

norme européenne**NF EN 1997-1****Juin 2005**

norme française

Indice de classement : P 94-251-1

ICS : 93.020

Eurocode 7 : Calcul géotechnique

Partie 1 : Règles générales

E : Eurocode 7: Geotechnical design — Part 1: General rules

D : Eurocode 7: Entwurf Berechnung und Bemessung in der Geotechnik —
Teil 1: Allgemeine Regeln

Norme française homologuée

par décision du Directeur Général d'AFNOR le 20 mai 2005 pour prendre effet le 20 juin 2005.

Est destinée à remplacer la norme expérimentale XP ENV 1997-1 (indice de classement : P 94-250-1), de décembre 1996.

Correspondance La norme européenne EN 1997-1:2004 a le statut d'une norme française.

Analyse

La présente partie de l'Eurocode 7 définit les principes de justification des ouvrages géotechniques et énonce les règles générales applicables aux aspects géotechniques du calcul des ouvrages.

Elle est destinée à être utilisée avec les normes NF EN 1990 et NF EN 1991 à NF EN 1999 par les maîtres d'ouvrages, concepteurs, entrepreneurs et autorités publiques.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : géotechnique, sol de fondation, fondation, pieu de fondation, mur, remblaiement, calcul, règle de calcul, règle de conception, contrainte admissible, bâtiment, génie civil.

Modifications Par rapport au document destiné à être remplacé, adoption de la norme européenne.

Corrections



Membres de la commission de normalisation

Président : M MAGNAN

Secrétariat : M AMAR LCPC

M	BAGUELIN	FONDACONCEPT
M	BERTHELOT	VERITAS
M	BIGOT	DREIF/LREP/BNSR/CNREG
M	BOLLE	BNSR/CNET
M	CANÉPA	DREIF/LREP/BNSR/CNETG
M	CAQUEL	LRPC NANCY/CN GÉOSYNTHÉTIQUES
M	CARPINTEIRO	SOCOTEC/COPREC
M	DELMAS	BIDIM/CN GÉOSYNTHÉTIQUES
M	DESCANTES	LRPC NANTES/CN GRANULATS
MME	DROUAUX	SETRA/BNSR/CENT
M	DUFFAUT	CFMR
M	DURVILLE	LRPC LYON
M	FAURE	CETU
M	FRANK	ENPC/CERMES
M	GOUVENOT	SOLETANCHE-BACHY/CNETG
M	GRATIER	THYSSENKRUPP
M	GROSJEAN	UNMGO
M	HAIUN	SETRA
M	MAGNAN	LCPC/CCNG
M	MICHALSKI	ANTEA/CNREG
M	MIRAILLET	EDF
M	MONADIER	CETMEF
M	MUDET	SNCF
MME	PATROUILLEAU	AFNOR
M	PINÇON	BNTEC
MME	PINEAU	AFNOR
M	VEZOLE	EIFFAGE CONSTRUCTION/CNJOG
M	ZERHOUNI	SOLEN CEBTP/USG

Avant-propos national

A.P.1 : Introduction

(0) Le règlement du Comité européen de Normalisation (CEN) impose que les normes européennes adoptées par ses membres soient transformées en normes nationales au plus tard dans les 6 mois après leur ratification et que les normes nationales en contradiction soient annulées.

(1) La présente publication reproduit la norme européenne EN 1997-1:2004 — Eurocodes structuraux — Eurocode 7 : Calcul géotechnique — Partie 1 : Règles générales, ratifiée par le Comité européen de normalisation le 23 avril 2004 et mise à disposition le 24 novembre 2004. Elle fait partie d'un ensemble de normes constituant la collection des Eurocodes, qui dépendent dans une certaine mesure les unes des autres pour leur application. Certaines d'entre elles sont encore en cours d'élaboration. C'est pourquoi le CEN a fixé une période de transition nécessaire à l'achèvement de cet ensemble de normes européennes, période durant laquelle les membres du CEN ont l'autorisation de maintenir leurs propres normes nationales adoptées antérieurement.

(2) Cette publication, faite en application des règles du Comité européen de normalisation, peut permettre aux différents utilisateurs de se familiariser avec le contenu (concepts et méthodes) de l'Eurocode.

(3) L'application en France de cette norme appelle un ensemble de précisions et de compléments pour lesquels une Annexe nationale est en préparation dans le cadre de la Commission de Normalisation Justification des Ouvrages Géotechniques du Bureau de Normalisation Sols et Routes (BNSR/CNJOG) En attendant la publication de cette Annexe nationale, si la norme européenne est employée, c'est avec les compléments précisés par l'utilisateur et sous sa responsabilité.

(4) Avec son annexe nationale (NF P 94-251-2), la norme NF EN 1997-1 est destinée à terme à remplacer la norme expérimentale XP ENV 1997-1. Cependant, en raison des normes provisoires ENV relatives à d'autres parties de la collection des Eurocodes, qui font référence à la norme expérimentale XP ENV 1997-1 et qui ne sont pas encore remplacées par des normes EN, cette dernière est maintenue en vigueur pendant la période de coexistence nécessaire.

A.P.2 : Références aux normes françaises

La correspondance entre les normes mentionnées à l'article «Références normatives» et les normes françaises identiques est la suivante :

EN 1990	: NF EN 1990
EN 1991	: NF EN 1991
EN 1991-4	: NF EN 1991-4 ¹⁾
EN 1992	: NF EN 1992
EN 1993	: NF EN 1993
EN 1994	: NF EN 1994
EN 1995	: NF EN 1995
EN 1996	: NF EN 1996
EN 1997-2	: NF EN 1997-2 ¹⁾
EN 1998	: NF EN 1998
EN 1999	: NF EN 1999 ¹⁾
EN 1536	: NF EN 1536
EN 1537	: NF EN 1537
EN 12063	: NF EN 12063
EN 12699	: NF EN 12699
EN 14199	: NF EN 14199
EN ISO 13793	: NF EN ISO 13793

La correspondance entre les normes mentionnées à l'article «1.6 Symboles» et les normes françaises de même domaine d'application mais non identiques est la suivante :

ISO 3898	: NF P 06-005
----------	---------------

1) En préparation.

Version française

**Eurocode 7 : Calcul géotechnique —
Partie 1 : Règles générales**

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

Eurocode 7 : Geotechnical design —
Part 1: General rules

La présente Norme européenne a été adoptée par le CEN le 23 avril 2004.

Les membres du CEN sont tenus de se soumettre au Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, qui définit les conditions dans lesquelles doit être attribué, sans modification, le statut de norme nationale à la Norme européenne.

Les listes mises à jour et les références bibliographiques relatives à ces normes nationales peuvent être obtenues auprès du Centre de Gestion ou auprès des membres du CEN.

La présente Norme européenne existe en trois versions officielles (allemand, anglais, français). Une version dans une autre langue faite par traduction sous la responsabilité d'un membre du CEN dans sa langue nationale et notifiée au Centre de Gestion, a le même statut que les versions officielles.

Les membres du CEN sont les organismes nationaux de normalisation des pays suivants : Allemagne, Autriche, Belgique, Chypre, Danemark, Espagne, Estonie, Finlande, France, Grèce, Hongrie, Irlande, Islande, Italie, Lettonie, Lituanie, Luxembourg, Malte, Norvège, Pays-Bas, Pologne, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Slovaquie, Slovénie, Suède et Suisse.

CEN

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Europäisches Komitee für Normung
European Committee for Standardization

Centre de Gestion : rue de Stassart 36, B-1050 Bruxelles

Sommaire

	Page
Avant-propos	5
Section 1 Généralités	8
1.1 Domaine d'application	8
1.2 Références normatives	9
1.3 Hypothèses	9
1.4 Distinction entre les principes et les règles d'application	10
1.5 Définitions	10
1.6 Symboles	11
Section 2 Bases du calcul géotechnique	16
2.1 Exigences de calcul	16
2.2 Situations de calcul	18
2.3 Durabilité	18
2.4 Dimensionnement géotechnique par le calcul	19
2.5 Dimensionnement par mesures prescriptives	30
2.6 Essais de chargement et essais sur modèles	30
2.7 Méthode observationnelle	30
2.8 Rapport de calcul géotechnique	31
Section 3 Données géotechniques	32
3.1 Généralités	32
3.2 Reconnaissances géotechniques	32
3.3 Évaluation des paramètres géotechniques	33
3.4 Rapport de reconnaissance des terrains	39
Section 4 Surveillance de l'exécution des travaux, suivi et entretien	42
4.1 Généralités	42
4.2 Surveillance	42
4.3 Vérification de l'état des terrains	43
4.4 Contrôle de l'exécution des travaux	44
4.5 Instrumentation et suivi (surveillance de l'ouvrage)	45
4.6 Entretien	46
Section 5 Remblais, rabattement de nappe, amélioration et renforcement des terrains	47
5.1 Généralités	47
5.2 Exigences fondamentales	47
5.3 Construction des remblais	47
5.4 Rabattement de nappe	50
5.5 Amélioration et renforcement du terrain	51
Section 6 Fondations superficielles	52
6.1 Généralités	52
6.2 États limites	52
6.3 Actions et situations de calcul	52
6.4 Considérations relatives au calcul et à la construction	52
6.5 Calcul à l'état limite ultime	53
6.6 Calcul à l'état limite de service	55
6.7 Fondations au rocher; considérations complémentaires pour le calcul	57
6.8 Calcul de la structure des fondations superficielles	58
6.9 Préparation du sol d'assise	58

Sommaire (suite)

	Page
Section 7 Fondations sur pieux	59
7.1 Généralités	59
7.2 États limites	59
7.3 Actions et situations de calcul	59
7.4 Méthodes de calcul et considérations sur le calcul	61
7.5 Essais de chargement de pieux	62
7.6 Pieux sous charge axiale	64
7.7 Pieux chargés latéralement	73
7.8 Calcul de la structure des pieux	74
7.9 Surveillance de l'exécution des travaux	75
Section 8 Ancrages	77
8.1 Généralités	77
8.2 États limites	78
8.3 Situations et actions de calcul	78
8.4 Considérations sur le calcul et la construction	78
8.5 Calcul à l'état limite ultime	79
8.6 Calcul à l'état limite de service	80
8.7 Essais de contrôle	81
8.8 Essais de réception	81
8.9 Surveillance de l'exécution et suivi	81
Section 9 Ouvrages de soutènement	82
9.1 Généralités	82
9.2 États limites	82
9.3 Actions, données géométriques et situations de calcul	83
9.4 Considérations relatives au calcul et à la construction	85
9.5 Détermination de la pression des terres	86
9.6 Pressions d'eau	89
9.7 Calcul à l'état limite ultime	89
9.8 Calcul à l'état limite de service	93
Section 10 Rupture d'origine hydraulique	94
10.1 Généralités	94
10.2 Rupture par soulèvement hydraulique dû à la poussée d'Archimède	95
10.3 Rupture par annulation des contraintes effectives verticales	97
10.4 Érosion interne	98
10.5 Rupture par érosion régressive	98
Section 11 Stabilité générale	100
11.1 Généralités	100
11.2 États limites	100
11.3 Actions et situations de calcul	100
11.4 Considérations relatives au calcul et à la construction	101
11.5 Calcul aux états limites ultimes	101
11.6 Calcul aux états limites de service	103
11.7 Surveillance	104

Sommaire (fin)

	Page
Section 12 Remblais	105
12.1 Généralités	105
12.2 États limites	105
12.3 Actions et situations de calcul	105
12.4 Considérations relatives au calcul et à la construction	106
12.5 Calcul aux états limites ultimes	107
12.6 Calcul aux états limites de service	107
12.7 Surveillance	107
Annexe A (normative) Facteurs partiels et de corrélation pour les états limites ultimes et valeurs recommandées	109
Annexe B (informative) Commentaires sur les facteurs partiels des approches de calcul 1, 2 et 3	117
Annexe C (informative) Exemples de procédures pour déterminer les valeurs limites de la pression des terres sur les murs verticaux	120
Annexe D (informative) Exemple de méthode analytique de calcul de la capacité portante	130
Annexe E (informative) Exemple de méthode semi-empirique pour l'estimation de la capacité portante	133
Annexe F (informative) Exemples de méthodes d'évaluation du tassement	134
Annexe G (informative) Exemple de méthode de détermination de la pression de contact présumée des fondations superficielles sur rocher	136
Annexe H (informative) Valeurs limites des déformations des structures et des mouvements des fondations	138
Annexe J (informative) Aide-mémoire pour la surveillance des travaux et le suivi du comportement des ouvrages	140

Avant-propos

Le présent document (EN 1997-1) a été préparé par le Comité Technique CEN/TC 250 «Eurocodes structuraux», dont le secrétariat est tenue par le BSI. Le Comité technique CEN/TC 250 est responsable de tous les Eurocodes structuraux.

Cette norme européenne devra recevoir le statut de norme nationale, soit par publication d'un texte identique, soit par entérinement, au plus tard en mai 2005, et toutes les normes nationales en contradiction devront être retirées au plus tard en mars 2010.

Le présent document remplace l'ENV 1997-1:1994.

Selon le Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, les instituts de normalisation nationaux des pays suivants sont tenus de mettre cette Norme européenne en application: Allemagne, Autriche, Belgique, Chypre, Danemark, Espagne, Estonie, Finlande, France, Grèce, Hongrie, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Lettonie, Lituanie, Malte, Norvège, Pays-Bas, Pologne, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Slovaquie, Slovénie, Suède et Suisse.

Origine du programme des Eurocodes

En 1975, la Commission des Communautés Européennes arrêta un programme d'actions dans le domaine de la construction, sur la base de l'article 95 du Traité. L'objectif du programme était l'élimination des obstacles aux échanges et l'harmonisation des spécifications techniques.

Dans le cadre de ce programme d'action, la Commission prit l'initiative d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées pour le dimensionnement des ouvrages ; ces règles, en un premier stade, serviraient d'alternative aux règles nationales en vigueur dans les États membres et, finalement, les remplaceraient.

Pendant quinze ans, la Commission, avec l'aide d'un Comité directeur comportant des représentants des États membres, pilota le développement du programme des Eurocodes, ce qui conduisit, au cours des années 1980 à la première génération de Codes européens.

En 1989, la Commission et les États membres de l'Union Européenne (UE) et de l'Association Européenne de Libre Échange (AELE) décidèrent, sur la base d'un accord ¹⁾ entre la Commission et le CEN de transférer au CEN la préparation et la publication des Eurocodes par une série de mandats, afin de leur donner par la suite le statut de norme européenne (EN). Ceci établit de facto un lien entre les Eurocodes et les dispositions de toutes les Directives du Conseil et/ou Décisions de la Commission traitant des normes européennes (par exemple, la directive du Conseil 89/106/EEC sur les produits de construction — DPC — et les directives du Conseil 93/37/CEE, 92/50/CEE et 89/440/CEE sur les travaux et services publics ainsi que les directives équivalentes de l'AELE destinées à la mise en place du marché intérieur).

Le programme des Eurocodes structuraux comprend les normes suivantes, chacune étant en général constituée d'un certain nombre de parties :

EN 1990	Eurocode :	Bases du calcul des structures
EN 1991	Eurocode 1 :	Actions sur les structures
EN 1992	Eurocode 2 :	Calcul des structures en béton
EN 1993	Eurocode 3 :	Calcul des structures en acier
EN 1994	Eurocode 4 :	Calcul des structures mixtes acier-béton
EN 1995	Eurocode 5 :	Calcul des structures en bois
EN 1996	Eurocode 6 :	Calcul des ouvrages en maçonnerie
EN 1997	Eurocode 7 :	Calcul géotechnique
EN 1998	Eurocode 8 :	Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
EN 1999	Eurocode 9 :	Calcul des structures en aluminium

1) *Accord entre la Commission des Communautés Européennes et le Comité Européen de Normalisation (CEN) concernant le travail sur les Eurocodes pour le dimensionnement ouvrages de bâtiment et de génie civil (BC/CEN/03/89).*

Les normes Eurocodes reconnaissent la responsabilité des autorités réglementaires de chaque État membre et ont sauvegardé le droit de celles-ci de déterminer, au niveau national, des valeurs relatives aux questions réglementaires de sécurité, là où ces valeurs continuent de différer d'un État à l'autre.

Statut et domaine d'application des Eurocodes

Les États membres de l'EU et de l'AELE reconnaissent que les Eurocodes servent de documents de référence pour les usages suivants :

- comme moyen de prouver la conformité des bâtiments et ouvrages de génie civil aux exigences essentielles de la directive du Conseil 89/106/CEE, en particulier l'exigence essentielle N° 1 — Stabilité et résistance mécanique) et l'exigence essentielle N° 2 (Sécurité en cas d'incendie) ;
- comme base de spécification des contrats pour les travaux de construction et les services techniques associés ;
- comme cadre d'établissement de spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction (EN et ATE).

Les Eurocodes, dans la mesure où ils concernent les travaux de constructions eux-mêmes, ont une relation directe avec les documents interprétatifs ²⁾ visés à l'article 12 de la DPC, bien qu'ils soient de nature différente des normes de produits harmonisées ³⁾. Par conséquent, les aspects techniques résultant des travaux effectués pour les Eurocodes doivent être pris en compte de façon adéquate par les Comités techniques du CEN et/ou les groupes de travail de l'OETA qui élaborent les normes de produits, de façon à obtenir une compatibilité parfaite entre ces spécifications techniques et les Eurocodes.

Les normes Eurocodes fournissent des règles communes de conception structurale d'usage quotidien pour le calcul des structures entières et des produits qui les constituent, qu'ils soient de nature traditionnelle ou innovatrice. Les formes de construction ou les conceptions inusuelles ne sont pas spécifiquement couvertes et il appartiendra en ces cas au concepteur de se procurer des bases spécialisées supplémentaires.

Normes nationales transposant les Eurocodes

Les normes nationales transposant les Eurocodes comprendront la totalité du texte des Eurocodes (toutes annexes incluses), tel que publié par le CEN ; ce texte peut être précédé d'une page nationale de titres et d'un Avant-Propos National et peut être suivi d'une annexe nationale.

L'annexe nationale peut seulement contenir des informations sur les paramètres laissés en attente dans l'Eurocode pour choix national, sous la désignation de Paramètres déterminés au niveau national, à utiliser pour les projets de bâtiments et ouvrages de génie civil à construire dans le pays concerné, il s'agit :

- de valeurs et/ou des classes là où des alternatives figurent dans l'Eurocode ;
- de valeurs à utiliser là où seul un symbole est donné dans l'Eurocode ;
- de données propres à un pays (géographiques, climatiques, etc.), par exemple carte de neige ;
- de la procédure à utiliser là où des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode.

2) Selon l'article 3.3 de la DPC, les exigences essentielles (EE) doivent recevoir une forme concrète dans des documents interprétatifs (DI) pour assurer les liens nécessaires entre les exigences essentielles et les mandats pour normes européennes (EN) harmonisées et guides pour les agréments techniques européens (ATE) et ces agréments eux-mêmes.

3) Selon l'article 12 de la DPC, les documents interprétatifs doivent :

- a) donner une forme concrète aux exigences essentielles en harmonisant la terminologie et les bases techniques et en indiquant des classes ou niveaux pour chaque exigence lorsque c'est nécessaire ;
- b) indiquer des méthodes pour corréliser ces classes ou niveaux d'exigence avec les spécifications techniques (par exemple, méthodes de calcul et d'essai, règles techniques pour la conception, etc.) ;
- c) servir de référence pour l'établissement de normes harmonisées et de guides pour agréments techniques européens.

Les Eurocodes jouent de facto un rôle semblable pour l'EE 1 et pour une partie de l'EE 2.

Il peut aussi contenir :

- des décisions sur l'usage des annexes informatives ;
- des références à des informations complémentaires non contradictoires pour aider l'utilisateur à appliquer l'Eurocode.

Liens entre les Eurocodes et les spécifications techniques harmonisées (EN et ATE) pour les produits

La cohérence est nécessaire entre les spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction et les règles techniques pour les ouvrages ⁴⁾. En outre, toute information accompagnant la Marque CE des produits de construction se référant aux Eurocodes doit clairement faire apparaître quels Paramètres Déterminés au niveau National ont été pris en compte.

Informations additionnelles spécifiques à la norme EN 1997.

La norme EN 1997-1 donne des instructions et des conseils pour le calcul géotechnique des bâtiments et ouvrages de génie civil.

La norme EN 1997-1 est destinée aux clients (maître d'ouvrage), concepteurs, entrepreneurs et autorités publiques.

La norme EN 1997-1 est destinée à être utilisée avec les normes EN 1990 et EN 1991 à EN 1999.

Lors de l'application de la norme EN 1997-1 en pratique, il convient d'accorder une attention particulière aux hypothèses et conditions énoncées en 1.3.

Les 12 sections de la norme EN 1997-1 sont complétées par 1 annexe normative et 8 annexes informatives.

Annexe nationale à la norme EN 1997-1

La présente norme donne des procédures alternatives et des valeurs recommandées, avec des notes indiquant où des choix nationaux doivent être faits. C'est pourquoi, il convient de doter la Norme Nationale transposant la norme EN 1997-1 d'une annexe nationale contenant toutes les valeurs des Paramètres Déterminés au niveau National à utiliser pour le dimensionnement de bâtiments et ouvrages de génie civil à construire dans le pays concerné.

Un choix national est autorisé dans la norme EN 1997-1 par les alinéas :

- 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), 2.4.7.2(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), 11.5.1(1)P

et des clauses suivantes de l'Annexe 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.

4) voir les articles 33 et 12 de la DPC et les clauses 4.2, 4.3.1, 4.3.2 et 5.2 de la Directive DI 1.

Section 1 Généralités

1.1 Domaine d'application

1.1.1 Domaine d'application de la norme EN 1997

(1) La norme EN 1997 doit être utilisée conjointement avec la norme EN 1990 :2002, qui définit les principes et les exigences en matière de sécurité et d'aptitude au service, décrit les principes de base du calcul et de la vérification des structures et donne des directives sur les aspects liés à leur fiabilité.

(2) La norme EN 1997 doit être appliquée aux aspects géotechniques du calcul des bâtiments et ouvrages de génie civil. Elle est divisée en plusieurs parties (voir 1.1.2 et 1.1.3).

(3) La norme EN 1997 traite des exigences de résistance, de stabilité, d'aptitude au service et de durabilité des ouvrages. Les autres exigences, par exemple celles qui concernent l'isolation thermique ou sonore, ne sont pas abordées.

(4) Les valeurs numériques des actions sur les bâtiments et les ouvrages de génie civil à prendre en compte dans le calcul sont fournies par la norme EN 1991, en fonction des types de constructions. Les actions imposées par le terrain, comme les pressions des terres, doivent être calculées conformément aux règles de l'Eurocode 7.

(5) Des normes européennes séparées doivent être utilisées pour traiter les questions d'exécution et de main d'œuvre. Elles sont notées dans les sections concernées.

(6) Dans la norme EN 1997, l'exécution est traitée dans la mesure où cela est nécessaire pour assurer sa conformité avec les hypothèses des règles de calcul.

(7) La norme EN 1997 ne traite pas des exigences particulières du calcul sismique. La norme EN 1998 donne des règles complémentaires pour le calcul sismique, qui complètent ou adaptent les règles de la présente norme.

1.1.2 Domaine couvert par la norme EN 1997-1

(1) La norme EN 1997-1 doit être utilisée comme norme générale de base pour les aspects géotechniques du calcul des bâtiments et ouvrages de génie civil.

(2) La norme EN 1997-1 traite des sujets suivants :

- Section 1 : Généralités
- Section 2 : Bases du calcul géotechnique
- Section 3 : Données géotechniques
- Section 4 : Surveillance de l'exécution des travaux, suivi et entretien
- Section 5 : Remblais, rabattement de nappe, amélioration et renforcement des terrains
- Section 6 : Fondations superficielles
- Section 7 : Fondations sur pieux
- Section 8 : Ancrages
- Section 9 : Ouvrages de soutènement
- Section 10 : Rupture d'origine hydraulique
- Section 11 : Stabilité d'ensemble
- Section 12 : Remblais

(3) La norme EN 1997-1 comporte des annexes A à J qui fournissent :

- dans l'annexe A des valeurs recommandées des facteurs partiels de sécurité ; l'annexe nationale peut définir des valeurs différentes de ces facteurs partiels ;
- dans les annexes B à J des informations supplémentaires, comme par exemple des méthodes de calcul d'application internationale.

1.1.3 Autres parties de la norme EN 1997

(1) La norme EN 1997-1 est complétée par la norme EN 1997-2, qui donne des exigences relatives à l'exécution et à l'évaluation des résultats des essais en place et en laboratoire.

1.2 Références normatives

(1) Cette Norme européenne comporte par référence datée ou non datée des dispositions d'autres publications. Ces références normatives sont citées aux endroits appropriés dans le texte et les publications sont énumérées ci-après. Pour les références datées, les amendements ou révisions ultérieurs de l'une quelconque de ces publications ne s'appliquent à cette Norme européenne que s'ils y ont été incorporés par amendement ou révision. Pour les références non datées, la dernière édition de la publication à laquelle il est fait référence s'applique (y compris les amendements).

NOTE Les Eurocodes ont été publiés jusqu'à présent en tant que normes européennes expérimentales. Les normes européennes énumérées ci-après sont citées dans les clauses normatives, qu'elles soient déjà publiées ou encore en préparation.

EN 1990:2002	Eurocode : Bases du calcul des structures
EN 1991	Eurocode 1 Actions sur les structures
EN 1991-4	Eurocode 1 Actions sur les structures. Partie 4 : Actions sur les silos et les réservoirs
EN 1992	Eurocode 2 Calcul des structures en béton
EN 1993	Eurocode 3 Calcul des structures en acier
EN 1994	Eurocode 4 Calcul des structures mixtes acier-béton
EN 1995	Eurocode 5 Calcul des structures en bois
EN 1996	Eurocode 6 Calcul des structures en maçonnerie
EN 1997-2	Eurocode 7 Calcul géotechnique. Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais
EN 1998	Eurocode 8 Résistance des structures aux séismes
EN 1999	Eurocode 9 Calcul des structures en aluminium et alliage d'aluminium
EN 1536:1999	Exécution des travaux géotechniques spéciaux : Pieux forés
EN 1537:1999	Exécution des travaux géotechniques spéciaux : Ancrages
EN 12063:1999	Exécution des travaux géotechniques spéciaux : Rideaux de palplanches
EN 12699:2000	Exécution des travaux géotechniques spéciaux : Pieux refoulant le sol
EN 14199	Exécution des travaux géotechniques spéciaux : Micropieux
EN ISO 13793	Comportement thermique des bâtiments — Calcul thermique des fondations pour éviter le gonflement dû au gel.

1.3 Hypothèses

(1) Référence est faite à l'article 1.3 de la norme EN 1990:2002.

(2) Les dispositions de cette norme reposent sur les hypothèses indiquées ci-après.

- les données nécessaires au calcul sont recueillies, enregistrées et interprétées par du personnel possédant les qualifications nécessaires,
- les structures sont calculées par du personnel possédant les qualifications et l'expérience nécessaires,
- il existe une continuité et des communications adéquates entre les personnels impliqués dans le recueil des données, le calcul et l'exécution des travaux,
- une surveillance et un contrôle de qualité appropriés sont assurés dans les usines, dans les entreprises et sur le chantier,

- l'exécution des travaux est effectuée conformément aux normes et spécifications correspondantes, par un personnel possédant les compétences et l'expérience appropriées,
- les matériaux et produits de construction sont utilisés conformément aux spécifications de la présente norme ou aux spécifications propres aux matériaux ou produits utilisés,
- l'ouvrage sera entretenu de manière convenable pour que sa stabilité et son aptitude au service soient assurées pendant la durée de vie de calcul,
- l'ouvrage sera utilisé conformément à l'objectif défini lors du calcul.

(3) Ces hypothèses doivent être prises en compte par le projeteur et par le client. Afin d'éviter tout doute, la conformité aux hypothèses devrait être consignée par écrit, par exemple dans le rapport de calcul géotechnique.

1.4 Distinction entre les principes et les règles d'application

(1) Suivant la nature de chacune des clauses, une distinction est faite dans la norme EN 1997-1 entre les principes et les règles d'application.

(2) Les principes comprennent :

- des indications générales et des définitions pour lesquelles on n'admet aucune alternative, ainsi que
- des exigences et des modèles analytiques pour lesquels aucune alternative n'est admise, sauf indication spécifique contraire.

(3) Les principes sont précédés de la lettre P.

(4) Les règles d'application sont des exemples de règles généralement reconnues qui respectent les principes et satisfont leurs exigences.

(5) Il est permis d'utiliser des règles différentes des règles d'application énoncées dans cette norme à condition qu'il soit démontré que ces règles sont conformes aux principes correspondants et qu'elles sont au moins équivalentes en termes de sécurité, d'aptitude au service et de durabilité à ce que l'on peut attendre de l'utilisation des Eurocodes.

NOTE Si une règle de calcul alternative est proposée pour une règle d'application, le calcul ainsi effectué ne peut être dit «selon la norme EN 1997-1», même s'il reste conforme aux principes de la norme EN 1997-1. En cas d'utilisation de l'EN 1997-1 pour une propriété figurant dans l'annexe Z d'une norme de produit ou dans un guide pour un agrément technique européen, l'usage d'une règle de calcul différente peut ne pas être acceptable pour un marquage CE.

1.5 Définitions

1.5.1 Définitions communes à tous les Eurocodes

(1) Les définitions communes à tous les Eurocodes sont données dans la norme EN 1990:2002, 1.5.

1.5.2 Définitions spécifiques à la norme EN 1997-1

1.5.2.1

action géotechnique

action transmise à la structure par le terrain, un remblai, une masse d'eau ou l'eau souterraine

NOTE Définition prise dans la norme EN 1990:2002

1.5.2.2

expérience comparable

informations documentées ou clairement établies par tout autre moyen, concernant le terrain considéré dans le calcul, mettant en jeu les mêmes types de sols et de roches, dont on peut attendre qu'ils aient un comportement géotechnique semblable, ainsi que des structures semblables. Les informations obtenues localement sont considérées comme particulièrement pertinentes.

1.5.2.3

terrain

sol, roche ou remblai en place avant l'exécution des travaux de construction

1.5.2.4

structure

combinaison organisée de parties connectées, incluant les remblais mis en place pendant l'exécution des travaux de construction, conçue pour supporter des charges et fournir une rigidité adéquate.

NOTE Définition dérivée de celle de la norme EN 1990:2002.

1.5.2.5

valeur dérivée

valeur d'un paramètre géotechnique déduite de résultats d'essais par analyse théorique, corrélation ou de façon empirique.

1.5.2.6

rigidité

résistance d'un matériau à la déformation.

1.5.2.7

résistance

capacité d'un composant ou de la section d'un composant d'une structure à résister à des actions sans rupture mécanique, par exemple la résistance du terrain, la résistance à la flexion, la résistance au flambement, la résistance à la traction.

NOTE Définition dérivée de celle de la norme EN 1990:2002

1.6 Symboles

(1) Les symboles suivants sont utilisés dans la norme EN 1997-1.

Lettres latines

A'	surface effective de la base d'une semelle
A_b	surface de la base d'un pieu
A_c	surface totale de la base chargée en compression
$A_{s,i}$	surface latérale du fût du pieu dans la couche i
a_d	valeur de calcul des données géométriques
a_{nom}	valeur nominale des données géométriques
Δa	modification apportée aux données géométriques nominales pour certains besoins particuliers du calcul
b	largeur d'une fondation
b'	largeur effective d'une fondation
C_d	valeur limite de calcul de l'effet d'une action
c	cohésion
c'	cohésion effective
c_u	cohésion non drainée
$c_{u;d}$	valeur de calcul de la cohésion non drainée
d	profondeur d'encastrement
E_d	valeur de calcul de l'effet des actions
$E_{stb;d}$	valeur de calcul de l'effet des actions stabilisatrices
$E_{dst;d}$	valeur de calcul de l'effet des actions déstabilisatrices

$F_{c;d}$	valeur de calcul de la charge de compression axiale sur un pieu ou un groupe de pieux
F_d	valeur de calcul d'une action
F_k	valeur caractéristique d'une action
F_{rep}	valeur représentative d'une action
$F_{t;d}$	valeur de calcul de la charge de traction axiale sur un pieu en traction ou un groupe de pieux en traction
$F_{tr;d}$	valeur de calcul de la charge latérale sur un pieu ou une fondation sur pieux
$G_{dst;d}$	valeur de calcul des actions permanentes déstabilisatrices pour une vérification vis-à-vis du soulèvement
$G_{stb;d}$	valeur de calcul des actions verticales permanentes stabilisatrices pour la vérification vis-à-vis du soulèvement
$G'_{stb;d}$	valeur de calcul des actions verticales permanentes stabilisatrices pour la vérification vis-à-vis du soulèvement (poids déjaugé)
H	charge horizontale ou composante de l'action totale appliquée parallèlement à la base de la fondation
H_d	valeur de calcul de H
h	hauteur d'un mur
h	niveau de l'eau pour l'analyse de la stabilité vis à vis de l'annulation des contraintes verticales effectives
h'	hauteur du prisme de sol pour l'analyse de la stabilité vis à vis de l'annulation des contraintes effectives verticales,
$h_{w;k}$	valeur caractéristique de la charge hydrostatique à la base d'un prisme de sol
K_0	coefficient de pression des terres au repos
$K_{0;\beta}$	coefficient de pression des terres au repos dans un massif de terre dont la surface est inclinée de β sur l'horizontale
k	rapport $\delta_d / \varphi_{cv;d}$
l	longueur de la fondation
l'	longueur effective de la fondation
n	nombre de pieux ou de profils d'essais, par exemple
P	charge appliquée à un ancrage
P_d	valeur de calcul de P
P_p	charge d'épreuve dans un essai de convenance d'ancrage injecté
$Q_{dst;d}$	valeur de calcul des actions verticales stabilisatrices pour la vérification au soulèvement hydraulique (Archimède)
$q_{b;k}$	valeur caractéristique de la pression résistante à la base
$q_{s;i;k}$	valeur caractéristique de la contrainte de frottement latéral dans la couche i
R_a	résistance à l'arrachement d'un ancrage
$R_{a;d}$	valeur de calcul de R_a
$R_{a;k}$	valeur caractéristique de R_a
$R_{b;cal}$	résistance de la pointe d'un pieu à l'état limite ultime, déduite des résultats d'essais sur le terrain
$R_{b;d}$	valeur de calcul de la résistance de pointe d'un pieu
$R_{b;k}$	valeur caractéristique de la résistance de pointe d'un pieu
R_c	résistance à la compression du terrain sous un pieu, à l'état limite ultime
$R_{c;cal}$	valeur calculée de R_c
$R_{c;d}$	valeur de calcul de R_c
$R_{c;k}$	valeur caractéristique de R_c

$R_{c,m}$	valeur mesurée de R_c dans un ou plusieurs essais de chargement de pieu
R_d	valeur de calcul de la résistance à une action
R_{oc}	rapport de surconsolidation
$R_{p;d}$	valeur de calcul de la force résistante due à la pression des terres sur le côté d'une fondation
$R_{s;d}$	valeur de calcul de la résistance par frottement sur le fût d'un pieu
$R_{s;cal}$	valeur ultime de la résistance par frottement sur le fût d'un pieu, calculée en utilisant des paramètres de terrain déduits de résultats d'essais
$R_{s;k}$	valeur caractéristique de la résistance par frottement sur le fût d'un pieu
R_t	résistance ultime à la traction d'un pieu isolé
$R_{t;d}$	valeur de calcul de la résistance à la traction d'un pieu ou d'un groupe de pieux ou de la résistance à la traction de la structure d'un ancrage
$R_{t;k}$	valeur caractéristique de la résistance à la traction d'un pieu ou d'un groupe de pieux
$R_{t,m}$	valeur mesurée de la résistance à la traction d'un pieu isolé dans un ou plusieurs essais de chargement de pieux
R_{tr}	résistance d'un pieu aux charges latérales
$R_{tr;d}$	valeur de calcul de la résistance d'un pieu chargé latéralement
$S_{dst;d}$	valeur de calcul de la force d'écoulement déstabilisatrice dans le terrain
$S_{dst;k}$	valeur caractéristique de la force d'écoulement déstabilisatrice dans le terrain
s	tassement
s_0	tassement immédiat
s_1	tassement de consolidation
s_2	tassement de fluage (compression secondaire)
T_d	valeur de calcul de la résistance au cisaillement qui se développe sur la surface extérieure d'un massif de terrain dans lequel on a placé un groupe de pieux en traction ou sur la partie de l'ouvrage en contact avec le terrain
u	pression interstitielle
$u_{dst;d}$	valeur de calcul de la pression totale déstabilisatrice de l'eau interstitielle
V	charge verticale ou composante normale de la résultante des actions appliquées à la base de la fondation
V_d	valeur de calcul de V
V'_d	valeur de calcul de l'action verticale effective ou composante normale de la résultante effective des actions appliquées à la base de la fondation
$V_{dst;d}$	valeur de calcul d'une action verticale déstabilisatrice appliquée à une structure
$V_{dst;k}$	valeur caractéristique d'une action verticale déstabilisatrice appliquée à une structure
X_d	valeur de calcul d'une propriété d'un matériau
X_k	valeur caractéristique d'une propriété d'un matériau
z	distance verticale

Lettres grecques

α	inclinaison de la base d'une fondation par rapport à l'horizontale
β	angle de la pente du terrain derrière un mur (compté positivement vers le haut)
δ	angle de frottement à l'interface structure-terrain
δ_d	valeur de calcul de δ

γ	pois volumique
γ'	pois volumique déjaugé
γ_a	facteur partiel pour les ancrages
$\gamma_{a;p}$	facteur partiel pour les ancrages permanents
$\gamma_{a;t}$	facteur partiel pour les ancrages temporaires
γ_b	facteur partiel pour la résistance de pointe d'un pieu
$\gamma_{c'}$	facteur partiel pour la cohésion effective
γ_{cu}	facteur partiel pour la cohésion non drainée
γ_E	facteur partiel pour l'effet d'une action
γ_f	facteur partiel pour les actions, qui tient compte de la possibilité de déviations défavorables des valeurs des actions à partir de leurs valeurs représentatives
γ_F	facteur partiel pour une action
γ_G	facteur partiel pour une action permanente
$\gamma_{G;dst}$	facteur partiel pour une action permanente déstabilisatrice
$\gamma_{G;stb}$	facteur partiel pour une action permanente stabilisatrice
γ_m	facteur partiel pour un paramètre de sol (une propriété de matériau)
$\gamma_{m;i}$	facteur partiel pour un paramètre du sol de la couche i
γ_M	facteur partiel pour un paramètre de sol (une propriété de matériau), tenant compte aussi des incertitudes sur le modèle
γ_Q	facteur partiel pour une action variable
γ_{qu}	facteur partiel pour la résistance à la compression simple
γ_R	facteur partiel pour une résistance
$\gamma_{R;d}$	facteur partiel pour l'incertitude dans un modèle de résistance
$\gamma_{R;e}$	facteur partiel pour la résistance des terrains
$\gamma_{R;h}$	facteur partiel pour la résistance au glissement
$\gamma_{R;v}$	facteur partiel pour la portance (résistance)
γ_s	facteur partiel pour la résistance par frottement sur le fût d'un pieu
$\gamma_{S;d}$	facteur partiel pour les incertitudes dans la modélisation des effets des actions
$\gamma_{Q;dst}$	facteur partiel pour une action déstabilisatrice provoquant une rupture hydraulique
$\gamma_{Q;stb}$	facteur partiel pour une action stabilisatrice s'opposant à une rupture hydraulique
$\gamma_{s;t}$	facteur partiel pour la résistance à la traction d'un pieu
γ_t	facteur partiel pour la résistance totale d'un pieu
γ_w	pois volumique de l'eau
$\gamma_{\varphi'}$	facteur partiel pour l'angle de frottement interne ($\tan \varphi'$)
γ_γ	facteur partiel pour le pois volumique
θ	angle d'inclinaison de H
ξ	facteur de corrélation en fonction du nombre de pieux testés ou de profils d'essais
ξ_a	facteur de corrélation pour les ancrages
$\xi_1; \xi_2$	facteurs de corrélation pour évaluer les résultats des essais de chargement statique de pieux
$\xi_3; \xi_4$	facteurs de corrélation pour dériver la résistance d'un pieu des résultats de reconnaissances du terrain, à l'exclusion d'essais de chargement de pieux

$\xi_5; \xi_6$	facteurs de corrélation pour dériver la résistance d'un pieu d'essais d'impact dynamique
ψ	facteur pour convertir la valeur caractéristique en valeur représentative
$\sigma_{\text{stb};d}$	valeur de calcul de la contrainte totale verticale stabilisatrice
$\sigma'_{h;0}$	composante horizontale de la pression effective des terres au repos
$\sigma(z)$	contrainte normale à un soutènement à la profondeur z
$\tau(z)$	contrainte tangentielle à un soutènement à la profondeur z
φ'	angle de frottement interne en contraintes effectives
φ_{CV}	angle de frottement interne à l'état critique
$\varphi_{\text{CV};d}$	valeur de calcul de φ_{CV}
φ'_d	valeur de calcul de φ'

Abréviations

CFA Pieux à la tarière continue

OCR Rapport de surconsolidation

NOTE 1 Les symboles utilisés dans tous les Eurocodes sont définis dans la norme EN 1990:2002.

NOTE 2 Les notations des symboles utilisés sont conformes à la norme ISO 3898:1997.

(2) Pour les calculs géotechniques, les unités suivantes ou leurs multiples sont recommandées :

— force	kN
— masse	kg
— moment	kNm
— masse volumique	kg/m ³
— poids volumique	kN/m ³
— contrainte, pression, résistance et rigidité	kPa
— coefficient de perméabilité	m/s
— coefficient de consolidation	m ² /s

Section 2 Bases du calcul géotechnique

2.1 Exigences de calcul

(1)P Pour chaque situation de calcul géotechnique, il doit être vérifié qu'aucun état limite pertinent, au sens de la norme EN 1990:2002, n'est atteint.

(2) Lorsque l'on définit les situations de calcul et les états limites, il convient de considérer les facteurs suivants :

- les conditions du site en termes de stabilité globale et de mouvements du terrain ;
- la nature et la taille de la structure et de ses éléments, y compris des exigences spéciales comme la durée de vie de calcul ;
- les conditions relatives au voisinage du projet (par exemple, structures avoisinantes, circulation, réseaux divers, végétation, produits chimiques dangereux) ;
- les conditions de terrain ;
- l'état des eaux souterraines ;
- la sismicité régionale ;
- l'influence de l'environnement (hydrologie, eaux superficielles, affaissements et subsidence, variations saisonnières de la température et de l'humidité).

(3) Les états limites peuvent être atteints séparément dans le terrain ou dans la structure ou simultanément dans le terrain et la structure.

(4) Il convient de vérifier les états limites par l'un ou par une combinaison des moyens suivants :

- l'utilisation de calculs (article 2.4) ;
- l'adoption de mesures prescriptives (article 2.5) ;
- des modèles expérimentaux ou des essais de chargement (article 2.6) ;
- une méthode observationnelle (article 2.7).

(5) Dans la pratique, l'expérience montre souvent quel type d'état limite gouverne le calcul de l'ouvrage et l'on pourra se contenter d'un contrôle pour vérifier que les autres états limites ne sont pas atteints.

(6) Il convient normalement de protéger les bâtiments contre la pénétration, à l'intérieur, des eaux souterraines ou la transmission de vapeur ou de gaz.

(7) Chaque fois que c'est possible, il convient de vérifier les résultats des calculs par rapport à des expériences comparables.

(8)P Afin d'établir les exigences minimales relatives à l'ampleur et au contenu des reconnaissances géotechniques, des calculs et des contrôles d'exécution des travaux, la complexité de chaque étude géotechnique doit être identifiée, ainsi que les risques associés. En particulier, une distinction doit être faite entre :

- les ouvrages légers et simples ainsi que les petits travaux de terrassements pour lesquels il est possible d'assurer que les exigences minimales seront satisfaites avec un risque négligeable sur la base de l'expérience et de reconnaissances géotechniques qualitatives ;
- les autres ouvrages géotechniques.

NOTE La manière dont ces exigences minimales sont satisfaites peut être indiquée dans l'Annexe nationale.

(9) Pour les structures et les terrassements qui présentent une faible complexité géotechnique et un risque faible, au sens défini ci-dessus, l'utilisation de procédures de calcul simplifiées est admise.

(10) Afin d'établir les exigences relatives au calcul géotechnique, trois catégories géotechniques (1, 2 et 3) peuvent être introduites.

(11) Il convient normalement d'effectuer une classification préliminaire de l'ouvrage dans l'une des catégories géotechniques avant le début des reconnaissances géotechniques. Il convient de vérifier et modifier si nécessaire cette catégorie à chaque étape du processus de conception et de construction.

(12) Les procédures d'une catégorie plus élevée peuvent être utilisées pour justifier un projet plus économique ou lorsque le projeteur les considère comme plus appropriées.

(13) Les différents aspects du calcul d'un projet peuvent nécessiter des traitements correspondant à des catégories géotechniques différentes. Il n'est pas nécessaire de traiter la totalité d'un projet conformément à la plus élevée de ces catégories.

(14) La catégorie géotechnique 1 devrait seulement comprendre des ouvrages petits et relativement simples :

- pour lesquels il est possible d'admettre que les exigences fondamentales seront satisfaites en utilisant l'expérience et des reconnaissances géotechniques qualitatives ;
- avec un risque négligeable.

(15) Il convient de n'utiliser les procédures de la catégorie géotechnique 1 que lorsque le risque en matière de stabilité globale et de mouvements du terrain est négligeable et dans des conditions de terrain dont une expérience comparable locale a montré qu'elles sont suffisamment simples pour que des méthodes de routine puissent être utilisées pour le calcul et l'exécution des fondations.

(16) Il convient de n'utiliser les procédures de la catégorie géotechnique 1 que s'il n'y a pas d'excavations prévues sous le toit de la nappe ou si une expérience comparable locale indique qu'une excavation prévue sous le niveau de la nappe peut être réalisée sans difficultés.

(17) La catégorie géotechnique 2 devrait comprendre les types classiques d'ouvrages et de fondations qui ne présentent pas de risque exceptionnel ou des conditions de terrain ou de chargement difficiles.

(18) Il convient normalement que les calculs des structures de la catégorie géotechnique 2 comportent des données géotechniques quantitatives et des calculs pour assurer que les exigences fondamentales sont satisfaites.

(19) Des procédures de routine pour les essais en place et en laboratoire et pour la conception et l'exécution des travaux peuvent être utilisées pour les projets d'ouvrages de catégorie géotechnique 2.

NOTE Les ouvrages suivants sont des exemples de structures ou parties de structures qui entrent dans la catégorie géotechnique 2 :

- fondations superficielles ;
- fondations sur radiers ;
- fondations sur pieux ;
- murs et autres ouvrages de soutènement retenant du sol ou de l'eau ;
- excavations ;
- piles et culées de ponts ;
- remblais et terrassements ;
- ancrages et autres systèmes de tirants ;
- tunnels dans les roches dures non fracturées, sans conditions spéciales d'étanchéité ou autres exigences.

(20) La catégorie géotechnique 3 devrait inclure les structures ou parties de structures qui sortent des catégories géotechniques 1 et 2.

(21) La catégorie géotechnique 3 devrait normalement faire appel à des dispositions ou règles alternatives à celles de cette norme.

NOTE La catégorie géotechnique 3 comprend par exemple :

- les ouvrages très grands ou inhabituels ;
- les ouvrages impliquant des risques anormaux ou des conditions de terrain ou de chargement inusuelles ou exceptionnellement difficiles ;
- les ouvrages construits dans des zones très sismiques ;
- les ouvrages situés dans des zones sujettes à des instabilités ou des mouvements permanents du terrain qui nécessitent des reconnaissances séparées ou des mesures spéciales.

2.2 Situations de calcul

(1)P Les situations de calcul de court terme et de long terme doivent être prises en compte.

(2) Pour les calculs géotechniques, il convient que les spécifications détaillées des situations de calcul comprennent, suivant les cas :

- les actions, leurs combinaisons et les cas de chargement ;
- la convenance générale du terrain sur lequel l'ouvrage est construit, en termes de stabilité générale et de mouvements du terrain ;
- la disposition et la classification des différentes zones de sol ou de roche ou des éléments de l'ouvrage qui interviennent dans le modèle de calcul ;
- les plans de stratification inclinés ;
- les exploitations minières, cavernes et autres ouvrages souterrains ;
- pour les structures reposant sur ou près du rocher :
 - les couches dures et molles ;
 - les failles, joints et fissures ;
 - l'instabilité possible de blocs de rocher ;
 - les cavités de dissolution, comme les puits d'infiltration naturels ou les fissures remplies de matériau mou, et les processus de dissolution qui se poursuivent ;
- l'environnement dans lequel le projet s'inscrit, y compris :
 - les effets des affouillements, de l'érosion et des excavations qui produisent des modifications de la géométrie de la surface du terrain ;
 - les effets de corrosion chimique ;
 - les effets de l'altération ;
 - les effets du gel ;
 - les effets des sécheresses de longue durée ;
 - les variations des niveaux des eaux souterraines, y compris par exemple ceux des rabattements de nappe, d'éventuelles inondations, des dysfonctionnements des systèmes de drainage, de l'exploitation de l'eau ;
 - la présence de gaz sortant du terrain ;
 - les autres effets du temps et de l'environnement sur la résistance et les autres propriétés des matériaux, par exemple les effets des trous créés par l'activité des animaux.
- les tremblements de terre ;
- les mouvements du terrain dus aux affaissements miniers ou à d'autres causes ;
- la sensibilité de la structure aux déformations ;
- l'effet de la nouvelle structure sur les structures et les réseaux existants et sur l'environnement local.

2.3 Durabilité

(1)P Au stade du calcul géotechnique, l'importance des conditions d'environnement sera évaluée par référence à la durabilité et pour permettre de prendre des dispositions pour protéger ou donner une résistance adéquate aux matériaux.

(2) Lorsque l'on dimensionne un ouvrage vis à vis de la durabilité des matériaux placés dans le terrain, il est recommandé de tenir compte des points suivants :

a) pour le béton :

- les agents agressifs de l'eau souterraine, du terrain ou du matériau de remblai, comme les acides ou les sels de sulfate ;

b) pour l'acier :

- les attaques chimiques, si les éléments de la fondation sont enterrés dans un terrain suffisamment perméable pour permettre la percolation de l'eau souterraine et de l'oxygène ;
- la corrosion des surfaces des rideaux de palplanches exposées à l'eau libre, en particulier dans la zone du niveau moyen des eaux ;
- les attaques corrosives de type « piqûres » de l'acier scellé dans du béton fissuré ou poreux, en particulier pour les aciers laminés où la calamine, agissant comme une cathode, favorise l'action électrolytique avec la surface dépourvue de calamine, qui joue le rôle d'anode.

c) pour le bois :

- les champignons et les bactéries aérobies en présence d'oxygène ;

d) pour les textiles synthétiques :

- l'effet de vieillissement dû à l'exposition aux rayons ultraviolets ou la dégradation par l'ozone, ou les effets combinés de la température et des contraintes, et les effets secondaires de la dégradation chimique.

(3) Il convient de faire référence aux dispositions concernant la durabilité dans les normes de matériaux de construction.

2.4 Dimensionnement géotechnique par le calcul

2.4.1 Généralités

(1)P Le dimensionnement par le calcul doit être effectué conformément aux exigences fondamentales de la norme EN 1990:2002 et aux règles particulières de la présente norme. Le dimensionnement par le calcul fait intervenir :

- des actions, qui peuvent être soit des charges imposées soit des déplacements imposés, par exemple par des mouvements du terrain ;
- des propriétés des sols, des roches et des autres matériaux ;
- des données géométriques ;
- des valeurs limites de déformations, de largeurs de fissures, de vibrations, etc. ;
- des modèles de calcul.

(2) Il convient de considérer que la connaissance des conditions de terrain dépend de l'importance et de la qualité des reconnaissances géotechniques. Cette connaissance et le contrôle de la qualité de la réalisation des travaux sont plus importants pour satisfaire les exigences fondamentales que la précision des modèles de calcul et des coefficients partiels.

(3)P Le modèle de calcul doit décrire le comportement supposé du terrain pour l'état limite considéré.

(4)P S'il n'existe pas de modèle de calcul fiable pour un état limite particulier, l'analyse d'un autre état limite sera effectuée en utilisant des facteurs assurant que le dépassement de l'état limite considéré est suffisamment improbable. Sinon, on effectuera le dimensionnement par mesures prescriptives, ou par des modèles et essais de chargement ou par la méthode observationnelle.

(5) Le modèle de calcul peut être :

- un modèle analytique ;
- un modèle semi-empirique ;
- un modèle numérique.

(6)P Tout modèle de calcul doit ou bien être exact, ou bien donner des résultats du côté de la sécurité.

(7) Un modèle de calcul peut comporter des simplifications.

(8) Si nécessaire, les résultats du modèle peuvent être modifiés pour assurer que le résultat du calcul est soit exact, soit du côté de la sécurité.

(9) Si la modification des résultats utilise un facteur de modèle, il convient de tenir compte de ce qui suit :

- l'intervalle d'incertitude sur les résultats de la méthode d'analyse ;
- toute erreur systématique connue pour être associée à la méthode d'analyse.

(10)P Si l'on utilise une relation empirique pour l'analyse, il doit être clairement établi qu'elle est applicable aux conditions de terrain existant pour le projet.

(11) Les états limites qui impliquent la formation d'un mécanisme de rupture dans le terrain devraient être facilement vérifiés en utilisant un modèle de calcul. Pour les états limites définis par des considérations sur les déformations, il convient d'évaluer ces déformations comme indiqué en 2.4.8 ou par une autre méthode.

NOTE Beaucoup de modèles de calcul sont fondés sur l'hypothèse d'un comportement suffisamment ductile du système «terrain/structure». Un manque de ductilité conduira cependant à un état limite caractérisé par un effondrement soudain.

(12) Les méthodes numériques peuvent être appropriées si la compatibilité des déformations et de l'interaction entre la structure et le sol à l'état limite sont prises en compte.

(13) Il convient de tenir compte de la compatibilité des déformations à l'état limite. Une analyse détaillée, tenant compte de la rigidité relative de la structure et du terrain, peut être nécessaire dans les cas où il pourrait se produire une rupture combinée des éléments de la structure et du terrain. On peut citer comme exemples les fondations sur radier, les pieux sous charge latérale et les murs de soutènement souples. Il convient d'accorder une attention particulière à la compatibilité des déformations des matériaux fragiles ou radoucissants.

(14) Pour certains problèmes, comme celui des excavations soutenues par des parois souples ancrées ou butonnées, l'amplitude et la distribution des pressions des terres, des forces et des moments fléchissants internes à la structure dépendent largement de la rigidité de la structure, de la rigidité et de la résistance du terrain et de son état de contraintes.

(15) Dans les problèmes d'interaction entre le terrain et la structure, il convient d'utiliser des lois de comportement du terrain et des matériaux de la structure et des états de contraintes dans le terrain qui soient suffisamment représentatifs pour donner un résultat du côté de la sécurité pour l'état limite considéré.

2.4.2 Actions

(1)P La définition des actions doit être prise dans la norme EN 1990:2002. Les valeurs des actions doivent être prises dans la norme EN 1991, lorsque c'est justifié.

(2)P Les valeurs des actions géotechniques à utiliser doivent être choisies. Elles sont déterminées avant de faire un calcul mais peuvent changer pendant ce calcul.

NOTE Les valeurs des actions géotechniques peuvent varier pendant les calculs. Dans ce cas, elles seront introduites comme première approximation, pour commencer le calcul avec une valeur préliminaire connue.

(3)P Toute interaction entre la structure et le terrain doit être prise en compte lorsque l'on détermine les actions qui seront adoptées pour le calcul.

(4) Pour les calculs géotechniques, il convient d'examiner le classement comme actions des forces, pressions ou déplacement suivants :

- le poids des sols, des roches et de l'eau ;
- les contraintes existant dans le terrain ;
- les pressions des terres et les pressions de l'eau présente dans le terrain ;
- les pressions de l'eau libre, y compris celle des vagues ;
- les pressions de l'eau interstitielle ;
- les forces d'écoulement ;
- les charges permanentes et les charges provenant des structures ;
- les surcharges ;
- les forces d'amarrage ;
- l'enlèvement de charges ou l'excavation du terrain ;
- les charges de circulation ;

- les mouvements provoqués par les activités minières ou les autres activités liées aux caves ou aux activités de creusement de tunnels ;
- le gonflement et le retrait provoqués par la végétation, le climat ou les variations d'humidité ;
- les mouvements dus au fluage ou au glissement ou au tassement d'une masse de terrain ;
- les mouvements dus à la dégradation, à la dispersion, à la décomposition, à l'auto-compaction et à la dissolution ;
- les mouvements et accélérations dus aux tremblements de terre, aux explosions, aux vibrations et aux charges dynamiques ;
- les effets de la température, y compris l'action du gel ;
- les charges de glace ;
- la précontrainte imposée dans les ancrages ou les butons ;
- le frottement négatif.

(5)P On doit tenir compte de la possibilité que certaines actions variables puissent agir à la fois de façon conjointe et séparément.

(6)P La durée des actions doit être jugée par comparaison avec les effets du temps sur les propriétés mécaniques des sols, notamment les propriétés de drainage et de compressibilité des sols fins.

(7)P Les actions appliquées de façon répétée et les actions à intensité variable doivent être identifiées pour être traitées de façon spécifique par rapport à la poursuite des mouvements, à la liquéfaction des sols et aux changements de la rigidité et de la résistance des terrains.

(8)P Les actions qui produisent une réponse dynamique de la structure et du terrain doivent être identifiées pour un traitement spécifique.

(9)P Les actions dans lesquelles les forces dues au terrain et aux masses d'eau libre sont prépondérantes doivent être identifiées pour être traitées de façon spéciale par rapport aux déformations, à la fissuration, aux variations de la perméabilité et à l'érosion.

NOTE Les actions permanentes défavorables (ou déstabilisatrices) et favorables (ou stabilisatrices) peuvent dans certaines situations être considérées comme provenant d'une source unique. Si elles sont considérées de cette façon, un facteur partiel unique peut être appliqué à la somme de leurs effets.

2.4.3 Propriétés des terrains

(1)P Les propriétés des massifs de sols ou de roches, telles qu'elles sont quantifiées pour les calculs de conception par des paramètres géotechniques, doivent être déduites des résultats des essais, soit directement soit par des corrélations, des théories ou des raisonnements empiriques, ainsi que des autres données pertinentes.

(2)P Les valeurs déduites des résultats d'essais et des autres données doivent être interprétées de façon appropriée à l'état limite considéré.

(3)P On doit tenir compte des différences possibles entre les propriétés du terrain et les paramètres géotechniques déduits des résultats d'essais et ceux qui gouvernent le comportement de l'ouvrage géotechnique.

(4) Les différences mentionnées dans la clause 2.4.3(3)P peuvent provenir des facteurs suivants :

- beaucoup de paramètres géotechniques ne sont pas de vraies constantes mais dépendent du niveau de contraintes et du mode de déformation ;
- la structure des sols et des roches (par exemple, les fissures, les structures laminaires ou les grosses particules) qui peuvent jouer un rôle différent dans l'essai et dans l'ouvrage géotechnique ;
- les effets de temps ;
- l'effet ramollissant de l'eau qui percole sur la résistance du sol ou de la roche ;
- l'effet ramollissant des actions dynamiques ;
- le caractère fragile ou ductile du sol ou de la roche dans l'essai ;
- la méthode d'exécution de l'ouvrage géotechnique ;

- l'influence de l'exécution sur les terrains artificiels ou améliorés ;
- l'effet des activités de construction sur les propriétés du terrain.

(5) Lorsque l'on établit les valeurs des paramètres géotechniques, il convient de prendre en considération les points suivants :

- l'information publiée et reconnue concernant l'utilisation de chaque type d'essais dans les conditions de terrain appropriées ;
- la valeur de chaque paramètre géotechnique par comparaison avec les données publiées pertinentes et avec l'expérience locale et générale ;
- la variation des paramètres géotechniques qui sont pertinents pour le projet ;
- les résultats des essais en vraie grandeur et des mesures effectuées sur les constructions voisines ;
- les corrélations entre les résultats d'au moins deux types d'essais ;
- toute détérioration significative des propriétés du terrain qui pourrait se produire pendant la durée de vie de la structure.

(6)P Des facteurs d'étalonnage devront être appliqués chaque fois que cela sera nécessaire pour convertir les résultats des essais en place ou en laboratoire exécutés selon la norme EN 1997-2 en valeurs représentant le comportement du sol et de la roche en place pour l'état limite considéré, ou pour tenir compte des corrélations utilisées pour obtenir les valeurs dérivées des résultats d'essais.

2.4.4 Données géométriques

(1)P La cote et la pente de la surface du terrain, les niveaux d'eau, les niveaux des interfaces entre les couches, les niveaux des excavations et les dimensions des structures géotechniques doivent être traitées comme des données géométriques.

2.4.5 Valeurs caractéristiques

2.4.5.1 Valeurs caractéristiques et valeurs représentatives des actions

(1)P Les valeurs caractéristiques et représentatives des actions doivent être déterminées conformément à la norme EN 1990:2002 et aux différentes parties de la norme EN 1991.

2.4.5.2 Valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques

(1)P Le choix des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques doit s'appuyer sur les valeurs mesurées et les valeurs dérivées des essais en place et en laboratoire, complétées par les enseignements de l'expérience.

(2)P La valeur caractéristique d'un paramètre géotechnique doit être une estimation prudente de la valeur qui influence l'occurrence de l'état limite.

(3)P Lorsque l'on détermine les valeurs caractéristiques de c' et φ' , on doit tenir compte du fait que la variance de c' est plus grande que celle de $\tan \varphi'$.

(4)P Le choix des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques doit tenir compte des points suivants :

- l'existence d'informations préalables, d'ordre géologique ou autre, telle que des données de projets antérieurs ;
- la variabilité des valeurs mesurées des propriétés et les autres informations pertinentes, par exemple, à partir de connaissances existantes ;
- le volume des investigations menées en place et en laboratoire ;
- le type et le nombre d'échantillons ;
- les dimensions de la zone du terrain qui gouverne le comportement de l'ouvrage géotechnique pour l'état limite considéré ;
- la capacité de l'ouvrage géotechnique à transférer les charges des zones faibles aux zones plus résistantes du terrain.

(5) Les valeurs caractéristiques peuvent être des valeurs inférieures, qui sont plus faibles que les valeurs les plus probables, ou des valeurs supérieures, qui sont plus élevées ;

(6)P Pour chaque calcul, la combinaison la plus défavorable de valeurs inférieures et supérieures des paramètres indépendants doit être utilisée.

(7) La zone du terrain qui gouverne le comportement d'un ouvrage géotechnique à un état limite ultime est en général beaucoup plus grande qu'une éprouvette de laboratoire ou que la zone affectée par un essai en place. Par conséquent, la valeur qui gouverne l'état limite est souvent une valeur moyenne d'un intervalle de valeurs couvrant une grande surface ou un grand volume de terrain. Il est recommandé que la valeur caractéristique soit une estimation prudente de cette valeur moyenne.

(8) Si le comportement d'un ouvrage géotechnique à l'état limite ultime est gouverné par les valeurs les plus faibles ou les plus fortes des propriétés du terrain, il convient de prendre pour valeur caractéristique une estimation prudente de la valeur la plus forte ou la plus faible dans la zone gouvernant ce comportement.

(9) Lors de la sélection de la zone du terrain qui gouverne le comportement d'un ouvrage géotechnique à l'état limite, il convient de prendre en considération le fait que cette limite peut dépendre du comportement de la structure portée. Par exemple, lorsque l'on analyse la capacité portante ultime d'un bâtiment reposant sur plusieurs semelles, le paramètre principal devrait être la résistance moyenne de chaque zone du terrain sous la semelle, si le bâtiment est incapable de résister à une rupture locale. Toutefois, si le bâtiment est assez rigide et résistant, le paramètre gouvernant le comportement devrait être la moyenne de ces valeurs moyennes sur l'ensemble ou sur une partie du volume du terrain situé sous le bâtiment.

(10) Si l'on utilise des méthodes statistiques pour choisir les valeurs caractéristiques des propriétés du terrain, il convient que ces méthodes fassent la différence entre l'échantillonnage local et l'échantillonnage régional et permettent de tenir compte des connaissances a priori sur des propriétés de terrains comparables.

(11) Si l'on utilise des méthodes statistiques, il convient que la valeur caractéristique soit déterminée de façon à ce que la probabilité calculée d'une valeur plus défavorable qui gouverne l'occurrence de l'état limite étudié ne dépasse pas 5 %.

NOTE De ce point de vue, une estimation prudente de la valeur moyenne consiste à choisir la valeur moyenne d'un ensemble limité de valeurs du paramètre géotechnique avec un niveau de confiance de 95 % ; par rapport à une rupture locale, une estimation prudente de la valeur la plus faible est un fractile à 5 %.

(12)P Lorsque l'on utilise des tables standardisées de valeurs caractéristiques liées aux paramètres de reconnaissance des sols, on doit choisir comme valeur caractéristique une estimation très prudente.

2.4.5.3 Valeurs caractéristiques des données géométriques

(1)P Les valeurs caractéristiques des niveaux du terrain, de la nappe ou de l'eau libre doivent être des valeurs par excès ou par défaut des niveaux mesurés, nominaux ou estimés.

(2) Il convient généralement que les valeurs caractéristiques des niveaux du terrain et les dimensions des ouvrages géotechniques soient des valeurs nominales.

2.4.6 Valeurs de calcul

2.4.6.1 Valeurs de calcul des actions

(1)P La valeur de calcul d'une action doit être déterminée conformément à la norme EN 1990:2002.

(2)P La valeur de calcul d'une action (F_d) doit être estimée directement ou déduite de la valeur représentative de l'action en utilisant l'équation suivante :

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

Avec

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

(3)P Les valeurs de ψ doivent être prises dans la norme EN 1990:2002.

(4)P Le facteur partiel γ_F pour les situations permanentes ou transitoires défini dans l'Annexe A doit être utilisé dans l'équation (2.1a).

NOTE 1 Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale.

NOTE 2 Les valeurs recommandées de l'Annexe A indiquent le niveau de sécurité approprié pour les projets courants.

(5) Si l'on évalue directement les valeurs de calcul des actions géotechniques, il est recommandé d'utiliser les valeurs des facteurs partiels données dans l'annexe A comme guide pour définir le niveau de sécurité requis.

(6)P Lorsque l'on examine les pressions interstitielles pour des états limites dont les conséquences sont sévères (généralement, des états limites ultimes) les valeurs de calcul doivent représenter les valeurs les plus défavorables qui puissent exister pendant la durée de vie de la structure. Pour les états limites à conséquences moins sévères (généralement, des états limites de service), les valeurs de calcul seront les valeurs les plus défavorables qui puissent exister dans des conditions normales.

(7) Dans certains cas, les pressions d'eau extrêmes remplissant les conditions de 1.5.3.5 de la norme EN 1990:2002 peuvent être traitées comme des actions accidentelles.

(8) Les valeurs de calcul des pressions interstitielles peuvent être établies en appliquant des facteurs partiels aux pressions d'eau caractéristiques ou en appliquant une marge de sécurité au niveau d'eau caractéristique, conformément aux clauses 2.4.4(1)P et 2.4.5.3(1)P.

(9) Il convient de tenir compte des éléments suivants, qui peuvent influencer les pressions d'eau :

- le niveau de l'eau libre ou le niveau de la nappe ;
- les effets favorables ou défavorables du drainage naturel ou artificiel, en tenant compte de son entretien futur ;
- l'alimentation en eau par la pluie, les inondations, les ruptures de canalisations ou d'autres voies ;
- les variations de pressions d'eau dues à la croissance ou à la suppression de la végétation.

(10) Il convient de tenir compte des niveaux d'eau défavorables qui peuvent provenir de modifications des pompes d'eau ou de la réduction du drainage due au colmatage, au gel ou à d'autres causes.

(11) À moins que l'efficacité du système de drainage puisse être démontrée et que son entretien soit assuré, il convient de fixer le niveau de calcul de la nappe au niveau maximal possible, qui peut être la surface du terrain.

2.4.6.2 Valeurs de calcul des paramètres géotechniques

(1)P Les valeurs de calcul des paramètres géotechniques (X_d) doivent être ou bien déduites des valeurs caractéristiques au moyen de l'équation suivante :

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

ou bien déterminées directement.

(2)P Le facteur partiel γ_M pour les situations permanentes ou transitoires défini dans l'Annexe A doit être utilisé dans l'équation (2.2).

NOTE 1 Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées par l'annexe nationale.

NOTE 2 Les valeurs recommandées de l'Annexe A indiquent le niveau de sécurité approprié pour les projets courants.

(3) Si l'on évalue directement les valeurs de calcul des actions géotechniques, il est recommandé d'utiliser les valeurs des facteurs partiels données dans l'annexe A comme guide pour définir le niveau de sécurité requis.

2.4.6.3 Valeurs de calcul des données géométriques

(1) Les facteurs partiels sur les actions et les propriétés des matériaux (γ_F et γ_M) tiennent compte des variations mineures des données géométriques et, dans ce cas, il n'est pas nécessaire d'introduire une marge de sécurité supplémentaire sur les données géométriques.

(2)P Lorsque les déviations des données géométriques ont un effet significatif sur la fiabilité de la structure, les valeurs de calcul des données géométriques (a_d) doivent être déterminées directement ou déduite des valeurs nominales en utilisant l'équation suivante (voir 6.3.4 de la norme EN 1990:2002) :

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

pour laquelle les valeurs de Δa sont données dans 6.5.4(2) et 9.3.2.2.

2.4.6.4 Valeurs de calcul des propriétés des matériaux des structures

(1)P Les valeurs de calcul des résistances des matériaux des structures et les résistances de calcul des éléments de structure doivent être calculées conformément aux instructions des normes EN 1992 à EN 1996 et EN 1999.

2.4.7 États limites ultimes

2.4.7.1 Généralités

- (1)P Il est nécessaire de vérifier que les états limites suivants ne sont pas dépassés, lorsqu'ils sont pertinents :
- perte d'équilibre de la structure ou du terrain, considéré comme un corps solide dans lequel les résistances des matériaux (de la structure ou du terrain) n'apportent pas de contribution significative à la résistance (EQU) ;
 - rupture interne ou déformation excessive de la structure ou d'éléments de structure, tels que les semelles, les pieux ou les murs de sous-sol, dans lesquels la résistance des matériaux de la structure contribue significativement à la résistance (STR) ;
 - rupture ou déformation excessive du terrain, dans lequel la résistance des sols ou des roches contribue de façon significative à la résistance (GEO) ;
 - soulèvement global de la structure ou du terrain provoqué par la pression de l'eau (poussée d'Archimède) ou par d'autres actions verticales (UPL) ;
 - soulèvement local du terrain, érosion interne ou érosion régressive du terrain, sous l'effet des gradients hydrauliques (HYD).

NOTE L'état limite GEO est souvent critique pour la détermination des dimensions des éléments de structure dans les fondations et les soutènements et parfois critique pour la résistance des éléments de structure.

(2)P Les facteurs partiels pour les situations permanentes et transitoires définis dans l'Annexe A doivent être utilisés.

NOTE Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les tableaux de l'Annexe A donnent les valeurs recommandées.

(3) Il convient normalement de prendre toutes les valeurs des facteurs partiels pour les actions ou les effets des actions dans les situations accidentelles égales à 1,0. Il est aussi recommandé que toutes les valeurs des facteurs partiels pour les résistances soient fixées en tenant compte des circonstances particulières de la situation accidentelle.

NOTE Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale.

(4) Il convient d'utiliser des valeurs plus sévères que celles recommandées dans l'Annexe A en cas de risque anormal ou de conditions de terrain ou de chargement exceptionnellement difficiles.

(5) Des valeurs moins sévères que celles recommandées dans l'Annexe A peuvent être utilisées pour les ouvrages temporaires ou les situations de calcul transitoires, lorsque les conséquences possibles des désordres le justifient.

(6) Pour la détermination de la valeur de calcul de la résistance (R_d) ou de la valeur de calcul de l'effet des actions (E_d), des facteurs de modèles ($\gamma_{R;d}$) ou ($\gamma_{S;d}$), respectivement, peuvent être introduits pour assurer que les résultats du modèle de calcul sont exacts ou du côté de la sécurité.

2.4.7.2 Vérification de l'équilibre statique

(1)P Pour les états limites d'équilibre statique ou de déplacement global de la structure ou du terrain (EQU), on doit vérifier que :

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

avec

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

et

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

(2)P Les facteurs partiels pour les situations permanentes et transitoires définis dans les clauses A.2(1)P et A.2(2)P de l'annexe A doivent être utilisés dans l'équation (2.4).

NOTE 1 L'équilibre statique EQU concerne surtout le calcul des structures. Pour le calcul géotechnique, la vérification EQU sera limitée à des cas rares, comme celui d'une fondation rigide reposant sur du rocher et elle est en principe distincte de l'analyse de la stabilité globale ou des problèmes de soulèvement par poussée d'Archimède. Si l'on inclut une résistance T_d , celle-ci doit être de faible importance.

NOTE 2 Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les tableaux A.1 et A.2 donnent les valeurs recommandées.

2.4.7.3 Vérification de la résistance pour les états limites de la structure et du terrain dans les situations permanentes et transitoires

2.4.7.3.1 Généralités

(1)P Pour les états limites de rupture ou de déformation excessive d'un élément de structure ou du terrain (STR et GEO), on doit vérifier que :

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

2.4.7.3.2 Valeurs de calcul des effets des actions

(1) Les facteurs partiels sur les actions peuvent être appliqués aux actions elles-mêmes (F_{rep}) ou à leurs effets (E) :

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

ou

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

(2) Dans certaines situations de calcul, l'application de facteurs partiels aux actions créées par le sol ou transmises par le sol, comme les pressions des terres et les pressions d'eau, pourrait conduire à des valeurs de calcul déraisonnables ou même physiquement impossibles. Dans de telles situations, les facteurs peuvent être appliqués directement aux effets des actions déduits des valeurs représentatives des actions.

(3)P Les facteurs partiels définis dans les clauses A.3.1(1)P et A.3.2(1)P de l'Annexe A doivent être utilisés dans les équations (2.6a) et (2.6b).

NOTE Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les tableaux A.3 et A.4 donnent les valeurs recommandées.

2.4.7.3.3 Valeurs de calcul des résistances

(1) Les facteurs partiels peuvent être appliqués aux propriétés du terrain (X) ou aux résistances (R) ou aux deux simultanément, comme indiqué ci-après :

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

ou

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

ou

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

NOTE Dans les procédures de calcul où des facteurs partiels sont appliqués aux effets des actions, le facteur partiel des actions est égal à $\gamma_F = 1,0$. (Voir aussi B.3(6))

(2)P Les facteurs partiels définis dans les clauses A.3.3.1(1)P, A.3.3.2(1)P, A.3.3.4(1)P, A.3.3.5(1)P et A.3.3.6(1)P de l'Annexe A doivent être utilisés dans les équations (2.7a, b et c).

NOTE Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les tableaux A.5, A.6, A.7, A.8, A.12, A.13 et A.14 donnent les valeurs recommandées.

2.4.7.3.4 Approches de calcul

2.4.7.3.4.1 Généralités

(1)P La façon d'appliquer les équations (2.6) et (2.7) est déterminée par le choix de l'une des trois approches de calcul définies ci-après.

NOTE 1 La façon d'utiliser les équations (2.6) et (2.7) et le choix de l'approche de calcul à utiliser peuvent être fixés par l'annexe nationale.

NOTE 2 Des explications complémentaires sur les approches de calcul sont données dans l'Annexe B.

NOTE 3 Les facteurs partiels de l'Annexe A à utiliser dans les équations (2.6) et (2.7) sont groupés en ensembles notés *A* (pour les actions ou effets des actions), *M* (pour les paramètres du sol) et *R* (pour les résistances). Ils sont sélectionnés en fonction de l'approche de calcul utilisée.

2.4.7.3.4.2 Approche de calcul 1

(1)P Sauf pour le calcul des pieux sous charge axiale et des ancrages, on doit vérifier qu'aucun état limite de rupture ou de déformation excessive ne sera atteint sous chacune des deux combinaisons d'ensembles de facteurs partiels suivantes :

Combinaison 1 : $A1 \llcorner \llcorner M1 \llcorner \llcorner R1$

Combinaison 2 : $A2 \llcorner \llcorner M2 \llcorner \llcorner R1$

où « \llcorner » signifie : «à combiner avec».

NOTE Dans les combinaisons 1 et 2, les facteurs partiels sont appliqués aux actions et aux paramètres de résistance du terrain.

(2)P Pour le calcul des pieux sous charge axiale et des ancrages, on doit vérifier qu'aucun état limite de rupture ou de déformation excessive ne sera atteint sous chacune des deux combinaisons d'ensembles de facteurs partiels suivantes :

Combinaison 1 : $A1 \llcorner \llcorner M1 \llcorner \llcorner R1$

Combinaison 2 : $A2 \llcorner \llcorner (M1 \text{ ou } M2) \llcorner \llcorner R4$

NOTE 1 Dans la combinaison 1, les facteurs partiels sont appliqués aux actions et aux propriétés de résistance du terrain. Dans la combinaison 2, les facteurs partiels sont appliqués aux actions, aux résistances du terrain et parfois aux paramètres de résistance du terrain.

NOTE 2 Dans la combinaison 2, l'ensemble de facteurs partiels *M1* est utilisé pour calculer les résistances des pieux et des ancrages et l'ensemble *M2* est utilisé pour calculer les actions défavorables sur les pieux, dues par exemple au frottement négatif ou aux charges transversales.

(3) S'il est évident que l'une des deux combinaisons gouverne le résultat du calcul, il n'est pas nécessaire de faire les calculs avec l'autre combinaison. Toutefois, des combinaisons différentes peuvent être critiques pour des aspects différents du même projet.

2.4.7.3.4.3 Approche de calcul 2

(1)P On doit vérifier qu'aucun état limite de rupture ou de déformation excessive ne sera atteint avec la combinaison d'ensembles de facteurs partiels suivante :

Combinaison : $A1 \llcorner \llcorner M1 \llcorner \llcorner R2$

NOTE 1 Dans cette approche, les facteurs partiels sont appliqués aux actions ou aux effets des actions et aux résistances du terrain.

NOTE 2 Si cette approche est utilisée pour les calculs de stabilité de pente ou de stabilité générale, l'effet résultant des actions sur la surface de rupture est multiplié par γ_E et la résistance globale au cisaillement sur la surface de rupture est divisée par $\gamma_{R,e}$.

2.4.7.3.4.4 Approche de calcul 3

(1)P On doit vérifier qu'aucun état limite de rupture ou de déformation excessive ne sera atteint avec la combinaison d'ensembles de facteurs partiels suivante :

Combinaison : $(A1^*$ ou $A2^\dagger)$ «+» $M2$ «+» $R3$

* sur les actions provenant de la structure ;

† sur les actions géotechniques.

NOTE 1 Dans cette approche, les facteurs partiels sont appliqués aux actions ou aux effets des actions et aux paramètres de résistance du terrain.

NOTE 2 Pour les analyses de stabilité de pente ou de stabilité globale, les actions appliquées au sol (par exemple les actions provenant de la structure ou les charges de circulation) sont traitées comme des actions géotechniques, en utilisant l'ensemble de facteurs partiels $A2$.

2.4.7.4 Procédure de vérification et facteurs partiels pour le soulèvement hydraulique (UPL)

(1)P La vérification par rapport au soulèvement global provoqué par la pression de l'eau (UPL) doit être effectuée en vérifiant que la valeur de calcul de la combinaison des actions verticales permanentes et variables déstabilisatrices ($V_{dst;d}$) est inférieure ou égale à la somme de la valeur de calcul des actions permanentes verticales stabilisatrices ($G_{stb;d}$) et de la valeur de calcul de toute résistance additionnelle au soulèvement (R_d) :

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

avec

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

(2) Les résistances additionnelles au soulèvement peuvent également être traitées comme des actions permanentes verticales stabilisatrices ($G_{stb;d}$).

(3)P Les facteurs partiels appliqués pour déterminer $G_{dst;d}$, $Q_{dst;d}$, $G_{stb;d}$ et R_d pour les situations permanentes et transitoires, qui sont définis dans les clauses A.4(1)P et A.4(2)P de l'annexe A, doivent être utilisés dans l'équation (2.8).

NOTE Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les tableaux A.15 et A.16 donnent les valeurs recommandées.

2.4.7.5 Vérification de la résistance à la rupture par soulèvement du terrain du fait de l'écoulement de l'eau

(1)P Pour les états limites de rupture par soulèvement du terrain du fait de l'écoulement de l'eau vers le haut (HYD, voir 10.3), on doit vérifier, pour toute colonne de sol pertinente, que la valeur de calcul de la pression interstitielle déstabilisatrice totale ($u_{dst;d}$) à la base de la colonne, ou la valeur de calcul de la force d'écoulement dans la colonne ($S_{dst;d}$), est inférieure ou égale à la contrainte totale verticale stabilisatrice ($\sigma_{stb;d}$) à la base de la colonne, ou au poids déjaugé ($G'_{stb;d}$) de la même colonne, respectivement :

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

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

(2)P Les facteurs partiels pour $u_{dst;d}$, $\sigma_{stb;d}$, $S_{dst;d}$ et $G'_{stb;d}$ en situations permanentes et transitoires définis dans la clause A.5(1)P de l'Annexe A doivent être utilisés dans les équations 2.9a et 2.9b.

NOTE Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Le tableau A.17 donne les valeurs recommandées.

2.4.8 États limites de service

(1)P La vérification par rapport aux états limites de service dans le terrain ou dans une section, un élément ou une connection de la structure, peut soit exiger que :

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

soit être effectuée par la méthode indiquée dans la clause 2.4.8(4).

(2) Il convient normalement de donner aux facteurs partiels pour les états limites de service une valeur de 1,0.

NOTE Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées par l'annexe nationale.

(3) Il convient de modifier les valeurs caractéristiques en cas de modifications des propriétés des terrains pendant la durée de vie de l'ouvrage, sous l'effet par exemple d'une baisse du niveau de la nappe ou de la dessiccation du terrain.

(4) On peut vérifier qu'une fraction suffisamment faible de la résistance du terrain est mobilisée pour maintenir les déformations dans les limites admissibles pour l'ouvrage en service, à condition que cette approche simplifiée soit limitée aux situations de calcul où :

- Il n'est pas exigé de valeur de la déformation pour vérifier les états limites de service ;
- une expérience comparable bien établie existe pour un terrain, une structure et une méthode de construction semblables.

(5)P Une valeur limite d'une déformation particulière est une valeur pour laquelle un état limite de service, comme une fissuration inacceptable ou un blocage des portes, est considéré comme atteint dans la structure. Cette valeur limite doit être convenue pendant la conception de l'ouvrage porté par le terrain.

2.4.9 Valeurs limites des mouvements des fondations

(1)P Pour le calcul de fondations, des valeurs limites des mouvements des fondations doivent être établies.

NOTE Les mouvements autorisés des fondations peuvent être fixés par l'annexe nationale.

(2)P Tout mouvement différentiel des fondations provoquant une déformation de la structure doit être limité pour assurer qu'il ne conduira pas à un état limite de la structure.

(3)P Le choix des valeurs de calcul pour la limitation des mouvements et des déformations doit tenir compte des points suivants :

- le degré de confiance avec lequel on peut fixer la valeur acceptable du mouvement ;
- l'occurrence et la vitesse des mouvements du terrain ;
- le type de structure ;
- le type de matériau de construction ;
- le type de fondation ;
- le type de terrain ;
- le mode de déformation ;
- l'utilisation prévue de la structure ;
- le besoin d'assurer qu'il n'y aura pas de problèmes pour les réseaux entrant dans la structure.

(4)P Les calculs de tassement différentiel devront tenir compte des éléments suivants :

- l'occurrence et la vitesse des tassements et des mouvements du terrain ;
- les variations aléatoires et systématiques des propriétés du terrain ;
- la distribution des charges ;
- la méthode de construction (y compris la séquence d'application des charges) ;
- la rigidité de la structure pendant et après la construction.

NOTE En l'absence de valeurs limites spécifiées des déformations de la structure, on peut utiliser les valeurs de déformations de structures et de mouvements de fondations données dans l'Annexe H.

2.5 Dimensionnement par mesures prescriptives

(1) Pour les situations de calcul où l'on ne dispose pas de modèles de calcul ou bien lorsque de tels modèles ne sont pas nécessaires, on peut éviter de dépasser les états limites en imposant des mesures prescriptives. Ces mesures impliquent des règles de conception classiques et généralement conservatives, ainsi qu'une grande attention pour les spécifications et le contrôle des matériaux, la main d'œuvre et les procédures de protection et d'entretien.

NOTE Des références à de telles règles classiques et généralement conservatives peuvent être données dans l'annexe nationale.

(2) Le dimensionnement par mesures prescriptives peut être utilisé lorsqu'une expérience comparable, au sens de 1.5.2.2, rend les calculs de dimensionnement inutiles. Il peut aussi être utilisé pour assurer la durabilité contre l'action du gel ou contre des attaques chimiques ou biologiques, pour lesquelles des calculs directs ne sont généralement pas appropriés.

2.6 Essais de chargement et essais sur modèles

(1)P Lorsque les résultats d'essais de chargement ou d'essais sur des modèles à grande ou petite échelle sont utilisés pour justifier un projet, ou pour compléter une des autres alternatives mentionnées dans la clause 2.1(4), on doit tenir compte des éléments suivants :

- les différences de conditions de terrain entre l'essai et l'ouvrage réel ;
- les effets de temps, en particulier quand la durée de l'essai est beaucoup plus courte que la durée du chargement dans la construction réelle ;
- les effets d'échelle, notamment quand des petits modèles sont utilisés. Les effets de niveau de contrainte doivent être considérés, de même que les effets de la taille des particules.

(2) Les essais peuvent être réalisés sur un échantillon de la construction réelle ou sur des modèles d'échelle réelle ou plus petite.

2.7 Méthode observationnelle

(1) Quand il est difficile de prévoir le comportement géotechnique d'un ouvrage, il peut être approprié d'appliquer l'approche connue sous le nom de «méthode observationnelle», dans laquelle la conception est revue pendant la construction.

(2)P Les exigences suivantes doivent être remplies avant le début de la construction :

- les limites du comportement acceptable de l'ouvrage doivent être établies ;
- le domaine des comportements possibles doit être analysé et on doit montrer qu'il existe une probabilité acceptable que le comportement réel soit compris dans le domaine des comportements acceptables ;
- un plan d'instrumentation doit être établi, pour vérifier si le comportement réel est compris entre les limites acceptables. Le suivi doit pouvoir le montrer clairement et aussitôt que possible et avec une fréquence de mesures qui permette de mettre en œuvre efficacement les mesures destinées à rectifier le projet ;
- le temps de réponse des instruments de mesure et les procédures d'analyse des résultats doivent être suffisamment rapides par rapport à l'évolution possible du système ;
- un plan d'actions de sauvegarde doit être établi, pour être mis en œuvre si le suivi révèle un comportement sortant des limites acceptables.

(3)P Pendant la construction, le suivi doit être exécuté tel que planifié.

(4)P Les résultats des observations doivent être analysés à des étapes appropriées du projet et on doit mettre en œuvre le plan d'actions de sauvegarde si l'on sort des limites du comportement autorisé.

(5)P L'équipement de mesure doit être soit remplacé soit étendu en cas d'incidents, afin de fournir des données fiables de type approprié et en quantité suffisante.

2.8 Rapport de calcul géotechnique

(1)P Les hypothèses, les données, les méthodes de calcul et les résultats des vérifications de stabilité et d'aptitude au service doivent être enregistrés dans le Rapport de calcul géotechnique.

(2) Le niveau de détails des rapports de calcul géotechnique peut varier sensiblement en fonction du type de projet et de la méthode de justification. Pour les projets simples, une simple feuille peut suffire.

(3) Il convient normalement que le Rapport de calcul géotechnique contienne les points suivants, avec des références croisées au rapport de reconnaissance des terrains (voir 3.4) et à d'autres documents qui contiennent plus de détails :

- une description du site et de ses environs ;
- une description des conditions de terrain ;
- une description de la construction envisagée, y compris les actions ;
- les valeurs de calcul des propriétés des sols et des roches, y compris leur justification si nécessaire ;
- la déclaration des codes et des normes utilisés ;
- des déclarations sur l'adéquation du site pour la construction proposée et le niveau des risques acceptables ;
- les calculs de justification géotechnique et les plans et dessins correspondants ;
- les recommandations pour le calcul des fondations ;
- une liste des points à contrôler pendant la construction ou nécessitant de l'entretien ou des mesures.

(4)P Le rapport de calcul géotechnique doit comporter un plan de suivi et de mesures ; les points qui nécessitent un contrôle pendant la construction ou de l'entretien après la construction doivent être clairement identifiés. Si les contrôles requis ont été effectués pendant la construction, ils doivent être rapportés dans une annexe du rapport.

(5) En liaison avec les questions de supervision et de mesures, le rapport de calcul géotechnique devrait indiquer :

- l'objectif de chaque ensemble d'observations ou de mesures ;
- les parties de la structure qui doivent être surveillées et les endroits où ces mesures doivent être faites ;
- la fréquence avec laquelle les mesures doivent être faites ;
- la façon dont les résultats vont être évalués ;
- le domaine des valeurs où l'on s'attend à trouver les résultats des mesures ;
- la période de temps pendant laquelle on doit continuer les mesures après la fin de la construction ;
- les parties responsables des mesures et des observations, pour interpréter les résultats obtenus et entretenir les instruments.

(6)P Un extrait du Rapport de calcul géotechnique, contenant les conditions de surveillance, de suivi et de maintenance des équipements pour l'ouvrage global doit être fourni au client/propriétaire/maître d'ouvrage.

Section 3 Données géotechniques

3.1 Généralités

(1)P Les informations géotechniques doivent être toujours rassemblées, enregistrées et interprétées avec soin. Elles doivent comprendre la géologie, la géomorphologie, la sismicité, l'hydrologie et l'histoire du site. Les indications concernant la variabilité du terrain doivent aussi être prises en compte.

(2)P Les reconnaissances géotechniques doivent être programmées en tenant compte des exigences de l'exécution et du comportement de l'ouvrage proposé. Le contenu des reconnaissances géotechniques doit être réexaminé de façon continue à mesure que de nouvelles informations sont obtenues pendant leur exécution.

(3)P Les reconnaissances de routine sur le terrain et les essais courants de laboratoire doivent de façon générale être exécutés et rapportés conformément à des normes ou recommandations internationales reconnues. Les écarts par rapport à ces normes et les prescriptions supplémentaires imposées aux essais doivent être rapportées.

(4) Il convient de lire la norme EN 1997-2 pour trouver les exigences relatives aux essais en laboratoire et en place.

3.2 Reconnaissances géotechniques

3.2.1 Généralités

(1)P Les reconnaissances géotechniques doivent fournir des données suffisantes sur le terrain et les conditions de l'eau souterraine sur le site de la construction et à l'entour pour permettre une description correcte des propriétés essentielles du terrain et une évaluation fiable des valeurs caractéristiques des paramètres du terrain qui seront utilisées dans les calculs de justification.

(2)P La consistance et le volume des reconnaissances géotechniques doivent être ajustés à la phase de reconnaissance en cours et à la catégorie géotechnique (voir EN 1997-2, Section 2).

(3) Pour les ouvrages grands ou inusuels, les ouvrages mettant en jeu des risques anormaux ou inusuels et les ouvrages édifiés dans les zones très sismiques, il est possible que les reconnaissances géotechniques spécifiées dans la norme EN 1997 ne suffisent pas pour satisfaire les exigences de calcul.

(4) Si la nature et le volume des reconnaissances sont liés à la catégorie géotechnique de l'ouvrage, il est recommandé de déterminer le plus tôt possible les conditions de terrain qui peuvent influencer le choix de cette catégorie géotechnique.

(5) Il est recommandé que les reconnaissances comportent une inspection visuelle du site de l'ouvrage afin de pouvoir vérifier les hypothèses de calcul pendant l'exécution des travaux.

3.2.2 Reconnaissances préliminaires

(1)P Les reconnaissances préliminaires doivent être réalisées pour :

- évaluer la convenance générale du site ;
- comparer si nécessaire des sites alternatifs pour le projet ;
- estimer les transformations qui peuvent être provoquées par les travaux envisagés ;
- planifier les reconnaissances destinées au dimensionnement et au contrôle, y compris l'identification de l'étendue des terrains qui peuvent exercer une influence majeure sur le comportement de l'ouvrage ;
- identifier si nécessaire des zones d'emprunt.

3.2.3 Reconnaissances de projet

(1)P Les reconnaissances de projet doivent être effectuées pour :

- fournir les informations nécessaires à un dimensionnement adéquat des ouvrages temporaires et permanents ;
- fournir les informations nécessaires au choix de la méthode de construction ;
- identifier les difficultés qui peuvent apparaître pendant les travaux.

(2)P Les reconnaissances de projet doivent identifier de façon fiable la disposition et les propriétés de tous les terrains affectés par l'ouvrage étudié.

(3)P Les paramètres qui affectent la capacité de l'ouvrage à satisfaire ses critères de comportement doivent être identifiés avant le début du projet final.

(4)P Afin d'assurer que les reconnaissances de projet couvrent tous les terrains concernés, une attention particulière doit être accordée aux caractéristiques géologiques suivantes :

- le profil du terrain ;
- les cavités naturelles ou d'origine humaine ;
- l'évolution des roches, des sols ou des matériaux de remblai ;
- les phénomènes hydrogéologiques ;
- les failles, les joints et les autres discontinuités ;
- le fluage des sols et des masses rocheuses ;
- le gonflement ou l'affaissement des sols et des roches ;
- la présence de déchets ou de matériaux d'origine humaine.

(5)P L'histoire du site et de ce qui l'entoure doit être prise en compte.

(6)P Les reconnaissances doivent être exécutées au moins dans les formations jugées concernées par le projet.

(7)P Les niveaux des nappes existant sur le site doivent être établis pendant la reconnaissance. Tous les niveaux d'eau libre observés pendant la reconnaissance doivent être notés (voir la norme EN 1997-2).

(8) Il est recommandé d'établir les niveaux extrêmes de toutes les sources d'eau qui peuvent influencer les pressions interstitielles.

(9)P La position et les capacités de tous les puits de rabattement de nappe ou de pompage d'eau situés dans le voisinage du site doivent être relevées.

3.3 Évaluation des paramètres géotechniques

3.3.1 Généralités

(1) Dans cette section 3.3 donnant les exigences relatives à l'évaluation des paramètres géotechniques, seuls les essais de laboratoire et en place les plus courants ont été considérés. D'autres essais peuvent être utilisés à condition que leur convenance ait été démontrée par des expériences comparables.

3.3.2 Caractérisation du type de sol ou de roche

(1)P La nature et les constituants de base du sol ou de la roche doivent être identifiés avant que les résultats des autres essais ne soient interprétés.

(2)P Le matériau doit être examiné, identifié et décrit conformément à une nomenclature reconnue. Une description géologique doit être faite.

(3) Il convient de classer les sols et de décrire les couches de sols conformément à un système reconnu de classification et de description des sols.

(4) Il convient de classer les roches en termes de qualité de la matrice rocheuse et de la fracturation. Il convient de décrire la qualité de la roche en termes d'altération, d'organisation des particules, de dimension dominante des particules minérales, de dureté et de résistance du minéral principal. Il convient de caractériser la fracturation en termes de types de joint, de largeur et d'espacement des joints et de qualité du remplissage.

(5) En plus de l'inspection visuelle, on peut utiliser de nombreux essais de classification, d'identification et de quantification des sols et des roches (voir EN 1997-2), tels que :

pour les sols :

- la courbe granulométrique ;
- le poids volumique ;
- la porosité ;
- la teneur en eau ;
- la forme des particules ;
- la rugosité de la surface des particules ;
- l'indice de densité ;
- les limites d'Atterberg ;
- le gonflement ;
- la teneur en carbonates ;
- la teneur en matières organiques ;

pour les roches :

- la minéralogie ;
- la pétrographie ;
- la teneur en eau ;
- le poids volumique ;
- la porosité ;
- la vitesse du son ;
- le coefficient d'imbibition rapide ;
- le gonflement ;
- l'indice de durabilité ;
- la résistance à la compression simple.

3.3.3 Poids volumique

(1)P Le poids volumique doit être déterminé avec une précision suffisante pour que l'on puisse établir les valeurs caractéristiques et de calcul des actions qui en dérivent.

(2) Il convient de déterminer le poids volumique sur des éprouvettes de sol ou de roche prélevées dans des échantillons non remaniés (voir la norme EN 1997-2). À titre d'alternative, on peut le déduire de corrélations établies ou bien documentées, fondées par exemple sur des essais de pénétration.

3.3.4 Indice de densité

(1)P L'indice de densité doit exprimer le degré de compacité d'un sol sans cohésion par rapport aux états le plus lâche et le plus dense définis par des procédures d'essai en laboratoire normalisées.

3.3.5 Taux de compactage

(1)P Le taux de compactage d'un terrain naturel ou d'un matériau de remblai doit être exprimé par le rapport du poids volumique sec au poids volumique sec maximal déduit d'un essai de compactage normalisé.

3.3.6 Résistance au cisaillement

(1)P Lors de la détermination de la résistance au cisaillement, l'influence des facteurs suivants doit être prise en compte :

- le niveau de contrainte imposé au sol ;
- l'anisotropie de la résistance, en particulier dans les argiles peu plastiques ;
- les fissures, en particulier dans les argiles raides ;
- les effets de la vitesse de déformation ;
- les grandes déformations qui peuvent se produire dans certaines situations de calcul ;
- les surfaces de glissement pré-existantes ;
- les effets du temps ;
- la sensibilité des sols cohérents ;
- le degré de saturation.

(2) Lorsque la résistance au cisaillement est déduite de résultats d'essais, il convient de tenir compte du niveau de confiance de la théorie utilisée pour dériver les valeurs de la résistance au cisaillement, ainsi que des perturbations possibles au cours du prélèvement et de l'hétérogénéité des échantillons.

(3) Pour ce qui concerne les effets du temps, il convient de considérer que la période pendant laquelle un sol sera effectivement non drainé dépend de sa perméabilité, de la disponibilité d'eau libre et de la géométrie du problème.

(4)P Les valeurs des paramètres de résistance effective c' et $\tan \phi'$ ne doivent être supposées constantes que dans le domaine pour lequel elles ont été évaluées.

3.3.7 Raideur du sol

(1)P Lors de l'estimation de la raideur du sol, les facteurs suivants doivent être pris en compte :

- les conditions de drainage ;
- le niveau de la contrainte effective moyenne ;
- la préconsolidation naturelle ou artificielle ;
- le niveau de la déformation de cisaillement imposée ou de la contrainte de cisaillement induite, cette dernière étant souvent normalisée par rapport à la résistance au cisaillement à la rupture ;

(2) Il est souvent très difficile d'effectuer des mesures fiables de la raideur du sol par des essais en place ou en laboratoire. En particulier, à cause du remaniement des échantillons et d'autres effets, les mesures faites sur des éprouvettes en laboratoire sous-estiment souvent la raideur des sols in situ. L'analyse des observations du comportement d'ouvrages antérieurs est par conséquent recommandée, chaque fois que c'est possible.

3.3.8 Qualité et propriétés des roches et des massifs rocheux

3.3.8.1 Évaluation générale

(1)P Lors de l'estimation de la qualité et des propriétés des roches et des massifs rocheux, une distinction doit être faite entre le comportement des matériaux rocheux mesuré sur des échantillons carottés intacts et le comportement de plus grandes masses rocheuses qui comprennent des discontinuités de structure comme des plans de stratification, des joints, des zones de cisaillement et des cavités de dissolution. On doit prendre en considération les caractéristiques suivantes des joints :

- l'espacement ;
- l'orientation ;
- l'ouverture ;
- la continuité (persistance) ;
- l'étanchéité ;
- la rugosité, y compris les effets de mouvements antérieurs le long des joints ;
- le remplissage.

(2)P De plus, lors de l'estimation des propriétés des roches et des massifs rocheux, les éléments suivants doivent être pris en compte, si nécessaire :

- les contraintes en place ;
- les pressions d'eau ;
- les variations importantes de propriétés entre couches différentes.

(3) Des estimations des propriétés des massifs rocheux, telles que :

- la résistance et la raideur ;
- les joints, notamment dans les zones fracturées ;
- la perméabilité à l'eau des systèmes de joints ;
- les propriétés de déformabilité des roches altérées ;

peuvent être obtenues en utilisant le concept de classification des massifs rocheux décrits dans la norme EN 1997-2.

(4)P La sensibilité des roches à des facteurs tels que le climat ou les variations de contrainte doit être évaluée. On doit aussi tenir compte des conséquences de la dégradation chimique sur le comportement des fondations rocheuses.

(5) Lors de l'estimation de la qualité des roches et des massifs rocheux, on doit prendre en considération les facteurs suivants :

- certaines roches tendres et poreuses se dégradent rapidement et deviennent des sols de faible résistance, particulièrement lorsqu'ils sont exposés aux effets de l'altération ;
- certaines roches présentent des vitesses de dissolution importantes par les eaux souterraines, ce qui crée des chenaux, des cavernes et des entonnoirs de dissolution qui peuvent se développer jusqu'à la surface du terrain ;
- lorsqu'elles sont déchargées et exposées à l'air, certaines roches subissent des gonflements importants dus à l'absorption d'eau par les minéraux argileux.

3.3.8.2 Résistance en compression simple et déformabilité des matériaux rocheux

(1)P Lors de l'estimation de la résistance à la compression uniaxiale et de la déformabilité des matériaux rocheux, l'influence des facteurs suivants doit être prise en compte :

- l'orientation de la direction du chargement par rapport, par exemple, à l'anisotropie de l'échantillon, aux plans de stratification, à la foliation ;
- la méthode de prélèvement des échantillons, l'histoire de leur transport et de leur stockage ;
- le nombre d'échantillons testés ;
- la géométrie des éprouvettes ;
- la teneur en eau et le degré de saturation au moment de l'essai ;
- la durée de l'essai et la vitesse de variation des contraintes ;
- la méthode de détermination du module d'Young et le (les) niveau(x) de la contrainte axiale pour lequel (lesquels) il est déterminé.

3.3.8.3 Résistance au cisaillement des joints

(1)P Lors de l'estimation de la résistance au cisaillement des joints des matériaux rocheux, l'influence des facteurs suivants doit être prise en compte :

- l'orientation de l'échantillon par rapport au massif rocheux et les actions prévues ;
- l'orientation de l'essai de cisaillement ;
- le nombre d'échantillons testés ;
- les dimensions de la zone de cisaillement ;
- les conditions de pression interstitielle ;
- la possibilité d'une rupture progressive gouvernant le comportement de la roche dans le terrain.

(2) Les plans de faiblesse de la roche coïncident normalement avec les joints, les plans de stratification, de schistosité, de clivage) ou avec l'interface entre le sol et la roche ou entre le béton et la roche. Il convient normalement d'utiliser la résistance au cisaillement mesurée sur ces plans pour l'analyse de l'équilibre limite des massifs rocheux.

3.3.9 Paramètres de perméabilité et de consolidation des sols et des roches

3.3.9.1 Paramètres de perméabilité et de consolidation des sols

(1)P Lors de l'estimation des paramètres de perméabilité et de consolidation, les facteurs suivants doivent être pris en compte :

- les effets de l'hétérogénéité ;
- les effets de l'anisotropie ;
- les effets des fissures ou des failles ;
- les effets des variations de contraintes sous le chargement prévu.

(2) Les mesures de perméabilité réalisées sur de petits échantillons en laboratoire peuvent ne pas être représentatives des conditions en place. Chaque fois que cela sera possible, il convient de privilégier les essais en place qui mesurent les propriétés moyennes d'un grand volume de terrain. Toutefois, il convient de tenir compte des variations éventuelles de la perméabilité lorsque les contraintes effectives dépassent leur valeur en place.

(3) Il convient parfois d'évaluer la perméabilité à partir de la courbe granulométrique.

3.3.9.2 Paramètres de perméabilité des roches

(1)P Comme la perméabilité des massifs rocheux dépend principalement de la densité des joints et de l'existence d'autres discontinuités comme des fractures ou des fissures, elle doit être mesurée au moyen d'essais en place appropriés ou évaluée sur la base de l'expérience locale.

(2) La perméabilité en place peut être déterminée par un système d'essais de pompage combinés avec une caractérisation de l'écoulement, en tenant compte des conditions d'écoulement hydrogéologique tridimensionnel autour de l'ouvrage et en cartographiant la structure des joints et autres discontinuités.

(3) Il convient de n'utiliser les essais de perméabilité en laboratoire que pour étudier l'effet des discontinuités, par exemple, en termes d'ouverture variable.

3.3.10 Paramètres géotechniques déduits d'essais en place

3.3.10.1 Essais de pénétration de cône

(1)P Lors de l'estimation des valeurs de la résistance de cône, du frottement latéral et, éventuellement, de la pression interstitielle au cours de la pénétration, on doit tenir compte des facteurs suivants :

- la conception détaillée du cône et du manchon de frottement. Cette conception peut affecter les résultats d'une manière significative et l'on doit par conséquent tenir compte du type de cône utilisé ;
- les résultats ne peuvent être interprétés de façon fiable que si la succession des couches de sol est connue ; dans beaucoup de situations, des forages seront donc nécessaires conjointement aux essais de pénétration ;
- les effets de l'eau souterraine et de la pression des terrains sus-jacents ;
- dans les sols hétérogènes pour lesquels de grandes fluctuations de résultats sont relevées, les valeurs des paramètres de pénétration doivent représenter la zone du sol qui concerne la construction ;
- les corrélations établies avec les résultats d'autres essais, comme les mesures de densité et d'autres formes d'essais de pénétration.

3.3.10.2 Essais de pénétration au carottier (SPT) et sondages dynamiques

(1)P Lors de l'interprétation des nombres de coups enregistrés, on doit tenir compte des facteurs suivants ;

- le type d'essai ;
- la description détaillée de la procédure d'essai ;
- les conditions de l'eau souterraine ;
- l'influence de la pression des terrains sus-jacents ;
- la nature du terrain, en particulier lorsque l'on rencontre des galets ou des graviers grossiers.

3.3.10.3 Essais scissométriques

(1)P Les éléments suivants doivent être pris en compte lors de l'analyse des résultats des essais :

- les détails de la procédure d'essai ;
- l'utilisation ou non d'un matériel d'essai standardisé ;
- l'exécution ou non d'une série de mesures à des profondeurs différentes pour obtenir un profil de résistance sur les différentes couches de sols ;
- le frottement latéral sur les tiges.

(2) Les essais scissométriques peuvent être utilisés pour évaluer la cohésion non drainée c_u des sols cohérents.

NOTE L'essai scissométrique est une méthode simple et économique de vérification de la traficabilité des sols mous sous les équipements et véhicules lourds.

(3) Pour obtenir les valeurs dérivées de c_u , il convient de corriger les valeurs mesurées d'un facteur fondé sur l'expérience locale et qui dépend, par exemple, de la limite de liquidité, de l'indice de plasticité et de la contrainte effective verticale.

3.3.10.4 Sondage par poids (WST)

(1)P Les éléments suivants doivent être pris en compte lors de l'analyse des résultats des essais de sondage par poids :

- la description détaillée de la procédure d'essai ;
- les conditions de l'eau souterraine ;
- l'influence de la pression des terrains sus-jacents ;
- la nature du terrain, en particulier lorsque l'on rencontre des galets ou des graviers grossiers.

(2) Les sondages par poids peuvent être utilisés pour définir les limites des couches de sols et la densité des sols non cohérents.

3.3.10.5 Essai pressiométrique

(1)P Lors de l'estimation des valeurs de la pression limite et du module pressiométrique, on doit tenir compte des facteurs suivants :

- le type d'équipement ;
- le mode opératoire utilisé pour installer le pressiomètre dans le terrain.

(2) Il convient de ne pas utiliser les courbes qui présentent un degré de remaniement excessif. Lorsque la pression limite n'est pas atteinte au cours de l'essai, elle peut être estimée par une extrapolation raisonnable et conservatrice de la courbe. Pour les essais dans lesquels seule la partie initiale de la courbe pressiométrique a été déterminée, des corrélations générales ou, de préférence, des corrélations locales établies sur le même site, peuvent être utilisées de façon conservatrice afin d'estimer la pression limite à partir du module pressiométrique.

3.3.10.6 Essais au dilatomètre plat

(1)P Lors de l'estimation des valeurs des paramètres au dilatomètre plat, on doit tenir compte du processus de mise en place de la sonde.

(2)P La succession des couches de sol et en particulier certains paramètres comme la granularité et le degré de saturation doivent être déterminés avant l'essai.

(3) Lorsque les paramètres de résistance doivent être évalués, il convient de tenir compte de la résistance à la pénétration.

(4) Il convient d'utiliser le module dilatométrique comme valeur indicative pour déterminer les valeurs dérivées des modules de rigidité des différentes couches de sols.

3.3.10.7 Essais de compactibilité

(1)P Lors de l'estimation de la compactibilité d'un matériau de remblai, les facteurs suivants doivent être pris en compte ;

- le type de sol ou de roche ;
- la courbe granulométrique ;
- la forme des particules ;
- l'hétérogénéité du matériau ;
- le degré de saturation ou la teneur en eau ;
- le type d'équipement qui sera utilisé pour le compactage.

(2) Lorsque l'on utilise des mesures en place (par exemple, des sondages, des essais de compactage dynamique, des essais de chargement de plaque, des mesures de tassements) pour contrôler le compactage sur le terrain, il convient de relier les résultats des essais de compactage in situ (voir 5.3.3(4)) avec les résultats des essais de compactage normalisés en laboratoire afin d'évaluer la compactibilité du remblai en sol ou en roches.

3.4 Rapport de reconnaissance des terrains

3.4.1 Exigences

(1)P Les résultats de la reconnaissance géotechnique doivent être réunis dans un rapport de reconnaissance des terrains, qui doit servir de base au rapport de dimensionnement géotechnique décrit à l'article 2.8.

(2)P On doit faire référence à la norme EN 1997-2 pour ce qui concerne l'utilisation des essais en laboratoire et en place pour déterminer les paramètres géotechniques.

(3) Il convient normalement que le rapport de reconnaissance des terrains comporte :

- une présentation de toutes les informations géotechniques disponibles, y compris les caractéristiques géologiques et les données importantes pour le projet ;
- l'évaluation géotechnique de ces informations, indiquant les hypothèses adoptées pour l'interprétation des résultats des essais.

Cette information peut être présentée dans un rapport unique ou divisée entre plusieurs rapports.

3.4.2 Présentation des informations géotechniques

(1)P La présentation des informations géotechniques doit comprendre :

- un compte rendu factuel de tous les travaux in situ et en laboratoire ;
- une documentation sur les méthodes utilisées pour effectuer les reconnaissances in situ et les essais en laboratoire.

Cette documentation sera fondée sur les rapports d'essais décrits dans la norme EN 1997-2.

(2) En outre, il convient d'inclure dans le rapport factuel les informations suivantes, lorsqu'elles sont pertinentes :

- les noms de tous les bureaux d'étude et sous-traitants ;
- l'objectif et la consistance des reconnaissances géotechniques ;
- les dates entre lesquelles les travaux de terrain et de laboratoire ont été effectués.
- le rapport de visite générale de la zone du projet en notant en particulier :
 - la présence d'eau souterraine ;
 - le comportement des ouvrages avoisinants ;
 - les affleurements dans les carrières et les zones d'emprunts ;
 - les zones d'instabilité ;
 - les difficultés au cours des excavations ;
- l'histoire du site ;
- la géologie du site, y compris l'existence de failles ;
- les données topographiques ;
- les informations tirées des photographies aériennes disponibles ;
- l'expérience locale dans la zone des travaux ;
- les informations sur la sismicité régionale ;
- les modes opératoires utilisés pour l'échantillonnage, le transport et le stockage des échantillons ;
- les types d'équipements utilisés sur le terrain ;
- un tableau des quantités des travaux réalisés sur le terrain et en laboratoire, et la présentation des observations faites sur le terrain par le personnel de surveillance au cours des sondages et forages de reconnaissance ;
- les données relatives aux fluctuations dans le temps de la nappe phréatique dans les trous de forages lors de l'exécution des travaux de reconnaissance sur le terrain ainsi que dans les piézomètres après la fin de ces travaux ;
- la compilation des logs de forage, y compris les photographies des carottes, avec des descriptions des formations de sols et roches d'après les observations faites sur le terrain et les résultats des essais en laboratoire ;
- l'existence de radon ou la possibilité qu'il en existe ;
- les données sur le sensibilité au gel des sols ;
- le regroupement et la présentation dans des annexes des résultats des essais en place et en laboratoire.

3.4.3 Évaluation de l'information géotechnique

(1)P L'évaluation des informations géotechniques doit comprendre, selon le cas :

- une revue des travaux en place et en laboratoire. Toute limitation des données (par exemple des données défectueuses, non pertinentes, insuffisantes ou imprécises) doit être indiquée et commentée. Les procédures de prélèvement, transport et stockage des échantillons doivent être prises en compte lors de l'interprétation des résultats des essais. Les résultats d'essais particulièrement défavorables doivent être soigneusement examinés afin de déterminer s'ils sont erronés ou s'ils représentent un phénomène réel qui doit être pris en compte dans le dimensionnement ;
- une revue des valeurs attribuées aux paramètres géotechniques ;
- des propositions de travaux complémentaires en place et en laboratoire, si cela est jugé nécessaire, avec des commentaires justifiant la nécessité de ce travail supplémentaire. Ces propositions doivent être accompagnées d'un programme détaillé des reconnaissances à effectuer, en indiquant les questions auxquelles il est nécessaire de répondre.

(2) De plus, il convient d'inclure dans l'évaluation des données géotechniques les points suivants, lorsqu'ils sont pertinents :

- la présentation sous forme de tableaux et de diagrammes des résultats des travaux en place et en laboratoire en rapport avec les exigences du projet et, si cela est jugé nécessaire ;
- des histogrammes montrant l'intervalle de variation des valeurs des données les plus importantes ainsi que leur distribution ;
- la profondeur de la nappe phréatique et de ses fluctuations saisonnières ;
- des coupes du terrain montrant les limites des différentes formations ;
- la description détaillée de toutes les formations y compris leurs propriétés physiques et leurs caractéristiques de compressibilité et de résistance ;
- des commentaires sur les irrégularités telles que des poches et des cavités ;
- le regroupement et la présentation du domaine de variation des valeurs dérivées des données géotechniques de chaque couche.

Section 4 Surveillance de l'exécution des travaux, suivi et entretien

4.1 Généralités

(1)P Afin d'assurer la sécurité et la qualité d'un ouvrage, les opérations suivantes doivent être effectuées, lorsque c'est pertinent :

- le déroulement des travaux de construction et la qualité de la réalisation doivent être surveillés ;
- le comportement de l'ouvrage doit être surveillé pendant et après la construction ;
- l'ouvrage doit être entretenu de manière adéquate.

(2)P Le contrôle du déroulement des travaux de construction et de la qualité de la réalisation, ainsi que le suivi du comportement de l'ouvrage pendant et après la construction doivent être spécifiés dans le rapport de dimensionnement géotechnique.

(3) Il convient que le contrôle du déroulement des travaux de construction et de la qualité de la réalisation s'appuie sur les opérations suivantes, lorsqu'elles sont pertinentes :

- vérifier la validité des hypothèses de calcul ;
- identifier les différences entre l'état réel du terrain et les hypothèses de calcul ;
- vérifier la conformité des travaux au projet.

(4) Il convient d'effectuer des observations et des mesures pour suivre le comportement de l'ouvrage et de son voisinage selon le cas :

- pendant la construction afin, par exemple, d'identifier à temps la nécessité de prendre des mesures correctives, de modifier le phasage d'exécution des travaux ;
- pendant et après la construction, évaluer le comportement à long terme de l'ouvrage et de son voisinage.

(5)P Les décisions relatives au projet qui sont influencées par les résultats de la surveillance et des mesures de suivi doivent être clairement identifiées.

(6) Le volume des travaux de surveillance de la construction et la quantité d'essais en place et en laboratoire nécessaires pour maîtriser et observer le comportement de l'ouvrage doivent être planifiés lors de la conception du projet.

(7)P Dans le cas d'évènements imprévus, les méthodes, l'ampleur et la fréquence des mesures doivent être révisées.

(8)P Le niveau et la qualité de la surveillance et des mesures de suivi doivent être au moins égaux à ce que prévoit le projet et être compatibles avec les valeurs retenues pour les paramètres de calcul et les facteurs partiels.

NOTE L'annexe J donne une liste type pour la surveillance de l'exécution et le suivi du comportement des ouvrages.

4.2 Surveillance

4.2.1 Programme de surveillance

(1)P Le programme de surveillance inclus dans le rapport de dimensionnement géotechnique doit indiquer les limites admissibles pour les résultats qui seront obtenus au cours de la surveillance.

(2) Il convient de spécifier dans le programme de surveillance, le type, la qualité et la fréquence de la surveillance, qui devraient être proportionnés avec :

- le degré d'incertitude des hypothèses de calcul ;
- la complexité des conditions de terrain et de chargement ;
- le risque de rupture en cours d'exécution des travaux ;
- la possibilité de modifier le projet ou d'appliquer des mesures correctives au cours de l'exécution des travaux.

4.2.2 Inspection et contrôle

(1)P Une inspection visuelle et continue de l'ouvrage doit être effectuée et les résultats de l'inspection doivent être notés.

(2) Pour la catégorie géotechnique 1, le programme de surveillance peut être limité à une inspection visuelle, à des contrôles de qualité simples et à une estimation qualitative du comportement de l'ouvrage.

(3) Pour la catégorie géotechnique 2, il convient souvent de faire des mesures des propriétés du terrain et du comportement des ouvrages.

(4) Pour la catégorie géotechnique 3, il convient normalement de faire des mesures complémentaires au cours de chacune des étapes importantes de la construction.

(5)P Les relevés des points suivants doivent être conservés, selon le cas :

- les caractéristiques importantes du terrain et de l'eau souterraine ;
- le phasage de l'exécution des travaux ;
- la qualité des matériaux ;
- les déviations par rapport au projet ;
- les plans de l'ouvrage tel qu'il a été exécuté ;
- les résultats des mesures et de leur interprétation ;
- les observations sur l'état de l'environnement ;
- les événements imprévus.

(6) Il convient de conserver également les relevés des travaux temporaires. Il convient d'enregistrer les interruptions des travaux et les conditions de leur reprise.

(7)P Les résultats des inspections et des contrôles doivent être communiqués au projeteur avant que les décisions qui pourraient en résulter ne soient prises.

(8) En général, il convient de conserver les documents du projet et les enregistrements de ce qui a été construit pendant dix ans, sauf accord contraire. Il convient de conserver les documents les plus importants pendant toute la durée de vie de l'ouvrage.

4.2.3 Vérification du projet

(1)P La convenance des procédures de construction et le phasage des opérations doivent être vérifiés par rapport aux conditions de terrain rencontrées et le comportement prévu de l'ouvrage doit être comparé à son comportement observé. Le projet doit être contrôlé à partir des résultats de l'inspection et du contrôle.

(2) Il convient d'inclure dans l'évaluation du projet l'examen attentif des conditions les plus défavorables rencontrées au cours de la construction, concernant :

- l'état des terrains ;
- l'état des eaux souterraines ;
- les actions sur l'ouvrage ;
- les impacts et modifications de l'environnement, y compris les glissements de terrain et les éboulements de rocher.

4.3 Vérification de l'état des terrains

4.3.1 Sols et roches

(1)P Les descriptions et les propriétés géotechniques des sols et des roches dans ou sur lesquels reposent les ouvrages doivent être vérifiées pendant les travaux.

(2) Pour la catégorie géotechnique 1, il convient de vérifier les descriptions des sols et des roches par :

- l'inspection du site ;
- la détermination des types de sols et de roches dans la zone d'influence de l'ouvrage ;
- le relevé des descriptions des sols et des roches découvertes dans les excavations.

(3) Pour la catégorie géotechnique 2, il convient également de vérifier les propriétés géotechniques des sols et des roches dans ou sur lesquels reposent les ouvrages. Des reconnaissances complémentaires in situ peuvent être nécessaires. Il convient de prélever des échantillons représentatifs pour des essais afin de déterminer leurs propriétés d'identification, leur résistance et leur déformabilité.

(4) Pour la catégorie géotechnique 3, il convient aussi d'exiger des reconnaissances supplémentaires et l'examen de certains aspects de l'état des terrains ou des remblais qui pourraient avoir une conséquence majeure pour le dimensionnement.

(5) Les informations indirectes sur les propriétés géotechniques du terrain (par exemple, les relevés du battage des pieux) doivent être enregistrées et utilisées pour améliorer l'interprétation des conditions de terrain.

(6)P Les différences par rapport au type et aux propriétés du terrain adoptés dans le calcul doivent être rapportées sans délai.

NOTE Ces écarts sont normalement rapportés au responsable du projet.

(7)P Il doit être vérifié que les principes utilisés dans le calcul correspondent bien aux caractéristiques géotechniques du terrain rencontré.

4.3.2 Eaux souterraines

(1)P Lorsque c'est approprié, les niveaux des eaux souterraines, les pressions interstitielles et la composition chimique des eaux souterraines trouvées au cours de l'exécution des travaux doivent être comparés à ceux adoptés pour l'élaboration du projet.

(2) Il convient d'effectuer des vérifications plus complètes sur les sites où l'existence de variations importantes du type et de la perméabilité du terrain est connue ou attendue.

(3) Pour la catégorie géotechnique 1, les vérifications sont habituellement fondées sur des rapports d'expériences antérieures dans la région ou sur des signes indirects.

(4) Pour les catégories géotechniques 2 et 3, il convient normalement d'effectuer des observations directes de l'eau souterraine si celle-ci affecte particulièrement la méthode de construction ou le comportement de l'ouvrage.

(5) Il convient d'obtenir les caractéristiques de l'écoulement de l'eau souterraine et le régime des pressions interstitielles au moyen de piézomètres qu'il est recommandé d'installer de préférence avant le début de l'exécution des travaux. Il peut parfois être nécessaire d'installer des piézomètres loin du site dans le cadre du système d'observation des eaux souterraines.

(6) Lorsque, pendant l'exécution des travaux, se produisent des variations de pression interstitielle qui peuvent affecter le comportement de l'ouvrage, il convient de mesurer les pressions interstitielles jusqu'à la fin des travaux ou jusqu'à ce que les pressions interstitielles aient diminué jusqu'à des valeurs assurant la sécurité.

(7) Pour les ouvrages construits au-dessous du niveau de la nappe et qui peuvent être soulevés par les pressions d'eau, il convient de suivre les pressions interstitielles jusqu'à ce que le poids d'ouvrage soit suffisant pour empêcher tout soulèvement.

(8) Il convient d'effectuer l'analyse chimique de l'eau circulant dans le terrain lorsque des parties d'ouvrages temporaires ou permanents peuvent être affectées de façon significative par des attaques chimiques.

(9)P L'effet des opérations de construction (y compris les procédés tels que le rabattement de nappes, les injections et le creusement de tunnels) sur le régime des eaux souterraines doit être contrôlé.

(10)P Les écarts par rapport aux caractéristiques des eaux souterraines adoptées dans le calcul doivent être rapportés sans délai.

(11)P Il doit être vérifié que les principes utilisés dans le calcul correspondent bien aux caractéristiques des eaux souterraines rencontrées.

4.4 Contrôle de l'exécution des travaux

(1)P La conformité des opérations réalisées sur le chantier à la méthode d'exécution adoptée dans le calcul et indiquée dans le rapport de dimensionnement géotechnique doit être vérifiée. Les écarts observés entre les hypothèses du calcul et les travaux effectués sur le chantier doivent être rapportés sans délais.

(2)P Les écarts par rapport aux méthodes de construction prises en compte dans le calcul et décrites dans le rapport de dimensionnement géotechnique doivent être traités et mis en œuvre de façon explicite et rationnelle.

(3)P On doit vérifier que les principes adoptés dans le projet sont appropriés pour l'exécution de la séquence des opérations de construction réalisées.

(4) Pour la catégorie géotechnique 1, un programme formel d'exécution n'est normalement pas inclus dans le rapport de dimensionnement géotechnique.

NOTE Le phasage de l'exécution des travaux est normalement fixé par l'entreprise.

(5) Pour les catégories géotechniques 2 et 3, le rapport de dimensionnement géotechnique peut donner le phasage de l'exécution des travaux envisagé dans le calcul.

NOTE Le rapport de dimensionnement géotechnique peut aussi indiquer que le phasage de l'exécution doit être décidé par l'entreprise.

4.5 Instrumentation et suivi (surveillance de l'ouvrage)

(1)P L'instrumentation et le suivi doivent être mis en œuvre pour :

- vérifier la validité des prévisions de comportement effectuées au cours de l'élaboration du projet ;
- assurer que l'ouvrage continuera de fonctionner après sa réalisation conformément aux exigences fixées.

(2)P Le programme du suivi doit être effectué conformément au rapport de dimensionnement géotechnique (voir 2.8(3)).

(3) Il convient d'enregistrer le comportement réel des ouvrages pour établir des banques de données d'expériences comparables.

(4) Il convient d'inclure dans le suivi les mesures suivantes :

- les déformations du terrain affecté par l'ouvrage ;
- les valeurs des actions ;
- les valeurs de la pression de contact entre le terrain et l'ouvrage ;
- les pressions interstitielles ;
- les forces et les déplacements (mouvements verticaux et horizontaux, rotations ou distorsions) dans les éléments de structure.

(5) Les résultats des mesures peuvent être associés à des observations qualitatives y compris de l'aspect architectural de l'ouvrage.

(6) Il convient d'ajuster la durée du suivi après la fin des travaux de construction en fonction des observations faites au cours de la construction. Pour les ouvrages qui peuvent avoir un impact défavorable sur des parties importantes de l'environnement physique avoisinant ou pour lesquels une rupture pourrait créer des risques anormaux pour les biens et les vies, il convient d'exiger un suivi pendant plus de dix ans après la fin des travaux ou pendant toute la durée de vie de l'ouvrage.

(7)P Les résultats des mesures de suivi doivent toujours être évalués et interprétés et il convient normalement de le faire d'une manière quantitative.

(8) Pour la catégorie géotechnique 1, l'évaluation du comportement peut être simple, qualitative et s'appuyer sur des inspections visuelles.

(9) Pour la catégorie géotechnique 2, l'évaluation du comportement peut être fondée sur la mesure des mouvements de quelques points choisis de l'ouvrage.

(10) Pour la catégorie géotechnique 3, il convient normalement d'évaluer le comportement sur la base de mesures de déplacements et d'analyses qui tiennent compte du phasage d'exécution des travaux.

(11)P Pour les ouvrages qui peuvent avoir un effet défavorable sur l'état des terrains ou des eaux souterraines, la possibilité de fuites ou de modifications du régime d'écoulement des eaux souterraines, en particulier dans les sols fins, doit être prise en compte lors de la définition du programme de suivi.

(12) On peut citer comme exemples de ce type d'ouvrage :

- les ouvrages qui retiennent de l'eau ;
- les ouvrages de contrôle de l'infiltration ;
- les tunnels ;
- les grands ouvrages souterrains ;
- les sous-sol profonds ;
- les talus et ouvrages de soutènement ;
- les travaux d'amélioration des terrains.

4.6 Entretien

(1)P L'entretien nécessaire pour assurer la sécurité et l'aptitude au service de l'ouvrage doit être spécifié.

NOTE Cela est normalement spécifié par le propriétaire/client.

(2) Dans les spécifications d'entretien, Il convient de fournir des informations sur :

- les parties critiques de l'ouvrage qui nécessitent une inspection régulière ;
- les travaux interdits sans vérification préalable du calcul de la structure ;
- la fréquence des inspections.

Section 5 Remblais, rabattement de nappe, amélioration et renforcement des terrains

5.1 Généralités

(1)P Les dispositions de cette section doivent être appliquées lorsque l'on obtient un état adéquat du terrain par :

- la mise en place d'un remblai constitué de sol naturel, de roche broyée ou désagrégée à l'explosif ou de certains déchets ;
- le rabattement de la nappe ;
- le traitement du terrain ;
- le renforcement du terrain.

NOTE 1 Les situations où du sol ou un matériau granulaire est mis en place pour la construction d'ouvrages de génie civil comprennent :

- les remblais sous les fondations et les dalles de fondation ;
- le remblaiement des excavations et derrière les ouvrages de soutènement ;
- les remblaiements de grande surface, y compris les remblais hydrauliques, les remblais d'aménagement paysager et les terrils ou autres tas de débris ;
- les remblais pour digues et réseaux de transport.

NOTE 2 Le rabattement de la nappe dans le terrain peut être temporaire ou permanent.

NOTE 3 Le terrain qui est traité pour améliorer ses propriétés peut être le terrain naturel ou un remblai. L'amélioration du terrain peut être temporaire ou permanente.

(2)P Les procédures de calcul pour les ouvrages géotechniques qui comprennent des remblais, utilisent des rabattements de nappe, ou nécessitent l'amélioration ou le renforcement des terrains sont celles des Sections 6 à 12.

5.2 Exigences fondamentales

(1)P Le remblai, le terrain ayant subi un rabattement de nappe ou le terrain amélioré ou renforcé doit être capable de résister aux actions dues à son fonctionnement et à son environnement.

(2)P Ces exigences fondamentales doivent être aussi vérifiées pour le terrain sur lequel le remblai est placé.

5.3 Construction des remblais

5.3.1 Principes

(1)P Lorsque l'on prépare un projet de construction de remblai, la convenance du remblai doit être jugée sur :

- les possibilités de maniement du matériau ;
- l'obtention de propriétés géotechniques adéquates après compactage.

(2) Il convient de tenir compte du transport et de la mise en place du matériau lors de la préparation du projet.

5.3.2 Choix du matériau de remblai

(1)P Les critères de sélection des matériaux en vue de leur utilisation comme matériau de remblai doivent être fondés sur l'obtention d'une résistance, rigidité, durabilité et perméabilité adéquates après le compactage. Ces critères doivent tenir compte des objectifs du remblai et des exigences de tout ouvrage reposant sur ce remblai.

(2) Les matériaux de remblai convenables comprennent la plupart des matériaux granulaires naturels de granulométrie contrôlée et certains déchets tels que les résidus de houille triés, et les cendres volantes pulvérisées. Certains matériaux manufacturés comme les granulats légers peuvent également être utilisés dans certaines circonstances. Certains matériaux cohérents peuvent être convenables mais nécessitent des soins particuliers.

(3)P Les aspects suivants doivent être pris en compte lors du choix d'un matériau de remblai :

- la granularité ;
- la résistance à l'écrasement ;
- la compactibilité ;
- la perméabilité ;
- la plasticité ;
- la résistance du terrain sous-jacent ;
- la teneur en matières organiques ;
- l'agressivité chimique ;
- les effets de la pollution ;
- la solubilité ;
- la possibilité de subir des variations de volume (argiles gonflantes et matériaux affaissables) ;
- les basses températures et la susceptibilité au gel ;
- la résistance à l'altération ;
- les effets de l'excavation, du transport et de la mise en place ;
- la possibilité de cimentation du matériau après sa mise en place (par exemple, les laitiers de haut-fourneau).

(4) Lorsque les matériaux locaux ne sont pas convenables comme matériau de remblai dans leur état naturel, il peut être nécessaire d'adopter l'une des procédures suivantes :

- ajustement de la teneur en eau ;
- mélange avec du ciment, de la chaux ou d'autres matériaux ;
- concassage, tamisage ou lavage ;
- protection au moyen de matériaux appropriés ;
- utilisation des couches drainantes.

(5) Les sols gelés, gonflants ou solubles ne devraient normalement pas être utilisés comme matériaux de remblai.

(6)P Lorsque le matériau choisi contient des produits chimiques pouvant être agressifs ou polluants, les dispositions adéquates nécessaires doivent être prises pour empêcher les attaques sur les structures ou équipements de service et la pollution de l'eau souterraine. De grandes quantités de tels matériaux ne doivent être utilisées que dans les sites sous suivi permanent.

(7)P En cas de doute, le matériau de remblai doit être testé à la source pour assurer qu'il est convenable pour l'application prévue. Le type, le nombre et la fréquence des essais doivent être définis en fonction du type et de l'hétérogénéité du matériau et de la nature du projet.

(8) Pour la catégorie géotechnique 1, l'inspection visuelle du matériau peut souvent suffire.

(9)P Le matériau utilisé pour un remblai devant satisfaire des conditions sévères de portance, tassement et stabilité ne doit pas contenir de quantité importante de matières étrangères telles que de la neige, de la glace ou de la tourbe.

(10) Pour les remblais sans exigences spécifiques de portance, tassements ou stabilité, le matériau peut contenir des petites quantités de neige, glace ou tourbe.

5.3.3 Choix des procédures de mise en place du remblai et de compactage

(1)P Les critères de compactage doivent être établis pour chaque zone ou couche du remblai, en fonction de son usage et des performances exigées.

(2)P Les procédures de mise en place et de compactage du matériau doivent être choisies de telle sorte que la stabilité du remblai soit assurée pendant toute l'exécution des travaux et que le sol naturel ne soit pas affecté de façon défavorable.

(3)P La procédure de compactage pour le remblai doit être spécifiée en fonction du critère de compactage et des éléments suivants :

- l'origine et la nature du matériau ;
- la méthode de mise en place ;
- la teneur en eau de mise en place et ses variations éventuelles ;
- les épaisseurs, initiale et finale, de la couche rapportée ;
- les conditions climatiques locales ;
- l'uniformité du compactage ;
- la nature du terrain sous-jacent.

(4) Afin de développer une procédure appropriée pour le compactage, un essai en vraie grandeur doit être effectué avec le matériau et l'équipement de compactage prévus. Ceci permet de déterminer la procédure de compactage à suivre (méthode de mise en place, équipement de compactage, épaisseur des couches, nombre de passes, techniques de transport adéquates, quantité d'eau à ajouter). Un essai en vraie grandeur peut également être utilisé pour déterminer les critères de contrôle.

(5) Lorsqu'il existe des risques de pluies au cours de la mise en place de matériaux cohérents, il convient de régler la surface du remblai à chaque étape, de telle sorte qu'elle puisse assurer un écoulement convenable.

(6) La mise en place du remblai à des températures inférieures à zéro peut nécessiter le réchauffement du remblai qui sera mis en place et des mesures de protection contre le gel à la surface du remblai. Il convient d'évaluer la nécessité de ces mesures au cas par cas, en tenant compte de la qualité du matériau de remblai et du degré de compactage requis.

(7)P Les remblais placés autour de fondations ou sous un dallage doivent être compactés de telle façon qu'il ne se produise pas de dommages dus aux tassements du terrain.

(8) Il convient de placer le remblai à la surface d'un terrain non remanié et drainé. Il convient d'éviter tout mélange du remblai avec le terrain en utilisant une nappe filtrante de géotextile ou une couche de séparation filtrante.

(9) Avant de placer du remblai sous l'eau, il convient d'enlever tous les matériaux mous par dragage ou par un autre moyen.

5.3.4 Contrôle du remblai

(1)P Les remblais doivent être contrôlés par des inspections ou des essais afin d'assurer que la nature du matériau de remblai, sa teneur en eau de mise en place et les procédures de compactage sont conformes aux prescriptions.

(2) Il n'est pas nécessaire de faire des essais pour certaines combinaisons de matériaux et de procédures de compactage, si la procédure de compactage a été validée par un essai en vraie grandeur ou par une expérience comparable.

(3) Il convient d'utiliser l'une des méthodes suivantes pour le contrôle du compactage :

- mesure de la densité sèche et, si cela est requis par le projet, de la teneur en eau ;
- mesure de propriétés comme par exemple la résistance à la pénétration ou la raideur. Ces mesures ne permettent pas toujours de déterminer si le compactage a été satisfaisant dans les sols cohérents.

(4) Il convient de spécifier et de vérifier sur le chantier les densités minimales du remblai, exprimées par exemple en pourcentage de l'optimum Proctor.

(5) Pour les remblais en enrochements et les remblais comportant une forte proportion de particules grossières, il convient de contrôler le compactage par des essais en place. L'essai Proctor n'est pas applicable dans ces matériaux.

(6) Le contrôle sur chantier (voir la norme EN 1997-2) peut être réalisé par l'une des méthodes suivantes :

- en vérifiant que le compactage a été réalisé conformément à la procédure déduite des essais en vraie grandeur ou d'expériences comparables ;
- en vérifiant que le tassement provoqué par un passage supplémentaire de l'engin de compactage est inférieur à une valeur spécifiée ;
- par des essais de plaque ;
- par des méthodes sismiques ou dynamiques.

(7)P Dans les cas où le surcompactage n'est pas admis, une valeur limite supérieure de compactage doit être spécifiée.

(8) Le surcompactage peut provoquer les effets indésirables suivants :

- le développement de feuilletage et de raideurs de sol importantes dans les talus ;
- d'importantes pressions des terres sur les ouvrages enterrés et les ouvrages de soutènement ;
- le broyage de matériaux tels que les roches tendres, les laitiers, les sables volcaniques utilisés comme matériaux légers de remblais.

5.4 Rabattement de nappe

(1)P Tout système permettant de retirer de l'eau du terrain ou de diminuer la pression de l'eau doit être fondé sur les résultats d'une reconnaissance géotechnique et hydrogéologique.

(2) L'eau peut être retirée du terrain par drainage gravitaire, par pompage dans des puisards, des puits ou des forages filtrants ou par électro-osmose. Le système adopté dépendra :

- de l'état actuel du terrain et de l'eau souterraine ;
- des caractéristiques du projet : par exemple, la profondeur des excavations et l'importance du rabattement de la nappe.

(3) Une partie du système de rabattement de la nappe peut être un système de puits de recharge situés à une certaine distance de l'excavation.

(4) Il convient que le schéma de rabattement tienne compte des éléments suivants, lorsqu'ils sont pertinents :

- dans le cas d'excavations, les côtés de l'excavation restent toujours stables sous l'effet du rabattement de la nappe et il ne se produit pas de soulèvement excessif ni de rupture de la base de l'excavation, par exemple à cause d'une pression excessive de l'eau au-dessous d'une couche moins perméable ;
- le système adopté n'entraîne pas de tassements excessifs ou de dommages aux ouvrages avoisinants ;
- le système adopté empêche une perte excessive de terrain par écoulement d'eau sur les côtés ou à la base de l'excavation ;
- sauf dans le cas de matériaux à granulométrie assez uniforme, qui peuvent fonctionner eux-mêmes comme filtre, des filtres adéquats sont placés autour des puisards afin d'assurer qu'il n'y ait pas de quantité significative de sol transportée avec l'eau pompée ;
- l'eau retirée d'une excavation est normalement déversée assez loin de la zone excavée ;
- le système de rabattement de la nappe est conçu, adapté et installé afin de maintenir les niveaux d'eau et les pressions interstitielles prévus dans le calcul sans fluctuations importantes ;
- une marge adéquate de capacité de pompage est prévue et une installation de réserve est disponible pour faciliter l'entretien en cas de panne ;
- lorsque l'on permet à l'eau souterraine de revenir à son niveau initial, on doit prendre soin d'éviter les problèmes tels que l'affaissement des sols de structure sensible, par exemple les sables lâches ;
- le système adopté ne doit pas entraîner un transport excessif d'eau polluée vers l'excavation ;
- le système adopté ne doit pas entraîner une extraction excessive d'eau dans une zone de captage d'eau potable.

(5)P L'efficacité du rabattement de nappe doit être vérifiée par la surveillance du niveau de l'eau souterraine, des pressions interstitielles et des mouvements du terrain, en fonction des nécessités. Les données réunies doivent être fréquemment examinées et interprétées afin de déterminer les effets du rabattement de la nappe sur l'état du terrain et sur le comportement des ouvrages avoisinants.

(6)P Lorsque l'opération de pompage s'étend sur une longue période, il convient de vérifier la présence dans l'eau souterraine de sels et de gaz dissous qui peuvent provoquer soit, la corrosion des parois des puits soit, leur colmatage par la précipitation de sels.

(7)P Les systèmes de rabattement de nappe sur de longues périodes doivent être conçus pour éviter leur colmatage par l'action de bactéries ou d'autres causes.

5.5 Amélioration et renforcement du terrain

(1)P Une reconnaissance géotechnique de l'état initial du site doit être réalisée avant de choisir ou d'utiliser une méthode quelconque d'amélioration ou de renforcement de terrain.

(2)P La méthode d'amélioration du terrain pour une situation particulière doit être choisie en tenant compte des facteurs suivants, lorsqu'ils sont pertinents :

- l'épaisseur et les propriétés des couches de terrain ou du matériau de remblai ;
- l'intensité de la pression de l'eau dans les différentes couches ;
- la nature, la dimension et la situation de l'ouvrage à construire sur le terrain ;
- la prévention des dommages aux ouvrages et équipements de service avoisinants ;
- la nature temporaire ou permanente de l'amélioration du terrain ;
- en termes de déformations attendues, la relation entre la méthode d'amélioration du terrain et le phasage de l'exécution ;
- les effets sur l'environnement, y compris la pollution par des produits toxiques ou les variations du niveau de l'eau souterraine ;
- la détérioration à long terme des matériaux.

(3)P L'efficacité de l'amélioration du terrain doit être vérifiée, par rapport aux critères d'acceptation, en déterminant les variations de propriétés appropriées du terrain sous l'effet du traitement.

Section 6 Fondations superficielles

6.1 Généralités

(1)P Les dispositions de cette section s'appliquent aux fondations superficielles, y compris les semelles isolées, les semelles filantes et les radiers.

(2) Certaines de ces dispositions peuvent être appliquées aux fondations profondes comme les caissons.

6.2 États limites

(1)P Les états limites suivants doivent être considérés et une liste des états limites appropriés doit être établie :

- instabilité d'ensemble ;
- défaut de capacité portante, rupture par poinçonnement ;
- rupture par glissement ;
- rupture combinée dans le terrain et dans la structure ;
- rupture de la structure du fait des mouvements de la fondation ;
- tassements excessifs ;
- soulèvement excessif sous l'effet du gonflement du sol, du gel ou d'autres causes ;
- vibrations inadmissibles.

6.3 Actions et situations de calcul

(1)P Les situations de calcul doivent être choisies comme indiqué dans l'article 2.2.

(2) Il convient de prendre en considération les actions listées dans 2.4.2(4)P lors du choix des états limites de calcul.

(3) Lorsque la rigidité de la structure est importante, il convient d'analyser l'interaction de la structure et du terrain afin de déterminer la distribution des actions.

6.4 Considérations relatives au calcul et à la construction

(1)P Lors du choix de la profondeur d'une fondation superficielle, on doit prendre en compte les éléments suivants :

- la possibilité d'atteindre une couche de capacité portante appropriée ;
- la profondeur jusqu'à laquelle le retrait et le gonflement des sols argileux dus aux variations saisonnières du climat ou aux arbres ou arbustes peuvent provoquer des mouvements significatifs ;
- la profondeur jusqu'à laquelle des dommages dus au gel peuvent se produire ;
- le niveau de la nappe dans le terrain et les problèmes qui pourraient être rencontrés s'il est nécessaire d'exécuter une excavation pour la fondation en dessous de ce niveau ;
- les mouvements éventuels des terrains et les réductions de résistance de la couche porteuse provoqués par la circulation d'eau, les conditions climatiques ou les procédures de construction ;
- les effets des excavations sur les fondations et structures avoisinantes ;
- les excavations ultérieures prévues pour les équipements de service proches des fondations ;
- les hautes ou basses températures transmises par le bâtiment ;
- les affouillements éventuels ;

- les effets des variations de la teneur en eau dues à de longues périodes de sécheresse et aux périodes de pluie qui les suivent sur les propriétés des sols instables dans les zones de climat aride ;
- la présence de matériaux solubles tels que le calcaire, l'argilite, le gypse et les roches salines.

(2) Les dommages dus au gel ne se produisent pas si :

- le sol n'est pas sensible au gel ;
- le niveau de fondation est plus bas que la profondeur de gel ;
- le gel est éliminé en isolant le sol.

(3) La norme EN-ISO 13793 peut être appliquée pour définir les mesures de protection des fondations de bâtiments contre le gel.

(4)P En plus du respect des exigences de comportement, il doit être tenu compte, lors du choix de la largeur de la fondation, de considérations pratiques liées à l'économie des travaux d'excavation, aux tolérances d'exécution, à l'espace nécessaire pour les travaux et aux dimensions du mur ou du pilier portés par la fondation.

(5)P L'une des méthodes de calcul suivantes doit être utilisée pour les fondations superficielles :

- une méthode directe dans laquelle des analyses séparées sont exécutées pour chaque état limite. Pour la vérification vis-à-vis d'un état limite ultime, le calcul devra représenter aussi fidèlement que possible le mécanisme de rupture envisagé. Pour la vérification d'un état limite de service, un calcul de tassement doit être effectué ;
- une méthode indirecte fondée sur des expériences comparables et sur les résultats d'essais en place ou en laboratoire ou sur des observations, et choisie en relation avec les charges de service de façon à satisfaire les exigences de tous les états limites pertinents ;
- une méthode prescriptive utilisant une valeur présumée de la capacité portante (voir l'article 2.5).

(6) Il convient d'utiliser les modèles de calcul donnés dans les sections 6.5 et 6.6, respectivement, pour la justification aux états limites ultimes ou de service des fondations superficielles reposant sur des sols. Il convient d'utiliser conformément aux indications de l'article 6.7 les valeurs présumées des capacités portantes des fondations superficielles reposant sur du rocher.

6.5 Calcul à l'état limite ultime

6.5.1 Stabilité générale

(1)P La stabilité d'ensemble, avec ou sans les fondations, doit être vérifiée en particulier dans les situations suivantes :

- près de ou sur une pente naturelle ou créée par l'homme ;
- près d'une excavation ou d'un ouvrage de soutènement ;
- près d'une rivière, d'un canal, d'un lac, d'un réservoir ou d'une côte ;
- près de mines ou d'ouvrages enterrés.

(2)P Dans de telles situations, il doit être démontré, en suivant les principes décrits dans la section 11, qu'une instabilité du massif de terrain contenant la fondation est suffisamment peu probable.

6.5.2 Portance

6.5.2.1 Généralités

(1)P L'inégalité suivante doit être vérifiée pour tous les états limites ultimes :

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

(2)P R_d doit être calculé conformément à l'article 2.4.

(3)P V_d doit inclure le poids de la fondation, le poids des matériaux de remblai éventuels, et toutes les pressions des terres, favorables ou défavorables. Les pressions d'eau qui ne sont pas dues à la charge appliquée au sol par la fondation doivent être comptées parmi les actions.

6.5.2.2 Méthode analytique

(1) Il convient d'utiliser une méthode analytique communément reconnue.

NOTE La méthode de calcul analytique de la capacité portante donnée à titre d'exemple dans l'annexe D peut être utilisée

(2)P Le calcul analytique des valeurs à court terme et à long terme de R_d doit être considéré, en particulier dans les sols fins.

(3)P Lorsque le massif de sol ou de roche qui porte la fondation présente une structure stratifiée ou discontinue bien définie, le mécanisme de rupture adopté pour le calcul et les paramètres de résistance et de déformabilité choisis doivent prendre en compte les caractéristiques structurelles du terrain.

(4)P Pour la détermination de la capacité portante de calcul d'une fondation reposant sur un massif stratifié, dont les propriétés varient fortement d'une couche à l'autre, les valeurs de calcul des propriétés du terrain doivent être déterminées pour chaque couche.

(5) Lorsqu'une formation résistante est recouverte par une formation plus molle, la capacité portante peut être calculée en utilisant les paramètres de résistance au cisaillement de la formation la plus molle. Dans la situation inverse, il convient de vérifier la stabilité par rapport à une rupture par poinçonnement.

(6) Les méthodes analytiques sont souvent inapplicables dans les situations de calcul décrites aux paragraphes 6.5.2.2(3)P, 6.5.2.2(4)P et 6.5.2.2(5). Il convient alors d'appliquer des procédures numériques pour déterminer le mécanisme de rupture le plus défavorable.

(7) Les calculs de stabilité d'ensemble décrits dans la section 11 peuvent être appliqués.

6.5.2.3 Méthode semi-empirique

(1) Il convient d'utiliser une méthode semi-empirique communément reconnue.

NOTE La méthode semi-empirique d'estimation de la capacité portante d'après les résultats d'essais pressiométriques décrite à titre d'exemple dans l'annexe E est recommandée.

6.5.2.4 Méthode prescriptive utilisant une valeur présumée de la portance

(1) Il convient d'utiliser une méthode prescriptive communément reconnue, fondée sur une valeur présumée de la portance.

NOTE La méthode donnée à titre d'exemple dans l'annexe G pour déterminer la capacité portante présumée des fondations superficielles sur rocher est recommandée. Lorsqu'une méthode de ce type est appliquée, il convient d'évaluer le résultat du calcul sur la base d'expériences comparables.

6.5.3 Résistance au glissement

(1)P Lorsque le chargement n'est pas normal à la base de la fondation, la fondation doit être justifiée par rapport à une rupture par glissement sur sa base.

(2)P L'inégalité suivante doit être vérifiée :

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

(3)P H_d doit inclure les valeurs de calcul de toutes les forces de poussée sur la fondation.

(4)P R_d doit être calculé conformément à l'article 2.4.

(5) Il convient de relier les valeurs de R_d et $R_{p,d}$ à l'ordre de grandeur du mouvement attendu sous le chargement limite considéré. Pour les grands mouvements, il convient de considérer la pertinence possible d'un comportement post-pic. Il convient de choisir une valeur de $R_{p,d}$ qui reflète la vie probable de la structure.

(6)P Pour les fondations situées dans la zone des mouvements saisonniers des sols argileux, la possibilité d'un retrait de l'argile qui la détache des bords verticaux de la fondation doit être considérée.

(7)P La possibilité que le sol situé devant la fondation puisse être enlevé par l'érosion ou des activités humaines doit être considérée.

(8)P En conditions drainées, la résistance de calcul R_d doit être calculée soit en appliquant des facteurs partiels aux propriétés du sol soit en les appliquant à la résistance du sol, comme indiqué ci-après :

$$R_d = V_d \tan \delta_d \quad \dots (6.3a)$$

ou

$$R_d = (V_d \tan \delta_k) / \gamma_{R,h} \quad \dots (6.3b)$$

NOTE Dans les calculs où l'on applique des facteurs partiels aux actions, le facteur partiel pour les actions (γ_F) vaut 1,0 et $V_d = V_k$ dans l'équation (6.3b).

(9)P Lors de la détermination de V_d , on doit tenir compte de l'existence possible de relations entre les actions H_d et V_d .

(10) L'angle de frottement de calcul δ_d peut être pris égal à la valeur de calcul de l'angle de frottement interne à l'état critique φ'_{crit} pour les fondations en béton coulées en place et égal à $2\varphi'_{crit}/3$ pour les fondations préfabriquées lisses. Il convient de négliger la cohésion effective c' .

(11)P En conditions non drainées, la portance de calcul R_d doit être calculée soit en appliquant des facteurs partiels aux propriétés du sol soit en les appliquant à la résistance du sol, comme indiqué ci-après :

$$R_d = A_c c_{u,d} \quad \dots (6.4a)$$

ou

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

(12)P S'il est possible que de l'eau ou de l'air atteigne l'interface entre une fondation et le sol de fondation argileux non drainé qui la porte, la vérification suivante doit être faite :

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

(13) La condition (6.5) peut être négligée dans le seul cas où la formation d'un vide entre la fondation et le terrain est empêchée par un phénomène de succion dans les zones où la pression de contact est négative.

6.5.4 Charges fortement excentrées

(1)P Des précautions spéciales doivent être prises lorsque l'excentricité de la charge dépasse un tiers de la largeur d'une semelle rectangulaire ou 60 % du rayon d'une semelle circulaire.

Ces précautions portent notamment sur :

- la vérification détaillée des valeurs de calcul des actions, suivant les indications du 2.4.2 ;
- la définition de la position du bord de la fondation en tenant compte des tolérances de construction.

(2) À moins que des précautions spéciales ne soient prises pendant la construction, il convient de prendre en compte des tolérances atteignant 0,10 m.

6.5.5 Rupture de la structure due au mouvement de la fondation

(1)P Les déplacements différentiels verticaux et horizontaux de la fondation doivent être considérés afin de s'assurer qu'ils ne conduisent pas à un état limite ultime de la structure portée.

(2) Une valeur présumée de la capacité portante peut être adoptée (voir l'article 2.5) si les déplacements ne provoquent pas d'état limite ultime de la structure.

(3)P Si le terrain peut gonfler, le gonflement différentiel potentiel doit être estimé et les fondations et la structure doivent être conçus pour résister ou s'adapter à ces mouvements.

6.6 Calcul à l'état limite de service

6.6.1 Généralités

(1)P Les déplacements provoqués par les actions appliquées aux fondations, comme celles listées au 2.4.2(4), doivent être pris en compte.

(2)P Lorsque l'on évalue l'amplitude des déplacements d'une fondation, on doit tenir compte des expériences comparables, telles qu'elles sont définies au 1.5.2.2. Si nécessaire, des calculs de déplacements doivent aussi être exécutés.

(3)P Pour les argiles molles, des calculs de tassements doivent être faits dans tous les cas.

(4) Pour les fondations superficielles sur argiles raides et fermes, de catégories géotechniques 2 et 3, il convient en général de calculer le déplacement vertical (tassement). Des méthodes qui peuvent être utilisées pour calculer les tassements causés par les charges appliquées aux fondations sont données dans le 6.6.2.

(5)P Les valeurs de calcul des charges à l'état limite de service doivent être utilisées pour le calcul des déplacements des fondations qui seront comparés aux critères d'aptitude au service.

(6) Il convient de ne pas considérer comme précis les calculs de tassements. Ils donnent seulement une indication approchée.

(7)P Les déplacements de la fondation doivent être considérés à la fois en termes de déplacement de l'ensemble de la fondation et en termes de déplacements différentiels des parties de la fondation.

(8)P L'effet des fondations et remblais voisins doit être pris en compte lors du calcul de l'augmentation des contraintes dans le terrain et de son influence sur la compressibilité.

(9)P L'intervalle des variations possibles des rotations relatives de la fondation doit être évalué et comparé avec les valeurs limites pertinentes des mouvements indiquées dans la section 2.4.9.

6.6.2 Tassement

(1)P Les calculs de tassements doivent porter sur les tassements immédiats et sur les tassements différés.

(2) Il convient de considérer les trois composantes suivantes du tassement pour les sols partiellement ou totalement saturés :

— s_0 : tassement immédiat, provoqué, pour les sols saturés, par la déformation de cisaillement à volume constant et, pour les sols partiellement saturés, à la fois par des déformations de cisaillement et une réduction de volume ;

— s_1 : tassement provoqué par la consolidation ;

— s_2 : tassement dû au fluage.

(3) Il convient d'utiliser des méthodes de calcul des tassements communément reconnues.

NOTE Les méthodes données à titre d'exemple dans l'annexe F peuvent être appliquées au calcul des tassements s_0 et s_1 .

(4) Il convient d'accorder une attention spéciale aux sols, comme les sols organiques et les argiles molles, dont le tassement peut se prolonger presque indéfiniment à cause du fluage.

(5) Pour les couches de sols compressibles, la profondeur à considérer dans les calculs de tassements dépend de la forme et de la dimension de la fondation, des variations de la rigidité du sol avec la profondeur et de l'espacement des éléments de fondations.

(6) Cette profondeur peut normalement être limitée à la profondeur où la contrainte effective verticale due à la charge appliquée à la fondation vaut 20 % de la contrainte effective initiale due au poids des terres.

(7) Dans beaucoup de cas, cette profondeur peut aussi être grossièrement estimée à une ou deux fois la largeur de la fondation, mais elle peut être réduite pour les radiers de fondation qui sont plus larges et faiblement chargés.

NOTE Cette approche n'est pas applicable aux sols très mous.

(8)P Tout tassement supplémentaire qui peut être créé par la densification du sol sous son propre poids doit être estimé.

(9) Il convient de prendre en considération les éléments suivants :

— les effets possibles du poids propre, des inondations et des vibrations sur les remblais et les sols affaissables ;

— les effets des variations de contraintes dans les sables friables.

- (10)P Des modèles linéaires ou non linéaires de déformabilité du terrain doivent être adoptés, selon les cas.
- (11)P Afin d'assurer que l'état limite de service ne sera pas atteint, l'estimation des tassements différentiels et des rotations relatives doit prendre en compte à la fois la répartition des charges et la variabilité éventuelle du terrain.
- (12) Les calculs de tassements différentiels qui ne tiennent pas compte de la rigidité de la structure tendent à surestimer ces tassements. On peut effectuer une analyse de l'interaction sol-structure pour justifier des valeurs réduites des tassements différentiels.
- (13) Il convient de tenir compte du tassement différentiel provoqué par la variabilité du terrain, à moins qu'il ne soit empêché par la rigidité de la structure.
- (14) Pour les fondations superficielles reposant sur le terrain naturel, il convient de tenir compte du fait qu'un peu de tassement différentiel se produit normalement, même quand les calculs prédisent seulement un tassement uniforme.
- (15) Il convient d'estimer l'inclinaison d'une fondation soumise à une charge excentrée en admettant une distribution linéaire des pressions de contact et en calculant le tassement aux points d'angle de la fondation, en utilisant la distribution des contraintes verticales dans le terrain sous chaque point d'angle et les méthodes de calcul décrites ci-dessus.
- (16) Pour les structures courantes fondées sur des argiles, il convient de calculer le rapport de la capacité portante du sol pour sa résistance non drainée initiale à la charge de service (voir 2.4.8(4)). Si ce rapport est inférieur à 3, il convient de toujours effectuer des calculs de tassements. Si ce rapport est inférieur à 2, il convient d'effectuer ces calculs en tenant compte des effets de la non linéarité de la rigidité du terrain.

6.6.3 Soulèvement du sol

- (1)P Les causes de soulèvement suivantes doivent être différenciées :
- la diminution de la contrainte effective ;
 - l'expansion volumique des sols partiellement saturés ;
 - le soulèvement dû au tassement d'une structure adjacente, dans un sol saturé qui se déforme à volume constant.
- (2)P Les calculs de soulèvement doivent inclure le soulèvement immédiat et le soulèvement différé.

6.6.4 Analyse des vibrations

- (1) P Les fondations de structures soumises à des vibrations ou portant des charges vibrantes doivent être dimensionnées de telle façon que les vibrations ne provoquent pas de tassements excessifs.
- (2) Il convient de prendre des précautions pour s'assurer qu'il n'y aura pas de résonance entre la fréquence de la charge dynamique et une fréquence critique du système fondation-terrain et qu'il n'y aura pas de liquéfaction dans le terrain.
- (3)P Les vibrations provoquées par les tremblements de terre doivent être prises en compte en utilisant la norme EN 1998.

6.7 Fondations au rocher; considérations complémentaires pour le calcul

- (1)P Le calcul des fondations superficielles au rocher doit tenir compte des éléments suivants :
- la déformabilité et la résistance du massif rocheux et le tassement admissible de l'ouvrage qu'il supporte ;
 - la présence de couches plus faibles, par exemple des structures de dissolution ou des zones de failles, au-dessous de la fondation ;
 - la présence de joints de stratification ou d'autres discontinuités et leurs caractéristiques (par exemple, remplissage, continuité, largeur, espacement) ;
 - l'état d'altération, de décomposition et de fracturation de la roche ;
 - les perturbations de l'état naturel de la roche dues à des travaux de construction au voisinage de la fondation (par exemple, travaux souterrains, talus d'excavation).

(2) Les fondations superficielles au rocher peuvent normalement être calculées en utilisant la méthode des capacités portantes présumées. Pour les roches très résistantes, comme les roches ignées intactes, les roches gneissiques, les calcaires et les grès, la capacité portante présumée est limitée par la résistance à la compression de la fondation en béton.

NOTE La méthode recommandée pour déterminer la capacité portante présumée des fondations superficielles au rocher est donnée dans l'annexe G.

(3) Le tassement de la fondation peut être évalué à partir d'expériences comparables concernant la classification des massifs rocheux.

6.8 Calcul de la structure des fondations superficielles

(1)P La rupture de la structure d'une fondation superficielle doit être évitée conformément aux indications du 2.4.6.4.

(2) La pression de contact sous une fondation rigide peut être supposée linéaire. Une analyse plus détaillée de l'interaction sol-structure peut être utilisée pour justifier un dimensionnement plus économique.

(3) La distribution de la pression de contact sous une fondation flexible peut être obtenue en modélisant la fondation comme une poutre ou un radier reposant sur un milieu continu ou sur une série de ressorts, dotés de rigidités et de résistances appropriées.

(4)P L'aptitude au service des semelles filantes ou des radiers doit être vérifiée en utilisant le chargement de l'état limite de service et une distribution des pressions de contact correspondant aux déformations de la fondation et du terrain.

(5) Dans les situations de calcul où des forces concentrées sont appliquées sur une semelle filante ou un radier, les forces et les moments fléchissants dans la structure peuvent être déterminés en utilisant un modèle de coefficient de réaction pour le terrain, supposé élastique linéaire. Les modules de réaction peuvent être évalués par une analyse de tassements avec une estimation appropriée de la distribution des pressions de contact. Les modules peuvent être ajustés de telle sorte que les pressions de contact calculées ne dépassent pas les valeurs pour lesquelles un comportement linéaire peut être admis.

(6) Il convient de calculer les tassements total et différentiels de la structure globale conformément aux indications du 6.6.2. Les modèles aux modules de réaction sont souvent inadaptés pour ces calculs. Il convient d'utiliser des méthodes plus précises, comme des calculs par éléments finis, lorsque l'interaction terrain-structure a un effet dominant.

6.9 Préparation du sol d'assise

(1)P Le sol d'assise de la fondation doit être préparé avec grand soin. Les racines, obstacles et poches de sol mou doivent être enlevés sans perturber le sol. Tous les trous restants seront remplis de sol (ou d'un autre matériau) afin de reproduire la rigidité du sol non remanié.

(2) Dans les sols sensibles au remaniement, comme les argiles, il convient de spécifier la séquence des excavations nécessaires pour la fondation superficielle de façon à minimiser cette perturbation. Généralement, il est suffisant de réaliser une excavation par tranches horizontales. Dans les cas où l'on doit maîtriser le gonflement, il convient de réaliser l'excavation en tranchées alternées, le béton étant coulé dans chaque tranchée avant l'excavation des tranchées intermédiaires.

Section 7 Fondations sur pieux

7.1 Généralités

(1)P Les dispositions de cette section s'appliquent aux pieux appuyés en pointe, aux pieux flottants, aux pieux en traction et aux pieux chargés latéralement qui sont installés par battage, par vérinage, par vissage ou par forage avec ou sans injection.

(2) Il convient de ne pas appliquer directement les dispositions de cette section aux pieux qui sont prévus pour réduire les tassements, comme dans certains radiers sur pieux.

(3)P Les normes suivantes doivent être appliquées à l'exécution des pieux :

- EN 1536:1999, pour les pieux forés ;
- EN 12063:2000, pour les rideaux de palplanches ;
- EN 12699:2000, pour les pieux refoulant le sol.

NOTE La norme EN 14199 «Exécution des travaux géotechniques spéciaux — Micro-pieux» est en cours de préparation.

7.2 États limites

(1)P Les états limites suivants doivent être considérés et une liste appropriée des états limites à prendre en compte doit être établie.

- l'instabilité d'ensemble ;
- le défaut de portance de la fondation sur pieux ;
- le soulèvement ou la résistance à la traction insuffisante de la fondation sur pieux ;
- la rupture du terrain due au chargement latéral de la fondation sur pieux ;
- la rupture de la structure du pieu par compression, traction, flexion, flambement ou cisaillement ;
- la rupture combinée du terrain et de la fondation sur pieux ;
- la rupture combinée du terrain et de la structure ;
- un tassement excessif ;
- un soulèvement excessif ;
- un mouvement latéral excessif du terrain ;
- des vibrations inacceptables.

7.3 Actions et situations de calcul

7.3.1 Généralités

(1) Lors du choix des situations de calcul, les actions énumérées dans l'alinéa 2.4.2(4) doivent être considérées.

(2) Les pieux peuvent être chargés axialement et/ou latéralement.

(3)P Les situations de calcul doivent être établies conformément aux principes énoncés dans l'article 2.2.

(4) Une analyse de l'interaction entre l'ouvrage, la fondation sur pieux et le terrain peut être nécessaire pour prouver que les exigences relatives aux états limites sont satisfaites.

7.3.2 Actions dues au déplacement du terrain

7.3.2.1 Généralités

(1)P Le terrain où se trouvent les pieux peut être soumis à des déplacements causés par la consolidation ou le gonflement du sol, les charges appliquées à proximité, le fluage du sol, des glissements de terrain ou des tremblements de terre. On doit prendre en compte ces phénomènes, qui peuvent affecter les pieux en les enfonçant (frottement négatif), en les soulevant, en les étirant, en les chargeant latéralement ou en les déplaçant.

(2) Dans tous ces cas, il convient normalement de prendre comme valeurs de calcul de la résistance et de la raideur du sol en mouvement des valeurs par excès.

(3)P L'une des deux approches suivantes doit être adoptée pour le calcul :

- le déplacement du terrain est traité comme une action. Une analyse de l'interaction est alors effectuée afin de déterminer les forces, les déplacements et les déformations dans le pieu ;
- une borne supérieure de la force que le terrain pourrait transmettre au pieu est introduite en tant qu'action de calcul. L'évaluation de cette force doit tenir compte de la résistance du sol et de l'origine de la force, qui peut être le poids du sol ou la compression du sol en mouvement ou l'intensité des actions perturbatrices.

7.3.2.2 Frottement négatif

(1)P Lorsque les calculs à l'état limite ultime sont effectués en traitant la force d'enfoncement due au frottement négatif comme une action, sa valeur doit être le maximum qui puisse être créé par le tassement du terrain par rapport au pieu.

(2) Lors du calcul des forces maximales de frottement négatif, il convient de tenir compte de la résistance au cisaillement à l'interface du sol et du fût du pieu, et du tassement du terrain sous son propre poids et sous les forces de surface éventuelles autour des pieux.

(3) Pour un groupe de pieux, une borne supérieure de la force d'enfoncement due au frottement négatif peut être calculée à partir de la charge provoquant le tassement, en tenant compte des variations de la pression interstitielle dues au rabattement de la nappe, à la consolidation ou au fonçage des pieux.

(4) Lorsque le tassement du terrain prévu après l'installation du pieu est faible, un dimensionnement économique peut être obtenu en traitant le tassement du terrain en tant qu'action et en effectuant une analyse de l'interaction.

(5)P La valeur de calcul du tassement du terrain doit être établie en tenant compte des poids volumiques et de la compressibilité des matériaux, conformément au 2.4.3.

(6) Lors des calculs d'interaction, il convient de tenir compte du déplacement du pieu par rapport au terrain qui tasse à l'entour, de la résistance au cisaillement du sol le long du fût du pieu, ainsi que du poids du sol et des charges superficielles attendues autour de chaque pieu, qui sont les causes du frottement négatif.

(7) Le frottement négatif et les charges transitoires ne sont normalement pas pris en compte simultanément dans les combinaisons de charge.

7.3.2.3 Soulèvement du sol

(1)P Lorsque l'on analyse l'effet du soulèvement du sol ou des charges orientées vers le haut qui peuvent être appliquées le long du fût du pieu, le mouvement du terrain doit généralement être traité comme une action.

NOTE 1 Le gonflement ou le soulèvement du terrain peut résulter d'un déchargement, d'une excavation, de l'action du gel ou du fonçage des pieux avoisinants. Il peut également être dû à l'augmentation de la teneur en eau du sol résultant de la suppression d'arbres, de l'arrêt des pompages dans les nappes aquifères, de la prévention de l'évaporation (par de nouvelles constructions) et d'accidents.

NOTE 2 Le gonflement peut se produire pendant la construction, avant que les pieux ne soient chargés par la structure, et causer un soulèvement inacceptable ou la rupture de la structure des pieux.

7.3.2.4 Chargement latéral

(1)P Les actions latérales créées par les mouvements du terrain autour du pieu doivent être prises en considération.

(2) Il convient de considérer la liste suivante de situations de calcul, qui peuvent conduire à des actions latérales sur les pieux :

- des surcharges d'intensité différente sur les côtés d'une fondation sur pieu (par exemple, dans un remblai ou près d'un remblai) ;
- différents niveaux d'excavation sur les côtés d'une fondation sur pieu (par exemple, dans une excavation ou à proximité d'une excavation) ;
- une fondation sur pieu placée dans une pente en mouvement ;
- des pieux inclinés dans un terrain qui tasse ;
- des pieux dans une région sismique.

(3) Il convient normalement d'évaluer le chargement latéral en considérant l'interaction des pieux, traités comme des poutres rigides ou flexibles, et le massif de sol en mouvement. Lorsque la déformation horizontale des couches de sols mous est importante et que les pieux sont très espacés, le chargement latéral sur les pieux dépend principalement de la résistance au cisaillement des couches de sols mous.

7.4 Méthodes de calcul et considérations sur le calcul

7.4.1 Méthodes de calcul

(1)P Le calcul doit être fondé sur l'une des approches suivantes :

- des résultats d'essais de chargement statique, dont il a été démontré, par des calculs ou une autre méthode, qu'ils sont compatibles avec l'expérience acquise dans des situations comparables ;
- des méthodes de calcul empiriques ou analytiques dont la validité a été démontrée par des essais de chargement statique dans des situations comparables ;
- les résultats d'essais de chargement dynamique dont la validité a été démontrée par des essais de chargement statique dans des situations comparables ;
- le comportement observé d'une fondation sur pieux comparable, à condition que cette approche s'appuie sur les résultats des reconnaissances sur site et d'essais sur les terrains.

(2) Il convient de choisir les valeurs de calcul des paramètres conformément à la section 3, mais les résultats d'essais de chargement peuvent également être pris en compte lors du choix des valeurs des paramètres.

(3) Des essais de chargement statique peuvent être réalisés sur des pieux d'essai, installés dans ce seul but avant la fin de la préparation du projet, ou sur des pieux faisant partie de la fondation.

7.4.2 Considérations sur le calcul

(1)P Le comportement des pieux isolés et des groupes de pieux ainsi que la raideur et la résistance de l'ouvrage reliant les pieux doivent être pris en compte.

(2)P Lors du choix des méthodes de calcul et des valeurs des paramètres et lors de l'utilisation des résultats d'essais de chargement, la durée et la variation du chargement au cours du temps doivent être prises en compte.

(3)P Les applications et suppressions de surcharges prévues ultérieurement et les variations potentielles du régime des eaux souterraines doivent être pris en compte dans les calculs comme lors de l'interprétation des résultats des essais de chargement.

(4)P Le choix du type de pieu, y compris la qualité du matériau du pieu et la méthode d'installation, doit prendre en compte :

- l'état du terrain et des eaux souterraines sur le site, y compris la présence ou la possibilité d'obstacles dans le terrain ;
- les contraintes générées dans les pieux au cours de leur installation ;
- la possibilité de préserver et de contrôler l'intégrité du pieu en cours d'installation ;
- l'effet de la méthode et du phasage de l'installation des pieux sur les pieux qui ont déjà été installés et sur les ouvrages et équipements avoisinants ;
- les tolérances définies pour l'installation des pieux ;
- les effets nuisibles des produits chimiques présents dans le terrain ;
- la possibilité de mettre en communication des nappes d'eau différentes ;
- la manipulation et le transport des pieux ;
- les effets de l'installation des pieux sur les bâtiments voisins.

(5) Lorsque l'on considère les points énumérés ci-dessus, il convient de porter attention aux éléments suivants :

- l'espacement des pieux dans les groupes de pieux ;
- le déplacement ou la vibration des ouvrages voisins du fait de l'installation des pieux ;
- le type de mouton ou de vibreur utilisé ;
- les contraintes dynamiques dans le pieu au cours du fonçage ;
- pour les types de pieux forés où l'on utilise un fluide de forage, la nécessité de maintenir la pression du fluide à un niveau permettant d'assurer que le forage ne s'effondrera pas et qu'il n'y aura pas de rupture hydraulique de sa base ;
- le nettoyage de la base et parfois du fût du pieu pour enlever les matériaux remaniés, particulièrement en cas d'emploi de bentonite ;
- l'instabilité locale du forage pendant le bétonnage du pieu, qui peut créer une inclusion de sol dans le fût du pieu ;
- l'intrusion de sol ou d'eau dans la section des pieux coulés en place et l'éventuelle perturbation du béton frais par la percolation de l'eau à travers le béton ;
- l'effet de la présence autour du pieu des couches de sable non saturé extrayant l'eau du béton ;
- l'effet de couches de sable non saturé autour d'un pieu, qui peuvent extraire l'eau du béton ;
- l'influence retardatrice des produits chimiques présents dans le sol ;
- le compactage du sol dû au fonçage de pieux refoulant le terrain ;
- le remaniement du sol dû au forage dans le cas des pieux forés.

7.5 Essais de chargement de pieux

7.5.1 Généralités

(1)P Des essais de chargement de pieux doivent être réalisés dans les situations suivantes :

- lorsqu'on utilise un type de pieu ou une méthode d'installation pour lesquels il n'existe pas d'expériences comparables ;
- lorsque les pieux n'ont pas été testés dans des conditions comparables de sol et de chargement ;
- lorsque les pieux seront soumis à un chargement pour lequel la théorie et l'expérience ne donnent pas une confiance suffisante dans le dimensionnement effectué. Au cours de l'essai de chargement, il convient alors d'appliquer au pieu un chargement semblable au chargement prévu ;
- lorsque les observations effectuées en cours d'installation indiquent un comportement du pieu qui dévie fortement et de façon défavorable du comportement prévu sur la base des reconnaissances du site ou de l'expérience et lorsque les reconnaissances supplémentaires n'expliquent pas les raisons de cet écart.

(2) Les essais de chargement de pieux peuvent être utilisés pour :

- évaluer la convenance d'une méthode d'exécution ;
- déterminer la réponse au chargement d'un pieu représentatif et du sol avoisinant, tant du point de vue du tassement que de celui de la charge limite ;
- permettre un jugement sur l'ensemble de la fondation sur pieux.

(3) Lorsque les essais de chargement ne peuvent être pratiqués, du fait de difficultés liées à la modélisation de la variation de la charge (par exemple, les charges cycliques), il convient d'utiliser des valeurs de calcul très prudentes des propriétés du matériau.

(4)P Lorsqu'un seul essai de chargement de pieu est réalisé, il doit normalement être situé à l'endroit où l'on estime que les conditions de terrain seront les plus défavorables. Lorsque cela n'est pas possible, on doit en tenir compte lors de l'estimation de la valeur caractéristique de la portance.

(5)P Lorsque des essais de chargement sont réalisés sur deux ou plusieurs pieux d'essais, la position des essais doit être représentative du site des fondations sur pieux et l'un des pieux d'essai doit être situé à l'endroit où les conditions de sol sont supposées être les plus défavorables.

(6)P Entre l'installation du pieu d'essai et le début de l'essai de chargement, un temps approprié doit être respecté afin de permettre que la résistance nécessaire du matériau du pieu soit atteinte et que les pressions interstitielles aient retrouvé leurs valeurs initiales.

(7) Dans certains cas, il peut être nécessaire d'enregistrer les pressions interstitielles créées par l'installation du pieu et leur dissipation ultérieure afin de prendre une décision correcte sur le démarrage de l'essai de chargement.

7.5.2 Essais de chargement statique

7.5.2.1 Procédure de chargement

(1)P La procédure d'essai de chargement du pieu ⁵⁾, pour ce qui concerne en particulier le nombre de paliers de chargement, la durée de ces paliers et l'application des cycles de chargement, doit être telle que des conclusions puissent être tirées sur le comportement en déformation, le fluage et le déchargement d'une fondation sur pieux à partir des mesures sur le pieu. Pour les pieux d'essai, le chargement doit être tel que des conclusions puissent également être tirées sur la charge ultime de rupture.

(2) Il convient d'étalonner, avant les essais, les instruments utilisés pour déterminer les forces, les contraintes ou les déformations et les déplacements.

(3) Il convient de faire coïncider la direction des forces de compression ou de traction avec l'axe longitudinal du pieu.

(4) Il convient de mener jusqu'à la rupture les essais de chargement de pieu, destinés au calcul d'une fondation sur pieu en traction. Il convient normalement de ne pas extrapoler la courbe charge-déplacement des essais de traction

7.5.2.2 Pieux d'essai

(1)P Le nombre de pieux d'essai nécessaire à la vérification d'un calcul doit être choisi sur la base des éléments suivants :

- les conditions de terrain et leur variabilité sur le site ;
- la catégorie géotechnique de l'ouvrage, lorsque c'est approprié ;
- les exemples antérieurs documentés sur le comportement du même type de pieu dans des conditions de sol semblables ;
- le nombre total et les types de pieux dans le projet de fondation.

(2)P Les conditions de terrain sur le site d'essai doivent être étudiées minutieusement. La profondeur des forages ou des essais en place doit être suffisante pour que l'on détermine la nature du terrain aussi bien autour qu'au-dessous de la pointe du pieu. Elle doit comprendre toutes les couches susceptibles de contribuer de façon significative au comportement du pieu.

(3)P La méthode utilisée pour l'installation des pieux d'essai doit faire l'objet d'un rapport détaillé conformément à l'article 7.9.

7.5.2.3 Pieux de l'ouvrage

(1)P Il doit être spécifié que le nombre d'essais de chargement effectués sur les pieux de l'ouvrage doit être choisi sur la base des observations faites au cours des travaux d'exécution des pieux.

(2)P La charge appliquée aux pieux testés dans l'ouvrage doit être au moins égale à la charge de calcul de la fondation.

5) Voir : ISSMFE Subcommittee on Field and Laboratory Testing, *Axial Pile Loading Test, Suggested Method*, ASTM Journal, June 1985, pp. 79-90.

7.5.3 Essais de chargement dynamique

(1) Les essais de chargement dynamique ⁶⁾ peuvent être utilisés pour estimer la portance des pieux en compression pourvu qu'une reconnaissance appropriée du site ait été effectuée et que la méthode ait été étalonnée par rapport à des essais de chargement statique sur le même type de pieu, de longueur et section semblables, et dans des conditions de terrain comparables (voir les sections 7.6.2.4 à 7.6.2.6).

(2)P Si plus d'un type d'essai dynamique est utilisé, les résultats des différents types d'essais dynamiques doivent toujours être examinés conjointement.

(3) Les essais de chargement dynamique peuvent aussi être utilisés comme indicateurs de l'homogénéité des pieux et pour détecter les pieux faibles.

7.5.4 Rapport d'essai de chargement

(1)P Il doit être spécifié qu'un rapport factuel doit être établi pour tous les essais de chargement. Ce rapport doit comprendre les informations suivantes, lorsque c'est approprié :

- la description du site ;
- les conditions de terrain, en faisant référence aux reconnaissances géotechniques effectuées ;
- le type de pieu ;
- la description de l'installation des pieux et de tous les problèmes rencontrés pendant les travaux ;
- la description des appareils de chargement et de mesure et du dispositif de réaction ;
- les rapports d'étalonnage des cellules de mesure des charges, des vérins et des jauges ;
- le relevé de l'installation des pieux d'essai ;
- les relevés photographiques du pieu et du site d'essai ;
- les résultats d'essai sous forme numérique ;
- les diagrammes de déplacement au cours du temps pour chaque charge appliquée lorsqu'une procédure de chargement par paliers est utilisée ;
- le comportement mesuré en termes de charge et de déplacement ;
- les raisons de tout écart par rapport aux exigences ci-dessus.

7.6 Pieux sous charge axiale

7.6.1 Calcul à l'état limite

(1)P Le calcul doit démontrer que les types d'états limites suivants sont suffisamment improbables :

- états limites ultimes de rupture en compression ou en traction d'un pieu isolé ;
- états limites ultimes de rupture en compression ou en traction de la fondation sur pieux dans son ensemble ;
- états limites ultimes de ruine ou de dommage sévère à l'ouvrage porté par la fondation à cause d'un déplacement global ou de déplacements différentiels excessifs de la fondation sur pieux ;
- états limites de service dans l'ouvrage supporté à cause du déplacement des pieux.

(2) Dans le calcul, il convient normalement de prendre en compte la marge de sécurité par rapport à la rupture en compression ou en tension, qui est l'état dans lequel la fondation sur pieux se déplace de façon significative vers le bas ou vers le haut avec une augmentation ou une diminution négligeables de la résistance (voir les paragraphes 7.6.2 et 7.6.3).

6) Voir la norme ASTM D 4945, «Méthode d'essai standard pour les essais dynamiques de pieux à fortes déformations».

(3) Pour les pieux en compression, il est souvent difficile de définir un état limite ultime à partir d'une courbe «charge-tassement» qui présente une courbure continue. Dans ce cas, il convient d'adopter comme critère de «rupture» un tassement de la tête du pieu égal à 10 % du diamètre de la base du pieu.

(4)P Pour les pieux qui subissent de grands tassements, les états limites ultimes peuvent se produire dans les ouvrages supportés avant la mobilisation complète de la résistance des pieux. Dans ce cas, une estimation prudente de l'amplitude possible des tassements doit être adoptée pour le dimensionnement des pieux.

NOTE NOTE Le tassement des pieux est traité au 7.6.4.

7.6.1.1 Stabilité d'ensemble

(1)P La rupture par instabilité d'ensemble des fondations sur pieux en compression doit être examinée en suivant les indications de la section 11.

(2) Lorsqu'une instabilité est possible, il convient de tenir compte des surfaces de rupture qui passent sous les pieux et de celles qui les coupent.

(3)P La rupture par soulèvement d'un bloc de sol contenant les pieux doit être vérifiée en suivant les indications du 7.6.3.1(4)P.

7.6.2 Portance

7.6.2.1 Généralités

(1)P Pour démontrer que la fondation sur pieux supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de portance, l'inégalité suivante doit être satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charge à l'état limite ultime :

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

(2) En principe, il convient d'inclure dans $F_{c;d}$ le poids propre du pieu et dans $R_{c;d}$ la pression verticale des terres au niveau de la base de la fondation. Toutefois, ces deux termes peuvent être omis s'ils se neutralisent approximativement. Ils ne peuvent pas être omis lorsque :

- le frottement négatif est important ;
- le sol est très léger ;
- le pieu dépasse au-dessus de la surface du terrain.

(3)P Pour les groupes de pieux, deux mécanismes de rupture doivent être pris en compte :

- le défaut de portance des pieux pris individuellement ;
- le défaut de capacité portante des pieux et du sol contenu entre eux, le tout agissant comme un bloc.

La plus faible des valeurs correspondant à ces deux mécanismes de rupture sera choisie comme portance de calcul.

(4) La capacité portante du groupe de pieux agissant comme un bloc peut être calculée en traitant le bloc comme étant un pieu unique de grand diamètre.

(5)P La raideur et la résistance de la structure qui relie les pieux dans le groupe doit être prise en compte lorsque l'on détermine la valeur de calcul de la portance de la fondation.

(6) Lorsque les pieux portent une structure rigide, on peut tirer profit de la capacité de la structure à redistribuer la charge entre les pieux. Un état limite se produira seulement en cas de rupture simultanée d'un nombre significatif de pieux ; par conséquent, il n'est pas nécessaire de considérer des modes de rupture concernant un seul pieu.

(7) Lorsque les pieux portent une structure souple, il convient d'admettre que la portance du pieu le plus faible gouverne l'occurrence d'un état limite.

(8) Il convient d'attacher une importance particulière à la rupture éventuelle des pieux du bord du groupe sous les charges inclinées ou excentrées provenant de l'ouvrage porté par la fondation.

(9)P Lorsque la couche portant les pieux se trouve au-dessus d'une couche de sol plus faible, l'effet de la couche faible sur la capacité portante de la fondation doit être pris en compte.

(10)P La résistance d'une zone de sol située au-dessus et au-dessous de la pointe du pieu doit être prise en compte lorsque l'on calcule la portance de la pointe du pieu.

NOTE Cette zone peut s'étendre sur plusieurs diamètres au-dessus et au-dessous de la pointe du pieu. Les terrains plus faibles situés dans cette zone ont une influence relativement grande sur la résistance de pointe du pieu.

(11) Il convient de considérer la possibilité d'une rupture par poinçonnement si une couche de terrain moins résistant est présente à une profondeur de moins de quatre fois le diamètre de la base du pieu, au dessous de cette base.

(12)P Lorsque le diamètre de la base du pieu est supérieur à celui du fût du pieu, on doit examiner les effets défavorables possibles de cette géométrie.

(13) Pour les pieux constitués de tubes ou de caissons ouverts battus, avec des ouvertures de plus de 500 mm dans une direction, et sans dispositif intérieur pour provoquer la constitution d'un bouchon, il convient de limiter la résistance de pointe à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- la résistance au cisaillement entre le bouchon de sol et la face intérieure du pieu ;
- la résistance de pointe calculée en utilisant l'aire de la section transversale de la pointe.

7.6.2.2 Portance ultime déduite d'essais de chargement statique

(1)P La façon dont les essais de chargement sont réalisés doit être conforme à l'article 7.5 et doit être spécifiée dans le rapport de dimensionnement géotechnique.

(2)P Les pieux d'essai à tester en avance doivent être exécutés de la même façon que les pieux de la fondation et doivent être fondés dans la même couche de sol.

(3) Si le diamètre du pieu d'essai diffère de celui des pieux de la fondation, il convient de tenir compte de la différence éventuelle entre le comportement de pieux de diamètres différents lors de l'évaluation de la capacité portante à retenir pour le calcul.

(4) Dans le cas d'un pieu de très grand diamètre, il est pratiquement impossible de réaliser un essai de chargement sur un pieu d'essai de dimension réelle. Des essais de chargement sur des pieux de plus petit diamètre peuvent être acceptés, pourvu que :

- le rapport entre le diamètre du pieu d'essai et le diamètre du pieu réel ne soit pas inférieur à 0,5 ;
- les pieux d'essai de plus petit diamètre soient fabriqués et installés de la même façon que les pieux utilisés dans la fondation ;
- le pieu d'essai soit instrumenté de telle sorte que les résistances de la pointe et du fût puissent être établies séparément à partir des mesures.

Il convient d'utiliser prudemment cette approche dans le cas des pieux battus ouverts à cause de l'influence du diamètre sur la mobilisation de la capacité portante du bouchon de sol qui se trouve à l'intérieur du pieu.

(5)P Dans le cas d'une fondation sur pieux soumise à des frottements négatifs, la résistance du pieu à la rupture, ou pour un déplacement correspondant au critère de vérification à l'état limite ultime, déduite des résultats d'essais de chargement, doit être corrigée. On doit déduire des forces mesurées en tête de pieu la valeur mesurée ou la valeur calculée la plus défavorable de la force due au frottement positif dans la couche compressible.

(6) Au cours de l'essai de chargement d'un pieu soumis à des frottements négatifs, un frottement superficiel positif se développera sur la longueur totale du pieu et il convient d'en tenir compte conformément à l'alinéa 7.3.2.2(6). Il convient d'appliquer au pieu d'essai une charge maximale au moins égale à la somme de la charge externe de calcul plus le double de la force de frottement négatif.

(7)P Lorsque l'on déduit la valeur caractéristique de la portance ultime $R_{c;k}$ des valeurs $R_{c;m}$ mesurées dans un ou plusieurs essais de chargement sur pieu, on doit tenir compte de la variabilité du terrain et de la variabilité de l'effet de l'installation du pieu.

(8)P Pour les structures qui n'ont pas de capacité de transfert de charges des pieux «faibles» aux pieux «résistants», on doit vérifier au minimum l'équation suivante :

$$R_{C;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{C;m})_{\text{moyen}}}{\xi_1} ; \frac{(R_{C;m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad \dots (7.2)$$

où ξ_1 et ξ_2 sont des facteurs de corrélation liés au nombre de pieux testés et sont appliqués à la valeur moyenne $(R_{C;m})_{\text{moyen}}$ et à la valeur minimale $(R_{C;m})_{\text{min}}$ de $R_{C;m}$, respectivement.

NOTE Les valeurs des facteurs de corrélation peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les valeurs recommandées sont données dans le tableau A.9.

(9) Pour les structures qui ont une raideur et une résistance suffisantes pour transférer les charges des pieux «faibles» aux pieux «résistants», les valeurs de ξ_1 et ξ_2 peuvent être divisées par 1,1, à condition que ξ_1 ne soit jamais inférieur à 1,0.

(10)P On doit distinguer les composantes systématiques et aléatoires des variations du sol lors de l'interprétation des essais de chargement de pieu.

(11)P On doit contrôler les relevés de l'installation du (des) pieu(x) d'essai et tenir compte de tout écart par rapport aux conditions normales d'exécution.

(12) La valeur caractéristique de la portance du terrain, $R_{C;k}$, peut être déduite des valeurs caractéristiques de la résistance de pointe $R_{b;k}$ et de la résistance latérale $R_{s;k}$:

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

(13) Ces deux composantes peuvent être déduites directement des résultats d'essais de chargement statique ou estimées sur la base de résultats d'essais effectués sur le sol ou d'essais de chargement dynamique.

(14)P La valeur de calcul de la portance, $R_{C;d}$, doit être déterminée au moyen de l'une des formules suivantes :

$$R_{C;d} = R_{C;k}/\gamma_t \quad \dots (7.4)$$

ou

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

NOTE Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les valeurs recommandées pour les situations permanentes et transitoires sont données dans les tableaux A.6, A.7 et A.8.

7.6.2.3 Portance ultime déduite des résultats d'essais sur les sols

(1)P Les méthodes d'évaluation de la portance d'une fondation sur pieux à partir des résultats d'essais exécutés sur les sols doivent être établies à partir d'essais de chargement de pieux et d'expériences comparables au sens du 1.5.2.2.

(2) Un facteur de modèle peut être introduit, comme indiqué dans la clause 2.4.1(9), afin d'assurer que la portance calculée soit suffisamment sécuritaire.

(3)P La valeur de calcul de la portance d'un pieu, $R_{C;d}$, doit être déduite de l'expression :

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

(4)P Pour chaque pieu, les valeurs de $R_{b;d}$ et $R_{s;d}$ doivent être calculées comme suit :

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

NOTE Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les valeurs recommandées pour les situations permanentes et transitoires sont données dans les tableaux A.6, A.7 et A.8.

(5)P Les valeurs caractéristiques de $R_{b;k}$ et $R_{s;k}$ doivent être déterminées soit au moyen de la formule :

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

où ξ_3 et ξ_4 sont des facteurs de corrélation qui dépendent du nombre d'essais n et sont appliqués respectivement :

— aux valeurs moyennes $(R_{c;cal})_{\text{moyen}} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{\text{moyen}} = (R_{b;cal})_{\text{moyen}} + (R_{s;cal})_{\text{moyen}}$;

— et aux valeurs minimales $(R_{c;cal})_{\text{min}} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{\text{min}}$;

ou par la méthode décrite dans la clause 7.6.2.3(8).

NOTE Les valeurs des facteurs de corrélation peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les valeurs recommandées sont données dans le Tableau A.10.

(6)P On doit reconnaître les composantes systématique et aléatoire des variations du terrain lors de l'interprétation des essais effectués sur les terrains et des résistances calculées.

(7) Pour les structures qui ont une raideur et une résistance suffisantes pour transférer les charges des pieux «faibles» aux pieux «résistants», les valeurs de ξ_3 et ξ_4 peuvent être divisées par 1,1, à condition que ξ_3 ne soit jamais inférieur à 1,0.

(8) Les valeurs caractéristiques peuvent être obtenues en calculant :

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k} \quad \text{et} \quad R_{s;k} = \sum_i A_{s;i} \cdot q_{s;i;k} \quad \dots (7.9)$$

où $q_{b;k}$ et $q_{s;i;k}$ sont les valeurs caractéristiques de la résistance de pointe et du frottement latéral dans les différentes couches, déduites des valeurs des paramètres du sol.

NOTE Si cette procédure alternative est appliquée, il peut être nécessaire de corriger les valeurs des facteurs partiels γ_b et γ_s recommandées dans l'Annexe A par un facteur de modèle supérieur à 1,0. La valeur du facteur de modèle peut être fixée dans l'annexe nationale.

(9)P Lorsque l'on utilise l'Approche de calcul 3, les valeurs caractéristiques des propriétés des terrains doivent être déterminées conformément aux indications du 2.4.5. Des facteurs partiels doivent alors être appliqués pour obtenir les valeurs de calcul des paramètres du terrain en vue de calculer les valeurs de calcul de la portance du pieu.

(10) Lors de l'évaluation de la validité d'un modèle fondé sur les résultats d'essais réalisés sur le sol, il convient de tenir compte des points suivants :

- le type de sol, y compris sa courbe granulométrique, sa minéralogie, son angularité, sa densité, sa préconsolidation, sa compressibilité et sa perméabilité ;
- la méthode d'installation du pieu, y compris la méthode de forage ou de fonçage ;
- la longueur, le diamètre, le matériau et la forme du fût et de la pointe du pieu (par exemple, base élargie) ;
- la méthode d'essai utilisée pour déterminer les propriétés du terrain.

7.6.2.4 Portance ultime déduite d'essais d'impact dynamique

(1)P Pour pouvoir utiliser un essai de pieu par impact dynamique (coup de mouton) (mesure de la déformation et de l'accélération en fonction du temps durant l'impact [voir la clause 7.5.3(1)]) pour évaluer la résistance de pieux en compression, il faut que la validité du résultat ait été démontrée au préalable par des essais de chargement statique effectués sur un pieu de même type, de même longueur et de même section et dans des conditions de terrain similaires.

(2) Lorsque l'on utilise un essai de chargement dynamique par impact, il convient que la résistance au fonçage du pieu soit mesurée directement sur le site.

NOTE Un essai de chargement de ce type peut aussi inclure un processus d'analyse des courbes représentant les ondes de contraintes. Cette procédure permet une évaluation approchée de la résistance latérale et de la résistance de pointe du pieu ainsi que la simulation de son comportement en termes de charge et tassement.

(3)P L'énergie d'impact doit être assez forte pour permettre une interprétation appropriée de la portance du pieu à un niveau de déformation assez élevé aussi.

(4)P La valeur de calcul de la portance du pieu, $R_{C;d}$, doit être déduite de la formule :

$$R_{C;d} = R_{C;k} / \gamma_t \quad \dots (7.10)$$

avec

$$R_{C;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{C;m})_{\text{moyen}}}{\xi_5} ; \frac{(R_{C;m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\} \quad \dots (7.11)$$

où ξ_5 et ξ_6 sont des facteurs de corrélation liés au nombre de pieux testés, n , et sont appliqués à la valeur moyenne $(R_{C;m})_{\text{moyen}}$ et à la valeur minimale $(R_{C;m})_{\text{min}}$ de $R_{C;m}$, respectivement.

NOTE Les valeurs du facteur partiel et des facteurs de corrélation peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les valeurs recommandées sont données dans le tableau A.11.

7.6.2.5 Portance ultime déduite de l'application de formules de battage de pieu

(1)P Les formules de battage de pieu doivent être utilisées seulement lorsque la stratification du terrain est connue.

(2)P Si l'on utilise des formules de battage pour évaluer la portance ultime de pieux individuels dans une fondation, la validité des formules doit avoir été démontrée par un exemple antérieur d'essais de chargement statique sur des pieux de même type, de longueur et de section similaires, et dans des conditions de terrain semblables.

(3)P Pour les pieux portant en pointe foncés dans un sol non cohérent, la valeur de calcul de la portance $R_{C;d}$, doit être évaluée par la même procédure que dans le 7.6.2.4.

(4) Lorsque l'on utilise une formule de battage de pieu pour vérifier la portance d'un pieu, il convient que l'essai de battage de pieu ait été réalisé sur au moins cinq pieux suffisamment distants afin de vérifier le nombre de coups qui convient pour la série finale de coups.

(5) Il convient d'enregistrer pour chaque pieu l'enfoncement de la pointe du pieu pour les séries finales de coups.

7.6.2.6 Portance ultime déduite des essais de propagation d'ondes

(1)P L'analyse de la propagation des ondes dans les pieux doit être normalement utilisée seulement lorsque la stratification du sol a été déterminée par des forages et des essais in situ.

(2)P Lorsque l'on utilise l'analyse de la propagation d'ondes dans le pieu pour évaluer la portance des pieux isolés en compression, la validité de l'analyse doit avoir été démontrée par la preuve antérieure du bon comportement de pieux de même type, de longueur et de section similaires et dans des conditions de terrain semblables soumis à des essais de chargement statique.

(3)P La valeur de calcul de la portance, $R_{C;d}$, déduite des résultats de l'analyse de propagation d'onde dans plusieurs pieux représentatifs, doit être évaluée en utilisant la même procédure qu'au 7.6.2.4, en utilisant des valeurs de ξ fondées sur l'expérience locale.

NOTE L'analyse de propagation d'onde est fondée sur un modèle du sol, du pieu et de l'équipement de battage sans mesures d'ondes de contraintes sur le site. La méthode est habituellement appliquée à l'étude du comportement des moutons de battage, des paramètres dynamiques du sol et des contraintes lors du battage des pieux. Il est aussi possible, sur la base de modèles, de déterminer la résistance au battage minimale (nombre de coups) qui est habituellement reliée à la portance attendue du pieu.

7.6.2.7 Rebattage

(1)P Le nombre de pieux qui doivent être rebattus doit être spécifié dans le projet. Si le re-battage donne des résultats plus faibles, ces derniers doivent être utilisés pour évaluer la portance ultime du pieu. Si le rebattage donne des résultats plus élevés, ces résultats peuvent être pris en compte.

(2) Il convient en général d'effectuer un rebattage des pieux dans les sols limoneux à moins que des expériences comparables locales n'aient montré que ce n'est pas nécessaire.

NOTE Le rebattage des pieux flottants dans les sols argileux produit normalement une réduction de la portance.

7.6.3 Résistance à la traction du terrain

7.6.3.1 Généralités

(1)P Le calcul des pieux en traction doit être compatible avec les règles de calcul données au 7.6.2, lorsqu'elles s'appliquent. Les règles spécifiques de calcul pour les fondations dont certains pieux sont en traction sont présentées dans cette section.

(2)P Afin de démontrer que la fondation supportera la charge de calcul avec une sécurité suffisante vis-à-vis de la rupture par traction, l'inégalité suivante doit être satisfaite pour tous les cas de charge ou de combinaisons de charges à l'état limite ultime :

$$F_{t,d} \leq R_{t,d} \quad \dots (7.12)$$

(3)P Pour les pieux en traction, deux mécanismes de rupture doivent être pris en compte :

- l'arrachement des pieux par rapport au massif de terrain ;
- le soulèvement d'un bloc de terrain contenant les pieux.

(4)P La vérification de la stabilité par rapport à une rupture par soulèvement d'un bloc de sol contenant les pieux (figure 7.1), doit être effectuée conformément au 2.4.7.4.

(5) Pour les pieux isolés en traction ou les groupes de pieux en traction, la rupture peut se produire par arrachement d'un cône de terrain, en particulier dans le cas des pieux à base élargie ou ancrés dans le rocher.

(6) Lorsque l'on considère le soulèvement d'un bloc de terrain contenant les pieux, la résistance au cisaillement T_d sur les côtés du bloc peut être ajoutée aux forces résistantes indiquées sur la figure 7.1.

(7) L'effet de bloc gouverne normalement la valeur de calcul de la résistance à la traction si la distance entre les pieux est au moins égale à la racine carrée du produit du diamètre du pieu et de l'enfoncement du pieu dans la couche résistante principale.

(8)P L'effet de groupe, qui peut réduire les contraintes effectives verticales dans le sol et, de ce fait, aussi les résistances latérales des différents pieux du groupe, doit être pris en compte lors de l'évaluation de la résistance à la traction d'un groupe de pieux.

(9)P L'effet défavorable sévère des chargements cycliques et des inversions de charge sur la résistance à la traction doit être pris en compte.

(10) Il convient d'utiliser les expériences comparables fournies par les essais de chargement pour apprécier cet effet.

7.6.3.2 Résistance ultime à la traction déduite d'essais de chargement de pieux

(1)P Les essais de chargement de pieux destinés à déterminer la résistance ultime à la traction d'un pieu isolé, R_t , doivent être réalisés conformément aux indications des paragraphes 7.5.1, 7.5.2 et 7.5.4, en tenant compte du 7.6.2.2.

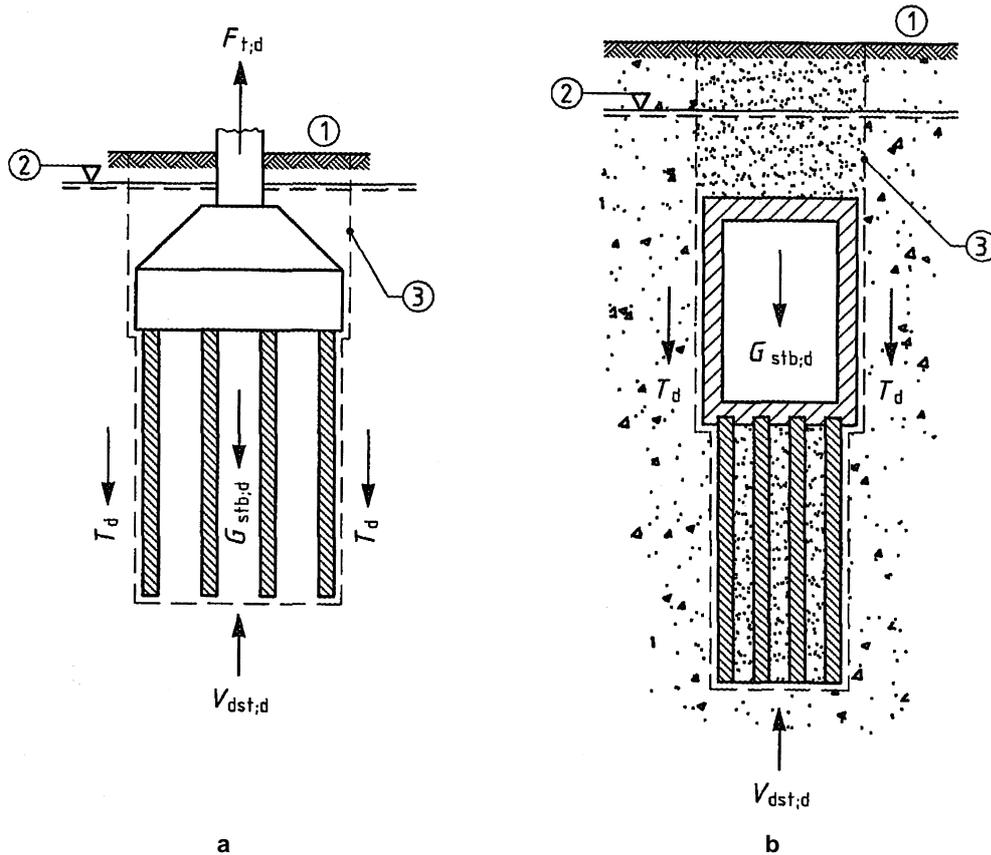
(2)P La valeur de calcul de la résistance à la traction, $R_{t,d}$, doit être déduite de l'équation :

$$R_{t,d} = R_{t,k} / \gamma_{s,t} \quad \dots (7.13)$$

NOTE Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les valeurs recommandées pour les situations permanentes et transitoires sont données dans les tableaux A.6, A.7 et A.8.

(3) Normalement, lorsque des pieux doivent être chargés en traction, il convient de spécifier qu'il faut réaliser des essais sur plus d'un pieu. Dans le cas d'un grand nombre de pieux en traction, au moins 2 % des pieux doivent faire l'objet d'essais.

(4)P On doit vérifier les relevés de l'installation du (des) pieu(x) d'essai et de tenir compte de tout écart par rapport aux conditions normales d'exécution des travaux lors de l'interprétation des résultats des essais de chargement de pieux.



Légende

- 1 Surface du sol
- 2 Niveau de la nappe
- 3 Côté du « bloc », où la résistance T_d se développe.

Figure 7.1 — Exemples de soulèvement (UPL) d'un groupe de pieux

(5)P La valeur caractéristique de la résistance à la traction du pieu doit être déduite de l'expression :

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{moyen}}}{\xi_1} ; \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad \dots (7.14)$$

où ξ_1 et ξ_2 sont des facteurs de corrélation liés au nombre de pieux testés, n , et sont appliqués respectivement à la valeur moyenne $(R_{t,m})_{\text{moyen}}$ et à la valeur minimale $(R_{t,m})_{\text{min}}$ des résistances à la traction mesurées ;

NOTE Les valeurs des facteurs de corrélations peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les valeurs recommandées sont données dans le tableau A.9.

7.6.3.3 Résistance ultime à la traction déduite de résultats d'essais sur le sol

(1)P Les méthodes de calcul de la résistance à la traction d'une fondation sur pieux à partir de résultats d'essais sur le sol doivent avoir été établies sur la base d'essais de chargement de pieux et d'expériences comparables au sens défini au 1.5.2.2.

(2) Un facteur de modèle peut être introduit, comme indiqué dans la clause 2.4.1(9), pour assurer que la résistance à la traction prévue soit suffisamment sécuritaire.

(3)P La valeur de calcul de la résistance à la traction d'un pieu, $R_{t;d}$, doit être déduite de la formule :

$$R_{t;d} = R_{t;k} / \gamma_{s;t} \quad \dots (7.15)$$

où

$$R_{t;k} = R_{s;k} \quad \dots (7.16)$$

NOTE Les valeurs du facteur partiel peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les valeurs recommandées pour les situations permanentes et transitoires sont données dans les tableaux A.6, A.7 et A.8.

(4)P La valeur caractéristique de $R_{t;k}$ doit être déterminée soit par la formule :

$$R_{t;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{s;cal})_{\text{moyen}}}{\xi_3} ; \frac{(R_{s;cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad \dots (7.17)$$

où ξ_3 et ξ_4 sont des facteurs de corrélation qui dépendent du nombre n des profils d'essais et sont appliqués respectivement à la valeur moyenne $(R_{s;cal})_{\text{moyen}}$ et à la valeur minimale $(R_{s;cal})_{\text{min}}$ de $R_{s;cal}$, soit par la méthode indiquée dans la clause 7.6.3.3(6).

NOTE Les valeurs des facteurs de corrélation peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les valeurs recommandées sont données dans le tableau A.10.

(5)P Les composantes systématique et aléatoire de la variation du terrain doivent être identifiées lors de l'interprétation de la résistance à la traction calculée.

(6) La valeur caractéristique de la résistance à la traction peut être obtenue en calculant :

$$R_{t;k} = \sum_j A_{s;i} \cdot q_{s;i;k} \quad \dots (7.18)$$

où $q_{s;i;k}$ représente les valeurs caractéristiques du frottement latéral dans les différentes couches, déduites des valeurs des propriétés du terrain.

NOTE Si cette procédure alternative est appliquée, il se peut qu'il faille corriger la valeur du facteur partiel $\gamma_{s;t}$ recommandée dans l'annexe A par un facteur de modèle supérieur à 1,0. La valeur du facteur de modèle peut être fixée dans l'annexe nationale.

(7)P Si l'on utilise l'Approche de calcul 3, on doit déterminer les valeurs caractéristiques des paramètres du terrain conformément aux indications du 2.4.5 ; des facteurs partiels doivent alors être appliqués à ces valeurs caractéristiques pour obtenir les valeurs de calcul des paramètres du terrain et calculer les valeurs de calcul de la résistance du pieu.

(8) Il convient d'évaluer la validité d'un modèle fondé sur les résultats d'essais exécutés sur le sol conformément aux indications de la clause 7.6.2.3(10).

7.6.4 Déplacements verticaux des fondations sur pieux (État limite de service de la structure portée par les pieux)

7.6.4.1 Généralités

(1)P Les déplacements verticaux dans les conditions des états limites de service doivent être estimés et comparés aux exigences données dans les paragraphes 2.4.8 et 2.4.9.

(2) Lorsque l'on calcule les déplacements verticaux d'une fondation sur pieux, il convient de tenir compte des incertitudes associées au modèle de calcul et à la détermination des propriétés correspondantes du terrain. De ce fait, il convient de ne pas oublier que dans la plupart des cas, les calculs ne peuvent fournir qu'une estimation approximative des déplacements de la fondation sur pieux.

NOTE Pour les pieux s'appuyant sur des sols moyennement denses à denses et pour les pieux en traction, les exigences de sécurité pour le calcul aux états limites ultimes suffisent normalement à éviter un état limite de service dans la structure portée.

7.6.4.2 Fondations sur pieux en compression

(1)P L'occurrence d'un état limite de service dans la structure portée à cause des tassements des pieux doit être vérifiée en tenant compte du frottement négatif quand celui-ci est probable.

NOTE Lorsque la pointe des pieux est située dans une couche moyennement dense ou ferme recouvrant du rocher ou un sol très raide, les facteurs partiels de sécurité pour les conditions d'états limites ultimes sont normalement suffisants pour satisfaire les conditions des états limites de service.

(2)P L'évaluation des tassements doit porter à la fois sur les tassements des pieux pris individuellement et sur le tassement dû à l'effet de groupe.

(3) Il convient que l'analyse du tassement comporte une évaluation des tassements différentiels qui peuvent se produire.

(4) Lorsque l'on ne dispose pas de résultats d'essais de chargement pour l'analyse de l'interaction d'une fondation sur pieux avec la superstructure, il convient d'évaluer la relation entre la charge et le tassement des pieux pris individuellement sur la base d'hypothèses empiriques sécuritaires.

7.6.4.3 Fondations sur pieux en traction

(1)P L'évaluation des déplacements vers le haut doit être effectuée conformément aux principes indiqués du 7.6.4.2.

NOTE Il convient d'accorder une attention particulière à l'allongement du matériau du pieu.

(2)P Lorsque des critères très sévères sont imposés à l'état limite de service, une vérification séparée des déplacements vers le haut doit être effectuée.

7.7 Pieux chargés latéralement

7.7.1 Généralités

(1)P Le calcul des pieux soumis à des charges latérales doit être cohérent avec les règles de calcul données dans les paragraphes 7.4 et 7.5, lorsqu'elles sont applicables. Les règles de calcul spécifiques aux fondations sur pieux soumises à des charges latérales sont présentées ci-après.

(2)P Pour démontrer qu'un pieu peut supporter une charge latérale de calcul avec une sécurité adéquate vis à vis de la rupture, l'inégalité suivante doit être satisfaite pour tous les cas de charges et combinaisons de charges à l'état limite ultime :

$$F_{tr;d} \leq R_{tr;d} \quad \dots (7.19)$$

(3) Il convient de considérer l'un des mécanismes de rupture suivants :

- pour les pieux courts : la rotation ou la translation d'un corps solide ;
- pour les pieux longs et élancés, une rupture en flexion du pieu, accompagnée d'une plastification locale et d'un déplacement du sol près de la tête du pieu.

(4)P L'effet de groupe doit être pris en compte lorsque l'on évalue la résistance des pieux chargés latéralement.

(5) Il convient de considérer qu'une charge latérale appliquée à un groupe de pieux peut créer une combinaison de forces de compression et de traction et de forces latérales dans les pieux pris individuellement.

7.7.2 Résistance aux charges latérales déduite d'essais de chargement de pieux

(1)P Les essais de chargement latéral de pieux doivent être exécutés conformément aux indications du 7.5.2.

(2) Contrairement à la procédure d'essai de chargement décrite à l'article 7.5, il n'est normalement pas nécessaire de poursuivre les essais sur pieux chargés latéralement jusqu'à un état de rupture. Il convient de simuler le chargement de calcul du pieu en termes d'intensité et de niveau d'application de la charge d'essai.

(3)P On doit tenir compte de la variabilité du terrain, en particulier sur les quelques mètres de la partie supérieure du pieu, lors du choix du nombre de pieux d'essai et lors de la détermination de la valeur de calcul de la résistance latérale à partir des résultats de l'essai de chargement.

(4) Il convient de contrôler les données concernant l'installation du(des) pieu(x) d'essai et de tenir compte de tout écart par rapport aux conditions normales d'exécution des travaux lors de l'interprétation des résultats d'essai de chargement des pieux. Pour les groupes de pieux, il convient de tenir compte de l'effet de l'interaction et de la fixation en tête lors de la détermination de la résistance latérale à partir des résultats des essais de chargement exécutés sur des pieux d'essai isolés.

7.7.3 Résistance aux charges latérales déduite des résultats d'essais sur le sol et de paramètres de résistance du pieu

(1)P La résistance latérale d'un pieu ou d'un groupe de pieux doit être calculée en utilisant un ensemble compatible d'effets des actions dans les structures, de réactions et de déplacements du terrain.

(2)P L'analyse d'un pieu chargé latéralement doit prendre en compte l'éventualité d'une rupture de la structure du pieu dans le terrain, conformément à l'article 7.8.

(3) Le calcul de la résistance aux charges latérales d'un pieu élancé peut être effectué en utilisant le modèle de calcul d'une poutre chargée à son extrémité et s'appuyant sur un milieu déformable caractérisé par un coefficient de réaction horizontal.

(4)P Le degré de liberté de la rotation des pieux à leur liaison avec la structure doit être pris en compte lors de l'estimation de la résistance latérale des pieux.

7.7.4 Déplacement latéral

(1)P L'estimation du déplacement latéral en tête d'une fondation sur pieux doit tenir compte de

- la raideur du terrain et de sa variation avec le niveau de contrainte ;
- la rigidité en flexion des pieux pris individuellement ;
- le moment d'encastrement des pieux à la jonction avec la structure ;
- l'effet de groupe ;
- l'effet des inversions de charge ou d'un chargement cyclique.

(2) Il convient de fonder l'analyse générale du déplacement d'une fondation sur pieux sur le degré attendu de liberté cinématique du mouvement.

7.8 Calcul de la structure des pieux

(1)P Les pieux doivent être vérifiés vis-à-vis de la rupture de leur structure conformément au 2.4.6.4.

(2)P La structure des pieux doit être dimensionnée pour s'adapter à toutes les situations auxquelles les pieux vont être soumis. Il s'agit notamment :

- des circonstances de leur utilisation, par exemple les conditions de corrosion ;
- des circonstances de leur installation, par exemple dans des conditions de terrain défavorables, comme des blocs ou des surfaces de rocher très inclinées ;
- des autres facteurs influençant la pénétrabilité, y compris la qualité des joints ;
- pour les pieux préfabriqués, les circonstances de leur transport jusqu'au site et de leur installation.

(3)P Le calcul de la structure du pieu doit tenir compte des tolérances de construction telles qu'elles sont spécifiées pour le type de pieu, les composantes des actions et le comportement de la fondation.

(4)P Les pieux élancés traversant de l'eau ou des dépôts épais de sol très faible doivent être vérifiés vis-à-vis du flambage.

(5) Il convient normalement de vérifier les pieux vis-à-vis du flambage lorsqu'ils sont installés dans des couches de sol ayant une résistance non drainée c_u représentative inférieure à 10 kPa.

7.9 Surveillance de l'exécution des travaux

(1)P Les travaux d'exécution doivent être réalisés sur la base d'un programme d'installation des pieux.

(2) Il convient d'indiquer dans ce programme les informations suivantes sur le projet :

- le type de pieu ;
- l'implantation et l'inclinaison de chaque pieu et les tolérances admises sur sa position ;
- la section transversale du pieu ;
- pour les pieux coulés en place, des données sur les armatures ;
- la longueur du pieu ;
- le nombre de pieux ;
- la portance requise du pieu ;
- le niveau de la pointe du pieu (par rapport à un repère fixe situé à l'intérieur ou au voisinage du chantier), ou la résistance à la pénétration requise ;
- le phasage de l'installation ;
- les obstacles connus ;
- toute autre contrainte sur l'installation des pieux.

(3)P Il doit être spécifié que l'installation de tous les pieux doit être suivie et que des relevés doivent être réalisés sur le site au cours de l'installation des pieux.

(4) Il convient d'inclure dans le rapport sur chaque pieu les aspects de la construction couverts par les normes d'exécution pertinentes : EN 1536:1999, EN 12063:1999, EN 12699:2000, telles que, selon le cas :

- le numéro du pieu ;
- l'équipement d'installation ;
- la section du pieu et sa longueur ;
- la date et l'heure de l'installation (y compris les interruptions des travaux de construction) ;
- la composition du béton, le volume du béton utilisé et la méthode de mise en place pour les pieux coulés in situ ;
- le poids volumique, le pH, la viscosité au cône de Marsh et la teneur en particules fines des boues de bentonite (si elles sont utilisées) ;
- pour les pieux forés à la tarière continue ou les autres pieux injectés, les pressions de pompage du coulis ou du béton, les diamètres intérieur et extérieur, le pas de l'hélice et la pénétration par tour ;
- pour les pieux fonçés, les valeurs des résistances au fonçage mesurées telles que le poids et la hauteur de chute ou la puissance du mouton, la fréquence du battage et le nombre de coups pour au moins les 0,25 derniers mètres de pénétration ;
- la puissance des vibreurs (s'ils sont utilisés) ;
- le couple appliqué par moteur de l'outil de forage (s'il est utilisé) ;
- pour les pieux forés, les couches de sol rencontrées dans les forages et l'état du fond du trou lorsque le comportement de la pointe du pieu est critique ;
- les obstacles rencontrés au cours de l'installation des pieux ;
- les écarts des positions, des directions et des cotes des pieux réalisés par rapport au projet.

NOTE La norme EN 14199 sur l'exécution des micro-pieux est en cours de préparation.

(5) Les relevés doivent être conservés pendant au moins cinq ans après la fin des travaux. Les plans des travaux réellement effectués doivent être établis après la fin des travaux d'installation des pieux et conservés avec les documents d'exécution des travaux.

(6)P Si les observations faites sur le chantier ou l'analyse des rapports d'exécution révèlent des incertitudes quant à la qualité des pieux installés, des études complémentaires doivent être effectuées afin de déterminer l'état réel des pieux installés et de décider si des mesures correctives sont nécessaires. Ces études doivent comprendre ou bien un essai de chargement de pieu, ou un test d'intégrité, ou l'installation d'un nouveau pieu ou, dans le cas d'un pieu refoulant le sol, le rebattage du pieu, combiné avec des essais sur les sols à proximité du pieu suspect.

(7)P Des essais doivent être effectués pour examiner l'intégrité des pieux dont la qualité est sensible aux procédures d'installation, lorsque ces procédures ne peuvent pas être suivies de façon fiable.

(8) Les essais dynamiques d'intégrité à faible déformation peuvent être utilisés pour évaluer globalement des pieux qui pourraient avoir des défauts sévères ou dont l'installation pourrait avoir provoqué une chute de la résistance du sol au cours des travaux. Comme des défauts, tels que la qualité insuffisante du béton et l'enrobage trop faible des armatures qui affectent le comportement à long terme du pieu, ne peuvent pas toujours être révélés par les essais dynamiques, d'autres essais comme les essais soniques, les essais en vibration ou le carottage peuvent être nécessaires lors de la surveillance de l'exécution des travaux.

Section 8 Ancrages

8.1 Généralités

8.1.1 Domaine d'application

(1)P Cette section s'applique au calcul des ancrages temporaires ou permanents utilisés pour :

- pour retenir un ouvrage de soutènement ;
- pour assurer la stabilité de pentes, déblais ou tunnels ;
- pour résister aux forces de soulèvement des structures ;

en transmettant une force de traction à une couche de sol ou de roche résistante.

(2)P Cette section s'applique aux types d'ancrages suivants :

- les ancrages pré-contraints constitués d'une tête d'ancrage, d'une longueur libre de tirant et d'une longueur d'ancrage fixe, scellée par injection ;
- les ancrages non précontraints, constitués d'une tête d'ancrage, d'une longueur libre d'ancrage et d'un dispositif d'encastrement, tel qu'une longueur d'ancrage fixe scellée par injection, un corps mort, une ancre vissée ou un boulon pour rocher.

(3) Cette section ne s'applique pas au clouage des sols.

(4)P Le calcul des ancrages comprenant des pieux en traction doit être effectué en appliquant les règles de la section 7.

8.1.2 Définitions

8.1.2.1

ancrage permanent

ancrage dont la durée de vie de calcul est supérieure à deux ans

NOTE définition prise dans la norme EN 1537:1999

8.1.2.2

ancrage temporaire

ancrage dont la durée de vie de calcul est inférieure à deux ans

NOTE définition prise dans la norme EN 1537:1999

8.1.2.3

essai de réception

essai de mise en tension in situ pour confirmer que chacun des ancrages peut supporter la charge calculée dans le projet

8.1.2.4

essai de contrôle

essai de mise en tension in situ pour vérifier qu'un système d'ancrage particulier est adapté aux conditions particulières des terrains

NOTE définition prise dans la norme EN 1537:1999

8.1.2.5

essai préalable

essai de mise en tension effectué pour établir la résistance ultime d'un ancrage à l'interface coulis/terrain et pour déterminer ses caractéristiques de traction de service sur le terrain

NOTE définition prise dans la norme EN 1537:1999

8.1.2.6

longueur de scellement d'un ancrage

longueur sur laquelle l'ancrage est scellé au terrain par un coulis de scellement

8.1.2.7

longueur libre de l'armature

longueur de l'armature entre la tête d'ancrage et l'extrémité la plus proche de la partie scellée

NOTE définition prise dans la norme EN 1537:1999

8.1.2.8

longueur de scellement de l'armature

longueur d'armature directement scellée au coulis et apte à transmettre les forces de traction appliquées

NOTE définition prise dans la norme EN 1537:1999

8.2 États limites

(1)P Les états limites suivants doivent être pris en compte pour les ancrages, à la fois individuellement et en combinaison :

- la rupture de la structure de l'armature ou de la tête d'ancrage, sous l'effet des contraintes appliquées ;
- la distorsion ou la corrosion de la tête d'ancrage ;
- pour les ancrages scellés, la rupture à l'interface entre le volume de coulis et le terrain ;
- pour les ancrages scellés, la rupture de la liaison entre l'acier de l'armature et le coulis de scellement ;
- pour les ancrages par corps morts, la rupture par insuffisance de la résistance du corps mort ;
- la perte de la force d'ancrage en cas de déplacements excessifs de la tête d'ancrage ou de fluage et relaxation ;
- la rupture ou une déformation excessive de parties de la structure sous l'effet de la force d'ancrage appliquée ;
- la perte d'équilibre global du terrain retenu et de l'ouvrage de soutènement ;
- interaction de groupes d'ancrages avec le terrain et les structures voisines.

8.3 Situations et actions de calcul

(1)P Lorsque l'on sélectionne les situations de calcul, on doit prendre en considération les éléments suivants :

- toutes les circonstances qui se produisent pendant la construction de la structure ;
- toutes les circonstances anticipées pendant la durée de vie de calcul de la structure ;
- tous les états limites pertinents de la liste établie à l'article 8.2 et leurs combinaisons ;
- le niveau anticipé des eaux interstitielles et des pressions d'eau dans les aquifères confinés ;
- les conséquences de la rupture d'un ancrage ;
- la possibilité que les forces appliquées à l'ancrage pendant l'application de la précontrainte (charge d'ancrage) soient supérieures aux forces nécessaires au calcul de la structure.

(2)P La force d'ancrage P doit être traitée comme une action défavorable pour le calcul de l'ancrage.

8.4 Considérations sur le calcul et la construction

(1)P Le calcul des ancrages et les spécifications pour leur exécution doivent prendre en compte les effets défavorables des contraintes de traction transmises au terrain au delà de cette limite.

(2)P La zone du terrain dans laquelle les forces de traction doivent être transférées doit être incluse dans les reconnaissances.

(3)P Pour les ancrages précontraints, la tête d'ancrage doit permettre à l'armature ou à la barre d'être mise en tension, soumise à la traction d'épreuve et bloquée et, si le projet le demande, relâchée, détendue puis remise en tension.

(4)P Pour tous les types d'ancrages, la tête d'ancrage doit être calculée pour tolérer des déviations angulaires de la force d'ancrage, en tenant compte de l'article 6.3 de la norme EN 1537:1999 et pouvoir supporter les déformations qui peuvent se produire pendant la durée de vie de la structure.

(5)P Lorsque différents matériaux sont combinés dans un ancrage, leur résistance de calcul doit être évaluée en tenant compte de la compatibilité de leur comportement en déformations.

(6)P Comme l'effet des systèmes d'ancrage dépend de la longueur libre des armatures, les exigences suivantes doivent être remplies :

- la force d'ancrage doit agir dans le terrain à une distance suffisamment grande du volume retenu pour que la stabilité de ce volume ne soit pas affectée ;
- la force d'ancrage doit agir dans le terrain à une distance suffisamment grande des fondations existantes pour ne pas avoir d'effets défavorables sur elles ;
- des mesures doivent être prises pour éviter des interactions défavorables entre les longueurs de scellement des armatures des ancrages qui passent près les uns des autres.

(7) Il convient d'éviter les interactions défavorables entre les longueurs de scellement des armatures des ancrages en gardant, lorsque c'est possible, un intervalle d'au moins 1,5 m entre elles.

(8)P On ne doit utiliser que les systèmes d'ancrages qui ont fait l'objet d'essais préalables (voir la norme EN 1537:1999) ou pour lesquels des expériences comparables favorables en termes de comportement et de durabilité ont été rapportées.

(9)P La direction de l'armature doit normalement être telle qu'elle subisse une auto-contrainte sous les déformations dues aux mécanismes potentiels de rupture. Lorsque cela n'est pas possible, les effets défavorables seront pris en compte dans le calcul.

(10)P Pour les ancrages scellés et les ancrages vissés, la valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement, $R_{a;k}$, doit être déterminée sur la base d'essais de contrôle, conformément à l'article 8.7 ou sur la base d'expériences comparables. La valeur de calcul de la résistance doit être vérifiée par des essais de réception après l'exécution des travaux.

(11)P Le comportement de la longueur libre de l'armature des ancrages précontraints dans les terrains doit être vérifié conformément aux indications de la norme EN 1537:1999.

(12)P Une force de blocage suffisante doit être utilisée pour assurer que la résistance de l'ancrage aux états limites de service sera mobilisée avec des déplacements tolérables de la tête.

(13)P La protection contre la corrosion des ancrages précontraints doit vérifier les indications de l'article 6.9 de la norme EN 1537:1999.

(14)P La protection contre la corrosion des ancrages ayant une armature en acier doit être calculée en tenant compte de l'agressivité de l'environnement du terrain.

(15) Il convient de spécifier des moyens adaptés, comme l'utilisation d'une barrière de protection ou d'une épaisseur d'acier sacrificielle, pour protéger si nécessaire les armatures d'acier contre la corrosion.

8.5 Calcul à l'état limite ultime

8.5.1 Calcul de l'ancrage

(1)P La valeur de calcul, $R_{a;d}$, de la résistance à l'arrachement, R_a , d'un ancrage doit vérifier la condition limite suivante :

$$P_d \leq R_{a;d} \quad \dots (8.1)$$

(2) Les valeurs de calcul de la résistance à l'arrachement peuvent être déterminées à partir des résultats des essais effectués sur les ancrages ou par le calcul.

8.5.2 Valeurs de calcul de la résistance à l'arrachement déduites des résultats d'essais

(1)P La valeur de calcul de la résistance à l'arrachement doit être déduite de la valeur caractéristique en utilisant l'équation :

$$R_{a;d} = R_{a;k}/\gamma_a \quad \dots (8.2)$$

NOTE Le facteur partiel γ_a tient compte des déviations défavorables de la force d'ancrage transmise au terrain.

(2)P Les facteurs partiels γ_a définis dans la clause A.3.3.4(1)P doivent être utilisés dans l'équation (8.2).

NOTE La valeur du facteur partiel peut être fixée dans l'annexe nationale. Les valeurs recommandées pour les situations persistante ou transitoires sont données dans le tableau A.12.

(3) Il convient de relier la valeur caractéristique aux essais de contrôle en appliquant un facteur de corrélation ξ_a .

NOTE L'alinéa 8.5.2(3) se réfère aux types d'ancrages qui ne pas contrôlés individuellement par des essais de réception. Si l'on utilise un facteur de corrélation ξ_a ce facteur doit être soit basé sur l'expérience soit fourni dans l'annexe nationale.

8.5.3 Valeur de calcul de la résistance à la traction déterminées par le calcul

(1)P La valeur de calcul de la résistance à l'arrachement doit être évaluée conformément aux principes des paragraphes 2.4.7 et 2.4.8, lorsqu'ils s'appliquent.

8.5.4 Valeur de calcul de la résistance de la structure de l'ancrage

(1)P Le calcul de la structure de l'ancrage doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$R_{a;d} \leq R_{t;d} \quad \dots (8.3)$$

(2)P La résistance du matériau des ancrages, $R_{t;d}$, doit être calculée conformément aux normes EN 1992, EN 1993, EN 1537:1999, lorsque c'est pertinent.

(3)P Si les ancrages sont soumis à des essais de contrôle, $R_{t;d}$, doit tenir compte de la traction d'épreuve (voir le article 9.5 de la norme EN 1537:1999).

8.5.5 Valeur de calcul de la charge d'ancrage

(1)P La valeur de calcul de la charge d'ancrage, P_d , doit être déduite du calcul de la structure soutenue, comme valeur maximale de :

- la force à l'état limite ultime appliquée par la structure soutenue ;
- la force à l'état limite de service appliquée à la structure soutenue.

8.6 Calcul à l'état limite de service

(1)P Pour la vérification d'un état limite de service dans la structure, l'ancrage sera regardé comme un ressort.

(2)P Pour les ancrages précontraints (par exemple les ancrages scellés) le ressort doit être considéré comme élastique et précontraint.

(3) La combinaison la plus défavorable de la raideur d'ancrage minimale ou maximale et de la précontrainte minimale ou maximale doit être choisie lorsque l'on analyse la situation de calcul indiquée dans la clause 8.6(2)P.

(4) Il convient d'appliquer un facteur de modèle à la force à l'état limite de service pour assurer que la résistance de l'ancrage est suffisamment sécuritaire.

NOTE La valeur du facteur de modèle peut être fixée dans l'annexe nationale.

(5) Lorsque l'on considère un ancrage non précontraint comme un ressort (non précontraint), il convient de choisir sa raideur pour assurer la compatibilité des déplacements calculés de la structure retenue avec les déplacements et l'allongement de l'ancrage.

(6) Il convient de tenir compte des effets des déformations imposées aux fondations adjacentes par la force de précontrainte des ancrages.

8.7 Essais de contrôle

(1)P Des essais de contrôle doivent être spécifiés pour les ancrages scellés, les ancrages vissés et les boulons dans le rocher. L'exécution de l'essai doit être conforme aux indications de la norme EN 1537:1999.

(2) Il convient d'exécuter au moins trois essais de contrôle pour chaque état distinct du terrain et de la structure afin de déterminer les résistances caractéristiques de l'ancre.

(3)P La charge d'épreuve, P_p , d'un essai de contrôle sur ancrage scellé doit être conforme aux indications de la norme EN 1537:1999.

(4) En attendant qu'un essai spécifique soit disponible, il convient que les essais de contrôle pour les ancrages vissés et les boulons pour rocher soient réalisés en suivant la même procédure que celle indiquée dans la norme EN 1537:1999 pour les ancrages scellés.

8.8 Essais de réception

(1)P On doit spécifier dans le projet que tous les ancrages scellés doivent être soumis à des essais de réception avant de bloquer leur tête et avant qu'ils ne deviennent opérationnels.

(2)P La procédure pour les essais de réception doit suivre les règles données dans la norme EN 1537:1999 pour les ancrages scellés.

(3) Si des groupes d'ancrages se croisent avec des longueurs de scellement d'armature inférieures à 1,5 m, il convient de réaliser des essais de contrôle aléatoire après la fin des opérations de blocage.

8.9 Surveillance de l'exécution et suivi

(1)P La surveillance de l'exécution et le suivi doivent suivre les règles données dans la section 4 de cette norme et les paragraphes 9.10 et 9.11 de la norme EN 1537:1999, lorsque c'est approprié.

Section 9 Ouvrages de soutènement

9.1 Généralités

9.1.1 Domaine d'application

(1)P Les dispositions de cette section s'appliquent aux ouvrages qui retiennent des terrains (sols, roches ou remblais) et de l'eau. Le matériau est retenu par l'ouvrage s'il est maintenu à une pente plus raide que celle qu'il adopterait éventuellement si aucun ouvrage n'était présent. Les ouvrages de soutènement comprennent tous les types de murs et de systèmes d'appui dans lesquels des éléments de structure subissent des forces imposées par le matériau soutenu.

(2)P Les pressions des matériaux granulaires stockés dans les silos doivent être calculées en utilisant la norme EN 1991-4.

9.1.2 Définitions

(1) Pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement, il convient de distinguer les trois principaux types d'ouvrages suivants :

9.1.2.1

murs-poids

murs en pierre, en béton ou en béton armé, ayant une semelle à leur base avec ou sans talon, épaulement ou contrefort. Le poids du mur lui-même, qui inclut parfois une masse stabilisatrice de sol, rocher ou remblai, joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu. On peut citer comme exemples de tels murs, les murs-poids en béton d'épaisseur constante ou variable, les murs en béton armé à semelle, les murs à contreforts.

9.1.2.2

écrans de soutènement

ouvrages de soutènement relativement minces en acier, en béton armé ou en bois, supportés par des ancrages, des butons et/ou la butée des terres. La résistance à la flexion de ces ouvrages joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu alors que leur poids a un rôle insignifiant. On peut citer comme exemples de tels ouvrages de soutènement les rideaux de palplanches autostables (murs cantilever en palplanches métalliques), les rideaux de palplanches ancrés ou butonnés en acier ou en béton, et les parois moulées.

9.1.2.3

ouvrages de soutènement composites

ouvrages formés d'éléments appartenant aux deux types précédents. Il existe un très grand nombre de murs de ce type. On peut citer comme exemples, les batardeaux constitués de deux rideaux de palplanches, les ouvrages en terre renforcés par des ancrages, des géotextiles ou des injections, et les ouvrages comportant des rangées multiples d'ancrages ou de clous.

9.2 États limites

(1)P Une liste des états limites à prendre en compte doit être établie. Au minimum, les états limites suivants doivent être pris en compte pour tous les types d'ouvrages de soutènement :

- instabilité d'ensemble ;
- rupture d'un élément de la structure tel qu'un mur ou un écran, un ancrage, un étai ou un buton, ou rupture de la liaison entre de tels éléments ;
- rupture combinée dans le terrain et dans les éléments de structure ;
- rupture par soulèvement hydraulique et érosion régressive ;
- mouvements de l'ouvrage de soutènement susceptibles de provoquer la ruine ou d'affecter l'aspect ou l'efficacité de l'utilisation de l'ouvrage, des ouvrages voisins ou des services qui en dépendent ;
- fuites inacceptables à travers ou par-dessous le mur ou l'écran ;
- transport inacceptable de particules de sol à travers ou par-dessous le mur ou l'écran ;
- modifications inacceptables de l'écoulement de l'eau souterraine.

(2)P De plus, les états limites suivants doivent être pris en compte pour les murs-poids et les ouvrages de soutènement composites :

- défaut de portance du sol sous l'ouvrage ;
- rupture par glissement sur la base du mur ;
- rupture par renversement ;

et pour les écrans de soutènement :

- rupture par rotation ou translation de l'écran ou de certaines de ses parties ;
- rupture par défaut d'équilibre vertical.

(3)P Pour tous les types d'ouvrages de soutènement, les combinaisons des états limites précédents doivent être prises en compte, lorsque c'est approprié.

(4) Le calcul des murs-poids rencontre souvent le même type de problèmes que pour les fondations superficielles, les remblais et les pentes. Il convient par conséquent, lors de l'analyse des états limites des murs-poids, d'appliquer les principes de la section 6, lorsque c'est approprié. Il convient d'accorder une attention spéciale aux ruptures par défaut de portance du terrain situé sous la base du mur, sous des charges fortement inclinées et excentrées (voir 6.5.4).

9.3 Actions, données géométriques et situations de calcul

9.3.1 Actions

9.3.1.1 Actions de base

(1) Il convient de considérer les actions énumérées dans l'alinéa 2.4.2(4)

9.3.1.2 Poids du matériau de remblai

(1)P Les valeurs de calcul du poids volumique du matériau de remblai doivent être estimées en fonction de la connaissance du matériau disponible pour le remblaiement. Le rapport de calcul géotechnique doit spécifier les contrôles qui devront être effectués au cours de l'exécution des travaux afin de vérifier que les valeurs réelles sur le chantier ne sont pas plus mauvaises que celles adoptées pour le calcul.

9.3.1.3 Surcharges

(1)P La détermination des valeurs de calcul des surcharges doit tenir compte de la présence, à la surface ou près de la surface du terrain soutenu, de bâtiments, de véhicules ou grues immobiles ou en mouvement, de dépôts de matériaux, de marchandises, de conteneurs.

(2) Il convient d'être prudent en cas de chargements de surface répétés, tels que ceux qu'imposent les rails de grue portés par un mur de quai. Les pressions induites par de telles surcharges peuvent dépasser sensiblement celles dues au premier chargement ou celles résultant de l'application d'une charge statique de même intensité.

9.3.1.4 Poids de l'eau

(1)P Les valeurs de calcul du poids volumique de l'eau doivent être fixées en tenant compte du fait que l'eau est douce, salée ou chargée de produits chimiques ou de polluants à tel point qu'il est nécessaire de modifier la valeur normale.

9.3.1.5 Forces des vagues et de la glace

(1)P Les valeurs de calcul des forces imposées par les vagues ou par la glace doivent être choisies sur la base des données disponibles localement sur les conditions climatiques et hydrauliques du site.

(2)P Lors du choix des valeurs de calcul des forces statiques imposées par une couche de glace, les éléments suivants doivent être pris en compte :

- la température initiale de la glace avant le début du réchauffement ;
- la vitesse d'augmentation de la température ;
- l'épaisseur de la couche de glace.

9.3.1.6 *Forces d'écoulement*

(1)P Les forces d'écoulement dues à la différence des niveaux de l'eau derrière et devant un ouvrage de soutènement doivent être prises en compte car elles peuvent modifier la pression des terres derrière l'ouvrage et réduire la résistance du terrain devant le mur.

9.3.1.7 *Forces de collision*

(1) La détermination des valeurs de calcul des forces d'impact de collision provoquées par exemple par les vagues, les glaces flottantes ou la circulation, peut tenir compte de l'énergie absorbée par la masse en collision et le système de soutènement, par exemple par des défenses et/ou des structures de guidage.

(2) Pour les impacts latéraux sur les ouvrages de soutènement, il convient de tenir compte de la rigidité accrue du sol retenu.

(3) Il convient d'examiner le risque de liquéfaction sous l'effet d'impacts latéraux sur les écrans.

(4)P La charge d'impact d'un bloc de glace flottante heurtant un ouvrage de soutènement doit être calculée en tenant compte de la résistance à la compression de la glace et de l'épaisseur du bloc de glace. La salinité et l'homogénéité de la glace doivent être prises en compte lors du calcul de la résistance à la compression.

9.3.1.8 *Effets de température*

(1)P Le dimensionnement des ouvrages de soutènement doit tenir compte de l'effet des différences anormales de température au cours du temps et dans l'espace.

(2) Il convient en particulier de tenir compte des effets de variations de température lors du calcul des charges dans les butons et les étais.

(3) Il convient de consulter les parties relatives aux effets du feu dans les Eurocodes correspondant aux matériaux, lorsque l'on traite les effets du feu.

(4)P Des précautions spéciales telles que le choix d'un matériau de remblai adapté, la mise en place d'un drainage ou d'un système d'isolation, doivent être prises afin d'éviter la formation de lentilles de glace dans le terrain, derrière les ouvrages de soutènement.

9.3.2 *Données géométriques*

9.3.2.1 *Données de base*

(1)P Les valeurs de calcul des données géométriques doivent être établies conformément aux principes énoncés dans le 2.4.6.3.

9.3.2.2 *Surfaces du terrain*

(1)P Les valeurs de calcul des données géométriques concernant le remblai derrière l'ouvrage de soutènement doivent tenir compte de la variation des valeurs réelles in situ. Les valeurs de calcul doivent également tenir compte des excavations prévues et de l'affouillement éventuel du terrain devant l'ouvrage de soutènement.

(2) Lors des calculs aux états limites ultimes où la stabilité d'un ouvrage de soutènement dépend de la butée du sol devant la structure, le niveau du sol en butée doit être diminué d'une quantité Δa par rapport à la valeur nominale. Il convient de choisir la valeur de Δa en tenant compte du degré de contrôle du site au-dessus du niveau de la surface. Pour un niveau de contrôle usuel, il convient d'appliquer les règles suivantes :

- pour un écran encastré, il convient de prendre Δa égal à 10 % de la hauteur de l'écran au-dessus du niveau d'excavation, avec une valeur limite maximale de 0,5 m ;
- pour les écrans butonnés ou ancrés, il convient de prendre Δa égal à 10 % de la distance entre l'appui le plus bas et le niveau de l'excavation, avec une valeur limite maximale de 0,5 m.

(3) Des valeurs plus faibles de Δa , y compris zéro, peuvent être utilisées lorsqu'un contrôle fiable du niveau de la surface pendant toute la période d'exécution est spécifié.

(4) Il convient d'utiliser des valeurs plus grandes de Δa lorsque le niveau de la surface est particulièrement incertain.

9.3.2.3 Niveaux d'eau

(1)P Le choix des valeurs de calcul ou des valeurs caractéristiques des positions des surfaces de l'eau libre et de la nappe phréatique doit être effectué sur la base de données sur les conditions hydrauliques et hydrogéologiques du site.

(2)P Les effets des variations de la perméabilité sur le régime des eaux souterraines doivent être pris en compte.

(3)P La possibilité de conditions de pression d'eau défavorables dues à la présence de nappes perchées ou de niveaux d'eau artésiens doit être prise en compte.

9.3.3 Situations de calcul

(1)P Les points suivants doivent être considérés :

- les variations des propriétés des sols, des niveaux d'eau et de la pression interstitielle dans l'espace ;
- les variations prévues des propriétés des sols, des niveaux d'eau et de la pression interstitielle au cours du temps ;
- les variations des actions et de la façon dont elles se combinent ;
- l'excavation, l'affouillement ou l'érosion du terrain devant l'ouvrage de soutènement ;
- les effets du compactage du matériau de remblai derrière l'ouvrage de soutènement ;
- les effets des futurs ouvrages et des chargements ou déchargements prévus sur le matériau soutenu ou à côté ;
- les mouvements prévus du terrain dus à la subsidence ou de l'action du gel.

(2) Pour les structures de rivage, il n'est pas nécessaire d'appliquer simultanément au même point les forces dues à la glace et les forces dues aux vagues.

9.4 Considérations relatives au calcul et à la construction

9.4.1 Généralités

(1)P On doit considérer à la fois les états limites ultimes et les états limites de service en utilisant les procédures décrites dans les paragraphes 2.4.7 et 2.4.8.

(2)P Il doit être démontré que l'équilibre vertical peut être assuré pour les distributions de contraintes et les actions appliquées à l'ouvrage.

(3) La vérification de l'équilibre vertical peut être effectuée en réduisant les paramètres de frottement sur le mur.

(4) Il convient autant que possible de concevoir les ouvrages de soutènement de telle façon qu'il y ait des signes visibles de l'approche d'un état limite ultime. Il convient que la conception protège contre l'occurrence d'une rupture fragile, c'est à dire d'un effondrement brutal sans déformations préalables visibles.

(5) Pour beaucoup d'ouvrages de soutènement, il convient de considérer qu'un état limite critique est atteint lorsque le mur ou l'écran s'est déplacé assez pour provoquer des dommages aux structures ou réseaux voisins. Bien que l'effondrement du mur ne soit pas imminent, le niveau des dommages peut dépasser considérablement celui d'un état limite de service dans la structure supportée.

(6) Les méthodes de calcul et les valeurs des facteurs partiels recommandées dans cette norme sont en général suffisantes pour prévenir l'occurrence d'états limites ultimes dans les structures voisines, à condition que les sols soient au moins de densité moyenne ou de consistance ferme et que des méthodes et séquences de construction adéquates aient été adoptées. Il convient toutefois d'accorder un soin particulier à certaines argiles fortement surconsolidées, dans lesquelles des contraintes initiales horizontales élevées peuvent provoquer des mouvements importants dans une large zone autour des excavations.

(7) La complexité de l'interaction entre le terrain et l'ouvrage de soutènement rend parfois difficile le calcul détaillé de l'ouvrage de soutènement avant le début de l'exécution des travaux. Dans ce cas, il convient de considérer l'utilisation de la méthode observationnelle pour le calcul (voir article 2.7).

(8)P Le dimensionnement des ouvrages de soutènement doit tenir compte des points suivants, lorsque c'est approprié :

- les effets de l'exécution des travaux, y compris :
 - la mise en place d'un soutènement temporaire sur les bords de l'excavation ;
 - les variations des contraintes en place et les mouvements correspondants du terrain provoqués par l'installation et la construction de l'ouvrage de soutènement ;
 - le remaniement du terrain dû aux opérations de fonçage ou de forage ;
 - la nécessité d'accéder au chantier ;
- les exigences relatives à l'étanchéité du mur ou de l'écran terminé ;
- la possibilité de construire le mur ou l'écran qui atteigne une couche profonde peu perméable et de créer ainsi un rideau étanche. Le problème de l'écoulement permanent de l'eau souterraine dans cette nouvelle configuration doit être étudié ;
- la possibilité de mettre en place des tirants d'ancrage dans le terrain adjacent ;
- la possibilité de réaliser des travaux d'excavation entre les butons des ouvrages de soutènement ;
- la capacité du mur ou de l'écran à supporter des charges verticales ;
- la ductilité des composants de la structure ;
- l'accès nécessaire à l'entretien du mur ou de l'écran lui-même et des systèmes de drainage associés ;
- l'apparence et la durabilité du mur ou de l'écran et des ancrages ;
- pour les rideaux de palplanches, la nécessité d'une section suffisamment rigide pour qu'on puisse foncer la palplanche sans perdre l'interconnexion ;
- la stabilité des forages ou des panneaux de tranchées excavées à la boue pendant qu'ils sont ouverts ;
- pour le remblai, la nature des matériaux disponibles et les moyens utilisés pour les compacter au contact du mur, conformément à l'article 5.3.

9.4.2 Systèmes de drainage

(1)P Si la sécurité et l'aptitude au service de l'ouvrage étudié dépendent du bon comportement d'un système de drainage, les conséquences de sa rupture doivent être considérées en tenant compte à la fois de la sécurité et du coût de la réparation. L'une des conditions suivantes (ou une combinaison d'entre elles) doit être remplie :

- un programme d'entretien du système de drainage doit être spécifié et la conception de l'ouvrage doit laisser un accès pour cet entretien ;
- il doit être démontré, soit par expérience comparable soit par l'évaluation des capacités d'évacuation de l'eau, que le système de drainage va fonctionner correctement sans entretien.

(2) Il convient de prendre en compte les volumes, les pressions et les caractéristiques chimiques éventuelles de toutes les eaux évacuées.

9.5 Détermination de la pression des terres

9.5.1 Généralités

(1)P La détermination des valeurs de la pression des terres doit tenir compte des modes et amplitudes admissibles des mouvements et déformations qui peuvent se produire dans l'ouvrage de soutènement à l'état limite considéré.

(2) Dans les paragraphes qui suivent, l'expression «pression des terres» désigne aussi la pression totale appliquée par les roches tendres et altérées et comprend la pression de l'eau souterraine.

(3)P Le calcul des intensités de la pression des terres et des directions des forces qui en résultent doit également tenir compte de :

- de la surcharge sur la surface du terrain et de la pente de cette surface ;
- de l'inclinaison du mur ou écran par rapport à la verticale ;
- des nappes d'eau et des forces d'écoulement dans le terrain ;
- de l'amplitude et de la direction du mouvement relatif du mur ou écran par rapport au terrain ;
- de l'équilibre horizontal et vertical de l'ensemble de l'ouvrage de soutènement ;
- de la résistance au cisaillement et du poids volumique du terrain ;
- de la rigidité du mur ou écran et du système d'appui ;
- de la rugosité du mur ou écran.

(4) Il convient de considérer la valeur du frottement et de l'adhérence mobilisés au contact du mur ou de l'écran comme fonction :

- des paramètres de résistance du terrain ;
- des propriétés de frottement à l'interface mur/écran-terrain ;
- de la direction et de l'amplitude du mouvement du mur ou de l'écran par rapport au terrain ;
- de la capacité du mur ou de l'écran à supporter les forces verticales impliquées par le frottement et l'adhérence au contact du mur.

(5) Il convient de déterminer la valeur de la contrainte de cisaillement qui peut être mobilisée à l'interface du terrain et du mur/écran en fonction du paramètre d'interface δ .

(6) On peut admettre qu'un ouvrage en béton ou en palplanches métalliques soutenant du sable ou du gravier a une valeur de calcul du paramètre d'interface soutènement/terrain égale à $\delta_d = k \cdot \varphi_{cv;d}$. Il convient de limiter la valeur de k à 2/3 pour le béton préfabriqué et les palplanches métalliques.

(7) Pour le béton coulé en place, on peut admettre une valeur de $k = 1,0$.

(8) Pour un rideau de palplanches métalliques dans l'argile en conditions non drainées immédiatement après le battage, il convient d'admettre qu'il n'y pas d'adhérence ni de résistance par frottement. Ces valeurs peuvent augmenter pendant une certaine période de temps.

(9)P Les valeurs des pressions des terres et la direction des forces résultantes doivent être calculées conformément à l'approche de calcul choisie (voir 2.4.7.3) et à l'état limite considéré.

(10) La valeur de la pression des terres à l'état limite ultime diffère généralement de sa valeur à l'état limite de service. Ces deux valeurs sont déterminées par deux calculs fondamentalement différents. Par conséquent, lorsqu'elle est choisie comme action, la pression des terres peut ne pas avoir une seule valeur caractéristique.

(11)P Dans le cas des soutènements de massifs rocheux, les calculs de la pression des terres doivent tenir compte de l'effet des discontinuités, en faisant particulièrement attention à leur orientation, à leur espacement, à leur ouverture et aux propriétés mécaniques des éventuels matériaux de remplissage des joints.

(12)P Lorsque c'est approprié, on doit tenir compte du potentiel de gonflement du terrain lorsque l'on calcule les pressions sur un ouvrage de soutènement.

9.5.2 Valeurs de la pression des terres au repos

(1)P Lorsqu'il ne se produit aucun mouvement relatif du mur ou écran par rapport au terrain, la pression des terres doit être calculée à partir de l'état de contraintes au repos. La détermination de l'état des contraintes au repos doit tenir compte de l'histoire des contraintes dans le terrain.

(2) Dans les sols normalement consolidés, il convient normalement d'admettre que le terrain est dans les conditions dites de repos derrière un ouvrage de soutènement lorsque le mouvement de l'ouvrage est inférieur à $5 \cdot 10^{-4} h$.

(3) Pour un sol à surface horizontale, il convient de déterminer le coefficient de pression des terres au repos K_0 au moyen de la formule :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \sqrt{R_{oc}} \quad \dots (9.1)$$

Il n'est pas conseillé d'utiliser cette formule pour les valeurs élevées du rapport de surconsolidation R_{oc} .

(4) Lorsque le terrain est incliné vers le haut à partir du mur ou de l'écran avec un angle $\beta \leq \varphi'$ par rapport à l'horizontale, la composante horizontale de la pression des terres effectives σ'_{ho} peut être reliée à la pression verticale effective q' des terres au moyen du rapport $K_{0;\beta}$ égal à :

$$K_{0;\beta} = K_0 \cdot (1 + \sin \beta) \quad \dots (9.2)$$

Il convient alors d'admettre que la direction de la force résultante est parallèle à la surface du terrain.

9.5.3 Valeurs limites de la pression des terres

(1)P Les valeurs limites de la pression des terres doivent être déterminées en tenant compte du mouvement relatif du sol et de l'ouvrage de soutènement lors de la rupture et de la forme correspondante de la surface de rupture.

(2) Pour les fortes valeurs de l'angle de frottement interne φ et du paramètre d'interface δ entre le soutènement et le terrain, les valeurs limites de la pression des terres obtenues en utilisant des surfaces de rupture planes peuvent être significativement différentes des valeurs obtenues en utilisant des surfaces de rupture courbes et conduire à des résultats qui ne sont pas du côté de la sécurité.

NOTE L'annexe C fournit quelques données sur les mouvements relatifs qui conduisent aux valeurs limites des pressions des terres.

(3) Lorsque des butons, ancrages ou éléments similaires limitent les mouvements de l'ouvrage de soutènement, il convient de considérer que les valeurs limites de poussée et de butée et leurs distributions ne sont pas nécessairement les plus défavorables.

9.5.4 Valeurs intermédiaires de la pression des terres

(1)P Des valeurs intermédiaires de la pression des terres peuvent exister lorsque les mouvements du mur ou de l'écran ne sont pas suffisants pour mobiliser les valeurs limites. La détermination des valeurs intermédiaires de la pression des terres doit tenir compte de l'importance du mouvement du mur ou de l'écran et de sa direction par rapport au terrain.

NOTE L'annexe C, figure C.3, donne un diagramme qui peut être utilisé pour déterminer les pressions passives (de butée) mobilisées.

(2) Les valeurs intermédiaires de la pression des terres peuvent être calculées en utilisant, par exemple, des règles empiriques variées, des méthodes de calcul au module de réaction ou des méthodes de calcul en éléments finis.

9.5.5 Effets du compactage

(1)P La détermination des pressions des terres derrière un ouvrage de soutènement doit tenir compte des pressions supplémentaires créées par la mise en place du remblai et des procédures adoptées pour le compacter.

NOTE Les mesures indiquent que les pressions supplémentaires dépendent de l'énergie de compactage appliquée, de l'épaisseur des couches compactées et de l'itinéraire des déplacements de l'engin de compactage. Il se peut que la pression horizontale sur le mur ou de l'écran dans une couche diminue lorsque la couche suivante est mise en place et compactée. Lorsque le remblaiement est terminé, la surpression n'agit normalement que sur la partie supérieure du mur ou de l'écran.

(2)P Des procédures de compactage appropriées doivent être spécifiées afin d'éviter des pressions des terres excessives qui pourraient provoquer des mouvements inacceptables de l'ouvrage.

9.6 Pressions d'eau

(1)P La détermination des pressions d'eau caractéristiques et de calcul doit tenir compte des niveaux d'eau au-dessus du terrain et dans le terrain.

(2)P Lors de la vérification des états limites ultimes et de service, les pressions d'eau doivent être prises en compte dans les combinaisons d'actions conformément aux paragraphes 2.4.5.3 et 2.4.6.1, en tenant compte des risques potentiels indiqués dans l'alinéa 9.4.1(5).

(3)P Pour les ouvrages soutenant des sols de perméabilité moyenne ou faible (limons et argiles), on doit admettre que des pressions d'eau agissent derrière le mur ou l'écran. À moins qu'un système de drainage fiable ne soit installé (alinéa 9.4.2(1)P) ou que des mesures soient prises pour empêcher les infiltrations d'eau, on doit admettre que les valeurs des pressions d'eau correspondent à une nappe dont le toit est à la surface du massif soutenu.

(4)P Lorsque des variations brusques du niveau de l'eau libre extérieure peuvent se produire, la condition transitoire existant juste après la modification du niveau de l'eau et la condition d'équilibre finale doivent être toutes deux examinées.

(5)P Si aucune disposition spéciale n'est prise pour drainer le terrain ou pour empêcher l'écoulement, les effets éventuels du remplissage par l'eau de fissures de traction ou de retrait doivent être considérés.

9.7 Calcul à l'état limite ultime

9.7.1 Généralités

(1)P Le dimensionnement des ouvrages de soutènement doit être vérifié à l'état limite ultime pour les situations de calcul appropriées à cet état, suivant les spécifications du 9.3.3, en utilisant les valeurs de calcul des actions ou des effets des actions et des résistances.

(2)P Tous les modes de comportement limite appropriés doivent être considérés. Au minimum, on doit de tenir compte de tous les modes limites représentés sur les figures 9.1 à 9.6 pour les ouvrages de soutènement les plus courants.

(3)P Les calculs pour les états limites ultimes doivent établir que l'équilibre peut être atteint en utilisant les valeurs de calcul des actions ou effets d'actions et des résistances ou propriétés de résistance des matériaux, comme spécifié dans le article 2.4. La compatibilité des déformations des matériaux doit être prise en compte lors de l'estimation des valeurs de calcul des propriétés de résistance ou des résistances.

(4)P La plus défavorable des valeurs de calcul maximale ou minimale doit être utilisée pour les propriétés de résistance ou la résistance du terrain.

(5) On peut utiliser des méthodes de calcul qui redistribuent la pression des terres en fonction des déplacements relatifs et des rigidités du terrain et des éléments de structure.

(6)P Pour les sols fins, on doit tenir compte du comportement à court terme et du comportement à long terme.

(7)P Pour les murs ou écrans soumis à des pressions d'eau différentielles, la sécurité vis-à-vis de la rupture par soulèvement hydraulique et érosion régressive doit être vérifiée.

9.7.2 Stabilité globale

(1)P Les principes de la section 11 doivent être appliqués de façon appropriée afin de démontrer qu'il ne se produira pas d'instabilité d'ensemble et que les déformations correspondantes sont suffisamment petites.

(2) Au minimum, Il convient de tenir compte des modes limites représentés sur la figure 9.1, en tenant compte des risques de rupture progressive et de liquéfaction.

9.7.3 Rupture du sol de fondation des murs-poids

(1)P Les principes de la section 6 doivent être appliqués de façon appropriée afin de démontrer que l'on est suffisamment loin des conditions de rupture du sol de fondation et que les déformations correspondantes seront suffisamment petites. Aussi bien le défaut de capacité portante que le glissement du mur doivent être considérés.

(2) Au minimum, il convient de tenir compte des modes limites représentés sur la figure 9.2.

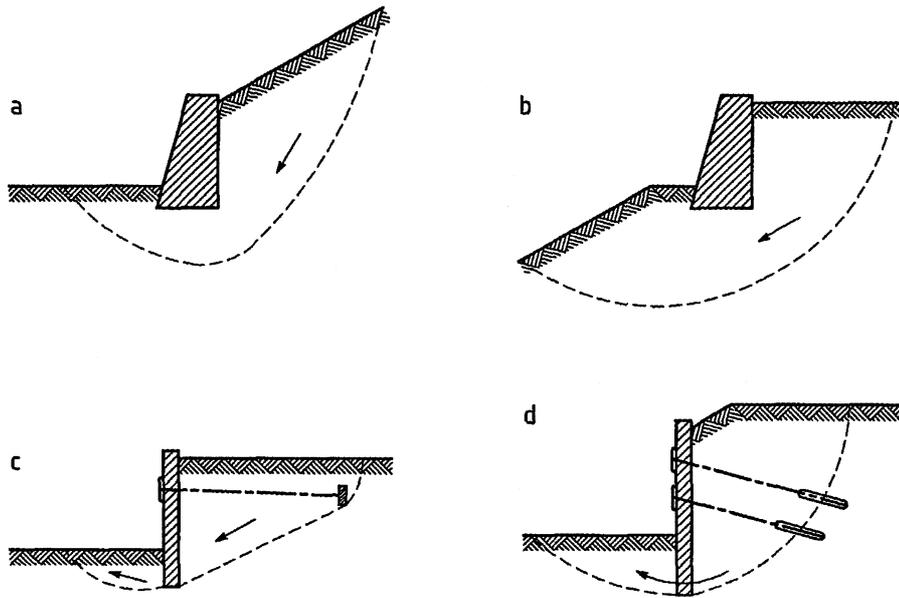


Figure 9.1 — Exemples de modes limites pour la stabilité d'ensemble des ouvrages de soutènement

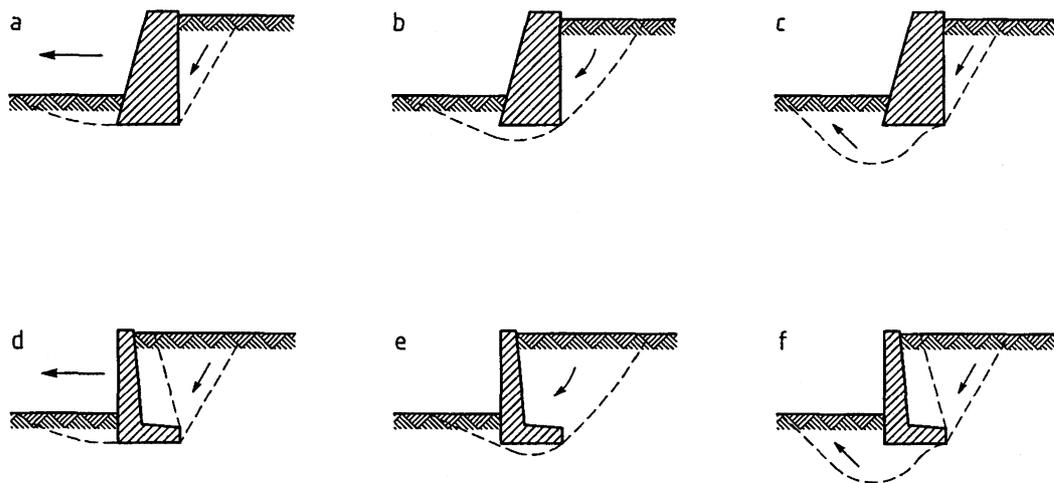


Figure 9.2 — Exemples de modes limites pour les ruptures du sol de fondation des murs-poids

9.7.4 Rupture rotationnelle des écrans de soutènement

(1)P Il doit être démontré par des calculs d'équilibre que les écrans de soutènement pénètrent suffisamment dans le terrain pour éviter une rupture rotationnelle.

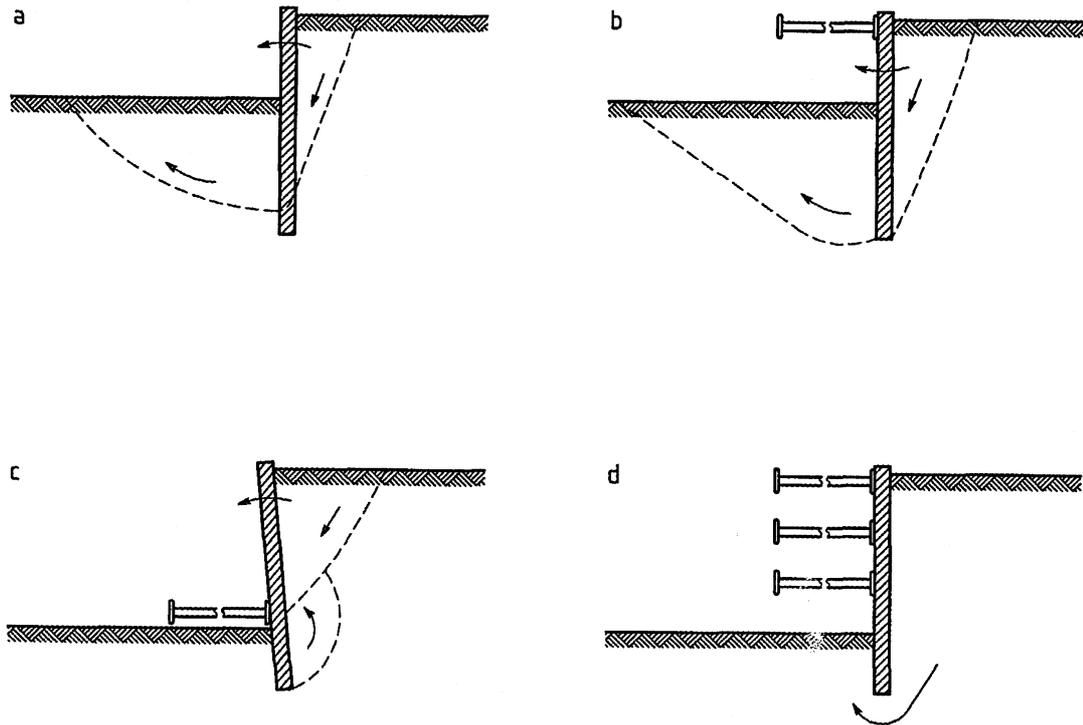


Figure 9.3 — Exemples de modes limites pour la rupture rotationnelle des écrans de soutènement

(2) Au minimum, il convient de tenir compte des modes limites représentés sur la figure 9.3.

(3)P L'intensité et la direction de calcul de la contrainte de cisaillement entre le sol et l'écran doivent être compatibles avec le déplacement vertical relatif qui se produirait dans la situation de calcul considérée.

9.7.5 Rupture verticale des écrans de soutènement

(1)P Il doit être démontré que l'équilibre vertical peut être obtenu en utilisant les valeurs de calcul des résistances ou propriétés de résistance des sols et des forces verticales exercées sur l'écran.

(2) Au minimum, il convient de tenir compte du mode limite représenté sur la figure 9.4.

(3)P Lorsque l'on tient compte d'un mouvement de l'écran vers le bas, on doit utiliser les valeurs de calcul maximales des forces de précontrainte, telles que celles dues aux ancrages, qui possèdent une composante verticale dirigée vers le bas.

(4)P L'amplitude et la direction de calcul des contraintes de cisaillement entre le sol et l'écran doivent être compatibles avec celles utilisées pour la vérification des équilibres vertical et rotationnel.

(5)P Lorsque l'écran sert de fondation pour une structure, son équilibre vertical doit être vérifié en appliquant les principes de la section 6.

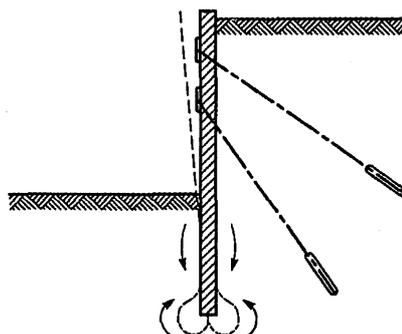


Figure 9.4 — Exemple de mode limite pour la rupture verticale des écrans de soutènement

9.7.6 Calcul des éléments de structure des ouvrages de soutènement

(1)P Les ouvrages de soutènement et leurs éléments de structure porteurs tels que les ancrages et les butons doivent être vérifiés vis-à-vis de la rupture des éléments de structure conformément aux spécifications de l'article 2.4 et des normes EN 1992, EN 1993, EN 1995 et EN 1996.

(2) Au minimum, il convient de tenir compte des modes limites représentés sur la figure 9.5.

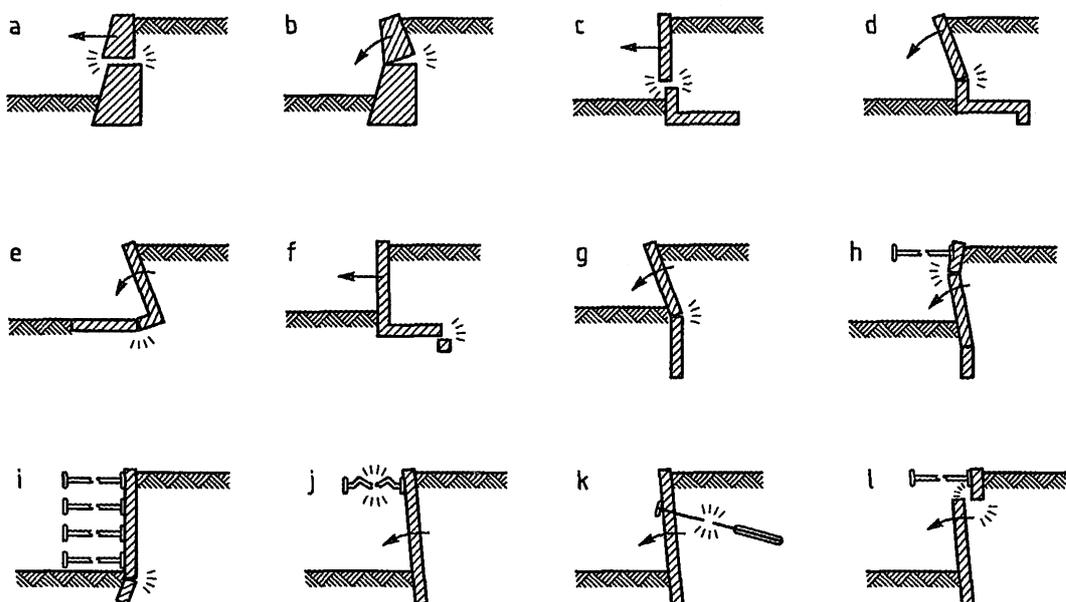


Figure 9.5 — Exemples de modes limites pour la rupture des éléments de structure des ouvrages de soutènement

(3)P Pour chaque état limite ultime, il doit être démontré que les résistances requises peuvent être mobilisées dans le terrain et dans l'ouvrage avec des déformations compatibles.

(4) Dans les éléments de structure, il convient de tenir compte de la réduction de la résistance en fonction de la déformation due à des effets tels que la fissuration des sections non renforcées, les grandes rotations des rotules plastiques ou le flambage local des sections en acier, conformément aux normes EN 1992 à EN 1996 et EN 1999.

9.7.7 Rupture par arrachement des ancrages

(1)P Il doit être démontré que l'équilibre peut être obtenu sans rupture par arrachement des ancrages.

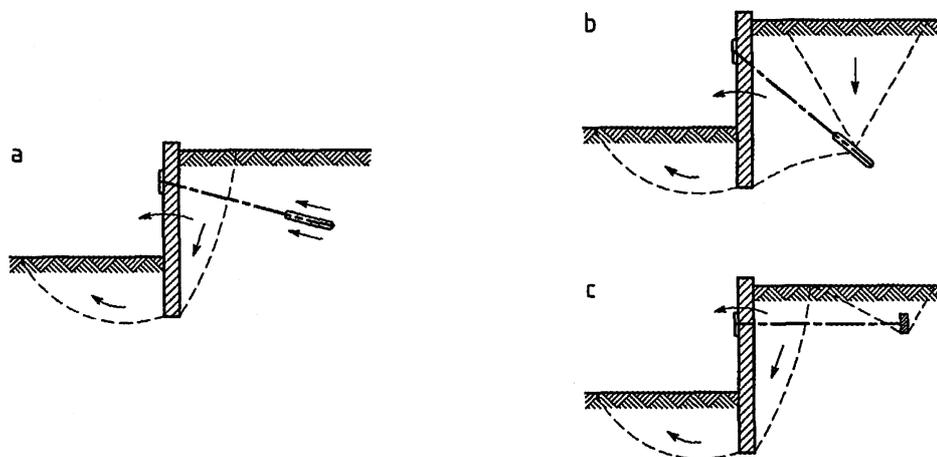


Figure 9.6 — Exemples de modes limites pour la rupture par arrachement des ancrages

- (2)P Les ancrages doivent être calculés selon les indications de la section 8.
- (3) Au minimum, il convient de tenir compte des modes de rupture représentés sur la figure 9.6 (a,b).
- (4) Pour les ancrages à «corps-mort», il convient de tenir compte aussi du mode de rupture représenté sur la figure 9.6 (c).

9.8 Calcul à l'état limite de service

9.8.1 Généralités

- (1)P Le dimensionnement des ouvrages de soutènement doit être vérifié vis-à-vis des états limites de service, en utilisant les situations de calcul appropriées telles qu'elles sont spécifiées dans le 9.3.3.
- (2)P Les valeurs de calcul des pressions des terres aux états limites de service doivent être établies en utilisant les valeurs caractéristiques de tous les paramètres des sols.
- (3)P On doit utiliser des valeurs égales aux valeurs caractéristiques des surcharges permanentes derrière l'ouvrage de soutènement.
- (4) Pour l'évaluation des valeurs de calcul des pressions des terres, il convient de tenir compte des contraintes initiales, de la rigidité et de la résistance du terrain et de la rigidité des éléments de structure
- (5) Il convient d'établir les valeurs de calcul des pressions des terres en tenant compte de la déformation admissible de la structure à son état limite de service. Ces pressions ne sont pas nécessairement des valeurs limites.

9.8.2 Déplacements

- (1)P Les valeurs limites des déplacements admissibles pour les ouvrages de soutènement et le terrain adjacent doivent être établies conformément au 2.4.8, en prenant en compte la tolérance des structures et des équipements que supporte l'ouvrage vis-à-vis des déplacements.
- (2)P Une estimation prudente de la distorsion et du déplacement des ouvrages de soutènement, et de leurs effets sur les structures et équipements qu'ils supportent, doit toujours être faite à partir d'expériences comparables. Cette estimation doit comprendre les effets des travaux de construction. Le dimensionnement peut être justifié en vérifiant que les déplacements estimés ne dépassent pas les valeurs limites.
- (3)P Lorsque l'estimation prudente initiale des déplacements dépasse les valeurs limites, le dimensionnement doit être justifié par une étude plus détaillée comportant des calculs de déplacement.
- (4)P On doit examiner dans quelle mesure les actions variables, comme les vibrations causées par les charges de circulation derrière l'ouvrage de soutènement, contribuent au déplacement de cet ouvrage.
- (5)P Une étude plus détaillée comprenant des calculs de déplacements doit être effectuée dans les cas suivants :
- lorsque les ouvrages et équipements avoisinants sont sensibles aux déplacements de façon inhabituelle ;
 - lorsque l'on ne dispose pas d'expériences comparables concluantes.
- (6) Il convient aussi de considérer l'exécution de calculs de déplacements dans les cas suivants :
- lorsque le mur ou écran soutient plus de 6 m de sol cohérent de faible plasticité ;
 - lorsque le mur ou écran soutient plus de 3 m de sols de forte plasticité ;
 - lorsque le mur ou écran repose sur de l'argile molle ou est en contact avec de l'argile molle.
- (7)P Les calculs de déplacements doivent tenir compte de la rigidité du sol et des éléments de la structure de l'ouvrage, ainsi que du phasage de l'exécution des travaux.
- (8) Le comportement des matériaux admis pour les calculs de déplacements doit être étalonné par une expérience comparable avec le même modèle de calcul. Si l'on admet un comportement linéaire, les rigidités attribuées au terrain et aux matériaux des structures doivent être adaptées aux niveaux de déformation calculés. On peut aussi utiliser des modèles de comportement complets pour les matériaux.
- (9)P Les effets des vibrations sur les déplacements doivent être considérés en tenant compte du 6.6.4.

Section 10 Rupture d'origine hydraulique

10.1 Généralités

(1)P Les dispositions de cette section s'appliquent à quatre modes de rupture du terrain induits par la pression ou l'écoulement de l'eau interstitielle, qui doivent être vérifiés lorsque c'est pertinent :

- rupture par soulèvement hydraulique global dû à la poussée d'Archimède ;
- rupture par soulèvement hydraulique dû à l'annulation des contraintes effectives verticales ;
- rupture par érosion interne ;
- rupture par érosion régressive.

NOTE 1 Le soulèvement par poussée d'Archimède se produit lorsque la pression de l'eau sous une structure ou une couche de terrain de faible perméabilité devient supérieure à la contrainte verticale moyenne (due à la structure et/ou aux couches de terrain sus-jacentes).

NOTE 2 Ce mode de rupture se produit lorsque des forces d'écoulement dirigées vers le haut s'opposent au poids du sol, réduisant à zéro la contrainte effective verticale. Les particules du sol sont alors entraînées vers le haut par l'écoulement de l'eau et la rupture se produit par bouillonnement.

NOTE 3 La rupture par érosion interne est produite par le transport de particules de sol à l'intérieur d'une couche, à l'interface de deux couches ou à l'interface du sol et d'une structure. Cette érosion peut évoluer en érosion régressive et conduire à l'effondrement de la structure du sol.

NOTE 4 La rupture par érosion régressive est une forme particulière de rupture par érosion interne, par exemple d'un réservoir d'eau où l'érosion commence à la surface puis régresse jusqu'à ce qu'un tunnel en forme de tuyau se forme dans la masse du sol ou entre le sol et une fondation ou à l'interface entre des couches de sols cohérent et non cohérent. La rupture se produit dès que l'extrémité amont du tunnel érodé atteint le fond du réservoir.

NOTE 5 Les conditions d'une rupture hydraulique dans le terrain peuvent être exprimées en termes de contraintes totales et de pression interstitielle ou en termes de contraintes effectives et de gradient hydraulique. L'analyse en contraintes totales est appliquée à la rupture par soulèvement hydraulique. Pour la rupture par annulation des contraintes effectives verticales, les approches en contraintes totales et en contraintes effectives sont appliquées. Des conditions sont imposées au gradient hydraulique afin de maîtriser l'érosion interne et l'érosion régressive.

(2) Dans les situations où les pressions interstitielles sont hydrostatiques (gradient hydraulique négligeable) il n'est pas nécessaire de vérifier autre chose que le soulèvement hydraulique global (par poussée d'Archimède).

(3)P La détermination des gradients hydrauliques, des pressions interstitielles ou des forces d'écoulement doit tenir compte de :

- la variation de la perméabilité du sol dans l'espace et dans le temps ;
- les variations des niveaux d'eau et des pressions interstitielles au cours du temps ;
- les modifications éventuelles des conditions aux limites (par exemple, une excavation à l'aval).

(4) Il convient de tenir compte du fait que la stratification appropriée du sol peut être différente pour des mécanismes de rupture différents.

(5)P Lorsque le soulèvement par annulation des contraintes effectives verticales, par érosion régressive ou érosion interne présente un danger important pour l'intégrité d'un ouvrage géotechnique, des mesures doivent être prises pour réduire le gradient hydraulique.

(6) Les mesures les plus couramment adoptées pour réduire l'érosion ou éviter une rupture d'origine hydraulique sont :

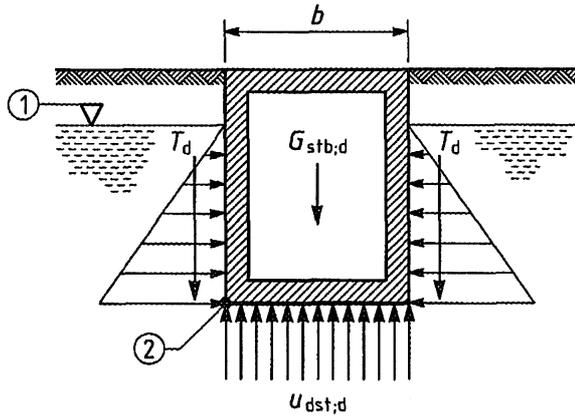
- l'allongement du chemin de drainage au moyen d'écrans ou d'épaulements ;
- la modification du projet de façon à résister aux pressions ou aux gradients ;
- la maîtrise de l'écoulement ;
- l'installation de filtres de protection ;
- éviter la dispersion des argiles au moyen de filtres adéquats ;
- le revêtement des talus ;
- la création de filtres inversés ;
- l'installation de puits de décharge ;
- la réduction du gradient hydraulique.

10.2 Rupture par soulèvement hydraulique dû à la poussée d'Archimède

(1)P La stabilité d'un ouvrage ou d'une couche de terrain de faible perméabilité vis à vis du soulèvement hydraulique doit être vérifiée en comparant les actions permanentes stabilisatrices (par exemple, le poids, le frottement latéral) aux actions déstabilisatrices permanentes et variables dues à l'eau et, éventuellement, à d'autres sources. Des exemples de situations où la stabilité au soulèvement hydraulique doit être vérifiée sont donnés sur les figures 7.1 et 10.1

(2)P Le projet doit être vérifié par rapport à la rupture par soulèvement hydraulique global en utilisant l'inégalité (2.8) du 2.4.7.4. Dans cette inégalité, la valeur de calcul de la composante verticale de l'action permanente stabilisatrice $G_{stb;d}$ est, par exemple, le poids de l'ouvrage et des couches de sol, la résistance de calcul R_d est la somme, par exemple, de forces de frottement et de forces d'ancrage. La résistance au soulèvement par frottement ou par des forces d'ancrages peut aussi être traitée comme une action verticale permanente stabilisatrice ($G_{stb;d}$). La valeur de calcul de la composante verticale des actions déstabilisatrices permanentes et variables $V_{dsb;d}$ est la somme de la force due aux pressions d'eau appliquées sous l'ouvrage (parties permanentes et variables) et des autres forces dirigées vers le haut.

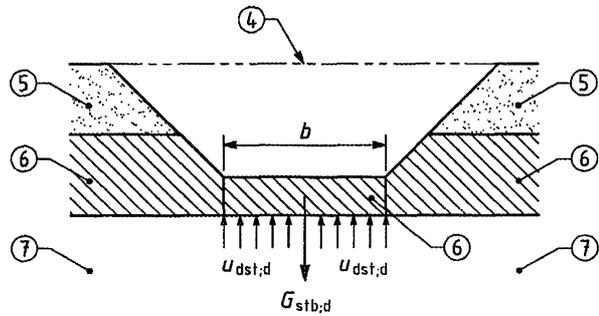
(3) Dans les cas simples, la vérification de l'équation (2.8) en termes de forces peut être remplacée par une vérification en termes de contraintes totales et de pressions interstitielles.



a) Soulèvement d'un ouvrage creux enterré

Légende

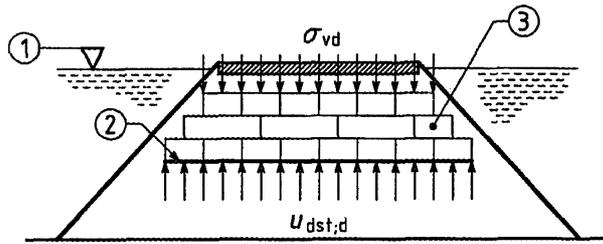
- 1 Niveau de la nappe (dans le terrain)
- 2 Surface imperméable



c) Soulèvement du fond d'une excavation

Légende

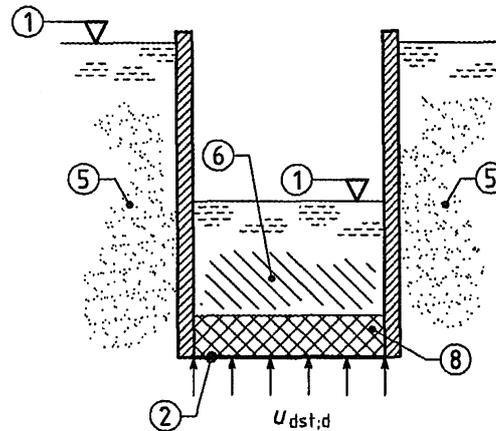
- 4 Surface du sol avant travaux
- 5 Sable
- 6 Argile
- 7 Gravier



b) Soulèvement d'un remblai léger pendant des inondations

Légende

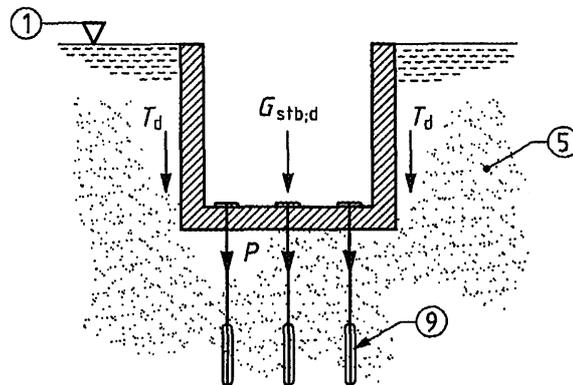
- 1 Niveau de la nappe (dans le terrain)
- 2 Surface imperméable
- 3 Matériau de remblai léger



d) Exécution d'un radier sous l'eau

Légende

- 1 Niveau de la nappe (dans le terrain)
- 2 Surface imperméable
- 5 Sable
- 6 Sable
- 8 Sable injecté



e) Structure ancrée pour résister au soulèvement

Légende

- 1 Niveau de la nappe (dans le terrain)
- 5 Sable
- 9 Ancre

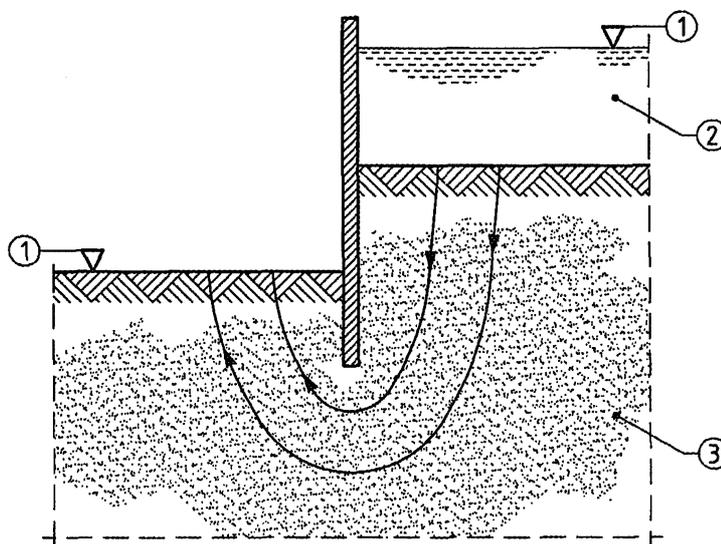
Figure 10.1 — Exemples de situations où le soulèvement hydraulique dû à la poussée d'Archimède peut être critique

- (4) Les mesures les plus communément adoptées pour résister à une rupture par soulèvement sont les suivantes :
- augmenter le poids de l'ouvrage ;
 - diminuer la pression de l'eau sous l'ouvrage, par drainage ;
 - ancrer l'ouvrage dans les couches sous-jacentes.

(5)P Lorsque des pieux ou des ancrages sont utilisés pour résister à une rupture par soulèvement, leur dimensionnement doit être vérifié selon les règles des paragraphes 7.6.3 ou 8.5, respectivement, en utilisant les facteurs partiels donnés au 2.4.7.4.

10.3 Rupture par annulation des contraintes effectives verticales

(1)P La stabilité du sol contre une rupture par annulation des contraintes effectives doit être vérifiée en utilisant soit l'équation (2.9a) soit l'équation (2.9b) pour chaque colonne de sol appropriée. L'équation (2.9a) exprime la condition de stabilité en termes de contraintes totales et de pressions interstitielles. L'équation (2.9b) exprime la même condition en termes de contraintes effectives et de surpressions interstitielles. Un exemple de situation où l'on doit vérifier la stabilité vis à vis de l'annulation des contraintes effectives verticales est donné sur la figure 10.2.



Légende

- 1 Niveau de l'excavation (gauche) ; niveau de la nappe (droite)
- 2 Eau
- 3 Sable

Figure 10.2 — Exemple de situation où le soulèvement du sol par annulation des contraintes effectives verticales peut être critique

(2)P La détermination de la valeur caractéristique de la pression interstitielle doit tenir compte de toutes les conditions défavorables possibles, telles que :

- de fines couches de sol peu perméable ;
- des effets spatiaux d'excavations étroites, circulaires ou rectangulaires sous l'eau.

NOTE 1 Lorsque le sol a une cohésion importante, le mode de rupture passe d'une rupture par annulation des contraintes effectives à une rupture par soulèvement (poussée d'Archimède). La stabilité est alors vérifiée en utilisant les spécifications de l'article 10.2, où des forces résistantes complémentaires peuvent être ajoutées au poids.

NOTE 2 La stabilité vis à vis de l'annulation des contraintes effectives verticales ne protège par nécessairement contre l'érosion interne, qui doit être vérifiée indépendamment, lorsque c'est approprié.

(3) Les mesures les plus communément adoptées pour résister à une rupture par annulation des contraintes effectives verticales sont :

- la diminution de la pression de l'eau sous le massif de sol soumis à ce mode de rupture ;
- l'augmentation du poids qui s'oppose à la rupture.

10.4 Érosion interne

(1)P Des critères de filtre doivent être appliqués pour limiter le danger de transport de particules par érosion interne.

(2)P Lorsqu'un état limite ultime peut être atteint par érosion interne, des mesures telles que la protection par des filtres doivent être appliquées à la surface libre du terrain.

(3) Il convient en général de réaliser la protection par filtre en utilisant un sol naturel non cohérent qui remplit les critères de justification adéquats pour les matériaux de filtre. Dans certains cas, il peut être nécessaire de mettre en place plus d'une couche de filtre afin que les modifications de la granularité soit progressives et assurent une protection suffisante tant pour le sol que pour les couches du filtre.

(4) De façon alternative, des nappes filtrantes artificielles, par exemple des géotextiles, peuvent être utilisées à condition d'établir qu'elles empêchent suffisamment le transport des particules fines

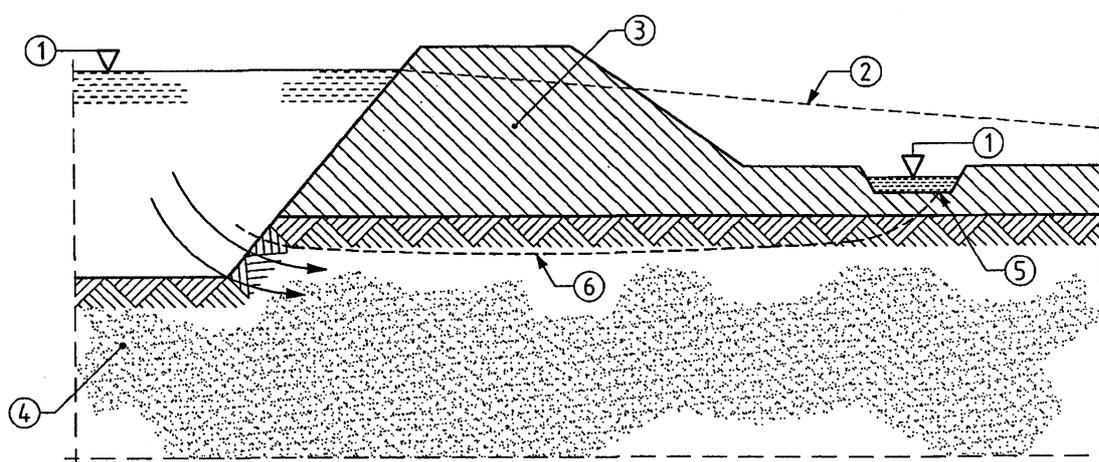
(5)P Si les critères de filtre ne sont pas satisfaits, on doit vérifier que le gradient hydraulique de calcul est suffisamment inférieur à la valeur du gradient pour laquelle les particules du sol commencent à se déplacer.

(6)P La valeur critique du gradient hydraulique critique pour l'érosion interne doit être établie en tenant compte au minimum des éléments suivants :

- la direction de l'écoulement ;
- la courbe granulométrique et la forme des particules ;
- la stratification du sol.

10.5 Rupture par érosion régressive

(1)P Lorsque les conditions hydrauliques et de sol existantes peuvent conduire au développement d'un mécanisme d'érosion régressive (voir figure 10.3) et lorsque l'érosion régressive met en danger la stabilité ou l'aptitude au service d'un ouvrage hydraulique, des mesures prescriptives doivent être prises pour prévenir l'initiation du processus d'érosion régressive, soit par la mise en place de filtres, soit par des mesures structurelles pour maîtriser ou bloquer l'écoulement de l'eau dans le terrain.



Légende

- 1 Niveau de nappe externe
- 2 Niveau piézométrique dans le substratum perméable
- 3 Sol peu perméable
- 4 Substratum perméable
- 5 Point de départ possible pour l'érosion régressive
- 6 Tunnel d'érosion régressive possible

Figure 10.3 — Exemple de conditions qui peuvent provoquer une érosion régressive

NOTE Les mesures structurelles suivantes sont adaptées :

- l'application de bermes sur le côté terre d'un remblai retenant de l'eau, en éloignant le point de départ possible de l'érosion régressive de l'ouvrage et en diminuant le gradient hydraulique en ce point ;
- la mise en place sous la base d'un ouvrage hydraulique d'un écran imperméable qui bloque l'écoulement de l'eau ou qui augmente la longueur du chemin de drainage, en diminuant le gradient hydraulique jusqu'à une valeur assurant la sécurité.

(2)P Pendant les périodes de conditions hydrauliques extrêmement défavorables, comme les crues, les zones sensibles à l'érosion régressive doivent être inspectées régulièrement, afin de pouvoir prendre sans délai les mesures de protection nécessaires. Les matériaux nécessaires pour mettre en œuvre ces mesures doivent être stockés à proximité.

(3)P Les ruptures par érosion régressive doivent être évitées en créant une résistance suffisante à l'érosion interne du sol dans les zones où l'eau peut s'écouler hors du sol.

(4) De telles ruptures peuvent être évitées en assurant :

- une sécurité suffisante par rapport à la rupture par annulation des contraintes effectives verticales lorsque le sol est horizontal ;
- une stabilité suffisante des couches de surface dans le cas de terrains en pente (stabilité locale de la pente).

(5)P Lorsque l'on détermine les conditions d'écoulement de l'eau hors du sol pour vérifier la stabilité vis à vis d'une rupture par annulation des contraintes effectives verticales ou par instabilité locale de la pente, on doit prendre en compte le fait que les joints ou interfaces entre l'ouvrage et le terrain peuvent devenir des chemins de drainage préférentiels.

Section 11 Stabilité générale

11.1 Généralités

(1)P Les dispositions de cette section doivent être appliquées à la stabilité générale des terrains naturels et remblais, autour des fondations, des ouvrages de soutènements, des pentes naturelles, des remblais et des excavations.

(2) Il convient de tenir compte des clauses concernant la stabilité générale des types d'ouvrages traités dans les articles 6 à 10 et 12.

11.2 États limites

(1)P Tous les états limites possibles du terrain concerné doivent être pris en considération afin de remplir les exigences fondamentales de stabilité, de limitation des déformations, de durabilité et de limitation des mouvements des ouvrages ou réseaux voisins.

(2) Quelques états limites possibles sont listés ci-après :

- perte d'équilibre global du terrain et des structures associées ;
- mouvements excessifs du terrain à cause de déformations de cisaillement, de tassements, de vibrations ou de soulèvements ;
- dommages ou mise hors service de structures, de routes ou de réseaux voisins, à cause des mouvements du terrain.

11.3 Actions et situations de calcul

(1) Il convient de tenir compte de la liste de la clause 2.4.2(4) lorsque l'on choisit les actions pour le calcul des états limites.

(2)P Les effets des circonstances suivantes doivent être pris en compte, lorsque c'est approprié :

- les processus de construction ;
- les nouvelles pentes ou structures sur le site ou à proximité ;
- les mouvements antérieurs ou en cours du terrain, provenant de différentes sources ;
- les vibrations ;
- les variations du climat, y compris les changements de température (gel et dégel), les sécheresses et les fortes pluies ;
- la végétation et son enlèvement ;
- les activités humaines ou animales ;
- les variations de la teneur en eau ou de pression interstitielle ;
- l'action des vagues.

(3)P Aux états limites ultimes, les niveaux de calcul des masses d'eau libre et des eaux souterraines, ou leurs combinaisons, doivent être choisis en tenant compte des données hydrologiques et des observations faites in situ, afin de déterminer les conditions les plus défavorables qui puissent se produire dans la situation de calcul considérée. La possibilité de ruptures de drains, de filtres ou de dispositifs d'étanchéité doit être considérée.

(4) La possibilité qu'un canal ou un réservoir soit vide pour permettre son entretien, ou à cause d'une rupture de digue, doit aussi être prise en considération. Pour les états limites de service, on peut utiliser des niveaux d'eau ou des pressions interstitielles plus typiques et moins sévères,

(5) Pour les pentes en bord d'eau, les conditions hydrauliques les plus défavorables sont normalement l'écoulement permanent pour le niveau d'eau le plus élevé dans le sol et la vidange rapide du niveau de l'eau libre.

(6)P Lorsque l'on établit les distributions de calcul des pressions interstitielles, on doit tenir compte des domaines de variations possibles de l'anisotropie de la perméabilité et de la variabilité du terrain.

11.4 Considérations relatives au calcul et à la construction

(1)P La stabilité générale d'un site et les mouvements des terrains naturels ou d'origine anthropique doivent être vérifiés en tenant compte d'expériences comparables, conformément au 1.5.2.2.

(2)P La stabilité générale et les mouvements des terrains où se trouvent des bâtiments existants, de nouvelles structures, des pentes ou des excavations doit être considérée.

(3) Dans les cas où la stabilité du terrain ne peut être clairement vérifiée avant le calcul de l'ouvrage, il convient de spécifier des reconnaissances complémentaires, des mesures et des analyses selon les indications de l'article 11.7.

(4) Une liste d'ouvrages typiques pour lesquels il convient d'effectuer une analyse de la stabilité générale est donnée ci-après :

- les ouvrages de soutènement ;
- les excavations, les pentes et les remblais ;
- les fondations sur les terrains en pente, les pentes naturelles et les remblais ;
- les fondations proches d'une excavation, d'une tranchée, d'un ouvrage souterrain ou d'un rivage.

NOTE Les problèmes de stabilité ou les mouvements de fluage se produisent principalement dans les sols cohérents dont la surface est en pente. Toutefois, des instabilités peuvent aussi se produire dans les sols sans cohésion et les roches fissurées dans les pentes dont l'inclinaison, qui peut être déterminée par l'érosion, est proche de l'angle de frottement interne. Des mouvements accrus sont souvent observés lorsque les pressions interstitielles sont élevées ou près de la surface du terrain dans les cycles de gel et dégel.

(5)P Si l'on ne peut pas facilement vérifier la stabilité d'un site ou si les mouvements sont trouvés être inacceptables pour l'usage prévu du site, le site devra être jugé inadapté sans mesures de stabilisation.

(6)P Le calcul devra assurer que toutes les activités de construction prévues sur le site puissent être planifiées et exécutées de telle façon que l'occurrence d'un état limite ultime ou de service soit suffisamment improbable.

(7)P Les surfaces des pentes exposées à une érosion potentielle doivent être protégées si nécessaire, pour assurer que le niveau de sécurité sera maintenu.

(8) Il convient d'étanchéifier, planter ou protéger artificiellement les pentes. Pour les pentes avec banquettes ou risbermes, il convient d'examiner l'opportunité d'installer un système de drainage dans la berme.

(9)P Les processus de construction doivent être pris en compte dans la mesure où ils peuvent affecter la stabilité générale ou l'amplitude du mouvement.

(10) Les pentes potentiellement instables peuvent être stabilisées par :

- une couverture de béton avec ou sans ancrage ;
- une butée de gabions, avec des cages en fil de fer ou en géotextiles ;
- clouage ;
- de la végétation ;
- un système de drainage ;
- une combinaison de ce qui précède.

(11) Il convient que les calculs suivent les principes généraux des sections 8 et 9.

11.5 Calcul aux états limites ultimes

11.5.1 Analyse de la stabilité des pentes

(1)P La stabilité générale des pentes qui comportent des structures existantes, affectées ou planifiées doit être vérifiée aux états limites ultimes (GEO et STR) en utilisant les valeurs de calcul des actions, des résistances et de propriétés de résistance des matériaux, et les facteurs partiels définis dans les alinéas A.3.1(1)P, A.3.2(1)P et A.3.3.6(1)P.

NOTE Les valeurs des facteurs partiels peuvent être fixées dans l'annexe nationale. Les valeurs recommandées pour les situations permanentes et transitoires sont données dans les tableaux A.3, A.4 et A.14.

(2)P Lors de l'analyse de la stabilité générale du terrain, on doit prendre en compte tous les modes de rupture appropriés.

(3) Lorsque l'on choisit une méthode de calcul, il convient de tenir compte de ce qui suit :

- la stratification du sol ;
- l'occurrence et l'inclinaison des discontinuités ;
- les écoulements et la distribution des pressions interstitielles ;
- la stabilité à court terme et à long terme ;
- les déformations de fluage dues au cisaillement ;
- le type de rupture (surface circulaire ou non-circulaire ; éboulement ; écoulement) ;
- l'utilisation de méthodes numériques.

(4) Il convient normalement de traiter la masse de sol ou de roche limitée par la surface de rupture comme un corps solide ou comme plusieurs corps solides qui bougent simultanément. Les surfaces de rupture ou interfaces entre les corps solides peuvent avoir des formes variées, notamment planes, circulaires ou plus compliquées. On peut aussi vérifier la stabilité par analyse limite ou par la méthode des éléments finis.

(5) Lorsque le terrain ou le matériau de remblai est relativement homogène et isotrope, des surfaces de rupture circulaires peuvent normalement être adoptées.

(6) Pour les pentes dans des sols stratifiés, dont les propriétés de résistance ont des variations considérables, il convient d'accorder une attention particulière aux couches ayant les résistances les plus faibles. Cela peut nécessiter d'analyser des surfaces de rupture non circulaires.

(7) Dans les matériaux à joints, notamment les roches dures et les sols stratifiés ou fissurés, la forme de la surface de rupture peut être partiellement ou totalement gouvernée par les discontinuités. Dans ce cas, il convient normalement d'effectuer une analyse de stabilité avec des blocs tridimensionnels.

(8) Dans les pentes ayant déjà subi des ruptures, qui peuvent potentiellement se réactiver, il convient de mener l'analyse en considérant des surfaces de rupture circulaires et non circulaires. Il se peut que les facteurs partiels utilisés normalement pour les analyses de stabilité générale ne soient pas appropriés.

(9) Si l'on ne peut pas faire l'hypothèse d'une surface de rupture bi-dimensionnelle, il convient de considérer l'utilisation de surfaces de rupture tridimensionnelles.

(10) Il convient que l'analyse de stabilité vérifie la stabilité rotationnelle et verticale de la masse en glissement. Si l'équilibre horizontal n'est pas vérifié, il convient de faire l'hypothèse que les forces inter-tranches sont horizontales.

(11)P Dans les cas où une rupture combinée de parties de structure et du terrain peut se produire, l'interaction sol-structure doit être considérée en tenant compte de leurs rigidités relatives. On rencontre de telles situations lorsque des surfaces de rupture coupent des éléments de structure comme des pieux ou des parois.

NOTE Lorsque l'on analyse des pentes naturelles, on a généralement avantage à faire d'abord un calcul utilisant les valeurs caractéristiques, afin d'avoir une idée du facteur de sécurité global avant de commencer un calcul selon la norme. Il convient de tenir compte des expériences concernant des cas comparables, y compris pour les méthodes de reconnaissance,

(12) Comme il n'est pas possible de distinguer les charges de pesanteur favorables et défavorables lorsque l'on recherche la surface de glissement la plus défavorable, il est recommandé de prendre en compte les incertitudes sur les poids volumiques du terrain en utilisant des valeurs caractéristiques par excès et par défaut.

(13)P Le calcul doit montrer que la déformation du terrain sous les actions de calcul dues au fluage ou aux tassements régionaux ne provoquera pas de dommages inacceptables aux structures et infrastructures situées sur le site ou à proximité.

11.5.2 Pentés et déblais rocheux

(1)P La stabilité des pentes et déblais rocheux doit être vérifiée par rapport aux modes de rupture par translation et rotation de blocs ou de plus grands volumes du massif rocheux et aussi vis à vis des chutes de blocs. Une attention particulière doit être accordée aux pressions provoquées par le blocage de l'écoulement de l'eau dans les joints et les fissures.

2)P Les calculs de stabilité doivent être fondés sur une connaissance fiable de la distribution des discontinuités qui découpent le massif rocheux et de la résistance au cisaillement de la roche intacte et des discontinuités.

(3) Il convient de tenir compte du fait que la rupture des pentes et déblais dans les massifs de roches dures, possédant un réseau de discontinuités bien défini, fait en général intervenir :

- le glissement de blocs ou de coins de rocher ;
- le renversement de blocs ou de dalles ;
- une combinaison de renversement et de glissement,

suivant l'orientation de la pente par rapport à celle des discontinuités.

(4) Il convient de considérer que la rupture des pentes et des déblais dans les massifs de roches très fissurées et dans les roches tendres et les sols cimentés peut se développer sur des surfaces de glissement circulaires ou quasi-circulaires passant à travers des parties de roche intacte.

(5) Il est généralement recommandé d'éviter le glissement de blocs et coins isolés en réduisant la pente par l'exécution de bermes, et en installant des ancrages, des boulons et un système de drainage interne. Dans les talus de déblais, il est recommandé d'éviter le glissement en choisissant la direction et l'orientation de la pente de telle façon que les mouvements de blocs isolés soient cinématiquement impossibles.

(6) Afin de prévenir les ruptures par renversement, il est normalement recommandé de procéder par ancrage, par boulonnage ou par drainage interne.

(7) Lorsque l'on analyse la stabilité à long terme des pentes et des déblais, il convient de tenir compte des effets négatifs de la végétation et des agents polluants sur la résistance au cisaillement des discontinuités et sur la résistance de la roche intacte.

(8) Dans les massifs rocheux très fracturés, dans les pentes raides et dans les pentes sensibles aux phénomènes de renversement, de délitage, de désenrobage de blocs et d'écoulements rapides de débris, il convient de toujours analyser la possibilité de chute de blocs.

(9) Dans les cas où il n'est pas possible de prendre des dispositions fiables pour éviter les chutes de blocs rocheux, il convient d'empêcher ces chutes de blocs en mettant en place des filets, des barrières ou des dispositifs de piégeage des roches qui tombent.

(10) Il convient que le calcul des dispositifs de retenue des blocs rocheux et des éboulis qui tombent le long des pentes rocheuses soit fondé sur une analyse approfondie des trajectoires possibles des matériaux qui tombent.

11.5.3 Stabilité des excavations

(1)P La stabilité générale du terrain à proximité d'une excavation doit être vérifiée en tenant compte des matériaux excavés et des structures, routes et réseaux existants (voir Section 9).

(2)P La stabilité du fond d'une excavation doit être vérifiée en tenant compte des pressions interstitielles de calcul dans le terrain. Pour l'analyse des ruptures d'origine hydraulique, voir la section 10.

(3)P Le soulèvement du fond des excavations profondes à cause du déchargement doit être considéré.

11.6 Calcul aux états limites de service

(1)P Le calcul doit montrer que la déformation du terrain ne provoquera pas d'état limite de service dans les structures et infrastructures sur le terrain du projet et à côté.

(2) Il convient de considérer la possibilité d'affaissements du terrain provoqués par les causes suivantes :

- modifications de l'état de la nappe et des pressions interstitielles correspondantes ;
- fluage à long terme en conditions drainées ;
- perte de volume de couches profondes solubles ;
- travaux miniers ou semblables, comme l'extraction de gaz.

(3) Comme les méthodes analytiques et numériques disponibles actuellement ne fournissent en général pas de prévisions fiables de la déformation des pentes naturelles, il convient d'éviter l'occurrence des états limites de service par l'un des moyens suivants :

- limiter la résistance au cisaillement mobilisée ;
- observer les mouvements et spécifier des actions pour les réduire ou les arrêter, si nécessaire.

11.7 Surveillance

(1)P Le terrain doit être surveillé en utilisant l'équipement approprié si :

- Il n'est pas possible de prouver par le calcul ou par des mesures prescriptives que l'occurrence des états limites indiqués dans l'article 11.2 est suffisamment improbable ;
- les hypothèses faites pour les calculs ne sont pas fondées sur des données fiables.

(2) La surveillance doit être programmée pour fournir des informations sur :

- les niveaux des eaux souterraines et les pressions interstitielles dans le terrain, de façon à pouvoir faire des analyses en contraintes effectives ou les vérifier ;
- les mouvements latéraux et verticaux du terrain, afin de prédire les déformations à venir ;
- la profondeur et la forme de la surface de glissement dans un glissement en cours, afin d'en déduire les paramètres de résistance du terrain pour le dimensionnement des travaux de réparation ;
- les vitesses de mouvement, afin d'être averti d'un danger imminent ; dans ce cas, un système de lecture numérique des instruments de mesure et un système d'alarme à distance peuvent être appropriés.

Section 12 Remblais

12.1 Généralités

(1)P Les dispositions de cette section s'appliquent aux remblais de petits barrages et d'infrastructures.

(2) Pour la mise en place et la compactage des matériaux de remblai, il convient d'appliquer les dispositions de la section 5.

12.2 États limites

(1)P Une liste des états limites à vérifier dans le calcul du remblai doit être établie.

(2) Il convient de vérifier les états limites suivants :

- instabilité générale du site ;
- rupture dans la pente ou la crête du remblai ;
- rupture par érosion interne ;
- rupture par érosion de surface ou affouillement ;
- déformations du remblai le rendant inapte au service, par exemple tassements excessifs ou fissures ;
- tassements ou mouvements de fluage provoquant des dommages ou la mise hors service de structures ou réseaux voisins ;
- déformations excessives dans les zones de transition, par exemple pour le remblai d'accès à la culée d'un pont ;
- mise hors service de zones dédiées à la circulation à cause de phénomènes climatiques comme le gel et le dégel ou une extrême sécheresse ;
- fluage des pentes pendant la période de gel et dégel ;
- dégradation des matériaux des couches support de chaussée à cause des fortes charges de circulation ;
- déformations provoquées par les actions hydrauliques ;
- modifications des conditions d'environnement comme la pollution des eaux superficielles ou souterraines, le bruit ou les vibrations.

12.3 Actions et situations de calcul

(1) Lors du choix des actions pour le calcul des états limites, il convient de considérer la liste de l'alinéa 2.4.2(4).

(2) Lorsque l'on établit les actions que le remblai impose aux structures adjacentes ou à une partie renforcée du terrain, il est recommandé de tenir compte des différences de rigidité.

(3)P Les situations de calcul doivent être choisies conformément aux indications de l'article 2.2.

(4)P De plus, les situations de calcul spéciales suivantes doivent être prises en compte, lorsque c'est approprié:

- les effets du processus de construction, comme la réalisation d'excavations à proximité du remblai, les vibrations dues aux tirs d'explosifs, au battage des pieux ou aux équipements lourds ;
- les effets des structures dont la construction est prévue sur ou à côté du remblai ;
- les effets d'érosion dus au déversement, à la glace, aux vagues et à la pluie sur les talus et la crête ;
- les effets de la température, comme le retrait.

(5)P Le niveau de calcul de l'eau libre sur le talus aval du remblai et le niveau de calcul de l'eau dans le terrain ou leur combinaison doivent être déduits des données hydrologiques disponibles pour donner les conditions les plus défavorables qui puissent se produire dans la situation de calcul considérée. La possibilité d'une rupture des drains, des filtres et des étanchéités doit être considérée.

(6) Pour les remblais côtiers, il convient de considérer les conditions hydrauliques les plus défavorables. Ce sont normalement l'écoulement permanent pour le niveau le plus élevé de la nappe et la baisse rapide du niveau de l'eau libre.

(7)P Lors de l'établissement des valeurs de calcul des pression interstitielles, on doit prendre en compte l'intervalle des variations possibles de l'anisotropie et de l'hétérogénéité du sol.

(8)P Lorsque l'on calcule le remblai par rapport au tassement, la diminution des contraintes effectives dans le terrain du fait de l'enfoncement dans l'eau de la croûte sèche ou du remblai doit être prise en compte.

12.4 Considérations relatives au calcul et à la construction

(1)P Les remblais doivent être calculés en tenant compte de l'expérience acquise sur des remblais construits sur des sols semblables et faits d'un matériau de remblai semblable.

(2)P Lorsque l'on évalue le niveau de fondation d'un remblai, on doit tenir compte des points suivant, lorsqu'ils s'appliquent :

- atteindre une couche portante adéquate ou appliquer des mesures de stabilisation lorsque cela n'est pas possible ;
- fournir une protection suffisante contre les effets négatifs du climat sur la capacité portante du terrain ;
- le niveau de la nappe et le drainage du remblai ;
- éviter les effets adverses sur les structures et les réseaux adjacents ;
- atteindre des couches dont la perméabilité est suffisamment faible.

(3) Il convient que le calcul des remblais assure que :

- la capacité portante du sol est satisfaisante ;
- le drainage des différentes couches de remblai est satisfaisant ;
- la perméabilité du matériau de remblai dans les barrages est aussi faible que requis ;
- des filtres ou géosynthétiques sont spécifiés quand c'est nécessaire pour satisfaire les critères de filtre ;
- le matériau de remblai est spécifié conformément aux critères du 5.3.2.

(4)P Pour les remblais sur des terrains de faible résistance et forte compressibilité, le processus de construction doit être spécifié de façon à assurer que la capacité portante ne soit pas dépassée et que des tassements ou mouvements excessifs ne se produisent pas pendant la construction (voir 5.3.3(2)P).

(5) Lorsqu'un remblai sur sol compressible est édifié par couches, il convient de spécifier l'exécution de mesures piézométriques pour assurer que les pressions interstitielles se sont dissipées suffisamment avant de placer la couche suivante.

(6)P Pour les remblais retenant de l'eau à différents niveaux, le niveau de fondation doit être choisi en tenant compte de la perméabilité du terrain ou des mesures doivent être prises pour rendre la structure imperméable.

(7) Si l'on spécifie une amélioration du terrain, il convient de calculer le volume de terrain à améliorer avec une extension suffisante pour éviter des déformations nuisibles.

(8) Lorsque l'on détermine le poids du remblai à partir du poids volumique du matériau de remblai (voir 3.3.3), il faut veiller à intégrer les particules de remblai de dimensions supérieures à 20 mm à 60 mm dans les essais de densité. Ils sont souvent exclus et cela peut avoir un effet considérable sur le poids volumique.

(9)P Les surfaces des talus de remblai exposées à l'érosion doivent être protégées. Si le remblai a des banquettes, un système de drainage doit être spécifié pour ces banquettes.

(10) Il est recommandé de protéger les talus pendant la construction du remblai et de les planter ensuite, lorsque c'est approprié.

(11) Pour les remblais supportant du trafic, il convient d'éviter la formation de verglas sur la chaussée. La capacité thermique de la chaussée sur une couche isolante ou un remblai léger peut être assez forte pour l'éviter.

(12) Il convient de limiter à un niveau approprié la pénétration du gel à la crête d'un barrage en terre.

(13) Il convient, lors du calcul des talus de remblai, de tenir compte des mouvements de fluage qui peuvent se produire dans les talus pendant les périodes de gel et dégel, indépendamment de la stabilité des talus en conditions sèches. Ceci est particulièrement important dans les zones de transition, par exemple au niveau des culées de ponts.

12.5 Calcul aux états limites ultimes

(1)P Lorsque l'on analyse la stabilité d'une partie ou de la totalité d'un remblai, on doit tenir compte de tous les modes de rupture possibles, comme indiqué dans la section 11.

(2) Comme les remblais sont souvent construits en plusieurs phases avec des conditions de chargement différentes, il convient de faire l'analyse et de donner les dispositions correspondantes dans le rapport de calcul géotechnique.

(3)P Si l'on utilise des matériaux de remblai légers, comme le polystyrène expansé, l'argile expansée ou le béton cellulaire, la possibilité d'un soulèvement par poussée d'Archimède doit être considérée (voir section 10).

(4)P Tout calcul de remblai contenant des matériaux différents doit adopter des valeurs de résistance déterminées pour des valeurs compatibles des déformations des matériaux.

(5) Lorsqu'une route ou un cours d'eau traverse un remblai, il convient d'accorder une attention particulière à l'interaction des différents éléments de structure.

(6) Lorsque l'on analyse la stabilité d'un terrain amélioré, il convient de considérer les effets du processus d'amélioration, par exemple le remaniement des argiles molles sensibles. Comme l'effet de l'amélioration dépend du temps, il ne devrait pas être pris en compte avant qu'un état stabilisé n'ait été atteint.

(7)P Pour éviter les états limites ultimes provoqués par l'érosion superficielle, l'érosion interne ou la pression hydraulique, les dispositions des sections 10 et 11 doivent être remplies.

12.6 Calcul aux états limites de service

(1)P Le calcul doit montrer que la déformation du remblai ne provoquera pas d'états limites de service dans les remblais ou dans les structures, routes ou réseaux situés sur, dans ou près du remblai.

(2) Il convient de calculer le tassement d'un remblai sur sol compressible en suivant les principes du 6.6.1. Il convient d'accorder une attention spéciale à l'évolution au cours du temps des tassements, sous l'effet de la consolidation et des tassements secondaires.

(3) Il convient de prendre en compte la possibilité de déformations dues aux changements des conditions de nappe.

(4) Dans les cas où les déformations sont difficiles à prévoir il convient de considérer les méthodes de préchargement ou d'essai en vraie grandeur, notamment dans les cas où l'on doit éviter des états limites de service.

12.7 Surveillance

(1)P La surveillance des remblais doit suivre les dispositions de la section 4.

(2) Il convient de prévoir une surveillance des remblais dans les situations suivantes :

- lorsque l'on utilise la méthode observationnelle (voir 2.7) ;
- lorsque la stabilité d'un remblai servant de barrage dépend largement de la distribution des pressions interstitielles dans et sous le remblai ;
- lorsque des enregistrements des effets polluants du remblai ou de la circulation sont requis ;
- lorsque le contrôle des effets négatifs du remblai sur des structures ou des réseaux est requis ;
- lorsque l'érosion superficielle présente un risque considérable.

(3)P Dans les cas où un programme de surveillance est requis, le concepteur doit le présenter dans le rapport de calcul géotechnique (voir 2.8). Il doit être spécifié que les observations faites doivent être évaluées et suivies d'actions si nécessaire.

(4) Il convient qu'un programme de surveillance d'un remblai comprenne les enregistrements suivants :

- des mesures de pressions interstitielles dans et sous le remblai ;
- des mesures de tassements sous la totalité ou une partie du remblai et des structures soumises à son influence ;
- des mesures de déplacements horizontaux ;
- des vérifications des paramètres de résistance du matériau de remblai pendant la construction ;
- des analyses chimiques avant, pendant et après la construction, si un contrôle de pollution est requis ;
- des observations sur la protection contre l'érosion ;
- des contrôles de perméabilité du matériau de remblai et du sol de fondation pendant la construction ;
- la profondeur de pénétration du gel à la crête du remblai.

(5) Il convient de suivre et contrôler la construction des remblais sur sol mou et de faible perméabilité au moyen de mesures de pressions interstitielles dans les couches molles et de mesures de tassement du remblai.

Annexe A

(normative)

Facteurs partiels et de corrélation pour les états limites ultimes et valeurs recommandées

A.1 Facteurs partiels et facteurs de corrélation

(1)P Les facteurs partiels γ pour les états limites ultimes dans des situations permanentes ou transitoires et les facteurs de corrélation ξ pour les fondations sur pieux dans toutes les situations de calcul, doivent être ceux de cette annexe.

A.2 Facteurs partiels pour la vérification de l'état d'équilibre limite (EQU)

(1)P Pour la vérification de l'état d'équilibre limite (EQU), on doit appliquer aux actions les facteurs suivants :

- $\gamma_{G;dst}$ pour les actions permanentes défavorables déstabilisatrices ;
- $\gamma_{G;stb}$ pour les actions permanentes favorables stabilisatrices ;
- $\gamma_{Q;dst}$ pour les actions variables défavorables déstabilisatrices ;
- $\gamma_{Q;stb}$ pour les actions variables favorables stabilisatrices.

NOTE Les valeurs de $\gamma_{G;dst}$, $\gamma_{G;stb}$, $\gamma_{Q;dst}$ et $\gamma_{Q;stb}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être trouvées dans son annexe nationale à la norme EN 1990:2002. Les valeurs recommandées pour les bâtiments dans la norme EN 1990:2002 sont données dans le tableau A.1.

Tableau A.1 — Facteurs partiels pour les actions (γ_F)

Action	Symbole	Valeur
Permanente		
Défavorable ^{a)}	$\gamma_{G;dst}$	1,1
Favorable ^{b)}	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Variable		
Défavorable ^{a)}	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
Favorable ^{b)}	$\gamma_{Q;stb}$	0
<i>a) Déstabilisatrice.</i>		
<i>b) Stabilisatrice.</i>		

(2)P Pour la vérification de l'état d'équilibre limite (EQU), on doit utiliser les facteurs partiels γ_M suivants pour les paramètres de sols lorsque l'on inclut des résistances au cisaillement de faible importance :

- γ_ϕ pour la tangente de l'angle de frottement interne ;
- γ_c pour la cohésion drainée ;
- γ_{cu} pour la cohésion non drainée ;
- γ_{qu} pour la résistance en compression simple ;
- γ_γ pour le poids volumique.

NOTE Les valeurs de γ_ϕ , γ_c , γ_{cu} , γ_{qu} et γ_γ à utiliser dans un pays donné peuvent être trouvées dans son annexe nationale à la présente norme. Les valeurs recommandées sont données dans le tableau A.2.

Tableau A.2 — Facteurs partiels pour les paramètres du sol (γ_M)

Paramètre du sol	Symbole	Valeur
Angle de frottement interne ^{a)}	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Cohésion effective	$\gamma_{c'}$	1,25
Cohésion non drainée	γ_{cu}	1,4
Résistance en compression simple	γ_{qu}	1,4
Poids volumique	γ_{γ}	1,0
<i>a) Ce facteur est appliqué à $\tan \phi'$.</i>		

A.3 Facteurs partiels pour la vérification des états limites pour les structures (STR) et géotechnique (GEO)

A.3.1 Facteurs partiels pour les actions (γ_F) ou les effets des actions (γ_E)

(1)P Pour la vérification des états limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer les ensembles de facteurs partiels A1 ou A2 sur les actions (γ_F) ou les effets des actions (γ_E) :

- γ_G pour les actions permanentes favorables ou défavorables ;
- γ_Q pour les actions variables défavorables ou favorables.

NOTE Les valeurs de γ_G et γ_Q à utiliser dans un pays donné peuvent être trouvées dans l'annexe nationale à la norme EN 1990:2002. Les valeurs recommandées pour les bâtiments dans la norme EN 1990:2002 pour les deux ensembles A1 et A2 sont données dans le tableau A.3.

Tableau A.3 — Facteurs partiels pour les actions (γ_F) ou les effets des actions (γ_E)

Action		Symbole	Ensemble	
			A1	A2
Permanente	Défavorable	γ_G	1,35	1,0
	Favorable		1,0	1,0
Variable	Défavorable	γ_Q	1,5	1,3
	Favorable		0	0

A.3.2 Facteurs partiels pour les paramètres du sol (γ_M)

(1)P Pour la vérification des états limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer les ensembles M1 ou M2 des facteurs partiels de résistance (γ_M) suivants :

- $\gamma_{\phi'}$ pour la tangente de l'angle de frottement interne ;
- $\gamma_{c'}$ pour la cohésion effective ;
- γ_{cui} pour la cohésion non drainée ;
- γ_{qu} pour la résistance en compression simple ;
- γ_{γ} pour le poids volumique.

NOTE Les valeurs de $\gamma_{\phi'}$, $\gamma_{c'}$, γ_{cu} , γ_{qu} et γ_{γ} à utiliser dans un pays donné peuvent être trouvées dans son annexe nationale à la présente norme. Les valeurs recommandées pour les deux ensembles $M1$ et $M2$ sont données dans le tableau A.4.

Tableau A.4 — Facteurs partiels pour les paramètres du sol (γ_M)

Paramètres du sol	Symbole	Ensemble	
		$M1$	$M2$
Angle de frottement interne ^{a)}	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Cohésion effective	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Cohésion non drainée	γ_{cu}	1,0	1,4
Compression simple	γ_{qu}	1,0	1,4
Poids volumique	γ_{γ}	1,0	1,0
<i>a) Ce facteur est appliqué à $\tan \phi'$.</i>			

A.3.3 Facteurs partiels de résistance (γ_R)

A.3.3.1 Facteurs partiels de résistance pour les fondations superficielles

(1)P Pour les fondations superficielles et la vérification des états limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer les ensembles $R1$, $R2$, ou $R3$ de facteurs partiels de résistance (γ_R) :

- $\gamma_{R;v}$ pour la portance ;
- $\gamma_{R;h}$ pour la résistance au glissement.

NOTE Les valeurs de $\gamma_{R;v}$, et $\gamma_{R;h}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être trouvées dans son annexe nationale à la présente norme. Les valeurs recommandées pour les trois ensembles de paramètres $R1$, $R2$ et $R3$ sont données dans le tableau A.5.

Tableau A.5 — Facteurs partiels de résistance (γ_R) pour les fondations superficielles

Résistance	Symbole	Ensemble		
		$R1$	$R2$	$R3$
Portance	$\gamma_{R;v}$	1,0	1,4	1,0
Glissement	$\gamma_{R;h}$	1,0	1,1	1,0

A.3.3.2 Facteurs partiels de résistance pour les fondations sur pieux

(1)P Pour les fondations sur pieux et les vérifications des états limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer les ensembles $R1$, $R2$, $R3$ ou $R4$ des facteurs partiels de résistance (γ_R) suivants :

- γ_b pour la résistance de pointe ;
- γ_s pour la résistance par frottement sur le fût des pieux en compression ;
- γ_t pour la résistance totale/combinée des pieux en compression ;
- $\gamma_{s;t}$ pour la résistance par frottement sur le fût des pieux en traction.

NOTE Les valeurs de γ_b , γ_s , γ_t et $\gamma_{s;t}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être trouvées dans son annexe nationale à la présente norme. Les valeurs recommandées des quatre ensembles $R1$, $R2$, $R3$ et $R4$ de facteurs sont données dans le tableau A.6 pour les pieux foncés, dans le tableau A.7 pour les pieux forés et dans le tableau A.8 pour les pieux à la tarière continue (CFA).

Tableau A.6 — Facteurs partiels de résistance (γ_R) pour les pieux foncés

Résistance	Symbole	Ensemble			
		$R1$	$R2$	$R3$	$R4$
Pointe	γ_b	1,0	1,1	1,0	1,3
Fût (compression)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combine (compression)	γ_t	1,0	1,1	1,0	1,3
Fût en traction	$\gamma_{s;t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Tableau A.7 — Facteurs partiels de résistance (γ_R) pour les pieux forés

Résistance	Symbole	Ensemble			
		$R1$	$R2$	$R3$	$R4$
Pointe	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Fût (compression)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combine (compression)	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Fût en traction	$\gamma_{s;t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Tableau A.8 — Facteurs partiels de résistance (γ_R) pour les pieux à la tarière continue (CFA)

Résistance	Symbole	Ensemble			
		$R1$	$R2$	$R3$	$R4$
Pointe	γ_b	1,1	1,1	1,0	1,45
Fût (compression)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combine (compression)	γ_t	1,1	1,1	1,0	1,4
Fût en traction	$\gamma_{s;t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

A.3.3.3 Facteurs de corrélation pour les fondations sur pieux

(1) P Pour vérifier les états limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), les facteurs de corrélation ξ suivants doivent être appliqués pour dériver la résistance caractéristique des pieux chargés axialement ;

- ξ_1 pour les valeurs moyennes des résistances mesurées dans les essais de chargement statique ;
- ξ_2 pour les valeurs minimales des résistances mesurées dans les essais de chargement statique ;
- ξ_3 pour les valeurs moyennes des résistances mesurées dans les essais effectués sur les sols ;

- ξ_4 pour les valeurs minimales des résistances calculées dans les essais effectués sur les sols ;
- ξ_5 pour les valeurs moyennes des résistances mesurées dans les essais de charge-ment dynamique.
- ξ_6 pour les valeurs minimales des résistances mesurées dans les essais de chargement dynamique.

NOTE Les valeurs de ξ_1 , ξ_2 , ξ_3 , ξ_4 , ξ_5 et ξ_6 à utiliser dans un pays donné peuvent être trouvées dans son annexe nationale à la présente norme. Les valeurs recommandées sont données dans le tableau A.9, dans le tableau A.10 et dans le tableau A.11.

Tableau A.9 — Facteurs de corrélation ξ pour dériver les valeurs caractéristiques à partir d'essais de chargement statique de pieux
(n — nombre de pieux testés)

ξ pour $n =$	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

Tableau A.10 — Facteurs de corrélation ξ pour dériver les valeurs caractéristiques à partir de résultats d'essais sur les sols
(n — nombre de profils d'essais)

ξ pour $n =$	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

Tableau A.11 — Facteurs de corrélation ξ pour dériver les valeurs caractéristiques à partir d'essais d'impact dynamique ^{a), b), c), d), e)} (n — nombre de pieux testés)

ξ pour $n =$	≥ 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

a) Les valeurs de ξ de ce tableau sont applicables pour les essais d'impact dynamique.

b) Les valeurs de ξ peuvent être multipliées par un facteur de modèle de 0,85 si l'on utilise des essais d'impact dynamique avec calage de signaux.

c) Il convient de multiplier les valeurs de x par un facteur de modèle de 1,10 si l'on utilise une formule de battage avec mesure du déplacement quasi élastique de la tête du pieu lors de l'impact.

d) Les valeurs de x doivent être multipliées par un facteur de modèle de 1,20 si l'on utilise une formule de battage de pieux sans mesurer le déplacement quasi-élastique de la tête du pieu pendant l'impact.

e) S'il existe différents pieux dans la fondation, il convient de considérer séparément les groupes de pieux semblables lorsque l'on choisit le nombre n de pieux à tester.

A.3.3.4 Facteurs partiels de la résistance pour les ancrages précontraints

(1)P Pour les ancrages précontraints et les vérifications des états limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit employer les ensembles $R1$, $R2$, $R3$ ou $R4$ de facteurs partiels de la résistance :

- $\gamma_{a;t}$ pour les ancrages temporaires ;
- $\gamma_{a;p}$ pour les ancrages permanents.

NOTE Les valeurs de $\gamma_{a;t}$ et $\gamma_{a;p}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être trouvées dans son annexe nationale à la présente norme. Les valeurs recommandées des quatre ensembles $R1$, $R2$, $R3$ et $R4$ sont données dans le tableau A.12.

Tableau A.12 — Facteurs partiels de la résistance (γ_R) pour les ancrages précontraints

Résistance	Symbole	Ensemble			
		$R1$	$R2$	$R3$	$R4$
Temporaire	$\gamma_{a;t}$	1,1	1,1	1,0	1,1
Permanente	$\gamma_{a;p}$	1,1	1,1	1,0	1,1

A.3.3.5 Facteurs partiels de la résistance (γ_R) pour les ouvrages de soutènement

(1)P Pour les ouvrages de soutènement et les vérifications des états limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer les ensembles $R1$, $R2$ ou $R3$ de facteurs partiels de la résistance (γ_R) suivants.

- $\gamma_{R;v}$ pour la portance ;
- $\gamma_{R;h}$ pour la résistance au glissement ;
- $\gamma_{R;e}$ pour la résistance des terres.

NOTE Les valeurs de $\gamma_{R;v}$, $\gamma_{R;h}$ et $\gamma_{R;e}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être trouvées dans son annexe nationale à la présente norme. Les valeurs recommandées des trois ensembles de facteurs $R1$, $R2$ et $R3$ sont données dans le tableau A.13.

Tableau A.13 — Facteurs partiels de la résistance (γ_R) pour les ouvrages de soutènement

Résistance	Symbole	Ensemble		
		$R1$	$R2$	$R3$
Portance	$\gamma_{R;v}$	1,0	1,4	1,0
Résistance au glissement	$\gamma_{R;h}$	1,0	1,1	1,0
Résistance des terres	$\gamma_{R;e}$	1,0	1,4	1,0

A.3.3.6 Facteurs partiels de la résistance (γ_R) pour les pentes et la stabilité globale

(1)P Pour les pentes et analyses de stabilité globale et les vérifications des états limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer à la résistance du sol un facteur partiel ($\gamma_{R;e}$).

NOTE La valeur de $\gamma_{R;e}$ à utiliser dans un pays donné peut être trouvée dans son annexe nationale à la présente norme. Les valeurs recommandées pour les trois ensembles de facteurs $R1$, $R2$ et $R3$ sont données dans le tableau A.14.

Tableau A.14 — Facteurs partiels de la résistance (γ_R) pour les pentes et la stabilité globale

Résistance	Symbole	Ensemble		
		$R1$	$R2$	$R3$
Résistance du terrain	$\gamma_{R;e}$	1,0	1,1	1,0

A.4 Facteurs partiels pour la vérification de l'état limite ultime de soulèvement hydraulique global (UPL)

(1)P Pour la vérification de l'état limite de soulèvement hydraulique global (UPL), on doit appliquer aux actions les facteurs partiels (γ_F) suivants :

- $\gamma_{G;dst}$ pour les actions permanentes défavorables déstabilisatrices ;
- $\gamma_{G;stb}$ pour les actions permanentes défavorables stabilisatrices ;
- $\gamma_{Q;dst}$ pour les actions variables défavorables déstabilisatrices.

NOTE Les valeurs de $\gamma_{G;dst}$, $\gamma_{G;stb}$ et $\gamma_{Q;dst}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être trouvées dans l'annexe nationale à la présente norme. Les valeurs recommandées sont données dans le tableau A.15.

Tableau A.15 — Facteurs partiels pour les actions (γ_F)

Action	Symbole	Valeur
Permanente Défavorable ^{a)}	$\gamma_{G;dst}$	1,0
Favorable ^{b)}	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Variable Défavorable ^{a)}	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
<i>a) Déstabilisatrice.</i>		
<i>b) Stabilisatrice.</i>		

(2)P Pour la vérification de l'état limite de soulèvement global (UPL), les facteurs partiels suivants seront appliqués, lorsque l'on prend en compte une résistance au soulèvement R_{qd} :

- $\gamma_{\phi'}$ pour la tangente de l'angle de frottement interne ;
- $\gamma_{c'}$ pour la cohésion effective ;
- γ_{cu} pour la cohésion non drainée ;
- $\gamma_{s;t}$ pour la résistance à la traction des pieux ;
- γ_a pour la résistance de l'ancrage.

NOTE Les valeurs de $\gamma_{\phi'}$, $\gamma_{c'}$, γ_{cu} , $\gamma_{s;t}$, et γ_a à utiliser dans un pays donné peuvent être trouvées dans son annexe nationale à la présente norme. Les valeurs recommandées sont données dans le tableau A.16.

Tableau A.16 — Facteurs partiels pour les paramètres des sols et les résistances

Paramètre du sol	Symbole	Valeur
Angle de frottement interne ^{a)}	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Cohésion effective	$\gamma_{c'}$	1,25
Cohésion non drainée	γ_{cu}	1,40
Résistance à la traction d'un pieu	$\gamma_{s;t}$	1,40
Résistance de l'ancrage	γ_a	1,40
<i>a) Ce facteur est appliqué à $\tan \phi'$.</i>		

A.5 Facteurs partiels pour la vérification de l'état limite de soulèvement hydraulique local ou d'érosion (HYD)

(1)P Pour la vérification de l'état limite de soulèvement hydraulique local ou d'érosion (HYD), les facteurs partiels (γ_F) suivants doivent être appliqués aux actions :

- $\gamma_{G;dst}$ pour les actions permanentes défavorables déstabilisatrices ;
- $\gamma_{G;stb}$ pour les actions permanentes favorables stabilisatrices ;
- $\gamma_{Q;dst}$ pour les actions variables défavorables déstabilisatrices ;

NOTE Les valeurs de $\gamma_{G;dst}$, $\gamma_{G;stb}$ et $\gamma_{Q;dst}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être trouvées dans son annexe nationale à la norme EN 1990:2002. Les valeurs recommandées sont données dans le tableau A.17.

Tableau A.17 — Facteurs partiels pour les actions (γ_F)

Action	Symbole	Valeur
Permanente Défavorable ^{a)}	$\gamma_{G;dst}$	1,35
Favorable ^{b)}	$\gamma_{G;stb}$	0,90
Variable Défavorable ^{a)}	$\gamma_{Q;dst}$	1,50
<i>a) Déstabilisatrice.</i>		
<i>b) Stabilisatrice.</i>		

Annexe B
(informative)
Commentaires sur les facteurs partiels
des approches de calcul 1, 2 et 3

B.1 Généralités

(1) Pour les états limites de type STR et GEO, dans les situations permanentes et transitoires, trois approches de calcul ont été décrites dans 2.4.7.3.4. Elles diffèrent par la façon dont elles distribuent les facteurs partiels entre les actions, les effets des actions, les propriétés des matériaux et les résistances. Ceci est dû pour partie à des approches différentes de la prise en compte des incertitudes dans la modélisation des effets des actions et des résistances.

(2) Dans l'approche de calcul 1, pour tous les calculs, les vérifications sont en principe exigées pour deux ensembles de facteurs, appliqués dans deux calculs séparés. Lorsqu'il est évident que l'un de ces ensembles gouverne le calcul, il n'est pas nécessaire d'exécuter les calculs de l'autre ensemble. En général, les facteurs sont appliqués aux actions, plutôt qu'aux effets des actions, à une exception notable (alinéa 2.4.7.3.4.2(2)). Dans beaucoup de cas, les facteurs sont appliqués aux paramètres du terrain mais, pour le calcul des pieux et des ancrages, ils sont appliqués aux résistances.

(3) Dans les approches de calcul 2 et 3, un calcul unique est exigé pour chaque partie du projet, et la façon dont les facteurs sont appliqués varie suivant le calcul considéré.

(4) Dans l'approche de calcul 2, les facteurs sont appliqués d'une part aux actions ou aux effets des actions et, d'autre part, aux résistances.

(5) Dans l'approche de calcul 3, les facteurs sont appliqués d'une part aux actions ou aux effets des actions provenant de la structure et, d'autre part, aux paramètres de résistance du terrain (paramètres des matériaux).

B.2 Facteurs pour les actions et les effets des actions

(1) La norme EN 1990:2002 indique que γ_f est un facteur partiel pour une action et qu'il tient compte de la possibilité de déviations défavorables par rapport à sa valeur caractéristique. De la même façon, $\gamma_{S;d}$ est un facteur partiel qui tient compte des incertitudes de la modélisation des actions et de la modélisation des effets de actions.

(2) La norme EN 1990:2002 permet de combiner en un seul facteur F_k les facteurs partiels $\gamma_{S;d}$ and γ_f :

$$\gamma_F = \gamma_{S;d} \cdot \gamma_f \quad \dots \text{(B.1)}$$

(3) Les différentes approches de la norme EN 1997-1 exigent que les facteurs soient appliqués soit aux actions soit aux effets des actions. Comme l'utilisation de facteurs de modèle $\gamma_{S;d}$ pour les actions venant du sol va rester exceptionnelle et est pour cette raison laissée à l'appréciation nationale, γ_F est utilisé partout, par simplicité, pour les actions et γ_E pour les effets des actions dans le calcul géotechnique (voir annexe A, Tableaux A.1 et A.3).

Ceci permet aux autorités nationales de sélectionner des valeurs alternatives de la combinaison $\gamma_{S;d} \gamma_f$.

(4) L'équation (2.6) inclut X_k/γ_M dans le calcul des actions parce que les propriétés du matériau «terrain» peuvent affecter les valeurs des actions géotechnique dans certains cas.

(5) Dans l'approche de calcul 1, des vérifications sont exigées pour deux combinaisons, d'ensembles de facteurs, appliqués dans deux calculs séparés.

Dans la combinaison 1, les facteurs différents de 1 sont généralement appliqués aux actions, avec des facteurs égaux à 1 pour les effets des actions. De ce fait, $\gamma_F \neq 1$ et $\gamma_E = 1$ sont appliqués dans l'équation (2.6).

Une exception à cette règle a été notée dans la alinéa 2.4.7.3.2(2), dans les cas où il serait physiquement déraisonnable d'appliquer $\gamma_F \neq 1$ (par exemple, pour un réservoir à niveau de fluide fixe). On utilise alors $\gamma_F = 1$ et $\gamma_E \neq 1$.

Dans la combinaison 2, on utilise toujours $\gamma_E = 1$, et $\gamma_F \neq 1$ seulement pour les actions variables.

De ce fait, à part dans le cas noté en 2.4.7.3.2(2), l'équation (2.6) se réduit à :

$$E_d = E\left\{\gamma_F F_{\text{rep}} ; X_k / \gamma_M ; a_d\right\} \quad \dots \text{(B.2)}$$

(6) Dans l'approche de calcul 2, un calcul unique est demandé pour chaque partie du dimensionnement et la façon dont les facteurs sont appliqués soit aux actions, soit aux effets des actions, varie suivant le calcul considéré et est sujette à détermination nationale.

On applique les équations suivantes soit $\gamma_E \neq 1$ et $\gamma_F = 1$, où $\gamma_F \neq 1$ et $\gamma_E = 1$. Comme $\gamma_M = 1$ est utilisé, l'équation (2.6) se réduit à :

$$E_d = \gamma_E \cdot E\left\{F_{\text{rep}} ; X_k ; a_d\right\}, \text{ ou,} \quad \dots \text{(B.3.1)}$$

$$E_d = E\left\{\gamma_F F_{\text{rep}} ; X_k ; a_d\right\} \quad \dots \text{(B.3.2)}$$

(7) Dans l'approche de calcul 3, un calcul unique est exigé. Toutefois, dans cette approche de calcul, une différence est faite entre les actions F_{rep} venant de la structure et les actions qui viennent du terrain ou sont transmises par lui et qui sont calculées à partir des valeurs de X_k . On applique soit $\gamma_E \neq 1$ et $\gamma_F = 1$, soit $\gamma_E = 1$ et $\gamma_F \neq 1$. De ce fait, l'équation (2.6) reste :

$$E_d = E\left\{\gamma_F F_{\text{rep}} ; X_k / \gamma_M ; a_d\right\}, \text{ ou,} \quad \dots \text{(B.4.1)}$$

$$E_d = \gamma_E E\left\{F_{\text{rep}} ; X_k / \gamma_M ; a_d\right\} \quad \dots \text{(B.4.2)}$$

B.3 Facteurs pour les résistances du matériau et de l'ouvrage

(1) L'équation (6.6) de la norme EN 1990:2002 et l'équation (2.7) de la norme EN 1997-1 sont équivalentes :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{R;d}} R\left\{X_{i;d} ; a_d\right\} = \frac{1}{\gamma_{R;d}} R\left\{\eta_i \frac{X_{i;k}}{\gamma_{m;i}} ; a_d\right\} \quad (\text{EN 1990:2002, équation 6.6}) \quad \dots \text{(B.5.1)}$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \left\{\gamma_F F_{\text{rep}} ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d\right\}, \quad (\text{EN 1997-1, équation 2.7}) \quad \dots \text{(B.5.2)}$$

(2) Il faut noter que la norme EN 1997-1, équation (2.7), inclut $\gamma_F F_{\text{rep}}$ dans le calcul des résistances de calcul parce que l'amplitude des actions peut, dans certains cas, affecter les valeurs des résistances, par exemple pour la portance d'une fondation superficielle.

(3) La valeur du facteur de conversion η est fixée à 1,0 dans la norme EN 1997-1 parce que les valeurs caractéristiques des propriétés de résistance du matériau sont définies comme correspondant à la situation sur le terrain et qu'à ce titre η est inclus dans la valeur caractéristique.

(4) Les différentes approches de cette norme exigent que les facteurs soient appliqués soit aux propriétés de résistance des matériaux (X), soit aux résistances globales du terrain ou de la structure (R). Ces facteurs combinent les rôles des facteurs appliqués aux matériaux (γ_m) et des facteurs de modèle de résistance ($\gamma_{R;d}$) de différentes façons. Par simplicité, les facteurs appliqués aux propriétés de résistance des matériaux (X) sont notés γ_M et les facteurs appliqués aux résistances globales R sont notés γ_R .

(5) Dans l'approche de calcul 1, les vérifications sont exigées pour des combinaisons d'ensembles de facteurs dans deux calculs séparés.

Dans la combinaison 1, des facteurs égaux à 1 sont appliqués aux propriétés de résistance des matériaux et aux résistances globales. De ce fait : $\gamma_M = \gamma_R = 1$ dans l'équation (2.7).

Dans la combinaison 2, sauf pour les pieux et les ancrages, $\gamma_M > 1$, $\gamma_R = 1$.

Pour cette raison, dans la plupart des cas l'approche de calcul 1 adopte l'équation (2.7a) :

$$R_d = R \left\{ \gamma_F F_{\text{rep}} ; X_k / \gamma_M ; a_d \right\} \quad \dots \text{(B.6.1.1)}$$

Mais, dans la combinaison 2 pour les pieux et les ancrages, $\gamma_M = 1$ et $\gamma_R > 1$ sont utilisés dans l'équation (2.7b), d'où :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left\{ \gamma_F F_{\text{rep}} ; X_k ; a_d \right\} \quad \dots \text{(B.6.1.2)}$$

(6) Dans l'approche de calcul 2, des facteurs égaux à 1 sont généralement appliqués aux propriétés de résistance des matériaux, et des facteurs plus grands que 1 sont appliqués aux résistances. Par conséquent, $\gamma_M = 1$; $\gamma_R > 1$ sont utilisés dans l'équation (2.7b) :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left\{ \gamma_F F_{\text{rep}} ; X_k ; a_d \right\} \quad \dots \text{(B.6.2.1)}$$

Lorsque l'on utilise aussi $\gamma_F = 1$, l'équation (2.7b) est utilisée sous la forme :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left\{ F_{\text{rep}} ; X_k ; a_d \right\} \quad \dots \text{(B.6.2.2)}$$

(7) Dans l'approche de calcul 3, $\gamma_M > 1$ et $\gamma_R = 1$ sont généralement appliqués. L'équation (2.7a) est donc utilisée :

$$R_d = R \left\{ \gamma_F F_{\text{rep}} ; X_k / \gamma_M ; a_d \right\} \quad \dots \text{(B.6.3.1)}$$

Mais il faut noter qu'il est parfois aussi nécessaire d'avoir $\gamma_R > 1$ (pour les pieux en tension, par exemple), de telle sorte que l'équation (2.7a) est utilisée :

$$R_d = R \left\{ \gamma_F F_{\text{rep}} ; X_k / \gamma_M ; a_d \right\} / \gamma_R \quad \dots \text{(B.6.3.2)}$$

Annexe C (informative)

Exemples de procédures pour déterminer les valeurs limites de la pression des terres sur les murs verticaux

C.1 Valeurs limites de la pression des terres

(1) Il convient de calculer comme suit les valeurs limites de la pression des terres sur un mur vertical, sous l'effet du poids volumique du sol γ , d'une surcharge uniforme q appliquée en surface et de la cohésion c du sol :

— état limite de poussée (actif) :

$$\begin{aligned}\sigma_a(z) &= K_a[\gamma z + q] - 2c\sqrt{K_a} \\ \tau_a(z) &= \sigma_a \cdot \tan \delta + a \text{ (positif en cas de mouvement du sol vers le bas)}\end{aligned} \quad \dots \text{ (C.1)}$$

— état limite de butée (passif) :

$$\begin{aligned}\sigma_p(z) &= K_p[\gamma z + q] + 2c\sqrt{K_p} \\ \tau_p(z) &= \sigma_p \cdot \tan \delta + a \text{ (positif en cas de mouvement du sol vers le haut)}\end{aligned} \quad \dots \text{ (C.2)}$$

avec :

a adhésion (entre le terrain et le mur),

c cohésion du terrain,

K_a coefficient de poussée (horizontale) des terres,

K_p coefficient de butée (horizontale) des terres,

q charge verticale appliquée en surface,

z distance verticale le long de la surface du mur,

β angle de la pente du terrain derrière le mur (positif vers le haut),

δ angle de frottement entre le terrain et le mur,

γ poids volumique du terrain soutenu,

$\sigma_a(z)$ contrainte normale au mur à la profondeur z (état limite de poussée),

$\sigma_p(z)$ contrainte normale au mur à la profondeur z (état limite de butée),

$\tau_a(z)$ contrainte tangentielle au mur à la profondeur z (état limite de poussée),

$\tau_p(z)$ contrainte tangentielle au mur à la profondeur z (état limite de butée).

(2) Les équations (C.1) et (C.2) peuvent être appliquées, en termes de contraintes totales ou de contraintes effectives, comme c'est approprié.

(3) Les valeurs des coefficients de pression des terres peuvent être lues sur les figures C.1.1 à C.1.4 pour K_a et C.2.1 à C.2.4 pour K_p . Elles sont approximativement du côté de la sécurité.

(4) À titre d'alternative, on peut utiliser la procédure numérique décrite en C.2.

(5) Dans les sols stratifiés, il convient normalement de déterminer les coefficients K en fonction des paramètres de résistance au cisaillement à la profondeur z seulement, indépendamment des valeurs aux autres profondeurs.

(6) Les valeurs intermédiaires de la poussée des terres entre l'état au repos et l'état limite peuvent être obtenues par interpolation linéaire.

(7) Les valeurs intermédiaires de la butée des terres entre l'état au repos et l'état limite peuvent être obtenues par interpolation parabolique, comme indiqué sur la figure C.3.

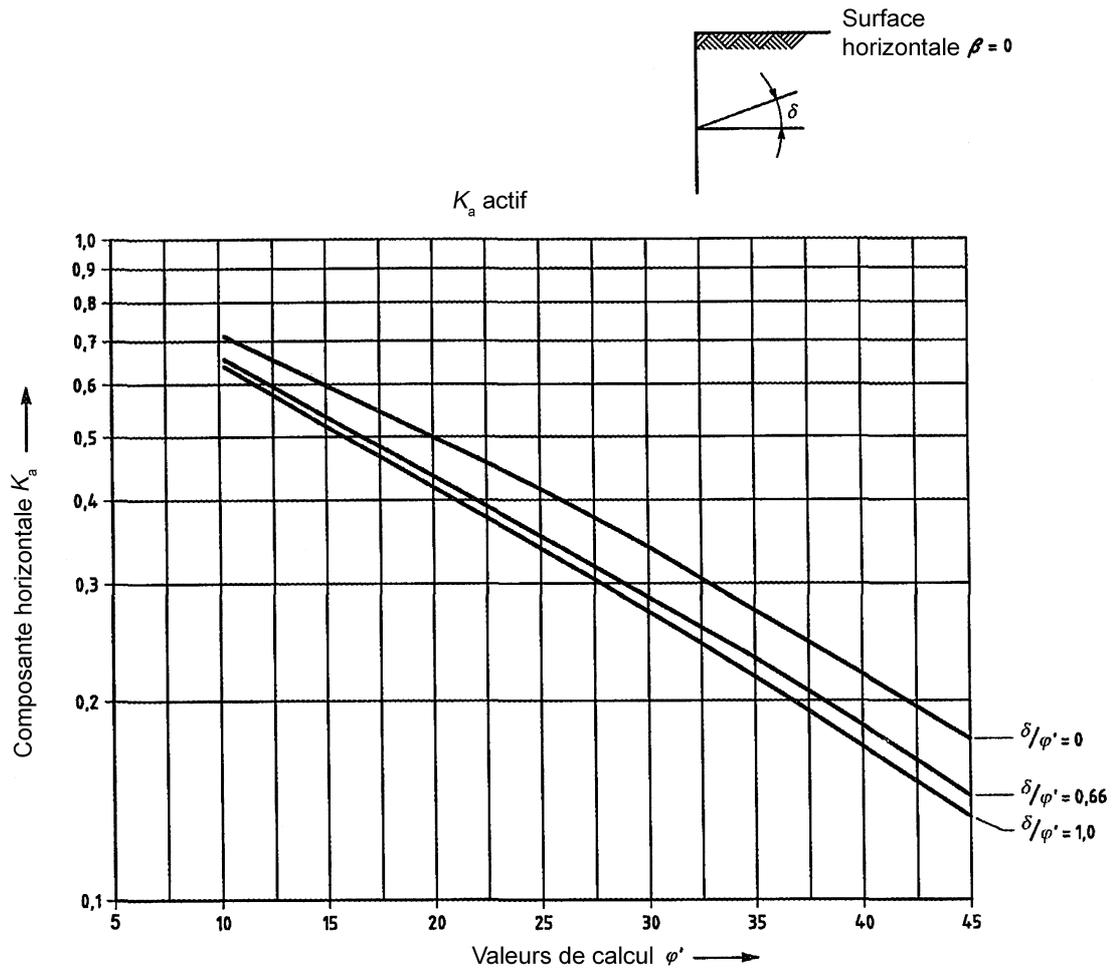


Figure C.1.1 — Coefficient de poussée K_a dans le cas d'un remblai à surface horizontale derrière le mur ($\beta = 0$)

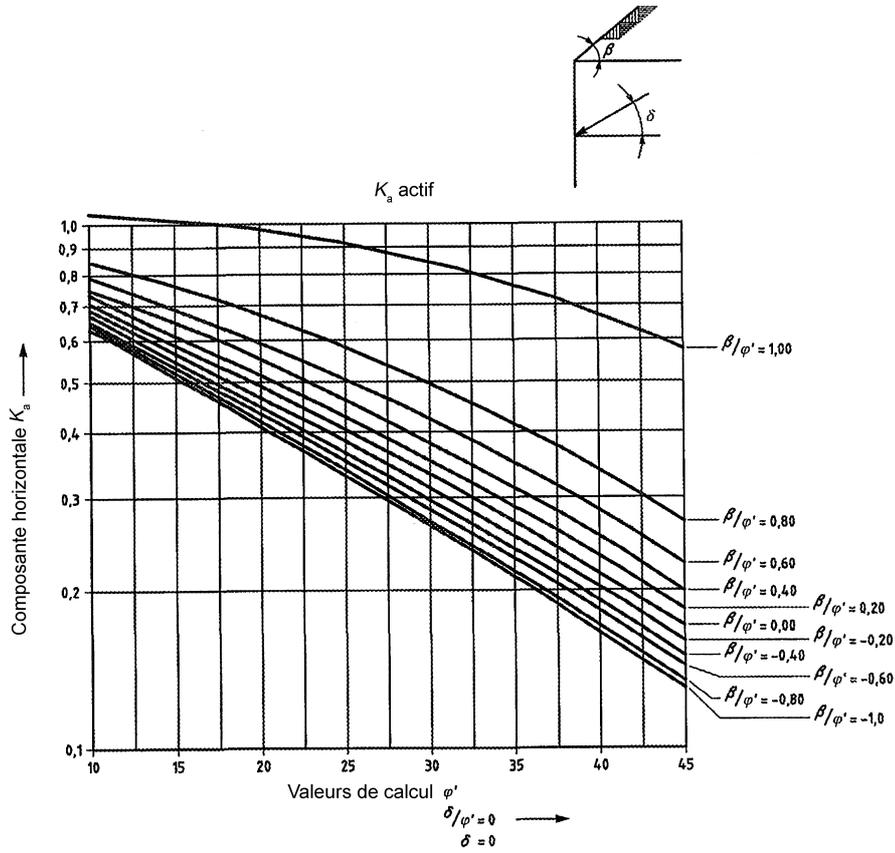


Figure C.1.2 — Coefficient de poussée K_a dans le cas d'un remblai à surface inclinée de β derrière le mur ($\delta/\varphi' = 0$ et $\delta = 0$)

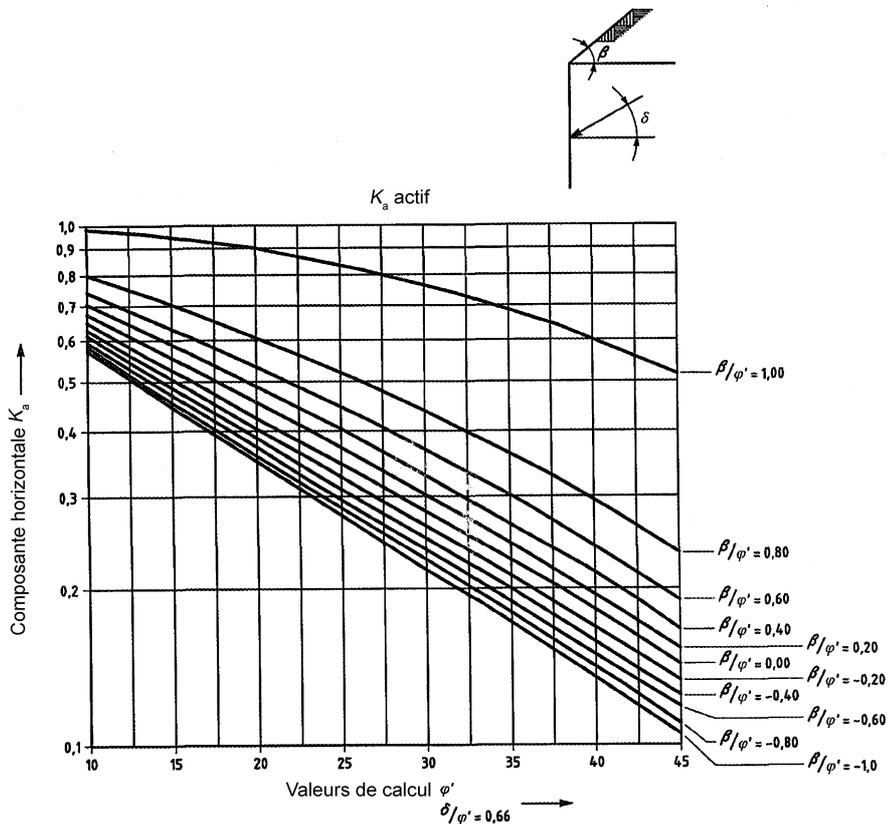


Figure C.1.3 — Coefficient de poussée K_a dans le cas d'un remblai à surface inclinée derrière le mur ($\delta/\varphi' = 0,66$)

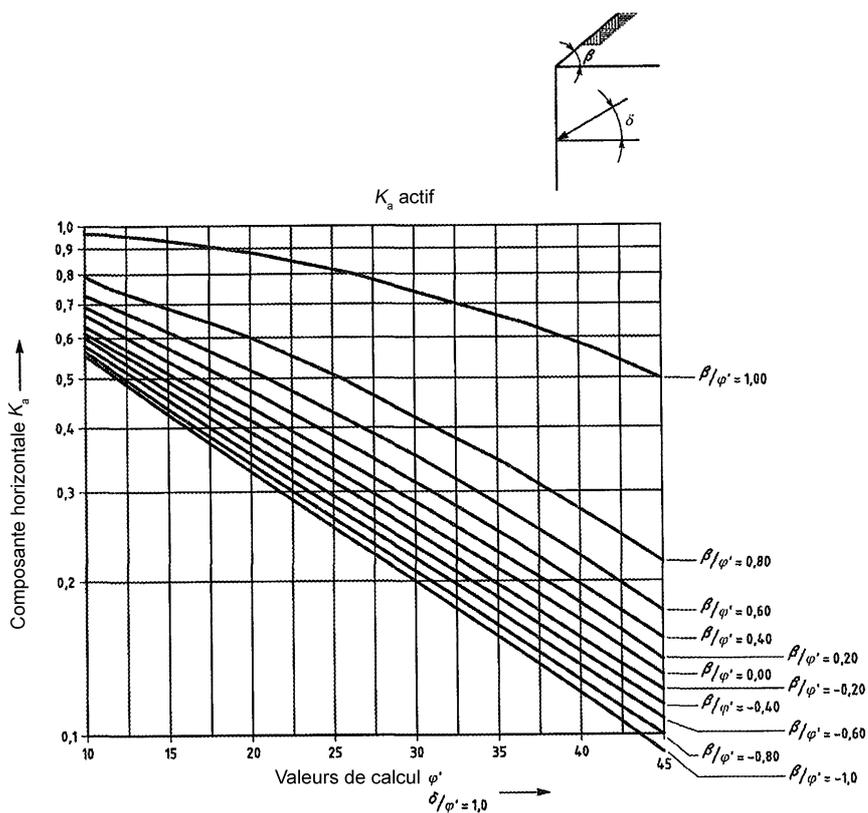


Figure C.1.4 — Coefficient de poussée K_a dans le cas d'un remblai à surface inclinée derrière le mur ($\delta/\varphi' = 1$)

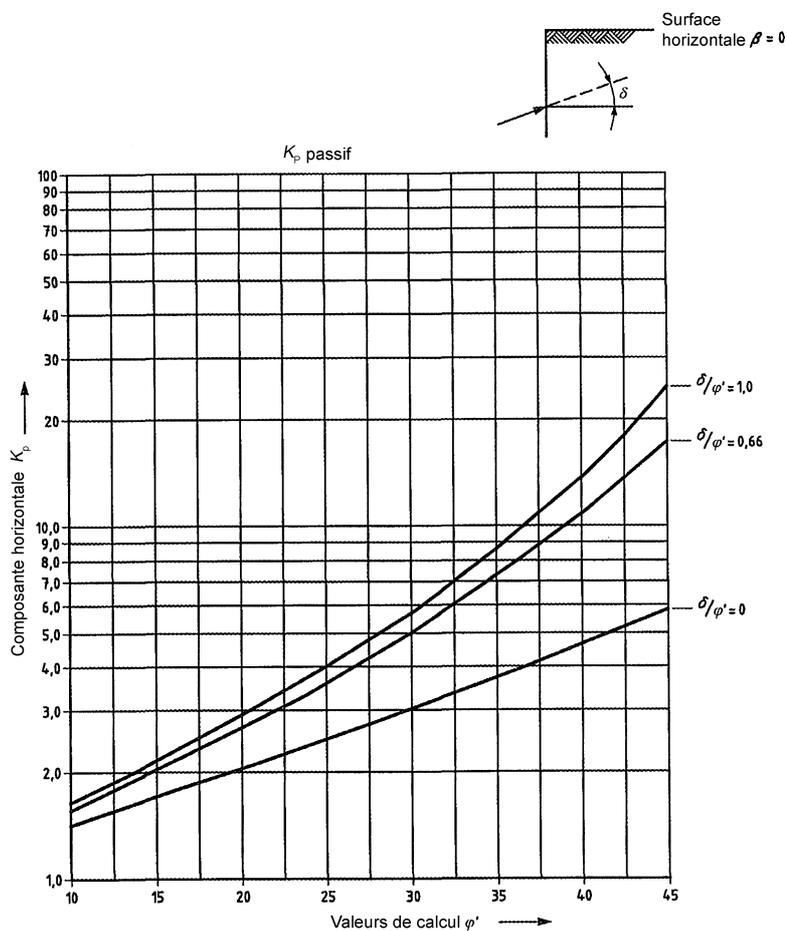


Figure C.2.1 — Coefficient de butée K_p dans le cas d'un remblai à surface horizontale derrière le mur ($\beta = 0$)

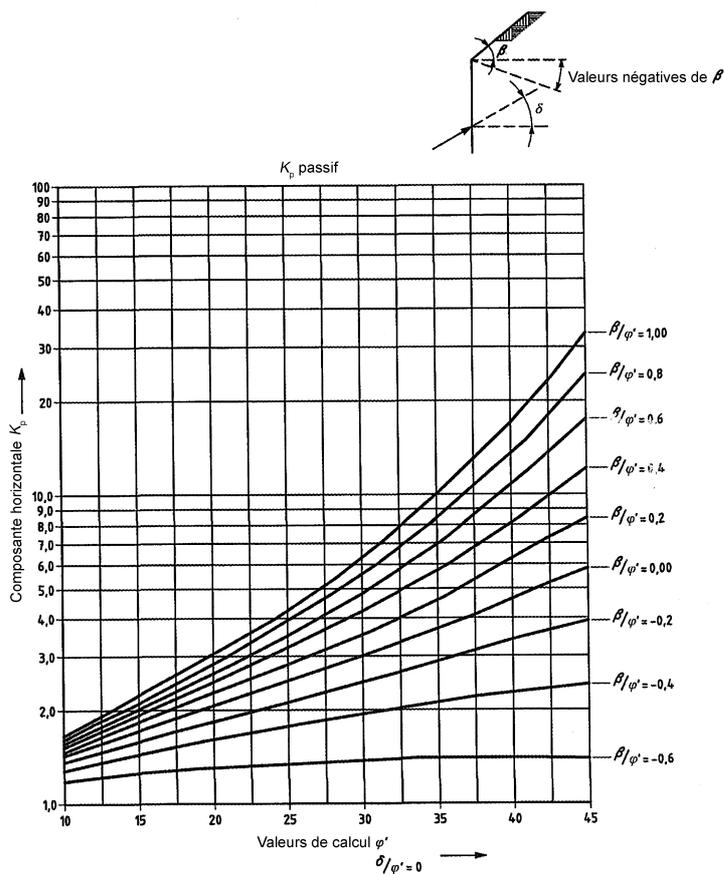


Figure C.2.2 — Coefficient de butée K_p dans le cas d'un remblai à surface inclinée derrière le mur ($\delta/\phi' = 0$ et $\delta = 0$)

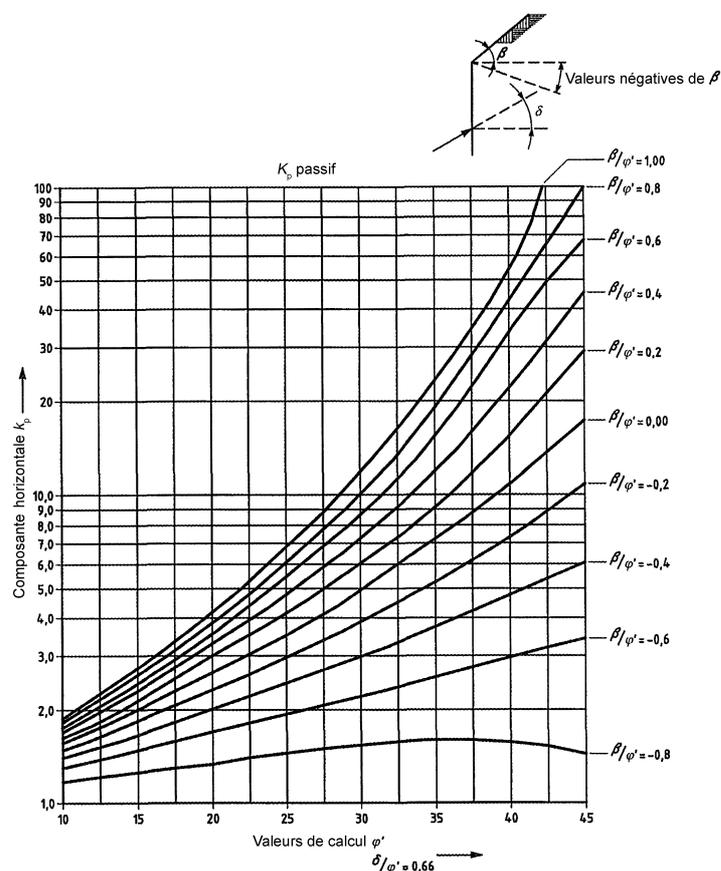


Figure C.2.3 — Coefficient de butée K_p dans le cas d'un remblai à surface inclinée derrière le mur ($\delta/\phi' = 0,66$)

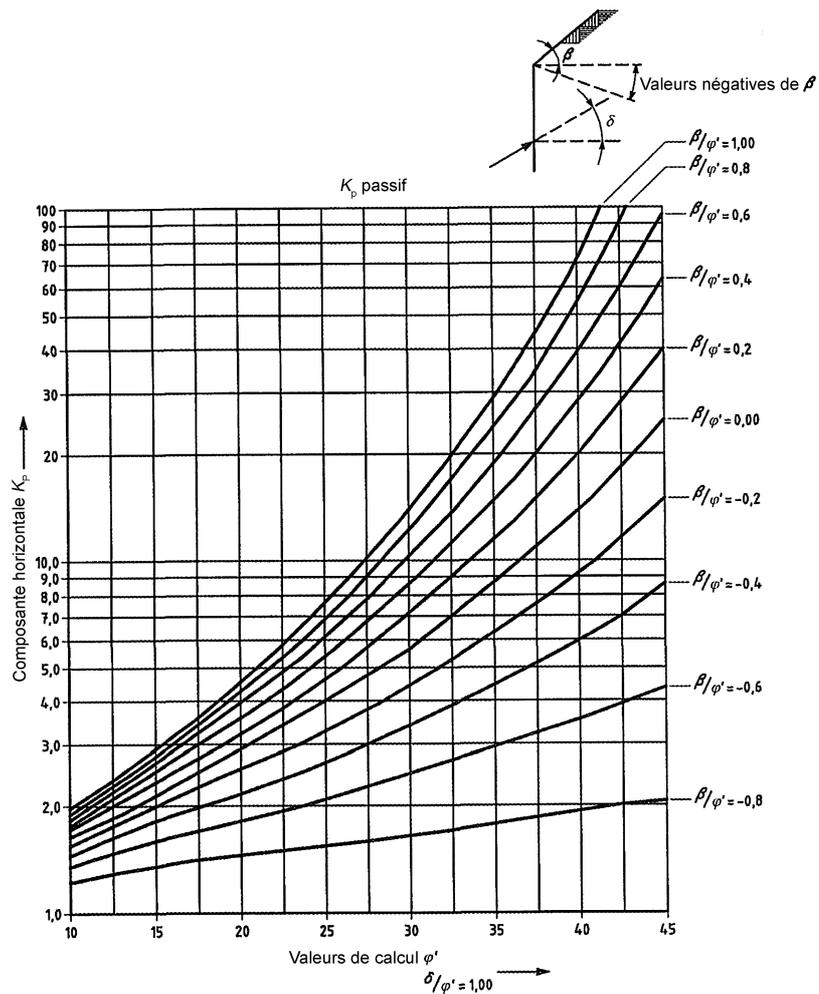


Figure C.2.4 — Coefficient de butée K_p dans le cas d'un remblai à surface inclinée derrière le mur ($\delta/\varphi' = 1$)

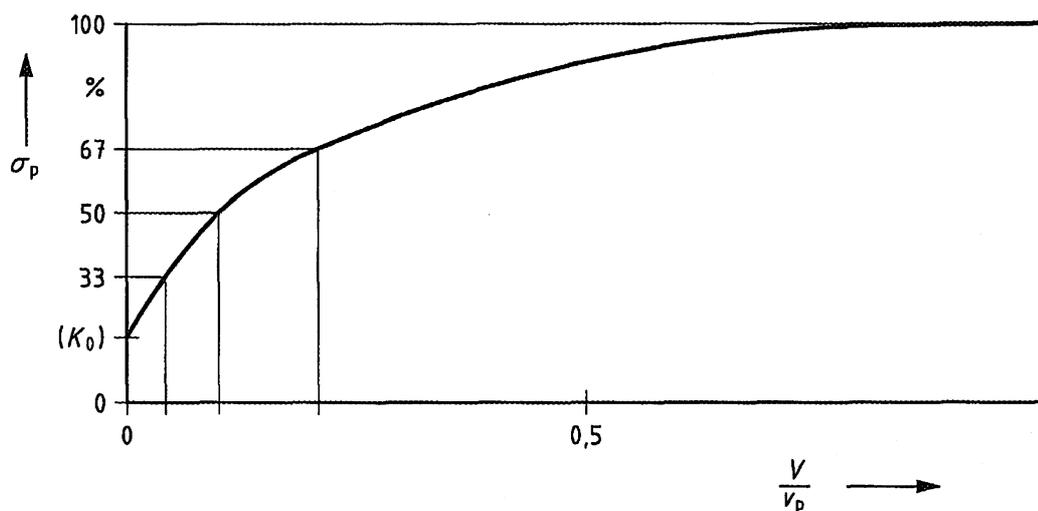


Figure C.3 — Mobilisation de la pression de butée d'un sol sans cohésion en fonction du déplacement du mur v

C.2 Procédure numérique pour déterminer les pressions de butée

(1) La procédure suivante, qui inclut certaines approximations du côté de la sécurité, peut être utilisée dans tous les cas.

(2) La procédure est formulée pour les pressions de butée, avec des paramètres de résistance (notés dans ce qui suit φ , c , δ , a) à valeurs positives, voire Figure C.4.

(3) Les symboles suivants sont utilisés, en plus de ceux de l'article 1.6.

K_c coefficient pour la cohésion,

K_n coefficient pour une charge normale à la surface,

K_q coefficient pour une charge verticale,

K_γ coefficient pour le poids du sol,

m_t angle entre la direction de la surface du sol, dirigée vers l'extérieur du mur et la direction tangente à la surface de glissement limitant la masse de sol en mouvement, dirigée vers l'extérieur du sol,

m_w angle entre la normale au mur et la tangente à la surface de glissement extérieure au niveau du mur, positif quand la tangente est dirigée vers le haut derrière le mur,

β angle entre l'horizontale et la direction de la surface du sol, positif quand la surface du sol s'élève à l'arrière du mur,

θ angle entre la verticale et la direction du mur, positif quand le mur penche vers l'avant,

v rotation tangentielle le long de la ligne de glissement extérieure, positive quand la masse de sol au-dessus de cette ligne de glissement a une forme convexe.

q pression uniforme générale, par unité de surface du sol,

p pression uniforme verticale, par unité de surface horizontale.

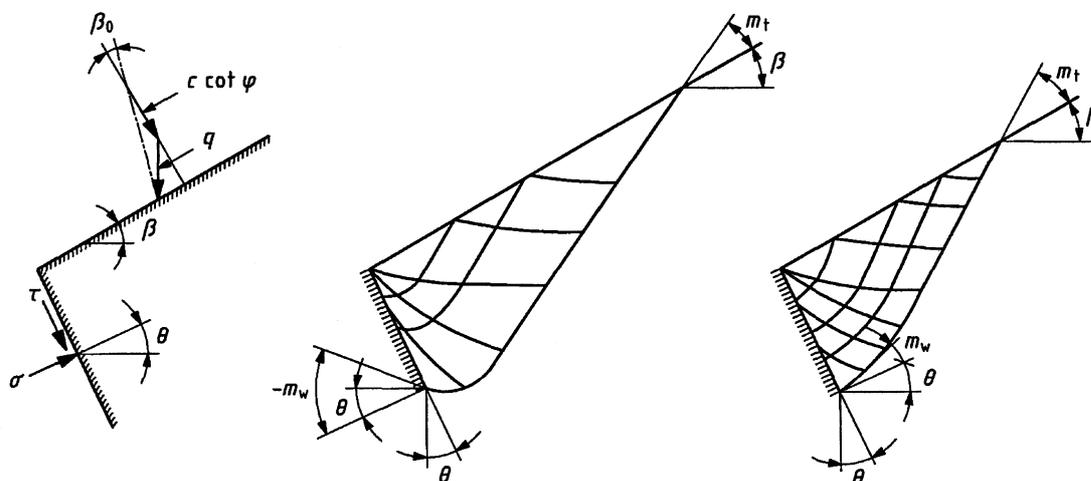


Figure C.4 — Définitions concernant l'inclinaison d'un ouvrage de soutènement et du remblai, les surcharges et le géométrie de la surface de glissement

(4) Les paramètres d'interface δ et a doivent être choisis de telle façon que :

$$\frac{a}{c} = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi}$$

(5) La condition à la limite à la surface du sol fait intervenir l'angle β_0 , qui est l'angle d'incidence d'une charge de surface équivalente. Cet angle est défini à partir de la somme vectorielle de deux termes :

- la charge de surface réelle q , uniformément répartie mais pas nécessairement verticale et
- $c \cot \varphi$, qui joue le rôle d'une charge normale.

L'angle β_0 est positif quand la composante tangentielle de q est dirigée vers le mur tandis que la composante normale est dirigée vers le sol. Lorsque $c = 0$ et la charge de surface est verticale ou nulle, et de façon générale pour les pressions de poussée, $\beta_0 = \beta$.

(6) L'angle m_t est déterminé par la condition à la limite à la surface du sol :

$$\cos(2m_t + \varphi + \beta_0) = -\frac{\sin \beta_0}{\sin \varphi} \quad \dots \text{(C.3)}$$

(7) La condition à la limite sur le mur détermine la valeur de m_w :

$$\cos(2m_w + \varphi + \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad \dots \text{(C.4)}$$

L'angle m_w est négatif pour les pressions passives (butée) ($\varphi > 0$) si le rapport $\sin \delta / \sin \varphi$ est assez grand.

(8) La rotation totale tangentielle le long de la surface de glissement extérieure est déterminé par l'angle v , calculé au moyen de l'expression :

$$v = m_t + \beta - m_w - \theta \quad \dots \text{(C.5)}$$

(9) Le coefficient K_n pour un chargement normal à la surface (c'est à dire la pression normale sur le mur créée par une pression normale unitaire à la surface du sol) est alors déterminé au moyen de l'expression suivante, où v est donné en radians :

$$K_n = \frac{1 + \sin \varphi \sin(2m_w + \varphi)}{1 - \sin \varphi \sin(2m_t + \varphi)} \exp(2v \tan \varphi) \quad \dots \text{(C.6)}$$

(10) Le coefficient pour une charge verticale par unité de surface horizontale en projection est égal à :

$$K_q = K_n \cos^2 \beta \quad \dots \text{(C.7)}$$

et le coefficient pour le terme de cohésion vaut :

$$K_c = (K_n - 1) \cot \varphi \quad \dots \text{(C.8)}$$

(11) Une expression approchée du coefficient pour le poids du sol est donnée par :

$$K_\gamma = K_n \cos \beta \cos(\beta - \theta) \quad \dots \text{(C.9)}$$

Cette expression est du côté de la sécurité. Si l'erreur est peu importante pour les pressions actives (poussées), elle peut être considérable pour les pressions passives (butées) lorsque l'angle β a des valeurs positives.

Pour $\varphi = 0$ les valeurs limites sont les suivantes :

$$\cos 2m_t = -\frac{p}{c} \sin \beta \cos \beta ;$$

$$\cos 2m_w = \frac{a}{c} ;$$

$$K_q = \cos^2 \beta ;$$

$$K_c = 2v + \sin 2m_t + \sin 2m_w ;$$

(avec v en radians), tandis que, pour K_γ ($\varphi = 0$), une meilleure approximation est fournie par :

$$K_\gamma = \cos \theta + \frac{\sin \beta \cos m_w}{\sin m_t} \quad \dots \text{(C.10)}$$

(12) Pour les pressions actives (poussées), le même algorithme est utilisé, avec les modifications suivantes :

- les paramètres de résistance φ , c , δ et a sont introduits avec des valeurs négatives ;
- la valeur de l'angle d'incidence de la charge de surface équivalente, β_0 est égal à β , principalement à cause des approximations faites pour K_γ .

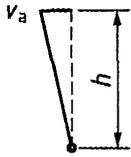
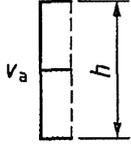
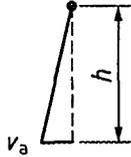
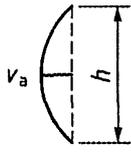
(13) Tant pour les charges passives (butée) que pour les charges actives (poussée), la procédure admet que l'angle de convexité est positif ($v \geq 0$).

(14) Lorsque cette condition n'est pas (même de façon approximative) vérifiée, par exemple, dans le cas d'un mur lisse et d'une surface du sol insuffisamment inclinée lorsque β et φ ont des signes opposés, il peut être nécessaire d'envisager l'application d'autres méthodes. Cela peut être aussi le cas lorsque les charges de surface ne sont pas régulières.

C.3 Mouvements nécessaires pour mobiliser les pressions limites des terres

(1) Il faut prendre en considération le mouvement nécessaire pour le développement d'un état limite de poussée dans un sol non cohérent derrière un mur de soutènement vertical retenant un massif de terrain à surface horizontale. L'amplitude de ce mouvement dépend du type de mouvement du mur et de la densité du sol. Le tableau C.1 donne l'ordre de grandeur du rapport v_a/h .

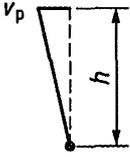
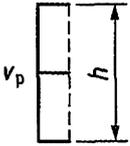
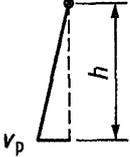
Tableau C.1 — Rapport v_a/h

Type de mouvement du mur		v_a/h sol lâche %	v_a/h sol dense %
a)		0,4 à 0,5	0,1 à 0,2
b)		0,2	0,05 à 0,1
c)		0,8 à 1,0	0,2 à 0,5
d)		0,4 à 0,5	0,1 à 0,2
<p>Définitions</p> <p>v_a est le mouvement du mur nécessaire pour mobiliser la poussée des terres ;</p> <p>h est la hauteur du mur.</p>			

(2) Il convient de tenir compte du fait que le mouvement nécessaire au développement de la pression des terres à l'état limite de butée dans un sol sans cohésion derrière un mur vertical soutenant un terrain à surface horizontale est beaucoup plus grand que celui qui produit la pression des terres à l'état limite de poussée. Le tableau C.2 donne l'ordre de grandeur du rapport v_p/h pour la pression de butée totale et, entre parenthèses, pour la moitié de la valeur limite.

(3) Il convient de multiplier par 1,5 à 2,0 les valeurs données dans le tableau C.2 si le sol se trouve sous le niveau de la nappe.

Tableau C.2 — Valeurs du rapport v_p/h

Type de mouvement du mur		v_p/h sol lâche %	v_p/h sol dense %
a)		7 (1,5) à 25 (4,0)	5 (1,1) à 10 (2,0)
b)		5 (0,9) à 10 (1,5)	3 (0,5) à 6 (1,0)
c)		6 (1,0) à 15 (1,5)	5 (0,5) à 6 (1,3)
<p>Définitions</p> <p>V_p est le mouvement du mur nécessaire pour mobiliser la butée des terres ; h est la hauteur du mur.</p>			

Annexe D (informative)

Exemple de méthode analytique de calcul de la capacité portante

D.1 Symboles utilisés dans l'annexe D

(1) Les symboles suivants sont utilisés dans l'annexe D :

A'	$= B' L'$ valeur de calcul de la surface effective de la fondation ;
b	valeur de calcul des facteurs pour l'inclinaison de la base de la fondation, avec les indices c , q et γ ;
B	largeur de la fondation ;
B'	largeur effective de la fondation ;
D	profondeur d'encastrement ;
e	excentricité de la résultante des actions, avec les indices B ou L ;
i	facteurs d'inclinaison de la charge, avec les indices c pour la cohésion, q pour la surcharge et γ pour le poids volumique ;
L	longueur de la fondation ;
L'	longueur effective de la fondation ;
m	exposant dans les formules de calcul du facteur d'inclinaison i ;
N	facteurs de capacité portante, avec les indices c , q et γ ;
q	pression due au poids des terres ou pression de surcharge au niveau de la base de la fondation ;
q'	valeur de calcul de la pression effective due au poids des terres au niveau de la base de la fondation ;
s	facteurs de forme de la base de la fondation, avec les indices c , q et γ ;
V	charge verticale ;
α	inclinaison de la base de la fondation sur l'horizontale ;
γ'	valeur de calcul du poids volumique effectif du sol sous le niveau de la fondation ;
θ	angle donnant la direction de H .

(2) Les notations utilisées dans cette méthode sont données sur la figure D.1.

D.2 Généralités

(1) Les équations approximatives déduites de la théorie de la plasticité et de résultats expérimentaux peuvent être utilisées pour déterminer la valeur de calcul de la capacité portante verticale. Il convient de tenir compte des effets suivants :

- la résistance du sol, généralement représentée par les valeurs de calcul c_u , c' et φ' ;
- l'excentricité et l'inclinaison des charges de calcul ;
- la forme, la profondeur et l'inclinaison de la fondation ;
- l'inclinaison de la surface du terrain ;
- les pressions de l'eau souterraine et les gradients hydrauliques ;
- la variabilité du sol, particulièrement la stratification.

D.3 Conditions non drainées

(1) La valeur de calcul de la capacité portante peut être déduite de la formule :

$$R/A' = (\pi + 2) c_u b_c s_c i_c + q \quad \dots (D.1)$$

avec les facteurs adimensionnels pour :

— l'inclinaison de la base de la fondation : $b_c = 1 - 2\alpha / (\pi + 2)$;

— la forme de la fondation :

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$, pour une forme rectangulaire ;

$s_c = 1,2$, pour une forme carrée ou circulaire ;

— l'inclinaison de la charge, provoquée par une charge horizontale H :

$$i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right)$$

avec $H \leq A' c_u$.

D.4 Conditions drainées

(1) La valeur de calcul de la capacité portante peut être calculée au moyen de la formule :

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad \dots (D.2)$$

avec les valeurs de calcul suivantes des facteurs adimensionnels pour :

— la capacité portante :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 (45 + \varphi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi', \text{ avec } \delta \geq \varphi'/2 \text{ (base rugueuse)}$$

— l'inclinaison de la base de la fondation :

$$b_c = b_q (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$$

— la forme de la fondation :

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \varphi', \text{ pour une forme rectangulaire ;}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi', \text{ pour une forme carrée ou circulaire ;}$$

— $s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L')$, pour une forme rectangulaire ;

$$s_\gamma = 0,7, \text{ pour une forme carrée ou circulaire ;}$$

— $s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$ pour une forme rectangulaire, carrée ou circulaire ;

— l'inclinaison de la charge due à la charge horizontale H :

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi') ;$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^m ;$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^{m+1}.$$

avec :

$$m = m_B = [2 + (B'/L)] / [1 + (B'/L)] \text{ lorsque } H \text{ agit dans la direction de } B' ;$$

$$m = m_L = [2 + (L'/B)] / [1 + (L'/B)] \text{ lorsque } H \text{ agit dans la direction de } L'.$$

Dans les cas où la composante horizontale de la charge agit selon une direction formant un angle θ avec la direction de L' , on peut calculer m au moyen de la formule :

$$m = m_{\theta} = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

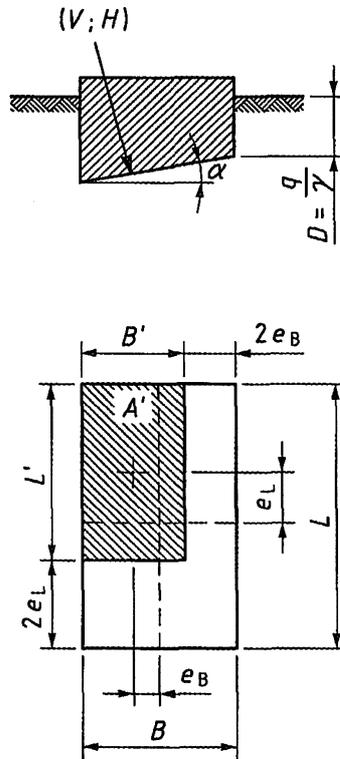


Figure D.1 — Notations

Annexe E
(informative)

**Exemple de méthode semi-empirique
pour l'estimation de la capacité portante**

(1) Afin d'estimer la valeur de calcul de la capacité portante d'une fondation reposant sur un sol, des essais en place tels que l'essai pressiométrique peuvent être utilisés.

(2) Lorsque l'on utilise l'essai pressiométrique, la valeur de calcul R_d de la capacité portante d'une fondation soumise à une charge verticale est liée à la pression limite du sol par la fonction linéaire suivante :

$$R_d / A' = \sigma_{v;0} + k p_{le}^* \quad \dots \text{(E.1)}$$

où :

k est le facteur de capacité portante ;

$\sigma_{v;0}$ est la contrainte totale verticale initiale ;

p_{le}^* est la valeur de calcul de la pression limite nette équivalente (déduite de l'essai pressiométrique)

et les autres symboles sont définis dans l'article 1.6.

(3) Les valeurs numériques du facteur de capacité portante varient entre 0,8 et 3 en fonction du type de sol, de la profondeur d'encastrement et de la forme de la fondation.

(4) La pression limite nette équivalente (p_{le}^*) est déduite de la pression limite nette p_l^* , qui est définie pour un essai pressiométrique comme la différence ($p_l - p_o$) entre la pression limite p_l et la pression horizontale des terres au repos, p_o au niveau de l'essai ; p_o peut être déterminé à partir du coefficient de pression des terres au repos K_o estimé et à partir des valeurs de la contrainte verticale effective q' et de la pression interstitielle u , par la formule $p_o = K_o q' + u$.

Annexe F (informative)

Exemples de méthodes d'évaluation du tassement

F.1 Méthode des contraintes et déformations

(1) Le tassement total d'une fondation reposant sur des sols cohérents ou non cohérents peut être évalué en utilisant la méthode de calcul en contraintes-déformations, comme indiqué ci-dessous :

- on calcule la répartition des contraintes dans le sol due au chargement provenant de la fondation. Elle peut être établie à partir de la théorie de l'élasticité, en supposant généralement un sol homogène isotrope et une distribution linéaire de la pression de contact ;
- on calcule la déformation dans le sol à partir des contraintes en utilisant des valeurs du module de raideur ou d'autres relations entre contraintes et déformations déterminées à partir d'essais en laboratoire (de préférence étalonnées par rapport à des essais sur le terrain) ou d'essais sur le terrain ;
- on intègre les déformations verticales pour calculer les tassements. Pour utiliser la méthode des contraintes et déformations, il convient de choisir un nombre suffisant de points dans le sol au-dessous de la fondation et de calculer les contraintes et les déformations en ces points.

F.2 Méthode élastique ajustée

(1) Le tassement total d'une fondation reposant sur un sol cohérent ou non cohérent peut être évalué en utilisant la théorie de l'élasticité et une équation de la forme suivante :

$$s = p b f / E_m \quad \dots \text{(F.1)}$$

où :

E_m est la valeur de calcul du module d'élasticité ;

f est le coefficient de tassement ;

p est la pression appliquée au sol, variant linéairement sur la base de la fondation ;

et les autres symboles sont définis dans l'article 1.6.

(2) La valeur du coefficient de tassement f dépend de la forme et des dimensions de la surface de la fondation, de la variation de la raideur avec la profondeur, de l'épaisseur de la couche compressible, du coefficient de Poisson, de la répartition de la pression de contact et du point où le tassement est calculé.

(3) Lorsque l'on ne dispose pas de valeurs de tassement utilisables, mesurées sur des ouvrages voisins semblables et dans des conditions semblables, la valeur de calcul du module d'Young drainé E_m de la couche qui se déforme en conditions drainées peut être estimée à partir de résultats d'essais in situ ou en laboratoire.

(4) Il convient d'utiliser la méthode élastique ajustée seulement quand les contraintes dans le sol sont telles qu'aucune plastification majeure ne se produit et quand la relation contrainte-tassement du sol peut être supposée linéaire. Une grande prudence est nécessaire lorsqu'on utilise la méthode élastique ajustée dans le cas de sols hétérogènes.

F.3 Tassements sans drainage

(1) Les composantes à court terme du tassement d'une fondation, qui se produisent sans drainage, peuvent être évaluées en utilisant, soit la méthode contraintes-déformations, soit la méthode élastique adaptée. Dans ce cas, il convient de représenter le comportement non drainé par des valeurs adaptées des constantes de raideur (telles que E_m) et du coefficient de Poisson.

F.4 Tassements dus à la consolidation

(1) Afin de calculer le tassement provoqué par la consolidation, on peut faire l'hypothèse d'une déformation unidimensionnelle confinée du sol et utiliser la courbe de compressibilité de l'essai oedométrique. L'addition des tassements sans drainage et de consolidation entraîne souvent une surestimation du tassement total et des corrections empiriques peuvent être appliquées.

F.5 Évolution du tassement au cours du temps

(1) Pour les sols cohérents, la vitesse du tassement de consolidation avant la fin de la consolidation primaire peut être estimée approximativement en utilisant les paramètres de consolidation obtenus au moyen d'un essai de compression. Toutefois, il est préférable d'estimer la vitesse du tassement de consolidation en utilisant les valeurs de perméabilité obtenues par des essais en place.

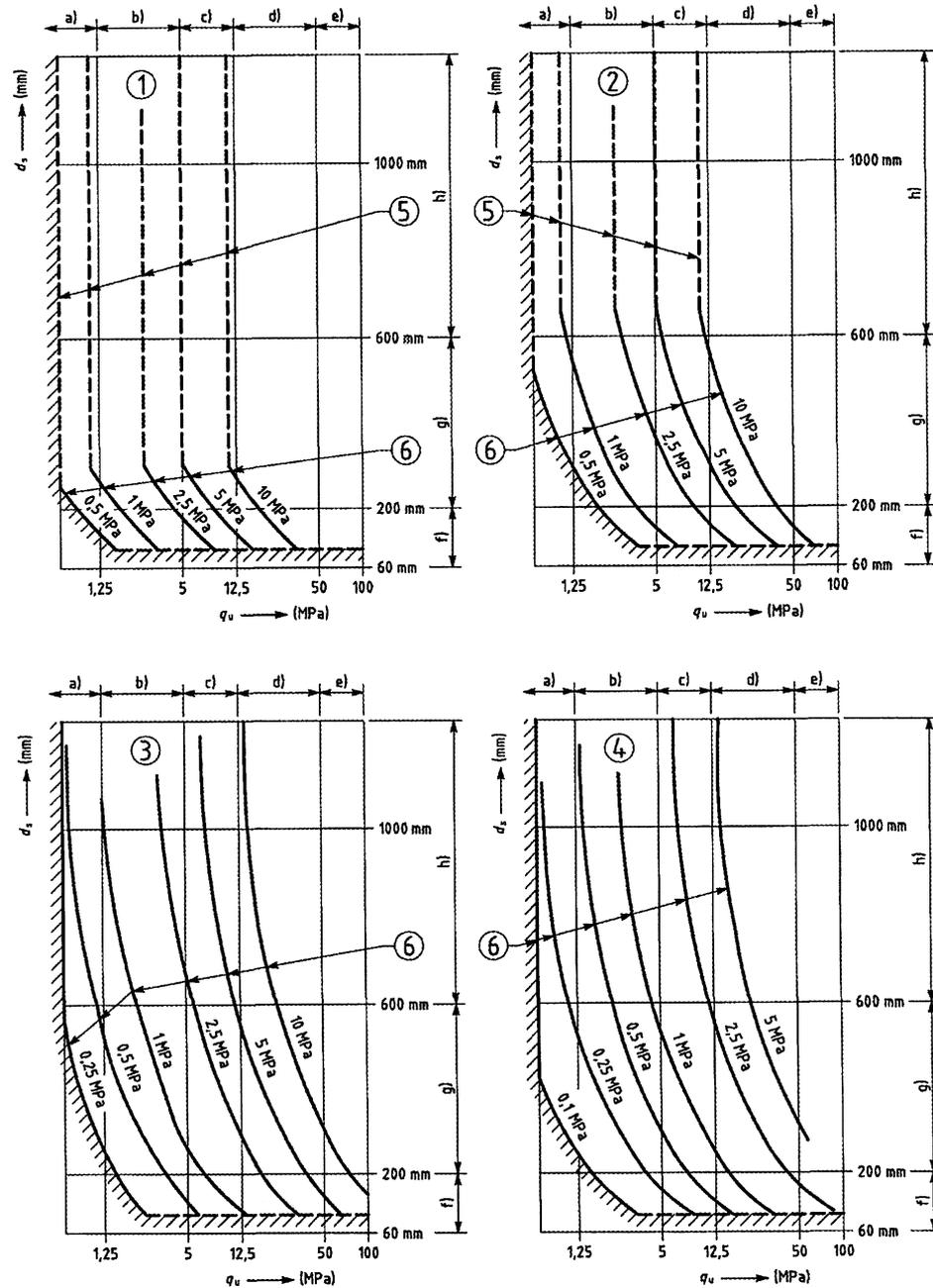
Annexe G
(informative)

**Exemple de méthode de détermination de la pression de contact présumée
des fondations superficielles sur rocher**

(1) Pour les roches tendres et fracturées comportant des joints fermés, y compris les craies de porosité inférieure à 35 %, la pression de contact présumée peut être déduite de la figure G.1. Ceci est fondé sur la classification donnée dans le tableau G.1 dans l'hypothèse où l'ouvrage peut tolérer des tassements égaux à 0,5 % de la largeur de la fondation. Les valeurs de la pression de contact présumée pour d'autres tassements peuvent être calculées proportionnellement au tassement. Pour les roches tendres et fracturées comportant des joints ouverts ou remplis, il convient d'utiliser des valeurs réduites de la pression de contact présumée.

Tableau G.1 — Classification des roches tendres et fracturées

Groupe	Type de roche
1	Calcaires et dolomies purs Grès carbonatés de faible porosité
2	Roches ignées Calcaires oolithiques et marneux Grès bien cimentés Pélites carbonatées indurées Roches métamorphiques, y compris les ardoises et les schistes (clivage et foliation horizontaux)
3	Calcaires très marneux Grès faiblement cimentés Ardoises et schistes (clivage et foliation inclinés)
4	Pélites et schistes argileux non cimentés



Légende

Abscisse : q_u (MPa) résistance à la compression simple

Ordonnée : d_s (mm) espacement des discontinuités

- 1 Roches du groupe 1,
- 2 Roches du groupe 2,
- 3 Roches du groupe 3,
- 4 Roches du groupe 4
- 5 La pression admissible ne doit pas excéder la résistance à la compression simple de la roche si les joints sont fermés ou 50 % de cette valeur s'ils sont ouverts.
- 6 Pression admissible : a) roche très tendre, b) roche tendre c) roche modérément tendre d) roche modérément dure e) roche dure

Espacements : f) discontinuités rapprochées
g) discontinuités moyennement espacées
h) discontinuités très espacées

Pour les types de roche de chacun des quatre groupes, voir le tableau G.1. La capacité portante des zones hachurées doit être estimée après inspection visuelle et/ou essais sur les roches. (de BS 8004)

Figure G.1 — Pression de contact présumée des fondations isolées de forme carrée reposant sur des roches (pour des tassements ne dépassant pas 0,5 % de la largeur de la fondation)

Annexe H (informative)

Valeurs limites des déformations des structures et des mouvements des fondations

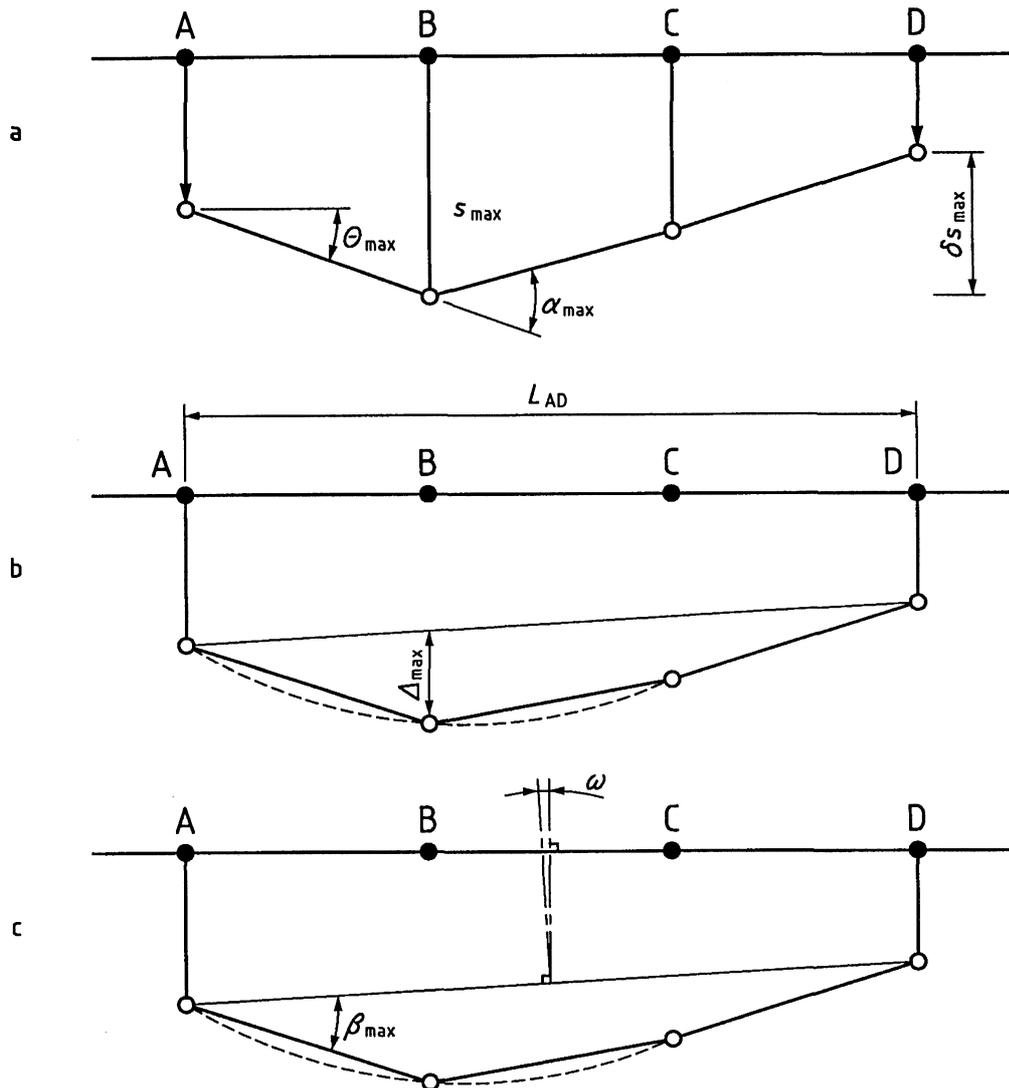
(1) Les composantes du mouvement des fondations, qu'il convient de considérer sont le tassement, le tassement relatif (ou différentiel), la rotation, l'inclinaison, la déflexion, la déflexion relative, la rotation relative, le déplacement horizontal et l'amplitude des vibrations. Les définitions de certains termes relatifs au mouvement et aux déformations des fondations sont données sur la figure H.1.

(2) Il est peu probable que les rotations relatives maximales admissibles pour les structures à cadres ouverts, les cadres avec remplissage et les murs porteurs ou les murs en maçonnerie continus soient les mêmes mais elles se situent vraisemblablement entre environ $1/2\ 000$ et environ $1/300$ pour empêcher qu'un état limite de service ne soit atteint dans la structure. Une rotation relative maximale de $1/500$ est acceptable pour beaucoup de structures. La rotation relative pour laquelle il est probable qu'un état limite ultime soit atteint est d'environ $1/150$.

(3) Les valeurs indiquées dans l'alinéa (2) s'appliquent au cas d'un fléchissement de la structure, comme illustré sur la figure H.1. Dans le cas d'une flèche négative (les bords tassent plus que le milieu), les valeurs doivent être divisées par deux.

(4) Pour les structures courantes à fondations isolées, des tassements totaux atteignant 50 mm et des tassements différentiels de 20 mm entre colonnes adjacentes sont souvent acceptables. De plus grands tassements totaux et différentiels peuvent être admis si les rotations relatives restent dans des limites acceptables et si les tassements totaux ne provoquent pas de problèmes aux réseaux liés à l'ouvrage, ni de basculement, etc.

(5) Les indications données ci-dessus sur les tassements limites s'appliquent aux ouvrages de routine courants. Il convient de ne pas les appliquer aux bâtiments ou ouvrages hors du commun ou pour lesquels l'intensité du chargement a une distribution non uniforme très prononcée.



Légende

- a Définitions du tassement s , du tassement différentiel δs , de la rotation θ et de la déformation angulaire α
- b Définitions de la déflection Δ et de la déflection relative Δ/L
- c Définitions de l'inclinaison ω et de la rotation relative (distorsion angulaire) β

Figure H.1 — Définitions du mouvement des fondations

Annexe J (informative)

Aide-mémoire pour la surveillance des travaux et le suivi du comportement des ouvrages

J.1 Généralités

(1) La liste qui suit contient les points les plus importants qu'il convient de prendre en compte au cours de la surveillance de l'exécution des travaux et du suivi du comportement de l'ouvrage terminé. L'importance des points variera selon le projet. La liste n'est pas exhaustive. Les points concernant des problèmes géotechniques ou des types de travaux spécifiques ont été traités dans les sections de cette norme.

J.2 Surveillance de l'exécution

J.2.1 Points généraux à contrôler

- (1) Vérification des conditions de terrain et de la localisation et de la disposition d'ensemble de l'ouvrage.
- (2) Écoulement de l'eau souterraine et régime des pressions interstitielles ; effets sur les nappes des opérations de pompage ; efficacité des mesures prises pour contrôler le débit d'infiltration ; processus d'érosion interne et phénomène de renard ; composition chimique de l'eau souterraine ; potentiel de corrosion.
- (3) Mouvements, plastification, stabilité des parois et de la base des excavations ; systèmes de support temporaire, effets sur les bâtiments et équipements avoisinants ; mesure des pressions du sol sur les ouvrages de soutènement ; mesure des variations de la pression interstitielle dues aux excavations ou au chargement.
- (4) Sécurité des ouvriers en tenant compte des états limites géotechniques.

J.2.2 Écoulement de l'eau et pressions interstitielles

- (1) Aptitude du système à assurer le contrôle des pressions interstitielles dans tous les aquifères lorsque des surpressions pourraient affecter la stabilité des talus ou de la base des excavations, y compris les pressions artésiennes dans les nappes aquifères situées sous des excavations ; évacuation de l'eau extraite des systèmes de rabattement de nappe ; abaissement du niveau de la nappe dans toute l'excavation afin d'éviter les conditions de boulangerie, d'érosion interne et de remaniement des terrains par les équipements de construction ; déviation et enlèvement des eaux de pluie et autres eaux superficielles.
- (2) Fonctionnement effectif et efficace du système de rabattement de la nappe tout au long de l'exécution des travaux en tenant compte du colmatage des crépines des puits, de l'envasement des puits ou puisards, de l'abrasion dans les pompes, de l'obstruction des pompes.
- (3) Contrôle des rabattements de nappe afin d'empêcher des perturbations dans les ouvrages voisins ou les zones voisines ; observation des niveaux piézométriques ; efficacité, fonctionnement et entretien des systèmes de recharge d'eau, si nécessaire.
- (4) Tassement des ouvrages ou terrains avoisinants.
- (5) Efficacité des systèmes de drainage par forages subhorizontaux.

J.3 Suivi du comportement

- (1) Tassements des bâtiments et autres ouvrages à des intervalles de temps réguliers, y compris ceux dus aux effets des vibrations et des sols métastables.
- (2) Déplacement latéral et distorsions, particulièrement ceux liés aux remblais et dépôts de matériaux ; ouvrages reposant sur le sol, tels que les bâtiments ou les grands réservoirs ; canaux d'excavations profondes.
- (3) Niveaux piézométriques sous les bâtiments ou dans les zones voisines, en particulier lorsqu'un drainage profond ou des systèmes permanents de rabattement de nappe sont installés ou lorsque des sous-sols profonds sont construits.
- (4) Déflexion ou déplacement des ouvrages de soutènement en tenant compte des charges normales appliquées par le remblai, des effets des dépôts de matériaux, des remblais et autres charges superficielles et des pressions d'eau.
- (5) Mesure de l'écoulement sortant des drains.
- (6) Problèmes particuliers :
 - Pour les ouvrages à hautes températures tels que les chaufferies, les conduites d'eau chaude: dessiccation des sols argileux et limoneux ; suivi des températures ; mouvements.
 - Pour les ouvrages à basses températures tels que les installations cryogéniques ou les zones réfrigérées : suivi des températures ; gel du sol ; soulèvement dû au gel ; déplacements, effets du dégel ultérieur.
- (7) Étanchéité à l'eau.
- (8) Mesures de vibrations.