

normalisation française

XP ENV 1998-5

Décembre 2000

Indice de classement : **P 06-035**

ICS : 91.080.01 ; 91.120.25

Eurocode 8

Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes et Document d'Application Nationale

Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

E : Eurocode 8 — Design provisions for earthquake resistance of structures and National Application Document — Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects

D : Eurocode 8 — Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben und national Anwendungsdokumente — Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke

Norme expérimentale

publiée par AFNOR en décembre 2000.

Les observations relatives à la présente norme expérimentale doivent être adressées à AFNOR avant le 31 décembre 2000.

Correspondance

Le présent document reproduit intégralement la Prénorme européenne ENV 1998-5:1994 et intègre le Document d'Application Nationale.

À la date de publication du présent document, il existe deux normes françaises NF P 06-013 et NF P 06-014 traitant de tout ou partie du même sujet. Ces deux normes restent, à la date de publication de la présente XP ENV 1998-5, d'application obligatoire par arrêté du 29 mai 1997.

Analyse

Ce document établit les critères et les règles concernant le choix du site et pour le sol de fondation. Il traite de la conception et du dimensionnement de différents systèmes de fondation et d'ouvrages de soutènement des terres ainsi que de l'interaction sol-structure sous l'effet des actions sismiques. En tant que tel, il complète les règles de l'ENV 1997 qui ne traitent pas des prescriptions particulières du dimensionnement parasismique.

Les dispositions de ce document (partie 5) s'appliquent en général aux bâtiments (parties 1-1, 1-2 et 1-3), aux ponts (partie 2), aux pylônes, mâts et cheminées (partie 3), aux silos, réservoirs, et canalisations (partie 4).

Descripteurs

Thésaurus International Technique : génie civil, bâtiment, structure, construction résistant au séisme, conception antisismique, fondation, calcul.

Modifications

Corrections

Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR), Tour Europe 92049 Paris La Défense Cedex
Tél. : 01 42 91 55 55 — Tél. international : + 33 1 42 91 55 55



Membres de la commission de normalisation

Président : M PECKER

Secrétariat : M RUTMAN — BNTB

M	AMIR-MAZAHERI	DAM DESIGN
M	ARIBERT	INSA
M	ASANCHEYEV	Expert
M	ASHTARI	CETEN — APAVE
M	BALOCHE	CSTB
M	BETBEDER-MATIBET	Expert
M	BIGER	BUREAU VERITAS
M	BISCH	SECHAUD ET METZ
M	BRIN	BUREAU VERITAS
M	CAPRA	CAMPENON BERNARD SGE
M	CHEYREZY	BOUYGUES SA
M	COIN	EGF — BTP
M	COSTES	Expert
M	DAVIDOVICI	DYNAMIQUE CONCEPT
M	de CHEFDEBIEN	CERIB
M	DOURY	CSTB
M	DURAND	UMGO
MME	FERNANDEZ	AFNOR
M	FOURE	CEBTP
M	GIANQUINTO	Expert
M	GUILLON	EUROPE ETUDES GECTI
M	JALIL	SOCOTEC
M	PECKER	GEODYNAMIQUE ET STRUCTURE
M	REGETTIER	CTTB
M	SAINT-JEAN	SOCOTEC
M	SOLLOGOUB	CEA
M	SOULOUMIAC	Expert
M	THONIER	FNTP
M	WALTER	GEODYNAMIQUE ET STRUCTURE

Avant-propos national

AP.1 Introduction

Le présent document, dénommé EC8-DAN 5 reproduit intégralement l'ENV 1998-5 (en clair l'Eurocode 8 — Partie 5, en abrégé l'EC8-5) que le Comité Européen de Normalisation (CEN) a approuvé le 17 décembre 1993 en tant que prénorme européenne.

Il détaille en outre les adaptations nationales qui ont été apportées à l'Eurocode au titre du Document d'Application National (en abrégé DAN). Voir à ce sujet les développements de l'avant-propos du CEN relatifs aux «Documents d'Application Nationale (DAN)».

L'Eurocode assorti de son DAN (en abrégé l'EC-DAN) est une norme française expérimentale.

Pendant la période de validité de l'ENV et donc de la norme expérimentale française reprenant cette ENV, adjointe au DAN, la coexistence avec des normes nationales est autorisée.

C'est pourquoi, la publication de la présente prénorme européenne n'induit pas le retrait des normes nationales.

P 06-013	«Règles de construction parasismique — Règles PS applicables aux bâtiments, dites Règles PS 92»
P 06-014	«Règles de construction parasismique — Construction parasismique des maisons individuelles et des bâtiments assimilés — Règles PS-MI 89 révisées 92»

Ces deux normes restent, à la date de publication de la présente XP ENV 1998-5, d'application obligatoire par arrêté du 29 mai 1997.

AP.2 Présentation de l'EC8-DAN 5

AP.2.1 Les objectifs de l'EC8-DAN 5

- Produire, à la demande du CEN et pour les pays francophones, la version française in extenso de l'EC 8.
- Spécifier les adaptations nationales qui sont apportées à l'EC 8 et qui, pour une part, définissent les conditions techniques d'application de la norme pendant la phase d'expérimentation (ajustements éventuels des valeurs encadrées, normes et autres documents nationaux de référence) et, pour une autre part, préfigurent les améliorations techniques qu'AFNOR proposera d'introduire quand il sera question de convertir la prénorme européenne (ENV) en Norme européenne (EN) de plein droit.
- Définir les conditions dans lesquelles l'EC 8 doit être appliqué pour satisfaire les exigences de la réglementation nationale sur la prévention du risque sismique, conditions qui préfigurent les divergences nationales de type A qu'AFNOR pourrait demander d'introduire dans la future norme européenne.
- Mettre à la disposition des maîtres d'ouvrages, publics ou privés, un document normatif qui soit contractuelisable en application notamment de la Directive 93/37/CEE (ex 71/305/CEE) sur la coordination des procédures de marchés publics de travaux et aussi de la Directive 89/106/CEE relative au rapprochement des dispositions législatives, réglementaires et administratives des États membres concernant les produits de construction.

AP.2.2 Les différentes lectures de l'EC8-DAN 5

Le présent document réunit trois textes en un seul document. Les règles de lecture ci-après permettent de discerner les différents textes :

- La norme française expérimentale comprend tout ce qui n'est pas grisé et notamment les parties encadrées du DAN.
- Le DAN est délimité par les zones encadrées, indexées «I», «A», «C» ou«CR».
- La version française de l'EC 8 comprend tout ce qui n'est pas dans les zones encadrées et en particulier les zones grisées.

AP.2.3 Le statut prescriptif des adaptations nationales

Un statut prescriptif a été attribué à chacune des adaptations nationales (voir Tableau AP.1).

Tableau AP.1 — Statuts prescriptifs des adaptations nationales

Statut de l'adaptation	Convention de représentation du statut
— Principe	(1) P Caractères normaux.
— Règle d'application	(1) Caractères normaux
— Commentaire réglementaire	Petits caractères gras
— Commentaire	Petits caractères normaux

La portée d'une adaptation nationale vis-à-vis de la spécification européenne à laquelle elle se rapporte, a été également codifiée (voir Tableau AP.2).

Tableau AP.2 — Portée des adaptations nationales

Catégorie de l'adaptation	Codification de l'adaptation
— Invalidation	I avec grisé de la partie de la prescription de l'EC 8 invalidée
— Amendement	A
— Commentaire réglementaire	1.1 CR
— Commentaire	C

AP.3 Modalités d'application de la présente norme française expérimentale (EC8-DAN 5)**AP.3.1 Domaine d'application**

Sauf spécifications particulières, le domaine d'application de l'EC8-DAN 5 couvre les structures des constructions nouvelles.

L'application de l'EC8-DAN 5 à la vérification d'un projet suppose l'application conjointe des Eurocodes de projet complétés par leur DAN :

Eurocode 1 : ENV 1991

Eurocode 2 : ENV 1992

Eurocode 3 : ENV 1993

Eurocode 4 : ENV 1994

Eurocode 5 : ENV 1995

Eurocode 6 : ENV 1996

Eurocode 7 : ENV 1997

Eurocode 9 : ENV 1999

et des autres parties de l'Eurocode 8 également complétées par leur DAN.

AP.3.2 Modalités contractuelles

La présente norme française expérimentale n'est applicable, dans le cadre contractuel d'un marché public ou privé, que s'il y est fait explicitement référence :

— *pour les marchés publics, dans le Cahier des Clauses Administratives Particulières :*

- *à l'article 2, où la liste des pièces générales rendues contractuelles doit mentionner la norme française expérimentale et en cas d'utilisation partielle de celle-ci, les clauses à appliquer,*
- *et à l'article 10, qui doit indiquer la dérogation correspondante faite au Cahier des Clauses Techniques Générales.*

— *pour les marchés privés, dans des documents particuliers du marché tels que définis dans la norme NF P 03-001, septembre 1991 (Cahier des Clauses Administratives Particulières, Cahier des Clauses Spéciales, Cahier des Clauses Particulières).*

Par référence à la clause 2.1 «Conclusion du Marché» de la norme NF P 03-001, le maître d'œuvre, qui entend utiliser la présente norme expérimentale au lieu des normes homologuées, doit informer le maître d'ouvrage dans sa lettre d'engagement ou dans sa soumission.

AP.3.3 Modalités de l'expérimentation

AP.3.3.1 Information d'AFNOR

L'ENV 1998-5 a été approuvée par le CEN le 4 juin 1993.

Au terme d'une période expérimentale de trois ans, les pays membres du CEN auront à opter soit pour un ultime prolongement du statut de l'ENV 1998-5 pour une période d'au plus trois ans, soit pour le statut de norme européenne (EN).

Cette décision sera très certainement assortie d'une révision de la prénorme européenne.

Dans cette perspective, les utilisateurs de la présente norme française expérimentale sont invités à faire connaître leurs observations assorties, si possible, de propositions d'amendements à AFNOR (Tour Europe — Cedex 7, 92049 Paris La Défense) qui transmettra au BNTB.

AP.3.3.2 Évolution des adaptations nationales

Il n'est pas exclu que l'expérimentation de l'EC8-DAN 5 mette en évidence certains problèmes relatifs à l'application du document et que la Commission de normalisation des règles de construction parasismiques soit conduite à compléter le DAN en accord avec l'autorité publique.

AP.4 Liste des textes normatifs de référence

La correspondance entre les normes mentionnées dans le corps de l'EC8-DAN 5 et les normes françaises identiques est la suivante :

<i>EUROCODE 7</i>	<i>XP ENV 1997 (indice de classement : P 94-250)</i>
<i>EUROCODE 8-1-1</i>	<i>XP ENV 1998-1-1 (indice de classement : P 06-031-1)</i>
<i>EUROCODE 8-1-2</i>	<i>XP ENV 1998-1-2 (indice de classement : P 06-031-2)</i>
<i>EUROCODE 8-1-3</i>	<i>XP ENV 1998-1-3 (indice de classement : P 06-031-3)</i>
<i>EUROCODE 8-3</i>	<i>XP ENV 1998-3 (indice de classement : P 06-033)</i>

ICS : 91.060.00 ; 120.20

Descripteurs : génie civil, bâtiment, structure, construction résistant au séisme, conception antisismique, fondation, calcul.

Version française

**Eurocode 8 — Conception et dimensionnement des structures
pour leur résistance aux séismes —
Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement
et aspects géotechniques**

Eurocode 8 — Auslegung von Bauwerken
gegen Erdbeben und national
Anwendungsdokumente —
Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke

Eurocode 8 — Design provisions
for earthquake resistance of structures
and National Application Document —
Part 5: Foundations, retaining structures
and geotechnical aspects

La présente prénorme européenne (ENV) a été adoptée par le CEN comme norme expérimentale pour application provisoire. La période de validité de cette ENV est limitée initialement à trois ans. Après deux ans, les membres du CEN seront invités à soumettre leurs commentaires, en particulier sur l'éventualité de la conversion de l'ENV en norme européenne (EN).

Les membres du CEN sont tenus d'annoncer l'existence de cette ENV de la même façon que pour une EN et de rendre cette ENV rapidement disponible au niveau national sous une forme appropriée. Il est admis de maintenir (en parallèle avec l'ENV) des normes nationales en contradiction avec l'ENV en application jusqu'à la décision finale de conversion possible de l'ENV en EN.

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

CEN

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Europäisches Komitee für Normung
European Committee for Standardization

Secrétariat Central : rue de Stassart 36, B-1050 Bruxelles

Sommaire

	Page
Avant-propos	4
1 Généralités	6
1.1 Domaine d'application de la partie 5 de l'Eurocode 8	6
1.2 Définitions	6
1.2.1 Termes communs à tous les Eurocodes	6
1.3 Termes spécifiques à la partie 5	6
1.4 Unités S.I.	6
1.5 Notations	6
2 Action sismique	8
2.1 Définition de l'action sismique	8
2.2 Représentation temporelle	8
3 Propriétés du sol	8
3.1 Caractéristiques de résistance	8
3.2 Caractéristiques de raideur et d'amortissement	9
4 Prescriptions pour le choix du site et des sols de fondation	9
4.1 Choix du site	9
4.1.1 Proximité des failles sismiques actives	9
4.1.2 Stabilité des pentes	9
4.1.2.1 Prescriptions générales	9
4.1.2.2 Action sismique	10
4.1.2.3 Méthodes de calcul	10
4.1.2.4 Vérifications de sécurité par la méthode pseudo-statique	11
4.1.3 Sols potentiellement liquéfiables	11
4.1.4 Densification des sols sous actions cycliques	13
4.2 Reconnaissance du sol et études géotechniques	13
4.2.1 Critères généraux	13
4.2.2 Détermination du profil de sol soumis à des actions sismiques	13
4.2.3 Variation de la raideur et de l'amortissement du sol en fonction du niveau de déformation	14
5 Systèmes de fondation	15
5.1 Prescriptions générales	15
5.2 Règles de conception et de dimensionnement	15
5.3 Effets des actions de calcul	15
5.3.1 Incidence du dimensionnement de la structure	15
5.3.2 Transmission des effets des actions au sol	15
5.4 Critères de vérification et de dimensionnement	16
5.4.1 Fondations appuyées directement sur le sol (superficielles ou encastrées)	16
5.4.1.1 Semelles (calcul à l'état limite ultime)	16
5.4.1.2 Liaisons horizontales entre fondations	17
5.4.1.3 Raders	18
5.4.1.4 Fondation en caissons	18
5.4.2 Pieux et puits	18
6 Interaction sol-structure	20
7 Ouvrages de soutènement des terres	20
7.1 Prescriptions générales	20
7.2 Choix et considérations générales de conception et de dimensionnement	21
7.3 Méthodes de calcul	21
7.3.1 Méthodes générales	21

Sommaire (fin)

	Page
7.3.2 Méthodes simplifiées : calcul pseudo-statique	21
7.3.2.1 Modèles de base	21
7.3.2.2 Action sismique	22
7.3.2.3 Valeurs de calcul de la poussée des terres et de la pression de l'eau	24
7.3.2.4 Pression hydrodynamique sur la face extérieure du mur	24
7.4 Vérifications de la stabilité et de la résistance	24
7.4.1 Stabilité du sol de fondation	24
7.4.2 Système d'ancrage	25
7.4.3 Résistance de la structure	25
Annexe A (informative) Facteurs d'amplification topographique	26
Annexe B (informative) Diagrammes empiriques pour l'analyse simplifiée de la liquéfaction	27
Annexe C (informative) Raideur statique à la tête des pieux	30
Annexe D (informative) Interaction dynamique sol-structure — Effets généraux et signification	31
Annexe E (informative) Calcul simplifié pour les ouvrages de soutènement	32
Annexe F (informative) Représentations temporelles de l'action sismique	35

Avant-propos

Objectifs des Eurocodes

- (1) Les «Eurocodes structuraux» constituent un ensemble de normes concernant la conception structurale et géotechnique des bâtiments et des ouvrages de génie civil.
- (2) Ils ne traitent de l'exécution et du contrôle que dans la mesure où il est nécessaire d'indiquer la qualité des produits de construction et le niveau de qualité de la mise en œuvre, nécessaires pour assurer la compatibilité avec les règles de conception.
- (3) Tant qu'un ensemble harmonisé de spécifications techniques des produits et de méthodes d'analyse des performances n'est pas disponible, un certain nombre d'Eurocodes structuraux traiteront de certains de ces aspects dans des annexes informatives.

Contexte du programme Eurocodes

- (4) La Commission des Communautés Européennes (CCE) a entrepris d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées concernant la conception des bâtiments et des ouvrages de génie civil, afin de proposer une solution de rechange aux différentes règles en vigueur dans les États membres et, finalement, de les remplacer. Ces règles techniques sont habituellement connues sous le nom de «Eurocodes structuraux».
- (5) En 1990, après consultation des différents États membres, la CCE a chargé le CEN d'assurer le développement, la publication et la mise à jour des Eurocodes et le secrétariat de l'AELE a accepté de soutenir le CEN dans son travail.
- (6) Le Comité Technique CEN/TC 250 est responsable de l'ensemble des Eurocodes structuraux.

Programme des Eurocodes

- (7) Les travaux concernant les Eurocodes structuraux suivants sont en cours, chacun étant en général constitué d'un certain nombre de Parties :

ENV 1991	Eurocode 1	:	Bases de calcul et actions sur les structures
ENV 1992	Eurocode 2	:	Calcul des structures en béton
ENV 1993	Eurocode 3	:	Calcul des structures en acier
ENV 1994	Eurocode 4	:	Calcul des structures mixtes acier-béton
ENV 1995	Eurocode 5	:	Calcul des structures en bois
ENV 1996	Eurocode 6	:	Calcul des structures en maçonnerie
ENV 1997	Eurocode 7	:	Calcul géotechnique
ENV 1998	Eurocode 8	:	Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes
ENV 1999	Eurocode 9	:	Calcul des structures en alliage d'aluminium

- (8) Des sous-comités distincts, chargés des divers Eurocodes énumérés ci-dessus, ont été institués par le CEN/TC 250.

- (9) La présente partie de l'ENV 1998 a été publiée sous le titre de prénorme européenne pour une durée de vie initiale de trois ans.

- (10) La présente prénorme européenne est destinée à une application expérimentale et à un recueil d'observations.

- (11) Dans deux ans environ, les membres du CEN seront invités à formaliser leurs observations en vue de les prendre en compte pour déterminer les actions futures à entreprendre.

- (12) Entre temps, il convient d'envoyer les réactions et les observations concernant cette Prénorme européenne au secrétariat du CEN/TC 250 à l'adresse suivante :

IPQ c/o LNEC
Avenida do Brasil 101
P — 1799 LISBOA Codex
PORTUGAL

ou à votre organisme national de normalisation.

Documents d'Application Nationale (DAN)

(13) Étant donné les responsabilités des autorités des États Membres en matière de sécurité, de santé, et d'autres aspects couverts par les exigences essentielles de la Directive des Produits de Construction (DPC), des valeurs indicatives ont été attribuées à certains éléments de sécurité, identifiées par le sigle []. Il incombe aux autorités de chaque État Membre, d'attribuer des valeurs définitives à ces éléments de sécurité.

(14) Certaines des normes d'accompagnement harmonisées peuvent ne pas être disponibles lors de la publication de cette prénorme. C'est pourquoi il est prévu que le Document d'Application Nationale (DAN), donnant les valeurs définitives des éléments de sécurité, faisant référence aux normes d'accompagnement compatibles et précisant les directives nationales d'application de cette prénorme européenne, soit publié par chaque pays membre ou par son organisme national de normalisation.

(15) Il est prévu que cette prénorme européenne soit utilisée conjointement avec le DAN valable dans le pays où l'ouvrage de bâtiment ou de génie civil est situé.

Problèmes spécifiques à cette prénorme européenne

(16) L'objet de l'Eurocode 8 est défini dans l'ENV 1998-1-1 au paragraphe 1.1.1 et l'objet de la présente partie est défini en 1.1. Les autres parties de l'Eurocode 8 sont indiquées dans l'ENV 1998-1-1 au paragraphe 1.1.3.

(17) Pour le dimensionnement des structures en zones sismiques, les dispositions de la présente Prénorme sont à appliquer en complément aux dispositions des autres parties concernées de l'ENV 1998 et des autres Eurocodes. Les dispositions de cette Prénorme constituent en particulier un complément à celles de l'ENV 1997, qui ne traitent pas les prescriptions spéciales liées au dimensionnement parasismique.

(18) En raison des incertitudes concernant les actions sismiques et les propriétés des matériaux, la partie 5 ne peut pas traiter en détail toutes les situations de calcul, et sa bonne application peut nécessiter l'intervention d'ingénieurs spécialisés et expérimentés.

1 Généralités

1.1 Domaine d'application de la partie 5 de l'Eurocode 8

(1) P La partie 5 de l'Eurocode 8 établit les prescriptions, les critères et les règles concernant le choix du site et pour le sol de fondation. Elle traite de la conception et du dimensionnement de différents systèmes de fondation et d'ouvrages de soutènement des terres ainsi que de l'interaction sol-structure sous l'effet des actions sismiques. En tant que telle, elle complète les règles de l'Eurocode 7 qui ne traitent pas des prescriptions particulières du dimensionnement parasismique.

(2) P Les dispositions de la partie 5 s'appliquent en général aux bâtiments (parties 1-1, 1-2 et 1-3), aux ponts (partie 2), aux pylônes, mâts et cheminées (partie 3), aux silos, réservoirs, et canalisations (partie 4).

(3) P Lorsque des prescriptions de conception et de dimensionnement particulières aux fondations de certains types de structures sont nécessaires, il y a lieu de se reporter aux parties qui les concernent dans le présent Eurocode.

1.2 Définitions

1.2.1 Termes communs à tous les Eurocodes

(1) P Le paragraphe 1.4.1 de la partie 1-1 de cet Eurocode s'applique aux termes communs à tous les Eurocodes.

1.3 Termes spécifiques à la partie 5

(1) P La définition du «sol» est indiquée en 1.4.2 de l'Eurocode 7, alors que d'autres définitions de géotechnique, qui se rapportent particulièrement aux séismes, telles que «liquéfaction», se trouvent dans le présent texte.

(2) Les autres termes relatifs aux séismes et qui concernent les structures, utilisés dans la partie 5, sont définis en 1.4.2 de la partie 1-1.

1.4 Unités S.I.

(1) P Les unités S.I. doivent être utilisées conformément à la norme ISO 1000.

(2) En complément aux unités recommandées au paragraphe 1.5 de la partie 1-1, il faut se reporter, au paragraphe 1.5 de l'Eurocode 7 pour les calculs géotechniques

1.5 Notations

(1) Pour des raisons de facilité toutes les notations utilisées dans la partie 5 sont définies dans le texte lorsqu'elles apparaissent pour la première fois. En complément, une liste de notations est donnée ci-dessous :

E_d : valeur de calcul de la poussée totale des terres sur les ouvrages de soutènement.

E_{pd} : capacité de résistance en butée sur la face latérale de la semelle.

E_R : rapport d'énergie mesuré lors de l'essai de pénétration standard (SPT).

F_H : valeur de calcul de la force d'inertie sismique horizontale.

F_V : valeur de calcul de la force d'inertie sismique verticale.

$F_{fr,d}$: valeur de calcul de la force de frottement entre la base horizontale de la semelle et le sol.

G : module de cisaillement.

G_{max} : module de cisaillement moyen à faibles déformations.

k_h : coefficient sismique horizontal.

k_v : coefficient sismique vertical.

L_e : distance du mur à l'ancrage, en conditions dynamiques.

(1.5) A L_e : distance du mur au point à mi-hauteur de l'ancrage, en conditions dynamiques

L_s : distance du mur à l'ancrage, en conditions statiques.

(1.5) A L_s : distance du mur au point à mi-hauteur de l'ancrage, en conditions statiques

M_{sd} : valeur de calcul d'un moment sollicitant.

N_{spt} : nombre de coups mesuré lors de l'essai de pénétration standard.

$N_1(60)$: valeur de la pénétration standard normalisée pour tenir compte du poids des terres et de l'énergie impartie.

N_{sd} : valeur de calcul de l'effort normal sur la base horizontale.

PI : indice de plasticité du sol.

R_d : valeur de calcul de la résistance du sol.

S : paramètre de caractérisation du profil du sol.

S_d : valeur de calcul des effets de l'action sur le sol.

V_{sd} : valeur de calcul de l'effort tranchant horizontal.

W : poids de la masse en mouvement.

c : cohésion du sol exprimée en termes de contrainte totale.

c' : cohésion du sol exprimée en termes de résistance effective.

c_u : résistance au cisaillement non drainée.

d : diamètre du pieu.

d_f : déplacement des murs de soutènement.

g : accélération de la pesanteur.

q_c : valeurs mesurées de la résistance à la pénétration statique.

q_{c1} : résistance à la pénétration statique normalisée pour tenir compte du poids des terres.

(1.5) A q_u : résistance ultime du sol

r : coefficient pour la valeur de calcul du coefficient sismique dans le sol.

v_s : vitesse de propagation des ondes de cisaillement.

$v_{s,max}$: valeur moyenne de v_s à faibles déformations ($\leq 10^{-5}$).

α : coefficient sismique du sol, c'est-à-dire rapport entre l'accélération de calcul a_g et l'accélération de la pesanteur.

γ : poids volumique du sol.

γ_w : poids volumique de l'eau.

δ : valeur de calcul de l'angle de frottement entre le sol et la semelle ou le mur de soutènement.

ϕ : angle de frottement en termes de contrainte totale.

ϕ' : angle de frottement en termes de contrainte effective.

σ_{vo} : pression totale due à la surcharge, identique à la contrainte verticale totale.

σ'_{vo} : pression effective due à la surcharge, identique à la contrainte verticale effective.

τ_e : contrainte de cisaillement sismique.

2 Action sismique

2.1 Définition de l'action sismique

- (1) P L'action sismique doit être, en général, en concordance avec les principes fondamentaux et les définitions indiquées en 4.2 de la partie 1-1 du présent Eurocode, en tenant compte des dispositions du paragraphe 4.2.2 ci-après.
- (2) P Les combinaisons des actions sismiques avec d'autres actions doivent être conformes au paragraphe 4.4 de la partie 1-1.
- (3) Des simplifications admises pour le choix des actions sismiques sont introduites chaque fois qu'elles sont appropriées.

2.2 Représentation temporelle

- (1) P Si des analyses dans le domaine temporel sont effectuées, on peut utiliser soit des accélérogrammes artificiels soit des enregistrements réels de mouvements forts ; leur valeur de pic et leur contenu fréquentiel doivent être conformes aux prescriptions du paragraphe 4.3.2 de la partie 1-1.

2.2 (1)P I Cette partie est invalidée et remplacée par : ... aux indications de l'annexe F de la présente Prénorme.

2.2 (1)P C Le paragraphe 4.3.2 du DAN de la partie 1.1 ayant été invalidé, les valeurs de pic et le contenu fréquentiel des accélérogrammes devront être conformes aux indications de l'annexe F.

- (2) Dans les vérifications de la stabilité dynamique, impliquant le calcul de la déformation permanente du sol, l'excitation devrait consister de préférence en accélérogrammes enregistrés sur le site lors de séismes réels ; ces derniers possèdent en effet un contenu réaliste en basses fréquences et un phasage approprié entre les composantes horizontales et verticales du mouvement. La durée des mouvements forts doit être choisie en général de manière compatible avec le tableau 4.3 de la partie 1-1.

2.2 (2) I Cette partie est invalidée et la fin de la phrase «avec le tableau 4.3 de la partie 1-1» est remplacée par : «avec les indications de l'annexe F».

3 Propriétés du sol

3.1 Caractéristiques de résistance

- (1) En général, la valeur des caractéristiques de résistance du sol, applicable dans des conditions statiques non drainées, c'est-à-dire la résistance au cisaillement non drainée c_u ou les caractéristiques en contraintes totales c et $\text{tg } \phi$, peut être utilisée. Par ailleurs, on peut utiliser des caractéristiques en contraintes effectives, avec la pression d'eau interstitielle appropriée, engendrée lors du chargement cyclique.
- (2) Les valeurs recommandées pour le coefficient de sécurité γ_m sont [1,3] pour c_u , [1,2] pour c et [1,1] pour $\text{tg } \phi$. Pour le calcul en contraintes effectives, les valeurs recommandées au paragraphe 2.4.3 de l'Eurocode 7 peuvent être adoptées.

3.1 (2) I Pour le calcul en contraintes effectives, les valeurs recommandées sont 1,1 sur $\text{tg } \phi$ et 1,4 sur c .

3.1 (2) A Pour le cas des bâtiments et lorsqu'il est fait référence à la résistance ultime sol c_u , le coefficient de sécurité à appliquer sur c_u est de 1,5.

3.2 Caractéristiques de raideur et d'amortissement

(1) Dû à son influence sur les actions sismiques de calcul, le module de cisaillement G , indiqué ci-dessous, est la caractéristique de raideur du sol la plus importante sous charges sismiques :

$$G = \frac{\gamma}{g} v_s^2 \quad \dots (3.1)$$

où :

γ est le poids volumique du sol ;

v_s est la vitesse de propagation des ondes de cisaillement ; et

g est l'accélération de la pesanteur.

(2) Des critères pour déterminer v_s , incluant sa variation en fonction du niveau de déformation du sol, sont indiqués aux paragraphes 4.2.2 et 4.2.3 ci-après.

(3) Il faut en outre considérer l'amortissement du sol, dans les cas où les effets de l'interaction sol-structure, spécifiés dans le chapitre 6, sont à prendre en compte.

(4) L'amortissement interne causé par le comportement anélastique du sol sous chargement cyclique, et l'amortissement radiatif, causé par les ondes sismiques qui se propagent à partir de la fondation, doivent être considérés séparément.

4 Prescriptions pour le choix du site et des sols de fondation

4.1 Choix du site

(1) P Le site de construction et la nature du sol de fondation doivent être choisis de manière à minimiser le danger potentiel de rupture, d'instabilité des pentes, de liquéfaction, lié à la forte sensibilité à la densification, dans le cas d'un séisme.

(2) P La possibilité d'apparition de ces phénomènes doit être examinée, comme cela est précisé dans les paragraphes suivants.

4.1.1 Proximité des failles sismiques actives

(1) P Les bâtiments faisant partie des catégories d'importance [I, II, III] définies au paragraphe 3.7 de la partie 1-2, ne doivent pas être construits, en général, à proximité immédiate des failles tectoniques reconnues comme étant actives du point de vue sismique, dans les documents élaborés par les autorités nationales.

(2) L'absence de mouvement, pendant le quaternaire récent, doit être utilisée afin d'identifier les failles non actives, pour la plupart des structures qui ne présentent pas de danger pour la sécurité publique.

4.1.1 (2) A Sont spécialement visés les ouvrages appartenant à la catégorie de risque spécial, mentionnés en 1.1.1 (2) P CR du DAN de l'ENV 1998-1-1.

(3) P Des investigations géologiques particulières doivent être entreprises pour l'établissement des plans d'occupation des sols et pour la construction de structures importantes à proximité des failles actives, dans des zones de forte sismicité, afin de déterminer le risque associé aux ruptures de terrain et à la sévérité des secousses.

4.1.2 Stabilité des pentes

4.1.2.1 Prescriptions générales

(1) P Une vérification de la stabilité du sol doit être effectuée pour les bâtiments à construire sur ou à proximité de pentes naturelles ou artificielles, afin de s'assurer que la sécurité et/ou la fonctionnalité sont préservées sous l'effet du séisme de calcul.

(2) P Sous action sismique, l'état limite des pentes est défini comme l'état associé à des déplacements permanents **inacceptables** de la masse du sol ; ces déplacements sont à considérer sur une profondeur significative vis-à-vis des conséquences structurales et fonctionnelles pour l'ouvrage.

4.1.2.1 (2)P I Remplacer «inacceptables» par ...acceptables...

4.1.2.1 (2)P C Le mot «inacceptable» est remplacé par «acceptable» car c'est au-delà de cet état que les déplacements sont considérés comme inacceptables.

(3) La vérification de la stabilité n'est pas nécessaire pour les bâtiments de la catégorie d'importance [IV], si le retour d'expérience dans des conditions comparables montre que le sol est stable sur le site de la construction.

4.1.2.2 Action sismique

(1) P L'action sismique de calcul à prendre en compte lors de la vérification de la stabilité doit être conforme aux définitions données au paragraphe 2.1.

(2) P Une majoration des actions sismiques de calcul doit être appliquée lors des vérifications de la stabilité du sol, pour des ouvrages essentiels situés sur ou à proximité de pentes ayant une forte inclinaison. Des informations complémentaires sont données dans l'annexe A.

(3) Des simplifications admises pour les actions sismiques sont indiquées dans le paragraphe 4.1.2.3 ci-dessous.

4.1.2.3 Méthodes de calcul

(1) P La réponse des pentes au séisme de calcul doit être calculée soit au moyen de méthodes d'analyse dynamique consacrées, comme les éléments finis ou les modèles de bloc rigide, soit par des méthodes pseudo-statiques simplifiées soumises aux limitations des alinéas (3) et (8) ci-après.

(2) P Dans la modélisation du comportement mécanique des sols, il y a lieu de tenir compte de la diminution du module de déformation avec l'augmentation du niveau de déformation ainsi que des effets possibles de majoration de la pression interstitielle sous chargement cyclique.

(3) La vérification de la stabilité peut être effectuée par des méthodes pseudo-statiques simplifiées dans le cas où la topographie de surface et la stratigraphie du sol ne présentent pas d'irrégularités très prononcées.

(4) Les méthodes pseudo-statiques de l'analyse de la stabilité sont similaires à celles indiquées en 9.5 de l'Eurocode 7, à l'exception de la prise en compte de forces d'inertie horizontales et verticales appliquées à chaque partie de la masse du sol, et aux charges gravitaires agissant au sommet de la pente s'il en existe.

(5) P Les valeurs de calcul des forces sismiques d'inertie pour les calculs pseudo-statiques doivent être :

$$F_H = 0,5 \alpha W \quad \text{en direction horizontale}$$

et

$$F_V = \pm 0,5 F_H \quad \text{en direction verticale}$$

où :

α est la valeur de calcul du coefficient sismique du sol ; et

W est le poids de la masse en mouvement.

Un coefficient d'amplification topographique doit être appliqué à α , comme spécifié dans l'annexe A.

4.1.2.3 (5) C Les expressions ci-dessus ne concernent que les forces sismiques appliquées aux masses de sol.

(6) P Une condition d'état limite doit être vérifiée alors pour la surface de glissement potentiel la plus critique.

(7) La condition d'état limite de service peut être vérifiée en calculant le déplacement permanent de la masse en mouvement par un modèle dynamique simplifié, consistant en un bloc rigide glissant avec frottement sur la pente. Dans ce modèle, on doit adopter une représentation temporelle pour l'action sismique, conformément au paragraphe 2.2 et calée sur l'accélération de calcul sans réduction.

(8) P Des méthodes simplifiées, comme les méthodes pseudo-statiques, ne doivent pas être utilisées dans le cas de sols capables de développer des pressions interstitielles importantes, ou bien des dégradations significatives de raideur sous chargement cyclique.

(9) L'augmentation de la pression interstitielle doit être évaluée à partir d'essais appropriés : à défaut de tels essais et pour le prédimensionnement, elle peut être estimée par des corrélations empiriques.

4.1.2.4 Vérifications de sécurité par la méthode pseudo-statique

(1) P Pour les sols saturés, dans des zones avec $\alpha > [0,15]$ on doit tenir compte d'une dégradation possible de la résistance et d'une augmentation de la pression interstitielle dues au chargement cyclique faisant l'objet des limitations formulées en 4.1.2.3 (8).

(2) Les caractéristiques de résistance résiduelle du sol (à grande déformation) sont à prendre en compte pour les glissements latents pour lesquels les risques de réactivation dus aux séismes sont importants. Dans le cas de matériaux sans cohésion, susceptibles d'être le siège d'une augmentation de la pression interstitielle dans les limites du paragraphe 4.1.2.3., cette résistance peut être évaluée en diminuant la composante résistante de frottement par un coefficient approprié de pression interstitielle proportionnel à l'augmentation maximale de cette pression. Une telle majoration peut être estimée comme indiqué en 4.1.2.3 (9).

(3) Il n'est pas nécessaire d'appliquer une réduction de la résistance de cisaillement pour les sols fortement dilatants et sans cohésion comme les sables denses.

(4) P La vérification de la sécurité de la pente doit être réalisée conformément aux principes de l'Eurocode 7.

4.1.3 Sols potentiellement liquéfiables

(1) P La diminution de la résistance et/ou de la raideur due à l'augmentation durant le mouvement sismique, de la pression interstitielle d'eau dans les matériaux saturés sans cohésion, susceptibles de produire des déformations permanentes significatives, ou même une quasi-annulation de la contrainte effective dans le sol, est désignée dans ce qui suit par «liquéfaction».

(2) P Une évaluation de la sensibilité à la liquéfaction doit être effectuée lorsque le sol de fondation comprend des couches étendues ou des lentilles épaisses de sable lâche, avec ou sans fines silteuses ou argileuses, au-dessous du niveau de la nappe phréatique, et lorsque ce niveau est proche de la surface du sol. Cette évaluation doit être effectuée pour les conditions de site en champ libre (niveau de la surface du sol, niveau de la nappe phréatique), prédominantes durant la vie de la structure.

(3) P Les reconnaissances exigées dans ce but doivent comporter au minimum des essais de pénétration standard (*SPT*) ou de pénétration statique (*CPT*) ainsi que la détermination des courbes granulométriques en laboratoire.

(4) P Pour le *SPT*, les valeurs mesurées de l'indice de pénétration N_{SPT} , exprimées en coups / 30 cm doivent être normalisées à une pression effective de référence de 100 kPa et à une énergie d'impact égale à 60 % de l'énergie théorique de chute libre. Pour des profondeurs inférieures à 3 m, les valeurs *SPT* mesurées doivent être réduites de 25 %.

(5) La normalisation qui vis-à-vis de la surcharge due au terrain peut être effectuée en multipliant les valeurs mesurées de N_{SPT} par le facteur $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$, où σ'_{vo} (kPa) est la contrainte effective agissant à la profondeur à laquelle la mesure du *SPT* a été réalisée.

(6) La normalisation vis-à-vis de l'énergie exige simplement la multiplication de l'indice de pénétration mesuré par le facteur $ER/60$, où $ER = (\text{rapport de l'énergie mesurée à l'énergie théorique}) \times 100$. L'indice de pénétration standard normalisé (*SPT*) est noté $N_1(60)$ dans ce qui suit.

(7) P Pour le *CPT*, les valeurs mesurées de la résistance à la pénétration q_c doivent être normalisées à une pression effective de référence de 100 kPa.

(8) Cette normalisation peut être obtenue en multipliant la valeur q_c mesurée, par le facteur $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$ où σ'_{vo} est exprimé en kPa.

4.1.3 (8) I Remplacer le texte par : cette normalisation peut être obtenue en multipliant la valeur q_c mesurée par le facteur $1/(100\sigma'_{vo})^{1/2}$ où σ'_{vo} est exprimé en kPa.

(9) La résistance normalisée à la pénétration statique (*CPT*) est notée q_{c1} dans ce qui suit.

(10) Pour les bâtiments sur fondations superficielles, l'évaluation de la sensibilité à la liquéfaction peut être omise, lorsque les sols sableux saturés se trouvent à des profondeurs supérieures à [15] m de la surface du sol. Il est également admis de négliger le risque de liquéfaction lorsque $\alpha < [0,15]$ et lorsque, en même temps, une ou plusieurs des conditions suivantes sont réalisées :

- les sables contiennent de l'argile en proportion supérieure à 20 %, avec un indice de plasticité > 10 ;
- les sables contiennent des silts en proportion supérieure à 10 % et, en même temps, $N_1(60) > 20$;
- les sables sont propres, avec $N_1(60) > 25$.

4.1.3 (10) I Pour les bâtiments sur fondation superficielle, l'évaluation de la sensibilité à la liquéfaction peut être omise lorsque les sols sableux sont soumis en l'état final du projet à une contrainte verticale effective σ'_v supérieure aux valeurs suivantes :

- 0,20 MPa en zones Ia et Ib
- 0,25 MPa en zone II
- 0,30 MPa en zone III

Il est également admis de négliger le risque de liquéfaction lorsque une ou plusieurs des conditions suivantes sont satisfaites :

- les sables contiennent des silts (passant au tamis de 74 μm) en proportion supérieure à 70 % et simultanément un indice de plasticité supérieur à 10 % ;
- les sols ont une granulométrie présentant un diamètre à 10 % (D_{10}) supérieur à 2 mm ;
- les sables contiennent des silts en proportion supérieure à 25 % et en même temps $N_1(60) > 25$ ou $q_{c1} > 100$;
- les sables sont propres, avec $N_1(60) > 30$ ou $q_{c1} > 150$.

(11) P Lorsque aucune des conditions ci-dessus n'est remplie, on doit *a minima* évaluer le risque de liquéfaction par des méthodes reconnues d'ingénierie géotechnique, basées sur des corrélations expérimentales entre les mesures *in situ* et les contraintes critiques de cisaillement cyclique censées avoir causé la liquéfaction à l'occasion de séisme.

(12) Des abaques empiriques de liquéfaction, illustrant l'approche par corrélation expérimentale appliquée aux différentes mesures *in situ*, sont indiqués en annexe B. Dans cette approche, la contrainte de cisaillement sismique τ_e peut être évaluée à l'aide de l'expression simplifiée :

$$\tau_e = 0,65 \alpha S \sigma_{v0}$$

où :

α est la valeur de calcul du coefficient sismique du sol ;

S est le paramètre de caractérisation du profil de sol défini en 4.2.2 de la partie 1-1 ;

σ_{v0} est la contrainte totale.

Cette expression ne doit pas être appliquée dans le cas d'épaisseurs supérieures à 20 m.

(13) P Si on utilise l'approche par corrélation expérimentale, un sol doit être considéré potentiellement liquéfiable chaque fois que la contrainte de cisaillement induite par le séisme dépasse [80] % de la contrainte critique, censée avoir causé la liquéfaction à l'occasion de séismes antérieurs ; le niveau de la contrainte de cisaillement de [80] % implique un coefficient de sécurité de [1,25].

4.1.3 (13) P I La valeur de 80 % est remplacée par 75 % et celle de 1,25 par 1,33.

(14) P Si on constate que les sols sont sensibles à la liquéfaction et si on estime que les effets qui en découlent peuvent affecter la capacité portante ou la stabilité des fondations, la sécurité de ces dernières doit être rétablie. Ceci est possible en utilisant des méthodes appropriées d'amélioration du terrain et/ou des fondations sur pieux capables de transmettre les charges à des couches non sensibles à la liquéfaction.

(15) L'amélioration du sol. Pour éviter la liquéfaction, les traitements de sol appropriés consistent soit dans la densification pour obtenir une résistance suffisante, soit dans l'utilisation d'un drainage destiné à réduire l'excès de pression d'eau interstitielle produit par les secousses sismiques. La faisabilité de la densification dépend principalement de la proportion des fines dans le sol et de la profondeur.

(16) La seule utilisation de fondations sur pieux doit être considérée avec prudence, en raison des forces importantes induites dans les pieux par la perte de résistance du sol dans les couches liquéfiables et, en raison des incertitudes inévitables dans la détermination de la localisation et de l'épaisseur de ces couches,

4.1.3 (16) I Remplacer la fin de la phrase par : «... et en raison de l'amplitude des déplacements attendus».

4.1.3 (16) C L'utilisation de fondations sur pieux peut ne pas dispenser de traiter le sol vis-à-vis du risque de liquéfaction.

4.1.4 Densification des sols sous actions cycliques

(1) P La sensibilité des sols de fondation à la densification et aux tassements excessifs causés par des contraintes cycliques dues à un séisme, doit être prise en compte lorsque des couches étendues ou des lentilles épaisses de matériaux lâches, non saturés et sans cohésion, se trouvent à faible profondeur.

(2) Des tassements excessifs peuvent apparaître également dans des argiles très molles, par suite de la dégradation cyclique de leur résistance au cisaillement sous l'effet de sollicitations sismiques de longue durée.

(3) Le potentiel de densification et de tassement des sols décrits ci-avant doit être évalué par des méthodes de l'ingénierie géotechnique, en ayant recours, si nécessaire, à des essais appropriés statiques et cycliques en laboratoire, effectués sur des échantillons représentatifs du sol étudié.

(4) Si les tassements causés par la densification ou par la dégradation cyclique paraissent en mesure d'affecter la stabilité des fondations, on doit examiner la possibilité d'appliquer les méthodes d'amélioration du sol, décrites dans le chapitre 5 de l'Eurocode 7.

4.2 Reconnaissance du sol et études géotechniques

4.2.1 Critères généraux

(1) P Les reconnaissances et les études des sols de fondation dans les régions sismiques doivent suivre en général les mêmes critères que ceux adoptés dans des régions non sismiques, définis au chapitre 3 de l'Eurocode 7.

(2) Sauf dans le cas des bâtiments de la catégorie d'importance [IV], il est recommandé d'utiliser les pénétromètres statiques, chaque fois que possible dans les reconnaissances du sol, puisqu'ils fournissent un enregistrement continu des caractéristiques mécaniques du sol suivant la profondeur.

(3) P D'autres reconnaissances spécifiques des aspects sismiques, comme celles qui peuvent être exigées dans les cas cités aux paragraphes 4.1 ci-avant et 4.2.2 ci-après, sont décrites dans ces paragraphes.

4.2.2 Détermination du profil de sol soumis à des actions sismiques

(1) P Des données géologiques et géotechniques concernant le site destiné à la construction doivent être rassemblées en quantité suffisante pour permettre de déterminer un profil moyen du sol de fondation et le spectre de réponse qui lui correspond, tels qu'ils sont définis en 3.2 et 4.2.2 de la partie 1-1.

(2) Dans ce but les données obtenues *in situ* peuvent être complétées par des données concernant des zones adjacentes ayant des caractéristiques géologiques similaires.

(3) Les cartes de micro-zonage sismique ou les données existantes doivent être prises en compte, à condition qu'elles satisfassent à l'objectif du (1) ci-avant et qu'elles soient confirmées par des reconnaissances de sol effectuées sur le site même de la construction.

(4) P Lorsqu'il s'agit d'un site stable, le profil de vitesse v_s de propagation de l'onde de cisaillement dans le sol de fondation, doit être considéré comme le paramètre le plus fiable dans l'estimation des caractéristiques de sol sous l'action sismique propre au site.

(5) Pour des structures importantes, dans des régions de forte sismicité, et particulièrement dans les conditions de la classe C de sol de fondation, des mesures géophysiques, **en forage**, du profil v_s sont fortement recommandées.

(6) Lorsque les mesures *in situ* de v_s ne sont pas compatibles avec l'objet du projet et que les périodes de vibration naturelle du sol doivent être déterminées, le profil v_s doit être évalué par des corrélations empiriques, en utilisant la résistance à la pénétration *in situ* ou d'autres propriétés géotechniques, tenant compte de la dispersion de telles corrélations.

4.2.2 (6) I Pour les autres cas et lorsque les périodes de vibration naturelle du sol doivent être déterminées, le profil v_s peut être évalué par des corrélations empiriques, en utilisant la résistance à la pénétration *in situ* ou d'autres propriétés géotechniques, tenant compte de la dispersion de telles corrélations.

(7) L'amortissement interne du sol doit être mesuré par des essais appropriés réalisés en laboratoire ou *in situ*. À défaut de mesures directes, et pour les accélérations de calcul inférieures à 0,10 g, un coefficient d'amortissement de 0,03 peut être utilisé.

4.2.3 Variation de la raideur et de l'amortissement du sol en fonction du niveau de déformation

(1) P La différence entre les valeurs de v_s pour une déformation faible, comme celles mesurées par des essais *in situ*, et les valeurs correspondant aux niveaux de déformation induites par le séisme de calcul, doit être prise en compte dans tous les calculs utilisant les propriétés dynamiques du sol dans des conditions stables.

(2) Pour des conditions locales de sols de fondations des classes B et C, avec une nappe phréatique à faible profondeur, et ne contenant pas de matériaux ayant un indice de plasticité $PI > 40\%$, ceci peut être réalisé, à défaut de données spécifiques, en utilisant les coefficients réducteurs de v_s donnés dans le tableau 4.1. Pour des profils de sol plus raides et un niveau de nappe plus profond, la réduction devrait être proportionnellement plus faible (et les écarts doivent être réduits).

(3) Pour des accélérations de calcul au niveau du sol, supérieures à 0,1 g, et lorsqu'on ne dispose pas de mesures spécifiques, on doit utiliser les coefficients d'amortissement interne indiqués dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1

Coefficient d'amortissement moyen de sol et coefficients de réduction moyens (\pm un écart type) pour la vitesse v_s des ondes de cisaillement et pour le module de cisaillement G , jusqu'à une profondeur de 20 m.

Coefficient sismique du sol, α	Coefficient d'amortissement	$\frac{v_s}{v_{smax}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0,10	0,03	0,9 (\pm 0,07)	0,80 (\pm 0,10)
0,20	0,06	0,7 (\pm 0,15)	0,50 (\pm 0,20)
0,30	0,10	0,6 (\pm 0,15)	0,35 (\pm 0,20)

v_{smax} est la valeur moyenne de v_s à faibles déformations ($\leq 10^{-5}$), ne dépassant pas 300 m/s ;

G_{max} est le module de cisaillement moyen à faibles déformations.

4.2.3 (2) C Les valeurs du tableau 4.1 ne sont valables que pour des valeurs de v_{smax} inférieures à 300 m/s ou, de manière équivalente, de G_{max} inférieures à 160 MPa.

5 Systèmes de fondation

5.1 Prescriptions générales

(1) P En complément aux règles générales de l'Eurocode 7, les fondations d'une structure située dans une région sismique, doivent respecter les prescriptions suivantes :

- a) les forces dues à la superstructure sont transmises au sol, conformément aux critères du 5.3.2 sans déformations permanentes sensibles ;
- b) les déformations du sol induites par le séisme sont compatibles avec les exigences fondamentales relatives à la structure ;
- c) la fondation est conçue, dimensionnée et mise en œuvre de manière à limiter les risques liés à l'incertitude de la réponse sismique. Dans ce but, les règles du 5.2 et les mesures minimales du 5.4 doivent être respectées.

5.1 (1) a) P I Le mot «sensibles» est remplacé par «substantielles», qui doit s'entendre comme inacceptables pour la structure vis-à-vis de son environnement.

(2) P Il y a lieu de tenir compte du fait que les propriétés mécaniques des sols dépendent de la déformation (voir 4.2.3) et des effets liés à la nature cyclique du chargement sismique. Les propriétés des sols améliorés *in situ*, ou même substitués, doivent être prises en compte si l'amélioration ou la substitution du sol original est rendue nécessaire par sa sensibilité à la liquéfaction ou à la densification.

5.2 Règles de conception et de dimensionnement

(1) P En général un seul type de fondation doit être utilisé pour la même structure, sauf si cette dernière consiste d'entités dynamiquement indépendantes. On doit éviter en particulier l'utilisation de pieux et de fondations superficielles dans le même bâtiment, sauf si une étude spécifique démontre le caractère adéquat d'une telle solution.

(2) P Lors du choix du type de fondation, les aspects suivants doivent être considérés :

- a) la raideur de la fondation doit permettre la transmission au sol, de manière aussi uniforme que possible, des actions localisées provenant de la superstructure ;
- b) les effets des déplacements horizontaux différentiels entre les éléments verticaux doivent être pris en compte dans le choix de la raideur de la fondation dans son plan horizontal ;
- c) si on suppose une décroissance de l'amplitude du mouvement sismique, en fonction de la profondeur, celle-ci doit être justifiée par une étude appropriée, et en aucun cas le pic d'accélération ne peut être inférieur à [65] % de la valeur de calcul à la surface du sol.

5.3 Effets des actions de calcul

5.3.1 Incidence du dimensionnement de la structure

(1) P *Structures dissipatives*. Les effets des actions sur les fondations des structures dissipatives doivent être basés sur des considérations de dimensionnement en capacité, tenant compte du développement d'une possible sur-résistance. L'évaluation de tels effets doit être en conformité avec les paragraphes appropriés de la présente Prénorme ; en particulier pour les bâtiments, il y a lieu d'appliquer les dispositions limitatives du 4.2.6 (2) de la partie 1-2.

(2) P *Structures non dissipatives*. Les effets des actions sur les fondations des structures non dissipatives doivent être obtenus à partir des combinaisons des actions sismiques de calcul, définies au paragraphe 4.4 de la partie 1-1, sans considération de dimensionnement en capacité ; voir également le paragraphe 4.2.6 alinéa (3) de la partie 1-2.

5.3.2 Transmission des effets des actions au sol

(1) P Pour respecter les exigences du 5.1 a) les critères suivants doivent être adoptés pour la transmission au sol de la force horizontale et de l'effort normal et/ou du moment fléchissant. Des critères supplémentaires pour les pieux et puits sont indiqués en 5.4.2.

(2) P *Force horizontale*. L'effort tranchant horizontal de calcul V_{sd} doit être transmis au sol en mobilisant des efforts résistants dus à différents mécanismes et dont les valeurs de calculs sont les suivantes :

- a) valeur de calcul de la force de frottement $F_{fr,d}$ entre la base horizontale d'une semelle ou d'une dalle de fondation et le sol, comme décrite en 5.4.1.1 ;
- b) valeur de calcul de la force de frottement entre les faces verticales de la fondation et le sol ;
- c) valeur de calcul de la butée sur la face latérale de la semelle, avec les limitations et dans les conditions données aux paragraphes 5.4.1.1, 5.4.1.3 et 5.4.2 ;

(3) P On peut autoriser la combinaison de l'effort de frottement résistant et d'un maximum de [30] % de la résistance en butée.

(4) P *Effort normal et moment fléchissant*. Les effets des actions de calcul N_{sd} et M_{sd} , doivent être transmis au sol en mobilisant des efforts résistants dus à différents mécanismes et dont les valeurs de calculs sont les suivantes (la combinaison est permise) :

- a) valeur de calcul de la capacité portante sous charge verticale à la base de la fondation ;
- b) des moments fléchissants de calcul peuvent être ajoutés par le biais de la force de frottement horizontale de calcul entre les parois des éléments de fondations profondes (pieux, caissons) et le sol, dans les limites et les conditions décrites en 5.4.1.3 et 5.4.2 ;
- c) force de frottement verticale de calcul agissant entre les parois des éléments de fondation encastres et profonds (pieux, puits et caissons) et le sol.

5.4 Critères de vérification et de dimensionnement

5.4.1 Fondations appuyées directement sur le sol (superficielles ou encastrees)

(1) P Les vérifications et critères de dimensionnement suivants doivent être appliqués pour les fondations superficielles ou encastrees, portant directement sur le sol.

5.4.1.1 Semelles (calcul à l'état limite ultime)

(1) P Conformément aux critères de calcul à l'état limite ultime, la stabilité des semelles doit être vérifiée afin d'éviter la rupture par glissement et la rupture par perte de capacité portante.

5.4.1.1 (1) P I Conformément aux critères de calcul à l'état limite ultime, la stabilité des semelles doit être vérifiée afin d'éviter la rupture par perte de capacité portante et le cas échéant la rupture par glissement.

5.4.1.1 (1) P C On peut admettre pour certains ouvrages, selon leur constitution propre et leurs liaisons avec leur environnement, qu'il se produise sous séisme des déplacements par glissement.

(2) P *Rupture par glissement*. Dans le cas de fondations ayant leur base au-dessus du niveau de la nappe phréatique, ce type de rupture doit être évité par mobilisation du frottement et, dans des conditions particulières, par mobilisation de la butée latérale des terres.

5.4.1.1 (2) P I *Rupture par glissement*. Dans le cas de fondations, lorsque la rupture par glissement doit être évitée, les efforts résistants sont obtenus par mobilisation du frottement et, dans des conditions particulières, par mobilisation de la butée latérale des terres.

(3) À défaut d'études plus spécifiques, la valeur de calcul de la force de frottement peut être définie comme suit :

$$F_{fr,d} = N_{sd} \operatorname{tg} \delta \quad \dots (5.1)$$

avec :

δ Valeur de calcul de l'angle de frottement entre le sol et la semelle, pouvant être évaluée conformément au paragraphe 6.5.3 de l'Eurocode 7.

5.4.1.1 (3) C Ce paragraphe ne concerne que le cas des fondations ayant leur base située au-dessus du niveau de la nappe phréatique et pour lequel l'étude du comportement peut être abordée en contraintes effectives. Le coefficient de sécurité partiel à appliquer à $\text{tg } \delta$ est le même que celui appliqué à $\text{tg } \phi'$, défini au paragraphe 3.1.

(4) P Dans le cas des fondations situées en dessous du niveau de la nappe phréatique, la valeur de calcul de la force de frottement doit être évaluée sur la base de la résistance non drainée, conformément au paragraphe 6.5.3 de l'Eurocode 7.

5.4.1.1 (4) A Le coefficient de sécurité partiel à appliquer à la résistance au cisaillement non drainée est défini au paragraphe 3.1.

(5) La valeur de calcul de la capacité de résistance latérale E_{pd} sur la paroi de la semelle, peut être prise en compte comme précisé en 5.3.2 ci-avant, à condition que des mesures appropriées soient prises sur le site, telles que le compactage du remblai contre les parois de la semelle, la réalisation d'un mur de fondation vertical dans le sol, ou la coulée d'une semelle en béton directement contre une surface verticale nette du sol.

(6) P Pour la sécurité vis-à-vis de la rupture par glissement sur une base horizontale, l'inégalité suivante doit être satisfaite:

$$V_{sd} \leq F_{fr,d} + E_{pd} \quad \dots (5.2)$$

5.4.1.1 (6) P I Pour la sécurité et lorsque la rupture par glissement sur une base horizontale doit être évitée, l'inégalité suivante doit être satisfaite :

$$V_{sd} \leq F_{fr,d} + E_{pd} \quad \dots (5.2)$$

(7) P *Rupture par perte de capacité portante.* Pour satisfaire aux exigences du paragraphe 5.1.1 a), la capacité portante de la fondation doit être vérifiée sous la combinaison des effets des actions de calcul N_{sd} , V_{sd} et M_{sd} .

(8) L'attention est attirée sur le fait que certaines argiles sensibles peuvent subir une dégradation de leur résistance au cisaillement, et que des matériaux sans cohésion sont sujets à l'augmentation de la pression interstitielle dynamique sous chargement cyclique, et aux effets de la montée de l'eau après séisme, due à la dissipation vers le haut de la pression interstitielle, dans les couches situées en profondeur.

(9) L'évaluation de la capacité portante du sol sous chargement sismique exige une prise en compte des mécanismes possibles de dégradation de la résistance et de la raideur, qui peuvent intervenir même à des niveaux de déformation relativement faibles. Si ces phénomènes sont pris en compte, des valeurs réduites des coefficients partiels de sécurité des matériaux doivent être utilisées. À défaut, les valeurs indiquées en 3.1 (2) doivent être retenues.

(10) La capacité portante de la fondation doit être calculée en utilisant des diagrammes ou des formules qui tiennent compte de l'inclinaison et de l'excentricité des actions provenant des forces d'inertie de la structure (voir annexe 2 de l'Eurocode 7), ainsi que des effets des forces d'inertie dans le sol de fondation. L'augmentation de la pression interstitielle sous chargement cyclique doit être considérée, soit sous la forme d'une résistance non drainée, soit comme une pression interstitielle dans le calcul en contraintes effectives. Pour des structures importantes, le comportement non linéaire du sol doit être pris en compte pour déterminer les déformations permanentes éventuelles, lors d'un séisme.

5.4.1.2 Liaisons horizontales entre fondations

(1) P En conformité avec le paragraphe 5.2, les actions additionnelles, induites dans la structure par les déplacements différentiels horizontaux au niveau de la fondation, doivent être évaluées, et des dispositions appropriées doivent être prises.

(2) P Dans le cas des bâtiments, les prescriptions précédentes doivent être considérées comme satisfaites, si les fondations sont disposées dans le même plan horizontal et si des longrines ou une dalle adéquate sont prévues en tête des semelles ou des pieux. Ces mesures ne sont pas obligatoires pour les sites sur sol dur et les sites situés dans des zones où $\alpha < [0,05]$.

5.4.1.2 (2) P A Les poutres du plancher inférieur d'une construction ne peuvent être considérées comme jouant le rôle de longrines que si elles sont situées à une distance de la sous-face des semelles ou massifs sur pieux inférieure à 1,2 m. Le cas échéant, un dallage peut remplacer les longrines lorsqu'il respecte la règle ci-dessus.

(3) La résistance minimale à la traction à laquelle ces éléments de liaison doivent résister peut être évaluée par des méthodes simplifiées.

(4) P Faute de méthodes ou de règles plus précises, les liaisons entre fondations doivent être considérées satisfaisantes si les règles indiquées aux alinéas (5) et (6) ci-après sont respectées.

(5) *Longrines*

a) dimensionnement pour un effort normal en traction ou en compression égal à :

- $\pm 0,3 \alpha N_{sd}$ pour la classe de sol A ;
- $\pm 0,4 \alpha N_{sd}$ pour la classe de sol B ;
- $\pm 0,6 \alpha N_{sd}$ pour la classe de sol C ;

où N_{sd} est la valeur moyenne de calcul de l'effort normal (pour la combinaison sismique d'actions) agissant sur les éléments verticaux assemblés ;

b) ancrage suffisant de l'acier longitudinal dans l'épaisseur des semelles ou dans les longrines convergentes.

(6) *Dallages*

a) dimensionnement des zones jouant le rôle de longrines pour des efforts normaux égaux à ceux prévus pour les longrines en (5) a ;

b) ancrage suffisant de l'acier longitudinal des zones tendues dans l'épaisseur des semelles ou dans le dallage au-delà de la semelle.

5.4.1.3 *Radiers*

(1) Toutes les dispositions du paragraphe 5.4.1.1 peuvent être appliquées également aux radiers, mais avec les amendements suivants :

a) la résistance globale au frottement peut être prise en compte dans le cas d'un radier unique. Pour des réseaux simples de poutres de fondation, une surface équivalente de semelle peut être considérée à chaque intersection ;

b) les poutres de fondation et/ou les dalles peuvent jouer le rôle de longrines de liaison : la règle pour leur dimensionnement est applicable à une largeur effective correspondant à la largeur de la poutre de fondation ou à une largeur de dalle égale à dix fois son épaisseur.

5.4.1.3 (1) A Il est également autorisé d'appliquer les prescriptions du paragraphe 5.4.1.2 (6).

(2) Il peut être également nécessaire de vérifier un radier en tant que diaphragme, sous l'effet des forces d'inertie horizontales et des forces horizontales induites par la superstructure.

5.4.1.4 *Fondation en caissons*

(1) Toutes les dispositions du paragraphe 5.4.1.3 peuvent être appliquées également aux fondations en caissons. De plus, la résistance latérale du sol, spécifiée en 5.3.2 (2) et 5.4.1.1 (5) peut être prise en compte pour toutes les catégories de sols dans les limites prescrites.

5.4.2 *Pieux et puits*

(1) P Les pieux et les puits doivent être dimensionnés pour résister aux effets des deux types d'actions suivantes :

a) *forces d'inertie* de la superstructure. Ces forces combinées avec les charges statiques, conduisent aux valeurs de calcul N_{sd} , V_{sd} , M_{sd} , définies en 5.3.2 ;

b) *force d'origine cinématique* résultant de la déformation du sol environnant due au passage des ondes sismiques.

(2) P Le calcul des forces internes le long du pieu, ainsi que de la flèche et de la rotation en tête de pieu, doit être fondé sur des modèles discrets ou continus qui peuvent reproduire de manière réaliste (même si elle est approchée) :

- la raideur à la flexion du pieu ;
- les réactions du sol le long du pieu avec la prise en compte des effets du chargement cyclique et amplitude des déformations du sol ;
- les effets de l'interaction dynamique entre pieux (dénommés également effets de groupe dynamique) ;
- le degré de liberté de rotation en tête du pieu, ou de la liaison entre le pieu et la structure.

À cet égard, les expressions présentées dans l'annexe C peuvent être utilisées comme guide.

(3) P La résistance latérale des couches de sol sensibles à la liquéfaction ou à une dégradation importante de la résistance doit être négligée.

(4) L'utilisation de pieux inclinés pour transmettre au sol des actions latérales n'est pas recommandée. Si dans certains cas, des pieux inclinés sont utilisés, ils doivent être dimensionnés pour supporter aussi bien les chargements axiaux que les charges induisant de la flexion.

5.4.2 (4) C Ces dernières résultent, par exemple, des charges gravitaires induites par le sol du fait du tassement de celui-ci, entraînant une perte de réaction sous le pieu.

(5) P Les moments fléchissants dus à l'interaction cinématique doivent être calculés seulement dans les cas où deux ou plusieurs des conditions suivantes se produisent simultanément :

- le profil du sol de fondation appartient à la classe C, ou est de moins bonne qualité et comporte des couches successives ayant des raideurs nettement différentes ;
- il s'agit d'une zone de sismicité modérée ou forte : $\alpha > [0,10]$;
- la superstructure appartient à la catégorie d'importance I ou II.

(6) P Les pieux doivent être dimensionnés pour rester élastiques. Lorsque ceci n'est pas faisable, les sections de formation potentielle de rotules plastiques doivent être dimensionnées conformément aux règles de la partie 1-3 de l'Eurocode 8.

5.4.2 (6) P I Les pieux en béton doivent être dimensionnés à l'ELU compte tenu de la possibilité offerte d'organiser une rotule plastique en tête de ces pieux. Les rotules plastiques doivent être dimensionnées conformément aux règles de l'ENV 1998-1-3.

Les pieux doivent être armés sur toute leur longueur de la manière indiquée ci-après :

a) armatures longitudinales :

nombre minimal de barres	6
diamètre minimal	12 mm
section totale rapportée à la section nominale du pieu :	
minimum :	sols de type a ou b 0,5 %
	sols de type c 0,6 %
maximum :	3 %

b) armatures transversales :

Elles doivent être composées de cerces répondant aux conditions ci-après :

diamètre minimal	6 mm
pourcentage minimal en volume	$0,4 \% / \sqrt{d}$ borné supérieurement à 0,4 %

où d représente le diamètre du pieu, en mètres

espacement maximal nu à nu des cerces : 12 fois le diamètre des barres longitudinales.

(7) P Dans tous ces cas, il doit être supposé que des rotules plastiques peuvent se former sur :

- une profondeur $2d$ à partir de la tête du pieu ;
- une longueur $\pm 2d$ à partir de chaque interface entre deux couches présentant une différence marquée de raideur au cisaillement (rapport des modules de cisaillement > 6).

où d représente le diamètre du pieu. Ces régions doivent être conçues pour être ductiles, en utilisant un confinement approprié conformément aux règles de la partie 1-3 de l'Eurocode 8.

5.4.2 (7) P I Dans tous les cas de pieux en béton, il doit être prévu des renforts sur :

- une profondeur $2d$ à partir de la tête du pieu ;
- une longueur $\pm 2d$ à partir de chaque interface entre deux couches présentant une différence marquée de raideur au cisaillement (rapport des modules de cisaillement > 6).

où d représente le diamètre du pieu.

Ces renforts concernent uniquement les aciers transversaux et sont caractérisés par un pourcentage en volume de $0,8\%/\sqrt{d}$, borné supérieurement à $0,8\%$, et un espacement des cerces de 10 cm .

Il est loisible de prévoir des rotules plastiques aux emplacements précédemment cités. Ces régions doivent alors être conçues conformément aux règles de l'ENV 1998-1-3. Dans ces conditions, ces rotules plastiques peuvent être prises en compte dans les calculs.

5.4.2 (8) P A Cas particulier des pieux métalliques

Le pieu est, sauf disposition particulière, considéré comme encastré sur sa fondation. Il doit être justifié conformément à la section 3 de l'ENV 1998-5.

5.4.2 (9) P A Micropieux

Selon leur conception, ils sont à considérer soit comme des pieux en béton, soit comme des pieux métalliques et doivent être justifiés comme tels.

6 Interaction sol-structure

(1) P Les effets de l'interaction dynamique sol-structure doivent être pris en compte dans les cas de :

- structures pour lesquelles les effets $P-\delta$ (2^e ordre) doivent être considérés ;
- structures avec fondations massives ou profondes comme les piles de ponts, les caissons offshore et les silos ;
- structures hautes et élancées, comme les tours et les cheminées, traitées dans la partie 3 de l'Eurocode 8 ;
- structures supportées par des sols très mous avec une vitesse moyenne des ondes de cisaillement $v_{s,max}$ (définie dans le tableau 4.1) inférieure à 100 m/s .

6 (1) P a) I structures pour lesquelles les effets $P-\delta$ (2^e ordre) jouent un rôle prépondérant.

(2) Les effets généraux de l'interaction dynamique sol-structure sont décrits dans l'annexe D.

(3) P Les effets de l'interaction sol-structure sur les pieux doivent être évalués, pour toutes les structures, conformément au paragraphe 5.4.2.

7 Ouvrages de soutènement des terres

7.1 Prescriptions générales

(1) P Les ouvrages de soutènement des terres doivent être conçus et dimensionnés de manière à remplir leur fonction durant et après le séisme de calcul, sans subir de dommages structuraux significatifs.

(2) Les déplacements permanents, résultant de combinaisons de glissement et de basculement (ce dernier étant dû aux déformations irréversibles du sol de fondation), peuvent être acceptés à condition qu'ils respectent les exigences fonctionnelles **et/ou esthétiques**.

7.1 (1) P et (2) C Les termes grisés sont invalidés sans être remplacés.

7.2 Choix et considérations générales de conception et de dimensionnement

(1) P En général, le choix du type de structure doit être basé sur les conditions en service normal, suivant les principes généraux du chapitre 8 de l'Eurocode 7.

(2) Une attention particulière doit être accordée au fait que la conformité aux prescriptions parasismiques peut conduire à des ajustements et occasionnellement à un choix plus judicieux du type de structure.

(3) P Le remblai derrière la structure doit présenter une granulométrie soigneusement choisie et être compacté *in situ* de manière à réaliser, autant que possible, une continuité avec la masse du sol existant.

(4) P Les systèmes de drainage derrière la structure doivent être capables d'absorber des mouvements transitoires ou permanents sans perte de fonctionnalité.

(5) En particulier, dans le cas de sols sans cohésion, contenant de l'eau, le drainage doit être efficace jusqu'à des profondeurs nettement plus importantes que celle de la surface de rupture potentielle derrière les structures.

(6) P Il y a lieu de s'assurer que le sol supporté ne risque pas de se liquéfier sous l'effet du séisme de calcul.

7.2 (6) P A Dans l'éventualité contraire, il reste loisible d'apprécier les conséquences de ce phénomène.

7.3 Méthodes de calcul

7.3.1 Méthodes générales

(1) P Toute méthode existante, basée sur la dynamique des structures ou des sols, étayée par l'expérience et les observations, est considérée en principe comme acceptable pour évaluer la sécurité d'un ouvrage de soutènement des terres.

(2) Les aspects suivants doivent être pris en compte par une méthode appropriée :

- a) le comportement généralement non linéaire du sol en interaction dynamique avec l'ouvrage de soutènement ;
- b) les effets d'inertie associés à la masse du sol, à celle de la structure et à celles de toutes les autres masses engendrant des actions gravitaires qui peuvent participer au processus d'interaction ;
- c) les effets hydrodynamiques engendrés par la présence de l'eau dans le sol derrière le mur et/ou par l'eau sur la face extérieure du mur ;
- d) la compatibilité entre les déformations du sol, du mur et des tirants d'ancrage, lorsque ces derniers existent.

7.3.2 Méthodes simplifiées : calcul pseudo-statique

7.3.2.1 Modèles de base

(1) P Le modèle de base pour le calcul pseudo-statique doit comprendre l'ouvrage de soutènement et sa fondation, un coin de sol derrière la structure, supposé être dans un état d'équilibre limite actif (si la structure est suffisamment flexible), et éventuellement une masse de sol, à la base du mur, supposée être dans un état d'équilibre passif.

7.3.2.1 (1) P C Les éventuelles surcharges sur le terre-plein doivent être prises en compte avec leurs valeurs sismiques de calcul.

(2) Pour produire l'état actif du sol il faut que, durant le séisme de calcul, un mouvement suffisamment important du mur ait lieu, ce qui peut se produire par flexion, pour une structure flexible, ou par glissement ou rotation pour les structures massives. Pour évaluer le mouvement du mur nécessaire à l'établissement d'un état limite actif, voir le paragraphe 8.5.4 de l'ENV 1997.

(3) Pour des structures raides, comme les murs d'infrastructure ou les murs-poids, fondés sur du rocher ou sur pieux, des pressions plus grandes que des pressions actives se développent, et une condition de poussées des terres au repos comme indiquées en E9 de l'annexe E, est mieux adaptée. Les mêmes remarques s'appliquent aux murs de soutènement ancrés si aucun mouvement n'est permis.

7.3.2.1 (3) I Pour des structures raides, comme les murs d'infrastructure ou les murs-poids, fondés sur du rocher ou sur pieux, des pressions plus grandes que les pressions actives peuvent se développer comme indiquer en E9 de l'annexe E. Les mêmes remarques s'appliquent aux murs de soutènement ancrés si aucun mouvement n'est permis.

7.3.2.2 Action sismique

(1) P Pour le calcul pseudo-statique, l'action sismique doit être représentée par un ensemble de forces statiques horizontales et verticales égal au produit des forces de gravité par un coefficient sismique.

(2) P L'action sismique verticale doit être considérée comme agissant vers le haut ou vers le bas, de manière à produire l'effet le plus défavorable.

(3) L'intensité de telles forces sismiques équivalentes dépend, pour une région sismique donnée, de l'amplitude du déplacement permanent acceptable que la structure peut effectivement supporter.

(4)P À défaut d'études spécifiques, les coefficients sismiques horizontal (K_h) et vertical (K_v) affectant toutes les masses doivent être pris égaux à :

$$K_h = \alpha / r \quad K_v = 0,5 K_h \quad \dots (7.1)$$

où :

α est le coefficient sismique du sol ; et

r est le facteur indiqué dans le tableau 7.1.

Les coefficients sismiques sont supposés être constants sur la hauteur du mur, à l'exception des cas précisés en E2 de l'annexe E.

7.3.2.2 (4)P I À défaut d'études spécifiques, les coefficients sismiques horizontal (K_h) et vertical (K_v) affectant les masses de sol doivent être pris égaux à :

$$K_h = \alpha / r \quad K_v = 0,5 K_h \quad \dots (7.1)$$

où :

α est le coefficient sismique du sol et où le facteur ;

r est indiqué dans le tableau 7.1.

Pour les murs de hauteur < 10 m, les coefficients sismiques sont supposés être constants sur la hauteur du mur.

Tableau 7.1.

Facteur affectant le coefficient sismique horizontal.

Type d'ouvrage de soutènement	r
Murs-poids libres pouvant accepter un déplacement $d_r \leq 300 \alpha$ (mm)	2
Dito avec $d_r \leq 200 \alpha$ (mm)	1,5
Murs en b.a. soumis à la flexion,	}
Murs ancrés ou contreventés	
Murs en b.a. fondés sur pieux verticaux	
Murs d'infrastructure encastrés et culées des ponts	
	1

Tableau 7.1 I

Tableau 7.1.

Facteur r affectant le coefficient sismique horizontal.

Type d'ouvrage de soutènement	r
Murs-poids libres pouvant accepter un déplacement $d_r \leq 300 \alpha$ (mm)	2
Dito avec $d_r \leq 200 \alpha$ (mm)	1,5
Murs ancrés ou contreventés	}
Murs en b.a. fondés sur pieux verticaux	
Murs d'infrastructure encastrés et culées des ponts	
	1

(5) En présence de sols saturés sans cohésion, sensibles au développement de fortes pressions interstitielles :

- a) le facteur r du tableau 7.1 ne doit pas être supérieur à 1,0 ;
- b) le coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction ne doit pas être inférieur à 2.

7.3.2.2 (5) b) I Si une condition de liquéfaction est susceptible de se développer, il y a lieu de se reporter aux prescriptions du paragraphe 7.2 alinéa (6).

(6) Pour les ouvrages de soutènement de hauteur supérieure à [10] m et pour des informations complémentaires concernant le facteur r , voir E2 de l'annexe E.

(7) Sauf dans le cas des murs-poids, les effets de l'accélération verticale peuvent être négligés pour les ouvrages de soutènement.

7.3.2.3 Valeurs de calcul de la poussée des terres et de la pression de l'eau

(1) P La force totale de calcul E_d agissant sur le mur sous action sismique, doit être calculée en considérant les conditions de l'équilibre limite du modèle décrit en 7.3.2.1.

(2) E_d peut être évaluée comme indiqué dans l'annexe E.

(3) La force de calcul E_d est considérée comme la résultante des poussées statique et dynamique des terres.

7.3.2.3 (3) C Cette prescription s'applique aux états actifs et passifs.

(4) P À défaut d'études plus détaillées tenant compte de la raideur relative, du type de mouvement et de la masse relative de l'ouvrage de soutènement, le point d'application de la force due à la poussée dynamique des terres est supposé situé à la mi-hauteur du mur.

(5) Pour les murs qui peuvent tourner librement autour de leur base, le point d'application de la force dynamique peut être confondu avec celui de la force statique.

(6) P L'inclinaison par rapport à la normale du mur des pressions dues aux actions statique et dynamique, ne doit pas être prise supérieure à $(2/3) \phi'$ à l'état actif, et doit être prise égale à zéro à l'état passif.

(7) P Pour les sols situés en dessous de la nappe phréatique, il y a lieu de faire une distinction entre le cas des sols perméables dans des conditions dynamiques, pour lesquels l'eau interstitielle est libre de s'écouler par rapport au squelette solide, et le cas des sols imperméables dans des conditions dynamiques, sols pour lesquels aucun drainage ne peut avoir lieu pendant la durée d'application des actions sismiques.

(8) Pour les situations les plus courantes et pour les sols ayant une perméabilité inférieure à 5×10^{-4} m/s, l'eau interstitielle n'est pas libre de s'écouler par rapport au squelette solide ; l'action sismique se produit dans une situation essentiellement non drainée, et le sol peut être traité comme un milieu monophasique.

(9) P Dans le cas des sols imperméables dans des conditions dynamiques, toutes les dispositions antérieures s'appliquent, à condition que le poids volumique du sol et le coefficient sismique horizontal soient modifiés comme il est indiqué au E6 et E7 de l'annexe E.

(10) P Pour les remblais perméables dans des conditions dynamiques, les effets induits par les actions sismiques dans le sol et dans l'eau doivent être supposés non couplés.

(11) En conséquence, une pression hydrodynamique est ajoutée à la pression hydrostatique, comme indiqué en E7 de l'annexe E. Le point d'application de la force due à la pression hydrodynamique est situé, par rapport à la face supérieure de la couche saturée, à une profondeur égale à 60 % de l'épaisseur de cette couche.

(12) P Les dispositions précédentes ne sont applicables que si la liquéfaction du matériau de remblai, ou du sol naturel situé derrière la structure, est empêchée, par le respect des prescriptions des alinéas (4)P et (5) du paragraphe 7.2.

7.3.2.4 Pression hydrodynamique sur la face extérieure du mur

7.3.2.4 I Remplacer le texte invalidé par : pression hydrodynamique de l'eau libre sur la face avale du mur.

(1) P La variation maximale (positive ou négative) par rapport à la pression hydrostatique existante, due à l'oscillation de l'eau sur la face exposée du mur, doit être prise en compte.

7.3.2.4 (1)P C La partie de phrase grisée est invalidée sans être remplacée.

(2) Cette pression peut être évaluée comme cela est indiqué en E8 de l'annexe E.

7.4 Vérifications de la stabilité et de la résistance

7.4.1 Stabilité du sol de fondation

(1) P Les vérifications suivantes doivent être effectuées :

- stabilité globale
- rupture locale du sol

(2) P Les vérifications de la stabilité globale doivent être effectuées en conformité avec les prescriptions du paragraphe 4.1.2.4.

7.4.1 (2)P A Les caractéristiques du sol doivent être choisies conformément au paragraphe 3.1.

(3) P La résistance ultime de la fondation doit être vérifiée afin d'éviter la rupture par glissement et la rupture par perte de capacité portante, comme indiqué au paragraphe 5.4.1.1. Il y a lieu de se reporter également aux paragraphes 8.6.3 et 8.6.4 de l'ENV 1997.

7.4.1 (3)P I La résistance ultime de la fondation doit être vérifiée afin d'éviter la rupture par perte de capacité portante et, le cas échéant, par glissement, comme indiqué au paragraphe 5.4.1.1. Il y a lieu de se reporter également aux paragraphes 8.6.3 et 8.6.4 de l'ENV 1997.

7.4.2 Système d'ancrage

(1) Les murs et les rideaux en palplanches doivent présenter une résistance suffisante pour assurer l'équilibre du coin de sol critique, sous actions sismiques (7.3.2.1), ainsi qu'une capacité d'adaptation suffisante aux déformations du sol, d'origine sismique.

7.4.2 (1)P I Les systèmes d'ancrage (tirants d'ancrage et rideaux d'ancrage) prévus derrière les murs et les rideaux en palplanches doivent présenter des caractéristiques (résistance, longueur,...) suffisantes pour assurer la stabilité globale du système, sous actions sismiques (7.3.2.1), ainsi qu'une capacité d'adaptation suffisante aux déformations du sol, d'origine sismique.

(2) P Il faut s'assurer que le sol d'ancrage possède la résistance exigée pour assurer sa fonction d'ancrage durant le séisme de calcul, et qu'en particulier il n'atteigne pas un état proche de la liquéfaction.

(3) P La distance L_e de l'ancrage au mur doit être supérieure à la distance L_s exigée pour les charges statiques.

7.4.2 (3)P I La distance L_e de l'ancrage au mur doit, généralement, être supérieure à la distance L_s exigée pour les charges statiques.

(4) Cette distance peut être évaluée conformément à l'expression suivante :

$$L_e = L_s (1 + 1,5\alpha) \quad \dots (7.2)$$

7.4.2 (4) I Pour des ancrages implantés dans des sols de même nature que ceux soutenus par le rideau, et pour une configuration de surface de sol proche de l'horizontale, cette distance peut être évaluée conformément à l'expression suivante :

$$L_e = L_s (1 + 1,5\alpha) \quad \dots (7.2)$$

7.4.3 Résistance de la structure

(1) P Il doit être démontré que sous l'effet de la combinaison de l'action sismique avec d'autres actions possibles, l'équilibre est atteint sans dépasser les résistances de calcul du mur et des éléments structuraux d'appui.

(2) P Dans ce but, on doit considérer les modes d'état limite correspondant à la défaillance structurale, illustrés au paragraphe 8.6.6 de l'Eurocode 7.

(3) P Tous les éléments structuraux doivent être vérifiés pour satisfaire à la condition :

$$R_d \geq S_d \quad \dots (7.3)$$

avec :

R_d : résistance de calcul de l'élément, évaluée de même manière que pour une situation non sismique ;

S_d : effet des actions de calcul obtenu à partir de l'analyse décrite en 7.3.

Annexe A (informative) **Facteurs d'amplification topographique**

A.1 Dans cette annexe sont indiqués certains facteurs simplifiés d'amplification de l'action sismique, utilisés dans les vérifications des pentes. Ces facteurs sont assimilés au paramètre S de caractérisation du profil de sol, défini en 4.2.2 de la partie 1-1, et doivent être appliqués de préférence lorsque les pentes font partie d'irrégularités topographiques bidimensionnelles, comme les crêtes et les versants longs de hauteur supérieure à [30] m.

A.2 Pour des inclinaisons moyennes des terrains en pente, inférieures à environ [15°] les effets topographiques peuvent être négligés, alors qu'une étude spécifique est recommandée dans le cas d'une topographie locale fortement irrégulière. Pour des inclinaisons plus importantes, les indications suivantes peuvent être suivies :

- (a) *versants et pentes isolées*. Une valeur $S \geq [1,2]$ doit être utilisée pour les sites situés à proximité de la crête ;
- (b) *buttes dont la largeur de la crête est notablement inférieure à la largeur à la base*. Une valeur $S \geq [1,4]$ doit être utilisée à proximité de la crête des pentes dont l'angle d'inclinaison moyen est $> [30^\circ]$, et une valeur $S \geq [1,2]$ pour les angles inférieurs ;
- (c) *présence d'une couche plus lâche en surface*. Dans le cas d'une couche plus lâche en surface et d'épaisseur supérieure à [5] m la valeur **la plus faible** de S , donnée en (a) et (b), doit être augmentée d'au moins [20 %], conformément au paragraphe 4.2.2 (5) partie 1-1 de l'Eurocode 8 ;
- (d) *variation spatiale du facteur d'amplification*. On peut supposer que la valeur de S décroît linéairement, en fonction de la hauteur au-dessus de la base du versant, jusqu'à valoir un à la base.

A.3 En général, l'amplification sismique décroît rapidement en pénétrant à l'intérieur de la butte. C'est pour cela que les effets topographiques à considérer pour les analyses de stabilité sont plus importants et restent superficiels le long des crêtes de buttes ; ils sont beaucoup plus faibles dans le cas de glissements de terrain profonds avec des surfaces de rupture passant à proximité de la base. Si dans ce dernier cas la méthode d'analyse pseudo-statique est utilisée, les effets topographiques peuvent être négligés.

Annexe B (informative)

Diagrammes empiriques pour l'analyse simplifiée de la liquéfaction

B.1 Les diagrammes empiriques, utilisés pour l'analyse simplifiée de la liquéfaction, représentent des corrélations expérimentales entre les mesures réalisées *in situ* et les contraintes de cisaillement cycliques connues qui ont causé la liquéfaction lors de séismes antérieurs. En l'abscisse de ce type de diagramme est représentée une propriété du sol mesurée *in situ*, comme la résistance normalisée à la pénétration, ou la vitesse v_s de propagation des ondes de cisaillement. En ordonnée, on trouve la contrainte (τ_e) de cisaillement cyclique induite par le séisme, généralement normalisée par la pression effective (σ'_{v0}) due à la surcharge. Une courbe limite de la résistance cyclique séparant la région de non-liquéfaction (à droite) de celle où la liquéfaction est possible (à gauche et au-dessus de la courbe) est représentée sur tous les diagrammes. Parfois on donne plus d'une courbe, correspondant par exemple à des sols de teneurs différentes en fines ou à des séismes de magnitudes différentes. Lorsque les sols potentiellement liquéfiables se trouvent dans des couches ou des lentilles dont l'épaisseur ne dépasse pas quelques dizaines de centimètres, il est préférable de ne pas appliquer les critères empiriques de liquéfaction, à l'exception de ceux utilisant la résistance CPT.

Lorsque la teneur en graviers est importante, la sensibilité à la liquéfaction ne peut pas être exclue, mais les données issues de l'observation sont, à ce jour, insuffisantes pour bâtir un diagramme fiable de liquéfaction.

B.2 *Diagrammes basés sur l'indice SPT.* Parmi les diagrammes les plus utilisés, il faut citer ceux représentés dans la Figure B.1 pour les sables propres et les sables silteux. L'indice normalisé $N_1(60)$ est obtenu comme prescrit en 4.1.3. La liquéfaction ne peut vraisemblablement pas se produire au-dessous d'un certain seuil de τ_e , puisque le sol se comporte de manière élastique et qu'aucune accumulation de pression interstitielle ne se produit. Pour cette raison, la courbe limite n'est pas extrapolée jusqu'à l'origine. Pour appliquer le présent critère à des magnitudes différentes de 7,5, les ordonnées des courbes de la Figure B.1 doivent être multipliées par le facteur CM indiqué ci-dessous :

<u>M</u>	<u>CM</u>
5,5	2,86
6,0	2,20
6,5	1,69
7,0	1,30
8,0	0,67

B.3 *Diagrammes basés sur la résistance CPT.* Sur la base de nombreuses études de corrélation entre la résistance type CPT et l'indice SPT, le critère décrit en B.2 peut être exprimé également en termes de résistance normalisée à la pénétration statique q_{c1} établie en 4.1.3.

En supposant que $q_{c1}/N_1(60) = 5$ pour des sables propres, l'échelle en abscisse de la Figure B.1 peut être remplacée par les valeurs de q_{c1} , et la même courbe peut être utilisée. Cette dernière concorde raisonnablement avec les quelques valeurs CPT mesurées directement sur des sites liquéfiés lors de séismes récents.

B.3.1 *Diagrammes basés sur la résistance CPT.* Sur la base de nombreuses études de corrélation, la résistance type CPT permet d'établir de façon analogue à la résistance de type SPT, une évaluation de la résistance à la liquéfaction des sables. Ces corrélations directes doivent être préférées aux corrélations indirectes faisant usage d'une relation entre la valeur

SPT et la résistance de pointe q_c mesurée au pénétromètre. Un exemple de corrélation est donné sur la Figure B.3 en termes de résistance à la pénétration statique q_{c1} établie en 4.1.

B.4 Diagrammes basés sur la vitesse v_s des ondes de cisaillement. Cette propriété a un avenir prometteur pour l'évaluation de la sensibilité à la liquéfaction dans le domaine des sols qui se prêtent mal au prélèvement d'échantillons (tels que les silts et les sables) ou à la pénétration (graviers). Par ailleurs, des progrès significatifs ont été réalisés durant ces dernières années en ce qui concerne la mesure de v_s sur le terrain. La corrélation indiquée dans la Figure B.2, a été proposée comme relation entre le rapport τ_e/σ'_{v0} des contraintes cycliques à la vitesse normalisée des ondes de cisaillement :

$$v_{s1} = v_s (P_a / \sigma'_{v0})^{0,25}$$

où :

P_a représente la pression atmosphérique exprimée dans les mêmes unités que σ'_{v0} .

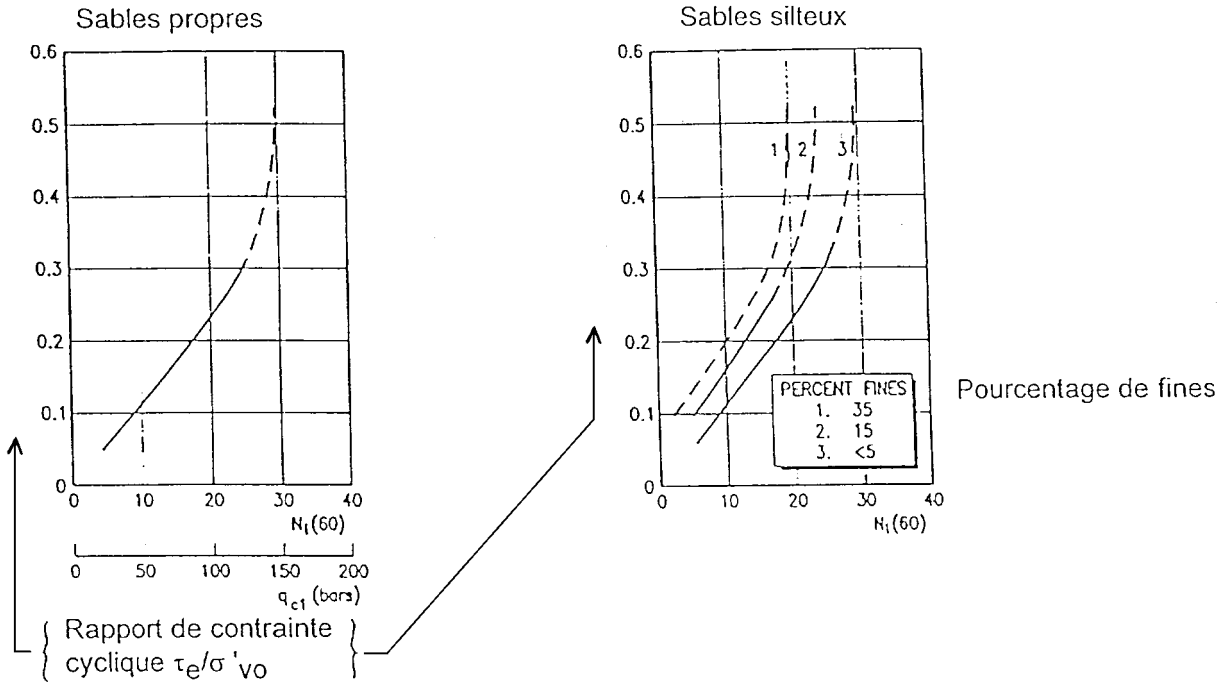


Figure B.1 ¹⁾ — Relation entre les rapports de contrainte produisant la liquéfaction et les valeurs $N_1(60)$ pour des sables propres et silteux pour des séismes de magnitude $M = 7,5$

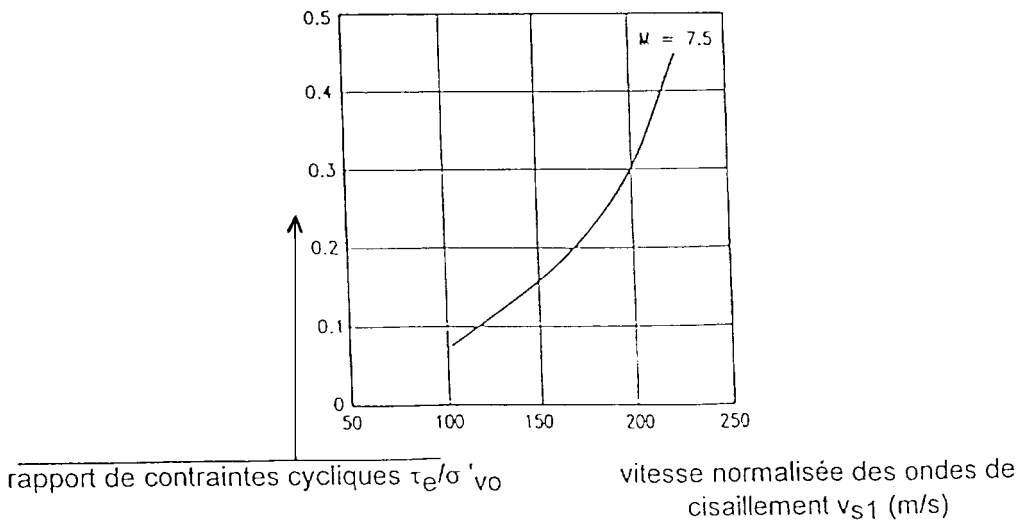


Figure B.2 ¹⁾ — Relation entre les rapports de contrainte produisant la liquéfaction et la vitesse normalisée des ondes de cisaillement, pour des séismes de magnitude $M = 7,5$

1) NdT — B.1 et B.2 ont été inversés dans le texte anglais.

Annexe B (Figure B.3) A

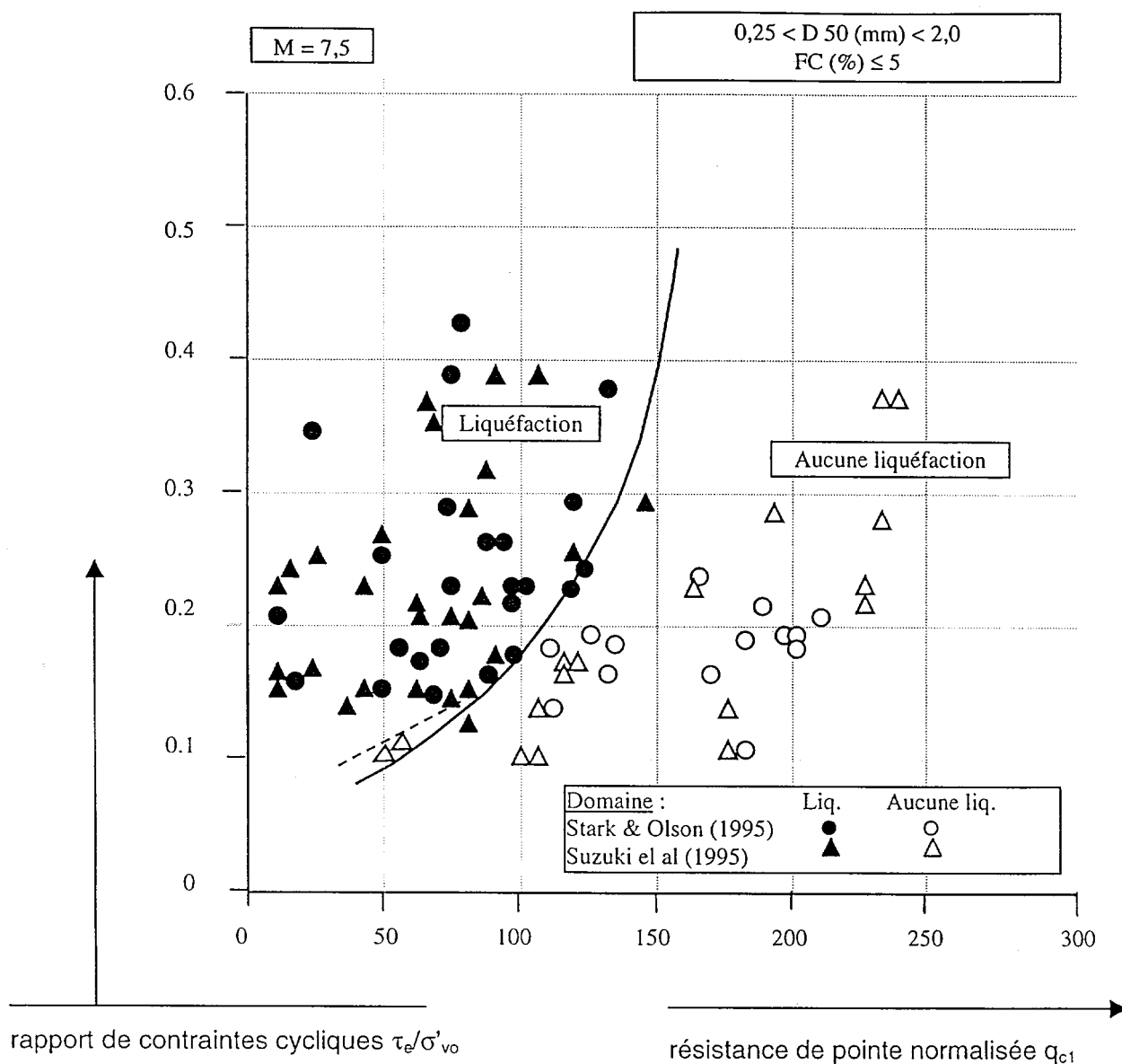


Figure B.3²⁾ — Relation entre les rapports de contrainte produisant la liquéfaction et résistance de pointe normalisée q_{c1} , pour des séismes de magnitude $M = 7,5$

2) NdT — B.1 et B.2 ont été inversés dans le texte anglais.

Annexe C

(informative)

Raideur statique à la tête des pieux

C.1 La raideur d'un pieu est définie comme la force (moment) qui doit être appliquée à la tête du pieu pour produire un déplacement (rotation) unitaire suivant de la même direction (les déplacements et rotations suivant les autres directions étant nuls) ; elle est notée par K_{HH} (raideur horizontale), K_{MM} (raideur à la flexion) et $K_{HM} = K_{MH}$ (raideur de couplage).

Les notations suivantes sont utilisées dans le Tableau C.1 ci-dessous :

- E : Module d'Young du modèle de sol, à prendre égal à $3G$;
- E_p : Module d'Young du matériau dont est constitué le pieu ;
- E_s : Module d'Young du sol à une profondeur égale au diamètre du pieu ;
- d : diamètre du pieu ;
- z : profondeur.

Tableau C.1 — Expressions de la raideur statique de pieux flexibles encastrés, pour trois modèles de sols

Modèle de sol	$\frac{K_{HH}}{dE_s}$	$\frac{K_{MM}}{d^3 E_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^2 E_s}$
$E = E_s z/d$	$0,60 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,35}$	$0,14 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,80}$	$-0,17 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,60}$
$E = E_s \sqrt{z/d}$	$0,79 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,28}$	$0,15 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,77}$	$-0,24 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,53}$
$E = E_s$	$1,08 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21}$	$0,16 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,75}$	$-0,22 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,50}$

C.1 A La matrice de raideur en tête de pieu s'écrit avec les notations précédentes :

$$\begin{Bmatrix} F \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{HH} & K_{HM} \\ K_{MH} & K_{MM} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X \\ \Theta \end{Bmatrix}$$

où :

X et Θ désignent le déplacement horizontal et la rotation en tête de pieu.

Annexe D (informative)

Interaction dynamique sol-structure — Effets généraux et signification

D.1 En conséquence de l'interaction dynamique sol-structure, la réponse sismique d'une structure sur appuis flexibles, c'est-à-dire d'une structure fondée sur un terrain déformable, diffère sous plusieurs aspects de celle de la même structure fondée sur un terrain rigide (base fixe), soumise à une sollicitation identique en champ libre, pour les raisons suivantes :

- a) le mouvement des fondations de la structure sur support flexible est différent du mouvement en champ libre et peut comprendre un balancement de la structure à base fixe autour d'un axe horizontal ;
- b) la période fondamentale de vibration de la structure sur support flexible est plus longue que celle de la structure à base fixe ;
- c) les périodes naturelles, les modes propres, et les facteurs de participation modale de la structure sur support flexible sont différents de ceux de la structure à base fixe ;
- d) l'amortissement global de la structure sur support flexible inclut d'une part l'amortissement radiatif, d'autre part l'amortissement interne engendré à l'interface sol-fondation, en plus de l'amortissement associé à la superstructure.

D.2 Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'interaction sol-structure, ont tendance à être bénéfiques, puisqu'ils réduisent les moments fléchissants et les efforts tranchants agissant dans les différents éléments de la superstructure. Par contre, pour les structures énumérées dans le chapitre 6, les effets de l'interaction sol-structure peuvent être nuisibles.

Annexe E (informative)

Calcul simplifié pour les ouvrages de soutènement

E.1 D'un point de vue conceptuel, le facteur r est défini comme étant le rapport entre la valeur de l'accélération produisant le déplacement permanent maximal compatible avec les sujétions existantes, et la valeur correspondant à l'état d'équilibre limite (début des déplacements). Il en résulte que r est plus grand pour les murs qui peuvent supporter des déplacements plus importants.

E.2 Pour des structures de soutènement de hauteur supérieure à [10] m on peut effectuer une analyse monodimensionnelle de propagation verticale des ondes en champ libre, pour obtenir une estimation plus affinée de α dans l'expression (7.1), en prenant la valeur moyenne du pic d'accélération horizontale du sol, le long de la hauteur de la structure.

E.3 La force de calcul totale E_d agissant sur l'ouvrage de soutènement du côté du terrain résulte vaut :

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

avec :

H : hauteur du mur ;

E_{ws} : poussée statique de l'eau ;

E_{wd} : pression hydrodynamique (définie ci-dessous) ;

γ^* : poids volumique du sol (défini ci-dessous en E.5 et E.7) ;

K : coefficient de poussée des terres (statique + dynamique).

E.4 Le coefficient de poussée des terres peut être calculé à partir de la formule Mononobe et Okabe

Pour les états actifs (poussée)

$$\beta \leq \phi - \theta : \quad K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \varphi \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\Phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta : \quad K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Pour les états passifs (pas de force de frottement entre le sol et le mur)

E.4 I Pour les états passifs (butée avec hypothèse de frottement entre le sol et le mur et Y voisin de 90°)

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \theta - \phi)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \frac{\sqrt{\sin \varphi \sin(\phi + \beta - \theta)}}{\sqrt{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

Les notations suivantes sont utilisées dans les relations précédentes :

ϕ : angle de frottement du sol ;

ψ, β : angles d'inclinaison de la face arrière du mur et de la surface du remblai par rapport à l'horizontale, comme indiqué dans la figure E.1 ;

δ : angle de frottement entre le sol et le mur ;

θ : angle défini ci-dessous en E.5 et E.7.

La relation pour les états passifs doit être utilisée de préférence dans le cas d'une face verticale du mur ($\psi = 90^\circ$).

E.5 Nappe phréatique au-dessous du mur de soutènement — Coefficient de poussée des terres

On donne aux caractéristiques les valeurs suivantes :

$$\gamma^* = \gamma \text{ poids volumique du sol}$$

$$\text{tg}\theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{\text{wd}} = 0$$

En variante, on peut utiliser les tables et les abaques applicables dans les conditions statiques (charges gravitaires), avec les modifications suivantes :

— en notant :

$$\text{tg}\theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \text{ et } \text{tg}\theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

— l'ensemble du système sol-mur subit une rotation correspondant à l'angle supplémentaire θ_A ou θ_B .

L'accélération de la gravité est modifiée comme suit :

$$g_A = \frac{g(1 + k_v)}{\cos\theta_A} \text{ ou } g_B = \frac{g(1 - k_v)}{\cos\theta_B}$$

E.6 Sol imperméable dans des conditions dynamiques, situé sous nappe — Coefficient de poussée des terres

On donne aux caractéristiques les valeurs suivantes :

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\text{tg}\theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{\text{wd}} = 0$$

où :

γ est le poids volumique (total) du sol saturé ; et

γ_w le poids volumique de l'eau.

E.7 Sol (très) perméable dans des conditions dynamiques situé sous nappe — Coefficient de poussée des terres

On donne aux caractéristiques les valeurs suivantes :

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\text{tg}\theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{\text{wd}} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

où :

H' est le niveau de la nappe phréatique par rapport à la base du mur.

E.8 Pression hydrodynamique sur la face extérieure du mur

Cette pression peut être évaluée comme suit :

$$q(z) = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{hz}$$

E.8 I Pression hydrodynamique sur la face aval du mur

Cette pression peut être évaluée comme suit :

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{hz}$$

avec :

h hauteur libre de l'eau ;

z coordonnée verticale descendante dont l'origine est à la surface de l'eau.

E.9 Poussée des terres pour les structures rigides

Pour les structures rigides complètement empêchées de se mouvoir par rapport au sol, de telle sorte qu'un état actif ne peut pas se produire dans le sol, et lorsque le mur est vertical et le remblai horizontal, l'augmentation de la poussée dynamique des terres peut être prise égale à :

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$$

où :

H est la hauteur du mur. Le point d'application est supposé à mi-hauteur.

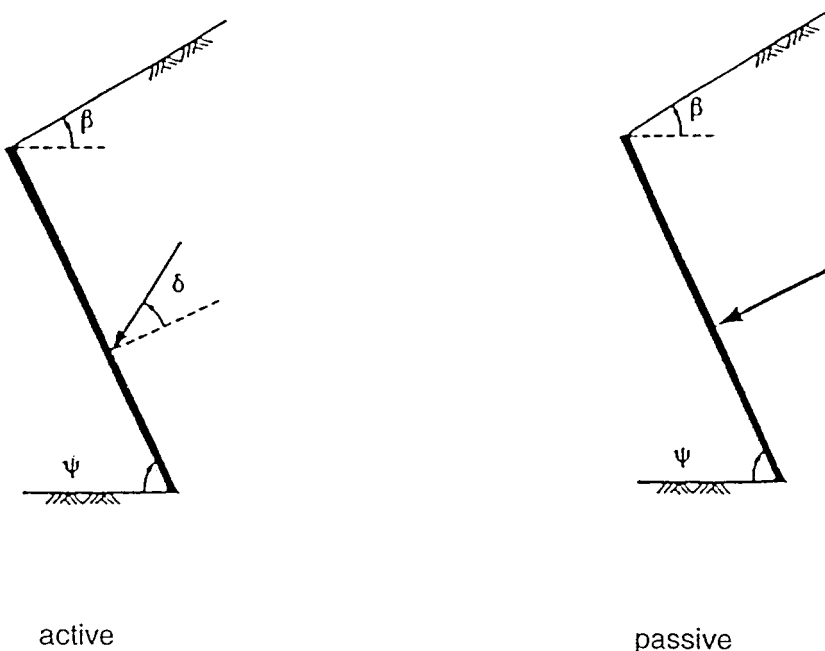


Figure E.1 — Convention concernant les angles dans les expressions du coefficient de poussée des terres

Annexe F (informative)

Représentations temporelles de l'action sismique

F.1 Le mouvement sismique peut également être représenté par une accélération du sol fonction du temps, ou par des grandeurs associées (vitesse, déplacement).

F.2 En fonction de la nature de l'application et des informations disponibles, la description du mouvement sismique peut être basée sur l'utilisation d'accélérogrammes artificiels (voir F.3) ou d'accélérogrammes enregistrés (voir F.4)

F.3 Accélérogrammes artificiels

F.3.1 Les accélérogrammes artificiels doivent être établis de manière à correspondre au spectre de réponse élastique donné au § 4.2.2 du DAN de la partie 1.2.

F.3.2 La durée des accélérogrammes doit être compatible avec la magnitude et les autres caractéristiques propres à l'événement sismique servant à la définition de a_g .

F.3.3 Lorsqu'on ne dispose pas de données spécifiques, la durée minimale T_S de la partie stationnaire des accélérogrammes doit être corrélée aux valeurs de $\gamma_1 \alpha$ ($= \gamma_1 a_g/g$) comme indiqué dans le Tableau F.1.

**Tableau F.1 — Durée T_S de la partie stationnaire
des accélérogrammes en fonction de $\gamma_1 \alpha$**

$\gamma_1 \alpha$	0,10	0,20	0,30	0,40
T_S	10 s	15 s	20 s	25 s

F.3.4 Le nombre d'accélérogrammes utilisés doit permettre de fournir une valeur statistiquement stable (moyenne et variance) des variables d'intérêt. L'amplitude et le contenu fréquentiel des accélérogrammes doivent être choisis de manière que soit obtenu un niveau de fiabilité global équivalent à celui obtenu par l'utilisation du spectre de réponse élastique du § 4.2.2 du DAN de la partie 1.2.

F.3.5 Les prescriptions de l'alinéa F3.4 sont considérées comme satisfaites si les règles suivantes sont respectées :

- a) un minimum de 5 accélérogrammes est utilisé ;
- b) la moyenne des valeurs de l'accélération spectrale à période nulle (calculée à partir des accélérogrammes) n'est pas inférieure à la valeur de $a_g S$ pour le site en question ;
- c) dans le domaine des périodes de T_B à T_C du spectre de réponse élastique pour le site en question, la moyenne des valeurs des accélérations spectrales obtenues à partir de tous les accélérogrammes (et calculées pour un nombre approprié de périodes) n'est pas inférieure à la valeur $a_g S \beta_0$ du spectre de réponse élastique ;
- d) aucune valeur du spectre moyen — calculée à partir de tous les accélérogrammes — ne se situe à plus de 10 % au-dessous de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique.

F.4 Accélérogrammes enregistrés

F.4.1 L'utilisation d'accélérogrammes enregistrés — ou élaborés par une simulation physique des mécanismes à la source et de propagation d'ondes — est autorisée, à condition que les échantillons utilisés, au nombre de [3] au moins, soient reconnus comme représentatifs des caractéristiques des sources sismogènes et des conditions de sol du site, et que leurs valeurs soient calées par rapport à la valeur de $a_g S$ pour la zone considérée.17.