

Norma Portuguesa

NP
EN 1997-1
2010

Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico **Parte 1: Regras gerais**

Eurocode 7 – Calcul géotechnique
Partie 1: Règles générales

Eurocode 7 – Geotechnical design
Part 1: General rules

ICS
91.010.30; 91.080.10

DESCRIPTORIOS
Eurocódigos; projectos geotécnicos; fundações; trabalhos de engenharia civil; cálculos matemáticos; solos; cálculo de projecto; escavações; estabilidade; assentamento (fundações); aterros

CORRESPONDÊNCIA
Versão portuguesa da EN 1997-1:2004 + AC:2009

HOMOLOGAÇÃO
Termo de Homologação n.º 52/2010, de 2010-03-11
A presente Norma resulta da revisão da
NP ENV 1997-1:1999

ELABORAÇÃO
CT 115 (LNEC)

EDIÇÃO
Março de 2010

CÓDIGO DE PREÇO
XEC045

© IPQ reprodução proibida

Instituto Português da  Qualidade

Rua António Gião, 2
2829-513 CAPARICA PORTUGAL

Tel. + 351-212 948 100 Fax + 351-212 948 101
E-mail: ipq@mail.ipq.pt Internet: www.ipq.pt

Preâmbulo nacional

À Norma Europeia EN 1997-1:2004, foi dado estatuto de Norma Portuguesa em 2005-02-25 (Termo de Adopção nº 219/2005, de 2005-02-25).

A presente Norma substitui a NP ENV 1997-1:1999 e constitui a versão portuguesa da EN 1997-1:2004 + AC:2009, a qual faz parte de um conjunto de normas integrantes do Eurocódigo 7: Projecto geotécnico.

Esta Norma constitui a Parte 1 do Eurocódigo 7 e destina-se a ser utilizada como base geral para os aspectos geotécnicos do projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil.

A aplicação desta Norma em Portugal deve obedecer às disposições constantes do respectivo Anexo Nacional NA, que dela faz parte integrante. Neste Anexo são nomeadamente concretizadas as prescrições explicitamente deixadas em aberto no corpo do Eurocódigo para escolha nacional, denominadas Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP).

Versão portuguesa

Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico
Parte 1: Regras gerais

Eurocode 7 – Entwurf,
Berechnung und Bemessung in
der Geotechnik
Teil 1: Allgemeine Regeln

Eurocode 7 – Calcul
géotechnique
Partie 1: Règles générales

Eurocode 7 – Geotechnical
design
Part 1: General rules

A presente Norma é a versão portuguesa da Norma Europeia EN 1997-1:2004 + AC:2009 e tem o mesmo estatuto que as versões oficiais. A tradução é da responsabilidade do Instituto Português da Qualidade. Esta Norma Europeia e a sua Errata foram ratificadas pelo CEN em 2004-04-23 e 2009-02-18, respectivamente.

Os membros do CEN são obrigados a submeter-se ao Regulamento Interno do CEN/CENELEC que define as condições de adopção desta Norma Europeia, como norma nacional, sem qualquer modificação.

Podem ser obtidas listas actualizadas e referências bibliográficas relativas às normas nacionais correspondentes junto do Secretariado Central ou de qualquer dos membros do CEN.

A presente Norma Europeia existe nas três versões oficiais (alemão, francês e inglês). Uma versão noutra língua, obtida pela tradução, sob responsabilidade de um membro do CEN, para a sua língua nacional, e notificada ao Secretariado Central, tem o mesmo estatuto que as versões oficiais.

Os membros do CEN são os organismos nacionais de normalização dos seguintes países: Alemanha, Áustria, Bélgica, Chipre, Dinamarca, Eslováquia, Eslovénia, Espanha, Estónia, Finlândia, França, Grécia, Hungria, Irlanda, Islândia, Itália, Letónia, Lituânia, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Baixos, Polónia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suécia e Suíça.

CEN

Comité Européen de Normalização
Europäisches Komitee für Normung
Comité Européen de Normalisation
European Committee for Standardization

Secretariado Central: Avenue Marnix 17, B-1000 Bruxelas

Sumário	Página
Preâmbulo nacional.....	2
Preâmbulo	12
Antecedentes do programa dos Eurocódigos.....	12
Estatuto e campo de aplicação dos Eurocódigos	13
Normas nacionais de implementação dos Eurocódigos.....	14
Ligações entre os Eurocódigos e as especificações técnicas harmonizadas (EN e ETA) relativas aos produtos.....	14
Informações adicionais específicas da EN 1997-1	14
Anexo Nacional da EN 1997-1	14
1 Generalidades.....	16
1.1 Objectivo e campo de aplicação	16
1.1.1 Objectivo e campo de aplicação do Eurocódigo 7.....	16
1.1.2 Objectivo e campo de aplicação da EN 1997-1	16
1.1.3 Outras Partes do Eurocódigo 7	17
1.2 Referências normativas.....	17
1.3 Pressupostos.....	18
1.4 Distinção entre Princípios e Regras de Aplicação	18
1.5 Termos e definições.....	19
1.5.1 Termos e definições comuns a todos os Eurocódigos	19
1.5.2 Termos e definições específicos da EN 1997-1	19
1.6 Símbolos	19
2 Bases do projecto geotécnico.....	24
2.1 Requisitos de projecto	24
2.2 Situações de projecto	26
2.3 Durabilidade	27
2.4 Dimensionamento geotécnico com base no cálculo	28
2.4.1 Generalidades	28
2.4.2 Acções	29
2.4.3 Propriedades do terreno	31
2.4.4 Grandezas geométricas	32
2.4.5 Valores característicos	32
2.4.6 Valores de cálculo	33
2.4.7 Estados limites últimos.....	35

2.4.8 Estados limites de utilização	39
2.4.9 Valores limites para os movimentos das fundações	39
2.5 Dimensionamento por medidas prescritivas	40
2.6 Ensaio de carga e ensaios em modelos experimentais	40
2.7 Método observacional	41
2.8 Relatório do Projecto Geotécnico	41
3 Dados geotécnicos	42
3.1 Generalidades	42
3.2 Estudos de caracterização geotécnica	43
3.2.1 Generalidades	43
3.2.2 Estudos de caracterização preliminares	43
3.2.3 Estudos de caracterização para o dimensionamento	43
3.3 Determinação dos parâmetros geotécnicos	44
3.3.1 Generalidades	44
3.3.2 Identificação do tipo de solo ou de rocha	44
3.3.3 Peso volúmico	45
3.3.4 Índice de compactidade	45
3.3.5 Compactação relativa	45
3.3.6 Resistência ao corte	46
3.3.7 Rigidez dos solos	46
3.3.8 Qualidade e propriedades de rochas e de maciços rochosos	46
3.3.9 Parâmetros de permeabilidade e de consolidação de solos e de rochas	48
3.3.10 Parâmetros geotécnicos obtidos através de ensaios de campo	49
3.4 Relatório da Caracterização Geotécnica	51
3.4.1 Requisitos	51
3.4.2 Apresentação da informação geotécnica	51
3.4.3 Avaliação da informação geotécnica	52
4 Supervisão da construção, observação e manutenção	53
4.1 Generalidades	53
4.2 Supervisão	54
4.2.1 Plano de supervisão	54
4.2.2 Inspeção e controlo	54
4.2.3 Verificação do projecto	55
4.3 Verificação das condições do terreno	55

4.3.1 Solos e rochas	55
4.3.2 Água do terreno	55
4.4 Verificação da construção	56
4.5 Observação	57
4.6 Manutenção	58
5 Aterros, rebaixamento freático e melhoramento ou reforço do terreno.....	58
5.1 Generalidades	58
5.2 Requisitos fundamentais.....	58
5.3 Construção de aterros	59
5.3.1 Princípios	59
5.3.2 Selecção do material de aterro.....	59
5.3.3 Escolha dos procedimentos de colocação e de compactação do aterro	60
5.3.4 Controlo do aterro.....	61
5.4 Rebaixamento freático	62
5.5 Melhoramento ou reforço do terreno.....	63
6 Fundações superficiais	63
6.1 Generalidades	63
6.2 Estados limites.....	63
6.3 Acções e situações de projecto	64
6.4 Considerações de projecto e de construção	64
6.5 Dimensionamento em relação aos estados limites últimos.....	65
6.5.1 Estabilidade global	65
6.5.2 Capacidade resistente do terreno ao carregamento.....	65
6.5.3 Capacidade resistente ao deslizamento.....	66
6.5.4 Cargas com grandes excentricidades	67
6.5.5 Rotura estrutural por movimento da fundação	67
6.6 Dimensionamento em relação aos estados limites de utilização	68
6.6.1 Generalidades	68
6.6.2 Assentamento.....	68
6.6.3 Empolamento.....	69
6.6.4 Análise de vibrações	70
6.7 Fundações em rocha; considerações de projecto adicionais.....	70
6.8 Dimensionamento estrutural de fundações superficiais.....	70
6.9 Preparação do terreno de fundação.....	71

7 Fundações por estacas.....	71
7.1 Generalidades	71
7.2 Estados limites.....	71
7.3 Acções e situações de projecto.....	72
7.3.1 Generalidades	72
7.3.2 Acções devidas a deslocamentos do terreno	72
7.4 Métodos de dimensionamento e considerações de projecto.....	74
7.4.1 Métodos de dimensionamento.....	74
7.4.2 Considerações de projecto.....	74
7.5 Ensaios de carga de estacas	75
7.5.1 Generalidades	75
7.5.2 Ensaios de carga estática	76
7.5.3 Ensaios de carga dinâmica	77
7.5.4 Relatório do ensaio de carga	77
7.6 Estacas carregadas axialmente	78
7.6.1 Generalidades	78
7.6.2 Capacidade resistente do terreno para estacas à compressão	79
7.6.3 Capacidade resistente do terreno para estacas à tracção.....	84
7.6.4 Deslocamentos verticais de fundações por estacas (Aptidão para a utilização da estrutura suportada).....	87
7.7 Estacas carregadas transversalmente.....	88
7.7.1 Generalidades	88
7.7.2 Capacidade resistente ao carregamento transversal com base em ensaios de carga de estacas.....	88
7.7.3 Capacidade resistente ao carregamento transversal com base em ensaios do terreno e em parâmetros de resistência da estaca	89
7.7.4 Deslocamento transversal.....	89
7.8 Dimensionamento estrutural de estacas.....	89
7.9 Supervisão da construção	90
8 Ancoragens.....	91
8.1 Generalidades	91
8.1.1 Objectivo e campo de aplicação	91
8.1.2 Definições.....	92
8.2 Estados limites.....	92
8.3 Situações de projecto e acções	93
8.4 Considerações de projecto e de construção	93

8.5 Dimensionamento em relação aos estados limites últimos.....	94
8.5.1 Dimensionamento da ancoragem.....	94
8.5.2 Valores de cálculo da capacidade resistente ao arrancamento determinados a partir dos resultados de ensaios	94
8.5.3 Valores de cálculo da capacidade resistente ao arrancamento determinados por meio de cálculos	95
8.5.4 Valor de cálculo da capacidade resistente estrutural da ancoragem	95
8.5.5 Valor de cálculo da carga na ancoragem	95
8.6 Dimensionamento em relação aos estados limites de utilização	95
8.7 Ensaios de adequabilidade.....	96
8.8 Ensaios de recepção.....	96
8.9 Supervisão e observação.....	96
9 Estruturas de suporte.....	96
9.1 Generalidades	96
9.1.1 Objectivo e campo de aplicação	96
9.1.2 Definições.....	96
9.2 Estados limites	97
9.3 Acções, grandezas geométricas e situações de projecto	98
9.3.1 Acções	98
9.3.2 Grandezas geométricas	99
9.3.3 Situações de projecto	100
9.4 Considerações de projecto e de construção	100
9.4.1 Generalidades	100
9.4.2 Sistemas de drenagem	101
9.5 Determinação das pressões de terras	102
9.5.1 Generalidades	102
9.5.2 Valores da pressão de terras em repouso	103
9.5.3 Valores limites da pressão de terras.....	103
9.5.4 Valores intermédios da pressão de terras.....	104
9.5.5 Efeitos da compactação	104
9.6 Pressões da água	104
9.7 Dimensionamento em relação aos estados limites últimos.....	104
9.7.1 Generalidades	104
9.7.2 Estabilidade global	105
9.7.3 Rotura no terreno de fundação de muros de gravidade	105

9.7.4 Rotura rotacional de cortinas.....	106
9.7.5 Rotura vertical de cortinas.....	107
9.7.6 Dimensionamento estrutural de estruturas de suporte.....	107
9.7.7 Rotura por arrancamento de ancoragens	108
9.8 Dimensionamento em relação aos estados limites de utilização	109
9.8.1 Generalidades	109
9.8.2 Deslocamentos.....	109
10 Rotura hidráulica	110
10.1 Generalidades	110
10.2 Rotura por levantamento global (flutuação).....	111
10.3 Rotura por levantamento hidráulico	114
10.4 Erosão interna.....	115
10.5 Rotura por erosão tubular.....	115
11 Estabilidade global	117
11.1 Generalidades	117
11.2 Estados limites.....	117
11.3 Acções e situações de projecto.....	117
11.4 Considerações de projecto e de construção	118
11.5 Dimensionamento em relação aos estados limites últimos	119
11.5.1 Análise da estabilidade de taludes.....	119
11.5.2 Taludes naturais e taludes de escavação em maciços rochosos.....	120
11.5.3 Estabilidade de escavações.....	121
11.6 Dimensionamento em relação aos estados limites de utilização	121
11.7 Observação	121
12 Aterros.....	122
12.1 Generalidades	122
12.2 Estados limites.....	122
12.3 Acções e situações de projecto.....	122
12.4 Considerações de projecto e de construção	123
12.5 Dimensionamento em relação aos estados limites últimos	124
12.6 Dimensionamento em relação aos estados limites de utilização	125
12.7 Supervisão e observação	125
Anexo A (normativo) Coeficientes parciais e de correlação para estados limites últimos e valores recomendados	127
A.1 Coeficientes parciais e de correlação.....	127

A.2 Coeficientes parciais para a verificação de estados limites de perda de equilíbrio (EQU).....	127
A.3 Coeficientes parciais para a verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO)	128
A.3.1 Coeficientes parciais para as acções (γ_F) ou para os efeitos das acções (γ_E).....	128
A.3.2 Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M).....	128
A.3.3 Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R).....	129
A.4 Coeficientes parciais para a verificação de estados limites de levantamento global (UPL).....	133
A.5 Coeficientes parciais para a verificação de estados limites de levantamento hidráulico (HYD).....	134
Anexo B (informativo) Informação básica sobre os coeficientes parciais a utilizar nas Abordagens de Cálculo 1, 2 e 3	135
B.1 Generalidades.....	135
B.2 Coeficientes parciais para as acções e para os efeitos das acções.....	135
B.3 Coeficientes parciais para as propriedades de resistência dos materiais e para as capacidades resistentes	136
Anexo C (informativo) Exemplos de procedimentos para a determinação de pressões de terras	139
C.1 Valores limites da pressão de terras.....	139
C.2 Procedimento analítico para obtenção dos limites activo e passivo das pressões de terras	148
C.3 Movimentos para mobilizar as pressões de terras.....	151
Anexo D (informativo) Exemplo de um método analítico de cálculo da capacidade resistente do terreno ao carregamento.....	155
D.1 Símbolos utilizados no Anexo D	155
D.2 Generalidades	155
D.3 Condições não drenadas	156
D.4 Condições drenadas	156
Anexo E (informativo) Exemplo de um método semi-empírico para a estimativa da capacidade resistente do terreno ao carregamento	159
Anexo F (informativo) Exemplos de métodos de avaliação do assentamento	160
F.1 Método das relações tensão-deformação.....	160
F.2 Método da elasticidade ajustada.....	160
F.3 Assentamentos em condições não drenadas	161
F.4 Assentamentos causados por consolidação	161
F.5 Evolução do assentamento ao longo do tempo.....	161
Anexo G (informativo) Exemplo de um método para a determinação da capacidade resistente presumida do terreno de fundações superficiais em rocha.....	162
Anexo H (informativo) Valores limites da deformação estrutural e dos movimentos das fundações	164

Anexo J (informativo) Lista de verificação para a supervisão da construção e a observação do comportamento.....	166
J.1 Generalidades	166
J.2 Supervisão da construção.....	166
J.2.1 Pontos de natureza geral a verificar	166
J.2.2 Escoamento de água e pressões na água dos poros.....	166
J.3 Observação do comportamento	167
Anexo Nacional NA	168
Introdução.....	168
NA.1 Objectivo e campo de aplicação.....	168
NA.2 Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP)	168
NA.2.1 Generalidades	168
NA.2.2 Princípios e Regras de Aplicação sem prescrições a nível nacional.....	168
NA.2.3 Princípios e Regras de Aplicação com prescrições a nível nacional	169
NA.3 Utilização dos Anexos informativos	175
NA.4 Informações complementares	176
NA.4.1 Objectivo	176
NA.4.2 Informações gerais.....	176
NA.4.3 Informações específicas.....	176
NA.5 Correspondência entre as normas europeias referidas na presente Norma e as normas nacionais.....	179

Preâmbulo

A presente Norma foi elaborada pelo Comité Técnico CEN/TC 250 "*Structural Eurocodes*", cujo secretariado é assegurado pela BSI. O CEN/TC 250 é responsável por todos os Eurocódigos Estruturais.

A esta Norma Europeia deve ser atribuído o estatuto de Norma Nacional, seja por publicação de um texto idêntico, seja por adopção, o mais tardar em Maio de 2005, e as normas nacionais divergentes devem ser anuladas o mais tardar em Março de 2010.

A presente Norma substitui a ENV 1997-1:1994.

De acordo com o Regulamento Interno do CEN/CENELEC, a presente Norma Europeia deve ser implementada pelos organismos nacionais de normalização dos seguintes países: Alemanha, Áustria, Bélgica, Chipre, Dinamarca, Eslováquia, Eslovénia, Espanha, Estónia, Finlândia, França, Grécia, Hungria, Irlanda, Islândia, Itália, Letónia, Lituânia, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Baixos, Polónia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suécia e Suíça.

Antecedentes do programa dos Eurocódigos

Em 1975, a Comissão da Comunidade Europeia optou por um programa de acção na área da construção, baseado no artigo 95º do Tratado. O objectivo do programa era a eliminação de entraves técnicos ao comércio e a harmonização das especificações técnicas.

No âmbito deste programa de acção, a Comissão tomou a iniciativa de elaborar um conjunto de regras técnicas harmonizadas para o projecto de obras de construção as quais, numa primeira fase, serviriam como alternativa para as regras nacionais em vigor nos Estados-Membros e que, posteriormente, as substituiriam.

Durante quinze anos, a Comissão, com a ajuda de uma Comissão Directiva com representantes dos Estados-Membros, orientou o desenvolvimento do programa dos Eurocódigos, que conduziu à primeira geração de regulamentos europeus na década de 80.

Em 1989, a Comissão e os Estados-Membros da UE e da EFTA decidiram, com base num acordo¹⁾ entre a Comissão e o CEN, transferir, através de uma série de mandatos, a preparação e a publicação dos Eurocódigos para o CEN, tendo em vista conferir-lhes no futuro a categoria de Norma Europeia (EN). Tal, liga, *de facto*, os Eurocódigos às disposições de todas as directivas do Conselho e/ou decisões da Comissão em matéria de normas europeias (por exemplo, a Directiva 89/106/CEE do Conselho relativa a produtos de construção – DPC – e as Directivas 93/37/CEE, 92/50/CEE e 89/440/CEE do Conselho relativas a obras públicas e serviços, assim como as Directivas da EFTA equivalentes destinadas à instituição do mercado interno).

O programa relativo aos Eurocódigos Estruturais inclui as seguintes normas, cada uma das quais é, geralmente, constituída por diversas Partes:

- EN 1990 Eurocódigo: Bases para o projecto de estruturas
- EN 1991 Eurocódigo 1: Acções em estruturas
- EN 1992 Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão
- EN 1993 Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço
- EN 1994 Eurocódigo 4: Projecto de estruturas mistas aço-betão

¹⁾ Acordo entre a Comissão das Comunidades Europeias e o Comité Europeu de Normalização (CEN) relativo ao trabalho sobre os Eurocódigos para o projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil (BC/CEN/03/89).

- EN 1995 Eurocódigo 5: Projecto de estruturas de madeira
EN 1996 Eurocódigo 6: Projecto de estruturas de alvenaria
EN 1997 Eurocódigo 7: Projecto geotécnico
EN 1998 Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos
EN 1999 Eurocódigo 9: Projecto de estruturas de alumínio

Os Eurocódigos reconhecem a responsabilidade das autoridades regulamentadoras de cada Estado-Membro e salvaguardaram o seu direito de estabelecer os valores relacionados com questões de regulamentação da segurança, a nível nacional, nos casos em que estas continuem a variar de Estado para Estado.

Estatuto e campo de aplicação dos Eurocódigos

Os Estados-Membros da UE e da EFTA reconhecem que os Eurocódigos servem de documentos de referência para os seguintes efeitos:

- como meio de comprovar a conformidade dos edifícios e de outras obras de engenharia civil com as exigências essenciais da Directiva 89/106/CEE do Conselho, particularmente a Exigência Essencial n.º 1 – Resistência mecânica e estabilidade – e a Exigência Essencial n.º 2 – Segurança contra incêndio;
- como base para a especificação de contratos de trabalhos de construção e de serviços de engenharia a eles associados;
- como base para a elaboração de especificações técnicas harmonizadas para os produtos de construção (EN e ETA).

Os Eurocódigos, dado que dizem respeito às obras de construção, têm uma relação directa com os documentos interpretativos²⁾ referidos no artigo 12º da DPC, embora sejam de natureza diferente das normas harmonizadas relativas aos produtos³⁾. Por conseguinte, os aspectos técnicos decorrentes dos Eurocódigos devem ser considerados de forma adequada pelos Comitês Técnicos do CEN e/ou pelos Grupos de Trabalho da EOTA envolvidos na elaboração das normas relativas aos produtos, tendo em vista a obtenção de uma compatibilidade total destas especificações técnicas com os Eurocódigos.

Os Eurocódigos fornecem regras comuns de cálculo estrutural para a aplicação corrente no projecto de estruturas e dos seus componentes, de natureza quer tradicional quer inovadora. Elementos construtivos ou condições de cálculo não usuais não são especificamente incluídos, devendo o projectista, nestes casos, assegurar o apoio especializado necessário.

²⁾ De acordo com o n.º 3 do artigo 3º da DPC, as exigências essenciais (EE) traduzir-se-ão em documentos interpretativos que estabelecem as ligações necessárias entre as exigências essenciais e os mandatos para a elaboração de normas europeias (EN) harmonizadas e guias de aprovação técnica europeia (ETAG), e das próprias aprovações técnicas europeias (ETA).

³⁾ De acordo com o artigo 12º da DPC, os documentos interpretativos devem:

- a) concretizar as exigências essenciais harmonizando a terminologia e as bases técnicas e indicando, sempre que necessário, classes ou níveis para cada exigência;
 - b) indicar métodos de correlação entre essas classes ou níveis de exigências e as especificações técnicas, por exemplo, métodos de cálculo e de ensaio, regras técnicas de concepção de projectos, etc.;
 - c) servir de referência para o estabelecimento das normas europeias harmonizadas e de guias de aprovação técnica europeia.
- Os Eurocódigos, de facto, desempenham um papel semelhante na área da EE 1 e de uma parte da EE 2.

Normas nacionais de implementação dos Eurocódigos

As normas nacionais de implementação dos Eurocódigos incluirão o texto completo do Eurocódigo (incluindo anexos), conforme publicado pelo CEN, o qual poderá ser precedido de uma página de título e de um preâmbulo nacionais, e ser também seguido de um Anexo Nacional.

O Anexo Nacional só poderá conter informações sobre os parâmetros deixados em aberto no Eurocódigo para escolha nacional, designados por Parâmetros Determinados a nível Nacional, a utilizar no projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil a construir no país em questão, nomeadamente:

- valores e/ou classes, nos casos em que são apresentadas alternativas no Eurocódigo;
- valores para serem utilizados nos casos em que apenas um símbolo é apresentado no Eurocódigo;
- dados específicos do país (geográficos, climáticos, etc.), por exemplo, mapa de zonamento da neve;
- o procedimento a utilizar nos casos em que são apresentados procedimentos alternativos no Eurocódigo.

Poderá ainda conter:

- decisões sobre a aplicação dos anexos informativos;
- informações complementares não contraditórias para auxílio do utilizador na aplicação do Eurocódigo.

Ligações entre os Eurocódigos e as especificações técnicas harmonizadas (EN e ETA) relativas aos produtos

É necessária uma consistência entre as especificações técnicas harmonizadas relativas aos produtos de construção e as regras técnicas relativas às obras⁴⁾. Além disso, todas as informações que acompanham a marcação CE dos produtos de construção que fazem referência aos Eurocódigos devem indicar, claramente, quais os Parâmetros Determinados a nível Nacional que foram tidos em conta.

Informações adicionais específicas da EN 1997-1

A presente Norma fornece orientações de projecto e acções para o projecto geotécnico de edifícios e de outras obras de engenharia civil.

A presente Norma destina-se a clientes, projectistas, empreiteiros e autoridades públicas.

A presente Norma destina-se a ser utilizada com a EN 1990 e com as EN 1991 a EN 1999.

Ao utilizar a presente Norma na prática, deverá ser prestada particular atenção aos pressupostos e condições subjacentes referidos em 1.3.

As doze secções da presente Norma são complementadas por um anexo normativo e por oito anexos informativos.

Anexo Nacional da EN 1997-1

Esta Norma estabelece procedimentos alternativos e valores, recomenda classes e inclui notas indicando onde poderão ter de ser feitas opções nacionais. Por este motivo, a Norma Nacional de implementação da EN 1997-1 deverá ter um Anexo Nacional que contenha todos os Parâmetros Determinados a nível Nacional para utilizar no projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil a serem construídos no país a que diz respeito.

A opção nacional é permitida na EN 1997-1:2004 em:

⁴⁾ Ver n.º 3 do artigo 3º e artigo 12º da DPC, e também 4.2, 4.3.1, 4.3.2 e 5.2 do Documento Interpretativo n.º 1.

- 2.1(8)P, 2.4.6.1(4)P, 2.4.6.2(2)P, 2.4.7.1(2)P, 2.4.7.1(3), 2.4.7.1(4), 2.4.7.1(5), 2.4.7.1(6), 2.4.7.2(2)P, 2.4.7.3.2(3)P, 2.4.7.3.3(2)P, 2.4.7.3.4.1(1)P, 2.4.7.4(3)P, 2.4.7.5(2)P, 2.4.8(2), 2.4.9(1)P, 2.5(1), 7.6.2.2(8)P, 7.6.2.2(14)P, 7.6.2.3(4)P, 7.6.2.3(5)P, 7.6.2.3(8), 7.6.2.4(4)P, 7.6.3.2(2)P, 7.6.3.2(5)P, 7.6.3.3(3)P, 7.6.3.3(4)P, 7.6.3.3(6), 8.5.2(2)P, 8.5.2(3), 8.6(4), 10.2(3), 11.5.1(1)P;

e as seguintes secções no Anexo A:

- A.2, A.3.1, A.3.2, A.3.3.1, A.3.3.2, A.3.3.3, A.3.3.4, A.3.3.5, A.3.3.6, A.4, A.5.

1 Generalidades

1.1 Objectivo e campo de aplicação

1.1.1 Objectivo e campo de aplicação do Eurocódigo 7

(1) O Eurocódigo 7 deverá ser utilizado em conjunto com a EN 1990:2002, que estabelece os princípios e os requisitos de segurança e de aptidão para a utilização, descreve as bases para o dimensionamento e a verificação e fornece orientações sobre outros aspectos relacionados com a fiabilidade estrutural.

(2) O Eurocódigo 7 aplica-se aos aspectos geotécnicos do projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil. Está subdividido em várias Partes (ver 1.1.2 e 1.1.3).

(3) O Eurocódigo 7 diz respeito aos requisitos de resistência, estabilidade, aptidão para a utilização e durabilidade das estruturas. Outros requisitos, tais como isolamento térmico ou acústico, não são considerados.

(4) Os valores numéricos das acções em edifícios e outras obras de engenharia civil a considerar no projecto são estabelecidos na EN 1991 para os vários tipos de construções. As acções provocadas pelo terreno, tais como as pressões de terras, devem ser calculadas de acordo com as regras do Eurocódigo 7.

(5) Os assuntos relacionados com a execução dos trabalhos e com a mão-de-obra são objecto de outras normas europeias, identificadas nas secções pertinentes da presente Norma.

(6) No Eurocódigo 7 a execução dos trabalhos só é considerada quando tal seja necessário para garantir a satisfação dos pressupostos das regras de cálculo.

(7) O Eurocódigo 7 não cobre os requisitos especiais do projecto de estruturas para resistência aos sismos. A EN 1998 fornece regras adicionais para os aspectos geotécnicos do projecto de estruturas para resistência aos sismos que completam ou adaptam as regras da presente Norma.

1.1.2 Objectivo e campo de aplicação da EN 1997-1

(1) A presente Norma destina-se a ser utilizada como base geral para os aspectos geotécnicos do projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil.

(2) A presente Norma trata dos seguintes assuntos:

Secção 1: Generalidades

Secção 2: Bases do projecto geotécnico

Secção 3: Dados geotécnicos

Secção 4: Supervisão da construção, observação e manutenção

Secção 5: Aterros, rebaixamento freático e melhoramento ou reforço do terreno

Secção 6: Fundações superficiais

Secção 7: Fundações por estacas

Secção 8: Ancoragens

Secção 9: Estruturas de suporte

Secção 10: Rotura hidráulica

Secção 11: Estabilidade global

Secção 12: Aterros

(3) A presente Norma contém os Anexos A a J, que fornecem:

- no Anexo A, valores recomendados dos coeficientes parciais; no Anexo Nacional poderão ser fixados valores diferentes destes coeficientes;
- nos Anexos B a J, informações suplementares a título de orientação, tais como métodos de cálculo aplicados internacionalmente.

1.1.3 Outras Partes do Eurocódigo 7

(1) A presente Norma é complementada pela EN 1997-2, que estabelece requisitos para a realização e para a avaliação dos resultados de ensaios de campo e de laboratório.

1.2 Referências normativas

(1) A presente Norma inclui, por referência, datada ou não, disposições relativas a outras normas. Estas referências normativas são citadas nos lugares apropriados do texto e as normas são listadas a seguir. Para as referências datadas, as emendas ou revisões subsequentes de qualquer destas normas só se aplicam à presente Norma se nela incorporadas por emenda ou revisão. Para as referências não datadas, aplica-se a última edição da norma referida (incluindo as emendas).

NOTA: Os Eurocódigos foram publicados como pré-normas europeias. As normas europeias seguintes, já publicadas ou em preparação, são citadas em secções normativas.

EN 1990:2002 ^{*)}	<i>Eurocode – Basis of structural design</i>
EN 1991 ^{*)}	<i>Eurocode 1 – Actions on structures</i>
EN 1991-4	<i>Eurocode 1 – Actions on structures – Part 4: Actions in silos and tanks</i>
EN 1992 ^{*)}	<i>Eurocode 2 – Design of concrete structures</i>
EN 1993 ^{*)}	<i>Eurocode 3 – Design of steel structures</i>
EN 1994	<i>Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures</i>
EN 1995	<i>Eurocode 5 – Design of timber structures</i>
EN 1996	<i>Eurocode 6 – Design of masonry structures</i>
EN 1997-2	<i>Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing</i>
EN 1998 ^{*)}	<i>Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance</i>
EN 1999	<i>Eurocode 9 – Design of aluminium and aluminium alloy structures</i>
EN 1536:1999	<i>Execution of special geotechnical works – Bored piles</i>
EN 1537:1999	<i>Execution of special geotechnical works – Ground anchors</i>
EN 12063:1999	<i>Execution of special geotechnical works – Sheet-pile walls</i>
EN 12699:2000	<i>Execution of special geotechnical works – Displacement piles</i>
EN 14199	<i>Execution of special geotechnical works – Micropiles</i>
EN ISO 13793:2001	<i>Thermal performance of buildings – Thermal design of foundations to avoid frost heave</i>

^{*)} No Anexo Nacional NA são indicadas as normas portuguesas equivalentes (nota nacional).

1.3 Pressupostos

(1) Faz-se referência a 1.3 da EN 1990:2002.

(2) As disposições da presente Norma baseiam-se nos seguintes pressupostos:

- os dados necessários para o projecto são recolhidos, registados e interpretados por pessoal adequadamente qualificado;
- as obras são projectadas por pessoal adequadamente qualificado e com experiência;
- entre os intervenientes na recolha dos dados, na elaboração do projecto e na construção existe adequada continuidade e comunicação;
- nos locais de fabrico, no estaleiro e na obra existe supervisão e controlo da qualidade adequados;
- a construção é efectuada de acordo com as normas e especificações aplicáveis e por pessoal com conhecimentos e experiência adequados;
- os materiais e outros produtos de construção são utilizados conforme o preconizado na presente Norma ou nos documentos normativos e especificações aplicáveis;
- a obra tem manutenção apropriada, de forma a garantir a sua segurança e aptidão para a utilização durante o tempo de vida útil previsto no projecto;
- a obra é utilizada para a finalidade definida no projecto.

(3) É necessário que estes pressupostos sejam tidos em consideração quer pelo projectista quer pelo cliente. Para evitar dúvidas, a conformidade com os pressupostos deverá ser documentada, por exemplo no relatório do projecto geotécnico.

1.4 Distinção entre Princípios e Regras de Aplicação

(1) Dependendo do carácter de cada secção, faz-se, na presente Norma, distinção entre Princípios e Regras de Aplicação.

(2) Os Princípios englobam:

- disposições e definições de carácter geral para as quais não são permitidas alternativas;
- requisitos e modelos analíticos para os quais não se permite alternativa, a não ser que expressamente especificado.

(3) Os Princípios são referenciados por um número entre parênteses seguido da letra P.

(4) As Regras de Aplicação são regras generalizadamente aceites que são conformes aos Princípios e que satisfazem os seus requisitos.

(5) Permite-se a adopção de regras de projecto alternativas, diferentes das Regras de Aplicação indicadas na presente Norma para as obras, desde que se demonstre que tais regras alternativas estão de acordo com os Princípios correspondentes e que são, no mínimo, equivalentes no que respeita à segurança, à utilização e à durabilidade da estrutura, às que seriam expectáveis com a utilização dos Eurocódigos.

NOTA: Se uma regra de projecto alternativa substituir uma Regra de Aplicação, não é possível reivindicar que o projecto daí resultante esteja totalmente de acordo com a EN 1997-1, embora o projecto respeite os Princípios desta Norma. Quando se utiliza a EN 1997-1 a respeito de uma propriedade indicada num Anexo Z de uma norma de produto ou num guia de aprovação técnica europeia, a utilização de uma regra de projecto alternativa poderá não ser aceite para a marcação CE.

(6) Na presente Norma, as Regras de Aplicação são identificadas por um número entre parênteses, como, por exemplo, neste parágrafo.

1.5 Termos e definições

1.5.1 Termos e definições comuns a todos os Eurocódigos

(1) Os termos e definições comuns a todos os Eurocódigos constam da EN 1990:2002, 1.5.

1.5.2 Termos e definições específicos da EN 1997-1

1.5.2.1 acção geotécnica

Acção transmitida à estrutura pelo terreno, por um aterro, por água livre ou por água do terreno.

NOTA: Definição constante da EN 1990:2002.

1.5.2.2 experiência comparável

Informação documentada ou claramente estabelecida que diga respeito a estruturas semelhantes e ao mesmo tipo de terreno considerado no projecto, envolvendo os mesmos tipos de solo e de rocha e para o qual seja de esperar um comportamento semelhante; a informação colhida no local é particularmente relevante.

1.5.2.3 terreno

Solo, rocha ou aterro existentes no local antes da execução dos trabalhos de construção.

1.5.2.4 estrutura

Combinação organizada de partes conectadas, incluindo aterro colocado durante a execução dos trabalhos, destinada a suportar cargas e a conferir rigidez adequada.

NOTA: Definição adaptada da constante da EN 1990:2002.

1.5.2.5 valor deduzido

Valor de um parâmetro geotécnico obtido por via teórica, por correlações ou por via empírica a partir de resultados de ensaios.

1.5.2.6 rigidez

Resistência dos materiais à deformação.

1.5.2.7 capacidade resistente

Capacidade de um elemento ou de uma secção transversal de um elemento de uma estrutura para suportar acções sem sofrer rotura mecânica, por exemplo capacidade resistente do terreno ao carregamento, capacidade resistente à flexão, capacidade resistente à encurvadura e capacidade resistente à tracção.

NOTA: Definição adaptada da constante da EN 1990:2002.

1.6 Símbolos

(1) Para os fins da presente Norma utilizam-se os seguintes símbolos:

Letras latinas

A'	área efectiva da base ($A' = B' \times L'$)
A_b	área da base de uma estaca
A_c	área total da base sob compressão
$A_{s,i}$	área da superfície lateral de uma estaca no estrato i
a_d	valor de cálculo de grandezas geométricas
a_{nom}	valor nominal de grandezas geométricas

Δa	variação do valor nominal de grandezas geométricas feita para fins específicos de projecto
B	largura de uma fundação
b'	largura efectiva de uma fundação
C_d	valor limite de cálculo do critério relevante de aptidão para a utilização
c	coesão
c'	coesão em tensões efectivas
c_u	resistência ao corte não drenada
$c_{u;d}$	valor de cálculo da resistência ao corte não drenada
d	profundidade da base de uma fundação
E_d	valor de cálculo do efeito de acções
$E_{stb;d}$	valor de cálculo do efeito de acções estabilizantes
$E_{dst;d}$	valor de cálculo do efeito de acções desestabilizantes
$F_{c;d}$	valor de cálculo da carga axial de compressão numa estaca ou num grupo de estacas
F_d	valor de cálculo de uma acção
F_k	valor característico de uma acção
F_{rep}	valor representativo de uma acção
$F_{t;d}$	valor de cálculo da carga axial de tracção numa estaca à tracção ou num grupo de estacas à tracção
$F_{tr;d}$	valor de cálculo da carga transversal numa estaca ou numa fundação por estacas
$G_{dst;d}$	valor de cálculo das acções permanentes desestabilizantes na verificação relativa ao levantamento global
$G_{stb;d}$	valor de cálculo das acções verticais permanentes estabilizantes na verificação relativa ao levantamento global
$G'_{stb;d}$	valor de cálculo das acções verticais permanentes estabilizantes na verificação relativa ao levantamento hidráulico (peso submerso)
H	carga horizontal, ou componente da acção total segundo a direcção da base de uma fundação
H_d	valor de cálculo de H
h	altura de uma estrutura de suporte
h	altura de água na verificação relativa ao levantamento hidráulico
h'	altura de um prisma de solo na verificação relativa ao levantamento hidráulico
$h_{w;k}$	valor característico da carga hidráulica hidrostática na base de um prisma de solo
K_0	coeficiente de impulso em repouso
$K_{0;\beta}$	coeficiente de impulso em repouso para uma superfície do terreno suportado com inclinação β relativamente à horizontal
k	razão $\delta_d/\varphi_{cv;d}$
L	comprimento de uma fundação
L'	comprimento efectivo de uma fundação

n	número de, por exemplo, estacas ou perfis de ensaio
P	carga numa ancoragem
P_d	valor de cálculo de P
P_p	carga máxima de ensaio num ensaio prévio de uma ancoragem selada por injeção de calda de cimento
$Q_{dst;d}$	valor de cálculo das ações variáveis verticais desestabilizantes na verificação relativa ao levantamento global
$q_{b;k}$	valor característico da capacidade resistente na ponta, por unidade de área
$q_{s;i;k}$	valor característico da capacidade resistente lateral, por unidade de área, no estrato i
q_u	resistência à compressão uniaxial
R_a	capacidade resistente ao arrancamento de uma ancoragem
$R_{a;d}$	valor de cálculo de R_a
$R_{a;k}$	valor característico de R_a
$R_{b;cal}$	capacidade resistente na ponta de uma estaca no estado limite último, calculada por meio de resultados de ensaios do terreno
$R_{b;d}$	valor de cálculo da capacidade resistente na ponta de uma estaca
$R_{b;k}$	valor característico da capacidade resistente na ponta de uma estaca
R_c	capacidade resistente do terreno no contacto com uma estaca à compressão, no estado limite último
$R_{c;cal}$	valor calculado de R_c
$R_{c;d}$	valor de cálculo de R_c
$R_{c;k}$	valor característico de R_c
$R_{c;m}$	valor medido de R_c num ou vários ensaios de estacas
R_d	valor de cálculo da capacidade resistente em relação a uma ação
$R_{p;d}$	valor de cálculo da força resistente causada por pressões de terras num lado de uma fundação
$R_{s;d}$	valor de cálculo da capacidade resistente lateral de uma estaca
$R_{s;cal}$	capacidade resistente lateral última, calculada utilizando parâmetros do terreno obtidos de resultados de ensaios
$R_{s;k}$	valor característico da capacidade resistente lateral de uma estaca
R_t	capacidade resistente última à tracção de uma estaca isolada
$R_{t;d}$	valor de cálculo da capacidade resistente à tracção de uma estaca ou de um grupo de estacas, ou da capacidade resistente estrutural à tracção de uma ancoragem
$R_{t;k}$	valor característico da capacidade resistente à tracção de uma estaca ou de um grupo de estacas
$R_{t;m}$	capacidade resistente à tracção de uma estaca isolada medida num ou em vários ensaios de carga
R_{tr}	capacidade resistente de uma estaca em relação a cargas transversais
$R_{tr;d}$	valor de cálculo da capacidade resistente de uma estaca carregada transversalmente
$S_{dst;d}$	valor de cálculo da força de percolação desestabilizante no terreno
$S_{dst;k}$	valor característico da força de percolação desestabilizante no terreno

s	assentamento
s_0	assentamento imediato
s_1	assentamento causado por consolidação
s_2	assentamento causado por fluência (assentamento secundário)
T_d	valor de cálculo da capacidade resistente total ao corte mobilizável em torno de um bloco de terreno contendo um grupo de estacas à tracção, ou na parte da estrutura que está em contacto com o terreno
u	pressão na água dos poros
$u_{dst;d}$	valor de cálculo da pressão na água dos poros desestabilizante
V	carga vertical, ou componente da acção total segundo a direcção normal à base de uma fundação
V_d	valor de cálculo de V
V'_d	valor de cálculo da acção vertical efectiva ou da parcela efectiva da componente da acção total segundo a direcção normal à base de uma fundação
$V_{dst;d}$	valor de cálculo da acção vertical desestabilizante numa estrutura
$V_{dst;k}$	valor característico da acção vertical desestabilizante numa estrutura
X_d	valor de cálculo de uma propriedade de um material
X_k	valor característico de uma propriedade de um material
z	distância vertical

Letras gregas

α	inclinação da base de uma fundação relativamente à horizontal
β	inclinação da superfície de um talude de terreno situado atrás de uma estrutura de suporte (positivo a subir)
δ	ângulo de atrito no contacto terreno-estrutura
δ_d	valor de cálculo de δ
γ	peso volúmico
γ'	peso volúmico submerso
γ_a	coeficiente parcial para ancoragens
$\gamma_{a;p}$	coeficiente parcial para ancoragens permanentes
$\gamma_{a;t}$	coeficiente parcial para ancoragens provisórias
γ_b	coeficiente parcial para a capacidade resistente na ponta de uma estaca
$\gamma_{c'}$	coeficiente parcial para a coesão em tensões efectivas
γ_{cu}	coeficiente parcial para a resistência ao corte não drenada
γ_E	coeficiente parcial para o efeito de uma acção
γ_f	coeficiente parcial para acções, que tem em conta a possibilidade de desvios desfavoráveis dos valores das acções em relação aos valores representativos
γ_F	coeficiente parcial para uma acção

γ_G	coeficiente parcial para uma acção permanente
$\gamma_{G;dst}$	coeficiente parcial para uma acção permanente desestabilizante
$\gamma_{G;stb}$	coeficiente parcial para uma acção permanente estabilizante
γ_m	coeficiente parcial para um parâmetro do solo (propriedade de um material)
$\gamma_{m,i}$	coeficiente parcial para um parâmetro do solo no estrato i
γ_M	coeficiente parcial para um parâmetro do solo (propriedade de um material), tendo também em conta incertezas inerentes aos modelos
γ_Q	coeficiente parcial para uma acção variável
γ_{qu}	coeficiente parcial para a resistência à compressão uniaxial
γ_R	coeficiente parcial para uma capacidade resistente
$\gamma_{R;d}$	coeficiente parcial para a incerteza num modelo de determinação da capacidade resistente
$\gamma_{R;e}$	coeficiente parcial para a capacidade resistente passiva de terras
$\gamma_{R;h}$	coeficiente de segurança parcial para a capacidade resistente ao deslizamento
$\gamma_{R;v}$	coeficiente de segurança parcial para a capacidade resistente do terreno ao carregamento
γ_s	coeficiente parcial para a capacidade resistente lateral de uma estaca
$\gamma_{S;d}$	coeficiente parcial para as incertezas na modelação dos efeitos das acções
$\gamma_{Q;dst}$	coeficiente parcial para uma acção variável desestabilizante
$\gamma_{Q;stb}$	coeficiente parcial para uma acção variável estabilizante
$\gamma_{s;t}$	coeficiente parcial para a capacidade resistente à tracção de uma estaca
γ_t	coeficiente parcial para a capacidade resistente total de uma estaca
γ_w	peso volúmico da água
$\gamma_{\varphi'}$	coeficiente parcial para o ângulo de atrito interno ($\tan \varphi'$)
γ_γ	coeficiente de segurança parcial para o peso volúmico
θ	ângulo que define a direcção de H
ξ	coeficiente de correlação, dependente do número de estacas ensaiadas ou do número de perfis de ensaios
ξ_a	coeficiente de correlação para ancoragens
$\xi_1; \xi_2$	coeficientes de correlação para avaliar os resultados de ensaios de carga estática de estacas
$\xi_3; \xi_4$	coeficientes de correlação para determinar a capacidade resistente de uma estaca a partir de resultados de estudos de caracterização geotécnica que não sejam ensaios de carga de estacas
$\xi_5; \xi_6$	coeficientes de correlação para determinar a capacidade resistente de uma estaca a partir de ensaios dinâmicos de impacto
ψ	coeficiente de conversão do valor característico no valor representativo
$\sigma_{stb;d}$	valor de cálculo da tensão vertical total estabilizante
$\sigma'_{h;0}$	componente horizontal da pressão de terras efectiva em repouso
$\sigma(z)$	tensão normal no paramento de uma estrutura de suporte à profundidade z

$\tau(z)$	tensão tangencial no paramento de uma estrutura de suporte à profundidade z
φ'	ângulo de atrito interno (ou de resistência ao corte) em tensões efectivas
φ_{cv}	ângulo de atrito interno (ou de resistência ao corte) no estado crítico
$\varphi_{cv;d}$	valor de cálculo de φ_{cv}
φ'_d	valor de cálculo de φ'

Abreviaturas

CFA Estacas instaladas com trado contínuo

OCR Razão de sobreconsolidação

NOTA 1: Os símbolos correntemente utilizados em todos os Eurocódigos são definidos na EN 1990:2002.

NOTA 2: A notação dos símbolos utilizados baseia-se na ISO 3898:1997.

(2) Para cálculos geotécnicos são recomendadas as seguintes unidades ou respectivos múltiplos:

– força	kN
– massa	kg
– momento	kNm
– massa volúmica	kg/m ³
– peso volúmico	kN/m ³
– tensão, pressão, resistência e rigidez	kPa
– coeficiente de permeabilidade	m/s
– coeficiente de consolidação	m ² /s

2 Bases do projecto geotécnico

2.1 Requisitos de projecto

(1)P Para cada situação de projecto geotécnica deve ser feita a verificação de que nenhum estado limite relevante, tal como é definido na EN 1990:2002, é excedido.

(2) Na definição das situações de projecto e dos estados limites deverão ser considerados os seguintes factores:

- as condições locais no que diz respeito à estabilidade global e aos movimentos do terreno;
- a natureza e a dimensão da estrutura e dos seus elementos, incluindo quaisquer requisitos especiais, tal como o tempo de vida útil;
- as condições relativas à vizinhança (estruturas próximas, tráfego, redes de serviços, vegetação, produtos químicos perigosos);
- as condições do terreno;
- as condições da água do terreno;
- a sismicidade regional;
- a influência do ambiente (hidrologia, águas superficiais, subsidência, variações sazonais da temperatura e da humidade).

(3) Os estados limites podem ocorrer quer no terreno quer na estrutura quer ainda por rotura envolvendo conjuntamente a estrutura e o terreno.

(4) Os estados limites deverão ser verificados recorrendo a uma das seguintes abordagens, ou respectiva combinação:

- a utilização de cálculos, tal como é descrita em 2.4;
- a adopção de medidas prescritivas, tal como é descrita em 2.5;
- a utilização de modelos experimentais e de ensaios de carga, tal como é descrita em 2.6;
- a utilização do método observacional, tal como é descrita em 2.7.

(5) Na prática, a experiência mostra frequentemente qual o tipo de estado limite que condiciona o dimensionamento, podendo então a demonstração de que são evitados outros estados limites consistir apenas numa verificação de controlo.

(6) Os edifícios deverão normalmente ser protegidos da penetração de água do terreno ou da transmissão de vapor ou gases para o seu interior.

(7) Caso tal seja viável, os resultados do dimensionamento deverão ser verificados face à experiência comparável.

(8)P Tendo em vista o estabelecimento de requisitos mínimos no que respeita à quantidade e à qualidade dos estudos de caracterização geotécnica, dos cálculos e dos procedimentos de controlo da construção, devem ser identificados a complexidade de cada projecto geotécnico e os riscos que lhe estão associados. Nomeadamente, deve ser feita distinção entre:

- estruturas ligeiras e simples e pequenas obras de terraplenagem, para as quais é possível assegurar, com um risco desprezável, que os requisitos mínimos serão satisfeitos com base na experiência e em estudos de caracterização geotécnica de natureza qualitativa;
- outras estruturas geotécnicas.

NOTA: O modo segundo o qual são satisfeitos estes requisitos mínimos poderá ser indicado no Anexo Nacional.

(9) No caso de estruturas e obras de terraplenagem de reduzida complexidade geotécnica e risco, tal como acima definidas, poderão ser utilizados procedimentos de dimensionamento simplificados.

(10) A fim de estabelecer requisitos de projecto geotécnico poderão ser introduzidas três Categorias Geotécnicas, 1, 2 e 3.

(11) Antes dos estudos de caracterização geotécnica deverá ser atribuída de forma preliminar uma Categoria Geotécnica à estrutura. Esta categoria deverá ser verificada em cada fase do processo de projecto e construção, e alterada se tal for necessário.

(12) Poderão ser utilizados procedimentos correspondentes a categorias mais elevadas para justificar projectos mais económicos ou quando o projectista os considere adequados.

(13) Pode ser necessário tratar os vários aspectos do projecto de um empreendimento de acordo com Categorias Geotécnicas diferentes. Não é necessário tratar a totalidade do empreendimento de acordo com a mais elevada dessas categorias.

(14) A Categoria Geotécnica 1 deverá englobar unicamente estruturas pequenas e relativamente simples:

- para as quais seja possível assegurar que são satisfeitos os requisitos fundamentais apenas com base na experiência e em estudos de caracterização geotécnica de natureza qualitativa;
- com risco desprezável.

(15) Os procedimentos correspondentes à Categoria Geotécnica 1 deverão ser utilizados somente quando o risco, em termos de estabilidade global ou de movimentos do terreno, seja desprezável, e seja conhecido, através de experiência local comparável, que as condições do terreno são suficientemente simples. Nestes casos, os procedimentos poderão consistir em métodos de rotina para o dimensionamento e para a construção de fundações.

(16) Os procedimentos correspondentes à Categoria Geotécnica 1 deverão ser utilizados somente se não houver escavações abaixo do nível freático ou se a experiência local comparável indicar que a escavação abaixo do nível freático é uma operação simples.

(17) A Categoria Geotécnica 2 deverá abranger os tipos correntes de estruturas e de fundações que não envolvam nem risco fora de comum nem condições difíceis no que diz respeito ao terreno ou ao carregamento.

(18) O projecto das estruturas da Categoria Geotécnica 2 deverá normalmente incluir dados geotécnicos de natureza quantitativa e uma análise que assegure que são satisfeitos os requisitos fundamentais.

(19) No projecto de estruturas classificadas na Categoria Geotécnica 2 poderão ser utilizados procedimentos de rotina quer nos ensaios de campo e de laboratório quer no dimensionamento e na construção.

NOTA: *São exemplos de estruturas ou partes de estruturas correntes que se enquadram na Categoria Geotécnica 2, as seguintes:*

- fundações superficiais;
- ensoleiramentos gerais;
- fundações por estacas;
- muros e outras estruturas de retenção ou suporte de solo ou de água;
- escavações;
- pilares e encontros de pontes;
- aterros e movimentos de terras;
- ancoragens no terreno e outros sistemas de ancoragem;
- túneis em rocha resistente não fracturada e sem requisitos especiais de impermeabilização ou outros.

(20) A Categoria Geotécnica 3 deverá abranger as estruturas ou partes de estruturas não abrangidas pelas Categorias Geotécnicas 1 e 2.

(21) Nos projectos de estruturas da Categoria Geotécnica 3 deverão normalmente ser utilizadas disposições e regras alternativas às da presente Norma.

NOTA: *A Categoria Geotécnica 3 inclui os seguintes exemplos:*

- estruturas de grande dimensão ou pouco comuns;
- estruturas que envolvam riscos fora do comum ou condições invulgares ou excepcionalmente difíceis de terreno ou de carregamento;
- estruturas em áreas de elevada sismicidade;
- estruturas em áreas com provável instabilidade local ou movimentos persistentes do terreno que requeiram estudos específicos de caracterização geotécnica ou medidas especiais.

2.2 Situações de projecto

(1)P Devem ser consideradas situações de projecto de curto e de longo prazo.

(2) No projecto geotécnico, as especificações detalhadas das situações de projecto deverão incluir, quando tal seja aplicável:

- as acções, suas combinações e casos de carga;

- a adequação geral do terreno onde está implantada a estrutura no que diz respeito à estabilidade global e aos movimentos do terreno;
- a disposição e a classificação das várias zonas de solo, rocha ou elementos da obra envolvidos em qualquer modelo de cálculo;
- planos de estratificação inclinados;
- explorações mineiras, cavernas e outras estruturas subterrâneas;
- no caso de estruturas assentes directamente em rocha ou na sua proximidade:
 - estratos rijos e moles em alternância;
 - falhas, diaclases e fissuras;
 - instabilidade eventual de blocos de rocha;
 - cavidades originadas por dissolução, tais como poços ou fissuras preenchidos com material mole, e processos de dissolução progressiva;
- a natureza do ambiente em que o projecto é desenvolvido, compreendendo:
 - efeitos de infra-escavação, erosão e escavação conducentes a alterações de geometria da superfície do terreno;
 - efeitos de corrosão de natureza química;
 - efeitos de meteorização;
 - efeitos da congelação;
 - efeitos de secas de longa duração;
 - variações dos níveis da água do terreno, devidas, por exemplo, a rebaixamento freático, a eventuais cheias, a rotura de sistemas de drenagem e a captação de água;
 - a presença de gases emergindo do terreno;
 - outros efeitos do tempo e do ambiente na resistência e noutras propriedades dos materiais; por exemplo, os efeitos de cavidades devidas a actividade animal;
- os sismos;
- a subsidência devida a actividade mineira ou outras causas;
- a sensibilidade da estrutura a deformações;
- o efeito da nova estrutura nas estruturas já existentes, nas redes de serviços e no ambiente local.

2.3 Durabilidade

(1) P No desenvolvimento do projecto geotécnico devem ser tidas em conta as condições ambientais de modo a que possa ser avaliada a respectiva influência na durabilidade e a permitir a adopção de medidas que protejam os materiais ou lhes confirmem a resistência adequada.

(2) No desenvolvimento do projecto deverá ser tido em consideração o seguinte, no que respeita à durabilidade dos materiais em contacto com o terreno:

a) para o betão:

- os agentes agressivos, tais como ácidos ou sulfatos, na água do terreno, no terreno ou em materiais de aterro;

b) para o aço:

- o ataque químico, quando os elementos da fundação estejam enterrados em terreno suficientemente permeável para permitir a percolação de água e de oxigénio;
- a corrosão nas superfícies de estacas-prancha expostas à água livre, particularmente na zona do nível médio dessa água;
- a corrosão localizada, do tipo picadas, no aço embebido em betão poroso ou fissurado, particularmente no caso de aço laminado onde os produtos de oxidação, actuando como cátodo, dão origem a uma acção electrolítica com a superfície não oxidada, actuando como ânodo;

c) para a madeira:

- os fungos e bactérias aeróbicas na presença de oxigénio;

d) para produtos sintéticos:

- os efeitos de envelhecimento devido à exposição às radiações ultra-violeta ou à degradação devida ao ozono, os efeitos combinados da temperatura e da tensão e os efeitos secundários relacionados com a degradação de natureza química.

(3) Deverá ser feita referência às recomendações relativas à durabilidade constantes das normas dos materiais de construção.

2.4 Dimensionamento geotécnico com base no cálculo

2.4.1 Generalidades

(1)P O dimensionamento com base no cálculo deve estar de acordo com os requisitos fundamentais da EN 1990:2002 e com as regras particulares da presente Norma. O dimensionamento com base no cálculo implica a consideração de:

- acções, que poderão ser quer forças impostas quer deslocamentos impostos, devidos, por exemplo, a movimentos do terreno;
- propriedades de solos, de rochas e de outros materiais;
- grandezas geométricas;
- valores limites das deformações, da largura de fendas, das vibrações, etc.;
- modelos de cálculo.

(2) Deverá ser considerado que o conhecimento das condições do terreno depende da amplitude e da qualidade dos estudos de caracterização geotécnica. Tal conhecimento e o controlo da qualidade da execução são mais importantes para satisfazer os requisitos fundamentais do que a precisão dos modelos de cálculo e dos coeficientes de segurança parciais.

(3)P Os modelos de cálculo devem descrever o comportamento presumido do terreno para o estado limite em consideração.

(4)P Quando não se disponha de um modelo de cálculo fiável para um dado estado limite, deve ser efectuada a análise de outro estado limite utilizando coeficientes que assegurem que a ultrapassagem do estado limite em causa é suficientemente improvável. Alternativamente, o dimensionamento deve ser efectuado recorrendo a medidas prescritivas, a modelos experimentais e a ensaios de carga, ou ao método observacional.

(5) O modelo de cálculo poderá consistir num:

- modelo analítico;
- modelo semi-empírico;
- modelo numérico.

(6)P Os modelos de cálculo devem ser rigorosos ou dar resultados do lado da segurança.

(7) Um modelo de cálculo poderá incluir simplificações.

(8) Se necessário, poderão ser modificados os resultados obtidos pelos modelos de modo a assegurar que os resultados dos cálculos de dimensionamento são rigorosos ou se situam do lado da segurança.

(9) Se a modificação dos resultados for efectuada através da aplicação de um coeficiente de modelo, deverá ser tido em conta o seguinte:

- a margem de incerteza dos resultados do método de análise;
- quaisquer erros sistemáticos que se saiba estarem associados com o método de análise.

(10)P Caso seja utilizada uma relação empírica na análise, deve ficar claramente estabelecido que essa relação é aplicável nas condições do terreno existentes no local da obra.

(11) Os estados limites que envolvam a formação de um mecanismo no terreno deverão ser facilmente verificados por intermédio de um modelo de cálculo. No caso de estados limites definidos em termos de deformações, estas deverão ser avaliadas por cálculo, tal como é descrito em 2.4.8, ou obtidas de outro modo.

NOTA: Muitos modelos de cálculo são baseados na hipótese de um comportamento suficientemente dúctil do sistema terreno/estrutura. Contudo, uma eventual falta de ductilidade conduzirá a um estado limite último caracterizado por colapso súbito.

(12) A utilização de métodos numéricos pode ser apropriada se forem tidas em consideração a compatibilidade de deformações e a interacção entre a estrutura e o solo para o estado limite em causa.

(13) Deverá ser considerada a compatibilidade das deformações num estado limite. No caso de possibilidade de ocorrência de rotura combinada de elementos estruturais e do terreno poderá ser necessária uma análise detalhada que tenha em atenção a rigidez relativa da estrutura e do terreno. São exemplos os ensoleiramentos gerais, as estacas carregadas lateralmente e as estruturas de suporte flexíveis. Deverá ser dada uma atenção particular à compatibilidade de deformações no caso de materiais frágeis ou que exibam amolecimento por deformação.

(14) Nalguns casos, tais como escavações suportadas por estruturas flexíveis ancoradas ou escoradas, a intensidade e a distribuição das pressões do terreno e os esforços internos dependem em grande parte da rigidez da estrutura, da rigidez e da resistência do terreno e do estado de tensão neste.

(15) Nestes casos de interacção terreno-estrutura, as análises deverão utilizar relações tensão-deformação para os materiais do terreno e da estrutura e valores dos estados de tensão no terreno suficientemente representativos para que, tendo em atenção o estado limite em consideração, se obtenham resultados do lado da segurança.

2.4.2 Acções

(1)P A definição das acções deve ser obtida da EN 1990:2002. Os valores das acções devem ser obtidos da EN 1991, quando tal seja pertinente.

(2)P Os valores das acções geotécnicas a utilizar devem ser fixados. Eles são conhecidos antes da realização de um cálculo, podendo ser alterados durante a sua realização.

NOTA: Os valores das acções geotécnicas poderão sofrer alteração durante o cálculo. Em tais casos esses valores serão introduzidos como primeira estimativa para que se possa iniciar o cálculo com um valor conhecido preliminar.

(3)P Na determinação das acções a adoptar no dimensionamento deve ser tida em conta qualquer interacção entre a estrutura e o terreno.

(4) No projecto geotécnico deverão ser passíveis de consideração como acções:

- os pesos do solo, da rocha e da água;
- as tensões no terreno;
- as pressões de terras;
- as pressões da água livre, incluindo as pressões das ondas;
- as pressões na água do terreno;
- as forças de percolação;
- as cargas permanentes e as cargas impostas transmitidas pelas estruturas;
- as sobrecargas;
- as forças de amarração;
- a remoção de carga ou a escavação do terreno;
- as cargas devidas ao tráfego;
- os deslocamentos devidos a exploração mineira ou à abertura de cavidades ou túneis;
- a expansão ou a retracção devidas à vegetação, ao clima ou a variações da humidade;
- os movimentos devidos à fluência, ao deslizamento ou ao assentamento dos terrenos;
- os movimentos devidos à degradação, à dispersão, à decomposição, à densificação devida ao peso próprio e à dissolução;
- os deslocamentos e as acelerações devidos a sismos, a explosões, a vibrações e a forças dinâmicas;
- os efeitos térmicos, incluindo a acção do gelo intersticial;
- as cargas devidas ao gelo;
- o pré-esforço imposto em ancoragens e escoras;
- o atrito negativo.

(5)P Deve ser tida em consideração a possibilidade de as acções variáveis ocorrerem quer de modo conjunto quer separadamente.

(6)P A duração das acções deve ser considerada tendo como referência os efeitos do tempo nas propriedades físicas do solo, especialmente as propriedades relacionadas com a drenagem e com a compressibilidade dos solos finos.

(7)P As acções repetidas e as acções de intensidade variável devem ser identificadas de modo a serem objecto de especial consideração relativamente, por exemplo, a movimentos persistentes, à liquefacção de solos e a variações da rigidez e da resistência do terreno.

(8)P As acções que dão origem a uma resposta dinâmica da estrutura e do terreno devem ser identificadas de modo a serem objecto de consideração especial.

(9)P As acções em que predominam forças devidas à água do terreno ou à água livre devem ser identificadas de modo a serem objecto de especial consideração no que respeita a deformações, fissuração, alterações de permeabilidade e erosão.

NOTA: Em certas situações, algumas acções permanentes, quer desfavoráveis (ou desestabilizantes) quer favoráveis (ou estabilizantes), poderão ser consideradas como provenientes de uma mesma origem. Se assim for, poderá ser aplicado um único coeficiente parcial à soma dessas acções ou à soma dos respectivos efeitos.

2.4.3 Propriedades do terreno

(1)P As propriedades dos maciços de solo ou de rocha, quantificadas, para os cálculos de dimensionamento, através de parâmetros geotécnicos, devem ser obtidas de resultados de ensaios, seja directamente seja recorrendo a correlações, a teorias ou a formulações empíricas, e de outros dados relevantes.

(2)P Os valores obtidos de resultados de ensaios e de outros dados devem ser apropriadamente interpretados tendo em consideração o estado limite em causa.

(3)P Devem ser tidas em conta possíveis diferenças entre as propriedades do terreno e os respectivos parâmetros geotécnicos obtidos dos resultados de ensaios e aqueles que efectivamente condicionam o comportamento da estrutura geotécnica.

(4) As diferenças a que é feita referência em 2.4.3(3)P podem ser devidas aos seguintes factores:

- muitos parâmetros geotécnicos não são verdadeiras constantes pois dependem do nível de tensão e do modo de deformação;
- a estrutura dos solos e das rochas (por exemplo fissuras, laminações ou partículas de grande dimensão), que poderá desempenhar um papel diferente no ensaio e na estrutura geotécnica;
- os efeitos do tempo;
- o efeito de amolecimento na resistência do solo ou da rocha devido à percolação de água;
- o efeito de amolecimento devido a acções dinâmicas;
- a fragilidade ou a ductilidade do solo ou da rocha ensaiados;
- o método construtivo da estrutura geotécnica;
- a influência da qualidade da execução no caso de terrenos colocados artificialmente ou tratados;
- o efeito das actividades de construção nas propriedades do terreno.

(5) Na determinação dos valores dos parâmetros geotécnicos deverá ser tido em consideração o seguinte:

- a informação publicada e reconhecida considerada relevante para a utilização de cada tipo de ensaio nas condições do terreno apropriadas;
- a comparação do valor de cada parâmetro geotécnico com dados relevantes publicados e com a experiência local e geral;
- a variação dos parâmetros geotécnicos relevantes para o projecto;
- os resultados de qualquer ensaio de campo de grandes dimensões e de medições realizadas em obras vizinhas;
- quaisquer correlações entre os resultados de mais de um tipo de ensaio;
- qualquer deterioração significativa que, durante o tempo de vida útil da estrutura, possa ocorrer nas propriedades físicas do terreno.

(6)P Nos casos em que tal seja necessário devem ser aplicados coeficientes de calibração para converter resultados de ensaios de laboratório e de campo obtidos de acordo com a EN 1997-2 em valores representativos do comportamento do solo e da rocha no local da obra, para o estado limite em causa, ou para ter em conta correlações utilizadas para obter valores deduzidos a partir dos resultados de ensaios.

2.4.4 Grandezas geométricas

(1)P O nível e a inclinação da superfície do terreno, os níveis de água, os níveis das superfícies de contacto entre estratos, os níveis de escavação e as dimensões da estrutura geotécnica devem ser considerados grandezas geométricas.

2.4.5 Valores característicos

2.4.5.1 Valores característicos e valores representativos das acções

(1)P Os valores característicos e os valores representativos das acções devem ser obtidos de acordo com a EN 1990:2002 e com as várias Partes da EN 1991.

2.4.5.2 Valores característicos dos parâmetros geotécnicos

(1)P A escolha dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos deve ser baseada em resultados e em valores deduzidos obtidos de ensaios de laboratório e de campo, complementados por experiência bem estabelecida.

(2)P O valor característico de um parâmetro geotécnico deve ser escolhido de forma a constituir uma estimativa cautelosa do valor que condiciona a ocorrência do estado limite em consideração.

(3)P Deve ser considerada a maior variância de c' , em comparação com a de $\tan \phi'$, na determinação dos respectivos valores característicos.

(4)P Na escolha dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos deve ser tido em conta o seguinte:

- as informações geológicas e outras informações de base, tais como dados de empreendimentos anteriores;
- a variabilidade dos valores medidos das propriedades e outras informações relevantes, como por exemplo conhecimentos já existentes;
- a amplitude dos estudos de caracterização de campo e de laboratório;
- o tipo e o número de amostras;
- a extensão da zona de terreno que condiciona o comportamento da estrutura geotécnica no estado limite em consideração;
- a aptidão da estrutura geotécnica para transferir cargas de zonas do terreno mais deformáveis para zonas menos deformáveis.

(5) Os valores característicos podem ser valores inferiores, que são menores do que os valores mais prováveis, ou valores superiores, que são maiores do que os mais prováveis.

(6)P Para cada cálculo deve ser utilizada a combinação mais desfavorável de valores superiores e inferiores dos parâmetros independentes.

(7) A zona de terreno que condiciona o comportamento duma estrutura geotécnica num estado limite é normalmente muito maior do que uma amostra para ensaio laboratorial ou do que a zona de terreno afectada num ensaio de campo. Consequentemente, o valor do parâmetro condicionante é muitas vezes a média de uma gama de valores correspondente a uma grande superfície ou volume do terreno. O valor característico deverá ser uma estimativa cautelosa desse valor médio.

(8) Se o comportamento da estrutura geotécnica no estado limite em consideração for condicionado pelo mínimo ou pelo máximo valor de uma propriedade do terreno, o valor característico deverá ser uma estimativa cautelosa do mínimo ou do máximo valor que ocorre na zona que condiciona o comportamento.

(9) Na definição da zona de terreno que condiciona o comportamento de uma estrutura geotécnica num estado limite deverá ser considerado que este poderá depender do comportamento da estrutura suportada. Por exemplo, quando, no caso de um edifício fundado em várias sapatas, se considera um estado limite último de insuficiência de capacidade resistente do terreno ao carregamento, e o edifício é incapaz de resistir a uma rotura local do terreno de fundação, o parâmetro condicionante deverá ser a resistência média em cada zona individual do terreno sob uma sapata. Se, pelo contrário, o edifício é suficientemente rígido e resistente, o parâmetro condicionante deverá ser a média desses valores médios na totalidade ou em parte da zona do terreno sob o edifício.

(10) Se na escolha dos valores característicos das propriedades do terreno forem utilizados métodos estatísticos, estes deverão ter em conta a diferença entre amostragem local e regional, bem como permitir a utilização dum conhecimento *a priori* de propriedades do terreno comparáveis.

(11) Se se utilizarem métodos estatísticos, o valor característico deverá ser deduzido de forma a que a probabilidade calculada de que o valor que condiciona a ocorrência do estado limite em consideração seja mais desfavorável não exceda 5 %.

NOTA: A este respeito, uma estimativa cautelosa do valor médio é uma escolha do valor médio do conjunto limitado de valores dum parâmetro geotécnico com nível de confiança de 95 %; no caso de rotura local, uma estimativa cautelosa do valor mínimo é a correspondente ao percentil 5 %.

(12)P Quando se utilizem tabelas normalizadas de valores característicos relacionados com parâmetros resultantes de estudos de caracterização do solo, o valor característico deve ser escolhido como um valor muito cauteloso.

2.4.5.3 Valores característicos das grandezas geométricas

(1)P Os valores característicos dos níveis do terreno e da água do terreno ou da água livre devem ser valores, superiores ou inferiores, medidos, nominais ou estimados.

(2) Normalmente, os valores característicos dos níveis do terreno e as dimensões das estruturas ou de elementos geotécnicos deverão ser valores nominais.

2.4.6 Valores de cálculo

2.4.6.1 Valores de cálculo das acções

(1)P O valor de cálculo de uma acção deve ser determinado de acordo com a EN 1990:2002.

(2)P O valor de cálculo de uma acção (F_d) deve ser avaliado directamente ou ser obtido a partir de valores representativos recorrendo à expressão seguinte:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{\text{rep}} \quad (2.1a)$$

com

$$F_{\text{rep}} = \psi \cdot F_k \quad (2.1b)$$

(3)P Os valores de ψ devem ser obtidos da EN 1990:2002.

(4)P Na expressão (2.1a) deve ser utilizado o coeficiente parcial γ_F para situações persistentes ou transitórias definido no Anexo A.

NOTA 1: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional.

NOTA 2: Os valores recomendados no Anexo A indicam o nível de segurança adequado para projectos correntes.

(5) Se os valores de cálculo das acções geotécnicas forem avaliados directamente, os valores dos coeficientes parciais recomendados no Anexo A deverão ser utilizados como orientação para se obter o nível de segurança requerido.

(6)P Quando se trate de pressões da água do terreno em estados limites com consequências severas (geralmente estados limites últimos), os valores de cálculo devem representar os valores mais desfavoráveis que podem ocorrer durante o tempo de vida útil da estrutura previsto no projecto. Para estados limites de consequências menos severas (geralmente estados limites de utilização), os valores de cálculo devem ser os valores mais desfavoráveis que podem ocorrer em circunstâncias normais.

(7) Em certos casos, pressões da água extremamente elevadas que satisfaçam o estipulado em 1.5.3.5 da EN 1990:2002 poderão ser consideradas acções acidentais.

(8) Os valores de cálculo das pressões da água do terreno poderão ser obtidos quer por aplicação de coeficientes parciais aos valores característicos das pressões da água, quer por aplicação de uma margem de segurança ao valor característico do nível da água, de acordo com o estabelecido em 2.4.4(1)P e 2.4.5.3(1)P.

(9) Deverão ser considerados os aspectos seguintes, susceptíveis de afectar as pressões da água:

- o nível da superfície da água livre ou da superfície da água do terreno;
- os efeitos favoráveis ou desfavoráveis da drenagem, tanto natural como artificial, tendo em conta a sua permanência futura;
- a alimentação de água proveniente da chuva, de cheias, de roturas de condutas ou de outras origens;
- variações das pressões da água devidas ao crescimento ou à remoção de vegetação.

(10) Deverão ser tidos em consideração eventuais níveis de água desfavoráveis originados por alterações na bacia hidrográfica e por redução de drenagem devida a bloqueamento, congelação ou outras causas.

(11) A não ser que a eficiência do sistema de drenagem possa ser demonstrada e a sua manutenção assegurada, o valor de cálculo do nível freático deverá ser o máximo possível, podendo coincidir com o do nível da superfície do terreno.

2.4.6.2 Valores de cálculo dos parâmetros geotécnicos

(1)P Os valores de cálculo dos parâmetros geotécnicos (X_d) devem ser obtidos a partir dos valores característicos, recorrendo à expressão seguinte:

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (2.2)$$

ou ser avaliados directamente.

(2)P Na expressão (2.2) deve ser utilizado o coeficiente parcial γ_M para situações persistentes ou transitórias definido no Anexo A.

NOTA 1: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional.

NOTA 2: Os valores recomendados no Anexo A indicam o nível de segurança mínimo para projectos correntes.

(3) Se os valores de cálculo dos parâmetros geotécnicos forem avaliados directamente, os valores dos coeficientes parciais recomendados no Anexo A deverão ser utilizados como orientação para se obter o nível de segurança requerido.

2.4.6.3 Valores de cálculo das grandezas geométricas

(1) Os coeficientes parciais para as acções e para os materiais (γ_F e γ_M) contemplam pequenas variações das grandezas geométricas pelo que, em tais circunstâncias, não é geralmente necessário introduzir qualquer margem de segurança adicional relativamente a essas grandezas.

(2)P Nos casos em que os desvios nas grandezas geométricas tenham um efeito significativo na fiabilidade de uma estrutura, os valores de cálculo das grandezas geométricas (a_d) devem ser avaliados directamente ou ser obtidos a partir de valores nominais, recorrendo à seguinte expressão (ver 6.3.4 da EN 1990:2002):

$$a_d = a_{\text{nom}} \pm \Delta a \quad (2.3)$$

sendo os valores de Δa fornecidos em 6.5.4(2) e em 9.3.2.2.

2.4.6.4 Valores de cálculo das propriedades estruturais

(1)P Os valores de cálculo das propriedades de resistência dos materiais estruturais e os valores de cálculo das capacidades resistentes de elementos estruturais devem ser calculados de acordo com as normas EN 1992 a EN 1996 e EN 1999.

2.4.7 Estados limites últimos

2.4.7.1 Generalidades

(1)P Quando tal seja relevante deve ser feita a verificação de que não são excedidos os seguintes estados limites:

- perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno, considerados como corpos rígidos, em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais e do terreno não têm influência significativa na capacidade resistente (EQU);
- rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais (incluindo, por exemplo, sapatas, estacas ou muros de caves), em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais têm influência significativa na capacidade resistente (STR);
- rotura ou deformação excessiva do terreno, em que as propriedades de resistência do solo ou da rocha têm influência significativa na capacidade resistente (GEO);
- perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devida a levantamento global originado por pressão da água (flutuação) ou por outras acções verticais (UPL);
- levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular no terreno causados por gradientes hidráulicos (HYD).

NOTA: O estado limite GEO é frequentemente crítico no que respeita ao estabelecimento das dimensões dos elementos estruturais envolvidos em fundações ou estruturas de suporte e, por vezes, no que respeita à capacidade resistente dos elementos estruturais.

(2)P Devem ser utilizados os coeficientes parciais para situações persistentes ou transitórias definidos no Anexo A.

NOTA: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional. Os quadros do Anexo A fornecem os valores recomendados.

(3) Todos os valores dos coeficientes parciais para as acções ou para os efeitos das acções em situações acidentais deverão normalmente ser iguais a 1,0. Os valores dos coeficientes parciais para a determinação das capacidades resistentes em situações acidentais deverão ser escolhidos tendo em atenção as circunstâncias particulares de cada situação.

NOTA: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional.

(4) Em casos de risco fora do comum ou de terreno ou condições de carregamento excepcionalmente difíceis ou não usuais, deverão ser utilizados valores mais severos do que os recomendados no Anexo A.

NOTA: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional.

(5) Em estruturas provisórias ou em situações de projecto transitórias poderão ser utilizados valores menos severos do que os recomendados no Anexo A, desde que as consequências prováveis o justifiquem.

NOTA: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional.

(6) Na determinação dos valores de cálculo das capacidades resistentes (R_d) ou dos valores de cálculo dos efeitos das acções (E_d) poderão ser introduzidos coeficientes de modelo, respectivamente ($\gamma_{R;d}$) ou ($\gamma_{S;d}$), de modo a assegurar que os resultados obtidos com o modelo de cálculo são rigorosos ou se situam do lado da segurança.

NOTA: Os valores dos coeficientes de modelo poderão ser fixados no Anexo Nacional.

2.4.7.2 Verificação do equilíbrio estático

(1)P Na consideração de um estado limite de perda de equilíbrio estático ou de deslocamentos globais da estrutura ou do terreno (EQU) deve ser feita a verificação de que:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (2.4)$$

com

$$E_{dst;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{dst} \quad (2.4a)$$

e

$$E_{stb;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{stb} \quad (2.4b)$$

(2)P Na expressão (2.4) devem ser utilizados os coeficientes parciais para situações persistentes ou transitórias definidos em A.2(1)P e A.2(2)P.

NOTA 1: A perda de equilíbrio estático EQU é relevante principalmente no projecto estrutural. No projecto geotécnico a verificação EQU limitar-se-á a um número reduzido de casos, tais como fundações rígidas assentes em rocha, e é, em princípio, diferente da análise de problemas de estabilidade global ou de flutuação. Se for tida em conta alguma capacidade resistente ao corte T_ϕ , esta deverá ser de reduzida importância.

NOTA 2: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional. Os Quadros A.1 e A.2 fornecem os valores recomendados.

2.4.7.3 Verificação da capacidade resistente para estados limites de rotura estrutural ou de rotura do terreno em situações persistentes ou transitórias

2.4.7.3.1 Generalidades

(1)P Na consideração de um estado limite de rotura ou de deformação excessiva de um elemento estrutural ou do terreno (STR e GEO) deve ser feita a verificação de que:

$$E_d \leq R_d \quad (2.5)$$

2.4.7.3.2 Valores de cálculo dos efeitos das acções

(1) Os coeficientes parciais para as acções poderão ser aplicados ou às próprias acções (F_{rep}) ou aos seus efeitos (E):

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (2.6a)$$

ou

$$E_d = \gamma_E E\{F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (2.6b)$$

(2) Nalgumas situações de projecto a aplicação de coeficientes parciais a acções causadas pelo solo ou transmitidas pelo solo (tais como pressões de terras ou da água) poderia conduzir a valores de cálculo inverosímeis ou mesmo fisicamente impossíveis. Nestas situações, os coeficientes poderão ser aplicados directamente aos efeitos das acções calculados a partir dos valores representativos das acções.

(3)P Nas expressões (2.6a) e (2.6b) devem ser utilizados os coeficientes parciais definidos em A.3.1(1)P e A.3.2(1)P.

NOTA: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional. Os Quadros A.3 e A.4 fornecem os valores recomendados.

2.4.7.3.3 Valores de cálculo das capacidades resistentes

(1) Os coeficientes parciais poderão ser aplicados às propriedades do terreno (X), às capacidades resistentes (R) ou a ambas, do seguinte modo:

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (2.7a)$$

ou

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\} / \gamma_R \quad (2.7b)$$

ou

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} / \gamma_R \quad (2.7c)$$

NOTA: Nos procedimentos de cálculo em que se aplicam coeficientes aos efeitos das acções, o coeficiente parcial para as acções, γ_F , é igual a 1,0 (ver também B.3(6)).

(2)P Nas expressões (2.7a), (2.7b) e (2.7c) devem ser utilizados os coeficientes parciais definidos em A.3.3.1(1)P, A.3.3.2(1)P, A.3.3.4(1)P, A.3.3.5(1)P e A.3.3.6(1)P.

NOTA: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional. Os Quadros A.5, A.6, A.7, A.8, A.12, A.13 e A.14 fornecem os valores recomendados.

2.4.7.3.4 Abordagens de Cálculo

2.4.7.3.4.1 Generalidades

(1)P O modo como são aplicadas as expressões (2.6) e (2.7) deve ser determinado recorrendo a uma de três Abordagens de Cálculo.

NOTA 1: O modo de utilização das expressões (2.6) e (2.7) e a Abordagem de Cálculo a ser utilizada poderão ser fixados no Anexo Nacional.

NOTA 2: No Anexo B são fornecidos esclarecimentos adicionais sobre as Abordagens de Cálculo.

NOTA 3: Os coeficientes parciais do Anexo A utilizados nas expressões (2.6) e (2.7) são agrupados em conjuntos denominados A (para as acções ou para os efeitos das acções), M (para os parâmetros do solo) e R (para as capacidades resistentes). São escolhidos de acordo com a Abordagem de Cálculo utilizada.

2.4.7.3.4.2 Abordagem de Cálculo 1

(1)P Excepto no cálculo de estacas carregadas axialmente e de ancoragens, deve ser feita a verificação de que não ocorre um estado limite de rotura ou de deformação excessiva para qualquer das seguintes combinações de conjuntos de coeficientes parciais:

Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1

Combinação 2: A2 “+” M2 “+” R1

em que “+” significa: “combinado com”.

NOTA: Nas Combinações 1 e 2 os coeficientes parciais são aplicados às acções e aos parâmetros de resistência do terreno.

(2)P No cálculo de estacas carregadas axialmente e de ancoragens deve ser feita a verificação de que não ocorre um estado limite de rotura ou de deformação excessiva para qualquer das seguintes combinações de conjuntos de coeficientes parciais:

Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1

Combinação 2: A2 “+” (M1 ou M2) “+” R4

NOTA 1: Na Combinação 1 os coeficientes parciais são aplicados às acções e aos parâmetros de resistência do terreno. Na Combinação 2 os coeficientes parciais são aplicados às acções, às capacidades resistentes do terreno e, por vezes, aos parâmetros de resistência do terreno.

NOTA 2: Na Combinação 2 o conjunto M1 é utilizado para o cálculo das capacidades resistentes de estacas e de ancoragens e o conjunto M2 é utilizado para o cálculo das acções desfavoráveis nas estacas devidas, por exemplo, a atrito lateral negativo ou a carregamento transversal.

(3) Se for óbvio que uma das duas combinações condiciona o dimensionamento, não é necessário efectuar cálculos para a outra combinação. No entanto, diferentes combinações poderão ser críticas para aspectos diferentes do mesmo dimensionamento.

2.4.7.3.4.3 Abordagem de Cálculo 2

(1)P Deve ser feita a verificação de que não ocorre um estado limite de rotura ou de deformação excessiva para a seguinte combinação de conjuntos de coeficientes parciais:

Combinação: A1 “+” M1 “+” R2

NOTA 1: Nesta abordagem os coeficientes parciais são aplicados às acções ou aos efeitos das acções e às capacidades resistentes do terreno.

NOTA 2: Se esta abordagem for utilizada em análises de estabilidade de taludes ou de estabilidade global, o efeito resultante das acções na superfície de rotura é multiplicado por γ_E e a capacidade resistente ao corte ao longo da superfície de rotura é dividida por $\gamma_{R;c}$.

2.4.7.3.4.4 Abordagem de Cálculo 3

(1)P Deve ser feita a verificação de que não ocorre um estado limite de rotura ou de deformação excessiva para a seguinte combinação de conjuntos de coeficientes parciais:

Combinação: (A1* ou A2[†]) “+” M2 “+” R3

* nas acções estruturais

[†] nas acções geotécnicas

NOTA 1: Nesta abordagem os coeficientes parciais são aplicados às acções ou aos efeitos das acções provenientes da estrutura e aos parâmetros de resistência do terreno.

NOTA 2: Nas análises de estabilidade de taludes ou de estabilidade global as acções sobre o solo (por exemplo, acções estruturais ou cargas devidas ao tráfego) são tratadas como acções geotécnicas utilizando o conjunto A2 de coeficientes para as cargas.

2.4.7.4 Procedimento de verificação e coeficientes parciais para o levantamento global

(1)P A verificação relativa ao levantamento global (UPL) deve ser efectuada assegurando que o valor de cálculo da combinação das acções verticais desestabilizantes permanentes e variáveis ($V_{dst;d}$) é menor ou igual do que a soma do valor de cálculo das acções verticais permanentes estabilizantes ($G_{stb;d}$) com o valor de cálculo de qualquer capacidade resistente adicional ao levantamento global (R_d):

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (2.8)$$

em que:

$$V_{dst;d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d}$$

(2) A capacidade resistente adicional ao levantamento global poderá também ser tratada como uma acção vertical permanente estabilizante ($G_{stb;d}$).

(3)P Na expressão (2.8) devem ser utilizados os coeficientes parciais para $G_{dst;d}$, $Q_{dst;d}$, $G_{stb;d}$ e R_d , para situações persistentes ou transitórias, definidos em A.4(1)P e A.4(2)P.

NOTA: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional. Os Quadros A.15 e A.16 fornecem os valores recomendados.

2.4.7.5 Verificação da resistência à rotura por levantamento hidráulico devido a percolação de água no terreno

(1)P Na consideração de um estado limite de rotura por levantamento hidráulico devido a percolação de água no terreno (HYD, ver 10.3) deve ser feita, para qualquer coluna de solo relevante, a verificação de que o valor de cálculo da pressão na água dos poros desestabilizante ($u_{dst;d}$) na base da coluna, ou o valor de cálculo da força vertical de percolação ($S_{dst;d}$) na coluna, é menor ou igual do que a tensão total vertical estabilizante ($\sigma_{stb;d}$) na base da coluna, ou o peso submerso ($G'_{stb;d}$) da mesma coluna:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (2.9a)$$

ou

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (2.9b)$$

(2)P Nas expressões (2.9a) e (2.9b) devem ser utilizados os coeficientes parciais para $u_{dst;d}$, $\sigma_{stb;d}$, $S_{dst;d}$ e $G'_{stb;d}$, para situações persistentes ou transitórias, definidos em A.5(1)P.

NOTA: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional. O Quadro A.17 fornece os valores recomendados.

2.4.8 Estados limites de utilização

(1)P Na verificação de estados limites de utilização no terreno ou numa secção, elemento ou ligação estruturais deve ser satisfeita a expressão:

$$E_d \leq C_d \quad (2.10)$$

ou ser utilizado o método referido em 2.4.8(4).

(2) Os valores dos coeficientes parciais para estados limites de utilização deverão normalmente ser iguais a 1,0.

NOTA: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional.

(3) Os valores característicos deverão ser modificados apropriadamente se durante o tempo de vida da obra puderem ocorrer alterações das propriedades do terreno, por exemplo devidas a rebaixamento freático ou a dessecação.

(4) Para manter as deformações aquém dos limites de aptidão para a utilização requeridos poderá ser feita a verificação de que é mobilizada uma fracção suficientemente baixa da resistência do terreno, desde que esta abordagem simplificada se restrinja a situações de projecto em que:

- não seja requerido um valor da deformação para a verificação do estado limite de utilização;
- exista comprovada experiência comparável com terreno, estrutura e método de construção semelhantes.

(5)P O valor limite para uma dada deformação é o valor para o qual é suposto ocorrer na estrutura suportada um estado limite de utilização, como é o caso de encravamento de portas ou fissuração inadmissíveis. Este valor limite deve ser acordado durante o projecto da estrutura.

2.4.9 Valores limites para os movimentos das fundações

(1)P No projecto de fundações devem ser estabelecidos valores limites para os movimentos das fundações.

NOTA: Os movimentos admissíveis das fundações poderão ser fixados no Anexo Nacional.

(2)P Quaisquer movimentos diferenciais das fundações que dêem origem a deformação na estrutura suportada devem ser limitados de modo a assegurar que tais deformações não originam um estado limite na referida estrutura.

(3)P Na definição dos valores de cálculo para os movimentos limites e para as deformações limites deve ser tido em conta o seguinte:

- o grau de confiança com que pode ser especificado o máximo valor admissível do movimento;
- a ocorrência e a velocidade dos movimentos do terreno;
- o tipo de estrutura;
- o tipo de material de construção;
- o tipo de fundação;
- o tipo de terreno;
- o modo de deformação;
- a utilização proposta para a estrutura;
- a necessidade de assegurar que não ocorrem problemas com as redes de serviços que entram na estrutura.

(4)P No cálculo dos assentamentos diferenciais deve ser tido em conta o seguinte:

- a ocorrência e a velocidade dos assentamentos e de outros movimentos do terreno;
- as variações aleatórias e sistemáticas das propriedades do terreno;
- a distribuição do carregamento;
- o método de construção (incluindo a sequência de carregamento);
- a rigidez da estrutura durante e após a construção.

NOTA: No caso de inexistência de valores limites especificados das deformações da estrutura suportada, poderão ser utilizados os valores das deformações estruturais e dos movimentos das fundações fornecidos no Anexo H.

2.5 Dimensionamento por medidas prescritivas

(1) Nas situações de projecto em que não se disponha de modelos de cálculo ou em que se dispense a sua utilização, a excedência dos estados limites poderá ser evitada através da utilização de medidas prescritivas. Estas envolvem a utilização, no projecto, de regras correntes, geralmente conservativas, bem como uma especial atenção à especificação e controlo dos materiais, à qualidade da execução e aos procedimentos de protecção e de manutenção.

NOTA: No Anexo Nacional poderá ser feita referência a estas regras correntes e geralmente conservativas.

(2) O dimensionamento por medidas prescritivas poderá ser utilizado quando a experiência comparável, tal como definida em 1.5.2.2, torne desnecessário o recurso a cálculos de dimensionamento. Poderão também ser utilizadas medidas prescritivas para assegurar a durabilidade face à acção do gelo intersticial e a ataques químicos ou biológicos, para os quais não são normalmente apropriados cálculos directos.

2.6 Ensaios de carga e ensaios em modelos experimentais

(1)P Quando sejam utilizados resultados de ensaios de carga ou de ensaios de modelos experimentais de grandes ou reduzidas dimensões na justificação de um dimensionamento, ou para complementar uma das outras alternativas mencionadas em 2.1(4), devem ser considerados os seguintes aspectos:

- as diferenças entre as condições do terreno no ensaio e na obra;
- os efeitos do tempo, especialmente se a duração do ensaio for muito inferior à duração do carregamento da obra;
- os efeitos de escala, especialmente se forem utilizados modelos de dimensões reduzidas. Os efeitos do nível de tensões devem ser considerados, juntamente com os efeitos associados à dimensão das partículas.

(2) Os ensaios poderão ser efectuados numa amostra da própria obra ou em modelos em escala natural ou reduzida.

2.7 Método observacional

(1) Quando a previsão do comportamento geotécnico seja difícil, pode ser apropriado adoptar o chamado “método observacional”, no qual o projecto é revisto durante a construção.

(2)P Antes do início da construção devem ser satisfeitos os seguintes requisitos:

- devem ser estabelecidos os limites de admissibilidade do comportamento;
- deve ser avaliada a gama de comportamentos possíveis e deve ser demonstrado que existe uma probabilidade aceitável de que o comportamento real se situe aquém dos limites de admissibilidade;
- deve ser elaborado um plano de observação com o objectivo de verificar se o comportamento real se situa aquém dos limites de admissibilidade. Tal deve tornar-se claro desde suficientemente cedo por meio de observação com intervalos de tempo suficientemente curtos para que seja possível a adopção com êxito de medidas correctivas;
- o tempo de resposta dos instrumentos de medição e a análise dos resultados devem ser suficientemente rápidos relativamente à possível evolução do sistema;
- deve ser elaborado um plano de contingência a ser adoptado no caso de a observação revelar um comportamento para além dos limites de admissibilidade.

(3)P Durante a construção a observação deve ser efectuada tal como foi planeada.

(4)P Os resultados da observação devem ser avaliados em fases apropriadas da construção e, no caso de serem excedidos os limites de admissibilidade do comportamento, deve ser posto em prática o plano de contingência previamente estabelecido.

(5)P Se o equipamento de observação não fornecer resultados fiáveis de tipo apropriado ou em quantidade suficiente deve ser substituído, ou, no segundo caso, complementado.

2.8 Relatório do Projecto Geotécnico

(1)P As hipóteses, os dados, os métodos de cálculo e os resultados da verificação da segurança e da aptidão para a utilização devem ser registados no Relatório do Projecto Geotécnico.

(2) O nível de pormenorização do Relatório do Projecto Geotécnico pode variar muito, dependendo do tipo de projecto. Para projectos simples uma única página poderá ser suficiente.

(3) O Relatório do Projecto Geotécnico deverá normalmente incluir os seguintes elementos, com referências cruzadas ao Relatório da Caracterização Geotécnica (ver 3.4) e a outros documentos que contenham mais pormenores:

- uma descrição do local e da sua vizinhança;
- uma descrição das condições do terreno;

- uma descrição da obra, incluindo as acções;
- os valores de cálculo das propriedades do terreno, incluindo, se for caso disso, a respectiva justificação;
- indicação dos códigos e normas aplicados;
- um juízo sobre a adequabilidade do local tendo em atenção a obra proposta e o nível dos riscos admissíveis;
- os cálculos e peças desenhadas do projecto geotécnico;
- recomendações relativas ao projecto de fundações;
- uma nota sobre os aspectos a verificar durante a construção ou que requeiram manutenção ou observação.

(4)P O Relatório do Projecto Geotécnico deve incluir um plano de supervisão e observação apropriado. Os aspectos que requeiram verificação durante a construção ou que requeiram manutenção após a construção devem ser claramente identificados. Devem ser registadas em anexo ao Relatório as verificações que tiverem sido efectuadas durante a construção.

(5) Relativamente à supervisão e observação do comportamento da obra o Relatório do Projecto Geotécnico deverá explicitar:

- o objectivo de cada conjunto de inspecções ou medições;
- as partes da estrutura que serão objecto de observação e os locais em que serão efectuadas medições;
- a frequência com que serão feitas as leituras;
- o modo como serão obtidos os resultados das medições;
- a gama previsível dos resultados das medições;
- o período de tempo em que a observação prosseguirá após o final da construção;
- as entidades responsáveis pela realização das medições e das inspecções, pela interpretação dos resultados obtidos e pela manutenção dos instrumentos de medição.

(6)P Deve ser fornecido ao dono da obra/cliente um extracto do Relatório do Projecto Geotécnico contendo os requisitos relativos à supervisão, à observação e à manutenção da estrutura construída.

3 Dados geotécnicos

3.1 Generalidades

(1)P Deve sempre proceder-se, de forma cuidadosa, à recolha, ao registo e à interpretação de informação geotécnica, a qual deve incluir dados relativos à geologia, à geomorfologia, à sismicidade, à hidrologia e à história do local. Devem ser tidas em conta as indicações relativas à variabilidade do terreno.

(2)P No planeamento dos estudos de caracterização geotécnica devem ser tidos em consideração os requisitos de construção e de comportamento da estrutura projectada. O âmbito dos estudos deve ser continuamente revisto à medida que se obtém informação adicional durante a execução da obra.

(3)P Os estudos rotineiros de campo e os ensaios correntes de laboratório devem ser realizados e relatados de acordo com normas e recomendações reconhecidas internacionalmente. Devem ser relatados os desvios em relação a essas normas, bem como quaisquer requisitos adicionais referentes a ensaios.

(4) Os ensaios de laboratório e de campo deverão obedecer aos requisitos especificados na EN 1997-2.

3.2 Estudos de caracterização geotécnica

3.2.1 Generalidades

(1)P Os estudos de caracterização geotécnica devem fornecer dados suficientes, relativos ao terreno e à água do terreno, no local da obra e na sua vizinhança, para uma descrição correcta das principais propriedades do terreno e para uma avaliação fiável dos valores característicos dos parâmetros do terreno a utilizar nos cálculos de projecto.

(2)P A composição e a quantidade dos estudos de caracterização geotécnica devem ser adequadas à fase particular de estudo em causa e à Categoria Geotécnica (ver a EN 1997-2, secção 2).

(3) No caso de estruturas de grandes dimensões ou pouco usuais, de estruturas envolvendo riscos fora do comum ou terrenos e condições de carregamento pouco usuais ou excepcionalmente difíceis, ou ainda de estruturas em zonas de elevada sismicidade, é possível que a amplitude dos estudos de caracterização especificada na EN 1997 não seja suficiente para o cumprimento dos requisitos de projecto.

(4) Se a natureza e a amplitude dos estudos de caracterização estiverem relacionados com a Categoria Geotécnica da estrutura, as condições do terreno susceptíveis de influenciar a atribuição da Categoria Geotécnica da obra deverão ser determinadas tão cedo quanto possível.

(5) Os estudos de caracterização deverão incluir inspecções visuais do local para possibilitar que as hipóteses de projecto sejam confirmadas durante a construção.

3.2.2 Estudos de caracterização preliminares

(1)P Devem ser efectuados estudos preliminares de caracterização geotécnica destinados a:

- avaliar a adequabilidade geral do local;
- comparar locais alternativos, quando tal seja relevante;
- estimar o impacto que a construção da obra possa causar;
- planear os estudos de caracterização para o dimensionamento e para o controlo do comportamento, incluindo a identificação da extensão de terreno que poderá ter influência significativa no comportamento da estrutura;
- identificar zonas de empréstimo, quando tal seja relevante.

3.2.3 Estudos de caracterização para o dimensionamento

(1)P Devem ser efectuados estudos de caracterização geotécnica para o dimensionamento destinados a:

- obter a informação necessária para um dimensionamento adequado das obras, quer provisórias quer definitivas;
- obter a informação necessária ao planeamento do método de construção;
- identificar quaisquer dificuldades que possam surgir durante a construção.

(2)P Os estudos de caracterização para o dimensionamento devem identificar de modo fiável a disposição e as propriedades de todos os terrenos interessados ou afectados pela obra prevista.

(3)P Os parâmetros do terreno susceptíveis de afectar a capacidade da estrutura para cumprir os seus requisitos de comportamento devem ser identificados antes do início do dimensionamento final.

(4) De forma a assegurar que os estudos de caracterização para o dimensionamento abrangem todas as formações interessadas, deverá ser prestada particular atenção aos seguintes aspectos de natureza geológica:

- o perfil do terreno;
- as cavidades naturais ou devidas à acção humana;
- a degradação de rochas, solos ou materiais de aterro;
- os efeitos hidrogeológicos;
- as falhas, as diaclases e outras descontinuidades;
- os maciços de solo ou rocha sujeitos a fenómenos de fluência;
- os solos e as rochas expansíveis ou colapsíveis;
- a presença de resíduos ou de materiais manufacturados.

(5)P A história do local e da sua vizinhança deve ser tida em consideração.

(6)P Os estudos de caracterização devem abranger pelo menos as formações que se considere serem relevantes para o empreendimento.

(7)P Durante os estudos de caracterização devem ser determinados os níveis da água do terreno. Devem ser registados quaisquer níveis de água livre detectados no decurso dos estudos (ver a EN 1997-2).

(8) Deverão ser determinados os níveis extremos de qualquer fonte de água que possa influenciar as pressões na água do terreno.

(9)P Devem ser determinadas a localização e a capacidade de poços de drenagem ou de bombagem eventualmente existentes na vizinhança do local.

3.3 Determinação dos parâmetros geotécnicos

3.3.1 Generalidades

(1) Nos requisitos que se seguem relativos à determinação dos parâmetros geotécnicos só são referidos os ensaios de laboratório e de campo mais comuns. Poderão ser utilizados outros ensaios desde que a sua fiabilidade tenha sido demonstrada mediante experiência comparável.

3.3.2 Identificação do tipo de solo ou de rocha

(1)P Antes da interpretação dos resultados de outros ensaios devem ser identificadas a natureza e a constituição básica do terreno.

(2)P O material deve ser examinado, identificado e descrito de acordo com nomenclatura reconhecida. Deve ser feita uma caracterização geológica.

(3) Os solos deverão ser classificados e os estratos deverão ser descritos de acordo com um sistema reconhecido de classificação e descrição geotécnicas de solos.

(4) As rochas deverão ser classificadas em função da qualidade do material sólido (pedra) e do diaclasamento. A qualidade da pedra deverá ser descrita atendendo à meteorização, à textura, ao tamanho dominante dos grãos minerais e à dureza e resistência do mineral principal. O diaclasamento deverá ser caracterizado atendendo ao tipo, à extensão, ao espaçamento e à qualidade do enchimento das diaclases.

(5) Para além da inspecção visual, poderão ser utilizados diversos ensaios de classificação, de identificação e de avaliação quantitativa dos solos e das rochas (ver a EN 1997-2), tais como:

para solos:

- a distribuição granulométrica;

- o peso volúmico;
- a porosidade;
- o teor de água;
- a forma dos grãos;
- a rugosidade superficial dos grãos;
- o índice de compacidade;
- os limites de consistência;
- a expansibilidade;
- o teor de carbonatos;
- o teor de matéria orgânica;

para rochas:

- a mineralogia;
- a petrografia;
- o teor de água;
- o peso volúmico;
- a porosidade;
- a velocidade de propagação do som;
- a absorção rápida de água;
- a expansibilidade;
- o índice de desgaste;
- a resistência à compressão uniaxial.

3.3.3 Peso volúmico

(1)P O peso volúmico deve ser determinado com suficiente precisão, tendo em vista o estabelecimento de valores de cálculo ou característicos das acções que dele resultam.

(2) O peso volúmico deverá ser determinado em provetes de solo ou de rocha retirados de amostras intactas (ver a EN 1997-2). Em alternativa, poderá ser obtido através de correlações bem estabelecidas ou documentadas baseadas, por exemplo, em ensaios de penetração.

3.3.4 Índice de compacidade

(1)P O índice de compacidade deve expressar o grau de compacidade de um solo sem coesão em relação ao estado mais solto e ao estado mais compacto, definidos de acordo com procedimentos laboratoriais normalizados.

3.3.5 Compactação relativa

(1)P A compactação relativa de um terreno natural ou de um aterro deve ser definida como a razão entre o peso volúmico seco e o peso volúmico seco máximo obtido de um ensaio de compactação normalizado.

3.3.6 Resistência ao corte

(1)P Na avaliação da resistência ao corte de um solo deve ser considerada a influência dos seguintes factores:

- o nível de tensão imposto ao solo;
- a anisotropia da resistência, especialmente em argilas de baixa plasticidade;
- as fissuras, especialmente em argilas rijas;
- os efeitos da velocidade de deformação;
- as muito grandes deformações, quando estas possam ocorrer numa dada situação de projecto;
- as superfícies de deslizamento pré-existent;
- os efeitos do tempo;
- a sensibilidade dos solos coesivos;
- o grau de saturação.

(2) Quando a avaliação da resistência ao corte se baseie nos resultados de ensaios, o grau de confiança na teoria utilizada para deduzir os valores da resistência ao corte deverá ser tido em consideração, bem como o possível remeximento das amostras no decurso das operações de amostragem e a sua heterogeneidade.

(3) No que respeita aos efeitos do tempo, deverá ser considerado que o período durante o qual um solo se comporta como não drenado depende da sua permeabilidade, da disponibilidade de água livre e da geometria da situação concreta.

(4)P Os valores dos parâmetros de resistência ao corte em tensões efectivas, c' e $\text{tg } \phi'$, devem ser considerados constantes somente dentro da gama de tensões para a qual foram determinados.

3.3.7 Rigidez dos solos

(1)P Na determinação da rigidez dos solos devem ser considerados os seguintes aspectos:

- as condições de drenagem;
- o nível da tensão efectiva média;
- a pré-consolidação natural ou artificial;
- o nível da deformação de corte imposta ou da tensão de corte induzida, sendo esta última frequentemente normalizada com respeito à tensão de corte na rotura.

(2) É frequentemente muito difícil obter medições fiáveis da rigidez do terreno a partir de resultados de ensaios de campo ou de laboratório. Em particular, as medições efectuadas laboratorialmente em provetes conduzem geralmente a uma estimativa por defeito da rigidez real, como consequência do remeximento das amostras e de outros efeitos. Deverão pois ser analisadas as observações do comportamento de obras já existentes, sempre que tal seja possível.

3.3.8 Qualidade e propriedades de rochas e de maciços rochosos

3.3.8.1 Avaliação geral

(1)P Na avaliação da qualidade e das propriedades das rochas e dos maciços rochosos deve ser feita uma distinção entre o comportamento do material rochoso, tal como é medido em amostras intactas obtidas com sonda de rotação, e o comportamento de maciços rochosos a uma escala muito maior, que inclui superfícies de descontinuidade estruturais, tais como planos de estratificação, diaclases, zonas de rotura por corte e

cavidades produzidas por dissolução. Devem ser tidas em consideração as seguintes características das diaclases:

- o espaçamento;
- a orientação;
- a abertura;
- a persistência (continuidade);
- a condutividade hidráulica;
- a rugosidade, incluindo os efeitos de movimentos anteriores nas diaclases;
- o enchimento.

(2)P Na avaliação das propriedades das rochas e dos maciços rochosos devem também ser considerados os seguintes aspectos, caso sejam relevantes:

- o estado de tensão *in situ*;
- a pressão na água;
- variações pronunciadas das propriedades entre diferentes estratos.

(3) Poderão ser obtidas estimativas das propriedades dos maciços rochosos, tais como:

- a resistência e a rigidez;
- o diaclasamento, especialmente em zonas fracturadas;
- a permeabilidade à água do sistema de diaclases;
- a deformabilidade da rocha meteorizada;

mediante a utilização do conceito de classificação geotécnica de maciços rochosos descrito na EN 1997-2.

(4)P Deve ser avaliada a sensibilidade das rochas a, por exemplo, efeitos climáticos ou variações do estado de tensão. Deve também ser tida em consideração a influência da degradação química no comportamento de fundações rochosas.

(5) Na avaliação da qualidade das rochas e dos maciços rochosos deverão ser tidos em consideração os seguintes aspectos:

- algumas rochas brandas porosas degradam-se rapidamente transformando-se em solos de baixa resistência, especialmente se estiverem expostas aos agentes atmosféricos;
- algumas rochas exibem elevadas velocidades de dissolução perante a água do terreno, sendo desta forma originados canais, cavernas e poços, os quais se poderão desenvolver até à superfície;
- quando descomprimidas e expostas ao ar, algumas rochas sofrem expansão pronunciada em consequência da absorção de água pelos minerais argilosos.

3.3.8.2 Resistência e deformabilidade dos materiais rochosos em compressão uniaxial

(1)P Na determinação da resistência e da deformabilidade dos materiais rochosos em compressão uniaxial deve ser considerada a influência dos seguintes aspectos:

- a orientação do eixo de aplicação da carga relativamente, por exemplo, à anisotropia, à estratificação e à foliação do provete;
- o método de amostragem e as condições e o ambiente de armazenamento;

- o número de provetes ensaiados;
- a geometria dos provetes ensaiados;
- o teor de água e o grau de saturação no início do ensaio;
- a duração do ensaio e a velocidade de carregamento;
- o método de determinação do módulo de Young e o nível ou níveis de tensão axial a que este é determinado.

3.3.8.3 Resistência ao corte das diaclases

(1)P Na determinação da resistência ao corte das diaclases dos materiais rochosos deve ser considerada a influência dos seguintes aspectos:

- a orientação da diaclase do provete rochoso em relação à direcção prevista das acções;
- a orientação do plano de corte do ensaio;
- o número de provetes ensaiados;
- a dimensão da área de corte;
- as condições relativas à pressão na água dos poros;
- a possibilidade de o comportamento da rocha no terreno ser condicionado por rotura progressiva.

(2) Nos maciços rochosos os planos da fraqueza coincidem normalmente com diaclases, com planos de estratificação, de xistosidade ou de clivagem ou com superfícies de contacto entre solo e rocha ou entre betão e rocha. Nas análises por métodos de equilíbrio limite de maciços rochosos deverão normalmente ser utilizados valores da resistência ao corte medidos nesses planos.

3.3.9 Parâmetros de permeabilidade e de consolidação de solos e de rochas

3.3.9.1 Parâmetros de permeabilidade e de consolidação de solos

(1)P Na determinação dos parâmetros de permeabilidade e de consolidação devem ser considerados os seguintes aspectos:

- os efeitos da heterogeneidade;
- os efeitos da anisotropia;
- os efeitos de fissuras ou falhas;
- os efeitos de variações do estado de tensão sob o carregamento previsto.

(2) As medições de permeabilidade feitas mediante o ensaio em laboratório de amostras de pequena dimensão poderão não ser representativas das condições *in situ*. Sempre que possível deverá ser dada preferência à realização de ensaios de campo que permitam a medição de valores médios das propriedades num grande volume de terreno. No entanto, deverão ser tidas em consideração possíveis variações da permeabilidade com o aumento da tensão efectiva para valores superiores ao seu valor *in situ*.

(3) Em algumas situações a permeabilidade deverá ser avaliada com base no conhecimento da distribuição granulométrica.

3.3.9.2 Parâmetros de permeabilidade das rochas

(1)P A permeabilidade dos maciços rochosos deve ser medida através de ensaios de campo adequados ou estimada mediante a experiência local, uma vez que depende principalmente do grau de diaclasamento e da existência de outras descontinuidades, tais como fracturas e fissuras.

(2) A permeabilidade *in situ* poderá ser determinada por um sistema de ensaios de bombagem com caracterização do escoamento, tendo em devida conta as condições espaciais e hidrogeológicas do fluxo em torno da estrutura e a cartografia das diaclases e de outras descontinuidades.

(3) Os ensaios laboratoriais de permeabilidade deverão ser utilizados somente para estudar o efeito de certas características das descontinuidades, como, por exemplo, a sua abertura.

3.3.10 Parâmetros geotécnicos obtidos através de ensaios de campo

3.3.10.1 Ensaio com penetrómetro de cone

(1)P Na interpretação dos valores da resistência de ponta, da resistência lateral local e, eventualmente, da pressão na água dos poros durante a penetração devem ser tidos em consideração os seguintes aspectos:

- os resultados obtidos poderão ser significativamente influenciados por pormenores de concepção do cone e da manga, pelo que é necessário ter em devida conta o tipo de cone utilizado;
- os resultados só podem ser interpretados com confiança quando se conheça previamente a estratigrafia do local, sendo por isso geralmente necessário realizar furos de sondagem conjuntamente com os ensaios de penetração;
- os efeitos da água do terreno e da pressão dos terrenos subjacentes;
- em solos heterogéneos, cujos registos penetrométricos sejam muito irregulares, devem ser considerados apenas os valores da zona do maciço relevante para a obra;
- as correlações com resultados de outros ensaios, tais como determinações de compacidade e outros tipos de ensaios penetrométricos.

3.3.10.2 Ensaio de penetração normalizado (SPT) e ensaios de penetração dinâmica

(1)P Na interpretação do número de pancadas registado devem ser considerados os seguintes aspectos:

- o tipo de ensaio;
- a descrição pormenorizada dos procedimentos de ensaio;
- as condições relativas à água do terreno;
- a influência da pressão dos terrenos subjacentes;
- a natureza do terreno, especialmente quando inclua calhaus ou seixo (cascalho) grosso.

3.3.10.3 Ensaio de corte rotativo (com molinete)

(1)P Na análise dos resultados dos ensaios deve ser considerado o seguinte:

- os pormenores dos procedimentos de ensaio;
- se foi utilizado equipamento normalizado;
- se foram efectuadas medições a várias profundidades de forma a ser possível determinar a resistência dos sucessivos estratos de solo;
- o atrito lateral ao longo das varas.

(2) Os ensaios de corte rotativo poderão ser utilizados na avaliação da resistência ao corte não drenada, c_u , de solos coesivos.

NOTA: O ensaio de corte rotativo é uma maneira simples e económica de verificar as condições de traficabilidade de solos moles para veículos e equipamentos pesados.

(3) Para obter valores deduzidos de c_u , os valores medidos deverão ser corrigidos por um coeficiente baseado na experiência local e dependente, por exemplo, do limite de liquidez, do índice de plasticidade e da tensão efectiva vertical.

3.3.10.4 Ensaio WST (*Weight sounding test*)

(1)P Na análise dos resultados de ensaios WST (*Weight sounding test*) devem ser tidos em consideração os seguintes aspectos:

- a descrição pormenorizada dos procedimentos de ensaio;
- as condições relativas à água do terreno;
- a influência da pressão dos terrenos sobrejacentes;
- a natureza do terreno, especialmente quando inclua calhaus ou seixo (cascalho) grosso.

(2) Os ensaios WST poderão ser utilizados na definição das fronteiras entre estratos de solo e na avaliação da compacidade de solos sem coesão.

3.3.10.5 Ensaio pressiométrico

(1)P Na determinação dos valores da pressão limite e do módulo pressiométrico devem ser tidos em conta os seguintes aspectos:

- o tipo de pressiómetro;
- o procedimento utilizado para instalar o pressiómetro no terreno.

(2) Não é aconselhável a utilização de curvas de ensaio que indiquem um elevado grau de remeximento do solo. Sempre que a pressão limite não seja atingida no decorrer do ensaio é legítimo, com vista à sua determinação, recorrer a uma extrapolação moderada e conservativa da curva do ensaio. Em ensaios de que se conheça apenas a parte inicial da curva experimental, a pressão limite poderá ser estimada a partir do módulo pressiométrico, utilizando, de forma conservativa, correlações de natureza geral ou, preferivelmente, de natureza local.

3.3.10.6 Ensaio com dilatómetro plano

(1)P Na determinação dos valores dos parâmetros obtidos com o dilatómetro plano deve ser tido em consideração o procedimento de instalação.

(2)P A sucessão dos estratos de solo e especialmente alguns parâmetros básicos, como a granulometria e o grau de saturação, devem ser determinados antes da execução do ensaio.

(3) Caso se pretenda determinar parâmetros de resistência deverá ser tida em consideração a resistência à penetração.

(4) Os valores do módulo dilatométrico deverão ser utilizados como um índice para a determinação dos valores deduzidos dos módulos de rigidez dos sucessivos estratos de solo.

3.3.10.7 Ensaio de compactação

(1)P Na avaliação das características de compactação de um material de aterro devem ser tidos em consideração os seguintes aspectos:

- o tipo de solo ou de rocha;
- a distribuição granulométrica;
- a forma dos grãos;
- a heterogeneidade do material;
- o grau de saturação ou o teor de água;
- o tipo de equipamento a utilizar na compactação em obra.

(2) Quando sejam utilizadas medições de campo (por exemplo, sondagens, ensaios de compactação dinâmica, ensaios de carga em placa e registos de assentamentos) para controlar a compactação numa obra, os resultados obtidos em aterros experimentais (ver 5.3.3(4)) deverão ser relacionados com valores determinados em ensaios de laboratório normalizados, tendo em vista a avaliação das características de compactação de um aterro de solo ou de enrocamento.

3.4 Relatório da Caracterização Geotécnica

3.4.1 Requisitos

(1)P Os resultados dos estudos de caracterização geotécnica devem ser compilados num Relatório da Caracterização Geotécnica, que deve fazer parte do Relatório do Projecto Geotécnico descrito em 2.8.

(2)P Para informações sobre o emprego de ensaios de laboratório e de campo na avaliação dos parâmetros geotécnicos deve ser referenciada a EN 1997-2.

(3) O Relatório da Caracterização Geotécnica deverá normalmente consistir:

- na apresentação de toda a informação geotécnica disponível, incluindo aspectos geológicos e outros dados relevantes;
- na avaliação, do ponto de vista geotécnico, da informação disponível, com indicação das hipóteses adoptadas na interpretação dos resultados dos ensaios.

A informação poderá ser apresentada num único relatório ou ser dividida em vários relatórios.

3.4.2 Apresentação da informação geotécnica

(1)P A apresentação da informação geotécnica deve incluir:

- um relato factual de todos os trabalhos de caracterização geotécnica efectuados no campo e em laboratório;
- documentação sobre os procedimentos utilizados nos trabalhos de campo e nos ensaios de laboratório.

A documentação deve basear-se nos relatórios de ensaio descritos na EN 1997-2.

(2) O relato factual deverá incluir ainda as seguintes informações, caso sejam relevantes:

- os nomes de todos os consultores e sub-empreiteiros;
- o objectivo e âmbito dos estudos de caracterização geotécnica;
- as datas do início e da conclusão dos trabalhos de campo e de laboratório;
- o reconhecimento geral de toda a área de implantação da obra, incidindo designadamente:
 - na presença de água do terreno;
 - no comportamento de obras vizinhas;

- nas áreas expostas, designadamente em pedreiras e em zonas de empréstimo;
- nas áreas de instabilidade;
- nas dificuldades durante a realização de escavações;
- a história do local;
- a geologia do local, incluindo a existência de falhas;
- os dados topográficos;
- a informação obtida a partir de fotografias aéreas disponíveis;
- a experiência local;
- os dados sobre a sismicidade da área;
- os procedimentos utilizados na amostragem e no transporte e armazenamento das amostras;
- os tipos de equipamento de campo utilizados;
- o mapa de quantidades dos trabalhos de campo e de laboratório, bem como os comentários feitos pelo pessoal que supervisionou os trabalhos de prospecção;
- os dados sobre as flutuações do nível freático ao longo do tempo nos furos de sondagem, durante a execução dos trabalhos de campo, e em piezómetros, depois de finalizados os trabalhos de campo;
- a compilação dos registos das sondagens, incluindo fotografias dos tarolos, com descrição das formações encontradas tendo em conta as evidências de campo e os resultados de ensaios laboratoriais;
- a ocorrência ou a possibilidade de ocorrência de radão;
- os dados sobre a sensibilidade dos solos ao gelo intersticial;
- o agrupamento e a apresentação, em anexos, dos resultados dos ensaios de campo e de laboratório.

3.4.3 Avaliação da informação geotécnica

(1) P A avaliação da informação geotécnica deve incluir, quando tal seja apropriado:

- uma revisão dos trabalhos de campo e de laboratório; qualquer limitação dos dados (por exemplo, defeituosos, irrelevantes, insuficientes ou imprecisos) deve ser assinalada e comentada; na interpretação dos resultados dos ensaios devem ser considerados os procedimentos de amostragem e de transporte e armazenamento de amostras; devem ser apreciados cuidadosamente os resultados de ensaios particularmente adversos, de forma a apurar se são errados ou se, pelo contrário, são a expressão de um fenómeno real e têm, portanto, de ser considerados no dimensionamento;
- uma revisão dos valores deduzidos atribuídos a parâmetros geotécnicos;
- quaisquer propostas para trabalhos adicionais de campo e de laboratório que sejam considerados necessários, com comentários justificativos da sua necessidade; tais propostas devem ser acompanhadas de um programa detalhado de todos os trabalhos adicionais, com referência explícita aos objectivos a alcançar.

(2) A avaliação da informação geotécnica deverá incluir ainda, quando tal seja relevante:

- a apresentação, sob a forma de tabelas e de gráficos, dos resultados dos trabalhos de campo e de laboratório relacionados com os requisitos do empreendimento e, se tal for julgado necessário;
- histogramas ilustrativos da distribuição e da gama de valores dos dados mais significativos;
- a profundidade da superfície da água do terreno e as suas flutuações sazonais;

- perfis interpretativos do terreno mostrando a diferenciação das várias formações;
- a descrição pormenorizada de todas as formações ocorrentes, incluindo as suas propriedades físicas e as suas características de deformabilidade e de resistência;
- comentários relativos a irregularidades tais como bolsadas e cavidades;
- a gama de variação e qualquer agrupamento dos valores deduzidos dos parâmetros geotécnicos para cada estrato.

4 Supervisão da construção, observação e manutenção

4.1 Generalidades

(1)P Para garantir a segurança e a qualidade de uma estrutura devem ser seguidos, quando tal seja apropriado, os seguintes procedimentos:

- a supervisão do desenvolvimento dos trabalhos de construção e da qualidade da execução;
- a observação do comportamento da estrutura durante e após a construção;
- a manutenção adequada da estrutura.

(2)P A supervisão do desenvolvimento dos trabalhos de construção, incluindo a qualidade da execução, e a observação do comportamento da estrutura durante e após a construção devem ser especificadas no Relatório do Projecto Geotécnico.

(3) A supervisão do desenvolvimento dos trabalhos de construção, incluindo a qualidade da execução, deverá envolver, quando tal seja apropriado, as seguintes medidas:

- a verificação da validade das hipóteses de projecto;
- a identificação das diferenças entre as condições reais do terreno e as consideradas no projecto;
- a verificação de que a construção é feita de acordo com o projecto.

(4) Deverão ser realizadas inspecções e medições do comportamento da estrutura e da sua vizinhança, quando tal seja apropriado:

- durante a construção, de modo a identificar a necessidade de medidas correctivas ou, por exemplo, de alterações na sequência da construção;
- durante e após a construção, de modo a avaliar o comportamento a longo prazo.

(5)P As decisões de projecto que sejam influenciadas pelos resultados da supervisão e da observação devem ser claramente identificadas.

(6) O nível da supervisão da construção e a quantidade dos ensaios de campo e de laboratório necessários ao controlo e à observação do comportamento deverão ser planeados durante a fase de projecto.

(7)P Em caso de acontecimentos imprevistos devem ser revistos os métodos, a amplitude e a frequência da observação.

(8)P O nível e a qualidade da supervisão e da observação devem ser, pelo menos, iguais aos preconizados no projecto e devem ser coerentes com os valores escolhidos para os parâmetros do projecto e para os coeficientes de segurança parciais.

NOTA: No Anexo J é apresentada uma lista das operações de supervisão da construção e de observação do comportamento.

4.2 Supervisão

4.2.1 Plano de supervisão

(1)P O plano de supervisão incluído no Relatório do Projecto Geotécnico deve estabelecer os limites de admissibilidade para os resultados a obter com a supervisão.

(2) O plano de supervisão deverá especificar o tipo, a qualidade e a frequência da supervisão, os quais deverão estar de acordo com:

- o grau de incerteza das hipóteses de projecto;
- a complexidade do terreno e das condições de carregamento;
- o risco potencial de rotura durante a construção;
- a viabilidade de alterar o projecto ou de adoptar medidas correctivas durante a construção.

4.2.2 Inspeção e controlo

(1)P O trabalho de construção deve ser objecto de inspecção contínua e os resultados da inspecção devem ser devidamente registados.

(2) Para a Categoria Geotécnica 1 o programa de supervisão poderá limitar-se à inspecção visual, a controlos da qualidade simplificados e à avaliação qualitativa do comportamento da estrutura.

(3) Para a Categoria Geotécnica 2 deverão, em geral, ser requeridas medições das propriedades do terreno ou do comportamento da estrutura.

(4) Para a Categoria Geotécnica 3 deverão ser requeridas medições adicionais durante cada fase significativa da construção.

(5)P Quando tal seja apropriado, devem ser mantidos registos dos seguintes elementos:

- as características significativas do terreno e da água do terreno;
- a sequência dos trabalhos;
- a qualidade dos materiais;
- os desvios em relação ao projecto;
- as telas finais;
- os resultados das medições e da sua interpretação;
- as observações das condições ambientais;
- os acontecimentos imprevistos.

(6) Deverá igualmente ser efectuado o registo dos trabalhos provisórios. Deverão ser registadas as interrupções dos trabalhos e as suas condições no recomeço.

(7)P Os resultados da inspecção e do controlo devem ser fornecidos ao projectista antes que sejam decididas quaisquer alterações.

(8) Em geral, os documentos do projecto e os registos do que foi construído deverão ser guardados durante 10 anos, salvo outro acordo. Os documentos mais importantes deverão ser guardados durante o tempo de vida da estrutura.

4.2.3 Verificação do projecto

(1)P A adequabilidade dos processos de construção e a sequência das operações devem ser verificadas tendo em atenção as condições reais do terreno; o comportamento previsto da estrutura deve ser comparado com o comportamento observado. O projecto deve ser aferido com base nos resultados da inspecção e da supervisão.

(2) Deverá ser incluída na verificação do projecto uma apreciação cuidadosa das condições mais desfavoráveis que ocorram durante a construção, relativamente:

- às condições do terreno;
- às condições da água do terreno;
- às acções na estrutura;
- aos impactes e modificações ambientais, incluindo escorregamentos de terreno e desmoronamentos de rocha.

4.3 Verificação das condições do terreno

4.3.1 Solos e rochas

(1)P As descrições e as propriedades geotécnicas dos solos ou das rochas nos quais ou sobre os quais a estrutura é fundada ou inserida devem ser verificadas durante a construção.

(2) Para a Categoria Geotécnica 1 deverão ser verificadas as descrições dos solos e das rochas por:

- inspecção do local;
- determinação dos tipos de solo ou de rocha na zona de influência da estrutura;
- registo da descrição dos solos e das rochas expostos nas escavações.

(3) Para a Categoria Geotécnica 2 deverão igualmente ser verificadas as propriedades geotécnicas dos solos ou das rochas nos quais ou sobre os quais a estrutura é fundada ou inserida. Para tal poderá ser necessária prospecção geotécnica adicional. Deverão ser recolhidas e ensaiadas amostras representativas para determinação das propriedades índice, da resistência e da deformabilidade.

(4) Para a Categoria Geotécnica 3 os requisitos adicionais deverão incluir estudos de caracterização complementares e o exame pormenorizado das condições do terreno ou dos aterros que possam ter consequências importantes para o projecto.

(5) Quaisquer informações indirectas sobre as propriedades geotécnicas do terreno (por exemplo, registos de cravação de estacas) deverão ficar registadas e ser utilizadas na interpretação das condições do terreno.

(6)P Devem ser comunicados sem demora quaisquer desvios do tipo de terreno e das respectivas propriedades relativamente ao que foi adoptado no projecto.

NOTA: Normalmente estes desvios são comunicados ao projectista.

(7)P Deve ser verificado se os princípios utilizados no projecto são adequados às características geotécnicas do terreno encontradas em obra.

4.3.2 Água do terreno

(1)P Os níveis da água do terreno, as pressões na água dos poros e a composição química da água do terreno encontrados durante a construção devem, sempre que tal seja apropriado, ser comparados com os que foram adoptados no projecto.

(2) Em locais onde se saiba existirem ou sejam previsíveis variações significativas do tipo de terreno e da sua permeabilidade deverão ser realizadas verificações particularmente cuidadosas.

(3) Para a Categoria Geotécnica 1, as verificações deverão ser baseadas em experiência anterior documentada na mesma área, ou em evidências indirectas.

(4) Para as Categorias Geotécnicas 2 e 3 deverão normalmente ser realizadas observações directas das condições da água do terreno se estas afectarem significativamente o método de construção ou o comportamento da estrutura.

(5) As características do escoamento da água do terreno e o regime de pressão na água dos poros deverão ser obtidos por meio de piezómetros, que deverão ser instalados preferencialmente antes do início da construção. Por vezes, poderá ser necessário instalar piezómetros a grande distância do local como parte do sistema de observação.

(6) Se, durante a construção, ocorrerem variações da pressão na água dos poros que possam afectar o comportamento da estrutura, essas pressões deverão ser sistematicamente observadas até que a construção esteja concluída ou até as pressões se terem dissipado para valores que não sejam susceptíveis de comprometer a segurança.

(7) Para estruturas situadas abaixo do nível da água do terreno que possam sofrer levantamento global, as pressões na água dos poros deverão ser observadas sistematicamente até que o peso da estrutura seja suficiente para eliminar o risco de levantamento.

(8) Deverão ser efectuadas análises químicas da água em circulação sempre que qualquer parte das obras, provisórias ou definitivas, possa ser afectada significativamente por ataque químico.

(9)P Deve ser verificado o efeito das operações de construção (incluindo processos tais como rebaixamento freático, injeções ou abertura de túneis) no regime hidrogeológico.

(10)P As alterações do regime hidrogeológico em relação ao adoptado no projecto devem ser comunicadas sem demora.

(11)P Deve ser verificado se os princípios utilizados no projecto são adequados às características da água do terreno encontradas em obra.

4.4 Verificação da construção

(1)P Deve ser verificada a conformidade das operações no estaleiro da obra com os métodos de construção previstos no projecto e constantes do Relatório do Projecto Geotécnico. As diferenças observadas entre as hipóteses de projecto e as operações no estaleiro devem ser comunicadas sem demora.

(2)P Os desvios em relação aos métodos de construção previstos no projecto e constantes do Relatório do Projecto Geotécnico devem ser considerados e postos em prática de forma explícita e racional.

(3)P Deve ser verificado se os princípios adoptados no projecto são adequados à sequência das operações de construção que são efectivamente utilizadas.

(4) Para a Categoria Geotécnica 1 o Relatório do Projecto Geotécnico não necessita habitualmente de incluir um programa de trabalhos formal.

NOTA: A sequência das operações de construção é normalmente decidida pelo empreiteiro.

(5) Para as Categorias Geotécnicas 2 e 3 o Relatório do Projecto Geotécnico poderá incluir a sequência das operações de construção preconizada no projecto.

NOTA: Alternativamente, o Relatório do Projecto Geotécnico pode estabelecer que a sequência de construção será decidida pelo empreiteiro.

4.5 Observação

(1)P A observação deve ser efectuada para:

- verificar a validade das previsões de comportamento feitas no projecto;
- assegurar que o comportamento da estrutura após a sua conclusão continua a estar de acordo com os requisitos.

(2)P O programa de observação deve ser executado de acordo com o Relatório do Projecto Geotécnico (ver 2.8(3)).

(3) Deverá ser feito o registo do comportamento real das estruturas de modo a permitir a compilação de bases de dados de experiência comparável.

(4) A observação deverá incluir a medição:

- das deformações do terreno afectado pela estrutura;
- dos valores das acções;
- dos valores das pressões de contacto entre o terreno e a estrutura;
- das pressões na água dos poros;
- das forças e dos deslocamentos (movimentos verticais ou horizontais, rotações ou distorções) nos elementos estruturais.

(5) Os resultados das medições deverão ser complementados com observações qualitativas, incluindo o aspecto arquitectónico.

(6) A duração do período de observação após a construção deverá ser alterada em função das observações feitas durante a construção. Para estruturas cujo impacte sobre partes apreciáveis do ambiente físico vizinho possa ser desfavorável, ou para as quais a rotura possa envolver riscos fora do comum para bens ou vidas, a observação deverá prolongar-se por mais de dez anos após a conclusão da construção ou durante toda a vida da estrutura.

(7)P Os resultados da observação devem ser sempre objecto de avaliação e interpretação, devendo estas normalmente ser feitas de uma forma quantitativa.

(8) Para a Categoria Geotécnica 1 a avaliação do comportamento poderá ser simplificada, qualitativa e baseada em inspecção visual.

(9) Para a Categoria Geotécnica 2 a avaliação do comportamento poderá ser baseada em medições de movimentos de alguns pontos escolhidos da estrutura.

(10) Para a Categoria Geotécnica 3 a avaliação do comportamento deverá normalmente ser baseada em medições de deslocamentos e em análises que tenham em conta a sequência das operações de construção.

(11)P Para obras que possam ter um efeito adverso nas condições do terreno ou da água do terreno, deve ser tida em conta, no planeamento do programa de observação, a possibilidade de perdas de água ou de alterações do regime de escoamento da água do terreno, especialmente quando estejam envolvidos solos finos.

(12) São exemplos deste tipo de obras:

- as estruturas de retenção de água;
- as estruturas cuja função seja o controlo de percolação;
- os túneis;

- as grandes estruturas subterrâneas;
- as caves profundas;
- os taludes e as estruturas de suporte de terras;
- os melhoramentos de terrenos.

4.6 Manutenção

(1)P A manutenção necessária para garantir a segurança e a aptidão para a utilização da estrutura deve ser especificada.

NOTA: Normalmente a especificação é feita ao dono de obra/cliente.

(2) As especificações relativas à manutenção deverão fornecer informação sobre:

- as partes críticas da estrutura que requeiram inspecção regular;
- os trabalhos cuja execução não seja permitida sem uma revisão prévia do projecto da estrutura;
- a frequência das inspecções.

5 Aterros, rebaixamento freático e melhoramento ou reforço do terreno

5.1 Generalidades

(1)P As disposições desta secção devem ser aplicadas sempre que sejam criadas condições adequadas do terreno através de:

- colocação de solo natural, de detritos de rocha obtidos por esmagamento ou explosão ou de determinados resíduos;
- rebaixamento freático;
- tratamento do terreno;
- reforço do terreno.

NOTA 1: As situações em que são utilizados solos ou outros materiais granulares na construção de obras de engenharia civil incluem:

- os aterros sob fundações ou lajes de fundação;
- os aterros de reenchimento em escavações ou em estruturas de suporte;
- os terraplenos gerais, incluindo aterros hidráulicos, aterros para modelação do terreno e aterros sanitários;
- os aterros para pequenas barragens ou para infra-estruturas.

NOTA 2: O rebaixamento freático no terreno poderá ser temporário ou permanente.

NOTA 3: Os terrenos tratados tendo em vista o melhoramento das suas propriedades poderão ser quer naturais quer de aterro. O melhoramento do terreno poderá ser quer provisório quer definitivo.

(2)P Os procedimentos de projecto para obras geotécnicas que incluam aterros, rebaixamento freático, melhoramento do terreno ou reforço do terreno devem ser os apresentados nas secções 6 a 12.

5.2 Requisitos fundamentais

(1)P Os aterros e os terrenos sujeitos a rebaixamento freático, melhoramento ou reforço devem ter capacidade para suportar as acções inerentes à sua função e as devidas ao meio ambiente.

(2)P Estes requisitos fundamentais devem também ser satisfeitos pelo terreno sobre o qual o aterro é colocado.

5.3 Construção de aterros

5.3.1 Princípios

(1)P No projecto de obras de aterro deve ser considerado que a adequabilidade do aterro depende de:

- boas propriedades de manuseamento dos materiais;
- propriedades geotécnicas adequadas após compactação.

(2) Na elaboração do projecto deverão ser considerados o transporte e a colocação do material de aterro.

5.3.2 Selecção do material de aterro

(1)P Os critérios de selecção de material adequado para ser utilizado como material de aterro devem basear-se nas características de resistência, rigidez, durabilidade e permeabilidade após compactação. Estes critérios devem ter em consideração a finalidade do aterro e os requisitos das estruturas que nele sejam fundadas.

(2) Os materiais adequados para aterros incluem a maioria dos solos naturais granulares graduados, além de certos resíduos tais como resíduos seleccionados de minas de carvão e cinzas volantes pulverizadas. Alguns materiais manufacturados, tais como agregados leves, poderão igualmente ser utilizados em certas circunstâncias. Alguns materiais coesivos poderão ser utilizados, mas necessitam de cuidados especiais.

(3)P Na especificação de materiais de aterro devem ser tidos em conta os seguintes aspectos:

- a composição granulométrica;
- a resistência ao esmagamento;
- a compactabilidade;
- a permeabilidade;
- a plasticidade;
- a resistência do terreno subjacente;
- o teor de matéria orgânica;
- a agressividade química;
- os efeitos de poluição;
- a solubilidade;
- a susceptibilidade a variações de volume (argilas expansíveis e materiais colapsíveis);
- a sensibilidade às baixas temperaturas e ao gelo intersticial;
- a resistência à alteração;
- a influência da escavação, do transporte e da colocação;
- a possibilidade de ocorrer cimentação após colocação (escórias de alto forno, por exemplo).

(4) Se os materiais locais, tal como se encontram no seu estado natural, não forem adequados para a utilização em aterros, pode ser necessário adoptar um dos seguintes procedimentos:

- ajuste do teor de água;
- mistura com cimento, cal ou outros materiais;
- esmagamento, crivagem ou lavagem;
- protecção com material apropriado;

– utilização de camadas drenantes.

(5) Normalmente não deverão ser utilizados nos aterros solos congelados, expansíveis ou solúveis.

(6)P Quando o material seleccionado contenha produtos químicos poluentes ou potencialmente agressivos devem ser adoptadas medidas com vista a prevenir o ataque a estruturas ou a redes de serviços e a poluição da água do terreno. Tais materiais devem só ser utilizados em grandes quantidades em locais sujeitos a observação permanente.

(7)P Em caso de dúvida, o material de aterro deve ser ensaiado no local de origem de modo a garantir que é indicado para o fim a que se destina. O tipo, o número e a frequência dos ensaios devem ser estipulados de acordo com o tipo e a heterogeneidade do material e com a natureza do empreendimento.

(8) Na Categoria Geotécnica 1 poderá muitas vezes ser suficiente a inspecção visual do material.

(9)P O material utilizado em aterros com requisitos especificados severos relativamente à capacidade resistente como terreno de fundação, ao assentamento e à estabilidade não deve conter materiais tais como neve, gelo ou turfa em quantidade significativa.

(10) Em aterros sem requisitos especificados de capacidade resistente, de assentamento e de estabilidade o material de aterro poderá conter pequenas quantidades de neve, gelo ou turfa.

5.3.3 Escolha dos procedimentos de colocação e de compactação do aterro

(1)P Os critérios de compactação devem ser definidos para cada zona ou camada de aterro, de acordo com a sua finalidade e com os requisitos de comportamento.

(2)P Os procedimentos de colocação e de compactação do aterro devem ser especificados de tal forma que seja assegurada a sua estabilidade durante todo o período de construção e que o terreno natural de fundação não seja afectado de forma adversa.

(3)P Os procedimentos de compactação do aterro devem ser especificados tendo em conta, para além dos critérios de compactação, os factores seguintes:

- a origem e a natureza do material;
- o método de colocação;
- o teor de água de colocação e a sua possível variação;
- a espessura inicial e final das camadas;
- as condições climáticas do local;
- a uniformidade da compactação;
- a natureza do terreno subjacente.

(4) Tendo em vista o desenvolvimento de procedimentos adequados para a compactação deverá ser executado um aterro experimental no local, utilizando o material e o equipamento de compactação previstos para a obra. Tal permitirá a determinação dos procedimentos de compactação a utilizar (método de colocação, equipamento de compactação, espessura das camadas, número de passagens do cilindro, técnicas adequadas de transporte e quantidade de água a adicionar). O aterro experimental poderá também ser utilizado para estabelecer os critérios de controlo da construção.

(5) Se durante a colocação de material de aterro coesivo existir a possibilidade de ocorrência de chuva, a superfície do aterro deverá ser regularizada em todas as fases da construção de modo a permitir uma drenagem superficial adequada.

(6) Com temperaturas inferiores à de congelação a construção do aterro poderá requerer o aquecimento do material antes da colocação e a protecção da superfície do aterro contra a formação de gelo intersticial. A necessidade de adoptar estas medidas deverá ser avaliada caso a caso, tendo em conta a qualidade do material de aterro e o grau de compactação requerido.

(7)P Os aterros de reenchimento colocados em zonas envolventes de fundações e sob lajes térreas devem ser compactados de tal forma que não ocorram assentamentos com efeitos adversos.

(8) O aterro deverá ser colocado sobre uma superfície de terreno não remexida e drenada. Deverá ser evitada qualquer mistura do material de aterro com o terreno recorrendo a um geotêxtil ou a uma camada de filtro.

(9) Antes da colocação de aterro em condições submersas, todo o tipo de material mole do terreno deverá ser removido recorrendo a dragagens ou a outros meios.

5.3.4 Controlo do aterro

(1)P O aterro deve ser inspeccionado ou ensaiado de modo a assegurar que a natureza dos materiais de aterro, o teor de água de colocação e os procedimentos de compactação cumprem o especificado.

(2) Para certas combinações de materiais e de procedimentos de compactação não é necessário ensaiar o aterro, desde que os procedimentos de compactação sejam validados através da execução dum aterro experimental ou de experiência comparável.

(3) No controlo da compactação por ensaios deverá ser utilizado um dos seguintes métodos:

- determinação do peso volúmico seco e, se requerido no projecto, determinação do teor de água;
- determinação de propriedades tais como, por exemplo, a resistência à penetração ou a rigidez; em solos coesivos tal determinação pode não ser adequada para verificar se foi atingida uma compactação satisfatória.

(4) Deverão ser especificados e verificados na obra os pesos volúnicos mínimos do aterro, expressos, por exemplo, em percentagens relativas ao máximo em ensaio Proctor.

(5) Para aterros de enrocamento ou aterros contendo uma proporção elevada de partículas grosseiras, o controlo da compactação deverá ser feito por métodos de campo. O ensaio de compactação Proctor não é aplicável nestes casos.

(6) O controlo na obra (ver a EN 1997-2) poderá ser feito por um dos seguintes modos:

- garantia de que a compactação foi executada de acordo com o procedimento deduzido de um aterro experimental ou de experiência comparável;
- verificação de que o assentamento resultante de uma passagem adicional do equipamento de compactação é igual ou inferior a um valor especificado;
- ensaios de carga com placa;
- métodos sísmicos ou dinâmicos.

(7)P Nos casos em que o excesso de compactação não seja admissível deve ser especificado um limite superior para a compactação.

(8) A compactação excessiva pode originar os seguintes efeitos indesejáveis:

- desenvolvimento de superfícies estriadas de escorregamento (*slickensides*) e de zonas muito rígidas, em taludes;
- impulsos elevados em estruturas enterradas e em estruturas de suporte de terras;

- esmagamento de materiais tais como rochas brandas, escórias e areias vulcânicas utilizadas em aterros leves.

5.4 Rebaixamento freático

(1)P Qualquer sistema de remoção de água do terreno ou de redução da pressão na água do terreno deve basear-se nos resultados de um estudo de caracterização geotécnica ou hidrogeológica.

(2) Poderá ser removida água do terreno por drenagem gravítica, por bombagem em poços, agulhas filtrantes ou furos, ou por electroosmose. O sistema a adoptar dependerá:

- do tipo de terreno e das condições da água do terreno;
- das características da obra, tais como, por exemplo, a profundidade da escavação e a extensão do rebaixamento freático.

(3) O sistema de rebaixamento freático poderá ser constituído, em parte, por um sistema de poços de recarga situados a certa distância da escavação.

(4) Na definição do sistema de rebaixamento freático deverão ser consideradas as seguintes condições, quando aplicáveis:

- no caso de escavações, deverá ser assegurado que o rebaixamento não instabiliza os taludes e que não ocorre empolamento excessivo ou rotura de fundo, devidos, por exemplo, a pressão excessiva da água sob um estrato menos permeável;
- o sistema não deverá conduzir a assentamentos excessivos ou a danos em estruturas vizinhas;
- o sistema deverá evitar o arrastamento excessivo de partículas do terreno das superfícies laterais ou da base da escavação em resultado da percolação;
- exceptuando o caso de materiais com granulometria uniforme que constituam por si próprios um material filtrante, deverão ser instalados filtros em volta dos poços de modo a assegurar que não existe transporte significativo de partículas de solo na água bombeada;
- a água retirada de uma escavação deverá normalmente ser descarregada a distância suficiente da área da escavação;
- o sistema de rebaixamento deverá ser concebido, dimensionado e instalado de modo a garantir, sem variações significativas, os níveis da água e as pressões na água dos poros previstas no projecto;
- deverá existir uma adequada margem de segurança na capacidade de bombagem e deverá estar disponível uma instalação de reserva, para o caso de avaria;
- o restabelecimento do nível freático inicial deverá ser suficientemente lento para evitar problemas tais como o colapso de solos de estrutura sensível, de que são exemplo as areias soltas;
- o sistema não deverá originar um afluxo excessivo de água contaminada para a escavação;
- o sistema não deverá conduzir a extracção excessiva de um aquífero utilizado para captação de água potável.

(5)P A eficiência do rebaixamento freático deve ser verificada através da observação do nível freático, das pressões na água dos poros e dos movimentos do terreno, quando necessário. A informação obtida deve ser analisada e interpretada frequentemente de modo a determinar os efeitos do rebaixamento nas condições do terreno e no comportamento das estruturas vizinhas.

(6)P Se as operações de bombagem forem realizadas durante um período prolongado, deve ser verificada a eventual presença de sais e gases dissolvidos na água do terreno, que poderiam originar corrosão dos tubos crepinados dos poços ou a sua colmatação por precipitação de sais.

(7)P Os sistemas de rebaixamento freático de longa duração devem ser dimensionados de modo a evitarem a colmatação por acção bacteriológica ou outras causas.

5.5 Melhoramento ou reforço do terreno

(1)P Antes da escolha ou da utilização de um processo de melhoramento ou de reforço do terreno deve ser efectuado um estudo de caracterização geotécnica das condições iniciais do terreno.

(2)P Na escolha do método de melhoramento do terreno em cada situação particular devem ser tidos em conta os seguintes factores, quando aplicáveis:

- a espessura e as propriedades do terreno ou do material de aterro;
- o valor da pressão na água nos vários estratos de terreno;
- a natureza, a dimensão e a posição da estrutura a ser suportada pelo terreno;
- a prevenção de danos em estruturas ou em redes de serviços adjacentes;
- o carácter provisório ou definitivo do melhoramento do terreno;
- em termos de deformações previstas, a relação entre o processo de melhoramento do terreno e a sequência de construção;
- os efeitos no meio ambiente, incluindo a poluição por materiais tóxicos ou variações do nível freático;
- a deterioração a longo prazo dos materiais.

(3)P A eficácia do melhoramento do terreno deve ser verificada relativamente aos critérios de aceitação, determinando as alterações produzidas das propriedades do terreno pertinentes.

6 Fundações superficiais

6.1 Generalidades

(1)P As disposições desta secção aplicam-se a fundações superficiais, incluindo sapatas isoladas, sapatas contínuas e ensoleiramentos gerais.

(2) Algumas das disposições poderão ser aplicadas a fundações profundas tais como pegões ou caixões.

6.2 Estados limites

(1)P Devem ser considerados os seguintes estados limites e deve ser feita uma compilação apropriada dos estados limites a considerar:

- perda de estabilidade global;
- rotura por insuficiência de capacidade resistente do terreno ao carregamento, rotura por punçoamento, esmagamento;
- rotura por deslizamento;
- rotura conjunta do terreno e da estrutura;
- rotura estrutural devida a movimentos da fundação;
- assentamentos excessivos;

- empolamento excessivo devido à expansão, ao gelo intersticial ou a outras causas;
- vibrações inadmissíveis.

6.3 Acções e situações de projecto

- (1)P As situações de projecto devem ser seleccionadas em conformidade com 2.2.
- (2) Na selecção dos estados limites para cálculo deverão ser consideradas as acções enumeradas em 2.4.2(4).
- (3) Se a rigidez estrutural for significativa, deverá ser realizada uma análise da interacção entre a estrutura e o terreno com vista à determinação da distribuição das acções.

6.4 Considerações de projecto e de construção

- (1)P Na definição da profundidade de uma fundação superficial devem ser considerados os seguintes aspectos:

- a necessidade de atingir um estrato de fundação com adequada capacidade resistente;
- a profundidade até à qual a retracção e a expansão de solos argilosos, devidas a mudanças climáticas sazonais ou a árvores ou arbustos, poderão causar movimentos apreciáveis;
- a profundidade até à qual poderão ocorrer efeitos prejudiciais do gelo intersticial;
- o nível da superfície da água do terreno e os problemas que poderão ocorrer caso seja necessário executar uma escavação para a fundação abaixo desse nível;
- a possibilidade de ocorrência de movimentos do solo e de reduções da resistência do estrato de fundação originados por percolação, por efeitos climáticos ou por processos construtivos;
- os efeitos das escavações nas fundações e estruturas vizinhas;
- as escavações previstas para redes de serviços na proximidade da fundação;
- as altas ou baixas temperaturas transmitidas pelo edifício;
- a possibilidade de ocorrência de infra-escavações;
- os efeitos da variação do teor de água devida a longos períodos de seca, e subsequentes períodos de chuva, nas propriedades de solos volumetricamente instáveis em zonas climáticas áridas;
- a presença de materiais solúveis, tais como calcário, argilite, gesso e rochas salinas.

- (2) Não ocorrerão efeitos prejudiciais do gelo intersticial se:

- o solo não for sensível ao gelo intersticial;
- o nível da fundação se situar abaixo da profundidade de penetração do gelo intersticial;
- o gelo intersticial for evitado através de isolamento.

- (3) A EN ISO 13793 poderá ser aplicada na definição de medidas de protecção contra o gelo intersticial em fundações de edifícios.

- (4)P Para além da satisfação dos requisitos de comportamento, na definição da largura da fundação devem ser tidas em conta considerações de ordem prática relacionadas, nomeadamente, com a economia dos trabalhos de escavação, com o estabelecimento de tolerâncias, com a necessidade de espaço de trabalho e com as dimensões da parede ou do pilar suportados pela fundação.

- (5)P No dimensionamento de fundações superficiais deve ser utilizado um dos seguintes métodos:

- um método directo, no qual são efectuadas análises separadas para cada um dos estados limites. Nas verificações referentes aos estados limites últimos o cálculo deve modelar de forma tão aproximada quanto possível os mecanismos de rotura adoptados; nas verificações referentes aos estados limites de utilização deve ser efectuado um cálculo de assentamentos;
- um método indirecto baseado em experiência comparável e em resultados de ensaios de campo ou de laboratório ou em observações, e escolhido de modo a, tendo por referência as acções correspondentes aos estados limites de utilização, satisfazer os requisitos relativos a todos os estados limites relevantes;
- um método prescritivo no qual é utilizada uma capacidade resistente presumida do terreno (ver 2.5).

(6) No dimensionamento em relação aos estados limites últimos e de utilização de fundações superficiais em solos deverão ser aplicados os modelos de cálculo apresentados em 6.5 e 6.6, respectivamente. As capacidades resistentes presumidas do terreno por unidade de área para o dimensionamento de fundações superficiais em rocha deverão ser aplicadas em conformidade com 6.7.

6.5 Dimensionamento em relação aos estados limites últimos

6.5.1 Estabilidade global

(1)P A estabilidade global, com ou sem as fundações, deve ser verificada, particularmente nas seguintes situações:

- num talude natural ou feito pelo homem, ou na sua proximidade;
- na proximidade de uma escavação ou de uma estrutura de suporte;
- na proximidade de um curso de água, de um canal, de um lago, de uma albufeira ou da costa marítima;
- na proximidade de minas ou de estruturas enterradas.

(2)P Para estas situações deve ser demonstrado, por intermédio dos princípios apresentados na secção 11, que a probabilidade de ocorrência de uma instabilização do maciço de terreno que contém a fundação é suficientemente pequena.

6.5.2 Capacidade resistente do terreno ao carregamento

6.5.2.1 Generalidades

(1)P Deve ser satisfeita a seguinte expressão para todos os estados limites últimos:

$$V_d \leq R_d \quad (6.1)$$

(2)P R_d deve ser calculado em conformidade com 2.4.

(3)P V_d deve incluir o peso da fundação, o peso de qualquer material de aterro de reenchimento e todas as pressões de terras, quer favoráveis quer desfavoráveis. As pressões da água que não sejam causadas pelo carregamento da fundação devem ser incluídas como acções.

6.5.2.2 Método analítico

(1) Deverá ser utilizado um método analítico vulgarmente reconhecido.

NOTA: Poderá ser utilizado o método de cálculo analítico para a determinação da capacidade resistente do terreno ao carregamento apresentado a título de exemplo no Anexo D.

(2)P Deve ser considerada a avaliação analítica dos valores de curto prazo e de longo prazo de R_d , particularmente em solos finos.

(3)P Sempre que o maciço de solo ou de rocha sob uma fundação apresente características estruturais bem definidas no que diz respeito à estratificação ou a outras descontinuidades, o mecanismo de rotura adoptado e os parâmetros de resistência ao corte e de deformabilidade escolhidos devem ter em conta essas características estruturais do terreno.

(4)P Na determinação do valor de cálculo da capacidade resistente ao carregamento do terreno de uma fundação em depósitos estratificados cujas propriedades variem consideravelmente entre estratos, os valores de cálculo dos parâmetros do terreno devem ser determinados para cada um dos estratos.

(5) Sempre que exista uma formação resistente sob uma formação de baixa resistência, a capacidade resistente do terreno ao carregamento poderá ser calculada utilizando os parâmetros de resistência ao corte da formação superior de menor resistência. Na situação inversa deverá ser verificada a estabilidade relativamente a uma rotura por punçoamento.

(6) Muitas vezes os métodos analíticos não são aplicáveis às situações de projecto descritas em 6.5.2.2(3)P, 6.5.2.2(4)P e 6.5.2.2(5). Nesses casos deverão ser aplicados procedimentos numéricos para determinar o mecanismo de rotura mais desfavorável.

(7) Poderão ser aplicados os cálculos de estabilidade global descritos na secção 11.

6.5.2.3 Método semi-empírico

(1) Deverá ser utilizado um método semi-empírico vulgarmente reconhecido.

NOTA: É recomendado o método semi-empírico para a estimativa da capacidade resistente do terreno ao carregamento a partir dos resultados de ensaios pressiométricos apresentado a título de exemplo no Anexo E.

6.5.2.4 Método prescritivo utilizando a capacidade resistente ao carregamento presumida do terreno

(1) Deverá ser utilizado um método prescritivo baseado na capacidade resistente ao carregamento presumida do terreno que seja vulgarmente reconhecido.

NOTA: É recomendado o método para a determinação da capacidade resistente presumida do terreno para fundações superficiais em rocha apresentado a título de exemplo no Anexo G. Quando seja aplicado este método, o resultado do dimensionamento deverá ser avaliado com base em experiência comparável.

6.5.3 Capacidade resistente ao deslizamento

(1)P Sempre que o carregamento não seja normal à base da fundação deve ser feita a verificação da segurança relativamente ao deslizamento da fundação.

(2)P Deve ser satisfeita a seguinte expressão:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d} \quad (6.2)$$

(3)P H_d deve incluir os valores de cálculo de quaisquer impulsos activos de terras impostos à fundação.

(4)P R_d deve ser calculado em conformidade com 2.4.

(5) Os valores de R_d e $R_{p;d}$ deverão estar relacionados com a ordem de grandeza do movimento previsto nas condições do estado limite de carregamento considerado. Para grandes movimentos deverá ser considerada a possível relevância do comportamento pós-pico. O valor de $R_{p;d}$ seleccionado deverá reflectir o tempo de vida previsto da estrutura.

(6)P Para fundações situadas na zona de movimentos sazonais de solos argilosos deve ser considerada a possibilidade de a argila experimentar retracção, afastando-se das faces verticais da fundação.

(7)P Deve ser considerada a possibilidade de o solo situado defronte da fundação ser removido por erosão ou por actividades humanas.

(8)P Em condições drenadas, o valor de cálculo da capacidade resistente ao deslizamento, R_d , deve ser calculado aplicando coeficientes parciais às propriedades do terreno ou aplicando um coeficiente parcial à capacidade resistente do terreno, de acordo com as seguintes expressões:

$$R_d = V'_d \operatorname{tg} \delta_d \quad (6.3a)$$

ou

$$R_d = (V'_d \operatorname{tg} \delta_k) / \gamma_{R,h} \quad (6.3b)$$

NOTA: Nos procedimentos de cálculo em que são aplicados coeficientes parciais aos efeitos das acções, o coeficiente parcial para as acções (γ_F) tem o valor 1,0 e $V'_d = V'_k$ na expressão (6.3b).

(9)P Na determinação de V'_d deve ser tido em conta se H_d e V'_d são acções dependentes ou independentes.

(10) O valor de cálculo do ângulo de atrito, δ_d , poderá ser considerado igual ao valor de cálculo do ângulo de atrito interno em tensões efectivas no estado crítico, $\phi'_{cv;d}$, para fundações de betão moldadas no local, e igual a $2/3 \phi'_{cv;d}$ para fundações prefabricadas de baixa rugosidade. A coesão em tensões efectivas, c' , deverá ser desprezada.

(11)P Em condições não drenadas, o valor de cálculo da capacidade resistente ao deslizamento, R_d , deve ser calculado aplicando coeficientes parciais às propriedades do terreno ou aplicando um coeficiente parcial à capacidade resistente, de acordo com as seguintes expressões:

$$R_d = A' c_{u;d} \quad (6.4a)$$

ou

$$R_d = (A' c_{u;k}) / \gamma_{R,h} \quad (6.4b)$$

(12)P No caso de ser possível o acesso de água ou de ar à superfície de contacto entre a fundação e um solo argiloso subjacente não drenado, deve ser efectuada a seguinte verificação:

$$R_d \leq 0,4 V_d \quad (6.5)$$

(13) A verificação da expressão (6.5) poderá ser dispensada somente no caso de a formação de um vazio entre a fundação e o terreno ser impedida por sucção nas zonas onde não haja pressão de contacto positiva.

6.5.4 Cargas com grandes excentricidades

(1)P Devem ser tomadas precauções especiais sempre que a excentricidade da carga exceda $1/3$ da largura de uma sapata rectangular, ou $0,6$ do raio de uma sapata circular.

Tais precauções incluem:

- verificar com especial cuidado os valores de cálculo das acções, em conformidade com o estipulado em 2.4.2;
- definir a localização do bordo da fundação tendo em conta as tolerâncias da construção.

(2) A menos que sejam tomados cuidados especiais durante a construção, deverão ser adoptadas tolerâncias até $0,10$ m.

6.5.5 Rotura estrutural por movimento da fundação

(1)P Devem ser considerados os deslocamentos diferenciais verticais e horizontais da fundação tendo em vista assegurar que tais deslocamentos não conduzem à ocorrência de um estado limite último na estrutura.

(2) Poderá ser adoptada uma capacidade resistente presumida do terreno por unidade de área (ver 2.5) desde que os deslocamentos não causem um estado limite último na estrutura.

(3)P Em terrenos expansíveis devem ser avaliados os potenciais deslocamentos diferenciais de empolamento, e tanto as fundações como a estrutura devem ser projectadas de modo a resistirem ou a adaptarem-se a esses movimentos.

6.6 Dimensionamento em relação aos estados limites de utilização

6.6.1 Generalidades

(1)P Devem ser tidos em conta os deslocamentos causados pelas acções aplicadas às fundações, tais como as referidas em 2.4.2(4).

(2)P Na avaliação da amplitude dos deslocamentos de uma fundação deve ser tida em conta a experiência comparável tal como definida em 1.5.2.2. Se necessário, devem também ser realizados cálculos de deslocamentos.

(3)P No caso de argilas moles devem sempre ser realizados cálculos de assentamentos.

(4) No caso de fundações superficiais em argilas rijas ou duras das Categorias Geotécnicas 2 e 3 deverão em geral ser realizados cálculos de deslocamentos verticais (assentamentos). Em 6.6.2 são fornecidos métodos que poderão ser utilizados para calcular assentamentos causados por cargas aplicadas às fundações.

(5)P No cálculo dos deslocamentos da fundação para comparação com os critérios de aptidão para a utilização devem ser adoptados os valores de cálculo das acções correspondentes aos estados limites de utilização.

(6) Os cálculos de assentamentos não deverão ser considerados exactos, constituindo os respectivos resultados apenas uma estimativa aproximada.

(7)P Os deslocamentos da fundação devem ser considerados quer em termos de deslocamento de todo o sistema de fundação quer em termos de deslocamentos diferenciais das diferentes partes da fundação.

(8)P O efeito das fundações e dos aterros vizinhos deve ser tido em conta no cálculo dos incrementos de tensões no terreno e da sua influência na compressibilidade do terreno.

(9)P A gama possível de rotações relativas da fundação deve ser avaliada e comparada com os valores limites pertinentes dos movimentos indicados em 2.4.9.

6.6.2 Assentamento

(1)P Os cálculos de assentamentos devem contemplar quer os assentamentos imediatos quer os assentamentos diferidos.

(2) No caso de solos parcial ou totalmente saturados deverão ser consideradas as três componentes seguintes do assentamento:

- s_0 : assentamento imediato, devido a deformações de corte a volume constante, no caso de solos totalmente saturados, ou à conjugação de deformações de corte e de uma redução de volume, no caso de solos parcialmente saturados;
- s_1 : assentamento por consolidação;
- s_2 : assentamento por fluência.

(3) Deverão ser utilizados métodos de avaliação dos assentamentos vulgarmente reconhecidos.

NOTA: Poderão ser aplicados os métodos de avaliação dos assentamentos s_0 e s_1 apresentados a título de exemplo no Anexo F.

(4) Deverá ser prestada especial atenção aos solos, tais como os solos orgânicos e as argilas moles, em que o assentamento poderá prolongar-se quase indefinidamente devido à fluência.

(5) A profundidade do estrato de solo compressível a considerar nos cálculos de assentamentos deverá depender da dimensão e da forma da fundação, da variação da rigidez do solo com a profundidade e ainda do espaçamento dos elementos da fundação.

(6) Normalmente, esta profundidade poderá ser tomada como aquela para a qual o acréscimo de tensão vertical efectiva devido à carga aplicada pela fundação atinge 20 % da tensão vertical efectiva inicial devida ao peso dos terrenos sobrejacentes.

(7) Em muitos casos esta profundidade poderá também ser aproximadamente estimada como sendo igual a uma a duas vezes a largura da fundação, mas poderá ser reduzida no caso de ensoleiramentos gerais de grande largura e relativamente pouco carregados.

NOTA: Esta simplificação não é válida para solos muito moles.

(8)P Deve ser estimado qualquer assentamento adicional causado por adensamento devido ao peso próprio do solo.

(9) Deverão ser considerados:

- os possíveis efeitos do peso próprio, de inundações e de vibrações em aterros e em solos colapsíveis;
- os efeitos das variações de tensão em areias friáveis.

(10)P Devem ser adoptados modelos lineares ou não lineares da rigidez do terreno, conforme seja mais adequado.

(11)P A fim de assegurar que não ocorre um estado limite de utilização, na estimativa dos assentamentos diferenciais e das rotações relativas devem ser tidas em conta tanto a distribuição das cargas como a eventual variabilidade do terreno.

(12) Os assentamentos diferenciais calculados sem ter em consideração a rigidez da estrutura terão tendência a ser estimativas por excesso. Poderá ser efectuada uma análise da interacção terreno-estrutura para justificar uma redução dos valores estimados dos assentamentos diferenciais.

(13) Deverão ser tidos em consideração os assentamentos diferenciais causados pela variabilidade do terreno, a menos que a rigidez da estrutura os impeça.

(14) Para fundações superficiais em terrenos naturais deverá ser tido em conta o facto de que normalmente ocorre algum assentamento diferencial, mesmo quando os cálculos prevejam apenas um assentamento uniforme.

(15) A inclinação de uma fundação carregada excentricamente deverá ser estimada admitindo uma distribuição linear da tensão vertical transmitida ao terreno e calculando o assentamento nos cantos da fundação, mediante a utilização da distribuição de tensões verticais no terreno sob cada canto da fundação e dos métodos de cálculo de assentamentos acima referidos.

(16) No caso de estruturas correntes fundadas em argilas, deverá ser calculada a razão entre a capacidade resistente do terreno ao carregamento correspondente à sua resistência ao corte não drenada inicial e a carga aplicada tomada com o valor correspondente à verificação dos estados limites de utilização (ver 2.4.8(4)). Se esta razão for inferior a 3, deverão ser sempre realizados cálculos de assentamentos. Se esta razão for inferior a 2, os cálculos deverão ter em conta os efeitos da não linearidade da rigidez do terreno.

6.6.3 Empolamento

(1)P Devem ser distinguidas as seguintes causas de empolamento:

- redução da tensão efectiva;
- expansão volumétrica de solos parcialmente saturados;

- empolamento causado pelo assentamento de uma estrutura adjacente num solo totalmente saturado que se deforma em condições de volume constante.

(2)P Os cálculos de empolamentos devem contemplar quer os empolamentos imediatos quer os empolamentos diferidos.

6.6.4 Análise de vibrações

(1)P As fundações de estruturas submetidas a vibrações ou a cargas vibratórias devem ser dimensionadas de forma a que as vibrações não causem assentamentos excessivos.

(2) Deverão ser tomadas as devidas precauções para assegurar que não ocorrerá nem ressonância entre a frequência da carga dinâmica e uma frequência própria do sistema fundação-terreno, nem liquefacção no terreno.

(3)P As vibrações causadas pelos sismos devem ser consideradas utilizando a EN 1998.

6.7 Fundações em rocha; considerações de projecto adicionais

(1)P No dimensionamento de fundações superficiais em rocha devem ser tidos em conta os seguintes aspectos:

- a deformabilidade e a resistência do maciço rochoso e o assentamento admissível da estrutura a suportar;
- a presença sob a fundação de quaisquer estratos de baixa resistência, tais como, por exemplo, zonas de dissolução e zonas de falhas;
- a presença de planos de estratificação ou de outras descontinuidades e as respectivas características (tais como o preenchimento, a continuidade, a largura e o espaçamento);
- o estado de alteração, de decomposição e de fracturação da rocha;
- as perturbações do estado natural da rocha provocadas por actividades de construção (tais como, por exemplo, obras subterrâneas e taludes de escavação) executadas na proximidade da fundação.

(2) As fundações superficiais em rocha poderão, normalmente, ser dimensionadas utilizando o método da capacidade resistente presumida do terreno por unidade de área. Para as rochas ígneas, os gnaisses, os calcários e os arenitos muito resistentes e intactos, a capacidade resistente unitária presumida é limitada pela resistência à compressão do betão da própria fundação.

NOTA: No Anexo G é apresentado o método recomendado para a determinação da capacidade resistente presumida do terreno para fundações superficiais em rocha.

(3) O assentamento de uma fundação poderá ser avaliado com base em experiência comparável traduzida em classificações de maciços rochosos.

6.8 Dimensionamento estrutural de fundações superficiais

(1)P A rotura estrutural de uma fundação superficial deve ser evitada em conformidade com o estipulado em 2.4.6.4.

(2) Poderá ser admitido que as pressões de contacto sob uma fundação rígida têm uma distribuição linear. Para justificar uma solução de projecto mais económica poderá ser efectuada uma análise mais refinada da interacção solo-estrutura.

(3) A distribuição das pressões de contacto sob uma fundação flexível poderá ser obtida utilizando um modelo em que a fundação é assimilada a uma viga ou a uma laje apoiada num meio contínuo ou numa série de molas com rigidez e resistência adequadas.

(4)P A aptidão para a utilização de sapatas corridas e de ensoleiramentos gerais deve ser verificada utilizando as cargas correspondentes aos estados limites de utilização e uma distribuição das pressões de contacto correspondente à deformação da fundação e do terreno.

(5) Nas situações de projecto em que são aplicadas cargas concentradas em sapatas contínuas ou em ensoleiramentos gerais, as forças internas e os momentos flectores na estrutura poderão ser obtidos a partir dum modelo de reacção (pressão-deslocamento) do terreno, utilizando a teoria da elasticidade linear. Os módulos de reacção poderão ser avaliados através de uma análise de assentamentos com uma distribuição de pressões de contacto adequadamente estimada. Os módulos de reacção poderão ser ajustados de forma a que as pressões de contacto calculadas não excedam os valores para os quais poderá ser admitido um comportamento linear.

(6) Os assentamentos totais e diferenciais do conjunto da estrutura deverão ser calculados em conformidade com o estipulado em 6.6.2. Para este efeito, os modelos de reacção (pressão-deslocamento) muitas vezes não são apropriados. Quando a interacção terreno-estrutura tenha um efeito dominante deverão ser utilizados métodos mais rigorosos, como o método dos elementos finitos.

6.9 Preparação do terreno de fundação

(1)P O terreno de fundação deve ser preparado com grande cuidado. Deve ser efectuada a remoção de raízes, de obstáculos e de bolsas de solos de baixa resistência sem perturbar o terreno. Qualquer cavidade que resulte deve ser preenchida com solo (ou outro material) para reproduzir a rigidez do terreno intacto.

(2) No caso de solos susceptíveis de perturbação, como as argilas, deverá ser especificada a sequência da escavação para a construção da fundação superficial, de modo a minimizar a perturbação do terreno. Em geral, é suficiente escavar por camadas horizontais. Nos casos em que seja necessário controlar o empolamento, a escavação deverá ser realizada por troços alternados, betonando cada um deles antes de proceder à escavação dos troços intermédios.

7 Fundações por estacas

7.1 Generalidades

(1)P As disposições desta secção aplicam-se a estacas trabalhando por resistência de ponta, a estacas flutuantes, a estacas à tracção e a estacas carregadas transversalmente, instaladas por cravação, por meio de macacos, por meio de trado ou com extracção do terreno, com ou sem injecções de calda.

(2) As disposições desta secção não deverão ser aplicadas directamente no projecto de estacas destinadas a reduzir assentamentos, como as que são utilizadas em alguns ensoleiramentos.

(3)P Na construção de estacas devem ser seguidas as seguintes normas:

- EN 1536:1999, para estacas instaladas com extracção do terreno;
- EN 12063:2000, para cortinas de estacas-prancha;
- EN 12699:2000, para estacas instaladas com deslocamento do terreno;
- EN 14199:2005, para micro-estacas.

7.2 Estados limites

(1)P Devem ser considerados os seguintes estados limites e deve ser feita uma compilação apropriada dos estados limites a considerar:

- perda de estabilidade global;

- rotura da fundação por estacas por insuficiência de capacidade resistente do terreno relativamente à compressão das estacas;
- rotura da fundação por estacas por levantamento global ou por insuficiência de capacidade resistente do terreno relativamente à tracção das estacas;
- rotura do terreno devida a carregamento transversal da fundação por estacas;
- rotura estrutural da estaca por compressão, tracção, flexão, encurvadura ou corte;
- rotura conjunta do terreno e da fundação por estacas;
- rotura conjunta do terreno e da estrutura;
- assentamento excessivo;
- empolamento excessivo;
- deslocamento lateral excessivo;
- vibrações inadmissíveis.

7.3 Acções e situações de projecto

7.3.1 Generalidades

- (1) Na selecção das situações de projecto deverão ser consideradas as acções enumeradas em 2.4.2(4).
- (2) As estacas podem ser carregadas axial e/ou transversalmente.
- (3)P As situações de projecto devem ser seleccionadas em conformidade com 2.2.
- (4) Pode ser necessária uma análise da interacção entre a estrutura, a fundação por estacas e o terreno para demonstrar que os requisitos relativos aos estados limites são cumpridos.

7.3.2 Acções devidas a deslocamentos do terreno

7.3.2.1 Generalidades

- (1)P O terreno onde se inserem as estacas poderá estar sujeito a deslocamentos devidos a consolidação, expansão, cargas adjacentes, fluência do solo, deslizamentos de terrenos ou sismos. Estes fenómenos devem ser tidos em consideração, uma vez que podem afectar as estacas, provocando forças de atrito lateral negativo, empolamento, traccionamento, carregamento transversal ou deslocamento.
- (2) Para estas situações os valores de cálculo da resistência e da rigidez do terreno susceptível de sofrer deslocamentos deverão em geral ser valores superiores.
- (3)P No dimensionamento deve ser adoptado um dos procedimentos seguintes:
 - o deslocamento do terreno é tratado como uma acção, sendo as forças, os deslocamentos e as deformações na estaca determinados mediante uma análise da interacção do terreno com a estaca;
 - um limite superior da força que o terreno pode transmitir à estaca é introduzido como acção a considerar no dimensionamento. Na determinação desta força deve ser tida em conta a resistência do solo e a origem da acção, que pode ser o peso ou compressão do solo sujeito a movimento ou a intensidade das acções perturbadoras.

7.3.2.2 Carregamento devido a atrito lateral negativo

(1)P Se os cálculos de dimensionamento relativos a estados limites últimos forem efectuados tratando a carga devida a atrito lateral negativo como uma acção, o seu valor deve ser o máximo que pode ser gerado pelo assentamento do terreno relativamente à estaca.

(2) No cálculo da máxima carga devida a atrito lateral negativo deverá ser tida em conta a resistência ao corte no contacto entre o solo e o fuste da estaca, bem como o assentamento do terreno devido ao peso próprio ou a qualquer carregamento superficial em torno da estaca.

(3) Para um grupo de estacas é possível calcular um limite superior da carga devida a atrito lateral negativo a partir da intensidade da sobrecarga causadora do assentamento e tendo em conta quaisquer variações da pressão na água do terreno devidas a rebaixamento freático, a consolidação ou a cravação de estacas.

(4) No caso de o assentamento previsto do terreno depois da instalação das estacas ser de pequena amplitude, poderá obter-se um projecto económico mediante a consideração do assentamento como acção e a execução duma análise de interacção.

(5)P O valor de cálculo do assentamento do terreno deve ser obtido tendo em conta o peso volúmico e a compressibilidade dos materiais em conformidade com 2.4.3.

(6) Os cálculos de interacção deverão ter em atenção o deslocamento da estaca relativamente ao terreno circundante que sofre assentamentos, a resistência ao corte do solo ao longo do fuste da estaca, o peso do solo e o carregamento superficial previsto em torno de cada estaca, que são as causas da mobilização do atrito lateral negativo.

(7) Normalmente não é necessário considerar simultaneamente cargas devidas a atrito lateral negativo e cargas transitórias nas combinações de cargas.

7.3.2.3 Empolamento do terreno

(1)P Na análise do efeito do empolamento do terreno, ou seja, das forças de sentido ascendente que poderão ser geradas ao longo do fuste da estaca, o movimento do terreno deve geralmente ser tratado como uma acção.

NOTA 1: A expansão ou o empolamento do terreno podem resultar da descarga ou da escavação do terreno, do gelo intersticial ou da cravação de estacas em zonas vizinhas. Podem também ser devidos a um aumento do teor de água do terreno como resultado da remoção de árvores, da cessação da bombagem em aquíferos, do impedimento da evaporação (devido a novas construções) ou ainda de acidentes.

NOTA 2: Poderá ocorrer empolamento do terreno durante a construção, antes de as estacas serem sujeitas ao carregamento proveniente da estrutura, o que poderá originar movimentos ascensionais inadmissíveis ou rotura estrutural das estacas.

7.3.2.4 Carregamento transversal

(1)P Devem ser tidas em consideração as acções transversais provocadas por movimentos do terreno em torno de uma estaca.

(2) Deverão ser tidas em consideração as seguintes situações de projecto, susceptíveis de provocar carregamento transversal sobre estacas:

- sobrecargas de intensidade diferente em lados opostos da fundação por estacas (por exemplo, num aterro ou na sua proximidade);
- níveis diferentes de escavação em lados opostos da fundação por estacas (por exemplo, num talude de escavação ou na sua proximidade);
- fundação por estacas construída num talude com fluência;
- estacas inclinadas em terrenos com assentamentos;

- estacas numa região sísmica.

(3) Normalmente o carregamento transversal deverá ser determinado considerando a interacção entre as estacas, tomadas como rígidas ou como flexíveis, e o maciço de solo sujeito a movimentos. No caso de existirem estratos de solos de baixa resistência sujeitos a grandes deslocamentos horizontais e de as estacas terem espaçamento elevado, o consequente carregamento transversal das estacas depende principalmente da resistência ao corte dos solos de baixa resistência.

7.4 Métodos de dimensionamento e considerações de projecto

7.4.1 Métodos de dimensionamento

(1)P O dimensionamento deve basear-se num dos seguintes procedimentos:

- a utilização de resultados de ensaios de carga estática cuja coerência com outras evidências experimentais relevantes haja sido demonstrada mediante cálculos ou por outros meios;
- a utilização de métodos de cálculo empíricos ou analíticos cuja validade haja sido demonstrada através de ensaios de carga estática em situações comparáveis;
- a utilização de resultados de ensaios de carga dinâmica cuja validade haja sido demonstrada através de ensaios de carga estática em situações comparáveis;
- a consideração do comportamento observado de uma fundação por estacas comparável, desde que tal procedimento seja sustentado pelos resultados da prospecção geotécnica e de ensaios do terreno.

(2) Os valores de cálculo dos parâmetros utilizados no dimensionamento deverão, em termos gerais, estar de acordo com o estipulado na secção 3, mas os resultados dos ensaios de carga poderão também ser tidos em conta na escolha dos valores dos parâmetros.

(3) Os ensaios de carga estática poderão ser feitos em estacas experimentais, instaladas apenas com esse propósito antes da finalização do projecto, ou em estacas da obra, que fazem parte da fundação.

7.4.2 Considerações de projecto

(1)P Devem ser considerados quer o comportamento das estacas isoladas e dos grupos de estacas quer a rigidez e a resistência da estrutura que interliga as estacas.

(2)P Na selecção dos métodos de cálculo e dos valores dos parâmetros, bem como na utilização dos resultados dos ensaios de carga, devem ser consideradas a duração e a variação ao longo do tempo do carregamento.

(3)P A eventual futura colocação ou remoção de cargas devidas ao peso de terrenos sobrejacentes, bem como as variações potenciais do regime hidrogeológico, devem ser consideradas tanto nos cálculos como na interpretação dos resultados dos ensaios de carga.

(4)P Na escolha do tipo de estaca, incluindo a qualidade do material da estaca e o processo de instalação, devem ser tidos em consideração os seguintes aspectos:

- as condições locais do terreno e da água do terreno, incluindo a eventual presença de obstáculos;
- as tensões instaladas nas estacas durante a sua instalação;
- a possibilidade de preservação e de verificação da integridade da estaca durante a sua instalação;
- o efeito do processo e da sequência de instalação das estacas nas estacas já instaladas, ou em estruturas e redes de serviços adjacentes;
- as tolerâncias com que as estacas podem ser instaladas sem prejuízo da fiabilidade;

- os efeitos prejudiciais da presença de produtos químicos no terreno;
- a possibilidade de se estabelecerem comunicações entre regimes hidrogeológicos distintos;
- o manuseamento e o transporte das estacas;
- os efeitos da instalação das estacas sobre edifícios vizinhos.

(5) Na consideração dos aspectos acima enumerados deverá ser dada atenção ao seguinte:

- o espaçamento das estacas nos grupos de estacas;
- os deslocamentos ou vibrações em estruturas adjacentes devidos à instalação das estacas;
- o tipo de pilão ou de vibrador utilizado;
- as tensões dinâmicas na estaca durante a cravação;
- no caso de estacas instaladas com extracção do terreno e com utilização de um fluido de sustentação, a necessidade de manter a pressão do fluido a um nível que assegure que a parede do furo não sofre colapso e que não ocorre rotura hidráulica do fundo do furo;
- a limpeza do fundo do furo e, por vezes, da sua parede, especialmente no caso de se recorrer a suspensões bentoníticas, com vista à remoção de materiais remexidos;
- a instabilização localizada da parede do furo durante a betonagem da estaca, que poderá originar uma inclusão de solo dentro da estaca;
- a penetração de solo ou de água no corpo de estacas moldadas e a possível alteração do betão fresco devida a percolação de água através do betão;
- a extracção de água do betão devida à presença de estratos de areia não saturada em torno de uma estaca;
- o efeito de retardação devido a produtos químicos presentes no solo;
- a compactação de solos devida à cravação de estacas instaladas com deslocamento do terreno;
- a perturbação de solos devida à furação para a instalação de estacas.

7.5 Ensaios de carga de estacas

7.5.1 Generalidades

(1)P Devem ser efectuados ensaios de carga de estacas nas seguintes situações:

- quando se utilize um tipo de estaca ou um método de instalação em relação ao qual não exista experiência comparável;
- quando as estacas não tenham sido ensaiadas em condições comparáveis de solos e de carregamento;
- quando as estacas vão ser sujeitas a carregamentos para os quais a teoria e a experiência existentes não permitam efectuar o dimensionamento com suficiente confiança; neste caso, as condições de carregamento nos ensaios devem ser semelhantes às previstas para as estacas em serviço;
- quando, durante a instalação da estaca, sejam colhidos indícios de que o seu comportamento se desvia consideravelmente, e de um modo desfavorável, do comportamento esperado com base nos estudos de caracterização do local ou na experiência, e eventuais estudos adicionais de caracterização geotécnica não esclareçam a razão para a existência deste desvio.

(2) Os ensaios de carga de estacas poderão ser utilizados para:

- avaliar a adequação do método construtivo;

- determinar a resposta ao carregamento de uma estaca representativa e do respectivo terreno circundante, tanto em termos de assentamento como de carga limite;
- permitir um juízo sobre o conjunto da fundação por estacas.

(3) Quando os ensaios de carga não sejam viáveis devido a dificuldades na modelação da variação do carregamento (por exemplo, carregamento cíclico) deverão ser utilizados valores de cálculo muito cautelosos das propriedades dos materiais.

(4)P No caso de se efectuar apenas um ensaio de carga, a estaca deve localizar-se na zona onde se presume existirem condições de terreno mais adversas. Se tal não for possível, deve ser introduzida uma margem de segurança adicional na determinação do valor característico da capacidade resistente à compressão.

(5)P No caso de se efectuarem ensaios de carga em duas ou mais estacas, os locais escolhidos devem ser representativos do terreno de fundação, devendo uma das estacas localizar-se na zona onde se presume existirem as condições de terreno mais adversas.

(6)P Entre a instalação da estaca a ensaiar e o início do ensaio de carga deve decorrer tempo suficiente para que o material da estaca adquira a resistência requerida e para que sejam repostos os valores iniciais da pressão na água dos poros.

(7) Em alguns casos pode ser necessário registar as pressões na água dos poros provocadas pela instalação das estacas e a sua subsequente dissipação, de forma a poder-se tomar uma decisão adequada quanto ao início do ensaio de carga.

7.5.2 Ensaio de carga estática

7.5.2.1 Procedimento do carregamento

(1)P O procedimento do ensaio de carga⁵⁾, particularmente no que respeita ao número de patamares de carga, à duração destes patamares e aos ciclos de carga e descarga, deve ser tal que permita obter conclusões acerca do comportamento em termos de deformação, de fluência e de descarga da fundação por estacas a partir das medições na estaca. No caso de estacas experimentais, o carregamento deve ser tal que permita obter conclusões também sobre a carga última de rotura.

(2) Os dispositivos para a determinação das forças, das tensões ou das deformações e dos deslocamentos deverão ser calibrados antes do ensaio.

(3) A direcção da força aplicada em ensaios de compressão ou de tracção deverá coincidir com o eixo longitudinal da estaca.

(4) Os ensaios de carga para o dimensionamento de estacas à tracção deverão ser levados até à rotura. Em ensaios de tracção não deverá ser utilizada uma extrapolação do gráfico carga-deslocamento.

7.5.2.2 Estacas experimentais

(1)P O número de estacas experimentais necessário para a verificação do dimensionamento deve ser escolhido com base nos seguintes aspectos:

- as condições do terreno e a sua variabilidade espacial no local;
- a Categoria Geotécnica da estrutura, quando tal se justifique;

⁵⁾ Ver: "ISSMFE Subcommittee on Field and Laboratory Testing, Axial Pile Loading Test, Suggested Method". "ASTM Geotechnical Testing Journal", Junho de 1985, páginas 79 a 90.

- evidências prévias documentadas do comportamento do mesmo tipo de estaca em condições de terreno análogas;
- o número total e os tipos de estacas no projecto da fundação.

(2)P As condições do terreno no local do ensaio devem ser pormenorizadamente estudadas. A profundidade das sondagens ou dos ensaios de campo deve ser suficiente para permitir a determinação da natureza do terreno que se encontra quer em redor quer sob a ponta da estaca. Devem ser estudados todos os estratos de terreno que possam contribuir significativamente para o comportamento da estaca.

(3)P O processo de instalação das estacas experimentais deve ser pormenorizadamente documentado em conformidade com 7.9.

7.5.2.3 Estacas da obra

(1)P Deve ficar especificado que o número de ensaios de carga de estacas da obra deve ser estabelecido com base nas ocorrências verificadas e registadas durante a instalação.

(2)P A carga aplicada nos ensaios de estacas da obra deve atingir, pelo menos, o valor de cálculo da carga na fundação.

7.5.3 Ensaio de carga dinâmica

(1) Poderão ser utilizados resultados de ensaios de carga dinâmica⁶⁾ para estimar a capacidade resistente à compressão desde que tenha sido realizado um estudo adequado de caracterização do terreno no local e o método de ensaio tenha sido calibrado em relação a ensaios de carga estática efectuados sobre estacas do mesmo tipo, com secção transversal e comprimento semelhantes e em condições comparáveis de solos (ver 7.6.2.4 a 7.6.2.6).

(2)P Se se utilizar mais do que um tipo de ensaio de carga dinâmica, os resultados dos diferentes tipos de ensaios devem sempre ser interpretados conjuntamente.

(3) Os ensaios de carga dinâmica poderão também ser utilizados como um indicador da homogeneidade das estacas e para detectar estacas de baixa resistência.

7.5.4 Relatório do ensaio de carga

(1)P Deve ficar especificado que deve ser elaborado um relatório escrito factual de todos os ensaios de carga. Sempre que tal seja apropriado, o relatório deve incluir:

- uma descrição do local;
- as condições do terreno com referência aos estudos de caracterização geotécnica;
- o tipo de estaca;
- uma descrição da instalação das estacas e de quaisquer problemas que tenham ocorrido durante os trabalhos;
- uma descrição dos equipamentos de aplicação de carga e de medição, bem como do sistema de reacção;
- os documentos de calibração das células dinamométricas, dos macacos e dos instrumentos de medição;
- os registos relativos à instalação das estacas sujeitas a ensaio;
- registos fotográficos da estaca e do local do ensaio;

⁶⁾ Ver: Norma ASTM D 4945 “Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles”.

- os resultados do ensaio em forma numérica;
- os diagramas dos deslocamentos em função do tempo para cada patamar de carga aplicada, no caso de ser utilizado um procedimento de carregamento por patamares;
- o comportamento medido em termos da relação entre carga e deslocamento;
- a justificação de qualquer incumprimento dos requisitos anteriormente apresentados.

7.6 Estacas carregadas axialmente

7.6.1 Generalidades

7.6.1.1 Dimensionamento em relação aos estados limites

(1)P No dimensionamento deve ser demonstrado que é suficientemente improvável que sejam excedidos os seguintes estados limites:

- estados limites últimos de rotura por insuficiência de capacidade resistente, à compressão ou à tracção, de uma estaca isolada;
- estados limites últimos de rotura por insuficiência de capacidade resistente, à compressão ou à tracção, de um grupo de estacas;
- estados limites últimos de colapso ou de danos severos da estrutura suportada, causados por deslocamentos excessivos, globais ou diferenciais, da fundação por estacas;
- estados limites de utilização da estrutura suportada causados por deslocamentos das estacas.

(2) Normalmente deverá ser tida em consideração no dimensionamento a margem de segurança em relação à rotura por insuficiência de capacidade resistente do terreno relativamente à compressão ou à tracção das estacas, que é um estado em que a fundação por estacas se desloca significativamente para baixo ou para cima com um aumento ou uma diminuição desprezáveis da capacidade resistente mobilizada (ver 7.6.2 e 7.6.3).

(3) Em estacas trabalhando à compressão é, por vezes, difícil estabelecer um estado limite último a partir de um diagrama carga-assentamento que apresente curvatura contínua. Nestes casos deverá ser adoptado como critério de “rotura” um assentamento da cabeça da estaca igual a 10 % do diâmetro da base da estaca.

(4)P Nos casos em que as estacas sofram grandes assentamentos, poderão ocorrer estados limites últimos nas estruturas suportadas antes de se verificar a completa mobilização da capacidade resistente das estacas. Nestes casos deve ser adoptada no dimensionamento uma estimativa prudente da gama possível de assentamentos das estacas.

NOTA: Os assentamentos das estacas são considerados em 7.6.4.

7.6.1.2 Estabilidade global

(1)P A rotura por perda de estabilidade global de fundações por estacas à compressão deve ser analisada em conformidade com a secção 11.

(2) Nos casos em que exista a possibilidade de instabilidade deverão ser consideradas superfícies de rotura que passem por baixo das estacas ou que as intersectem.

(3)P A verificação relativa à rotura por levantamento global de um bloco de solo contendo estacas deve ser efectuada em conformidade com 7.6.3.1(4)P.

7.6.2 Capacidade resistente do terreno para estacas à compressão

7.6.2.1 Generalidades

(1)P Para demonstrar que a fundação por estacas suportará a carga de cálculo com adequada segurança relativamente a uma rotura por compressão, deve ser satisfeita, para todos os casos de carga e combinações de acções respeitantes a estados limites últimos, a expressão seguinte:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (7.1)$$

(2) Em princípio, $F_{c;d}$ deverá incluir o peso próprio da estaca e $R_{c;d}$ deverá incluir a pressão do terreno sobrejacente ao nível da base da fundação. Contudo, estas duas parcelas poderão ser desprezadas no caso de os seus valores se compensarem aproximadamente. Estas parcelas não deverão ser desprezadas no caso de:

- o atrito lateral negativo ser significativo;
- o solo ser muito leve;
- a estaca se prolongar para cima da superfície do terreno.

(3)P No caso de grupos de estacas devem ser tidos em conta dois mecanismos de rotura:

- rotura por insuficiência de capacidade resistente à compressão das estacas consideradas individualmente;
- rotura por insuficiência de capacidade resistente à compressão do conjunto formado pelas estacas e pelo solo contido entre elas, considerado como um bloco.

O valor de cálculo da capacidade resistente deve ser o menor dos valores correspondentes a cada um destes mecanismos.

(4) A capacidade resistente à compressão de um grupo de estacas actuando como um bloco poderá ser calculada considerando o bloco como uma estaca isolada de grande diâmetro.

(5)P Na determinação do valor de cálculo da capacidade resistente de um grupo de estacas devem ser consideradas a rigidez e a resistência da estrutura de ligação das estacas do grupo.

(6) No caso de as estacas suportarem uma estrutura rígida, poder-se-á tirar partido da redistribuição das cargas nas estacas proporcionada pela estrutura. Só ocorrerá um estado limite no caso de um número significativo de estacas entrarem em rotura conjuntamente, pelo que não é necessário considerar modos de rotura envolvendo apenas uma estaca.

(7) No caso de as estacas suportarem uma estrutura flexível, deverá ser admitido que a ocorrência dum estado limite é condicionada pela capacidade resistente à compressão da estaca menos resistente.

(8) Deverá ser prestada especial atenção à possível rotura de estacas periféricas causada por cargas inclinadas ou excêntricas provenientes da estrutura suportada.

(9)P No caso de o estrato em que as estacas estão fundadas se situar sobre um estrato de solo de baixa resistência, deve ser considerado o efeito deste último estrato na capacidade resistente à compressão da fundação.

(10)P No cálculo da capacidade resistente na ponta da estaca deve ser tida em conta a resistência de uma zona de terreno situada tanto acima como abaixo da ponta da estaca.

NOTA: Esta zona poderá ter uma espessura de vários diâmetros da estaca, acima e abaixo da sua ponta. Quaisquer terrenos de baixa resistência situados nesta zona têm uma influência significativa sobre a capacidade resistente na ponta da estaca.

(11) Deverá ser analisada a possibilidade de rotura por punçoamento sempre que exista terreno de baixa resistência a uma profundidade, abaixo da ponta da estaca, inferior a quatro vezes o diâmetro da ponta.

(12)P Se o diâmetro da ponta da estaca for superior ao do fuste, devem ser considerados eventuais efeitos desfavoráveis dessa configuração.

(13) No caso de estacas cravadas constituídas por tubo ou caixão sem obturação, cuja abertura tenha dimensão superior a 500 mm em qualquer direcção, e que não sejam dotadas de dispositivos interiores especiais destinados a provocar a formação de um rolhão, a capacidade resistente na ponta deverá ser limitada à menor das seguintes capacidades resistentes:

- a capacidade resistente ao corte no contacto entre o rolhão de solo e a superfície interior da estaca;
- a capacidade resistente na ponta calculada utilizando a área da secção transversal global da ponta.

7.6.2.2 Capacidade resistente última à compressão com base em ensaios de carga estática

(1)P A forma de realização dos ensaios de carga de estacas deve estar em conformidade com 7.5 e deve ser especificada no Relatório do Projecto Geotécnico.

(2)P As estacas experimentais a ensaiar antecipadamente devem ser instaladas de forma idêntica à das estacas da fundação e devem ser fundadas no mesmo estrato.

(3) Se o diâmetro das estacas experimentais for diferente do das estacas da obra, na determinação da capacidade resistente a adoptar deverá ser considerada a possível diferença de comportamento de estacas de diâmetros diferentes.

(4) No caso de estacas de grande diâmetro, é por vezes impraticável a realização de ensaios de carga de estacas experimentais de tamanho real. Nestas circunstâncias, poderão ser realizados ensaios de carga de estacas experimentais de menor diâmetro, desde que:

- a razão de diâmetros entre a estaca experimental e a estaca da obra não seja inferior a 0,5;
- a estaca experimental de menor diâmetro seja fabricada e instalada por processos idênticos aos das estacas utilizadas na fundação;
- as estacas experimentais sejam instrumentadas de forma a que, a partir das medições efectuadas nos ensaios, seja possível determinar separadamente a capacidade resistente na ponta e a capacidade resistente lateral.

Este procedimento deverá ser utilizado com prudência no caso de estacas tubulares cravadas não obturadas, devido à influência do diâmetro na mobilização da capacidade resistente à compressão resultante da formação de um rolhão de solo na estaca.

(5)P No caso de uma fundação por estacas sujeita a atrito lateral negativo, a capacidade resistente de uma estaca na rotura, ou correspondente a um deslocamento que atinja o critério de ocorrência do estado limite último, determinada a partir dos resultados de um ensaio de carga, deve ser corrigida. A correcção deve ser efectuada subtraindo das forças medidas na cabeça da estaca o valor medido, ou o valor calculado mais desfavorável, da capacidade resistente devida a atrito lateral positivo no estrato compressível e em estratos sobrejacentes onde também se possa desenvolver atrito lateral negativo.

(6) O atrito lateral positivo que, no decurso do ensaio de uma estaca sujeita a atrito lateral negativo, se desenvolve ao longo de todo o comprimento da estaca deverá ser tido em consideração em conformidade com 7.3.2.2(6). O valor da carga máxima a aplicar no ensaio de uma estaca da obra deverá ser superior à soma do valor de cálculo da carga exterior com o dobro do valor da força devida a atrito lateral negativo.

(7)P Na determinação do valor característico da capacidade resistente última à compressão, $R_{c;k}$, a partir de valores $R_{c;m}$ medidos em ensaios de carga de uma ou de várias estacas, deve ser tida em conta a variabilidade do terreno e a dos efeitos do método construtivo.

(8)P Para estruturas que não tenham capacidade para transferir cargas de estacas “fracas” para estacas “resistentes”, deve, no mínimo, ser satisfeita a seguinte expressão:

$$R_{c;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{mean}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (7.2)$$

em que ξ_1 e ξ_2 são coeficientes de correlação cujo valor depende do número de estacas ensaiadas e que são aplicados, respectivamente, ao valor médio $(R_{c;m})_{\text{mean}}$ e ao valor mínimo $(R_{c;m})_{\text{min}}$ de $R_{c;m}$.

NOTA: Os valores destes coeficientes poderão ser fixados no Anexo Nacional. Os valores recomendados são fornecidos no Quadro A.9.

(9) Para estruturas que possuam rigidez e resistência suficientes para transferir cargas de estacas “fracas” para estacas “resistentes”, os valores de ξ_1 e ξ_2 poderão ser divididos por 1,1, desde que o valor de ξ_1 não seja, nunca, inferior a 1,0.

(10)P Na interpretação dos resultados dos ensaios de carga de estacas devem ser distinguidas as componentes sistemática e aleatória da variabilidade do terreno.

(11)P Os registos da instalação das estacas a ensaiar devem ser verificados, e qualquer desvio em relação às condições normais de execução deve ser tomado em consideração.

(12) O valor característico da capacidade resistente do terreno para estacas à compressão, $R_{c;k}$, poderá ser determinado como sendo a soma das parcelas $R_{b;k}$ e $R_{s;k}$ correspondentes, respectivamente, aos valores característicos da capacidade resistente na ponta e da capacidade resistente lateral:

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k} \quad (7.3)$$

(13) Estas parcelas poderão ser obtidas directamente a partir dos resultados de ensaios de carga estática, ou estimadas a partir de resultados de ensaios do terreno ou de ensaios de carga dinâmicos.

(14)P O valor de cálculo da capacidade resistente, $R_{c;d}$, deve ser obtido através de uma das seguintes expressões:

$$R_{c;d} = R_{c;k} / \gamma \quad (7.4)$$

ou

$$R_{c;d} = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s \quad (7.5)$$

NOTA: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional. Os valores recomendados para situações persistentes ou transitórias são fornecidos nos Quadros A.6, A.7 e A.8.

7.6.2.3 Capacidade resistente última à compressão com base em ensaios do terreno

(1)P Na determinação da capacidade resistente à compressão de uma fundação por estacas com base em ensaios do terreno devem ser utilizados métodos que tenham sido estabelecidos a partir de resultados de ensaios de carga e de experiência comparável, tal como é definida em 1.5.2.2.

(2) Poderá ser utilizado um coeficiente de modelo, tal como é descrito em 2.4.1(9), para garantir que a capacidade resistente calculada é suficientemente segura.

(3)P O valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca, $R_{c;d}$, deve ser obtido através de:

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} \quad (7.6)$$

(4)P Para cada estaca, $R_{b;d}$ e $R_{s;d}$ devem ser obtidos através de:

$$R_{b;d} = R_{b;k} / \gamma_b \quad \text{e} \quad R_{s;d} = R_{s;k} / \gamma_s \quad (7.7)$$

NOTA: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional. Os valores recomendados para situações persistentes ou transitórias são fornecidos nos Quadros A.6, A.7 e A.8.

(5)P Os valores característicos $R_{b;k}$ e $R_{s;k}$ devem ser determinados seja através de:

$$R_{c;k} = (R_{b;k} + R_{s;k}) = \frac{R_{b;cal} + R_{s;cal}}{\xi} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{\text{mean}}}{\xi_3}, \frac{(R_{c;cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad (7.8)$$

em que ξ_3 e ξ_4 são coeficientes de correlação que dependem do número n de perfis de ensaios e são aplicados, respectivamente:

- aos valores médios $(R_{c;cal})_{\text{mean}} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{\text{mean}} = (R_{b;cal})_{\text{mean}} + (R_{s;cal})_{\text{mean}}$
- e aos valores mínimos $(R_{c;cal})_{\text{min}} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{\text{min}}$,

seja pelo método descrito em 7.6.2.3(8).

NOTA: Os valores dos coeficientes de correlação poderão ser fixados no Anexo Nacional. Os valores recomendados são fornecidos no Quadro A.10.

(6)P Na interpretação dos resultados dos ensaios do terreno e das capacidades resistentes calculadas devem ser distinguidas as componentes sistemática e aleatória da variabilidade do terreno.

(7) Para estruturas que possuam rigidez e resistência suficientes para transferir cargas de estacas “fracas” para estacas “resistentes”, os coeficientes ξ_3 e ξ_4 poderão ser divididos por 1,1, desde que ξ_3 não seja, nunca, inferior a 1,0.

(8) Os valores característicos poderão ser obtidos calculando:

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k} \quad \text{e} \quad R_{s;k} = \sum_i A_{s;i} q_{s;i;k} \quad (7.9)$$

em que $q_{b;k}$ e $q_{s;i;k}$ designam os valores característicos respectivamente da capacidade resistente na ponta e da capacidade resistente lateral nos vários estratos, por unidade de área, obtidos de valores de parâmetros do terreno.

NOTA: Se for utilizado este procedimento alternativo, poderá ser necessário corrigir os valores dos coeficientes parciais γ_b e γ_s recomendados no Anexo A aplicando-lhes um coeficiente de modelo superior a 1,0. O valor deste coeficiente de modelo poderá ser fixado no Anexo Nacional.

(9)P Se for utilizada a Abordagem de Cálculo 3, devem ser determinados os valores característicos dos parâmetros do terreno, em conformidade com 2.4.5, e devem ser aplicados coeficientes parciais a estes valores característicos para a obtenção dos valores de cálculo dos parâmetros do terreno a utilizar no cálculo da capacidade resistente da estaca.

(10) Na análise da validade de um modelo baseado em resultados de ensaios do terreno deverão ser considerados os seguintes factores:

- o tipo de solo, incluindo a composição granulométrica, a mineralogia, a angularidade, a compacidade, a pré-consolidação, a compressibilidade e a permeabilidade;
- o método de instalação da estaca, incluindo o método de extracção do terreno ou de cravação;
- o comprimento, o diâmetro, o tipo de material e a forma do fuste e da ponta da estaca (ponta alargada, por exemplo);
- o método de ensaio do terreno.

7.6.2.4 Capacidade resistente última à compressão com base em ensaios dinâmicos de impacto

(1)P Caso se utilize um ensaio dinâmico de impacto (pancada de pilão) [medição da deformação e da aceleração em função do tempo durante a ocorrência do impacto (ver 7.5.3(1))] para determinar a capacidade resistente última à compressão de estacas consideradas individualmente, a validade do resultado deve ser demonstrada através de evidências prévias de comportamento satisfatório em ensaios de carga estática de estacas do mesmo tipo, com comprimento e secção transversal semelhantes e em condições de terreno semelhantes.

(2) Quando se utilize um ensaio dinâmico de carga por impacto, a medição da resistência à cravação da estaca deverá ser efectuada directamente no local da obra.

NOTA: Um ensaio de carga deste tipo pode também incluir um procedimento de análise das curvas representativas das ondas de tensões. Este procedimento permite uma estimativa da capacidade resistente lateral e da capacidade resistente na ponta da estaca, bem como uma simulação do seu comportamento em termos da relação entre carga e assentamento.

(3)P A energia do impacto deve ser suficientemente elevada para permitir uma interpretação adequada da capacidade resistente da estaca para uma deformação correspondente também suficientemente elevada.

(4)P O valor de cálculo da capacidade resistente da estaca à compressão, $R_{c;d}$, deve ser determinado através de:

$$R_{c;d} = R_{c;k} / \gamma \quad (7.10)$$

com

$$R_{c;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{mean}}}{\xi_5}, \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\} \quad (7.11)$$

em que ξ_5 e ξ_6 são coeficientes de correlação relacionados com o número de estacas ensaiadas, n , e que são aplicados, respectivamente, ao valor médio $(R_{c;m})_{\text{mean}}$ e ao valor mínimo $(R_{c;m})_{\text{min}}$ de $R_{c;m}$.

NOTA: Os valores do coeficiente parcial e dos coeficientes de correlação poderão ser fixados no Anexo Nacional. Os valores recomendados são fornecidos no Quadro A.11.

7.6.2.5 Capacidade resistente última à compressão com base em fórmulas de cravação de estacas

(1)P As fórmulas de cravação de estacas devem ser utilizadas somente se a estratificação do terreno tiver sido determinada.

(2)P Caso se utilizem fórmulas de cravação de estacas para determinar a capacidade resistente última à compressão de estacas consideradas individualmente numa fundação, é necessário que a validade das fórmulas tenha sido demonstrada através de evidências experimentais prévias de comportamento satisfatório em ensaios de carga estática de estacas do mesmo tipo, com comprimento e secção transversal semelhantes e em condições de terreno semelhantes.

(3)P No caso de estacas trabalhando por resistência de ponta cravadas em solos sem coesão, o valor de cálculo da capacidade resistente à compressão, $R_{c;d}$, deve ser obtido da mesma forma que em 7.6.2.4.

(4) Quando se utilizem fórmulas de cravação de estacas para verificar a capacidade resistente à compressão de uma estaca, o ensaio de cravação de estacas deverá ter sido realizado, no mínimo, em cinco estacas suficientemente afastadas a fim de verificar se é atingido um número adequado de pancadas na série final de pancadas.

(5) Para cada estaca deverá ser registada a penetração da ponta correspondente à série final de pancadas.

7.6.2.6 Capacidade resistente última à compressão com base na análise da propagação de ondas

(1)P A análise da propagação de ondas nas estacas deve ser utilizada somente se a estratificação do terreno tiver sido determinada por meio de sondagens e de ensaios de campo.

(2)P Caso se utilize a análise da propagação de ondas para determinar a capacidade resistente de estacas à compressão consideradas individualmente, é necessário que a validade da análise tenha sido demonstrada através de evidências prévias de comportamento satisfatório em ensaios de carga estática de estacas do mesmo tipo, com comprimento e secção transversal semelhantes e em condições de terreno semelhantes.

(3)P O valor de cálculo da capacidade resistente à compressão, $R_{c,d}$, deduzido com base em resultados da análise da propagação de ondas em diversas estacas representativas deve ser obtido da mesma forma que em 7.6.2.4, utilizando valores de ξ fundamentados em experiência local.

NOTA: A análise da propagação de ondas baseia-se num modelo matemático do solo, da estaca e do equipamento de cravação, sem medições locais das ondas de tensão. O método é habitualmente aplicado no estudo do comportamento do pilão, dos parâmetros do solo em regime dinâmico e das tensões na estaca durante a cravação. Também é possível, com base em modelos deste tipo, determinar o nível requerido de resistência à cravação (número de pancadas) que usualmente está associado à capacidade resistente prevista da estaca.

7.6.2.7 Recravação

(1)P No projecto deve ser especificado o número de estacas a recravar. Caso a recravação forneça resultados mais baixos, devem ser estes os utilizados na avaliação da capacidade resistente última à compressão. Caso a recravação forneça resultados mais altos, estes poderão ser tidos em consideração.

(2) Deverá geralmente ser efectuada recravação em solos siltosos, excepto se existir experiência comparável local mostrando que tal é desnecessário.

NOTA: A recravação de estacas flutuantes em solos argilosos conduz normalmente a uma redução da capacidade resistente à compressão.

7.6.3 Capacidade resistente do terreno para estacas à tracção

7.6.3.1 Generalidades

(1)P O dimensionamento de estacas à tracção deve ser efectuado em conformidade com as regras de dimensionamento apresentadas em 7.6.2, quando aplicáveis. Seguidamente são apresentadas regras de dimensionamento específicas para fundações envolvendo estacas à tracção.

(2)P Para demonstrar que a fundação suportará a carga de cálculo com adequada segurança relativamente a uma rotura por tracção, deve ser satisfeita, para todos os casos de carga e combinações de acções respeitantes a estados limites últimos, a expressão seguinte:

$$F_{t,d} \leq R_{t,d} \quad (7.12)$$

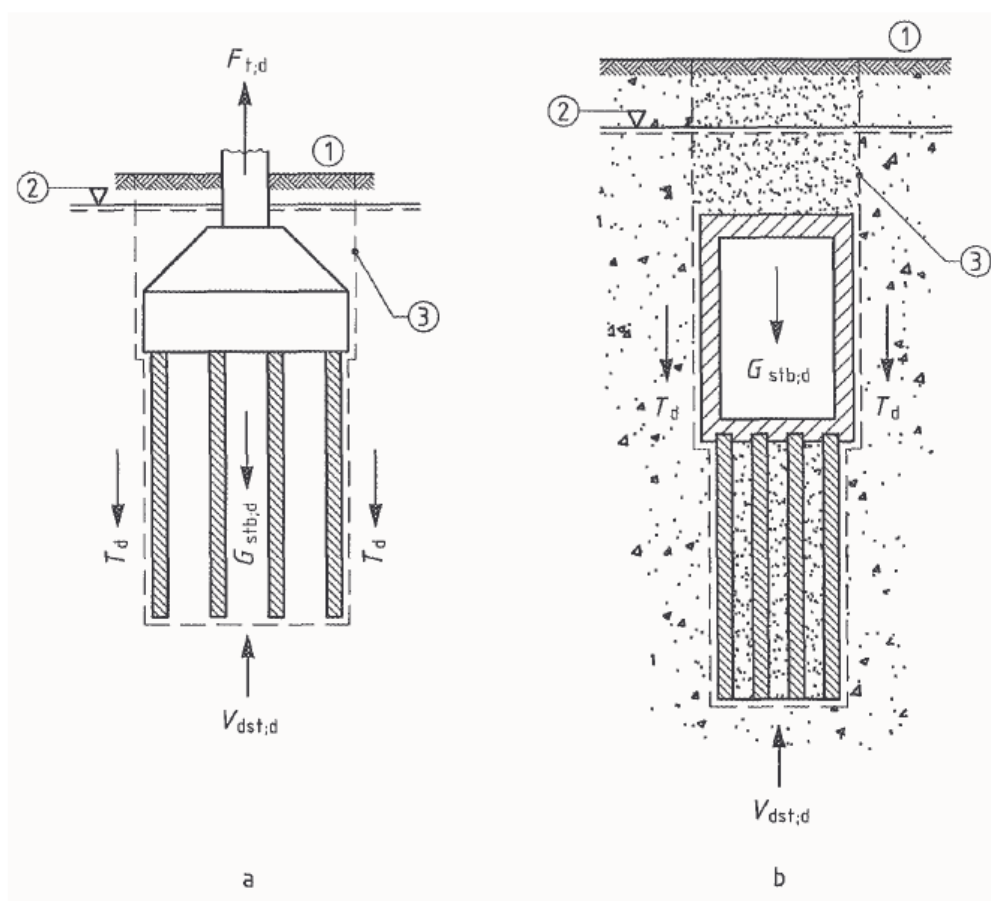
(3)P No caso de estacas à tracção devem ser considerados dois mecanismos de rotura:

- o arrancamento das estacas relativamente ao terreno;
- o levantamento global do bloco de terreno que contém as estacas.

(4)P A verificação da segurança em relação à rotura por levantamento global do bloco de terreno que contém as estacas (ver a Figura 7.1) deve ser realizada em conformidade com 2.4.7.4.

(5) No caso de estacas isoladas à tracção ou de grupos de estacas à tracção, o mecanismo de rotura poderá ser condicionado pela capacidade resistente ao arrancamento dum cone de terreno, especialmente no caso de estacas com a ponta alargada ou penetrando em rocha.

(6) Na análise do levantamento global do bloco de terreno que contém as estacas, a capacidade resistente ao corte T_d mobilizada nas faces laterais do bloco poderá ser adicionada às forças estabilizantes indicadas na Figura 7.1.



Legenda:

- 1 superfície do terreno
- 2 nível da água do terreno
- 3 face lateral do “bloco”, onde é mobilizada a capacidade resistente T_d

Figura 7.1 – Exemplos de levantamento global (UPL) de um grupo de estacas

(7) Normalmente o efeito de bloco condiciona o valor de cálculo da capacidade resistente à tracção se a distância entre as estacas for igual ou inferior à raiz quadrada do produto do diâmetro da estaca pela penetração da estaca no estrato resistente principal.

(8)P O efeito de grupo, que poderá reduzir as tensões verticais efectivas no solo e consequentemente diminuir a capacidade resistente lateral das estacas de um grupo consideradas individualmente, deve ser considerado na determinação da capacidade resistente à tracção de um grupo de estacas.

(9)P Devem ser considerados os importantes efeitos adversos que as cargas cíclicas e a inversão do sentido da carga têm na capacidade resistente à tracção.

(10) Para avaliar estes efeitos deverá ser aplicada a experiência comparável baseada em ensaios de carga de estacas.

7.6.3.2 Capacidade resistente última à tracção com base em ensaios de carga de estacas

(1)P Os ensaios de carga de estacas destinados a determinar a capacidade resistente última à tracção de uma estaca isolada, R_t , devem ser executados em conformidade com 7.5.1, 7.5.2 e 7.5.4, e tendo em atenção 7.6.2.2.

(2)P O valor de cálculo da capacidade resistente à tracção, $R_{t,d}$, deve ser determinado através de:

$$R_{t,d} = R_{t,k} / \gamma_{s,t} \quad (7.13)$$

NOTA: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional. Os valores recomendados para situações persistentes ou transitórias são fornecidos nos Quadros A.6, A.7 e A.8.

(3) Normalmente, quando existam estacas que vão ser carregadas à tracção deverá ser especificado que deverão ser ensaiadas pelo menos duas estacas. No caso de existir um grande número de estacas à tracção, deverão ser ensaiadas pelo menos 2 % das estacas.

(4)P Os registos da instalação das estacas a ensaiar devem ser verificados, e qualquer desvio em relação às condições normais de execução deve ser tido em conta na interpretação dos resultados dos ensaios de carga de estacas.

(5)P O valor característico da capacidade resistente à tracção da estaca deve ser determinado através de:

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{mean}}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (7.14)$$

em que ξ_1 e ξ_2 são coeficientes de correlação cujo valor depende do número de estacas ensaiadas, n , e que são aplicados, respectivamente, ao valor médio $(R_{t,m})_{\text{mean}}$ e ao valor mínimo $(R_{t,m})_{\text{min}}$ das capacidades resistentes à tracção medidas.

NOTA: Os valores dos coeficientes de correlação poderão ser fixados no Anexo Nacional. Os valores recomendados são fornecidos no Quadro A.9.

7.6.3.3 Capacidade resistente última à tracção com base em resultados de ensaios do terreno

(1)P Na determinação da capacidade resistente à tracção de uma fundação por estacas com base em ensaios do terreno devem ser utilizados métodos que tenham sido estabelecidos a partir de resultados de ensaios de carga e de experiência comparável, tal como é definida em 1.5.2.2.

(2) Poderá ser utilizado um coeficiente de modelo, tal como é descrito em 2.4.1(9), para garantir que a capacidade resistente calculada é suficientemente segura.

(3)P O valor de cálculo da capacidade resistente à tracção de uma estaca, $R_{t,d}$, deve ser obtido através da expressão:

$$R_{t,d} = R_{t,k} / \gamma_{s,t} \quad (7.15)$$

em que:

$$R_{t,k} = R_{s,k} \quad (7.16)$$

NOTA: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional. Os valores recomendados para situações persistentes ou transitórias são fornecidos nos Quadros A.6, A.7 e A.8.

(4)P O valor característico $R_{t,k}$ deve ser determinado seja através da expressão:

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{s,\text{cal}})_{\text{mean}}}{\xi_3}; \frac{(R_{s,\text{cal}})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad (7.17)$$

em que ξ_3 e ξ_4 são coeficientes de correlação que dependem do número de perfis de ensaios, n , e são aplicados, respectivamente, ao valor médio $(R_{s;cal})_{mean}$ e ao valor mínimo $(R_{s;cal})_{min}$ de $R_{s;cal}$, seja pelo método descrito em 7.6.3.3(6).

NOTA: Os valores dos coeficientes de correlação poderão ser fixados no Anexo Nacional. Os valores recomendados são fornecidos no Quadro A.10.

(5)P Na interpretação da capacidade resistente à tracção calculada devem ser distinguidas as componentes sistemáticas e aleatórias da variabilidade do terreno.

(6) O valor característico da capacidade resistente à tracção poderá ser obtido calculando:

$$R_{t;k} = \sum_i A_{s;i} q_{s;i;k} \quad (7.18)$$

em que $q_{s;i;k}$ designa os valores característicos da capacidade resistente lateral nos vários estratos, por unidade de área, obtidos de valores de propriedades do terreno.

NOTA: Se for utilizado este procedimento alternativo, poderá ser necessário corrigir o valor do coeficiente parcial γ_{st} recomendado no Anexo A aplicando-lhe um coeficiente de modelo superior a 1,0. O valor deste coeficiente de modelo poderá ser fixado no Anexo Nacional.

(7)P Se for utilizada a Abordagem de Cálculo 3, devem ser determinados os valores característicos dos parâmetros do terreno em conformidade com 2.4.5, e devem ser aplicados coeficientes parciais a estes valores característicos para a obtenção dos valores de cálculo dos parâmetros do terreno a utilizar no cálculo da capacidade resistente da estaca.

(8) A análise da validade de um modelo de cálculo baseado em resultados de ensaios do terreno deverá ser efectuada em conformidade com 7.6.2.3(10).

7.6.4 Deslocamentos verticais de fundações por estacas (Aptidão para a utilização da estrutura suportada)

7.6.4.1 Generalidades

(1)P Os deslocamentos verticais para condições correspondentes a estados limites de utilização devem ser avaliados e verificados relativamente aos requisitos enunciados em 2.4.8 e 2.4.9.

(2) No cálculo dos deslocamentos verticais de fundações por estacas deverão ser tidas em consideração as incertezas associadas ao modelo de cálculo e à determinação das propriedades do terreno relevantes. Não deverá ser esquecido que, na maioria dos casos, os cálculos apenas conduzem a uma estimativa aproximada dos referidos deslocamentos.

NOTA: Nos casos de estacas à compressão em solos de compactidade média a elevada e de estacas à tracção, os requisitos de segurança do dimensionamento em relação aos estados limites últimos normalmente são suficientes para evitar estados limites de utilização nas estruturas suportadas.

7.6.4.2 Fundações por estacas à compressão

(1)P Deve ser efectuada a verificação de que não ocorre qualquer estado limite de utilização na estrutura suportada causado por assentamentos das estacas. Nesta verificação deve ser tido em conta o carregamento devido a atrito lateral negativo, se for provável a sua ocorrência.

NOTA: Quando a ponta das estacas se situe num estrato de terreno de compactidade média ou duro, sobrejacente a maciços rochosos ou a solos muito rijos, a utilização dos coeficientes parciais para a verificação da segurança relativamente aos estados limites últimos garante, normalmente, a satisfação dos requisitos referentes aos estados limites de utilização.

(2)P A avaliação dos assentamentos deve incluir quer o assentamento das estacas consideradas individualmente quer o assentamento devido ao efeito de grupo.

(3) A análise dos assentamentos deverá incluir uma estimativa dos assentamentos diferenciais que poderão ocorrer.

(4) Quando não se disponha de resultados de ensaios de carga para se proceder à análise da interacção entre a fundação por estacas e a superestrutura, a avaliação da relação entre cargas e assentamentos de cada estaca deverá basear-se em hipóteses seguras estabelecidas empiricamente.

7.6.4.3 Fundações por estacas à tracção

(1)P A avaliação de deslocamentos de sentido ascendente de estacas deve ser efectuada em conformidade com os princípios enunciados em 7.6.4.2.

NOTA: Deverá ser prestada particular atenção ao alongamento da própria estaca.

(2)P Se os critérios estabelecidos para o estado limite de utilização forem muito exigentes, deve ser feita uma verificação específica dos deslocamentos de sentido ascendente da fundação.

7.7 Estacas carregadas transversalmente

7.7.1 Generalidades

(1)P O dimensionamento de estacas sujeitas a cargas transversais deve ser efectuado em conformidade com as regras de dimensionamento apresentadas em 7.4 e 7.5, quando aplicáveis. Seguidamente são apresentadas regras de dimensionamento específicas para fundações envolvendo estacas sujeitas a carregamento transversal.

(2)P Para demonstrar que a estaca suportará a carga transversal de cálculo com adequada segurança relativamente à rotura, deve ser satisfeita, para todos os casos de carga e combinações de acções respeitantes a estados limites últimos, a expressão seguinte:

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d} \quad (7.19)$$

(3) Deverá ser considerado um dos seguintes mecanismos de rotura:

- para estacas curtas, rotação ou translação de corpo rígido;
- para estacas longas e esbeltas, rotura da estaca por flexão acompanhada de cedência localizada e deslocamento do solo junto ao topo da estaca.

(4)P Na determinação da capacidade resistente de estacas sujeitas a carregamento transversal deve ser considerado o efeito de grupo.

(5) Deverá ser considerado que a aplicação de um carregamento transversal a um grupo de estacas poderá dar origem a uma combinação de forças de compressão, de tracção e transversais nas estacas consideradas individualmente.

7.7.2 Capacidade resistente ao carregamento transversal com base em ensaios de carga de estacas

(1)P Os ensaios de carregamento transversal de estacas devem ser realizados em conformidade com 7.5.2.

(2) Contrariamente ao procedimento dos ensaios de carga descrito em 7.5, nos ensaios de carregamento transversal de estacas não é normalmente necessário atingir um estado de rotura. A intensidade e a linha de acção da carga de ensaio deverão simular o carregamento das estacas previsto no projecto.

(3)P Na escolha do número de estacas a ensaiar e na determinação do valor de cálculo da capacidade resistente transversal a partir dos resultados de ensaios de carga deve ser tida em consideração a variabilidade do terreno, sobretudo numa profundidade de poucos metros desde a cabeça da estaca.

(4) Os registos da instalação das estacas a ensaiar deverão ser verificados, e qualquer desvio em relação às condições normais de execução deverão ser tidos em consideração na interpretação dos resultados dos ensaios de carga de estacas. Para grupos de estacas, os efeitos da interacção e do grau de encastramento da cabeça deverão ser tidos em consideração na determinação da capacidade resistente transversal a partir dos resultados de ensaios de carga de estacas isoladas.

7.7.3 Capacidade resistente ao carregamento transversal com base em ensaios do terreno e em parâmetros de resistência da estaca

(1)P A capacidade resistente ao carregamento transversal de uma estaca ou de um grupo de estacas deve ser calculada utilizando um conjunto compatível de efeitos estruturais das acções, de reacções do terreno e de deslocamentos.

(2)P A análise de uma estaca carregada transversalmente deve incluir a possibilidade de rotura estrutural da estaca no terreno, em conformidade com 7.8.

(3) O cálculo da capacidade resistente ao carregamento transversal de uma estaca longa e esbelta poderá ser efectuado recorrendo a um modelo que consiste numa viga carregada na extremidade e apoiada num meio deformável caracterizado por um módulo de reacção horizontal.

(4)P Na determinação da capacidade resistente ao carregamento transversal da fundação deve ser tido em consideração o grau de liberdade de rotação das estacas na ligação à estrutura.

7.7.4 Deslocamento transversal

(1)P Na avaliação do deslocamento transversal de uma fundação por estacas devem ser tidos em consideração:

- a rigidez do terreno e a sua variação com o nível das deformações;
- a rigidez à flexão das estacas consideradas individualmente;
- a rigidez de encastramento na ligação das estacas com a estrutura;
- o efeito de grupo;
- a influência de inversões da carga ou de carregamentos cíclicos.

(2) A análise geral do deslocamento de uma fundação por estacas deverá basear-se nos graus esperados de liberdade cinemática de movimento.

7.8 Dimensionamento estrutural de estacas

(1)P As estacas devem ser verificadas relativamente à rotura estrutural em conformidade com 2.4.6.4.

(2)P A estrutura das estacas deve ser dimensionada de forma a assegurar a satisfação dos requisitos de comportamento em todas as situações a que as estacas vão ser sujeitas, nomeadamente:

- as circunstâncias da sua utilização, incluindo a possibilidade de corrosão;
- as circunstâncias da sua instalação, incluindo condições de terreno adversas tais como a existência de blocos ou de um firme rochoso com superfície muito inclinada;
- outros aspectos que possam influenciar a facilidade de cravação, incluindo a qualidade das juntas;
- para estacas prefabricadas, as circunstâncias do seu transporte para o local da obra e da sua instalação.

(3)P No dimensionamento estrutural devem ser tidos em conta as tolerâncias de construção especificadas para o tipo de estaca, as componentes das acções e o comportamento da fundação.

(4)P As estacas esbeltas que atravessem água ou depósitos espessos de solos finos de extremamente baixa resistência devem ser verificadas relativamente à encurvadura.

(5) Normalmente não é necessário efectuar a verificação relativa à encurvadura no caso de as estacas estarem envolvidas por solos com valor característico da resistência ao corte, c_u , superior a 10 kPa.

7.9 Supervisão da construção

(1)P Os trabalhos de instalação das estacas devem basear-se num plano de instalação.

(2) O plano deverá fornecer as seguintes informações relativas ao projecto:

- o tipo de estaca;
- a localização e a inclinação de cada estaca, incluindo as tolerâncias de posicionamento;
- a secção transversal das estacas;
- no caso de estacas moldadas, dados sobre a armadura;
- o comprimento das estacas;
- o número de estacas;
- a capacidade resistente requerida às estacas;
- a cota da ponta das estacas (relativamente a uma cota fixa de referência no local da obra ou nas imediações) ou a resistência à penetração requerida;
- a sequência de instalação;
- as obstruções conhecidas;
- quaisquer outras limitações às actividades de instalação das estacas.

(3)P Deve ser especificado que haja acompanhamento da instalação de todas as estacas e que sejam efectuados registos à medida que as estacas vão sendo instaladas.

(4) O relatório para cada estaca deverá incluir os aspectos construtivos referidos nas normas de execução aplicáveis (EN 1536:1999, EN 12063:1999, EN 12699:2000 e EN 14199:2005), tais como os seguintes:

- o número da estaca;
- o equipamento de instalação;
- a secção transversal e o comprimento da estaca;
- a data e a hora da instalação (incluindo interrupções do processo de instalação);
- a composição do betão, o volume de betão utilizado e o método de colocação, no caso de estacas moldadas;
- o peso volúmico, o pH, a viscosidade de Marsh e o teor de finos das suspensões bentoníticas (quando utilizadas);
- no caso de estacas instaladas com trado contínuo ou outras estacas injectadas, os volumes e as pressões de bombagem da calda ou do betão, os diâmetros interno e externo, o passo do trado e o avanço por volta;
- no caso de estacas instaladas com deslocamento do terreno, os valores das medições da resistência à cravação, tais como o peso e a altura de queda ou a potência do pilão, a frequência das pancadas e o número de pancadas necessário para, pelo menos, os últimos 0,25 m de penetração;

- a energia dos vibradores (quando utilizados);
- o binário do motor utilizado na furação (quando utilizado);
- no caso de estacas instaladas com extracção do terreno, os estratos encontrados no processo de furação e as condições na zona da ponta, se o comportamento desta for crítico;
- as obstruções encontradas durante a instalação das estacas;
- os desvios de posição e de direcção e as cotas após a instalação.

(5) Os relatórios deverão ser guardados durante um período de pelo menos cinco anos contado a partir do fim dos trabalhos. As telas finais deverão ser compiladas após a finalização da instalação das estacas e mantidas junto dos documentos relativos à construção.

(6)P Se as observações no local da obra ou a inspecção dos registos revelarem incertezas no que respeita à qualidade das estacas instaladas, devem ser efectuados estudos complementares para determinar as condições em que se encontram as estacas instaladas e se são necessários trabalhos de reparação. Estes estudos devem incluir seja a realização de um ensaio de carga estática ou de integridade, seja a instalação de uma nova estaca, seja ainda, no caso de uma estaca instalada com deslocamento do terreno, a recravação da estaca, em conjugação com ensaios do terreno na vizinhança da estaca que suscita desconfiança.

(7)P Devem ser efectuados ensaios para verificação da integridade das estacas cuja qualidade seja sensível aos processos de instalação, caso estes não possam ser controlados de uma forma fiável.

(8) Poderão ser utilizados ensaios de integridade dinâmicos envolvendo pequenas deformações para a avaliação global de estacas que possam ter defeitos severos ou que possam ter provocado uma importante perda da resistência do solo durante a construção. Defeitos tais como qualidade insuficiente do betão ou recobrimento insuficiente das armaduras, que podem afectar o comportamento a longo prazo da estaca, frequentemente não podem ser detectados por ensaios dinâmicos, pelo que, para uma supervisão adequada da execução, poderão ser necessários outros ensaios tais como ensaios sónicos, ensaios de vibração ou extracção de tarolos.

8 Ancoragens

8.1 Generalidades

8.1.1 Objectivo e campo de aplicação

(1)P Esta secção aplica-se ao projecto de ancoragens provisórias ou definitivas utilizadas:

- para apoiar uma estrutura de suporte;
- para assegurar a estabilidade de taludes, de escavações ou de túneis;
- para resistir a forças de levantamento global em estruturas;

mediante a transmissão de uma força de tracção a uma formação resistente de solo ou de rocha.

(2)P Esta secção é aplicável aos seguintes tipos de ancoragens:

- ancoragens pré-esforçadas constituídas por uma cabeça da ancoragem, um comprimento livre da armadura e um comprimento de selagem da armadura ao longo do qual se efectua a ligação ao terreno por meio de calda;
- ancoragens passivas constituídas por uma cabeça da ancoragem, um comprimento livre da armadura e um dispositivo de ligação ao terreno, como seja um determinado comprimento da ancoragem ligado ao terreno por meio de calda, um corpo passivo, uma âncora helicoidal ou uma pregagem em rocha.

(3)P Esta secção não é aplicável a pregagens em solo.

(4)P No projecto de ancoragens constituídas por estacas à tracção deve ser aplicada a secção 7.

8.1.2 Definições

8.1.2.1 ancoragem definitiva

Ancoragem com tempo de vida útil superior a dois anos.

NOTA: Definição fornecida na EN 1537:1999.

8.1.2.2 ancoragem provisória

Ancoragem com tempo de vida útil inferior a dois anos.

NOTA: Definição fornecida na EN 1537:1999.

8.1.2.3 ensaio de recepção

Ensaio de carga no local da obra para confirmar que cada ancoragem satisfaz os requisitos do projecto.

8.1.2.4 ensaio de adequabilidade

Ensaio de carga no local da obra para confirmar que um dado projecto de ancoragens é adequado nas condições particulares de terreno existentes.

NOTA: Definição fornecida na EN 1537:1999.

8.1.2.5 ensaio prévio

Ensaio de carga efectuado para determinar a capacidade resistente última de uma ancoragem no contacto entre a calda de selagem e o terreno, bem como as suas características mecânicas na gama das tracções de serviço.

NOTA: Definição fornecida na EN 1537:1999.

8.1.2.6 comprimento de selagem da ancoragem

Comprimento da zona da ancoragem em que é assegurada a ligação ao terreno por meio de calda de selagem.

8.1.2.7 comprimento livre da armadura

Comprimento da armadura entre a cabeça da ancoragem e a extremidade mais próxima do comprimento de selagem da armadura.

NOTA: Definição fornecida na EN 1537:1999.

8.1.2.8 comprimento de selagem da armadura

Comprimento da armadura ao longo do qual existe ligação directa à calda de selagem e se processa a transmissão da carga de tracção aplicada.

NOTA: Definição fornecida na EN 1537:1999.

8.2 Estados limites

(1)P Devem ser considerados os seguintes estados limites para ancoragens, quer individualmente quer em combinação:

- rotura estrutural da armadura ou da cabeça da ancoragem, causada pelas tensões aplicadas;
- distorção ou corrosão da cabeça da ancoragem;
- para ancoragens seladas por injeção de calda, rotura no contacto entre a calda e o terreno;

- para ancoragens seladas por injeção de calda, rotura na ligação entre a armadura de aço e a calda;
- para ancoragens com corpo passivo, rotura por insuficiência de capacidade resistente do corpo passivo;
- perda de força na ancoragem causada por deslocamentos excessivos da cabeça da ancoragem, por fluência ou por relaxação;
- rotura ou deformação excessiva de partes da estrutura por efeito da força aplicada pela ancoragem;
- perda de estabilidade global do terreno suportado e da estrutura ancorada;
- interacção de grupos de ancoragens com o terreno e estruturas adjacentes.

8.3 Situações de projecto e acções

(1)P Na escolha das situações de projecto devem ser tidos em consideração:

- todas as circunstâncias que possam ocorrer durante a construção da estrutura;
- todas as circunstâncias que se prevê que possam ocorrer durante a vida útil da estrutura;
- todos os estados limites pertinentes da lista apresentada em 8.2, e suas combinações;
- o nível previsto da água do terreno e das pressões na água em aquíferos confinados;
- as consequências da rotura de qualquer ancoragem;
- a possibilidade de que as forças aplicadas à ancoragem durante a aplicação do pré-esforço (carga na ancoragem) excedam as forças necessárias no que diz respeito ao dimensionamento da estrutura.

(2)P A carga na ancoragem, P , deve ser tratada como uma acção desfavorável no dimensionamento da ancoragem.

8.4 Considerações de projecto e de construção

(1)P No projecto da ancoragem e nas especificações para a sua execução devem ser tidos em conta quaisquer efeitos adversos que a transmissão de tensões de tracção ao terreno possa produzir para além da vizinhança próxima da ancoragem.

(2)P As zonas do terreno às quais são transmitidas as forças de tracção devem ser incluídas nos estudos de caracterização geotécnica.

(3)P No caso de ancoragens pré-esforçadas, a cabeça da ancoragem deve permitir que a armadura ou a barra seja traccionada, submetida à carga máxima de ensaio e bloqueada, e, se o projecto assim o exigir, desbloqueada, aliviada e novamente traccionada.

(4)P Qualquer que seja o tipo de ancoragem, a cabeça da ancoragem deve ser projectada de forma a tolerar desvios angulares da força na ancoragem, tendo em conta as disposições de 6.3 da EN 1537:1999, e a estar apta a acomodar deformações que ocorram durante a vida útil da estrutura.

(5)P Sempre que sejam combinados materiais diferentes numa ancoragem, os valores de cálculo dos seus parâmetros de resistência devem ser determinados tendo em devida conta a compatibilidade do seu comportamento em termos de deformações.

(6)P Uma vez que o efeito dos sistemas de ancoragens depende do comprimento livre das armaduras, devem ser satisfeitos os seguintes requisitos:

- a força na ancoragem deve actuar no terreno a uma distância suficientemente grande do volume de terreno suportado, de forma a que a estabilidade deste volume não seja adversamente afectada;

- a força na ancoragem deve actuar no terreno a uma distância suficientemente grande de fundações existentes, para evitar que estas sofram quaisquer efeitos adversos;
- devem ser tomadas medidas para evitar interacções adversas entre os comprimentos de selagem das armaduras de ancoragens situadas perto umas das outras.

(7) Para evitar interacções adversas entre comprimentos de selagem de armaduras de ancoragens, o espaçamento entre estas não deverá, se possível, ser inferior a 1,5 m.

(8)P Só devem ser utilizados sistemas de ancoragem que tenham sido objecto de ensaios prévios (ver a EN 1537:1999) ou para os quais esteja documentada a existência de experiência comparável bem sucedida, tanto em termos de comportamento como de durabilidade.

(9)P A direcção da armadura deve normalmente ser tal que as deformações devidas a mecanismos potenciais de rotura produzam aumento da tracção. Se tal não for possível, os efeitos adversos resultantes devem ser tidos em conta no dimensionamento.

(10)P Para ancoragens seladas por injeção de calda e ancoragens com âncora helicoidal, o valor característico da capacidade resistente ao arrancamento, $R_{a;k}$, deve ser determinado com base em ensaios de adequabilidade, em conformidade com 8.7, ou com base em experiência comparável. O valor de cálculo da capacidade resistente deve ser verificado por meio de ensaios de recepção após a construção das ancoragens.

(11)P O comportamento do comprimento livre da armadura de ancoragens pré-esforçadas deve ser verificado em conformidade com a EN 1537:1999.

(12)P Deve ser utilizada uma força de blocagem suficientemente elevada para assegurar que a capacidade resistente da ancoragem em condições correspondentes a estados limites de utilização é mobilizada com deslocamentos toleráveis da cabeça.

(13)P A protecção contra a corrosão de ancoragens pré-esforçadas deve cumprir as disposições de 6.9 da EN 1537:1999.

(14)P A protecção contra a corrosão de ancoragens com armadura de aço deve ser projectada tendo em conta a agressividade ambiental do terreno.

(15) Se tal for necessário, deverão ser especificadas formas adequadas de protecção das armaduras de aço contra a corrosão, tais como a utilização de um invólucro protector ou de uma espessura de aço a sacrificar.

8.5 Dimensionamento em relação aos estados limites últimos

8.5.1 Dimensionamento da ancoragem

(1)P O valor de cálculo, $R_{a;d}$, da capacidade resistente ao arrancamento, R_a , de uma ancoragem deve satisfazer a expressão:

$$P_d \leq R_{a;d} \quad (8.1)$$

(2) Os valores de cálculo da capacidade resistente ao arrancamento poderão ser determinados quer a partir dos resultados de ensaios de ancoragens quer por meio de cálculos.

8.5.2 Valores de cálculo da capacidade resistente ao arrancamento determinados a partir dos resultados de ensaios

(1)P O valor de cálculo da capacidade resistente ao arrancamento deve ser determinado a partir do valor característico utilizando a expressão:

$$R_{a;d} = R_{a;k} / \gamma_a \quad (8.2)$$

NOTA: O coeficiente de segurança parcial γ_a tem em conta desvios desfavoráveis da capacidade resistente ao arrancamento da ancoragem.

(2)P Na expressão (8.2) devem ser utilizados os coeficientes de segurança parciais definidos em A.3.3.4(1)P.

NOTA: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional. Os valores recomendados para situações persistentes ou transitórias são fornecidos no Quadro A.12.

(3) O valor característico deverá estar relacionado com os resultados de ensaios de adequabilidade através da aplicação de um coeficiente de correlação ζ_a .

NOTA: 8.5.2(3) refere-se aos tipos de ancoragens para os quais estas não são controladas individualmente por meio de ensaios de recepção. Se se utilizar um coeficiente de correlação ζ_a , este deverá basear-se na experiência ou ser fornecido no Anexo Nacional.

8.5.3 Valores de cálculo da capacidade resistente ao arrancamento determinados por meio de cálculos

(1)P O valor de cálculo da capacidade resistente ao arrancamento deve ser avaliado de acordo com os princípios estabelecidos em 2.4.7 e 2.4.8, sempre que tal seja apropriado.

8.5.4 Valor de cálculo da capacidade resistente estrutural da ancoragem

(1)P No dimensionamento estrutural da ancoragem deve ser satisfeita a expressão:

$$R_{a;d} \leq R_{t;d} \quad (8.3)$$

(2)P A capacidade resistente estrutural das ancoragens, $R_{t;d}$, deve ser calculada em conformidade com as normas EN 1992, EN 1993 e EN 1537:1999, sempre que sejam relevantes.

(3)P No caso de ancoragens submetidas a ensaios de adequabilidade, $R_{t;d}$ deve ter em conta a carga máxima de ensaio (ver 9.5 da EN 1537:1999).

8.5.5 Valor de cálculo da carga na ancoragem

(1)P O valor de cálculo da carga na ancoragem, P_d , deve ser determinado a partir do dimensionamento da estrutura ancorada, como sendo o valor máximo de entre

- as forças correspondentes aos estados limites últimos aplicadas pela estrutura ancorada e, se tal for relevante,
- as forças correspondentes aos estados limites de utilização aplicadas pela estrutura ancorada.

8.6 Dimensionamento em relação aos estados limites de utilização

(1)P Para a verificação em relação a um estado limite de utilização na estrutura ancorada, uma ancoragem deve ser assimilada a uma mola.

(2)P Para ancoragens pré-esforçadas (por exemplo ancoragens seladas por injeção de calda), a mola deve ser considerada como elástica e pré-esforçada.

(3) Na análise da situação de projecto indicada em 8.6(2)P deverá ser seleccionada a combinação mais adversa da mínima ou máxima rigidez da ancoragem com o mínimo ou máximo pré-esforço.

(4) Para garantir que a capacidade resistente da ancoragem é suficientemente segura, deverá ser aplicado um coeficiente de modelo à força correspondente a um estado limite de utilização.

NOTA: O valor do coeficiente de modelo poderá ser fixado no Anexo Nacional.

(5) Na assimilação de uma ancoragem passiva a uma mola (sem pré-esforço), a sua rigidez deverá ser seleccionada de forma a assegurar a existência de compatibilidade entre os deslocamentos calculados da estrutura ancorada e o deslocamento e o alongamento da ancoragem.

(6) Deverão ser tidos em conta os efeitos de quaisquer deformações impostas a fundações adjacentes pela carga de pré-esforço em ancoragens.

8.7 Ensaios de adequabilidade

(1)P Para as ancoragens seladas por injeção de calda, as ancoragens com âncora helicoidal e as pregagens em rocha deve ser especificada a realização de ensaios de adequabilidade. Os procedimentos do ensaio devem estar de acordo com a EN 1537:1999.

(2) Deverão ser realizados pelo menos três ensaios de adequabilidade para cada condição distinta do terreno e da estrutura a fim de determinar o valor característico da capacidade resistente da ancoragem.

(3)P A carga máxima de ensaio, P_p , num ensaio de adequabilidade de uma ancoragem selada por injeção de calda deve cumprir a EN 1537:1999.

(4) Enquanto não estiverem disponíveis ensaios específicos, os procedimentos dos ensaios de recepção de ancoragens com âncora helicoidal e de pregagens em rocha deverão ser os indicados na EN 1537:1999 para ancoragens seladas por injeção de calda.

8.8 Ensaios de recepção

(1)P Todas as ancoragens seladas por injeção de calda devem ser submetidas a ensaio de recepção antes da blocagem e antes de ficarem operacionais.

(2)P Os procedimentos dos ensaios de recepção devem seguir as regras fornecidas na EN 1537:1999 para ancoragens seladas por injeção de calda.

(3) No caso de existirem grupos de ancoragens que se cruzam, com comprimentos de selagem da armadura espaçados de menos de 1,5 m, deverão ser efectuados ensaios aleatórios de controlo após o final das operações de blocagem.

8.9 Supervisão e observação

(1)P Na supervisão e na observação devem ser seguidas as regras da secção 4 da presente Norma e as disposições de 9.10 e 9.11 da EN 1537:1999, sempre que tal seja apropriado.

9 Estruturas de suporte

9.1 Generalidades

9.1.1 Objectivo e campo de aplicação

(1)P As disposições desta secção devem ser aplicadas às estruturas que retêm terreno (compreendendo solo, rocha ou aterro de reenchimento) e água. O material considera-se retido (suportado) se é mantido com um talude mais inclinado do que aquele com que ficaria se não existisse estrutura. As estruturas de suporte incluem todos os tipos de muros e de sistemas de sustimento nos quais existam elementos estruturais submetidos a esforços impostos pelo material suportado.

(2)P As pressões de materiais granulares armazenados em silos devem ser calculadas utilizando a EN 1991-4.

9.1.2 Definições

(1) No projecto de estruturas de suporte deverão ser distinguidos os três tipos principais seguidamente indicados:

9.1.2.1 muros de gravidade

Muros de pedra ou de betão simples ou armado, dotados de uma sapata na base com ou sem saliência inferior (posterior ou anterior) ou contrafortes. O peso próprio do muro e, por vezes, o de massas estabilizantes de solo, de rocha ou de aterro de reenchimento, desempenham uma função significativa no suporte do material retido. São exemplos de estruturas deste tipo os muros de gravidade de betão com espessura constante ou variável, os muros de betão armado com sapata e os muros de contrafortes.

9.1.2.2 cortinas

Estruturas relativamente delgadas de aço, de betão armado ou de madeira, suportadas por ancoragens, por escoras e/ou por pressões de terras de tipo passivo. A capacidade resistente à flexão destas estruturas desempenha uma função significativa no suporte do material retido, enquanto que a contribuição do seu peso é desprezável. São exemplos de estruturas deste tipo as cortinas autoportantes de estacas-pranchas de aço, as cortinas ancoradas ou escoradas de estacas-pranchas de aço ou de betão e as paredes moldadas no terreno.

9.1.2.3 estruturas de suporte compósitas

Estruturas compostas por elementos dos dois tipos acima referidos. Existe uma grande variedade destas estruturas, incluindo as ensecadeiras constituídas por duas cortinas de estacas-pranchas de aço, as obras de terra reforçadas com armaduras, geotêxteis ou injeções de calda e as estruturas com vários níveis de ancoragens ou de pregagens.

9.2 Estados limites

(1)P Deve ser elaborada uma lista dos estados limites a considerar. No mínimo, devem ser considerados os seguintes estados limites para todos os tipos de estruturas de suporte:

- perda de estabilidade global;
- rotura de um elemento estrutural, tal como um muro ou cortina, uma ancoragem, uma viga de distribuição ou uma escora, ou rotura da ligação entre elementos estruturais;
- rotura conjunta do terreno e de um elemento estrutural;
- rotura por levantamento hidráulico e por erosão tubular;
- movimentos da estrutura de suporte que possam causar o colapso ou afectar a aparência ou a eficiência da utilização da própria estrutura ou de estruturas ou redes de serviços vizinhas dela dependentes;
- repasses de água inadmissíveis sob ou através da estrutura de suporte;
- transporte inadmissível de partículas de solo sob ou através da estrutura de suporte;
- alteração inadmissível do regime hidrogeológico.

(2)P Devem ainda ser considerados os seguintes estados limites para os muros de gravidade e para as estruturas de suporte compósitas:

- rotura por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento do solo subjacente à base;
- rotura por deslizamento pela base;
- rotura por derrubamento;

e para as cortinas:

- rotura por rotação ou por translação da cortina ou de partes desta;
- rotura por perda de equilíbrio vertical.

(3)P Para todos os tipos de estruturas de suporte devem ser tidas em conta combinações dos estados limites atrás referidos, se tal for relevante.

(4) Frequentemente o projecto de estruturas de suporte envolve o mesmo tipo de problemas que o projecto de fundações superficiais, de aterros ou de taludes. Na consideração dos estados limites deverão portanto ser aplicados os princípios da secção 6, quando tal seja apropriado. Deverá ser prestada especial atenção ao estado limite de rotura por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento do terreno subjacente à base da estrutura de suporte quando submetido a cargas com grande excentricidade e inclinação (ver 6.5.4).

9.3 Acções, grandezas geométricas e situações de projecto

9.3.1 Acções

9.3.1.1 Acções básicas

(1) Deverão ser consideradas as acções enumeradas em 2.4.2(4).

9.3.1.2 Peso do material de aterro de reenchimento

(1)P Os valores de cálculo do peso volúmico do material de aterro de reenchimento devem ser estimados com base no conhecimento do material disponível. O Relatório do Projecto Geotécnico deve especificar os controlos que devem ser efectuados durante a construção para verificar que os valores em obra não são mais desfavoráveis do que os adoptados no projecto.

9.3.1.3 Sobre cargas

(1)P Na determinação dos valores de cálculo das sobre cargas deve ser tida em conta a presença, na superfície do terreno suportado ou perto dela, de, por exemplo, edifícios vizinhos, veículos ou gruas estacionados ou em movimento, materiais armazenados, mercadorias e contentores.

(2) Deverá ser tomado especial cuidado no caso de sobre cargas de acção repetida, tais como as devidas a gruas rolantes num muro-cais. As pressões induzidas por tais sobre cargas podem exceder significativamente as do primeiro carregamento ou as que resultariam da aplicação estática de uma carga de igual intensidade.

9.3.1.4 Peso da água

(1)P Os valores de cálculo do peso volúmico da água devem ser fixados tendo em consideração se a água é doce, salgada ou contaminada por matérias químicas ou outras com tal teor que seja necessário corrigir o valor normalmente utilizado.

9.3.1.5 Forças das ondas e do gelo

(1)P Os valores de cálculo das forças impostas pelas ondas reflectidas na estrutura e pelo gelo devem ser seleccionados com base nos dados disponíveis para as condições climáticas e hidráulicas do local.

(2)P Na escolha dos valores de cálculo das forças estáticas impostas por uma placa de gelo devem ser tidos em conta os seguintes aspectos:

- a temperatura inicial do gelo antes do início do aquecimento;
- a velocidade de aumento da temperatura;
- a espessura da placa de gelo.

9.3.1.6 Forças de percolação

(1)P Devem ser consideradas forças de percolação associadas a níveis da água distintos atrás e à frente de uma estrutura de suporte, uma vez que elas poderão alterar as pressões de terras atrás da estrutura e reduzir a capacidade resistente passiva de terras em frente da mesma.

9.3.1.7 Forças de colisão

(1) Na determinação dos valores de cálculo das forças de impacto de colisão causadas, por exemplo, por ondas, por blocos flutuantes de gelo ou por veículos em circulação poderá ser tida em conta a energia absorvida pela massa que colide e pelo sistema de suporte, por exemplo por defensas e/ou estruturas de guiamento.

(2) Para impactos laterais em estruturas de suporte, deverá ser considerada a rigidez acrescida exibida pelo terreno suportado.

(3) Deverá ser averiguado o risco de ocorrência de liquefacção devida ao impacto lateral em cortinas.

(4)P A força de impacto de um bloco flutuante de gelo contra uma estrutura de suporte deve ser calculada com base na resistência à compressão do gelo e na espessura do bloco de gelo. No cálculo da resistência à compressão devem ser consideradas a salinidade e a homogeneidade do gelo.

9.3.1.8 Efeitos térmicos

(1)P No projecto das estruturas de suporte devem ser tidos em conta os efeitos de variações excepcionais de temperatura no tempo e no espaço.

(2) Esses efeitos deverão ser considerados particularmente na determinação de cargas em escoras.

(3) No tratamento dos efeitos do fogo deverão ser consultadas as partes referentes à resistência estrutural ao fogo dos Eurocódigos relativos aos materiais em causa.

(4)P Devem ser tomadas especiais precauções, tais como a selecção de um material de aterro de reenchimento apropriado ou a adopção de um sistema de drenagem ou de isolamento, para evitar a formação de bolsas de gelo no terreno atrás das estruturas de suporte.

9.3.2 Grandezas geométricas

9.3.2.1 Dados de base

(1)P Os valores de cálculo das grandezas geométricas devem ser obtidos em conformidade com os princípios enunciados em 2.4.6.3.

9.3.2.2 Superfícies do terreno

(1)P Na fixação dos valores de cálculo das grandezas geométricas relativos ao material suportado deve ser tida em conta a variação dos valores reais na obra. Devem também ser tidas em conta as escavações previstas ou eventuais fenómenos de infra-escavação (erosão) em frente da estrutura de suporte.

(2) Nos cálculos referentes a estados limites últimos em que a estabilidade de uma estrutura de suporte dependa da capacidade resistente do terreno em frente da estrutura, o nível do terreno resistente deverá ser diminuído de uma altura Δa relativamente ao nível nominal previsto. O valor de Δa deverá ser escolhido tendo em conta o grau de controlo no local no que respeita ao nível da superfície. Para um grau normal de controlo deverá ser aplicado o seguinte:

- para uma cortina autoportante, Δa deverá ser igual a 10 % da altura da cortina acima da base da escavação, com um limite máximo de 0,5 m;

- para uma cortina ancorada ou escorada, Δa deverá ser igual a 10 % da distância entre o apoio mais baixo e a base da escavação, com um limite máximo de 0,5 m.

(3) Poderão ser utilizados valores menores de Δa , incluindo um valor nulo, quando seja especificado um controlo fiável do nível da superfície durante todo o período da situação de projecto em causa.

(4) Deverão ser utilizados valores mais elevados de Δa sempre que o nível da superfície seja particularmente incerto.

9.3.2.3 Níveis da água

(1)P A escolha dos valores de cálculo ou dos valores característicos das posições das superfícies da água livre e da água do terreno deve ser efectuada com base nos dados referentes às condições hidráulicas e hidrogeológicas do local da obra.

(2)P Devem ser tidos em conta os efeitos das variações da permeabilidade no regime hidrogeológico.

(3)P Deve ser considerada a possibilidade de existência de pressões de água desfavoráveis devidas à presença de toalhas freáticas suspensas ou de artesianismo.

9.3.3 Situações de projecto

(1)P Devem ser considerados os seguintes aspectos:

- as variações no espaço das propriedades do terreno, dos níveis da água e das pressões na água dos poros;
- as variações previstas no tempo das propriedades do terreno, dos níveis da água e das pressões na água dos poros;
- as variações das acções e da forma como elas se combinam;
- a escavação, a infra-escavação ou a erosão em frente da estrutura de suporte;
- os efeitos da compactação do aterro de reenchimento atrás da estrutura de suporte;
- os efeitos de futuras estruturas e de carregamentos ou descarregamentos previstos sobre o material suportado ou a sua vizinhança;
- os movimentos previstos do terreno devidos, por exemplo, a subsidência ou à acção do gelo intersticial.

(2) Para estruturas portuárias não é necessário considerar em simultâneo as forças do gelo e as forças das ondas no mesmo ponto.

9.4 Considerações de projecto e de construção

9.4.1 Generalidades

(1)P Os estados limites últimos e os estados limites de utilização devem ser considerados utilizando os procedimentos descritos em 2.4.7 e 2.4.8, respectivamente.

(2)P Deve ser demonstrado que o equilíbrio vertical pode ser atingido para as distribuições de pressões e para as acções sobre a estrutura admitidas no projecto.

(3) A verificação do equilíbrio vertical poderá ser efectuada reduzindo os parâmetros de resistência friccional na estrutura de suporte.

(4) Tanto quanto possível, as estruturas de suporte deverão ser projectadas de tal modo que a aproximação de um estado limite último se manifeste por sinais visíveis. O projecto deverá salvaguardar a estrutura em relação a uma rotura frágil, ou seja, a um colapso repentino sem deformações prévias claramente visíveis.

(5) Para muitas estruturas de suporte de terras deverá ser considerado que foi atingido um estado limite crítico caso a estrutura se tenha deslocado o suficiente para causar danos a outras estruturas ou a redes de serviços vizinhas. Embora o colapso da própria estrutura de suporte possa não estar iminente, os danos causados poderão exceder consideravelmente um estado limite de utilização na estrutura suportada.

(6) Os métodos de dimensionamento e os valores dos coeficientes parciais recomendados nesta Norma são em geral suficientes para obstar à ocorrência de estados limites últimos em estruturas vizinhas, desde que os solos envolvidos sejam, no mínimo, de compactidade média ou de consistência dura, e sejam adoptados métodos e faseamentos construtivos adequados. Todavia, deverá ser tomado especial cuidado com determinadas formações de argilas fortemente sobreconsolidadas, nas quais grandes tensões horizontais em repouso poderão induzir movimentos substanciais numa área extensa em volta das escavações.

(7) A complexidade da interacção entre o terreno e a estrutura de suporte acarreta por vezes dificuldades em proceder ao dimensionamento detalhado da estrutura de suporte antes do início da construção. Neste caso, deverá ser considerada a utilização do método observacional (ver 2.7) para o dimensionamento.

(8)P No projecto de estruturas de suporte devem ser tidos em conta os seguintes aspectos, quando tal seja apropriado:

- os efeitos da construção da estrutura de suporte, incluindo:
 - a colocação de um suporte provisório nas faces da escavação;
 - as alterações do estado de tensão *in situ* e os consequentes movimentos do terreno causados quer pela escavação quer pela construção da estrutura de suporte;
 - a perturbação do terreno devida a operações de cravação ou de furação;
 - a construção de acessos à obra;
- o grau de impermeabilização requerido para a estrutura de suporte construída;
- a exequibilidade da construção da estrutura de suporte até um estrato de baixa permeabilidade, sendo deste modo formada uma cortina de estanquidade; o regime permanente de escoamento da água do terreno que resulta de tal configuração deve ser analisado;
- a exequibilidade da construção de ancoragens no terreno adjacente;
- a exequibilidade de escavar entre um eventual escoramento da estrutura de suporte;
- a capacidade da estrutura de suporte para sustentar cargas verticais;
- a ductilidade dos componentes estruturais;
- os acessos para a manutenção da estrutura de suporte e dos sistemas de drenagem associados;
- a aparência e a durabilidade da estrutura de suporte e de eventuais ancoragens;
- para as estacas-pranchas, a necessidade de uma secção suficientemente rígida para que se possa efectuar a cravação até à profundidade prevista no projecto sem perda da interligação;
- a estabilidade dos furos ou dos painéis de vala preenchidos por lama durante a abertura;
- para o aterro, a natureza dos materiais disponíveis e os meios utilizados para a sua compactação na zona adjacente à estrutura de suporte, em conformidade com 5.3.

9.4.2 Sistemas de drenagem

(1)P Se a segurança e a aptidão para a utilização da obra projectada dependerem da eficácia de um sistema de drenagem, devem ser consideradas as consequências de uma avaria desse sistema, tendo em atenção quer a segurança quer o custo da reparação. Deve ser adoptado um dos seguintes requisitos (ou sua combinação):

- deve ser especificado um programa de manutenção do sistema de drenagem e no projecto devem estar previstos acessos para o efeito;
- deve ser demonstrado, quer por meio de experiência comparável quer mediante avaliação das capacidades de escoamento da água, que o sistema de drenagem funcionará adequadamente sem manutenção.

(2) Deverão ser tidos em consideração o caudal, a pressão e eventualmente a composição química de toda a água a escoar.

9.5 Determinação das pressões de terras

9.5.1 Generalidades

(1)P Na determinação das pressões de terras devem ser tidos em conta o tipo e a amplitude admissíveis dos movimentos e das deformações que poderão ter lugar no estado limite em consideração.

(2) No contexto que se segue, a expressão "pressão de terras" abrange também a pressão total devida a rochas brandas e alteradas e a pressão da água do terreno.

(3)P No cálculo da intensidade das pressões de terras e da direcção das forças que delas resultam devem ser tidos em conta:

- as sobrecargas sobre a superfície do terreno e a inclinação desta;
- a inclinação da estrutura de suporte em relação à vertical;
- os níveis freáticos e as forças de percolação no terreno;
- a amplitude e a direcção do movimento da estrutura de suporte em relação ao terreno;
- o equilíbrio horizontal e vertical da totalidade da estrutura de suporte;
- a resistência ao corte e o peso volúmico do terreno;
- a rigidez da estrutura de suporte e do sistema de sustimento;
- a rugosidade da estrutura de suporte.

(4) A grandeza das forças de atrito e de adesão mobilizadas na estrutura de suporte deverá ser considerada como dependente:

- dos parâmetros de resistência do terreno;
- das propriedades de resistência friccional da superfície de contacto estrutura-terreno;
- da direcção e da amplitude do movimento da estrutura de suporte em relação ao terreno;
- da capacidade da estrutura de suporte para sustentar as forças verticais associadas ao atrito e à adesão.

(5) A grandeza das tensões de corte que podem ser mobilizadas na superfície de contacto estrutura-terreno deverá ser determinada através do parâmetro δ da referida superfície de contacto.

(6) Para uma estrutura de betão ou uma cortina de estacas-pranchas de aço suportando areia ou seixo (cascalho) poderá ser adoptado um valor de cálculo do parâmetro da superfície de contacto estrutura-terreno $\delta_d = k \varphi_{cv;d}$. O valor de k não deverá exceder 2/3 para betão prefabricado e para estacas-pranchas de aço.

(7) Para estruturas betonadas contra o terreno poderá ser adoptado um valor de $k = 1,0$.

(8) Para estacas-pranchas de aço em argila sob condições não drenadas imediatamente após a cravação, deverá ser admitido que não existe capacidade resistente devida a adesão ou a atrito. Os valores destas grandezas poderão aumentar ao longo de determinado período de tempo.

(9)P A intensidade das pressões de terras e a direcção das respectivas resultantes devem ser calculadas de acordo com a abordagem de cálculo seleccionada (ver 2.4.7.3) e com o estado limite em consideração.

(10) O valor de uma pressão de terras num estado limite último é em geral diferente do seu valor num estado limite de utilização. Estes dois valores são determinados por meio de dois cálculos fundamentalmente diferentes. Em consequência, quando expressa como acção, a pressão de terras não pode ser definida por um único valor característico.

(11)P No caso de estruturas de suporte de maciços rochosos, o cálculo das pressões do terreno deve ter em conta os efeitos das descontinuidades, dando particular atenção à sua orientação, ao seu espaçamento, à sua abertura, à sua rugosidade e às características mecânicas de eventuais materiais de enchimento de diaclases.

(12)P No cálculo das pressões sobre a estrutura de suporte deve ser tido em conta qualquer potencial de expansão do terreno.

9.5.2 Valores da pressão de terras em repouso

(1)P Quando não se desenvolva movimento relativo entre a estrutura de suporte e o terreno, a pressão de terras deve ser calculada a partir do estado de tensão em repouso. Na determinação do estado de tensão em repouso deve ser tida em conta a história de tensões do terreno.

(2) Para solos normalmente consolidados, deverá normalmente ser admitido que o terreno atrás de uma estrutura de suporte está em condições de repouso se o movimento da estrutura for inferior a $5 \times 10^{-4} h$.

(3) Para uma superfície do terreno horizontal, o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , deverá ser determinado por:

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \sqrt{\text{OCR}} \quad (9.1)$$

Esta fórmula não deverá ser utilizada para valores muito elevados de OCR.

(4) Se a superfície do terreno inclina para cima, a partir da estrutura de suporte, com um ângulo $\beta \leq \phi'$ em relação à horizontal, a componente horizontal da pressão de terras efectiva $\sigma'_{h,0}$ poderá ser relacionada com a pressão vertical efectiva dos terrenos sobrejacentes q' através do coeficiente $K_{0;\beta}$, obtido por:

$$K_{0;\beta} = K_0 (1 + \sin \beta) \quad (9.2)$$

Deverá então ser admitido que a direcção da força resultante é paralela à superfície do terreno.

9.5.3 Valores limites da pressão de terras

(1)P Na determinação dos valores limites das pressões de terras devem ser tidos em conta o movimento relativo do solo e da estrutura de suporte na rotura e a correspondente forma da superfície de rotura.

(2) Para valores elevados do ângulo de atrito interno e do parâmetro δ da superfície de contacto estrutura-terreno, os valores limites da pressão de terras admitindo superfícies de rotura planas podem diferir substancialmente dos valores correspondentes a superfícies de rotura curvilíneas, e assim conduzir a resultados inseguros.

NOTA: O Anexo C fornece alguns elementos sobre os movimentos relativos associados a valores limites das pressões de terras.

(3) Nos casos em que escoras, ancoragens ou elementos similares imponham restrições ao movimento da estrutura de suporte, deverá ser considerado que os valores limites activo e passivo da pressão de terras, e as respectivas distribuições, poderão não ser os mais desfavoráveis.

9.5.4 Valores intermédios da pressão de terras

(1)P Ocorrem valores intermédios da pressão de terras no caso de os movimentos da estrutura de suporte não serem suficientes para mobilizar os valores limites. Na determinação dos valores intermédios da pressão de terras devem ser tidas em conta a amplitude e a direcção do movimento da estrutura de suporte relativamente ao terreno.

NOTA: Na Figura C.3 do Anexo C é apresentado um diagrama que poderá ser utilizado para a determinação da pressão de terras passiva mobilizada.

(2) Os valores intermédios das pressões de terras poderão ser calculados utilizando, por exemplo, diversas regras empíricas, métodos baseados no conceito de apoios elásticos ou o método dos elementos finitos.

9.5.5 Efeitos da compactação

(1)P Na determinação das pressões de terras atrás da estrutura de suporte devem ser tidas em conta pressões adicionais induzidas pela colocação de quaisquer aterros de reenchimento e pelos procedimentos adoptados para a sua compactação.

NOTA: As observações de obras indicam que as pressões adicionais dependem da energia de compactação aplicada, da espessura das camadas compactadas e da trajectória do equipamento de compactação. A pressão horizontal normal à estrutura de suporte numa camada poderá diminuir quando a camada seguinte é colocada e compactada. Quando o aterro de reenchimento está concluído, as pressões adicionais associadas à compactação actuam em geral apenas na parte superior da estrutura de suporte.

(2)P Devem ser especificados procedimentos de compactação apropriados de modo a evitar pressões adicionais de terras excessivas, que poderão conduzir a movimentos inadmissíveis da estrutura.

9.6 Pressões da água

(1)P Na determinação dos valores característicos e de cálculo das pressões da água devem ser tidos em conta os níveis de água acima da superfície do terreno e os níveis freáticos no terreno.

(2)P Nas verificações em relação aos estados limites últimos e de utilização as pressões da água devem ser tidas em conta nas combinações de acções em conformidade com 2.4.5.3 e 2.4.6.1, tendo em consideração os eventuais riscos indicados em 9.4.1(5).

(3) Para estruturas que suportam solos de permeabilidade média a baixa (siltes e argilas) deverá normalmente ser admitido que actuam pressões da água no tardo da estrutura de suporte. A menos que seja instalado um sistema de drenagem fiável (9.4.2(1)P), ou que a infiltração seja impedida, os valores das pressões da água deverão normalmente corresponder a uma posição da superfície da água coincidente com a da superfície do material suportado.

(4)P Quando possam ocorrer variações bruscas de um nível de água livre, o regime transitório que ocorre imediatamente após a variação e o regime permanente resultante devem ambos ser examinados.

(5)P Caso não sejam tomadas medidas especiais de drenagem ou de impedimento do escoamento, devem ser considerados os eventuais efeitos do preenchimento por água de fendas de tracção ou de retracção.

9.7 Dimensionamento em relação aos estados limites últimos

9.7.1 Generalidades

(1)P O dimensionamento das estruturas de suporte deve contemplar a verificação dos estados limites últimos para as situações de projecto apropriadas para cada estado limite, como especificado em 9.3.3, utilizando os valores de cálculo das acções ou dos efeitos das acções e os valores de cálculo das capacidades resistentes.

(2)P Devem ser considerados todos os modos limites relevantes. No mínimo, devem ser considerados os modos ilustrados nas Figuras 9.1 a 9.6 para as estruturas de suporte mais comuns.

(3)P Nos cálculos para os estados limites últimos deve ser demonstrado que o equilíbrio pode ser assegurado utilizando os valores de cálculo das acções ou dos efeitos das acções e os valores de cálculo dos parâmetros de resistência ou das capacidades resistentes, tal como especificado em 2.4. Na determinação dos valores de cálculo dos parâmetros de resistência ou das capacidades resistentes deve ser considerada a compatibilidade de deformações.

(4)P No que respeita aos valores de cálculo das propriedades de resistência ou das capacidades resistentes do terreno, devem ser utilizados valores superiores ou inferiores, consoante o que for mais desfavorável.

(5) Poderão ser utilizados métodos de cálculo que envolvam redistribuições de pressões de terras em função dos deslocamentos e da rigidez do terreno e dos elementos estruturais.

(6)P Para solos finos devem ser considerados os comportamentos tanto a curto prazo como a longo prazo.

(7)P Para estruturas de suporte sujeitas a pressões de água diferenciais deve ser verificada a segurança em relação à rotura por levantamento hidráulico e à rotura por erosão tubular.

9.7.2 Estabilidade global

(1)P Quando tal seja apropriado, devem ser aplicados os princípios da secção 11 para demonstrar que não ocorrerá rotura por perda de estabilidade global e que as deformações correspondentes são suficientemente pequenas.

(2) No mínimo, deverão ser considerados os modos limites representados na Figura 9.1, tendo em conta, quando tal seja apropriado, a rotura progressiva e a liquefacção.

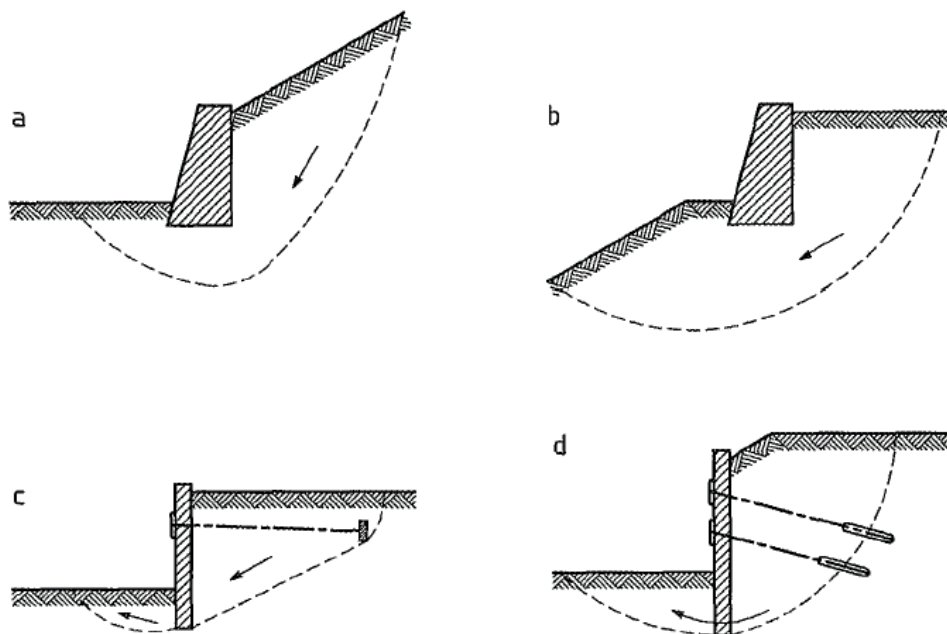


Figura 9.1 – Exemplos de modos limites para a perda de estabilidade global de estruturas de suporte

9.7.3 Rotura no terreno de fundação de muros de gravidade

(1)P Quando tal seja apropriado, devem ser aplicados os princípios da secção 6 para demonstrar que a possibilidade de rotura no terreno de fundação é suficientemente remota e que as deformações correspondentes serão admissíveis. Devem ser consideradas quer a rotura por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento do terreno de fundação quer a rotura por deslizamento do muro.

(2) No mínimo, deverão ser considerados os modos limites representados na Figura 9.2.

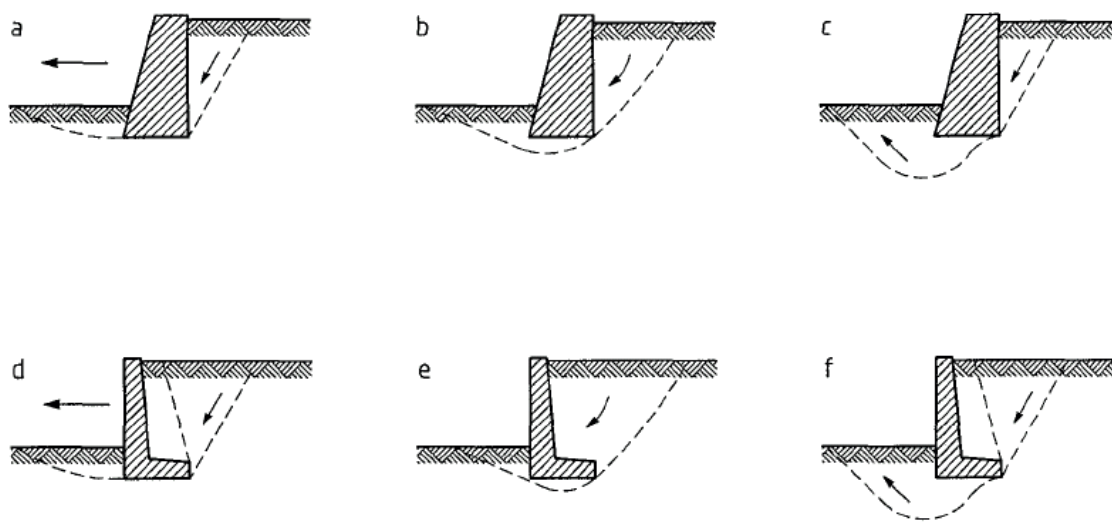


Figura 9.2 – Exemplos de modos limites para a rotura no terreno de fundação de muros de gravidade

9.7.4 Rotura rotacional de cortinas

(1)P Deve ser demonstrado, por meio de cálculos de equilíbrio, que as cortinas têm suficiente penetração no terreno para impedir uma rotura rotacional.

(2) No mínimo, deverão ser considerados os modos limites representados na Figura 9.3.

(3)P O valor de cálculo e o sentido das tensões tangenciais entre o solo e a cortina devem ser compatíveis com o deslocamento vertical relativo susceptível de ocorrer na situação de projecto em apreciação.

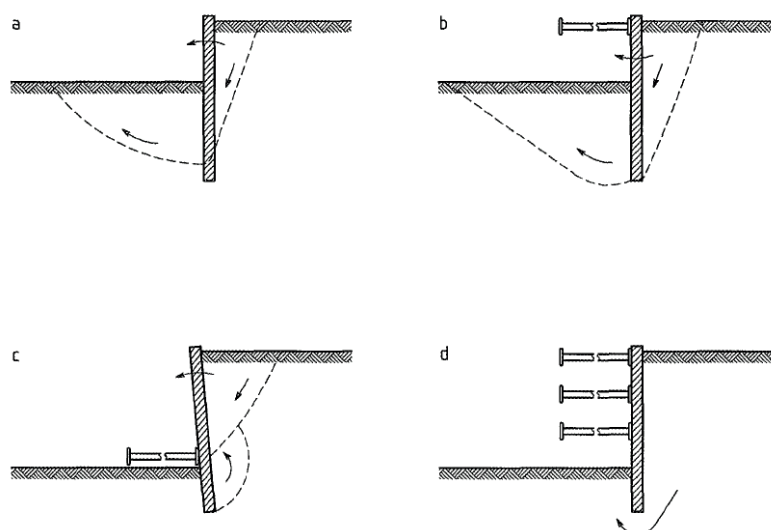


Figura 9.3 – Exemplos de modos limites para a rotura rotacional de cortinas

9.7.5 Rotura vertical de cortinas

(1)P Deve ser demonstrado que o equilíbrio vertical pode ser assegurado utilizando os valores de cálculo das propriedades de resistência ou das capacidades resistentes do terreno e os valores de cálculo das forças verticais aplicadas à cortina.

(2) No mínimo, deverá ser considerado o modo limite de rotura representado na Figura 9.4.

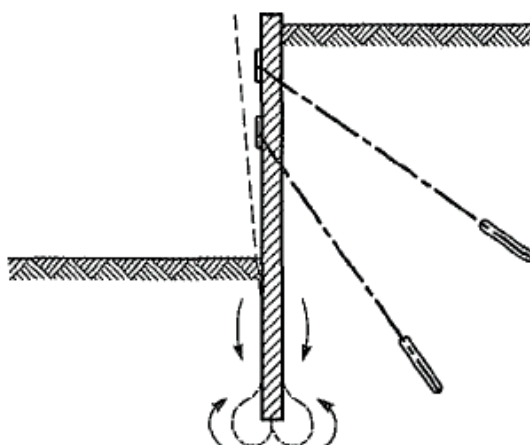


Figura 9.4 – Exemplo de um modo limite para a rotura vertical de cortinas

(3)P Quando se considere o movimento descendente da cortina, devem ser utilizados valores de cálculo superiores das forças de pré-esforço, tais como as forças devidas a ancoragens, que possuem uma componente vertical descendente.

(4)P O valor de cálculo e o sentido das tensões tangenciais entre o solo e a cortina devem ser compatíveis na verificação dos equilíbrios vertical e rotacional.

(5)P Se a cortina servir como fundação de uma estrutura, o equilíbrio vertical deve ser verificado utilizando os princípios da secção 7.

9.7.6 Dimensionamento estrutural de estruturas de suporte

(1)P As estruturas de suporte, incluindo os respectivos elementos estruturais de apoio tais como ancoragens e escoras, devem ser verificadas relativamente à rotura estrutural em conformidade com 2.4 e com as EN 1992, EN 1993, EN 1995 e EN 1996.

(2) No mínimo, deverão ser considerados os modos limites representados na Figura 9.5.

(3)P Para cada estado limite último deve ser demonstrado que podem ser mobilizadas as resistências necessárias no terreno e na estrutura com deformações compatíveis.

(4) Nos elementos estruturais deverão ser consideradas as reduções da resistência com a deformação devidas a efeitos tais como a fendilhação de secções não armadas, grandes rotações em rótulas plásticas ou a encurvadura local de secções de aço, em conformidade com as EN 1992 a EN 1996 e EN 1999.

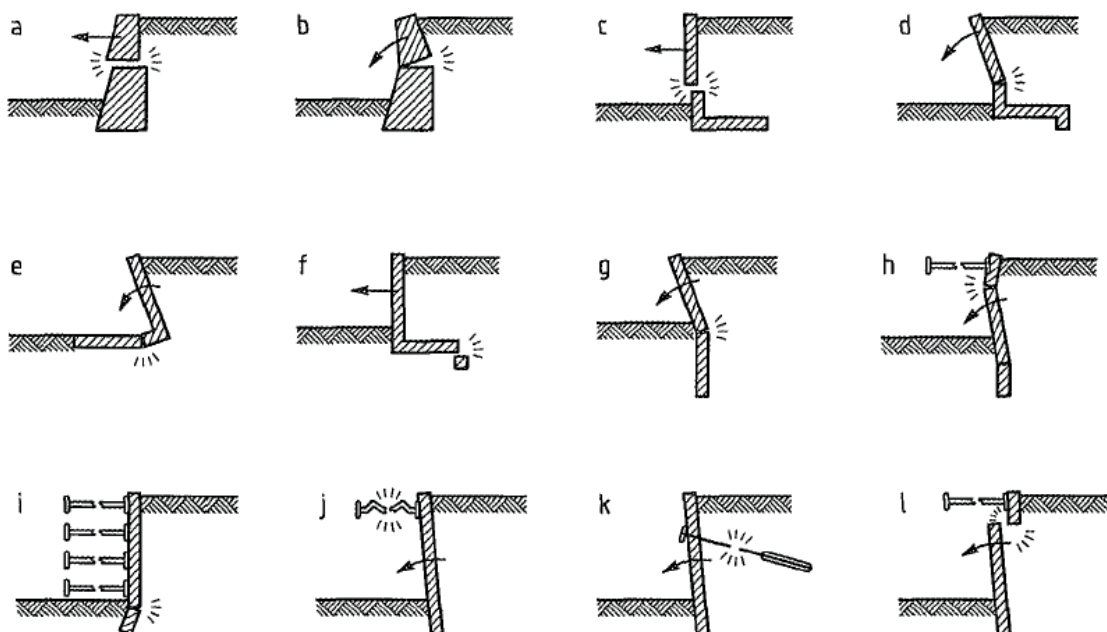


Figura 9.5 – Exemplos de modos limites para a rotura estrutural de estruturas de suporte

9.7.7 Rotura por arrancamento de ancoragens

(1)P Deve ser demonstrado que é possível assegurar o equilíbrio sem rotura por arrancamento das ancoragens.

(2)P As ancoragens devem ser projectadas em conformidade com a secção 8.

(3) No mínimo, deverão ser considerados os modos limites representados na Figura 9.6 (a, b).

(4) Para ancoragens com corpo passivo deverá ser considerado também o modo de rotura ilustrado na Figura 9.6 (c).

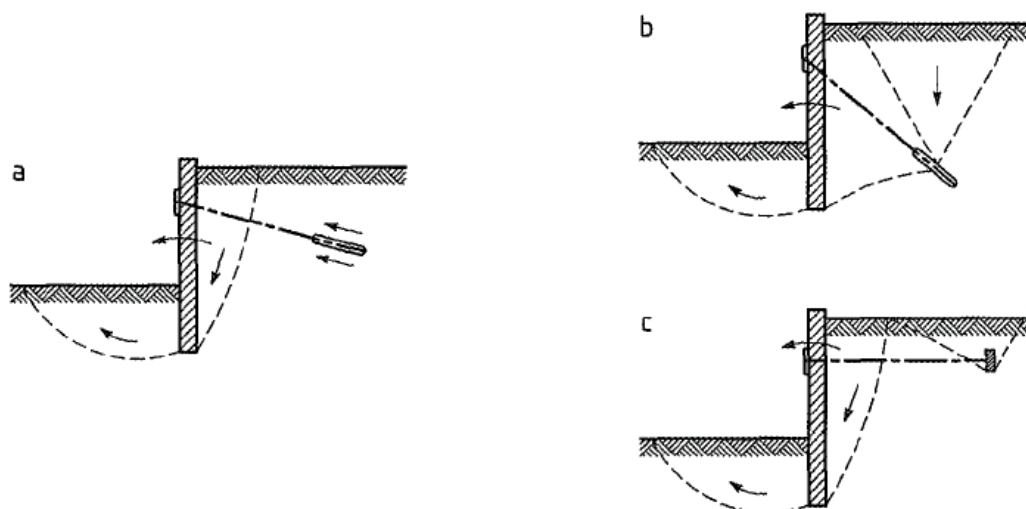


Figura 9.6 – Exemplos de modos limites para a rotura por arrancamento de ancoragens

9.8 Dimensionamento em relação aos estados limites de utilização

9.8.1 Generalidades

(1)P O projecto das estruturas de suporte deve ser verificado em relação aos estados limites de utilização para as situações de projecto apropriadas conforme especificado em 9.3.3.

(2) Na determinação dos valores de cálculo das pressões de terras deverão ser tidos em conta o estado de tensão inicial, a rigidez e a resistência do terreno e a rigidez dos elementos estruturais.

(3) Na determinação dos valores de cálculo das pressões de terras deverá ser tida em conta a deformação admissível da estrutura no seu estado limite de utilização. As pressões de terras não têm necessariamente de coincidir com valores limites.

9.8.2 Deslocamentos

(1)P Os valores limites dos deslocamentos admissíveis das estruturas de suporte e dos terrenos adjacentes devem ser estabelecidos em conformidade com 2.4.8, tendo em consideração a tolerância em relação a deslocamentos das estruturas e das redes de serviços suportadas.

(2)P Deve ser sempre efectuada, com base em experiência comparável, uma estimativa cautelosa das distorções e dos deslocamentos das estruturas de suporte e dos seus efeitos nas estruturas e redes de serviços suportadas. Essa estimativa deve incluir os efeitos da construção da estrutura de suporte. O projecto poderá ser justificado mediante a verificação de que os deslocamentos estimados não excedem os valores limites respectivos.

(3)P Caso a estimativa cautelosa inicial dos deslocamentos exceda os valores limites, o projecto deve ser justificado por meio de estudos mais aprofundados, incluindo cálculos de deslocamentos.

(4)P Deve ser considerada a possibilidade de acções variáveis, tais como vibrações causadas por cargas de tráfego atrás da estrutura de suporte, contribuírem para o deslocamento desta.

(5)P Devem ser empreendidos estudos mais aprofundados, incluindo cálculos de deslocamentos, nas seguintes situações:

- quando as estruturas ou redes de serviços vizinhas sejam especialmente sensíveis a deslocamentos;
- quando não exista experiência comparável suficientemente conclusiva.

(6) Deverá ainda ser considerada a realização de cálculos de deslocamentos nos seguintes casos:

- quando a estrutura de suporte retenha mais do que 6 m de solos coesivos de baixa plasticidade;
- quando a estrutura de suporte retenha mais do que 3 m de solos muito plásticos;
- quando a estrutura de suporte esteja apoiada em argila mole ao longo da sua altura enterrada ou sob a sua base.

(7)P Na realização dos cálculos de deslocamentos devem ser tidas em conta as rigidezes do terreno e dos elementos estruturais, bem como o faseamento da construção.

(8) O comportamento dos materiais admitido nos cálculos de deslocamentos deverá ser calibrado através de experiência comparável com o mesmo modelo de cálculo. Caso seja admitido comportamento linear, as rigidezes adoptadas para o terreno e para os materiais estruturais deverão ser adequadas aos níveis de deformação calculados. Em alternativa, poderão ser adoptados modelos mais gerais das relações tensões-deformações.

(9)P Deve ser considerado o efeito das vibrações nos deslocamentos, tendo em atenção o disposto em 6.6.4.

10 Rotura hidráulica

10.1 Generalidades

(1)P As disposições desta secção aplicam-se aos quatro seguintes modos de rotura do terreno provocada por pressão ou por percolação da água dos poros, em relação aos quais deve ser verificada a segurança sempre que tal seja pertinente:

- rotura por levantamento global (flutuação);
- rotura por levantamento hidráulico;
- rotura por erosão interna;
- rotura por erosão tubular.

NOTA 1: Ocorre flutuação quando a pressão na água dos poros instalada sob uma estrutura ou sob um estrato de terreno de baixa permeabilidade se torne mais elevada do que a tensão total vertical média (devida à estrutura e/ou aos estratos de terreno sobrejacentes).

NOTA 2: Ocorre rotura por levantamento hidráulico quando forças de percolação de sentido ascendente, actuando contra o peso do solo, reduzam a zero a tensão efectiva vertical. As partículas de solo são então impelidas para cima pelo fluxo de água, produzindo-se assim rotura do solo (efervescência).

NOTA 3: A rotura por erosão interna é produzida pelo transporte de partículas de solo no interior de um estrato, na superfície de contacto entre dois estratos de solo ou na superfície de contacto entre um estrato de solo e uma estrutura. Este processo poderá evoluir para uma erosão regressiva e conduzir ao colapso da estrutura do solo.

NOTA 4: A rotura por erosão tubular é uma forma particular de rotura por erosão interna, por exemplo de uma represa, em que a erosão começa à superfície e depois progride em sentido regressivo originando a formação de um túnel de escoamento em forma de tubo no interior da massa de solo, entre o solo e uma fundação ou na superfície de contacto entre um estrato de solo coesivo e um estrato de solo sem coesão. A rotura ocorre logo que a extremidade de montante do túnel de erosão atinge o fundo da albufeira.

NOTA 5: As condições em que ocorre rotura hidráulica do terreno podem ser expressas em termos de tensões totais e de pressões na água dos poros ou em termos de tensões efectivas e de gradientes hidráulicos. Para a rotura por levantamento global é aplicada a análise em tensões totais. Para a rotura por levantamento hidráulico são aplicadas tanto a análise em tensões totais como a análise em tensões efectivas. O controlo da erosão interna e da erosão tubular é efectuado por meio do estabelecimento de limitações ao gradiente hidráulico.

(2) Nas situações em que a pressão na água dos poros seja hidrostática (gradiente hidráulico negligenciável) só é necessário considerar a rotura por levantamento global.

(3)P Na determinação de gradientes hidráulicos, de pressões na água dos poros ou de forças de percolação deve ser tido em conta o seguinte:

- a variação da permeabilidade do solo no tempo e no espaço;
- as variações dos níveis da água e da pressão na água dos poros ao longo do tempo;
- qualquer modificação das condições de fronteira (por exemplo, uma escavação a jusante).

(4) Deverá ser considerado que o modelo de estratificação do solo a adoptar poderá ser diferente para mecanismos de rotura distintos.

(5)P Quando o levantamento hidráulico, a erosão tubular ou a erosão interna constituam perigo significativo para a integridade de uma obra geotécnica, devem ser tomadas medidas para reduzir o gradiente hidráulico.

(6) As medidas mais correntemente adoptadas para reduzir a erosão ou para evitar uma rotura de origem hidráulica são:

- o alongamento do percurso de drenagem por meio de cortinas ou de bermas;
- a modificação do projecto de forma a proporcionar resistência às pressões ou aos gradientes;

- o controlo da percolação;
- o recurso a filtros de protecção;
- evitar a utilização de argilas dispersivas sem o recurso a filtros adequados;
- o revestimento dos taludes;
- o recurso a filtros invertidos;
- o recurso a poços de alívio;
- a redução do gradiente hidráulico.

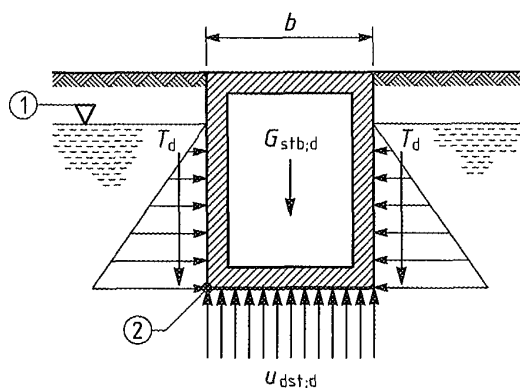
10.2 Rotura por levantamento global (flutuação)

(1)P A estabilidade, relativamente ao levantamento global, de uma estrutura ou de um estrato de terreno de baixa permeabilidade deve ser verificada comparando as acções estabilizantes permanentes (por exemplo, o peso e o atrito lateral) com as acções desestabilizantes permanentes e variáveis devidas à água e, eventualmente, a outras origens. Nas Figuras 7.1 e 10.1 são fornecidos exemplos de situações em que a estabilidade relativamente ao levantamento global deve ser verificada.

(2)P O dimensionamento deve contemplar a verificação da segurança relativamente à rotura por levantamento global utilizando a expressão (2.8) de 2.4.7.4. Nesta expressão o valor de cálculo da componente vertical das acções permanentes estabilizantes ($G_{\text{stb;d}}$) corresponde, por exemplo, ao peso da estrutura e dos estratos de terreno, enquanto que o valor de cálculo da capacidade resistente (R_d) corresponde à soma de, por exemplo, quaisquer forças de atrito (T_d) e quaisquer forças de ancoragens (P). A capacidade resistente ao levantamento global devida a forças de atrito ou de ancoragens poderá também ser tratada como uma acção vertical permanente estabilizante ($G_{\text{stb;d}}$). O valor de cálculo da componente vertical das acções desestabilizantes permanentes e variáveis ($V_{\text{dst;d}}$) corresponde à soma da resultante das pressões da água aplicadas sob a estrutura (com componentes permanente e variável) e de quaisquer outras forças de sentido ascendente.

(3) Se tal for permitido pelo Anexo Nacional, a capacidade resistente ao levantamento global devida a forças de atrito ou de ancoragens poderá também ser tratada como uma acção vertical permanente estabilizante ($G_{\text{stb;d}}$).

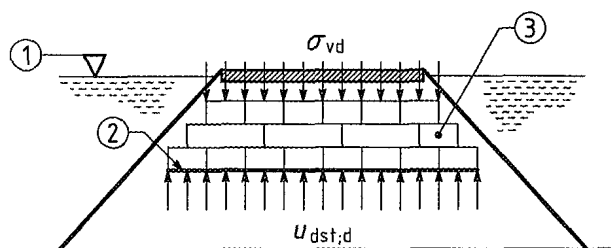
NOTA: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional.



a) Levantamento global de uma estrutura oca enterrada

Legenda:

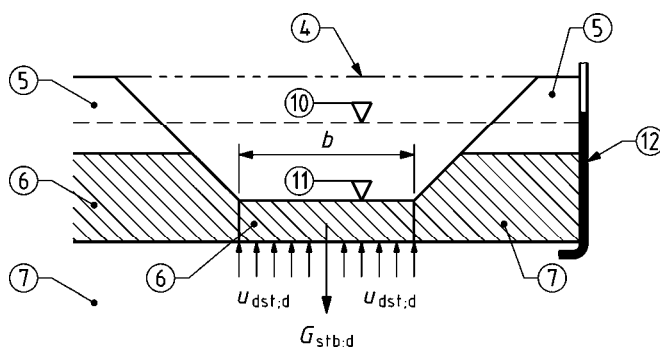
- 1 superfície da água do terreno
- 2 superfície impermeável



b) Levantamento global de um aterro de material leve durante inundações

Legenda:

- 1 superfície da água do terreno
- 2 superfície impermeável
- 3 material leve do aterro

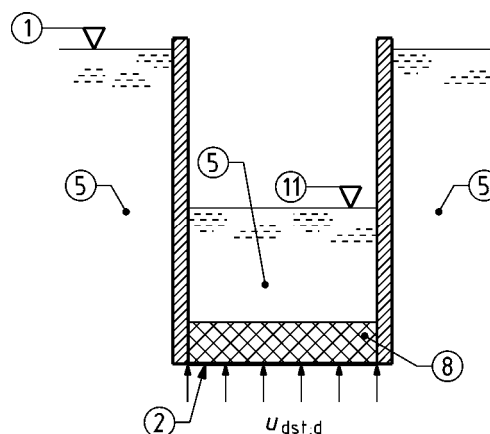


c) Levantamento global do fundo de uma escavação

Legenda:

- 4 superfície inicial do terreno
- 5 areia
- 6 argila
- 7 seixo (cascalho)
- 10 nível da água do terreno antes da escavação
- 11 nível da água do terreno na escavação
- 12 nível piezométrico na base do estrato de argila

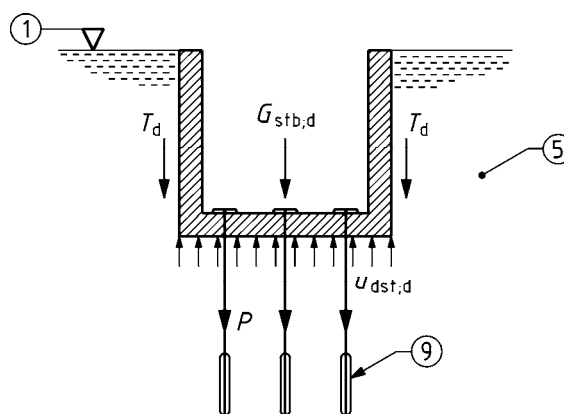
Figura 10.1 – Exemplos de situações em que o levantamento global pode ser crítico (continua)



d) Execução de um ensoleiramento abaixo do nível da água

Legenda:

- 1 superfície da água do terreno
- 2 superfície impermeável
- 5 areia
- 8 areia injectada
- 11 nível da água do terreno na escavação



e) Estrutura ancorada para resistir ao levantamento global

Legenda:

- 1 superfície da água do terreno
- 5 areia
- 9 ancoragem

Figura 10.1 – Exemplos de situações em que o levantamento global pode ser crítico (conclusão)

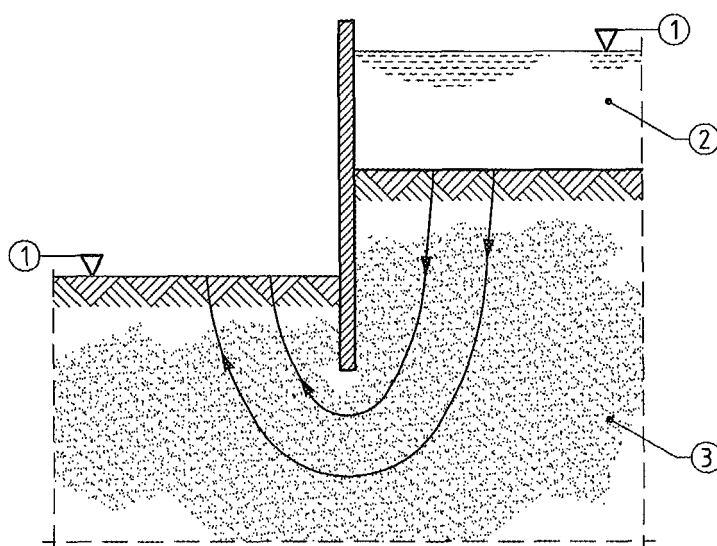
(4) As medidas mais vulgarmente adoptadas para resistir à rotura por levantamento global são:

- aumentar o peso da estrutura;
- reduzir, por drenagem, a pressão da água sob a estrutura;
- ancorar a estrutura nos estratos subjacentes.

(5)P No caso de serem utilizadas estacas ou ancoragens para conferir capacidade resistente relativamente à rotura por levantamento global, os requisitos de projecto devem ser verificados de acordo com as disposições de 7.6.3 ou 8.5, respectivamente, utilizando os coeficientes parciais fornecidos em 2.4.7.4.

10.3 Rotura por levantamento hidráulico

(1)P A estabilidade do solo relativamente ao levantamento hidráulico deve ser verificada utilizando a expressão (2.9a) ou a expressão (2.9b) para todas as colunas de solo relevantes. A expressão (2.9a) refere-se à verificação em termos de pressões na água dos poros e de tensões totais. A expressão (2.9b) refere-se à verificação em termos de forças de percolação e de pesos submersos. Na Figura 10.2 é fornecido um exemplo de uma situação em que a estabilidade relativamente ao levantamento hidráulico deve ser verificada.



Legenda:

- 1 nível da escavação (à esquerda); nível da água livre (à direita)
- 2 água
- 3 areia

Figura 10.2 – Exemplo de uma situação em que o levantamento hidráulico pode ser crítico

(2)P Na determinação do valor característico da pressão na água dos poros devem ser tidas em conta todas as condições desfavoráveis possíveis, tais como:

- estratos finos de solo pouco permeável;
- efeitos espaciais, como por exemplo em escavações estreitas, circulares ou rectangulares, abaixo do nível da água.

NOTA 1: No caso de o solo ter uma coesão significativa, o modo de rotura passa de uma rotura por levantamento hidráulico para uma rotura por levantamento global (flutuação). A estabilidade é então verificada utilizando as disposições de 10.2, em que, para além do peso, se poderá contar com forças resistentes adicionais.

NOTA 2: A estabilidade relativamente ao levantamento hidráulico não assegura necessariamente a inexistência de erosão interna, que deverá ser objecto de verificação independente sempre que tal seja pertinente.

(3) As medidas mais vulgarmente adoptadas para resistir à rotura por levantamento hidráulico são:

- reduzir a pressão na água debaixo do maciço de solo sujeito à possibilidade de ocorrência deste modo de rotura;
- aumentar o peso estabilizante.

10.4 Erosão interna

(1)P Devem ser aplicados critérios de filtro para limitar o perigo de transporte de partículas por erosão interna.

(2)P Sempre que possa ocorrer um estado limite último devido a erosão interna, devem ser aplicadas medidas, tais como a protecção por filtros, à superfície do terreno.

(3) Geralmente a protecção por filtros deverá ser concretizada utilizando um solo natural sem coesão que cumpra critérios adequados de projecto para materiais de filtro. Nalguns casos poderá ser necessário recorrer a mais de uma camada de filtro para garantir que a distribuição granulométrica varia gradualmente e que, deste modo, se alcança protecção suficiente quer para o solo quer para as camadas de filtro.

(4) Em alternativa poderão ser utilizadas camadas filtrantes artificiais, tais como geotêxteis, desde que possa ser demonstrado que constituem obstáculo suficiente ao transporte de partículas finas.

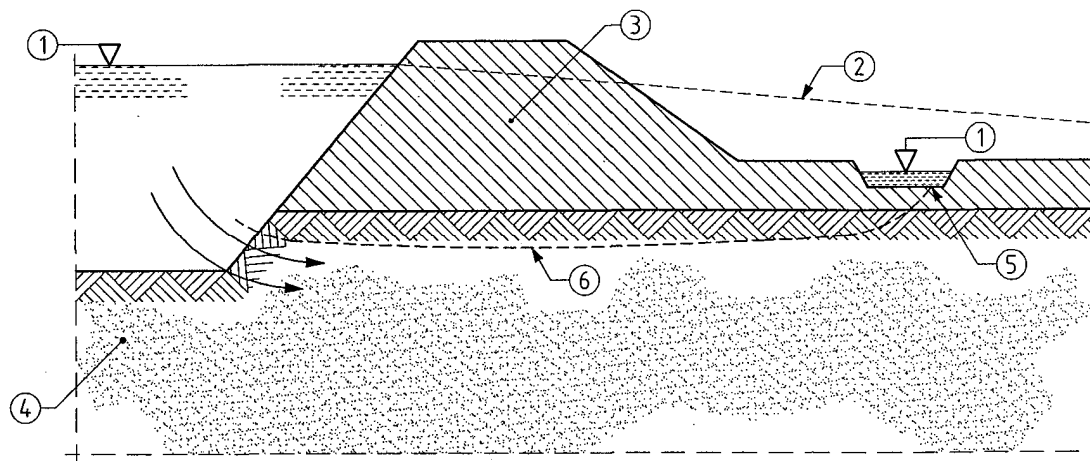
(5)P Se os critérios de filtro não se mostrarem cumpridos deve ser feita a verificação de que o valor de cálculo do gradiente hidráulico é suficientemente inferior ao gradiente hidráulico crítico para o qual as partículas de solo começam a ser transportadas.

(6)P O gradiente hidráulico crítico no que diz respeito à erosão interna deve ser determinado tendo em consideração pelo menos os seguintes aspectos:

- a direcção do escoamento;
- a distribuição granulométrica e a forma das partículas;
- a estratificação do solo.

10.5 Rotura por erosão tubular

(1)P Sempre que as condições hidráulicas e de solo existentes possam conduzir à ocorrência de um processo de erosão tubular (ver a Figura 10.3), e que a erosão tubular ponha em perigo a estabilidade ou a aptidão para a utilização de uma estrutura hidráulica, devem ser tomadas medidas prescritivas para prevenir o início do referido processo, seja por aplicação de filtros seja por intermédio de medidas estruturais para controlar ou bloquear o escoamento da água do terreno.



Legenda:

- 1 nível da água livre
- 2 nível piezométrico no terreno de fundação permeável
- 3 solo pouco permeável
- 4 terreno de fundação permeável
- 5 possível ponto de início da erosão tubular
- 6 possível tubo de erosão

Figura 10.3 – Exemplo de condições que poderão causar erosão tubular

NOTA: São medidas estruturais adequadas:

- a aplicação de bermas no lado de jusante de um aterro de retenção de água, afastando assim do aterro o possível ponto de início da erosão tubular e reduzindo, portanto, o gradiente hidráulico nesse ponto;
- a aplicação, sob a estrutura hidráulica, de cortinas impermeáveis que bloqueiem o escoamento ou que alonguem o percurso de drenagem de tal modo que o gradiente hidráulico seja reduzido até um valor seguro.

(2)P Durante períodos com condições hidráulicas extremamente desfavoráveis, tais como cheias, as zonas susceptíveis de sofrer erosão tubular devem ser inspeccionadas regularmente, de forma a que possam ser tomadas sem demora as necessárias medidas de mitigação. Os materiais necessários para concretizar essas medidas devem estar armazenados nas proximidades.

(3)P As roturas por erosão tubular devem ser evitadas criando uma resistência suficiente à erosão interna do solo nas zonas onde possa ocorrer escoamento de água sobre o terreno.

(4) Tais roturas podem ser evitadas assegurando:

- que é suficiente a segurança relativamente à rotura por levantamento hidráulico nas zonas em que a superfície do terreno seja horizontal;
- que é suficiente a estabilidade dos estratos superficiais nas zonas em que a superfície do terreno seja inclinada (estabilidade local de taludes).

(5)P Na determinação das condições de escoamento da água sobre o terreno para verificação da estabilidade relativamente à rotura por levantamento hidráulico ou da estabilidade local de taludes, deve ser tido em conta o facto de as juntas ou superfícies de contacto entre a estrutura e o terreno poderem constituir percursos de drenagem preferenciais.

11 Estabilidade global

11.1 Generalidades

(1)P As disposições desta secção devem ser aplicadas à estabilidade global e aos movimentos do terreno, tanto natural como de aterro, em redor de fundações, de estruturas de suporte, de taludes naturais, de aterros ou de escavações.

(2) Deverão ser tidas em conta as disposições das secções 6 a 10 e 12 respeitantes à estabilidade global de estruturas específicas.

11.2 Estados limites

(1)P Devem ser considerados todos os estados limites possíveis do terreno em causa, de forma a satisfazer os requisitos fundamentais de estabilidade, de limitação de deformações, de durabilidade e de limitação de movimentos de estruturas ou redes de serviços vizinhas.

(2) São enumerados seguidamente alguns estados limites possíveis:

- perda de estabilidade global do terreno e de estruturas associadas;
- movimentos excessivos do terreno devidos a deformações de corte, a assentamentos, a vibrações ou a empolamento;
- danos ou perda de aptidão para a utilização em estruturas vizinhas, em estradas ou em redes de serviços, em consequência de movimentos do terreno.

11.3 Acções e situações de projecto

(1) Na escolha das acções para o cálculo dos estados limites deverá ser tida em conta a lista que consta de 2.4.2(4).

(2)P Devem ser tidos em conta, quando tal seja apropriado, os efeitos das seguintes circunstâncias:

- processos construtivos;
- novos taludes ou estruturas sobre o local ou na sua vizinhança;
- movimentos anteriores ou em curso do terreno, com origens diversas;
- vibrações;
- variações climáticas, incluindo variações de temperatura (congelação e degelo), secas e chuvas torrenciais;
- vegetação ou a sua supressão;
- actividades humanas ou animais;
- variações do teor de água ou da pressão na água dos poros;
- acção das ondas.

(3)P Para os estados limites últimos, os níveis de cálculo da água livre e da água do terreno, ou a sua combinação, devem ser escolhidos a partir dos dados hidrológicos existentes e de observações no local, tendo em vista determinar as condições mais desfavoráveis que podem ocorrer na situação de projecto em consideração. Deve ser considerada a possibilidade de rotura ou deficiente funcionamento de drenos, de filtros e de dispositivos de impermeabilização.

(4) Deverá também ser considerada a possibilidade de esvaziamento de um canal ou de um reservatório de água para manutenção ou devido à rotura de uma barragem. Para os estados limites de utilização, poderão ser

utilizadas condições mais comuns, menos severas, relativamente ao nível da água ou à pressão na água dos poros.

(5) No caso de taludes em contacto com água livre, as condições hidráulicas mais desfavoráveis são normalmente a percolação em regime permanente para o nível freático mais elevado possível e o rebaixamento rápido do nível da água livre.

(6)P Na determinação das distribuições de cálculo da pressão na água dos poros devem ser tidas em conta as gamas possíveis de anisotropia e de heterogeneidade do terreno no que diz respeito à permeabilidade.

11.4 Considerações de projecto e de construção

(1)P A estabilidade global de um local e os movimentos de terrenos naturais ou de aterro devem ser verificados tendo em consideração experiência comparável, em conformidade com 1.5.2.2.

(2)P Devem ser considerados a estabilidade global e os movimentos de terrenos que suportem edifícios existentes, estruturas a construir, taludes ou escavações.

(3) Nos casos em que a estabilidade do terreno não possa ser claramente verificada antes do projecto, deverá ser especificada a realização de estudos de caracterização, observações e análises adicionais, em conformidade com as disposições de 11.7.

(4) São exemplos típicos de estruturas para as quais deverá ser efectuada uma análise da estabilidade global:

- as estruturas de suporte de terras;
- as escavações, os taludes e os aterros;
- as fundações em terrenos inclinados, em taludes naturais ou em aterros;
- as fundações junto a uma escavação, a uma trincheira, a uma estrutura enterrada ou a uma margem costeira.

NOTA: Os problemas de estabilidade ou os movimentos de fluência ocorrem principalmente em taludes de solos coesivos. No entanto, pode também ocorrer instabilidade em solos sem coesão ou rochas fissuradas em taludes com uma inclinação, que poderá ser determinada pela erosão, próxima do ângulo de atrito interno. É muitas vezes observado um aumento dos movimentos quando as pressões na água dos poros são elevadas ou, junto à superfície do terreno, durante ciclos de congelação e degelo.

(5)P No caso de a estabilidade de um local não poder ser facilmente verificada ou de os movimentos serem inadmissíveis para a utilização pretendida para o local, este deve ser dado como inadequado sem medidas de estabilização.

(6)P O projecto deve assegurar que todas as actividades construtivas no local podem ser planeadas e executadas de tal forma que seja suficientemente improvável a ocorrência de um estado limite último ou de utilização.

(7)P As superfícies de taludes expostas a erosão potencial devem ser protegidas se necessário, de forma a garantir que é mantido o nível de segurança.

(8) Os taludes deverão ser impermeabilizados, revestidos com vegetação ou protegidos artificialmente. Em taludes com banquetas deverá ser ponderada a instalação de um sistema de drenagem na banquetta.

(9)P Os processos construtivos devem ser tidos em conta na medida em que possam afectar a estabilidade global ou a amplitude do movimento.

(10) Os taludes potencialmente instáveis poderão ser estabilizados através de:

- um revestimento de betão com ou sem ancoragem;
- um encontro de gabiões, com gaiolas de rede de aço ou de geotêxtil;
- pregagens no terreno;

- vegetação;
- um sistema de drenagem;
- uma combinação dos sistemas descritos acima.

(11) O dimensionamento deverá seguir os princípios gerais enunciados nas secções 8 e 9.

11.5 Dimensionamento em relação aos estados limites últimos

11.5.1 Análise da estabilidade de taludes

(1)P A verificação da estabilidade global de taludes que incluam estruturas existentes, afectadas ou planeadas deve ser efectuada em relação a estados limites últimos (GEO e STR) com valores de cálculo das acções, das capacidades resistentes e dos parâmetros de resistência obtidos utilizando os coeficientes parciais definidos em A.3.1(1)P, A.3.2(1)P e A.3.3.6(1)P.

NOTA: Os valores dos coeficientes parciais poderão ser fixados no Anexo Nacional. Os valores recomendados para as situações permanentes ou transitórias são fornecidos nos Quadros A.3, A.4 e A.14.

(2)P Na análise da estabilidade global do terreno, de solo ou de rocha, devem ser tidos em conta todos os modos de rotura relevantes.

(3) Na escolha de um método de cálculo deverão ser considerados os seguintes aspectos:

- a estratificação do solo;
- a ocorrência e a inclinação das descontinuidades;
- a percolação e a distribuição da pressão na água dos poros;
- a estabilidade a curto e a longo prazo;
- a fluência distorcional;
- o tipo de rotura (superfície de rotura circular ou não circular; derrubamento; fluxo);
- a utilização de métodos numéricos.

(4) A massa de solo ou de rocha limitada pela superfície de rotura deverá normalmente ser tratada como um corpo rígido ou como vários corpos rígidos movendo-se simultaneamente. As superfícies de rotura e as superfícies de contacto entre corpos rígidos poderão ter várias formas, designadamente planar, circular ou formas mais complexas. Em alternativa, a estabilidade poderá ser verificada através de análise limite ou utilizando o método dos elementos finitos.

(5) No caso de o terreno, ou o material de aterro, ser relativamente homogéneo e isotrópico, deverão normalmente ser consideradas superfícies de rotura circulares.

(6) No caso de taludes em solos estratificados com uma grande variação da resistência ao corte, deverá ser prestada especial atenção aos estratos de resistência mais baixa, podendo ser necessário analisar superfícies de rotura não circulares.

(7) Em terrenos com superfícies de descontinuidade, incluindo rochas rijas e solos estratificados ou fissurados, a forma da superfície de rotura pode ser condicionada, parcial ou completamente, pelas descontinuidades. Neste caso deverão normalmente ser analisadas cunhas tridimensionais.

(8) Em taludes que já sofreram roturas, podendo estas ser potencialmente reactivadas, deverão ser analisadas superfícies de rotura circulares e não circulares. Nestes casos poderão não ser adequados os coeficientes parciais normalmente utilizados nas análises de estabilidade global.

(9) Nos casos em que não possa ser assumido que a superfície de rotura é bidimensional deverá ser considerada a utilização de superfícies de rotura tridimensionais.

(10) Numa análise de estabilidade de taludes deverá ser verificado o equilíbrio dos momentos e de forças verticais da massa de terreno potencialmente deslizante. Se for utilizado um método de fatias e o equilíbrio de forças horizontais não for verificado deverá ser assumido que as forças entre fatias são horizontais.

(11)P Nos casos em que possa ocorrer uma rotura combinada de elementos estruturais e do terreno deve ser considerada a interacção solo-estrutura mediante análises em que intervêm as suas rigidezes relativas. Estão incluídos os casos em que as superfícies de rotura intersectem elementos estruturais, tais como estacas ou estruturas de suporte flexíveis.

(12) Uma vez que na pesquisa da superfície de deslizamento mais desfavorável não é possível uma distinção entre forças gravíticas favoráveis e desfavoráveis, as incertezas sobre o peso volúmico do terreno deverão ser tidas em consideração através da aplicação dos seus valores característicos superior e inferior.

(13)P No dimensionamento deve ser demonstrado que as deformações do terreno sob as acções de cálculo devidas a fluência ou a assentamentos regionais não causarão danos inadmissíveis em estruturas e infra-estruturas situadas no terreno em causa ou na sua proximidade.

11.5.2 Taludes naturais e taludes de escavação em maciços rochosos

(1)P A estabilidade de taludes naturais e de taludes de escavação em maciços rochosos deve ser verificada relativamente aos modos de rotura por translação ou por rotação envolvendo blocos de rocha isolados ou grandes volumes do maciço rochoso, assim como relativamente à queda de blocos. Deve ser prestada atenção especial às pressões resultantes de impedimento da percolação de água em diaclases e fissuras.

(2)P As análises de estabilidade devem ser baseadas num conhecimento fiável da distribuição das descontinuidades no seio do maciço rochoso e da resistência ao corte da rocha intacta e das descontinuidades.

(3) Deverá ser tido em conta o facto de que as roturas de taludes naturais e de taludes de escavação em maciços de rochas rijas, com um sistema de descontinuidades bem definido, envolvem normalmente:

- deslizamento de blocos ou de cunhas de rocha;
- derrubamento de blocos ou de lajes;
- uma combinação de derrubamento e de deslizamento;

dependendo da orientação da superfície do talude em relação à das descontinuidades.

(4) Deverá ser considerado que a rotura de taludes naturais e de taludes de escavação em maciços rochosos intensamente fissurados, em rochas brandas e em solos cimentados poderá desenvolver-se segundo superfícies de deslizamento circulares ou quase circulares atravessando zonas de rocha intacta.

(5) O deslizamento de blocos ou cunhas isolados deverá normalmente ser evitado diminuindo a inclinação do talude com a colocação de banquetas ou instalando ancoragens, pregagens e um sistema de drenagem interna. Em taludes de escavação o deslizamento deverá ser evitado escolhendo a direcção e a orientação da superfície do talude de tal forma que os movimentos de blocos isolados sejam cinematicamente impossíveis.

(6) As roturas por derrubamento deverão normalmente ser evitadas através da instalação de ancoragens ou pregagens e de um sistema de drenagem interna.

(7) Na análise da estabilidade a longo prazo de taludes naturais e de taludes de escavação deverão ser tidos em conta os efeitos prejudiciais da vegetação e de agentes ambientais ou poluidores na resistência ao corte das descontinuidades e na resistência da rocha intacta.

(8) Em maciços rochosos intensamente fracturados com taludes muito inclinados ou susceptíveis de sofrer fenómenos de derrubamento, de esfoliação, de desagregação e de abatimento deverá sempre ser analisada a possibilidade de queda de blocos de rocha.

(9) Nos casos em que não seja possível dispor de um sistema seguro para evitar quedas de blocos de rocha, essas quedas são admitidas mas deverá estar especificada a existência de redes, de barreiras ou de outros sistemas adequados de retenção dos blocos de rocha que caírem.

(10) O dimensionamento dos sistemas destinados a reter blocos de rocha e detritos que entrem em movimento de queda em taludes rochosos deverá ser baseado num estudo aprofundado das várias trajectórias possíveis do material em queda.

11.5.3 Estabilidade de escavações

(1)P Deve ser verificada a estabilidade global do terreno na proximidade de uma escavação, incluindo os detritos da escavação e quaisquer estruturas, estradas e redes de serviços existentes (ver a secção 9).

(2)P Na verificação da estabilidade do fundo de uma escavação deve ser tida em conta a pressão na água dos poros no terreno, utilizando valores de cálculo. Para a análise das roturas hidráulicas ver a secção 10.

(3)P Deve ser considerado o empolamento do fundo de uma escavação profunda devido à descarga.

11.6 Dimensionamento em relação aos estados limites de utilização

(1)P No dimensionamento deve ser demonstrado que a deformação do terreno não causará um estado limite de utilização nas estruturas e infra-estruturas situadas no terreno em causa ou na sua proximidade.

(2) Deverá ser considerada a subsidência do terreno devida às seguintes causas:

- variações das condições da água do terreno e das correspondentes pressões na água dos poros;
- fluência a longo prazo em condições drenadas;
- perda de volume de estratos profundos solúveis;
- trabalhos mineiros ou similares como extracção de gás.

(3) Uma vez que os métodos analíticos e numéricos presentemente disponíveis geralmente não fornecem previsões fiáveis das deformações de um talude natural, a ocorrência de estados limites de utilização deverá ser evitada através de uma das seguintes formas:

- limitando a resistência ao corte mobilizada;
- observando os movimentos e especificando medidas para os reduzir ou parar, se necessário.

11.7 Observação

(1)P O comportamento dos terrenos deve ser observado, utilizando o equipamento apropriado, sempre que:

- não seja possível demonstrar através de cálculos ou de medidas prescritivas que a ocorrência dos estados limites enunciados em 11.2 é suficientemente improvável;
- as hipóteses formuladas nos cálculos não sejam baseadas em dados fiáveis.

(2) A observação deverá ser planeada de forma a fornecer informações sobre:

- os níveis freáticos ou as pressões na água dos poros no terreno, de forma a que possam ser efectuadas ou verificadas análises em termos de tensões efectivas;
- os movimentos laterais e verticais do terreno, a fim de prever deformações adicionais;

- a profundidade e a forma da superfície onde se processa um deslizamento em curso, a fim de determinar os parâmetros de resistência do terreno a utilizar no dimensionamento de obras de reparação ou de estabilização;
- as velocidades de deformação, a fim de dispor de aviso relativamente a um perigo iminente; nestas situações poderá ser apropriado instalar unidades remotas de leitura digital dos instrumentos ou sistemas de alarme remotos.

12 Aterros

12.1 Generalidades

(1)P As disposições desta secção devem ser aplicadas a aterros para pequenas barragens e para infra-estruturas.

(2) A colocação e a compactação de materiais de aterro deverão ser efectuadas em conformidade com as disposições da secção 5.

12.2 Estados limites

(1)P Deve ser elaborada uma lista dos estados limites a verificar no dimensionamento do aterro.

(2) Os estados limites seguintes deverão ser verificados:

- perda de estabilidade global do local;
- rotura no talude ou no coroamento do aterro;
- rotura devida a erosão interna;
- rotura devida a erosão superficial ou a infra-escavação;
- deformações do aterro que levem à perda de aptidão para a utilização, por exemplo assentamentos excessivos ou fissuras;
- assentamentos ou deslocamentos de fluência que causem danos ou perda de aptidão para a utilização em estruturas ou redes de serviços vizinhas;
- deformações excessivas em zonas de transição, como por exemplo no aterro de acesso ao encontro de uma ponte;
- perda de aptidão para a utilização de zonas com tráfego causada por influências climáticas, tais como congelação e degelo ou seca extrema;
- fluência de taludes durante períodos de congelação e degelo;
- degradação do material da camada de base de pavimentos causada por cargas de tráfego elevadas;
- deformações resultantes de acções hidráulicas;
- alterações das condições ambientais tais como poluição das águas superficiais ou subterrâneas, ruído ou vibrações.

12.3 Acções e situações de projecto

(1) No estabelecimento das acções com vista à verificação dos estados limites deverá ser considerada a lista que consta de 2.4.2(4).

(2) Na determinação das acções que os aterros exercem em estruturas adjacentes ou em qualquer parte reforçada do terreno deverão ser consideradas as diferenças de rigidez.

(3)P As situações de projecto devem ser escolhidas em conformidade com 2.2.

(4)P Adicionalmente, devem ser tidas em consideração, caso sejam relevantes, as seguintes situações especiais de projecto:

- os efeitos dos processos construtivos, tais como a realização de escavações junto ao aterro e as vibrações resultantes da utilização de explosivos, da cravação de estacas ou da circulação de equipamento pesado;
- o efeito de estruturas a construir no aterro ou na sua vizinhança;
- os efeitos erosivos do galgamento, do gelo, das ondas e da chuva nos taludes e no coroamento;
- os efeitos térmicos, como a retracção.

(5)P O valor de cálculo do nível da água livre em contacto com o talude de jusante do aterro e o valor de cálculo do nível freático, ou a sua combinação, devem ser determinados com base nos dados hidrológicos disponíveis de forma a corresponderem às condições mais desfavoráveis que podem ocorrer na situação de projecto em consideração. Deve ser considerada a possibilidade de rotura de drenos, de filtros ou de dispositivos de impermeabilização.

(6) Para os aterros costeiros deverão ser consideradas as condições hidráulicas mais desfavoráveis, que normalmente são a percolação em regime permanente para o nível freático mais elevado possível e o rebaixamento rápido do nível da água livre.

(7)P Na determinação das distribuições de cálculo da pressão na água dos poros deve ser tida em conta a gama possível de variação da anisotropia e da heterogeneidade do terreno.

(8)P No dimensionamento do aterro em relação aos assentamentos deve ser tida em conta a diminuição da tensão efectiva no terreno devida à submersão da crosta de dessecação ou dos materiais do aterro.

12.4 Considerações de projecto e de construção

(1)P Os aterros devem ser projectados tendo em consideração a experiência existente com aterros sobre terrenos semelhantes e construídos com materiais idênticos.

(2)P Na definição da profundidade da fundação de um aterro deve ser considerado o seguinte, quando aplicável:

- alcançar um estrato de fundação adequado ou, nos casos em que tal não seja possível, aplicar medidas de estabilização;
- fornecer protecção adequada em relação aos efeitos climáticos adversos sobre a capacidade resistente ao carregamento do terreno de fundação;
- o nível freático e a sua relação com a drenagem do aterro;
- evitar efeitos prejudiciais em estruturas e em redes de serviços situadas na vizinhança;
- alcançar estratos com permeabilidade suficientemente baixa.

(3) No projecto de aterros deverá ser assegurado que:

- a capacidade resistente ao carregamento do terreno de fundação é satisfatória;
- a drenagem das várias camadas do aterro é satisfatória;
- a permeabilidade do material de aterro nas barragens é tão baixa quanto é requerido;
- são especificados filtros naturais ou de geossintéticos nos casos em que sejam necessários para satisfazer os critérios de filtro;
- o material de aterro é especificado de acordo com os critérios estipulados em 5.3.2.

(4)P Os processos construtivos de aterros sobre terrenos de baixa resistência e elevada compressibilidade devem ser especificados de forma a assegurar que a capacidade resistente não é excedida e que não ocorrem assentamentos ou movimentos excessivos durante a construção (ver 5.3.3(2)P).

(5) Quando a construção de um aterro sobre terreno compressível seja efectuada por camadas de forma faseada, deverá ser especificada a realização de medições piezométricas de forma a assegurar que as pressões na água dos poros se dissiparam para valores suficientemente baixos antes da colocação da camada seguinte.

(6)P No caso de aterros retendo água a diferentes níveis, a profundidade da fundação deve ser definida tendo em atenção a permeabilidade do terreno ou, alternativamente, devem ser tomadas medidas para garantir que a estrutura é estanque.

(7) Caso sejam especificadas medidas de melhoramento do terreno, o volume de terreno a tratar deverá envolver uma área suficientemente extensa para evitar deformações danosas.

(8) Na determinação do peso do aterro a partir do peso volúmico do material de aterro (ver 3.3.3) deverá ser tido o cuidado de incluir partículas de tamanho > 20 mm a 60 mm nos ensaios de determinação do peso volúmico. Estas partículas muitas vezes não são incluídas mas podem ter um efeito considerável no peso volúmico.

(9)P Devem ser protegidas as superfícies dos taludes expostas a erosão. No caso de taludes com banquetas deve ser especificado um sistema de drenagem para as banquetas.

(10) Os taludes dos aterros deverão ser protegidos durante a construção e plantados após a construção, sempre que tal seja apropriado.

(11) Em aterros viários deverá ser evitada a formação de gelo na superfície do pavimento. A capacidade térmica do pavimento sobre uma camada isolante ou um aterro de material leve poderá ser suficientemente elevada para evitar a referida formação de gelo.

(12) A penetração do gelo intersticial no coroamento de uma barragem de terra deverá ser limitada a uma profundidade adequada.

(13) No dimensionamento dos taludes de um aterro deverá ser tida em consideração a possibilidade de ocorrência de movimentos de fluência durante os períodos de congelação e degelo, independentemente da estabilidade do talude em condições secas. Este fenómeno é particularmente importante em zonas de transição, por exemplo em encontros de pontes.

12.5 Dimensionamento em relação aos estados limites últimos

(1)P Na análise da estabilidade de parte ou da totalidade de um aterro devem ser considerados todos os modos de rotura possíveis, como estipulado na secção 11.

(2) Uma vez que os aterros são muitas vezes construídos de forma faseada com diferentes condições de carregamento, deverá ser efectuada uma análise para cada uma das fases e deverão ser explicitadas as disposições correspondentes no Relatório do Projecto Geotécnico.

(3)P Nos casos em que seja utilizado material leve na construção do aterro, tal como poliestireno expandido, argila expandida ou betão celular, deve ser considerada a possibilidade de ocorrência de efeitos de flutuação (ver a secção 10).

(4)P Em qualquer análise de aterros contendo materiais diferentes devem ser adoptados valores da resistência determinados para níveis compatíveis das deformações nos materiais.

(5) Nos casos em que um aterro seja atravessado por estradas ou por cursos de água deverá ser prestada especial atenção à interacção espacial dos vários elementos estruturais.

(6) Na análise da estabilidade de um terreno melhorado deverão ser considerados os efeitos do processo de melhoramento, como, por exemplo, a perturbação de uma argila mole sensível. Uma vez que varia com o tempo, o efeito do melhoramento não deverá ser tido em conta até se atingir um estado permanente.

(7)P Para evitar estados limites últimos causados pela erosão superficial, pela erosão interna ou pela pressão hidráulica, devem ser cumpridas as disposições das secções 10 e 11.

12.6 Dimensionamento em relação aos estados limites de utilização

(1)P No projecto deve ser demonstrado que a deformação do aterro não provocará um estado limite de utilização no próprio aterro ou em estruturas, estradas ou redes de serviços situadas sobre, dentro ou na vizinhança do aterro.

(2) O assentamento de um aterro construído sobre solos compressíveis deverá ser calculado utilizando os princípios enunciados em 6.6.1. Deverá ser prestada especial atenção ao diferimento no tempo dos assentamentos resultantes da consolidação hidrodinâmica e da consolidação secundária.

(3) Deverá ser tida em conta a possibilidade de ocorrência de deformações devidas a variações das condições da água do terreno.

(4) Nos casos em que as deformações sejam difíceis de prever, deverão ser considerados os métodos de pré-carga ou de recurso a aterros experimentais, especialmente nos casos em que deva ser evitada a ocorrência de estados limites de utilização.

12.7 Supervisão e observação

(1)P A supervisão e a observação dos aterros deve seguir as disposições da secção 4.

(2) Deverá ser empreendida a observação dos aterros sempre que se verifique pelo menos uma das seguintes circunstâncias:

- quando se recorra ao método observacional (ver 2.7);
- quando a estabilidade de um aterro servindo de barragem dependa fortemente da distribuição da pressão na água dos poros no aterro e na sua fundação;
- quando sejam requeridos registos dos efeitos poluentes do material do aterro ou do tráfego;
- quando seja requerido o controlo dos efeitos adversos em estruturas ou redes de serviços;
- quando a erosão superficial represente um risco elevado.

(3)P Nos casos em que seja requerido um programa de supervisão e observação o projectista deve apresentá-lo no Relatório do Projecto Geotécnico (ver 2.8). Deve ser especificado que os registos das observações devem ser avaliados e, se necessário, seguidos da consequente adopção de medidas.

(4) Um programa de observação de um aterro deverá conter os seguintes registos:

- medições de pressões na água dos poros no aterro e na sua fundação;
- medições de assentamentos na totalidade ou em partes do aterro e das estruturas sob a sua influência;
- medições de deslocamentos horizontais;
- verificação durante a construção dos parâmetros de resistência do material do aterro;
- análises químicas antes, durante e após a construção, caso seja requerido o controlo da poluição;
- inspecção dos sistemas de protecção da erosão;

NP

EN 1997-1

2010

p. 126 de 179

- verificação dos parâmetros de permeabilidade do material do aterro e do terreno de fundação durante a construção;
- profundidade de penetração do gelo intersticial no coroamento do aterro.

(5) A construção de aterros sobre solos moles de baixa permeabilidade deverá ser observada e controlada através de medições de pressões na água dos poros nos estratos de solo mole e de medições de assentamentos do aterro.

Anexo A (normativo)

Coeficientes parciais e de correlação para estados limites últimos e valores recomendados

A.1 Coeficientes parciais e de correlação

(1)P Os coeficientes parciais γ para estados limites últimos em situações de projecto persistentes ou transitórias e os coeficientes de correlação ζ para fundações por estacas em todas as situações de projecto devem ser os mencionados neste Anexo.

A.2 Coeficientes parciais para a verificação de estados limites de perda de equilíbrio (EQU)

(1)P Na verificação de estados limites de perda de equilíbrio (EQU) devem ser aplicados os seguintes coeficientes parciais para as acções, γ_F :

- $\gamma_{G;dst}$ para as acções permanentes desfavoráveis (desestabilizantes);
- $\gamma_{G;stb}$ para as acções permanentes favoráveis (estabilizantes);
- $\gamma_{Q;dst}$ para as acções variáveis desfavoráveis (desestabilizantes);
- $\gamma_{Q;stb}$ para as acções variáveis favoráveis (estabilizantes).

NOTA: Os valores a atribuir a $\gamma_{G;dst}$, $\gamma_{G;stb}$, $\gamma_{Q;dst}$ e $\gamma_{Q;stb}$ para utilização num dado país poderão ser encontrados no respectivo Anexo Nacional da EN 1990:2002. Os valores recomendados para edifícios nessa norma são fornecidos no Quadro A.1.

Quadro A.1 – Coeficientes parciais para as acções (γ_F)

Acção	Símbolo	Valor
Permanente		
Desfavorável ^{a)}	$\gamma_{G;dst}$	1,1
Favorável ^{b)}	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Variável		
Desfavorável ^{a)}	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
Favorável ^{b)}	$\gamma_{Q;stb}$	0
^{a)} Desestabilizante		
^{b)} Estabilizante		

(2)P Na verificação de estados limites de perda de equilíbrio (EQU) devem ser aplicados os seguintes coeficientes parciais para os parâmetros do solo, γ_M , quando sejam tidas em conta pequenas capacidades resistentes ao corte:

- $\gamma_{\phi'}$ para a tangente do ângulo de atrito interno em tensões efectivas;
- $\gamma_{c'}$ para a coesão em tensões efectivas;
- γ_{cu} para a resistência ao corte não drenada;
- γ_{qu} para a resistência à compressão uniaxial;

- γ_γ para o peso volúmico.

NOTA: Os valores a atribuir a $\gamma_{\phi'}$, $\gamma_{c'}$, γ_{cu} , γ_{qu} e γ_γ para utilização num dado país poderão ser encontrados no respectivo Anexo Nacional da presente Norma. Os valores recomendados são fornecidos no Quadro A.2.

Quadro A.2 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M)

Parâmetro do solo	Símbolo	Valor
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas ^{a)}	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Coesão em tensões efectivas	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,4
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,4
Peso volúmico	γ_γ	1,0
^{a)} Este coeficiente é aplicado a $\tan \phi'$		

A.3 Coeficientes parciais para a verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO)

A.3.1 Coeficientes parciais para as acções (γ_F) ou para os efeitos das acções (γ_E)

(1)P Na verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO) deve ser aplicado um dos conjuntos A1 ou A2 dos seguintes coeficientes parciais para as acções (γ_F) ou para os efeitos das acções (γ_E):

- γ_G para as acções permanentes desfavoráveis ou favoráveis;
- γ_Q para as acções variáveis desfavoráveis ou favoráveis.

NOTA: Os valores a atribuir a γ_G e γ_Q para utilização num dado país poderão ser encontrados no respectivo Anexo Nacional da EN 1990:2002. Os valores recomendados para edifícios nessa norma, para os conjuntos A1 e A2, são fornecidos no Quadro A.3.

Quadro A.3 – Coeficientes parciais para as acções (γ_F) ou para os efeitos das acções (γ_E)

Acção		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,5	1,3
	Favorável		0	0

A.3.2 Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M)

(1)P Na verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO) deve ser aplicado um dos conjuntos M1 ou M2 dos seguintes coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M):

- $\gamma_{\phi'}$ para a tangente do ângulo de atrito interno em tensões efectivas;
- $\gamma_{c'}$ para a coesão em tensões efectivas;
- γ_{cu} para a resistência ao corte não drenada;
- γ_{qu} para a resistência à compressão uniaxial;

- γ_γ para o peso volúmico.

NOTA: Os valores a atribuir a γ_ϕ , γ_c , γ_{cu} , γ_{qu} e γ_γ para utilização num dado país poderão ser encontrados no respectivo Anexo Nacional da presente Norma. Os valores recomendados, para os conjuntos M1 e M2, são fornecidos no Quadro A.4.

Quadro A.4 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M)

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas ^{a)}	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesão em tensões efectivas	γ_c	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso volúmico	γ_γ	1,0	1,0
^{a)} Este coeficiente é aplicado a $\tan \phi'$			

A.3.3 Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R)

A.3.3.1 Coeficientes parciais para as capacidades resistentes para fundações superficiais

(1)P Na verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO) relativos a fundações superficiais deve ser aplicado um dos conjuntos R1, R2 ou R3 dos seguintes coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R):

- $\gamma_{R,v}$ para a capacidade resistente do terreno ao carregamento;
- $\gamma_{R,h}$ para a capacidade resistente ao deslizamento.

NOTA: Os valores a atribuir a $\gamma_{R,v}$ e $\gamma_{R,h}$ para utilização num dado país poderão ser encontrados no respectivo Anexo Nacional da presente Norma. Os valores recomendados, para os três conjuntos R1, R2 e R3, são fornecidos no Quadro A.5.

Quadro A.5 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R) para fundações superficiais

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto		
		R1	R2	R3
Carregamento do terreno	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

A.3.3.2 Coeficientes parciais para as capacidades resistentes para fundações por estacas

(1)P Na verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO) relativos a fundações por estacas deve ser aplicado um dos conjuntos R1, R2, R3 ou R4 dos seguintes coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R):

- γ_b para a capacidade resistente na ponta;
- γ_s para a capacidade resistente lateral no caso de estacas à compressão;
- γ_t para a capacidade resistente total/combinada no caso de estacas à compressão;
- $\gamma_{s,t}$ para a capacidade resistente lateral no caso de estacas à tracção.

NOTA: Os valores a atribuir a γ_b , γ_s , γ_t e $\gamma_{s,t}$ para utilização num dado país poderão ser encontrados no respectivo Anexo Nacional da presente Norma. Os valores recomendados, para os quatro conjuntos R1, R2, R3 e R4, são fornecidos no Quadro A.6 para

estacas cravadas, no Quadro A.7 para estacas instaladas com extracção do terreno e no Quadro A.8 para estacas instaladas com trado contínuo.

Quadro A.6 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R) para estacas cravadas

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto			
		R1	R2	R3	R4
Na ponta	γ_b	1,0	1,1	1,0	1,3
Lateral (compressão)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combinada (compressão)	γ_t	1,0	1,1	1,0	1,3
Lateral (tracção)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Quadro A.7 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R) para estacas instaladas com extracção do terreno

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto			
		R1	R2	R3	R4
Na ponta	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Lateral (compressão)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combinada (compressão)	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Lateral (tracção)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Quadro A.8 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R) para estacas instaladas com trado contínuo

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto			
		R1	R2	R3	R4
Na ponta	γ_b	1,1	1,1	1,0	1,45
Lateral (compressão)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combinada (compressão)	γ_t	1,1	1,1	1,0	1,4
Lateral (tracção)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

A.3.3.3 Coeficientes de correlação para fundações por estacas

(1)P Na verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO), a determinação do valor característico da capacidade resistente de estacas carregadas axialmente deve ser efectuada mediante aplicação dos seguintes coeficientes de correlação ξ :

- ξ_1 aos valores médios das capacidades resistentes medidas em ensaios de carga estática;
- ξ_2 aos valores mínimos das capacidades resistentes medidas em ensaios de carga estática;
- ξ_3 aos valores médios das capacidades resistentes calculadas a partir dos resultados de ensaios do terreno;
- ξ_4 aos valores mínimos das capacidades resistentes calculadas a partir dos resultados de ensaios do terreno;
- ξ_5 aos valores médios das capacidades resistentes medidas em ensaios de carga dinâmica;
- ξ_6 aos valores mínimos das capacidades resistentes medidas em ensaios de carga dinâmica.

NOTA: Os valores a atribuir a ξ_1 , ξ_2 , ξ_3 , ξ_4 , ξ_5 e ξ_6 para utilização num dado país poderão ser encontrados no respectivo Anexo Nacional da presente Norma. Os valores recomendados são fornecidos no Quadro A.9, no Quadro A.10 e no Quadro A.11.

Quadro A.9 – Coeficientes de correlação ξ para a determinação de valores característicos a partir de ensaios de carga estática de estacas (n - número de estacas ensaiadas)

ξ para n =	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Quadro A.10 – Coeficientes de correlação ξ para a determinação de valores característicos a partir de resultados de ensaios do terreno (n - número de perfis de ensaios)

ξ para n =	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

*Quadro A.11 – Coeficientes de correlação ξ para a determinação de valores característicos a partir de ensaios dinâmicos de impacto^{a), b), c), d), e)}
(n - número de estacas ensaiadas)*

ξ para n =	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25
<p>a) Os valores de ξ fornecidos neste quadro são válidos para ensaios dinâmicos de impacto.</p> <p>b) Os valores de ξ poderão ser multiplicados por um coeficiente de modelo igual a 0,85 caso sejam utilizados ensaios dinâmicos de impacto com ajustamento de sinal.</p> <p>c) Os valores de ξ deverão ser multiplicados por um coeficiente de modelo igual a 1,10 caso seja utilizada uma fórmula de cravação de estacas com medição do deslocamento quase elástico da cabeça da estaca durante o impacto.</p> <p>d) Os valores de ξ deverão ser multiplicados por um coeficiente de modelo igual a 1,20 caso seja utilizada uma fórmula de cravação de estacas sem medição do deslocamento quase elástico da cabeça da estaca durante o impacto.</p> <p>e) No caso de existirem estacas diferentes na fundação, os grupos de estacas semelhantes deverão ser considerados separadamente ao efectuar a escolha do número n de estacas a ensaiar.</p>					

A.3.3.4 Coeficientes parciais para as capacidades resistentes para ancoragens pré-esforçadas

(1)P Na verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO) relativos a ancoragens pré-esforçadas deve ser aplicado um dos conjuntos *R1*, *R2*, *R3* ou *R4* dos seguintes coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R):

- $\gamma_{a;t}$ para ancoragens provisórias;
- $\gamma_{a;p}$ para ancoragens definitivas.

NOTA: Os valores a atribuir a $\gamma_{a;t}$ e $\gamma_{a;p}$ para utilização num dado país poderão ser encontrados no respectivo Anexo Nacional da presente Norma. Os valores recomendados para os quatro conjuntos *R1*, *R2*, *R3* e *R4* são fornecidos no Quadro A.12.

Quadro A.12 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R) para ancoragens pré-esforçadas

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto			
		<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>	<i>R4</i>
Provisória	$\gamma_{a;t}$	1,1	1,1	1,0	1,1
Definitiva	$\gamma_{a;p}$	1,1	1,1	1,0	1,1

A.3.3.5 Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R) para estruturas de suporte

(1)P Na verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO) relativos a estruturas de suporte deve ser aplicado um dos conjuntos *R1*, *R2* ou *R3* dos seguintes coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R):

- $\gamma_{R,v}$ para a capacidade resistente ao carregamento do terreno de fundação;
- $\gamma_{R,h}$ para a capacidade resistente ao deslizamento;
- $\gamma_{R,e}$ para a capacidade resistente passiva de terras.

NOTA: Os valores a atribuir a $\gamma_{R,v}$, $\gamma_{R,h}$ e $\gamma_{R,e}$ para utilização num dado país poderão ser encontrados no respectivo Anexo Nacional da presente Norma. Os valores recomendados para os três conjuntos *R1*, *R2*, e *R3* são fornecidos no Quadro A.13.

Quadro A.13 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R) para estruturas de suporte

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto		
		<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacidade resistente ao carregamento do terreno de fundação	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Capacidade resistente ao deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
Capacidade resistente passiva de terras	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

A.3.3.6 Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R) para taludes e estabilidade global

(1)P Na verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO) relativos a taludes ou à estabilidade global deve ser aplicado um coeficiente parcial ($\gamma_{R,e}$) à capacidade resistente do terreno.

NOTA: O valor a atribuir a $\gamma_{R,e}$ para utilização num dado país poderá ser encontrado no respectivo Anexo Nacional da presente Norma. O valor recomendado para os três conjuntos *R1*, *R2*, e *R3* é fornecido no Quadro A.14.

Quadro A.14 – Coeficientes parciais para a capacidade resistente (γ_R) para taludes e estabilidade global

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto		
		R1	R2	R3
Capacidade resistente do terreno	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,1	1,0

A.4 Coeficientes parciais para a verificação de estados limites de levantamento global (UPL)

(1)P Na verificação de um estado limite de levantamento global (UPL) devem ser aplicados os seguintes coeficientes parciais para as acções (γ_F):

- $\gamma_{G,dst}$ para as acções permanentes desfavoráveis (desestabilizantes);
- $\gamma_{G,stb}$ para as acções permanentes favoráveis (estabilizantes);
- $\gamma_{Q,dst}$ para as acções variáveis desfavoráveis (desestabilizantes).

NOTA: Os valores a atribuir a $\gamma_{G,dst}$, $\gamma_{G,stb}$ e $\gamma_{Q,dst}$ para utilização num dado país poderão ser encontrados no respectivo Anexo Nacional da presente Norma. Os valores recomendados são fornecidos no Quadro A.15.

Quadro A.15 – Coeficientes parciais para as acções (γ_F)

Acção	Símbolo	Valor
Permanente Desfavorável ^{a)} Favorável ^{b)}	$\gamma_{G,dst}$ $\gamma_{G,stb}$	1,0 0,9
Variável Desfavorável ^{a)}	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
^{a)} Desestabilizante ^{b)} Estabilizante		

(2)P Na verificação de um estado limite de levantamento global (UPL) em que sejam tidas em conta capacidades resistentes devem ser aplicados os seguintes coeficientes parciais:

- $\gamma_{\phi'}$ para a tangente do ângulo de atrito interno em tensões efectivas;
- $\gamma_{c'}$ para a coesão em tensões efectivas;
- γ_{cu} para a resistência ao corte não drenada;
- $\gamma_{s,t}$ para a capacidade resistente à tracção de uma estaca;
- γ_a para a capacidade resistente de uma ancoragem.

NOTA: Os valores a atribuir a $\gamma_{\phi'}$, $\gamma_{c'}$, γ_{cu} , $\gamma_{s,t}$ e γ_a para utilização num dado país poderão ser encontrados no respectivo Anexo Nacional da presente Norma. Os valores recomendados são fornecidos no Quadro A.16.

Quadro A.16 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo e para as capacidades resistentes

Parâmetro do solo	Símbolo	Valor
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas ^{a)}	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Coesão em tensões efectivas	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,40
Resistência à tracção de uma estaca	$\gamma_{s,t}$	1,40
Resistência de uma ancoragem	γ_a	1,40
^{a)} Este coeficiente é aplicado a $\tan \phi'$		

A.5 Coeficientes parciais para a verificação de estados limites de levantamento hidráulico (HYD)

(1)P Na verificação de um estado limite de levantamento hidráulico (HYD) devem ser aplicados os seguintes coeficientes parciais para as acções (γ_F):

- $\gamma_{G;dst}$ para as acções permanentes desfavoráveis (desestabilizantes);
- $\gamma_{G;stb}$ para as acções permanentes favoráveis (estabilizantes);
- $\gamma_{Q;dst}$ para as acções variáveis desfavoráveis (desestabilizantes).

NOTA: Os valores a atribuir a $\gamma_{G;dst}$, $\gamma_{G;stb}$ e $\gamma_{Q;dst}$ para utilização num dado país poderão ser encontrados no respectivo Anexo Nacional da presente Norma. Os valores recomendados são fornecidos no Quadro A.17.

Quadro A.17 – Coeficientes parciais para as acções (γ_F)

<i>Acção</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
<i>Permanente</i> <i>Desfavorável</i> ^{a)} <i>Favorável</i> ^{b)}	$\gamma_{G;dst}$ $\gamma_{G;stb}$	<i>1,35</i> <i>0,90</i>
<i>Variável</i> <i>Desfavorável</i> ^{a)}	$\gamma_{Q;dst}$	<i>1,50</i>
^{a)} <i>Desestabilizante</i> ^{b)} <i>Estabilizante</i>		

Anexo B

(informativo)

Informação básica sobre os coeficientes parciais a utilizar nas Abordagens de Cálculo 1, 2 e 3

B.1 Generalidades

(1) Para estados limites do tipo STR e GEO em situações persistentes ou transitórias foram introduzidas, em 2.4.7.3.4, três Abordagens de Cálculo. A diferença entre elas tem a ver com o modo como distribuem os coeficientes parciais pelas acções, pelos efeitos das acções, pelas propriedades dos materiais e pelas capacidades resistentes. Tal fica a dever-se, em parte, a diferentes abordagens quanto ao modo como são tidas em consideração as incertezas na modelação dos efeitos das acções e das capacidades resistentes.

(2) Na Abordagem de Cálculo 1, para todos os dimensionamentos são necessárias, em princípio, verificações para dois conjuntos de coeficientes, aplicados em dois cálculos separados. Quando seja óbvio que um desses conjuntos condiciona o dimensionamento, não é necessário efectuar cálculos relativos ao outro conjunto. Geralmente os coeficientes são aplicados às acções e não aos efeitos das acções, com uma excepção, referida em 2.4.7.3.2(2). Em muitos casos os coeficientes são aplicados aos parâmetros do terreno, mas no dimensionamento de estacas e de ancoragens são aplicados às capacidades resistentes.

(3) Nas Abordagens de Cálculo 2 e 3 é necessário um único cálculo para cada parte de um projecto, e o modo como os coeficientes são aplicados varia segundo o cálculo em questão.

(4) Na Abordagem de Cálculo 2 são aplicados coeficientes às acções ou aos efeitos das acções e às capacidades resistentes.

(5) Na Abordagem de Cálculo 3 são aplicados coeficientes às acções ou aos efeitos das acções provenientes da estrutura e aos parâmetros de resistência do terreno (parâmetros dos materiais).

B.2 Coeficientes parciais para as acções e para os efeitos das acções

(1) A EN 1990:2002 estabelece que γ_f é um coeficiente parcial para uma acção e tem em conta a possibilidade de ocorrência de desvios desfavoráveis do valor da acção em relação ao seu valor característico. Do mesmo modo, $\gamma_{s,d}$ é um coeficiente parcial que tem em conta incertezas na modelação das acções e na modelação dos efeitos das acções.

(2) A EN 1990:2002 permite que $\gamma_{s,d}$ e γ_f sejam combinados num só coeficiente parcial multiplicativo afectando F_k :

$$\gamma_F = \gamma_{s,d} \cdot \gamma_f \quad (\text{B.1})$$

(3) As várias abordagens previstas na presente Norma requerem que sejam aplicados coeficientes às acções ou aos efeitos das acções. Dado que a aplicação de coeficientes de modelo $\gamma_{s,d}$ para acções provenientes do terreno é excepcional, sendo por isso deixada para determinação nacional, no projecto geotécnico, por simplicidade, são utilizados sistematicamente γ_F para as acções e γ_E para os efeitos das acções (ver o Anexo A, Quadros A.1 e A.3).

Isto permite às autoridades nacionais seleccionar valores alternativos da combinação $\gamma_{s,d} \cdot \gamma_f$.

(4) As expressões (2.6a) e (2.6b) incluem X_k / γ_M no cálculo das acções porque as propriedades físicas do terreno poderão, em certos casos, afectar os valores das acções geotécnicas.

(5) Na Abordagem de Cálculo 1 é necessário efectuar verificações para duas combinações de conjuntos de coeficientes, aplicadas em dois cálculos separados.

Na Combinação 1 são geralmente aplicados às acções coeficientes diferentes de 1, sendo iguais a 1 os coeficientes aplicados aos efeitos das acções. Assim, são utilizados $\gamma_F \neq 1$ e $\gamma_E = 1$ nas expressões (2.6a) e (2.6b).

Em 2.4.7.3.2(2) é referida uma excepção a esta regra: nos casos em que não seja razoável do ponto de vista físico aplicar $\gamma_F \neq 1$ (por exemplo, um tanque com um nível de fluido fixo), são utilizados $\gamma_F = 1$ e $\gamma_E \neq 1$.

Na Combinação 2 é sempre utilizado $\gamma_E = 1$, sendo $\gamma_F \neq 1$ unicamente para acções variáveis.

Assim, com a excepção apontada em 2.4.7.3.2(2), no caso da Abordagem de Cálculo 1 aplica-se a expressão (2.6a):

$$E_d = E\{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (\text{B.2})$$

(6) Na Abordagem de Cálculo 2 é necessário um único cálculo para cada parte de um projecto, e o modo como os coeficientes são aplicados às acções ou aos efeitos das acções varia segundo o cálculo em consideração, em conformidade com determinação a nível nacional.

Tanto podem ser utilizados $\gamma_E \neq 1$ e $\gamma_F = 1$ como $\gamma_F \neq 1$ e $\gamma_E = 1$. Uma vez que é utilizado $\gamma_M = 1$, as expressões (2.6a) e (2.6b) reduzem-se a:

$$E_d = \gamma_E E\{F_{\text{rep}}; X_k; a_d\} \quad (\text{B.3.1})$$

ou:

$$E_d = E\{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k; a_d\} \quad (\text{B.3.2})$$

(7) Na Abordagem de Cálculo 3 é necessário um único cálculo. Contudo, nesta Abordagem de Cálculo é estabelecida uma diferença entre as acções F_{rep} provenientes da estrutura e as acções provenientes do terreno ou através dele transmitidas, calculadas a partir de X_k . Tanto podem ser utilizados $\gamma_E \neq 1$ e $\gamma_F = 1$ como $\gamma_F \neq 1$ e $\gamma_E = 1$. As expressões (2.6a) e (2.6b) permanecem pois:

$$E_d = E\{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (\text{B.4.1})$$

ou:

$$E_d = \gamma_E E\{F_{\text{rep}}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (\text{B.4.2})$$

B.3 Coeficientes parciais para as propriedades de resistência dos materiais e para as capacidades resistentes

(1) A expressão (6.6) da EN 1990:2002 e a expressão (2.7c) da presente Norma são equivalentes:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{R;d}} R\{X_{i;d}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{R;d}} R\left\{\eta_i \frac{X_{i;k}}{\gamma_{m;i}}; a_d\right\} \quad (\text{EN 1990:2002, expressão 6.6}) \quad (\text{B.5.1})$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}, \text{ (EN 1997-1, expressão 2.7c)} \quad (\text{B.5.2})^*)$$

(2) Note-se que as expressões (2.7a), (2.7b) e (2.7c) da presente Norma incluem $\gamma_F F_{rep}$ na determinação dos valores de cálculo das capacidades resistentes, uma vez que as intensidades das acções poderão, nalguns casos, afectar os valores das capacidades resistentes geotécnicas, como, por exemplo, a capacidade resistente ao carregamento do terreno de uma fundação superficial.

(3) O valor do coeficiente de conversão η é fixado em 1,0 na presente Norma, porque os valores característicos das propriedades de resistência dos materiais são, por definição, os relevantes na situação de campo, estando assim η já incluído nesses valores.

(4) As várias abordagens previstas na presente Norma requerem que sejam aplicados coeficientes às propriedades de resistência dos materiais (X) ou às capacidades resistentes (R). Estes coeficientes combinam de várias formas os coeficientes parciais para os materiais (γ_m) e os coeficientes de modelo para as capacidades resistentes ($\gamma_{R;d}$). Por simplicidade, os coeficientes parciais para as propriedades de resistência dos materiais (X) são denominados γ_M e os coeficientes parciais para as capacidades resistentes (R) são denominados γ_R .

(5) Na Abordagem de Cálculo 1 é necessário efectuar verificações para combinações de conjuntos de coeficientes em dois cálculos separados.

Na Combinação 1 são aplicados coeficientes iguais a 1 às propriedades de resistência dos materiais e às capacidades resistentes. Assim, $\gamma_M = \gamma_R = 1$ na expressão (2.7c).

Na Combinação 2, exceptuando estacas e ancoragens, $\gamma_M > 1$ e $\gamma_R = 1$.

Assim, na maioria dos casos, a Abordagem de Cálculo 1 adopta a expressão (2.7a):

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (\text{B.6.1.1})$$

Mas na Combinação 2 para estacas e ancoragens são utilizados $\gamma_M = 1$ e $\gamma_R > 1$ na expressão (2.7b). Assim:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \} \quad (\text{B.6.1.2})$$

(6) Na Abordagem de Cálculo 2 são geralmente aplicados coeficientes iguais a 1 às propriedades de resistência dos materiais e aplicados coeficientes superiores a 1 às capacidades resistentes. Assim, utiliza-se $\gamma_M = 1$ e $\gamma_R > 1$ na expressão (2.7b):

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \} \quad (\text{B.6.2.1})$$

Quando também se utilize $\gamma_F = 1$, a expressão (2.7b) assume a forma:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \{ F_{rep}; X_k; a_d \} \quad (\text{B.6.2.2})$$

(7) Na Abordagem de Cálculo 3 aplica-se geralmente $\gamma_M > 1$ e $\gamma_R = 1$. É, assim, utilizada a expressão (2.7a):

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (\text{B.6.3.1})$$

^{*)} A expressão correcta é: $R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$ (nota nacional).

Mas note-se que, por vezes, é também necessário utilizar $\gamma_R > 1$ (para estacas à tracção, por exemplo), sendo então utilizada a expressão (2.7a)^{*)}:

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} / \gamma_R \quad (\text{B.6.3.2})$$

^{*)} Deve ler-se (2.7c) (nota nacional).

Anexo C (informativo)

Exemplos de procedimentos para a determinação de pressões de terras

C.1 Valores limites da pressão de terras

(1) Os valores limites da pressão de terras sobre uma estrutura de suporte vertical, causada por um solo de peso volúmico (γ), carga vertical uniforme aplicada à superfície (q), ângulo de atrito interno (ϕ) e coesão (c) deverão ser calculados da forma seguinte:

– estado limite activo:

$$\sigma_a(z) = K_a \left(\int \gamma dz + q - u \right) + u - c K_{ac} \quad (C.1)$$

sendo a integração efectuada desde a superfície do terreno até à profundidade z e

$$K_{ac} = 2 \sqrt{K_a (1 + a/c)}, \text{ com um limite de } 2,56 \sqrt{K_a}$$

– estado limite passivo:

$$\sigma_p(z) = K_p \left(\int \gamma dz + q - u \right) + u + c K_{pc} \quad (C.2)$$

sendo a integração efectuada desde a superfície do terreno até à profundidade z e

$$K_{pc} = 2 \sqrt{K_p (1 + a/c)}, \text{ com um limite de } 2,56 \sqrt{K_p}$$

em que:

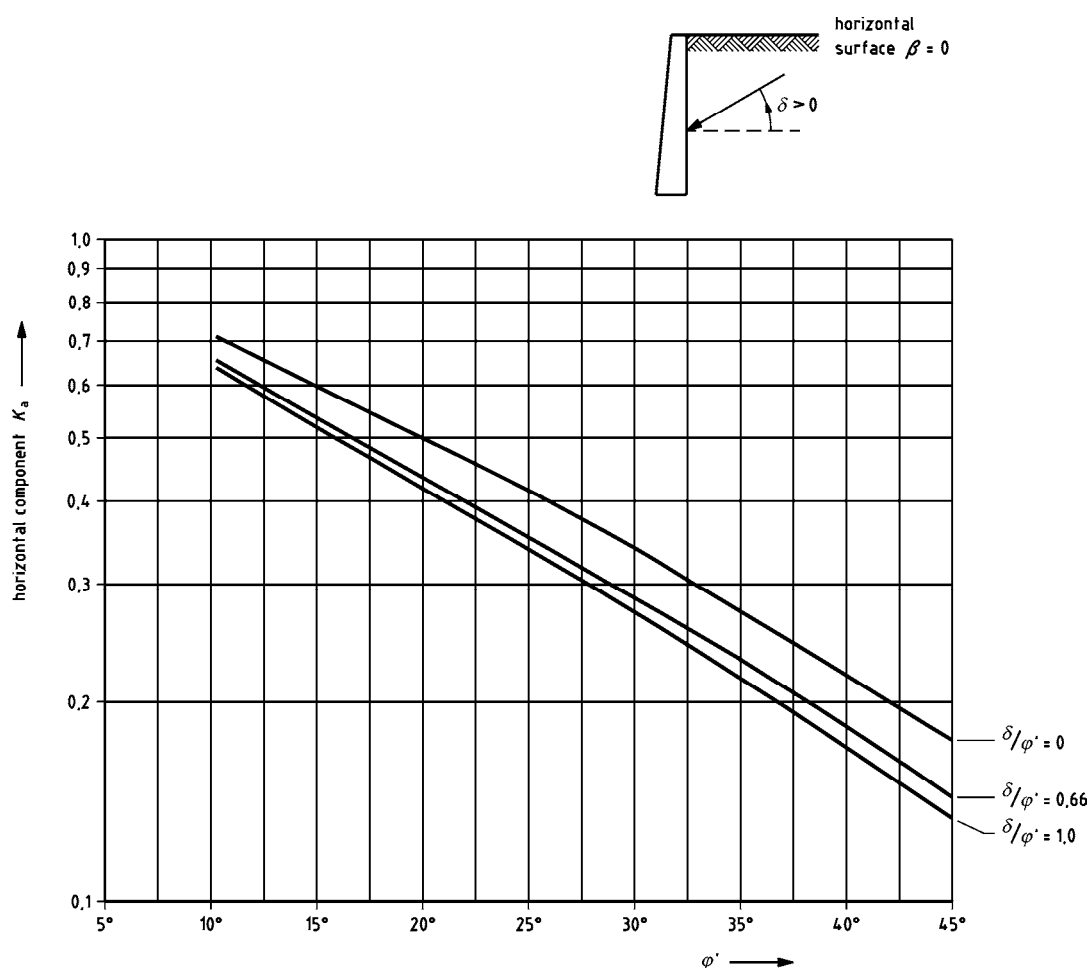
- a adesão (entre o terreno e a estrutura de suporte)
- c coesão
- K_a coeficiente de impulso activo horizontal efectivo
- K_p coeficiente de impulso passivo horizontal efectivo
- q sobrecarga vertical aplicada à superfície
- z distância vertical descendente ao longo do paramento da estrutura de suporte
- β ângulo com a horizontal da superfície do terreno situado atrás da estrutura de suporte (positivo quando inclina para cima)
- δ ângulo de atrito entre o terreno e a estrutura de suporte
- γ peso volúmico total do terreno suportado
- $\sigma_a(z)$ tensão total normal à estrutura de suporte à profundidade z (estado limite activo)
- $\sigma_p(z)$ tensão total normal à estrutura de suporte à profundidade z (estado limite passivo)

(2) Para solo drenado, K_a e K_p são funções do ângulo de atrito interno ϕ' , e $c = c'$, a coesão efectiva. Para solo não drenado, $K_a = K_p = 1$ e $c = c_u$, a resistência ao corte não drenada.

(3) Os valores dos coeficientes de impulso efectivo de terras poderão ser obtidos a partir das Figuras C.1.1 a C.1.4 para K_a e C.2.1 a C.2.4 para K_p .

(4) Em alternativa poderá ser utilizado o procedimento numérico descrito em C.2.

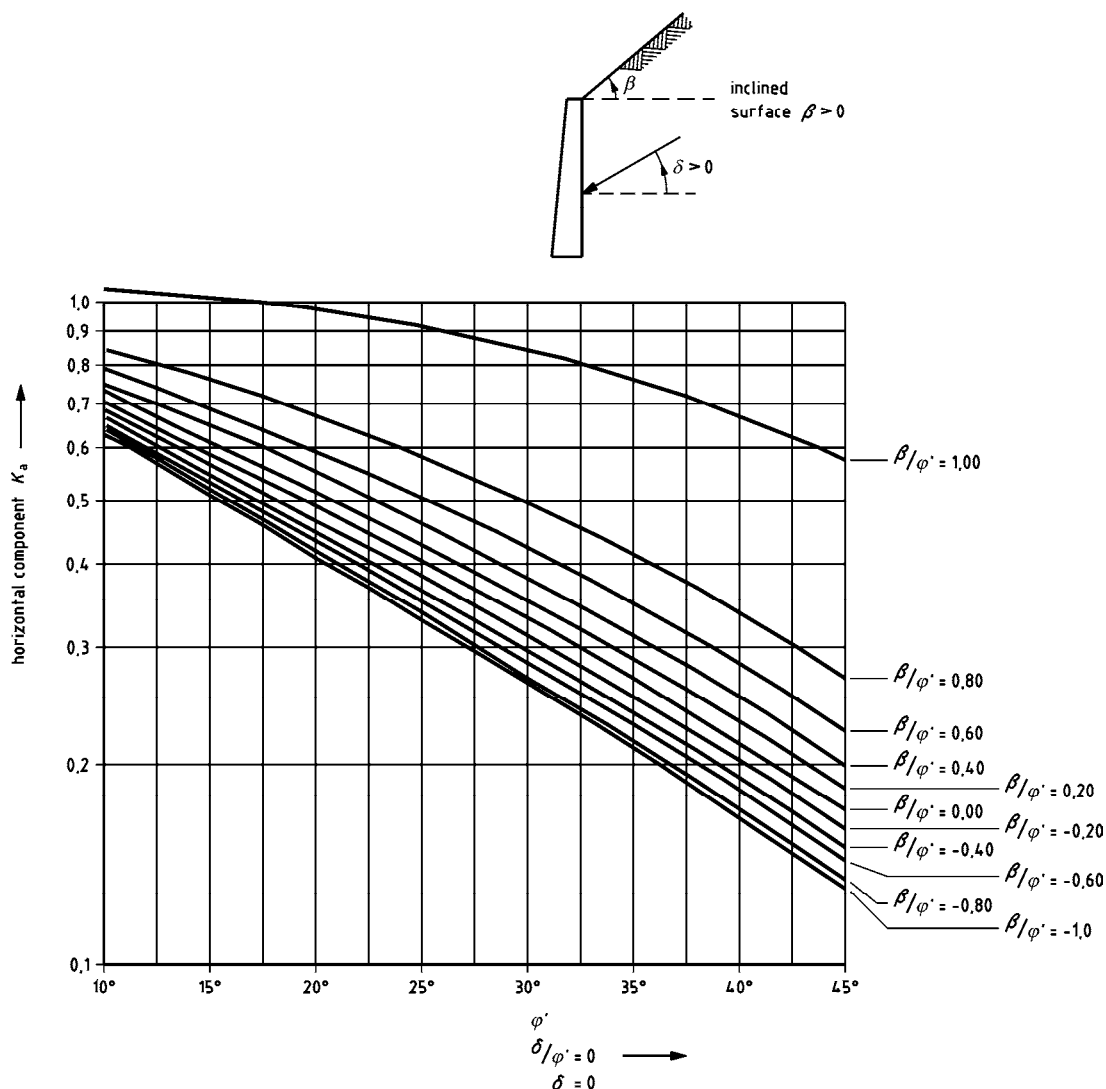
(5) Em solos estratificados, os coeficientes K deverão normalmente ser determinados somente a partir dos parâmetros de resistência ao corte à profundidade z , independentemente dos valores a outras profundidades.



Legenda:

horizontal component componente horizontal
horizontal surface superfície horizontal

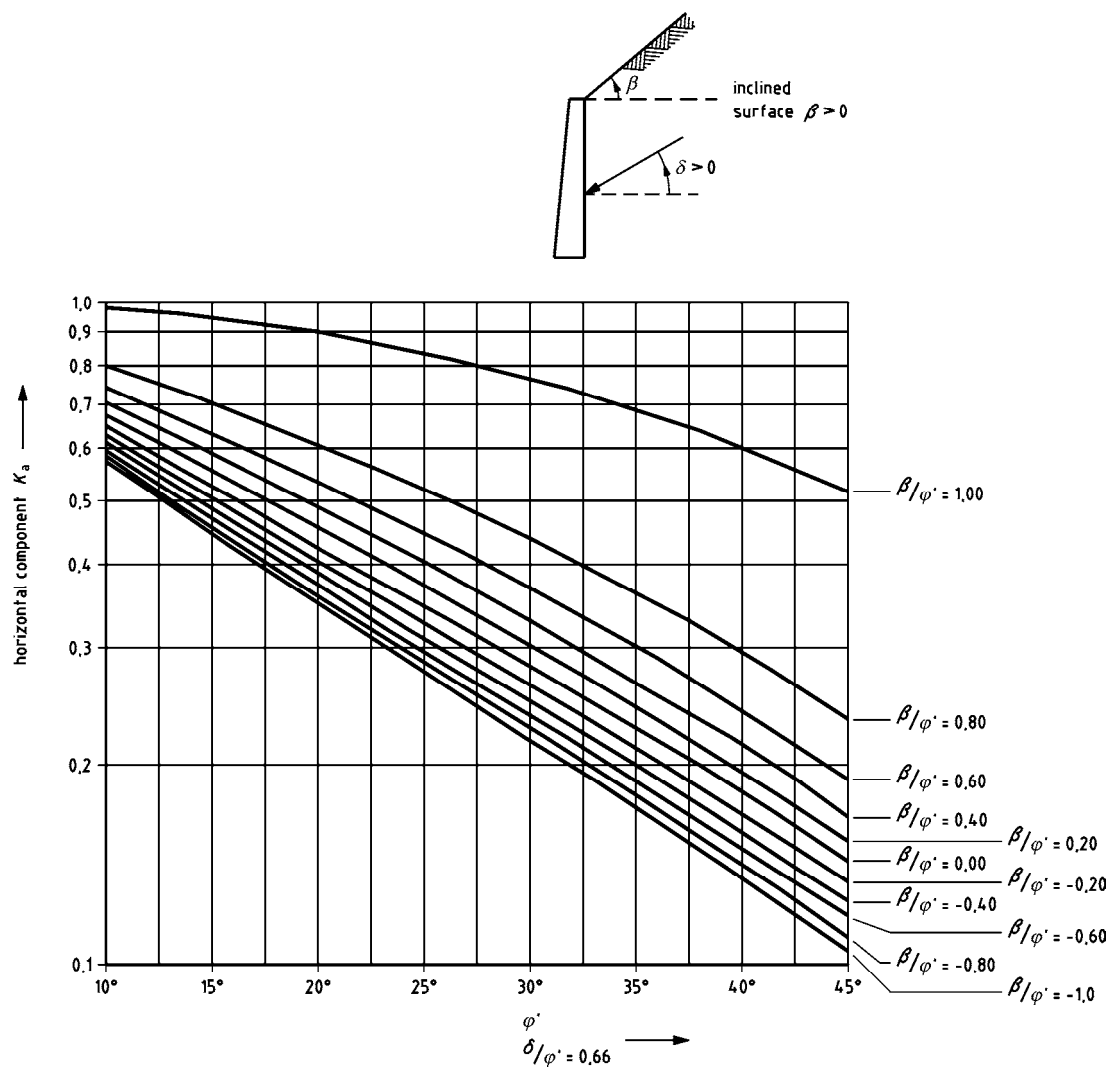
Figura C.1.1 – Coeficiente K_a de impulso activo efectivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser horizontal ($\beta = 0$)



Legenda:

horizontal component componente horizontal
inclined surface superfície inclinada

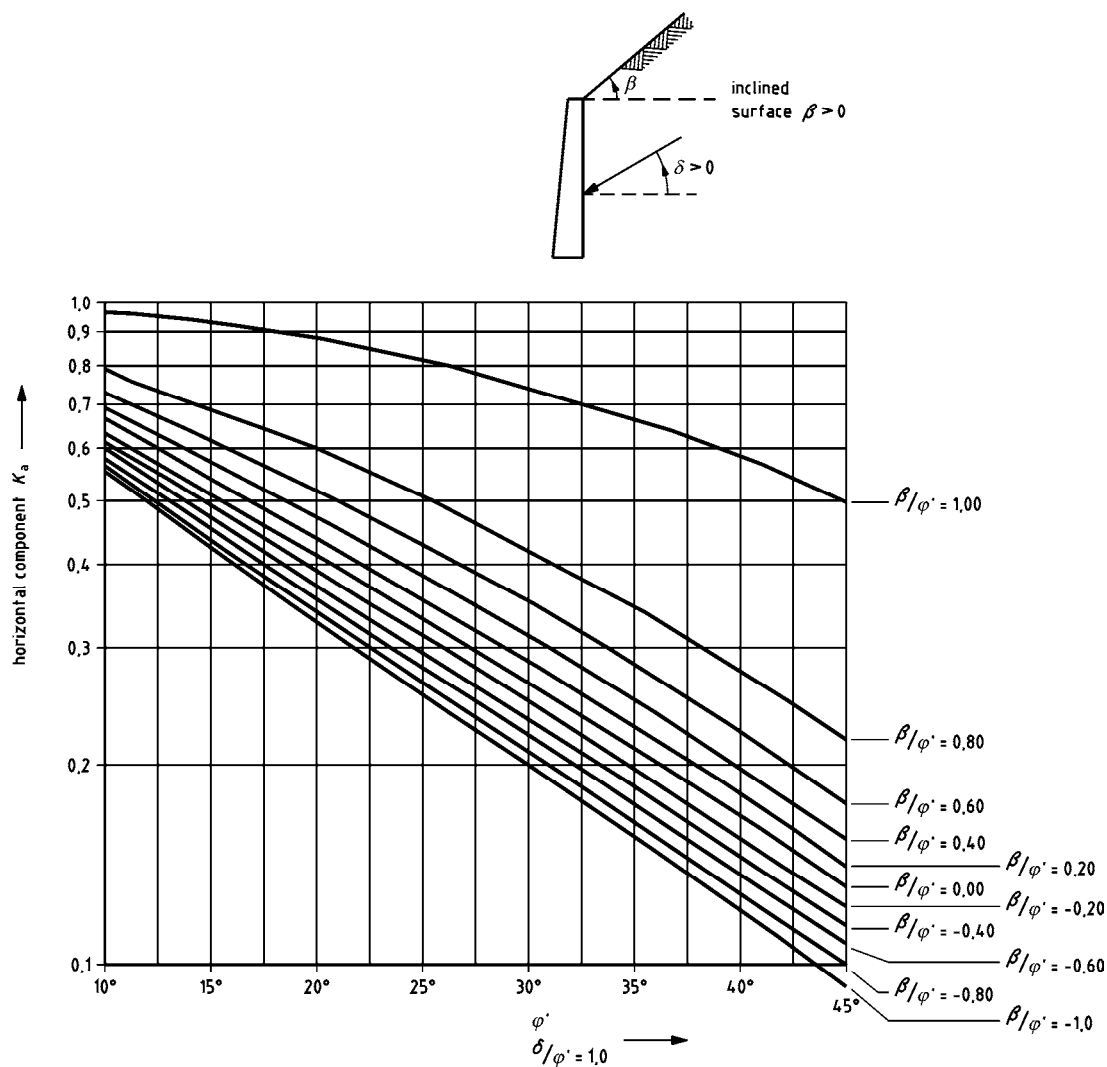
Figura C.1.2 – Coeficiente K_a de impulso activo efectivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\phi' = 0$ e $\delta = 0$)



Legenda:

horizontal component componente horizontal
inclined surface superfície inclinada

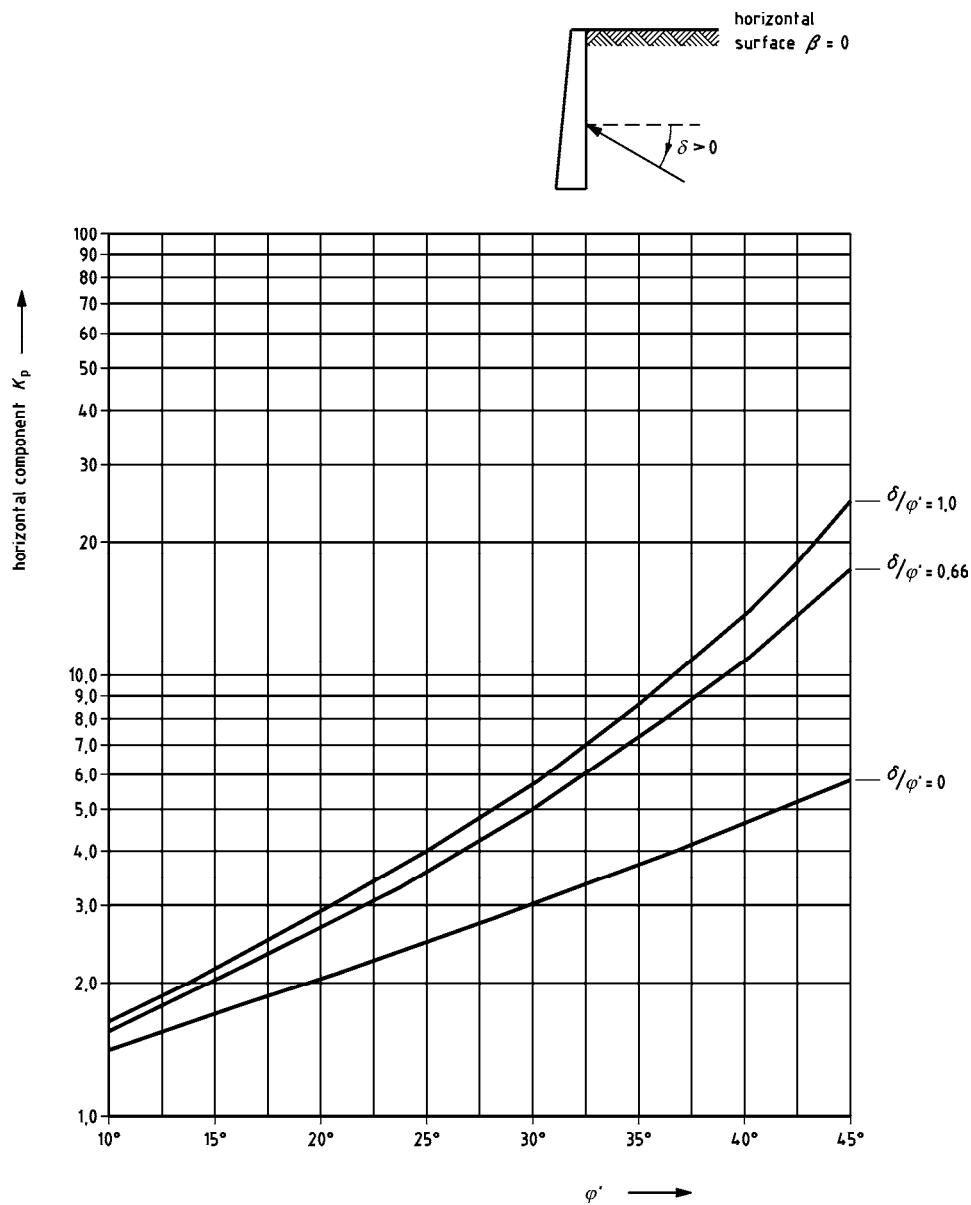
Figura C.1.3 – Coeficiente K_a de impulso activo efectivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\varphi' = 0,66$)



Legenda:

horizontal component	componente horizontal
inclined surface	superfície inclinada

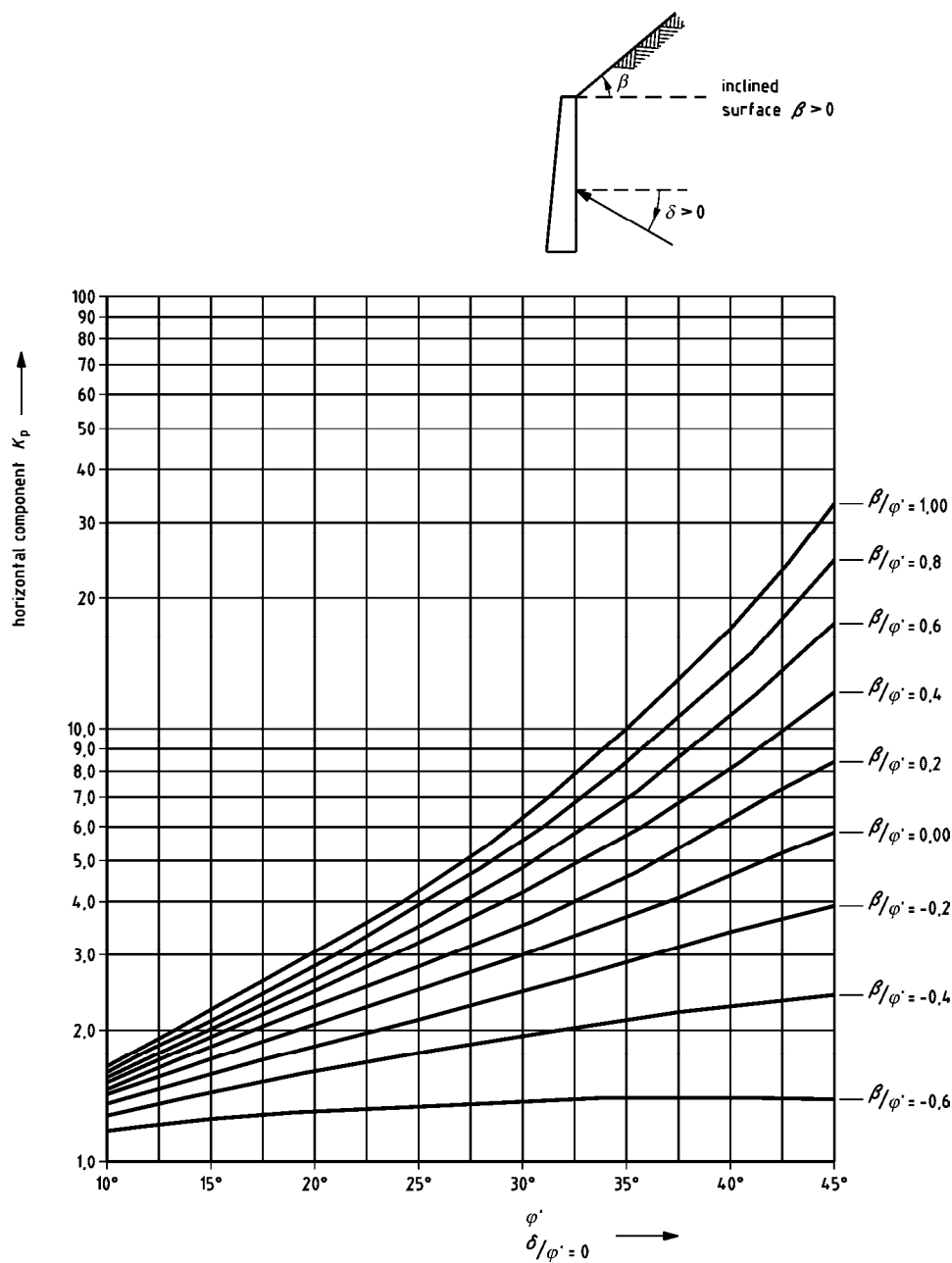
Figura C.1.4 – Coeficiente K_a de impulso activo efectivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\phi' = 1$)



Legenda:

horizontal component componente horizontal
horizontal surface superfície horizontal

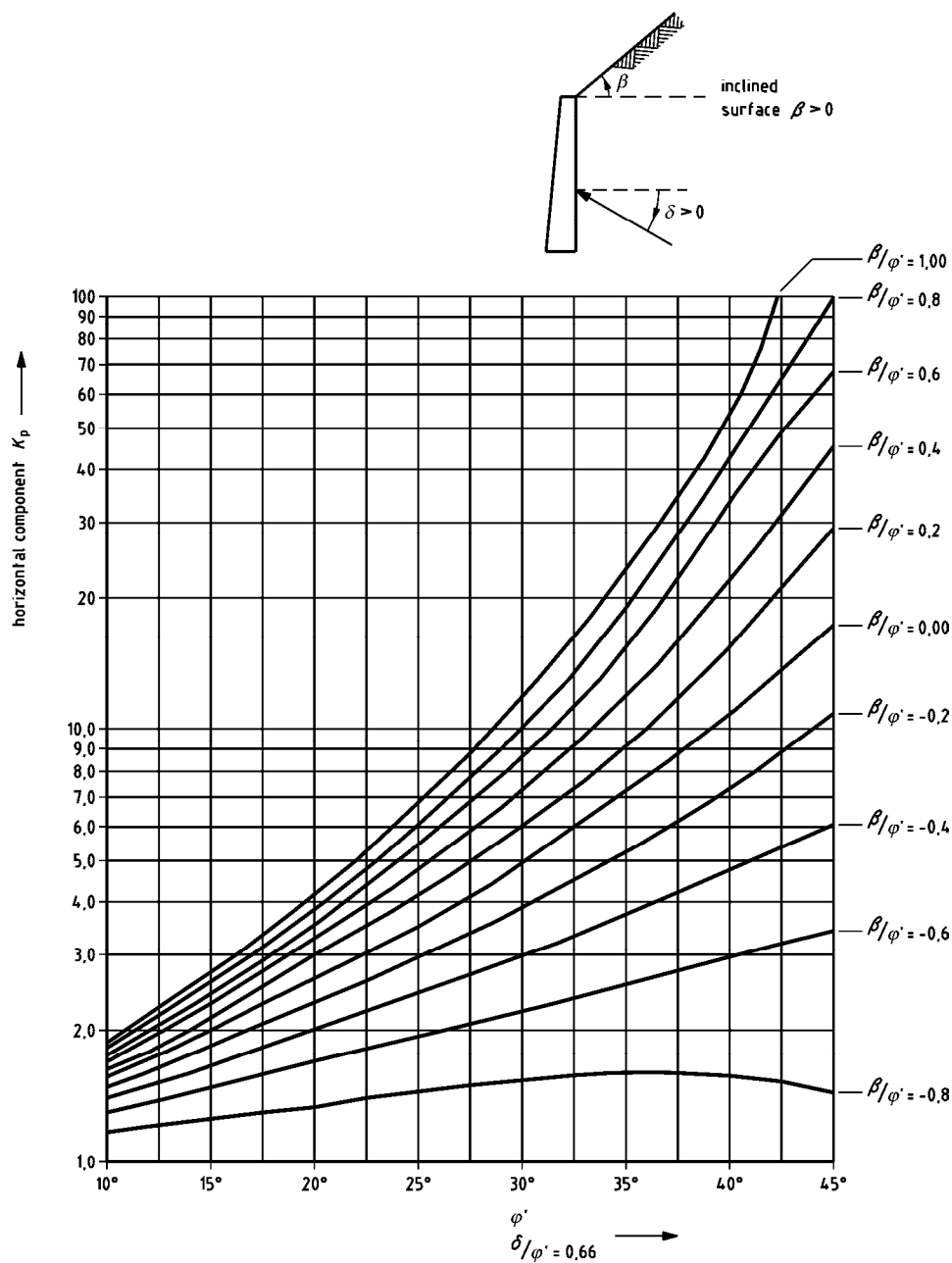
Figura C.2.1 – Coeficiente K_p de impulso passivo efectivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser horizontal ($\beta = 0$)



Legenda:

horizontal component	componente horizontal
inclined surface	superfície inclinada

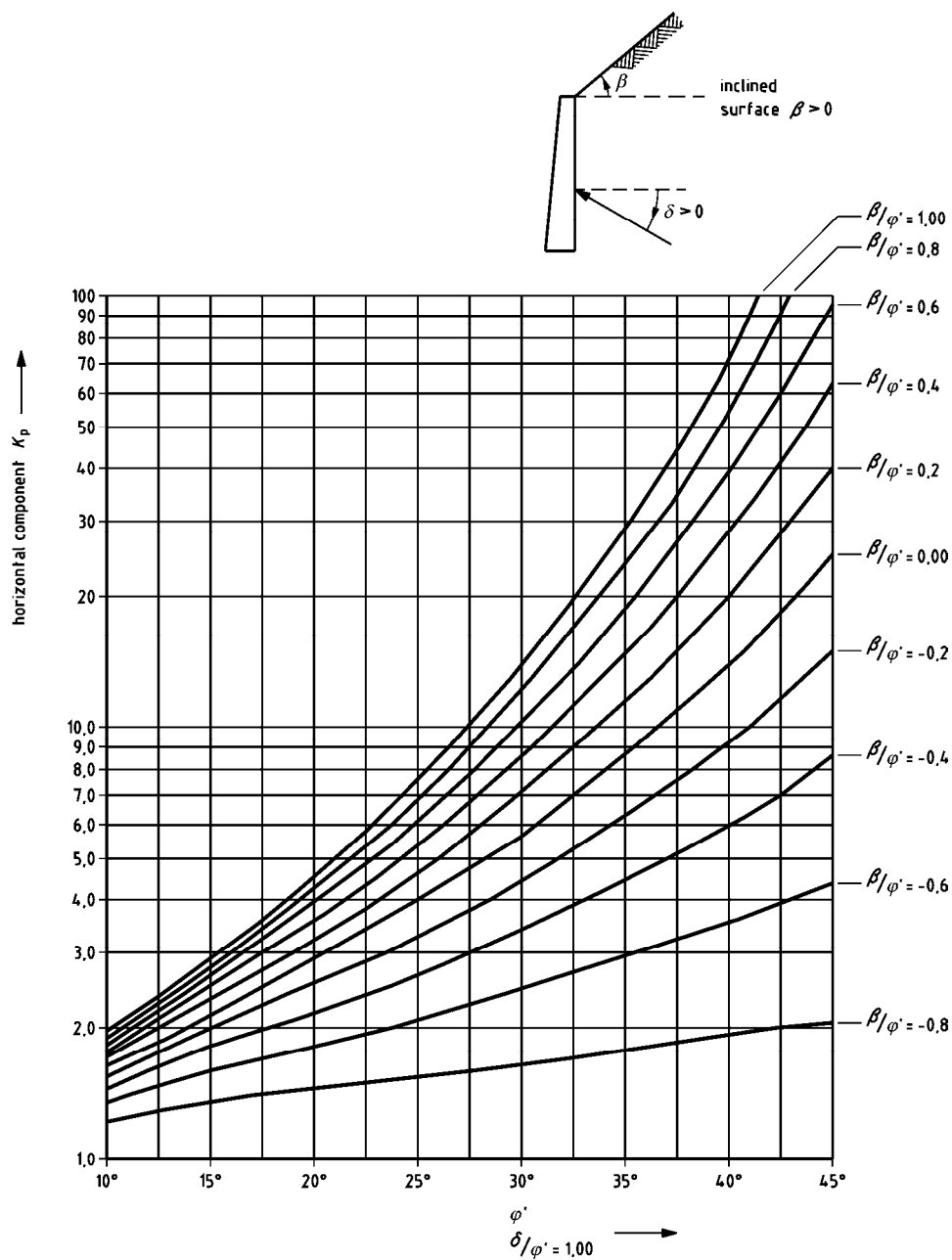
Figura C.2.2 – Coeficiente K_p de impulso passivo efectivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\phi' = 0$ e $\delta = 0$)



Legenda:

horizontal component componente horizontal
inclined surface superfície inclinada

Figura C.2.3 – Coeficiente K_p de impulso passivo efectivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\varphi' = 0,66$)



Legenda:

horizontal component componente horizontal
inclined surface superfície inclinada

Figura C.2.4 – Coeficiente K_p de impulso passivo efectivo (componente horizontal) no caso de a superfície do terreno suportado ser inclinada ($\delta/\phi' = 1$)

C.2 Procedimento analítico para obtenção dos limites activo e passivo das pressões de terras

(1) O procedimento seguidamente indicado, que inclui algumas aproximações do lado da segurança, poderá ser utilizado em todos os casos.

(2) O procedimento é apresentado para pressões passivas, tomando os parâmetros de resistência (representados no que se segue por φ , c , δ , a) valores positivos (ver a Figura C.3).

(3) Para pressões activas é utilizado o mesmo algoritmo, com as alterações seguidamente indicadas:

- os parâmetros de resistência φ , c , δ e a são tomados com valores negativos;
- o ângulo de incidência da carga superficial equivalente β_0 é tomado igual a β , essencialmente por causa das aproximações utilizadas para K_γ .

(4) São utilizados os seguintes símbolos (alguns são referidos também em 1.6):

a adesão entre o terreno e a estrutura de suporte

c coesão

K_c coeficiente para a coesão

K_n coeficiente para a carga normal aplicada à superfície

K_q coeficiente para a carga vertical

K_γ coeficiente para o peso do solo

m_t ângulo entre a direcção da superfície do solo, no sentido do afastamento em relação à estrutura de suporte, e a direcção, no sentido do exterior do solo, da tangente à superfície de deslizamento que limita a massa de solo em movimento, no ponto de intersecção desta com a superfície do solo

m_w ângulo entre a direcção normal à estrutura de suporte e a direcção da tangente à superfície de deslizamento exterior no ponto de intersecção desta com a estrutura, considerado positivo quando no tardoz da estrutura a tangente é dirigida para cima

β ângulo entre a horizontal e a direcção da superfície do solo, considerado positivo quando a superfície do solo sobe com o afastamento em relação à estrutura de suporte

δ ângulo de atrito entre o terreno e a estrutura de suporte, com a convenção de sinais indicada na Figura C.4 quando é efectuado o cálculo da capacidade resistente passiva

φ ângulo de atrito interno

θ ângulo entre a vertical e a direcção da estrutura de suporte, considerado positivo quando o solo pende sobre a estrutura

ν ângulo de que roda a tangente ao longo da superfície de deslizamento exterior, considerado positivo quando a massa de solo situada acima desta superfície tem forma convexa

q sobrecarga uniforme geral, por unidade de área da superfície do solo

p sobrecarga uniforme vertical por unidade de área em projecção num plano horizontal

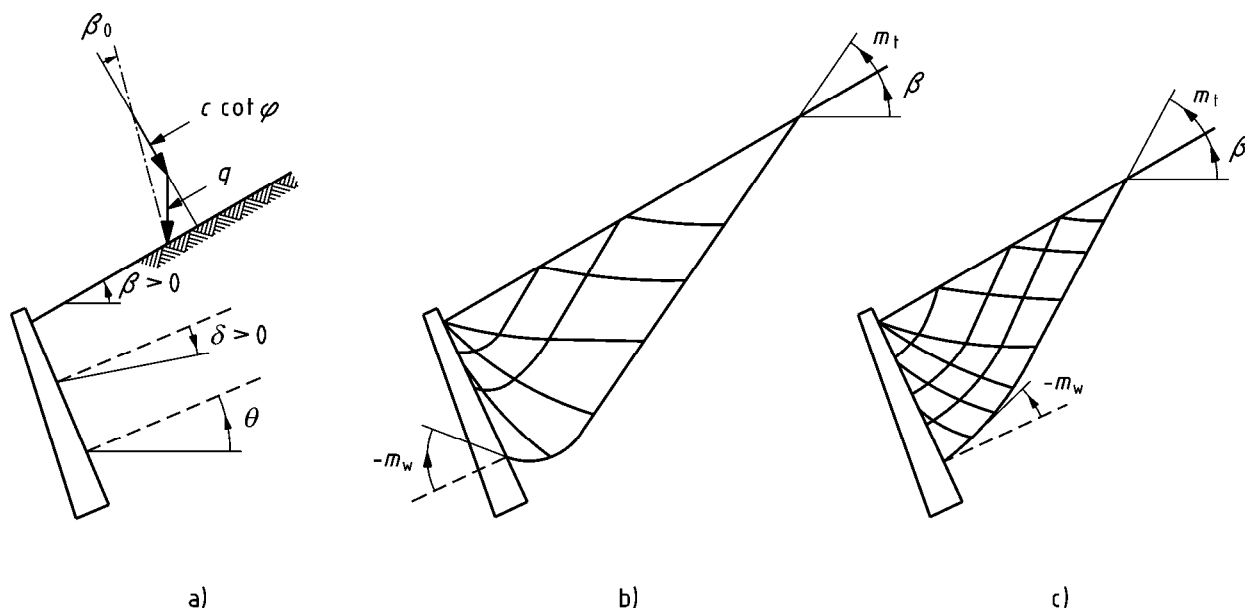


Figura C.3 – Definições respeitantes à inclinação da estrutura de suporte e da superfície do solo suportado, às sobrecargas e à geometria da superfície de deslizamento

(5) Os parâmetros da superfície de contacto δ e a têm que ser escolhidos de modo que:

$$a/c = \tan \delta / \tan \varphi$$

(6) A condição de fronteira na superfície do solo envolve β_0 , que é o ângulo de incidência de uma sobrecarga equivalente aplicada à superfície. Com este conceito, o ângulo é definido a partir da soma vectorial de dois termos:

- a carga distribuída q efectivamente aplicada à superfície, por unidade de área da superfície, uniforme mas não necessariamente vertical;
- a carga normal $c \cot \varphi$.

O ângulo β_0 é positivo quando a componente tangencial de q é dirigida para a estrutura de suporte e a componente normal é dirigida para o solo. Se $c = 0$ e simultaneamente a carga aplicada à superfície for vertical ou nula, e, em geral, no caso de pressões activas, $\beta_0 = \beta$.

(7) O ângulo m_t é determinado pela condição de fronteira na superfície do solo:

$$\cos(2m_t + \varphi + \beta_0) = -\frac{\sin \beta_0}{\sin \varphi} \quad (C.3)$$

(8) A condição de fronteira na estrutura de suporte determina m_w a partir de:

$$\cos(2m_w + \varphi + \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (C.4)$$

O ângulo m_w é negativo no caso de pressões passivas ($\varphi > 0$) se a razão $\sin \delta / \sin \varphi$ for suficientemente grande.

(9) A rotação total da tangente ao longo da superfície de deslizamento exterior é determinada pelo ângulo v , a calcular por meio da expressão:

$$v = m_t + \beta - m_w - \theta \quad (\text{C.5})$$

(10) O coeficiente K_n para a carga normal aplicada à superfície (isto é, a pressão de terras normal à estrutura de suporte provocada por uma pressão normal unitária aplicada à superfície) é então determinado pela expressão seguinte, na qual v é expresso em radianos:

$$K_n = \frac{1 + \sin \varphi \sin (2m_w + \varphi)}{1 - \sin \varphi \sin (2m_t + \varphi)} \exp (2v \operatorname{tg} \varphi) \quad (\text{C.6})$$

(11) O coeficiente para uma carga vertical aplicada à superfície (força por unidade de área em projecção num plano horizontal) é:

$$K_q = K_n \cos^2 \beta \quad (\text{C.7})$$

e o coeficiente para o termo referente à coesão vale:

$$K_c = (K_n - 1) \cot \varphi \quad (\text{C.8})$$

(12) Uma expressão aproximada para a determinação do coeficiente para o peso do solo é:

$$K_\gamma = K_n \cos \beta \cos (\beta - \theta) \quad (\text{C.9})$$

Esta expressão conduz a resultados do lado da segurança. O erro envolvido é desprezável no caso de pressões activas, enquanto que no caso de pressões passivas com valores positivos de β poderá ser considerável.

Para $\varphi = 0$ encontram-se os seguintes valores limites:

$$\cos 2m_t = -\frac{p}{c} \sin \beta \cos \beta ;$$

$$\cos 2m_w = \frac{a}{c} ;$$

$$K_q = \cos^2 \beta ;$$

$$K_c = 2v + \sin 2m_t + \sin 2m_w ;$$

(com v em radianos), enquanto que para K_γ ($\varphi = 0$) uma melhor aproximação é obtida por:

$$K_\gamma = \cos \theta + \frac{\sin \beta \cos m_w}{\sin m_t} \quad (\text{C.10})$$

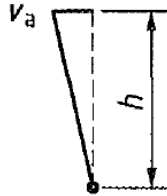
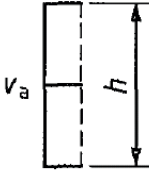
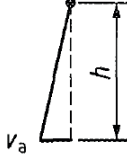
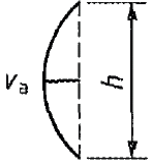
(13) Quer para as pressões passivas, quer para as activas, o procedimento admite que o ângulo de convexidade é positivo ($v \geq 0$).

(14) Quando esta condição não seja (nem sequer aproximadamente) satisfeita, por exemplo no caso de uma estrutura de suporte lisa e de uma inclinação suficientemente grande da superfície do terreno, com β e φ de sinais opostos, poderá ser necessário ponderar a utilização de outros métodos. O mesmo poderá acontecer no caso da existência de cargas superficiais com distribuição irregular.

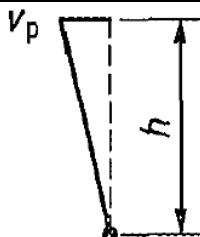
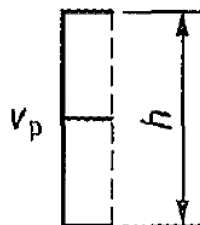
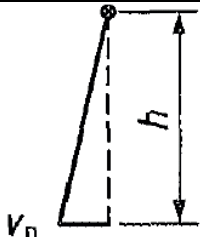
C.3 Movimentos para mobilizar as pressões de terras

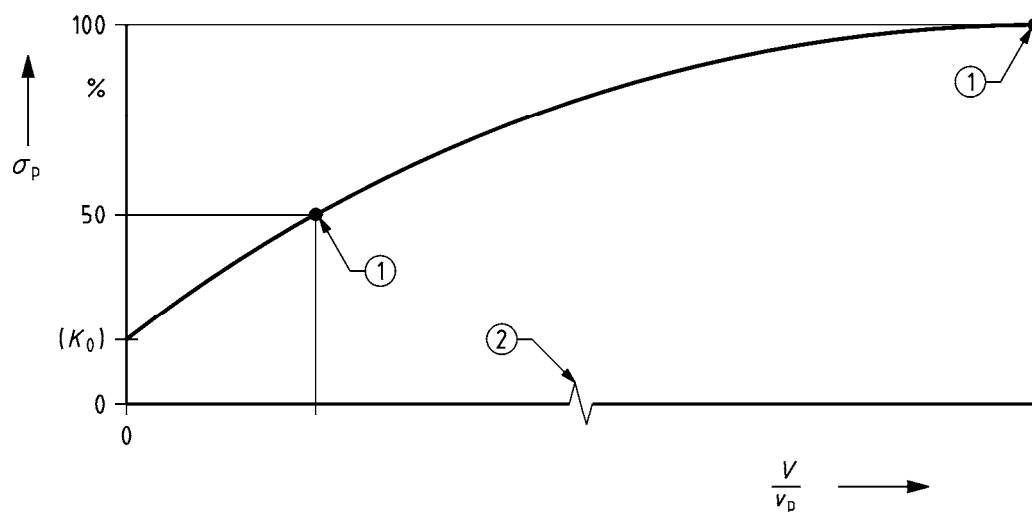
- (1) Em situações activas deverá ser considerada a relação entre as pressões de terras e o movimento da estrutura de suporte. A amplitude desse movimento depende do tipo de movimento da estrutura de suporte, das pressões de terras iniciais e da compactidade do solo. O Quadro C.1 fornece valores aproximados da razão v_a/h para a mobilização total da pressão de terras activa efectiva no caso de estrutura de suporte vertical, solo sem coesão e drenado, superfície do terreno horizontal e estado de tensão inicial com $K_0 < 1$.
- (2) Em situações passivas deverá ser considerada a relação entre as pressões de terras e o movimento da estrutura de suporte. A amplitude desse movimento depende do tipo de movimento da estrutura de suporte, das pressões de terras iniciais e da compactidade do solo. O Quadro C.2 fornece valores aproximados da razão v_p/h para a mobilização total da pressão de terras passiva efectiva no caso de estrutura de suporte vertical, solo sem coesão e drenado, superfície do terreno horizontal e estado de tensão inicial com $K_0 < 1$. Os valores entre parêntesis são as razões v/h correspondentes à mobilização de metade do valor limite da pressão de terras efectiva no estado passivo.
- (3) Para obter valores intermédios da pressão de terras activa efectiva, entre o estado de repouso e o estado limite, poder-se-á recorrer a uma interpolação linear.
- (4) Em situações passivas, para obter valores interpolados a partir dos que são fornecidos no Quadro C.2 poder-se-á utilizar uma curva com a forma geral mostrada na Figura C.4.

Quadro C.1 – Razão v_a/h para solos sem coesão

Tipo de movimento da estrutura de suporte		v_a/h % Solo solto	v_a/h % Solo compacto
a)		0,4 a 0,5	0,1 a 0,2
b)		0,2	0,05 a 0,1
c)		0,8 a 1,0	0,2 a 0,5
d)		0,4 a 0,5	0,1 a 0,2
em que: v_a deslocamento da estrutura de suporte necessário para mobilizar a pressão de terras activa h altura da estrutura de suporte			

Quadro C.2 – Razões v_p/h e v/h para $0,5 \sigma_p$ para solos sem coesão

Tipo de movimento da estrutura de suporte		v_p/h (v/h para $0,5 \sigma_p$) % Solo solto	v_p/h (v/h para $0,5 \sigma_p$) % Solo compacto
a)		7 (1,5) a 25 (4,0)	5 (1,1) a 10 (2,0)
b)		5 (0,9) a 10 (1,5)	3 (0,5) a 6 (1,0)
c)		6 (1,0) a 15 (1,5)	5 (0,5) a 6 (1,3)
em que: v deslocamento da estrutura de suporte v_p deslocamento da estrutura de suporte necessário para mobilizar a pressão de terras passiva h altura da estrutura de suporte σ_p pressão de terras passiva totalmente mobilizada			



Legenda:

- 1 valores fornecidos no Quadro C.2
- 2 não está à escala

Figura C.4 – Mobilização da pressão de terras passiva efectiva de um solo sem coesão em função do deslocamento normalizado v/v_p da estrutura de suporte
(v : deslocamento; v_p : deslocamento correspondente à completa mobilização da pressão de terras passiva)

Anexo D (informativo)

Exemplo de um método analítico de cálculo da capacidade resistente do terreno ao carregamento

D.1 Símbolos utilizados no Anexo D

(1) São utilizados os seguintes símbolos no Anexo D:

$A' = B' \times L'$ valor de cálculo da área efectiva da fundação

b valores de cálculo dos coeficientes de inclinação da base, com os índices c , q e γ

B largura da fundação

B' largura efectiva da fundação

D profundidade da base

e excentricidade da resultante das acções, com os índices B e L

i coeficientes de inclinação da carga, com os índices relativos à coesão c , à sobrecarga q e ao peso volúmico γ

L comprimento da fundação

L' comprimento efectivo da fundação

m expoente nas fórmulas de cálculo do coeficiente de inclinação i

N coeficientes de capacidade resistente do terreno ao carregamento, com os índices c , q e γ

q pressão vertical ao nível da base da fundação, devida ao peso de terrenos sobrejacentes ou a sobrecargas

q' valor de cálculo da pressão efectiva vertical ao nível da base da fundação, devida ao peso de terrenos sobrejacentes

s coeficientes de forma da base da fundação, com os índices c , q e γ

V carga vertical

α inclinação da base da fundação em relação à horizontal

γ' valor de cálculo do peso volúmico submerso do solo abaixo do nível da fundação

θ ângulo que define a direcção de H

(2) As notações utilizadas neste método são representadas na Figura D.1.

D.2 Generalidades

(1) Para a determinação do valor de cálculo da capacidade resistente vertical do terreno poderão ser utilizadas expressões aproximadas, deduzidas da teoria da plasticidade e de resultados experimentais.

Deverão ser tidos em conta os efeitos dos seguintes factores:

- a resistência do terreno, geralmente representada pelos valores de cálculo de c_u , c' e ϕ' ;
- a excentricidade e a inclinação das cargas de cálculo;
- a forma, a profundidade e a inclinação da fundação;
- a inclinação da superfície do terreno;
- as pressões na água do terreno e os gradientes hidráulicos;
- a variabilidade do terreno, principalmente a estratificação.

D.3 Condições não drenadas

(1) O valor de cálculo da capacidade resistente do terreno ao carregamento poderá ser determinado através de:

$$R / A' = (\pi + 2) c_u b_c s_c i_c + q \quad (D.1)$$

com os coeficientes adimensionais para:

- a inclinação da base da fundação: $b_c = 1 - 2\alpha / (\pi + 2)$;
- a forma da fundação:
 $s_c = 1 + 0,2(B'/L')$ para uma forma rectangular;
 $s_c = 1,2$ para uma forma quadrada ou circular;
- a inclinação da carga, causada por uma carga horizontal H :

$$i_c = \frac{1}{2} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right]$$

com $H \leq A' c_u$.

D.4 Condições drenadas

(1) O valor de cálculo da capacidade resistente do terreno ao carregamento poderá ser determinado através de:

$$R / A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (D.2)$$

com os valores de cálculo dos coeficientes adimensionais para:

- a capacidade resistente do terreno ao carregamento:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi'/2);$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi';$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi', \text{ com } \delta \geq \phi'/2 \text{ (base rugosa);}$$

- a inclinação da base da fundação:

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi');$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg} \varphi')^2;$$

- a forma da fundação:

$$s_q = 1 + (B' / L') \operatorname{sen} \varphi' \quad \text{para uma forma rectangular;}$$

$$s_q = 1 + \operatorname{sen} \varphi' \quad \text{para uma forma quadrada ou circular;}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 (B' / L') \quad \text{para uma forma rectangular;}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{para uma forma quadrada ou circular;}$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{para uma forma rectangular, quadrada ou circular;}$$

- a inclinação da carga, causada por uma força horizontal H :

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \operatorname{tg} \varphi');$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^m;$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^{m+1};$$

em que:

$$m = m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')] \quad \text{quando } H \text{ actua na direcção de } B';$$

$$m = m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')] \quad \text{quando } H \text{ actua na direcção de } L'.$$

Nos casos em que a componente horizontal da carga actua numa direcção formando um ângulo θ com a direcção de L' , m poderá ser calculado por:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \operatorname{sen}^2 \theta.$$

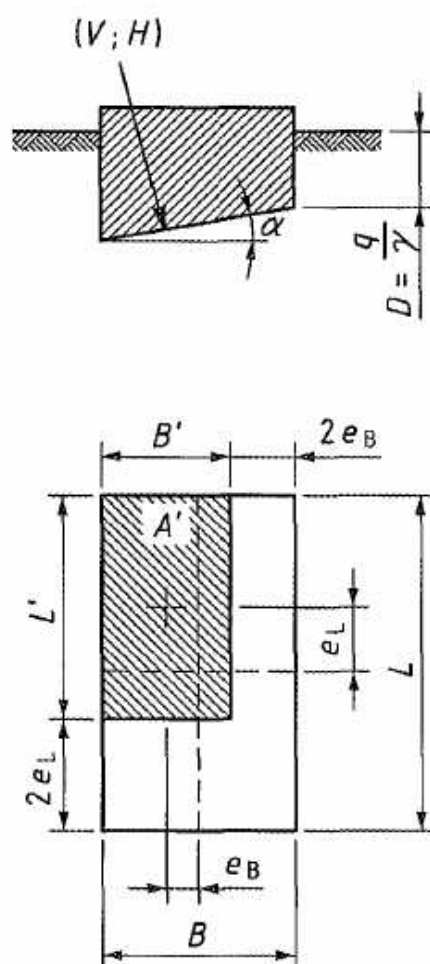


Figura D.1 – Notações

Anexo E

(informativo)

Exemplo de um método semi-empírico para a estimativa da capacidade resistente do terreno ao carregamento

(1) Para estimar o valor de cálculo da capacidade resistente ao carregamento de uma fundação num solo, poderão ser utilizados ensaios de campo tais como o ensaio pressiométrico.

(2) Quando seja utilizado o ensaio pressiométrico, o valor de cálculo da capacidade resistente do terreno ao carregamento, R_d , de uma fundação submetida a uma carga vertical está relacionada com a pressão limite do solo por meio da função linear:

$$R_d / A' = \sigma_{v;0} + k p_{le}^* \quad (E.1)$$

em que:

k coeficiente de capacidade resistente do terreno;

$\sigma_{v;0}$ tensão vertical total inicial;

p_{le}^* valor de cálculo da pressão limite diferencial equivalente (obtida do ensaio pressiométrico);

e os outros símbolos são definidos em 1.6.

(3) Os valores numéricos do coeficiente de capacidade resistente k estão situados no intervalo de 0,8 a 3,0, dependendo do tipo de solo, da profundidade da base da fundação e da forma da fundação.

(4) O valor de cálculo da pressão limite diferencial equivalente (p_{le}^*) é determinado através da pressão limite diferencial (p_1), que é definida para um ensaio pressiométrico como a diferença ($p_1 - p_0$) entre a pressão limite p_1 e a pressão horizontal de terras em repouso p_0 ao nível do ensaio; p_0 poderá ser determinado através de uma estimativa do coeficiente de impulso de terras em repouso K_0 e dos valores da pressão vertical efectiva q' devida ao peso dos terrenos sobrejacentes e da pressão na água dos poros u , utilizando a expressão $p_0 = K_0 q' + u$.

Anexo F (informativo)

Exemplos de métodos de avaliação do assentamento

F.1 Método das relações tensão-deformação

(1) O assentamento total de uma fundação em solos coesivos ou não coesivos poderá ser avaliado utilizando o método de cálculo baseado nas relações tensão-deformação como se refere em seguida:

- calculando a distribuição de tensões no terreno devida ao carregamento proveniente da fundação; este cálculo poderá ser feito com base na teoria da elasticidade, admitindo geralmente que o solo é homogéneo e isotrópico e que se verifica uma distribuição linear da pressão de contacto;
- calculando a deformação no terreno a partir das tensões, utilizando valores de módulos de rigidez ou outras relações tensão-deformação determinadas a partir de ensaios de laboratório (preferencialmente calibrados com ensaios de campo) ou de ensaios de campo;
- integrando as deformações verticais para obter os assentamentos; para utilizar o método das relações tensão-deformação é necessário seleccionar um número suficiente de pontos no interior do terreno sob a fundação e calcular as tensões e as deformações nestes pontos.

F.2 Método da elasticidade ajustada

(1) O assentamento total de uma fundação em solos coesivos ou não coesivos poderá ser avaliado utilizando a teoria da elasticidade e uma expressão com a seguinte forma:

$$s = p B f / E_m \quad (\text{F.1})$$

em que:

E_m valor de cálculo do módulo de elasticidade;

f coeficiente de assentamento;

p pressão de contacto, distribuída linearmente na base da fundação;

e os outros símbolos são definidos em 1.6.

(2) O valor do coeficiente de assentamento f depende da forma e das dimensões da base da fundação, da variação da rigidez com a profundidade, da espessura da formação compressível, do coeficiente de Poisson, da distribuição da pressão de contacto e do ponto cujo assentamento é calculado.

(3) No caso de não se dispor de resultados de assentamentos utilizáveis, medidos em estruturas vizinhas semelhantes e em condições semelhantes, o valor de cálculo do módulo drenado E_m do estrato deformável para condições drenadas poderá ser estimado a partir de resultados de ensaios de laboratório ou de ensaios de campo.

(4) O método da elasticidade ajustada deverá ser utilizado somente se as tensões no terreno não produzirem cedência significativa e se o comportamento do terreno em termos da relação tensão-deformação puder ser considerado linear. A utilização do método da elasticidade ajustada requer grande prudência no caso de o terreno não ser homogéneo.

F.3 Assentamentos em condições não drenadas

(1) As componentes a curto prazo do assentamento de uma fundação, que ocorrem em condições não drenadas, poderão ser avaliadas utilizando quer o método das relações tensão-deformação quer o método da elasticidade ajustada. Os valores adoptados para os parâmetros de rigidez (tais como E_m e o coeficiente de Poisson) deverão, neste caso, representar o comportamento não drenado.

F.4 Assentamentos causados por consolidação

(1) Para o cálculo do assentamento causado por consolidação poderá ser admitida uma deformação unidimensional confinada do solo e, em conformidade, ser utilizada a curva de compressibilidade do ensaio edométrico. A soma do assentamento em condições não drenadas com o assentamento por consolidação conduz frequentemente a uma estimativa por excesso do assentamento total, podendo por conseguinte ser aplicadas correcções empíricas.

F.5 Evolução do assentamento ao longo do tempo

(1) Em solos coesivos, a velocidade do assentamento por consolidação antes do fim da consolidação primária poderá ser estimada aproximadamente utilizando os parâmetros de consolidação obtidos num ensaio de compressão. Contudo, a velocidade de assentamento por consolidação deverá preferencialmente ser estimada utilizando valores da permeabilidade obtidos através de ensaios de campo.

Anexo G

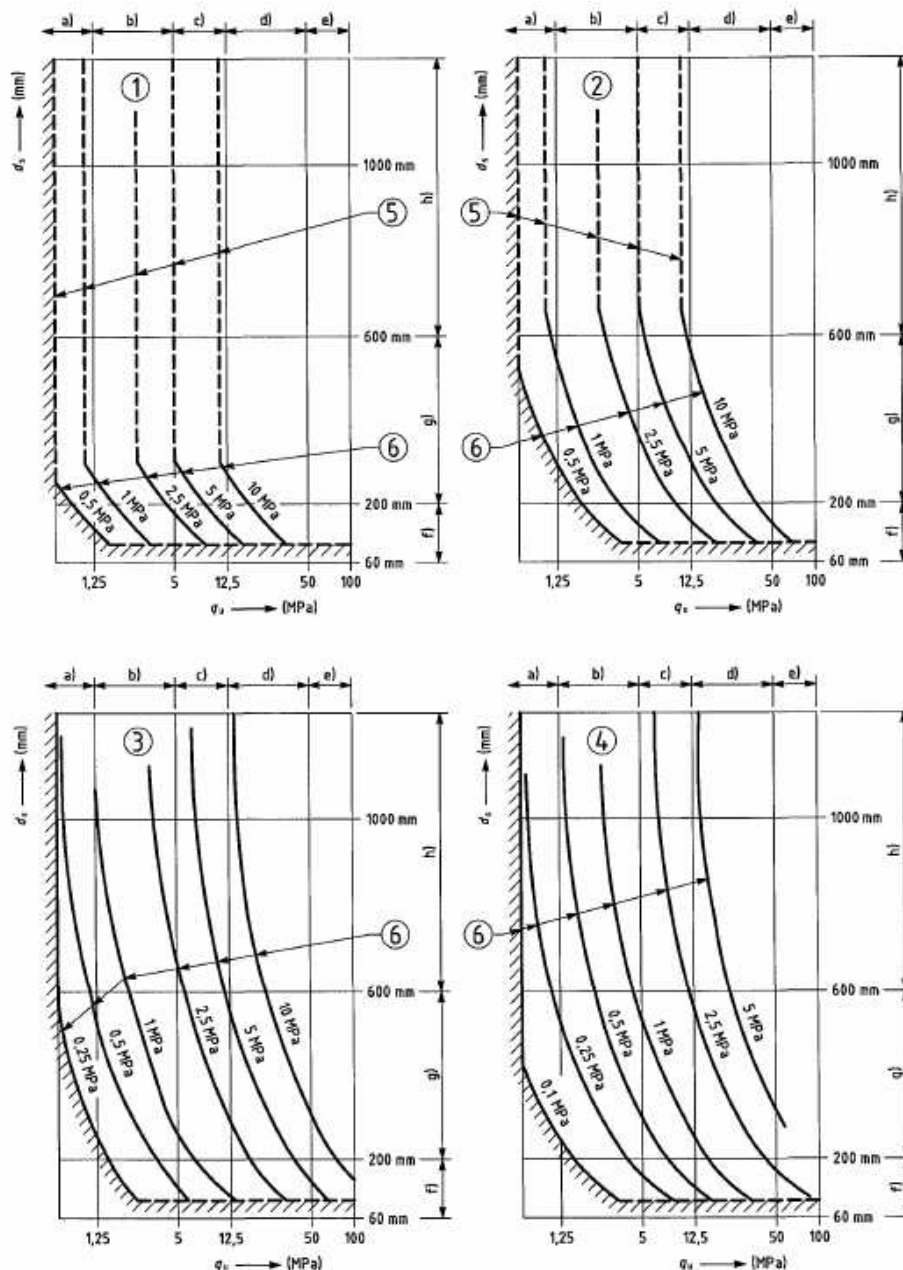
(informativo)

Exemplo de um método para a determinação da capacidade resistente presumida do terreno de fundações superficiais em rocha

(1) Para rochas brandas e fracturadas com diaclases fechadas, incluindo cré com porosidade inferior a 35 %, a capacidade resistente presumida poderá ser obtida através da Figura G.1. Esta figura baseia-se no agrupamento apresentado no Quadro G.1, admitindo a hipótese de que a estrutura pode tolerar assentamentos até 0,5 % da largura da fundação. Os valores da capacidade resistente presumida para outros assentamentos poderão ser obtidos através de uma proporção directa. Para rochas brandas e fracturadas com diaclases abertas ou preenchidas deverão ser utilizados valores reduzidos da capacidade resistente presumida do terreno por unidade de área.

Quadro G.1 – Agrupamento de rochas brandas e fracturadas

Grupo	Tipo de rocha
1	Calcários e dolomias puros Arenitos calcários de baixa porosidade
2	Rochas ígneas Calcários oolíticos e calcários margosos Arenitos bem cimentados Siltitos argilosos calcários endurecidos Rochas metamórficas, incluindo ardósias e xistos (clivagem e foliação horizontais)
3	Calcários muito margosos Arenitos fracamente cimentados Ardósias e xistos (clivagem e foliação inclinadas)
4	Siltitos argilosos não cimentados e argilitos xistosos



- Abcissa: q_u (MPa): resistência à compressão uniaxial Ordenada: d_s (mm): espaçamento das discontinuidades
- 1 Rochas do Grupo 1, 2 Rochas do Grupo 2, 3 Rochas do Grupo 3, 4 Rochas do Grupo 4,
- 5 Capacidade resistente unitária admissível não superior à resistência à compressão uniaxial da rocha, no caso de as diaclases serem fechadas, ou a 50 % deste valor, no caso de as diaclases serem abertas,
- 6 Capacidade resistente unitária admissível: a) rocha muito branda, b) rocha branda, c) rocha moderadamente branda, d) rocha moderadamente dura, e) rocha dura

Espaçamentos: f) discontinuidades pouco espaçadas, g) discontinuidades medianamente espaçadas, h) discontinuidades muito espaçadas

Ver o Quadro G.1 para os tipos de rocha de cada um dos quatro grupos. A avaliação da capacidade resistente presumida do terreno nas zonas tracejadas deverá ser feita depois de inspeção e/ou da realização de ensaios na rocha. (da BS 8004)

Figura G.1 – Capacidade resistente presumida do terreno de fundações superficiais quadradas em rocha (para assentamentos que não excedam 0,5 % da largura da fundação)

Anexo H

(informativo)

Valores limites da deformação estrutural e dos movimentos das fundações

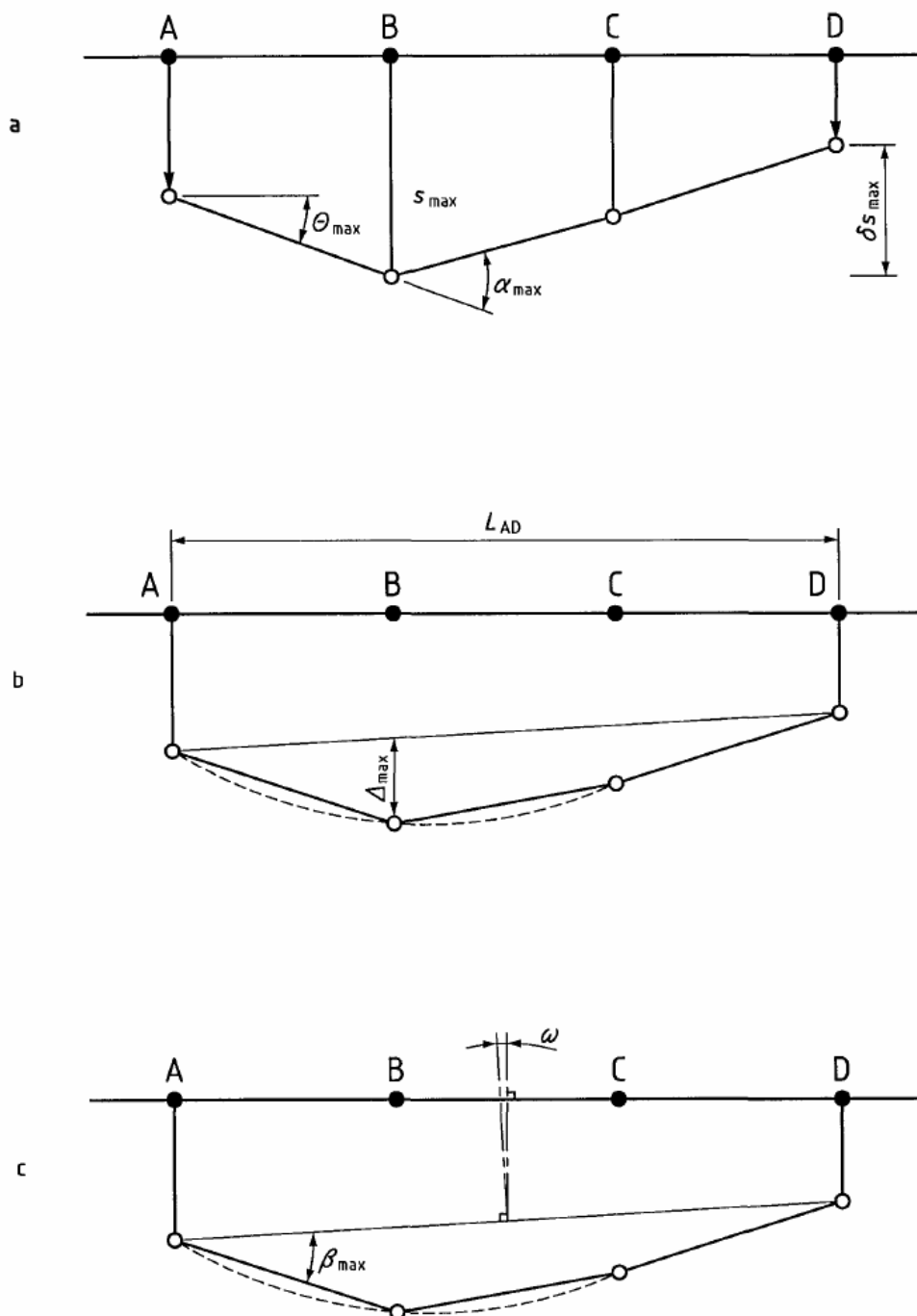
(1) As componentes do movimento das fundações que deverão ser consideradas incluem o assentamento, o assentamento relativo (ou diferencial), a rotação, a inclinação, a deflexão relativa, a rotação relativa, o deslocamento horizontal e a amplitude das vibrações. Na Figura H.1 são fornecidas as definições de alguns termos referentes ao movimento e à deformação de fundações.

(2) É pouco provável que as rotações relativas máximas admissíveis em estruturas porticadas abertas, em pórticos preenchidos com alvenaria e em paredes resistentes ou paredes contínuas de tijolo sejam as mesmas, mas elas estão provavelmente compreendidas na gama de valores entre cerca de 1/2000 e cerca de 1/300 para evitar a ocorrência de um estado limite de utilização na estrutura. Para muitas estruturas é admissível uma rotação relativa máxima de 1/500. A rotação relativa para a qual é provável que seja atingido um estado limite último é de cerca de 1/150.

(3) Os valores indicados em (2) aplicam-se no caso de o modo de deformação ter a concavidade voltada para cima, conforme está ilustrado na Figura H.1. No caso de concavidade voltada para baixo (assentamento nas extremidades superior ao assentamento na parte intermédia) os valores deverão ser divididos por dois.

(4) No caso de estruturas normais com fundações isoladas são muitas vezes admissíveis assentamentos totais até 50 mm. Poderão ser admissíveis assentamentos maiores desde que as rotações relativas se situem dentro dos limites admissíveis e que os assentamentos totais não originem problemas nas redes de serviços que entram na estrutura, nem causem desvio da vertical, etc.

(5) Estas orientações respeitantes aos assentamentos limites aplicam-se a estruturas correntes de rotina. Elas não deverão ser aplicadas a edifícios ou estruturas fora do comum ou para os quais a intensidade do carregamento seja marcadamente não uniforme.



- a) definições do assentamento s , do assentamento diferencial δs , da rotação θ e da deformação angular α
- b) definições da deflexão relativa Δ e da razão de deflexão Δ/L
- c) definições da inclinação ω e da rotação relativa (distorção angular) β

Figura H.1 – Definições do movimento das fundações

Anexo J

(informativo)

Lista de verificação para a supervisão da construção e a observação do comportamento

J.1 Generalidades

(1) A lista que se segue contém os pontos mais importantes que deverão ser considerados na supervisão da construção e na observação do comportamento da estrutura depois de construída. A importância destes pontos varia de obra para obra. A lista não é exaustiva. Os pontos que se referem a aspectos específicos de engenharia geotécnica ou a tipos específicos de obras são tratados nas secções desta Norma.

J.2 Supervisão da construção

J.2.1 Pontos de natureza geral a verificar

- (1) Verificação das condições do terreno e da localização e definição geral da estrutura.
- (2) Escoamento da água do terreno e regime da pressão na água dos poros; efeitos sobre a superfície da água do terreno provocados por operações de rebaixamento freático; eficácia de medidas adoptadas para controlar o caudal da água de percolação afluyente; processos de erosão interna e de erosão tubular; composição química da água do terreno; potencial de corrosão.
- (3) Movimentos, cedência, estabilidade das paredes e da base das escavações; sistemas de suporte provisório; efeitos em edificações vizinhas e em redes de serviços; medição de pressões de terras sobre estruturas de suporte; medição de variações da pressão na água dos poros resultantes de escavações ou de carregamentos.
- (4) Segurança do pessoal que trabalha na obra, tendo em devida consideração os estados limites de natureza geotécnica.

J.2.2 Escoamento de água e pressões na água dos poros

- (1) Adequação dos sistemas destinados a assegurar o controlo das pressões na água dos poros em todos os aquíferos em que o excesso de pressão possa afectar a estabilidade dos taludes ou da base da escavação, incluindo as pressões artesianas num aquífero abaixo da escavação; remoção da água resultante dos sistemas de rebaixamento freático; rebaixamento da superfície da água do terreno em toda a escavação para impedir o levantamento hidráulico, a erosão tubular e a perturbação do terreno devida ao equipamento de construção; desvio e remoção de águas pluviais ou de outras águas superficiais.
- (2) Funcionamento eficiente e eficaz dos sistemas de rebaixamento freático durante todo o período de construção, tendo em consideração a colmatagem das crepinas dos poços e o assoreamento dos poços ou fossas; desgaste das bombas; obstrução das bombas.
- (3) Controlo do rebaixamento freático para evitar perturbações nas estruturas ou áreas vizinhas; observação dos níveis piezométricos; eficácia, operacionalidade e manutenção de sistemas de recarga de água, se existirem.
- (4) Assentamentos de estruturas ou áreas vizinhas.

(5) Eficácia de drenos em furos sub-horizontais.

J.3 Observação do comportamento

(1) Assentamentos de edifícios e de outras estruturas em intervalos de tempo pré-estabelecidos, incluindo os devidos aos efeitos de vibrações em solos meta-estáveis.

(2) Deslocamentos laterais e distorções, especialmente os relacionados com aterros e com depósitos de materiais; estruturas fundadas em solos, tais como edifícios ou grandes reservatórios; valas profundas.

(3) Níveis piezométricos sob edifícios ou em áreas adjacentes, especialmente no caso de serem instalados sistemas de drenagem profunda ou de rebaixamento freático permanente, ou no caso de serem construídas caves profundas.

(4) Deflexão ou deslocamento de estruturas de suporte, tendo em consideração: cargas normais devidas ao aterro de reenchimento no tardoz; efeitos de depósitos de materiais; aterros ou outras cargas existentes à superfície; pressões de água.

(5) Caudais medidos em drenos.

(6) Problemas especiais:

- Estruturas com elevadas temperaturas, tais como caldeiras e canalizações de águas quentes: dessecação de solos argilosos ou siltosos; observação de temperaturas; movimentos.
- Estruturas com baixas temperaturas, tais como instalações criogénicas ou áreas refrigeradas: observação de temperaturas; congelação do terreno; empolamento devido ao gelo intersticial; efeitos subsequentes do degelo.

(7) Estanquidade à água.

(8) Medições de vibrações.

Anexo Nacional NA

Introdução

O presente Anexo Nacional foi aprovado no âmbito da actividade da Comissão Técnica Portuguesa de Normalização CT 115 – Eurocódigos Estruturais, cuja coordenação é assegurada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) na sua qualidade de Organismo de Normalização Sectorial (ONS) no domínio dos Eurocódigos Estruturais. A elaboração deste documento teve o apoio da Subcomissão de Regulamentos de Engenharia Geotécnica do Conselho Superior de Obras Públicas e Transportes.

A inclusão de um Anexo Nacional na NP EN 1997-1:2010 decorre do disposto no Preâmbulo desta Norma.

NA.1 – Objectivo e campo de aplicação

Este Anexo Nacional estabelece as condições para a implementação, em Portugal, da NP EN 1997-1:2010 – “Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico – Parte 1: Regras gerais”, as quais se referem aos seguintes aspectos:

- a) Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP);
- b) utilização dos Anexos informativos;
- c) informações complementares não contraditórias.

NA.2 – Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP)

NA.2.1 – Generalidades

Os Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP) relativos aos Princípios e às Regras de Aplicação onde são permitidas opções nacionais são estabelecidos no Preâmbulo da presente Norma.

Nas secções NA.2.2 e NA.2.3 referem-se, respectivamente, os Princípios e as Regras de Aplicação sem prescrições a nível nacional e com prescrições a nível nacional. As prescrições a nível nacional, indicadas na secção NA.2.3, são referenciadas do mesmo modo que no corpo da Norma mas precedidas de “NA–”.

NA.2.2 – Princípios e Regras de Aplicação sem prescrições a nível nacional

Relativamente a:

- 2.1(8)P
- 2.4.7.1(4)
- 2.4.7.1(5)
- 2.4.7.2(2)P
- 2.4.7.5(2)P
- 2.4.8(2)
- 2.4.9(1)P
- 2.5(1)
- 7.6.2.2(14)P
- 7.6.2.3(5)P

- 7.6.2.4(4)P
- 7.6.3.2(2)P
- 7.6.3.3(4)P
- 8.5.2(2)P
- A.2(1)P
- A.2(2)P
- A.3.3.1
- A.3.3.4
- A.3.3.5
- A.3.3.6
- A.5

prescinde-se de introduzir prescrições a nível nacional, devendo adoptar-se as correspondentes prescrições constantes desta Norma e, se tal for o caso, os procedimentos ou os valores aí recomendados.

NA.2.3 – Princípios e Regras de Aplicação com prescrições a nível nacional

a) NA–2.4.6.1(4)P

Os valores dos coeficientes parciais para as acções a adoptar em Portugal em verificações respeitantes a estados limites últimos em situações persistentes ou transitórias são os indicados no Anexo A, ou, tratando-se de verificações respeitantes a estados limites de perda de equilíbrio (EQU) ou de rotura estrutural ou do terreno (STR/GEO) em estruturas de pontes, os indicados no Anexo Nacional da NP EN 1990/A1.

Os valores dos coeficientes parciais para as acções do pré-esforço (γ_p), designadamente em ancoragens ou em escoras, são iguais aos dos correspondentes coeficientes parciais para outras acções permanentes (γ_G).

Em NA–2.4.7.1(6) é prescrita a introdução de um coeficiente de modelo na determinação dos valores de cálculo das acções verticais desestabilizantes devidas a subpressões exercidas pela água do terreno no caso de, em verificações respeitantes a estados limites de levantamento global (UPL), existir escoamento sob a estrutura ou sob o estrato de terreno cuja estabilidade é verificada.

b) NA–2.4.6.2(2)P

Com a única excepção referida em NA–11.5.1(1)P, os valores dos coeficientes parciais para os parâmetros do terreno a adoptar em Portugal em verificações respeitantes a estados limites últimos em situações persistentes ou transitórias são os indicados no Anexo A.

c) NA–2.4.7.1(2)P

Com a única excepção referida em NA–11.5.1(1)P, os valores dos coeficientes parciais para as acções, para os parâmetros do terreno e para as capacidades resistentes a adoptar em Portugal em verificações respeitantes a estados limites últimos em situações persistentes ou transitórias são os indicados no Anexo A, ou, tratando-se de coeficientes parciais para as acções em verificações respeitantes a estados limites de perda de equilíbrio (EQU) ou de rotura estrutural ou do terreno (STR/GEO) em estruturas de pontes, os indicados no Anexo Nacional da NP EN 1990/A1.

Os valores dos coeficientes parciais para as acções do pré-esforço (γ_p), designadamente em ancoragens ou em escoras, são iguais aos dos correspondentes coeficientes parciais para outras acções permanentes (γ_G).

Em NA-2.4.7.1(6) é prescrita a introdução de um coeficiente de modelo na determinação dos valores de cálculo das acções verticais desestabilizantes devidas a subpressões exercidas pela água do terreno no caso de, em verificações respeitantes a estados limites de levantamento global (UPL), existir escoamento sob a estrutura ou o estrato de terreno cuja estabilidade é verificada.

Em NA-7.6.2.3(8) é prescrita a introdução de um coeficiente de modelo na determinação dos valores de cálculo das capacidades resistentes de estacas à compressão a partir de parâmetros de resistência do terreno em verificações respeitantes a estados limites de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO).

Em NA-7.6.3.3(6) é prescrita a introdução de um coeficiente de modelo na determinação dos valores de cálculo das capacidades resistentes de estacas à tracção a partir de parâmetros de resistência do terreno em verificações respeitantes a estados limites de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) ou a estados limites de levantamento global (UPL).

d) NA-2.4.7.1(3)

Os valores dos coeficientes parciais para as acções, para os parâmetros do terreno e para as capacidades resistentes a adoptar em Portugal em verificações respeitantes a estados limites últimos em situações acidentais são os seguidamente indicados nos Quadros NA.I, NA.II e NA.III, respectivamente.

Quadro NA.I – Coeficientes parciais para as acções em situações acidentais

Acções	Tipo de estado limite			
	EQU	STR/GEO	UPL	Levantamento hidráulico (HYD)
Acções permanentes desfavoráveis	1,0	1,0	1,0	1,2
Acções permanentes favoráveis	1,0	1,0	0,9	0,9
Acções variáveis desfavoráveis	1,0	1,0	1,0	1,0
Acções variáveis favoráveis	0	0	–	–

Quadro NA.II – Coeficientes parciais para os parâmetros do terreno em situações acidentais

Parâmetro do terreno	Tipo de estado limite		
	EQU	STR/GEO	UPL
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas	1,25	1,1	1,25
Coesão em tensões efectivas	1,25	1,1	1,25
Resistência ao corte não drenada	1,4	1,15	1,4
Resistência à compressão uniaxial	1,4	1,15	–
Peso volúmico	1,0	1,0	–

Quadro NA.III – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes em situações acidentais

Estruturas ou elementos estruturais	Capacidade resistente	Tipo de estado limite	
		STR/GEO	UPL
Fundações superficiais	Carregamento do terreno	1,0	–
	Deslizamento	1,0	–
Estacas cravadas	Na ponta	1,15	–
	Lateral (compressão)	1,15	–
	Total (compressão)	1,15	–
	Lateral (tracção)	1,3	1,2
Estacas instaladas com extracção do terreno	Na ponta	1,3	–
	Lateral (compressão)	1,15	–
	Total (compressão)	1,25	–
	Lateral (tracção)	1,3	1,2
Estacas instaladas com trado contínuo	Na ponta	1,2	–
	Lateral (compressão)	1,15	–
	Total (compressão)	1,2	–
	Lateral (tracção)	1,3	1,2
Ancoragens pré-esforçadas (provisórias ou definitivas)	Arrancamento (tracção)	1,1	1,2
Estruturas de suporte	Carregamento do terreno de fundação	1,0	–
	Deslizamento	1,0	–
	Passiva de terras	1,0	–
Estabilidade de taludes e estabilidade global	Terreno	1,0	–

Os valores dos coeficientes parciais para as acções do pré-esforço (γ_p), designadamente em ancoragens ou em escoras, são iguais aos dos correspondentes coeficientes parciais para outras acções permanentes (γ_G).

Em NA-2.4.7.1(6) é prescrita a introdução de um coeficiente de modelo na determinação dos valores de cálculo das acções verticais desestabilizantes devidas a subpressões exercidas pela água do terreno no caso de, em verificações respeitantes a estados limites de levantamento global (UPL), existir escoamento sob a estrutura ou sob o estrato de terreno cuja estabilidade é verificada.

Em NA-7.6.2.3(8) é prescrita a introdução de um coeficiente de modelo na determinação dos valores de cálculo das capacidades resistentes de estacas à compressão a partir de parâmetros de resistência do terreno em verificações respeitantes a estados limites de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO).

Em NA-7.6.3.3(6) é prescrita a introdução de um coeficiente de modelo na determinação dos valores de cálculo das capacidades resistentes de estacas à tracção a partir de parâmetros de resistência do terreno em verificações respeitantes a estados limites de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) ou a estados limites de levantamento global (UPL).

e) NA-2.4.7.1(6)

Sempre que, em verificações respeitantes a estados limites de levantamento global (UPL), exista escoamento sob a estrutura ou sob o estrato de terreno cuja estabilidade é verificada, deve ser introduzido um coeficiente de modelo com o valor $\gamma_{S;d} = 1,1$ na determinação dos valores de cálculo das acções verticais desestabilizantes devidas a subpressões exercidas pela água do terreno. Tal determinação deve ser efectuada através de:

$$F_d = \gamma_{S;d} \gamma_F F_{rep}$$

Em NA-7.6.2.3(8) é prescrita a introdução de um coeficiente de modelo na determinação dos valores de cálculo das capacidades resistentes de estacas à compressão a partir de parâmetros de resistência do terreno em verificações respeitantes a estados limites de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO).

Em NA-7.6.3.3(6) é prescrita a introdução de um coeficiente de modelo na determinação dos valores de cálculo das capacidades resistentes de estacas à tracção a partir de parâmetros de resistência do terreno em verificações respeitantes a estados limites de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) ou a estados limites de levantamento global (UPL).

f) NA-2.4.7.3.2(3)P

Com a única excepção referida em NA-11.5.1(1)P, os valores dos coeficientes parciais para as acções e para os parâmetros do terreno a adoptar em Portugal em verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) em situações persistentes ou transitórias são os indicados nos Quadros A.3 e A.4 do Anexo A, ou, tratando-se de coeficientes parciais para as acções em verificações respeitantes a estruturas de pontes, os indicados no Anexo Nacional da NP EN 1990/A1.

Os valores dos coeficientes parciais para as acções do pré-esforço (γ_P), designadamente em ancoragens ou em escoras, são iguais aos dos correspondentes coeficientes parciais para outras acções permanentes (γ_G).

g) NA-2.4.7.3.3(2)P

Os valores dos coeficientes parciais para as capacidades resistentes a adoptar em Portugal em verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) em situações persistentes ou transitórias são os indicados nos Quadros A.5, A.6, A.7, A.8, A.12, A.13 e A.14 do Anexo A.

Em NA-7.6.2.3(8) e em NA-7.6.3.3(6) é prescrita a introdução de um coeficiente de modelo na determinação dos valores de cálculo das capacidades resistentes de estacas a partir de parâmetros de resistência do terreno.

h) NA-2.4.7.3.4.1(1)P

Em Portugal, as verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) em situações persistentes ou transitórias devem ser efectuadas utilizando a Abordagem de Cálculo 1.

Sem prejuízo do disposto em 2.4.7.3.2(2), na determinação dos valores de cálculo dos efeitos das acções deve ser utilizada a expressão (2.6a).

Na determinação dos valores de cálculo das capacidades resistentes pode ser unicamente utilizada a expressão mais geral (2.7c).

i) NA-2.4.7.4(3)P

Os valores dos coeficientes parciais para as acções, para os parâmetros do terreno e para as capacidades resistentes a adoptar em Portugal em verificações respeitantes a estados limites últimos de levantamento global (UPL) em situações persistentes ou transitórias são os indicados nos Quadros A.15 e A.16 do Anexo A.

Em NA-2.4.7.1(6) é prescrita a introdução de um coeficiente de modelo na determinação dos valores de cálculo das acções verticais desestabilizantes devidas a subpressões exercidas pela água do terreno no caso de, em verificações respeitantes a estados limites de levantamento global (UPL), existir escoamento sob a estrutura ou sob o estrato de terreno cuja estabilidade é verificada.

Em NA-7.6.3.3(6) é prescrita a introdução de um coeficiente de modelo na determinação dos valores de cálculo da capacidade resistente de estacas à tracção a partir de parâmetros de resistência do terreno.

j) NA-7.6.2.2(8)P

Os valores a adoptar em Portugal dos coeficientes de correlação para a determinação de valores característicos da capacidade resistente de estacas à compressão a partir de resultados de ensaios de carga estática são os seguidamente indicados no Quadro NA-A.9. Estes valores diferem dos recomendados (ver o Quadro A.9) apenas no que diz respeito ao coeficiente ξ_1 .

Quadro NA-A.9 – Coeficientes de correlação ξ para a determinação de valores característicos a partir de ensaios de carga estática de estacas (n - número de estacas ensaiadas)

ξ para $n =$	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,35	1,33	1,31	1,30
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

k) NA-7.6.2.3(4)P

Os valores dos coeficientes parciais para as capacidades resistentes de estacas à compressão a adoptar em Portugal em verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) em situações persistentes ou transitórias, quando a determinação do valor característico dessas capacidades resistentes é efectuada a partir de resultados de ensaios do terreno, são os indicados nos Quadros A.6, A.7 e A.8 do Anexo A.

Em NA-7.6.2.3(8) é prescrita a introdução de um coeficiente de modelo na determinação dos valores de cálculo da capacidade resistente de estacas à compressão a partir de parâmetros de resistência do terreno.

l) NA-7.6.2.3(8)

Na determinação dos valores de cálculo das capacidades resistentes de estacas à compressão a partir de parâmetros de resistência do terreno em verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) deve ser introduzido um coeficiente de modelo (ver 2.4.7.1(6)) com o valor $\gamma_{R;d} = 1,5$. A determinação desses valores de cálculo deve ser efectuada através de:

$$R_{c;d} = R_{b;k}/(\gamma_b \gamma_{R;d}) + R_{s;k}/(\gamma_s \gamma_{R;d})$$

m) NA-7.6.3.2(5)P

Os valores a adoptar em Portugal dos coeficientes de correlação para a determinação de valores característicos da capacidade resistente de estacas à tracção a partir de resultados de ensaios de carga estática

são os indicados no Quadro NA–A.9. Estes valores diferem dos recomendados (ver o Quadro A.9) apenas no que diz respeito ao coeficiente ξ_1 .

n) NA–7.6.3.3(3)P

Os valores dos coeficientes parciais para a capacidade resistente de estacas à tracção a adoptar em Portugal em verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) em situações persistentes ou transitórias, quando a determinação do valor característico dessa capacidade resistente é efectuada a partir de resultados de ensaios do terreno, são os indicados nos Quadros A.6, A.7 e A.8 do Anexo A.

Em NA–7.6.3.3(6) é prescrita a introdução de um coeficiente de modelo na determinação dos valores de cálculo da capacidade resistente de estacas à tracção a partir de parâmetros de resistência do terreno.

o) NA–7.6.3.3(6)

Na determinação dos valores de cálculo da capacidade resistente de estacas à tracção a partir de parâmetros de resistência do terreno, em verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) ou a estados limites de levantamento global (UPL), deve ser introduzido um coeficiente de modelo (ver 2.4.7.1(6)) com o valor $\gamma_{R;d} = 1,5$. A determinação desses valores de cálculo deve ser efectuada através de:

$$R_{t;d} = R_{t;k} / (\gamma_{s;t} \gamma_{R;d})$$

p) NA–8.5.2(3)

A determinação do valor característico da capacidade resistente ao arrancamento de ancoragens a partir de resultados de ensaios de adequabilidade deve ser efectuada utilizando o procedimento e os valores dos coeficientes de correlação estabelecidos para a determinação do valor característico da capacidade resistente de estacas à tracção a partir de resultados de ensaios de carga estática (ver 7.6.3.2(5)P e o Quadro NA–A.9).

Admite-se contudo que, quando tal se justifique (designadamente quando, não sendo atingida a rotura por arrancamento até à carga máxima de ensaio, o valor medido da capacidade resistente das ancoragens ensaiadas seja estimado de forma conservadora), a determinação do valor característico da capacidade resistente seja efectuada considerando apenas o menor dos valores medidos nos ensaios (valor mínimo), ou seja:

$$R_{a;k} = (R_{a;m})_{\min} / \xi_2$$

Nesta expressão os valores de ξ_2 a adoptar são igualmente os que constam do Quadro NA–A.9.

q) NA–8.6(4)

Mesmo quando o nível de pré-esforço numa ancoragem é condicionado por verificações respeitantes a estados limites de utilização na estrutura ancorada, o valor de cálculo da carga na ancoragem, para efeitos de verificação respeitante a um estado limite último (arrancamento da ancoragem, por exemplo), deve ser determinado através da aplicação de coeficientes parciais para as acções e para os parâmetros do terreno com valores correspondentes a estados limites últimos e à situação de projecto em consideração (persistente, transitória ou accidental).

Procedendo-se assim, não é necessária a introdução do coeficiente de modelo referido em 8.6(4).

r) NA–10.2(3)

Em 2.4.7.4(2), 10.2(2)P e 10.2(3) é feita referência a uma forma alternativa de contabilizar eventuais capacidades resistentes adicionais em verificações respeitantes a estados limites de levantamento global

(UPL). Em Portugal não é permitida a utilização dessa forma alternativa, ou seja, as capacidades resistentes adicionais que eventualmente existam devem sempre ser contabilizadas como tal, recorrendo aos valores dos coeficientes parciais que constam do Quadro A.16 do Anexo A, e não como acções verticais permanentes estabilizantes.

s) NA-11.5.1(1)P

Com a única excepção seguidamente indicada, os valores dos coeficientes parciais para as acções, para os parâmetros do terreno e para as capacidades resistentes a adoptar em Portugal na verificação da estabilidade global de taludes em situações de projecto persistentes ou transitórias são os indicados nos Quadros A.3, A.4 e A.14 do Anexo A.

Sempre que, conforme possibilidade prevista em 11.6(3), a ocorrência de estados limites de utilização nas estruturas ou nas infra-estruturas situadas num talude natural ou na sua vizinhança seja evitada através da limitação da resistência ao corte do terreno mobilizada, devem ser adoptados, na verificação da estabilidade global do talude para a Combinação 2 (ver 2.4.7.3.4.2(1)P), os seguintes valores dos coeficientes parciais para os parâmetros do terreno:

– $\gamma_{\phi'} = 1,5$

– $\gamma_{c'} = 1,5$

– $\gamma_{cu} = 1,5$.

t) NA-A.3.1

Ver NA-2.4.7.3.2(3)P.

u) NA-A.3.2

Ver NA-2.4.7.3.2(3)P.

v) NA-A.3.3.2

Ver NA-2.4.7.3.3(2)P.

w) NA-A.3.3.3

Ver NA-7.6.2.2(8)P e NA-7.6.3.2(5)P.

x) NA-A.4(1)P

Ver NA-2.4.7.4(3)P.

y) NA-A.4(2)P

Ver NA-2.4.7.4(3)P.

NA.3 – Utilização dos Anexos informativos

Em Portugal, os Anexos B, C, D, E, F, G, H e J mantêm o carácter informativo.

NA.4 – Informações complementares

NA.4.1 – Objectivo

Em NA.4 são fornecidas informações complementares não contraditórias com as prescrições da presente Norma, visando auxiliar a aplicação desta Norma.

NA.4.2 – Informações gerais

a) Relação da NP EN 1997-1 com outros Eurocódigos e com outras normas europeias

A presente Norma faz parte de um conjunto de normas correntemente designadas por Eurocódigos Estruturais, relativas ao projecto estrutural e geotécnico de edifícios e de outras obras de engenharia civil. Assim, o projecto geotécnico deve ter em conta o disposto nos diversos Eurocódigos que se interligam com a presente Norma, salientando-se, no caso de Portugal, os requisitos estabelecidos na NP EN 1998-1:2010 – “Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios” e na NP EN 1998-5:2010 – “Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos”.

O projecto geotécnico deve igualmente satisfazer os requisitos de todas as outras normas e especificações aplicáveis. De entre essas normas têm particular relevância as relativas à prospecção geotécnica, a ensaios de caracterização de terrenos, a produtos correntemente utilizados em obras geotécnicas (tais como os geossintéticos) e à execução e ensaios de obras geotécnicas.

NA.4.3 – Informações específicas

a) Atribuição da Categoria Geotécnica a uma obra (2.1(10))

No Quadro NA.IV é fornecida orientação para a atribuição da Categoria Geotécnica (CG 1, CG 2 ou CG 3) a uma determinada estrutura ou obra, ou a um determinado aspecto do seu projecto, em função:

- da classe de consequências da estrutura ou obra, de entre as três previstas em B.3.1 do Anexo B da NP EN 1990:2009;
- da complexidade do projecto geotécnico, classificada como elevada, média ou baixa tendo em consideração a complexidade de aspectos tais como as condições geotécnicas, as acções e o comportamento estrutural.

Quadro NA.IV – Orientação para a atribuição da Categoria Geotécnica

		Classe de consequências (CC)		
		1	2	3
Complexidade do projecto geotécnico	Elevada	CG 2	CG 3	CG 3
	Média	CG 2	CG 2	CG 3
	Baixa	CG 1	CG 2	CG 2

Conforme é referido em 2.1(21), nos projectos de estruturas da Categoria Geotécnica 3 deverão normalmente ser utilizadas disposições e regras alternativas às da presente Norma.

b) Determinação dos valores de cálculo dos parâmetros geotécnicos a partir dos valores característicos (2.4.6.2(1)P)

Tendo presente a expressão (2.2), no caso de aplicação do coeficiente parcial γ_M ao valor característico superior de um parâmetro de resistência do terreno (ver 2.4.5.2(5) da presente Norma e 4.2(6) da NP EN 1990:2009) os valores de γ_M a adoptar devem ser os inversos dos valores indicados no Anexo A da presente Norma e neste Anexo Nacional. Tal poderá suceder, por exemplo, na determinação de certas acções exercidas pelo terreno (como seja o atrito lateral negativo) sobre estacas carregadas axialmente.

c) Verificações respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno em situações acidentais (2.4.7.1(3))

Contrariamente ao que sucede no caso de situações persistentes ou transitórias, para as quais é em geral necessário considerar duas combinações distintas de conjuntos de valores dos coeficientes parciais (uma vez que é adoptada a Abordagem de Cálculo 1), no caso de situações acidentais há que considerar apenas uma única combinação de conjuntos de valores.

d) Verificações respeitantes a estados limites de rotura estrutural ou de rotura do terreno – Expressão geral (2.4.7.3.1(1)P)

A expressão (2.5) aplica-se a todas as situações de projecto, e não apenas a situações persistentes ou transitórias.

e) Verificações respeitantes a estados limites de rotura estrutural ou de rotura do terreno – Determinação do valor de cálculo dos efeitos das acções (2.4.7.3.2(1)) e do valor de cálculo das capacidades resistentes (2.4.7.3.3(1))

As expressões (2.6a) e (2.7c) aplicam-se a todas as situações de projecto, e não apenas a situações persistentes ou transitórias.

f) Critério a utilizar em verificações respeitantes ao levantamento hidráulico (2.4.7.5(1)P)

Em verificações respeitantes ao estado limite último de levantamento hidráulico deverá preferencialmente ser utilizada a expressão (2.9b), que é formulada em termos de força de percolação e de peso submerso.

A expressão (2.9a) só é equivalente à expressão (2.9b) se, na determinação dos valores de cálculo da tensão total na base de uma coluna de solo e da pressão na água dos poros na base da mesma coluna, forem criteriosamente aplicados coeficientes parciais diferenciados a certas parcelas dos valores característicos das referidas grandezas. A utilização da expressão (2.9a) sem essa aplicação diferenciada de coeficientes parciais pode traduzir-se numa exigência irrazoavelmente conservadora.

g) Verificações respeitantes ao levantamento hidráulico (2.4.7.5(2)P)

Os valores dos coeficientes parciais a adoptar na verificação da capacidade resistente à rotura por levantamento hidráulico (indicados no Quadro A.17 do Anexo A) destinam-se exclusivamente a assegurar a estabilidade relativamente a este modo de rotura. Conforme é referido na Nota 2 de 10.3(2)P, a inexistência de erosão interna deve ser assegurada mediante verificação independente.

h) Capacidade resistente ao deslizamento em condições drenadas (6.5.3(8)P)

As expressões (6.3a) e (6.3b) são versões simplificadas, válidas apenas para $\gamma_{R,h} = 1,0$ e para $\gamma_{\phi'} = 1,0$, respectivamente, da expressão que resulta da aplicação da expressão geral (2.7c) à determinação do valor de cálculo da capacidade resistente ao deslizamento de fundações superficiais em condições drenadas.

Tendo em atenção que nas verificações respeitantes a estados limites de deslizamento se deve utilizar $\gamma_{R,h} = 1,0$ em Portugal, tanto em situações persistentes ou transitórias como em situações acidentais, resulta que a expressão (6.3a) pode ser utilizada com toda a generalidade em Portugal.

Por outro lado, tendo em atenção que em Portugal se verifica $\gamma_{\phi'} = 1,0$ somente nas verificações respeitantes à combinação 1 da Abordagem de Cálculo 1 em situações persistentes ou transitórias, resulta que a aplicabilidade da expressão (6.3b) em Portugal se restringe a essas verificações.

i) Capacidade resistente ao deslizamento em condições não drenadas (6.5.3(11)P)

As expressões (6.4a) e (6.4b) são versões simplificadas, válidas apenas para $\gamma_{R,h} = 1,0$ e para $\gamma_{cu} = 1,0$, respectivamente, da expressão que resulta da aplicação da expressão geral (2.7c) à determinação do valor de cálculo da capacidade resistente ao deslizamento de fundações superficiais em condições não drenadas.

Tendo em atenção que nas verificações respeitantes a estados limites de deslizamento se deve utilizar $\gamma_{R,h} = 1,0$ em Portugal, tanto em situações persistentes ou transitórias como em situações acidentais, resulta que a expressão (6.4a) pode ser utilizada com toda a generalidade em Portugal.

Por outro lado, tendo em atenção que em Portugal se verifica $\gamma_{cu} = 1,0$ somente nas verificações respeitantes à combinação 1 da Abordagem de Cálculo 1 em situações persistentes ou transitórias, resulta que a aplicabilidade da expressão (6.4b) em Portugal se restringe a essas verificações.

j) Determinação de gradientes hidráulicos ou de pressões na água dos poros em verificações respeitantes a estados limites de levantamento hidráulico ou erosão interna (10.1(3)P)

Para além dos aspectos referidos em 10.1(3)P, na determinação de gradientes hidráulicos, de pressões na água dos poros ou de forças de percolação tendo em vista verificações respeitantes a estados limites de levantamento hidráulico ou erosão interna (HYD) deve ser tida em conta a anisotropia de permeabilidade do terreno, caso seja relevante.

k) Determinação dos valores característicos da pressão na água dos poros ou do gradiente hidráulico em verificações respeitantes ao estado limite de levantamento hidráulico (10.3(2)P)

No que diz respeito ao estado limite de levantamento hidráulico, a ocorrência de estratos de solo de menor permeabilidade na zona de saída de um escoamento constitui uma condição particularmente desfavorável, uma vez que é susceptível de agravar significativamente os gradientes hidráulicos nessa zona, em comparação com os que seriam determinados mediante a hipótese de meio homogéneo. Tal condição deverá pois ser tida em conta com especial atenção.

NA.5 – Correspondência entre as normas europeias referidas na presente Norma e as normas nacionais

Norma europeia	Norma nacional	Título
EN 1990:2002	NP EN 1990:2009	<i>Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas</i>
EN 1991-1-1:2002	NP EN 1991-1-1:2009	<i>Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios</i>
EN 1991-1-2:2002	NP EN 1991-1-2:2010	<i>Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-2: Acções gerais – Acções em estruturas expostas ao fogo</i>
EN 1991-1-3:2003	NP EN 1991-1-3:2009	<i>Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-3: Acções gerais – Acções da neve</i>
EN 1991-1-4:2005	NP EN 1991-1-4:2010	<i>Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-4: Acções gerais – Acções do vento</i>
EN 1991-1-5:2003	NP EN 1991-1-5:2009	<i>Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-5: Acções gerais – Acções térmicas</i>
EN 1992-1-1:2004	NP EN 1992-1-1:2010	<i>Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios</i>
EN 1992-1-2:2004	NP EN 1992-1-2:2010	<i>Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-2: Verificação da resistência ao fogo</i>
EN 1993-1-1:2005	NP EN 1993-1-1:2010	<i>Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios</i>
EN 1993-1-2:2005	NP EN 1993-1-2:2010	<i>Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço – Parte 1-2: Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo</i>
EN 1993-1-8:2005	NP EN 1993-1-8:2010	<i>Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço – Parte 1-8: Projecto de ligações</i>
EN 1993-1-9:2005	NP EN 1993-1-9:2010	<i>Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço – Parte 1-9: Fadiga</i>
EN 1993-1-10:2005	NP EN 1993-1-10:2010	<i>Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço – Parte 1-10: Tenacidade dos materiais e propriedades no sentido da espessura</i>
EN 1998-1:2004	NP EN 1998-1:2010	<i>Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios</i>
EN 1998-5:2004	NP EN 1998-5:2010	<i>Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos</i>