

normalisation française

XP ENV 1998-1-2

Décembre 2000

Indice de classement : P 06-031-2

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 1-2 : Règles générales — Règles générales pour les bâtiments

- E : Eurocode 8 : Design provisions for earthquake resistance of structures and national application document — Part 1-2: General rules for buildings
- D : Eurocode 8 : Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben und national anwendungsdokumente — Teil 1-2: Grundlagen — Allgemeine Regeln für Hochbauten

Norme expérimentale

publiée par AFNOR en décembre 2000.

Les observations relatives à la présente norme expérimentale doivent être adressées à AFNOR avant le 1^{er} décembre 2002.

Correspondance

Le présent document reproduit intégralement la Prénorme européenne ENV 1998-1-2:1994 et intègre les adaptations françaises relatives à cette ENV.

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 1998-1-2, d'application obligatoire par arrêté du 29 mai 1997.

Analyse

La présente partie 1-2 de l'XP ENV 1998 établit les critères et les règles générales pour le calcul des bâtiments résistant aux séismes et doit être utilisée en liaison avec les parties 1-1 et 1-3 de l'XP ENV 1998.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : génie civil, bâtiment, structure, construction résistant au séisme, conception antisismique, règle de construction, 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	PX — DAM CONSULTANTS
M	ARIBERT	CTICM — INSA DE RENNES
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	EEG SIMECSOL
M	JALIL	SOCOTEC
M	PECKER	GEODYNAMIQUE ET STRUCTURE
M	REGETTIER	CTTB
M	SAINTJEAN	SOCOTEC
M	SOLLOGOUB	CEA
M	SOULOUMIAC	EXPERT
M	THONIER	FNTF
M	WALTER	GEODYNAMIQUE ET STRUCTURE

Groupe de rédaction du DAN de la partie 1-2 de l'ENV 1998

Animateur : M BISCH

Experts du groupe de rédaction :

M	ASHTARI	CETEN-APAVE
M	BETBEDER-MATIBET	EXPERT
M	COIN	EGF — BTP
M	COSTES	EXPERT
M	GUILLON	EEG SIMECSOL
M	JALIL	SOCOTEC
M	LERAY	CGPC

Avant-propos national à l'ENV 1998-1-2 (Eurocode 8 : Partie 1-2)

AP.1 Introduction

La présente norme française expérimentale, dénommée EC8-DAN 1-2 reproduit intégralement l'ENV 1998-1-2 (en clair l'ENV 1998 — Partie 1-2, en abrégé l'EC8-1-2) que le Comité Européen de Normalisation (CEN) a approuvé le 17/12/1993 en tant que prénorme européenne.

Elle 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 1998-1-2, d'application obligatoire par arrêté du 29 mai 1997.

AP.2 Présentation de l'EC8-DAN 1-2

AP.2.1 Les objectifs de l'EC8-DAN 1-2

- a) Produire, à la demande du CEN et pour les pays francophones, la version française in extenso de l'EC 8.
- b) 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.
- c) 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.
- d) Mettre à la disposition des maîtres d'ouvrages, publics ou privés, un document normatif qui soit contractualisable 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 Etats membres concernant les produits de construction.

AP.2.2 Les différentes lectures de l'EC8-DAN 1-2

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

- a) La norme française expérimentale comprend tout ce qui n'est pas grisé et notamment les parties encadrées du DAN.
- b) Le DAN est délimité par les zones encadrées, indexées «I», «A», «C» ou «CR».
- c) 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 (cf. tableau AP.1).

Tableau AP.1 — Statuts prescriptifs des adaptations nationales

Statut de l'adaptation	Convention de représentation du statut
— PRINCIPE	Caractères normaux. Le numéro de la clause à laquelle l'adaptation se rapporte est suivi par la lettre «P».
— RÈGLE D'APPLICATION	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 (cf. 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	CR
— COMMENTAIRE	C

AP.3 Modalité d'application de la présente norme française expérimentale (EC8-DAN 1-2)

AP.3.1 Domaine d'application

Sauf spécifications particulières, le domaine d'application de l'EC8-DAN 1-2 couvre les structures des constructions nouvelles.

L'application de l'EC8-DAN 1-2 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'ENV 1998 également complétées par leur DAN.

AP.3.2 Modalités d'ordre réglementaire

L'EC8-DAN 1-2 est applicable aux constructions dites à «risque normal» tenues de satisfaire aux règles parasismiques (voir décret n° 91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique).

Les conditions dans lesquelles l'EC8-DAN 1-2 doit être appliqué pour respecter les exigences de la réglementation nationale ont été détaillées en termes de commentaires réglementaires (voir AP.2.3). Le tableau AP.3 en fait l'inventaire.

Tableau AP.3 — Inventaire des commentaires à caractère réglementaire

Clauses de l'Eurocode dont l'application est assortie de conditions d'ordre réglementaire	Objet de la clause de l'Eurocode
3.7 (4)	Classement des constructions et différenciation du niveau de l'action sismique en fonction du risque sismique

AP.3.3 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.3.4 Les modalités de l'expérimentation

AP.3.4.1 Information d'AFNOR

L'ENV 1998-1-2 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 1998-1-2 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 norme.

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 l'AFNOR (Tour Europe — Cedex 7, 92049 Paris La Défense) qui transmettra au BNTB.

AP.3.4.2 Évolution des adaptations nationales

Il n'est pas exclu que l'expérimentation de l'EC8-DAN 1-2 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 à l'article «Codes de références», dans le corps de l'EC8-DAN 1-2 et les normes françaises identiques est la suivante :

EUROCODE 8-1-1	: XP ENV 1998-1-1 (indice de classement : P 06-031-1)
EUROCODE 8-1-3	: XP ENV 1998-1-3 (indice de classement : P 06-031-3)
prEN 1337-1	: NF EN 1337-1 (indice de classement : T 47-820-1)

ICS : 91.120.20

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

Version française

**Eurocode 8 — Conception et dimensionnement des structures
pour leur résistance aux séismes — Partie 1-2 : Règles générales —
Règles générales pour les bâtiments**

Eurocode 8 — Auslegung von Bauwerken
gegen Erdbeben — Teil 1-2: Grundlagen —
Allgemeine Regeln für Hochbauten

Eurocode 8 — Design provisions for earthquake
resistance of structures — Part 1-2: General rules
for buildings

La présente prénorme européenne (ENV) a été adoptée par le CEN le 17 décembre 1993 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	6
1.2 Notations	6
2 Caractéristiques des bâtiments résistant aux séismes	6
2.1 Principes de base de la conception	6
2.2 Régularité de la structure	7
2.2.1 Généralités	7
2.2.2 Critères de régularité en plan	8
2.2.3 Critères de régularité en élévation	9
3 Calcul de la structure	12
3.1 Modélisation	12
3.2 Effets accidentels de torsion	13
3.3 Méthodes de calcul	13
3.3.1 Généralités	13
3.3.2 Analyse modale simplifiée (monomodale) utilisant les spectres de réponse	14
3.3.3 Analyse multimodale utilisant les spectres de réponse	18
3.3.4 Autres méthodes de calcul	20
3.3.5 Combinaison des composantes de l'action sismique	21
3.4 Calcul du déplacement	22
3.5 Éléments non structuraux	22
3.5.1 Généralités	22
3.5.2 Analyse	23
3.5.3 Coefficients d'importance et coefficients de comportement	23
3.6 Coefficients de combinaison pour les actions variables	24
3.7 Catégories d'importance et coefficients d'importance	25
4 Vérifications de sécurité	26
4.1 Généralités	26
4.2 États limites ultimes	28
4.2.1 Généralités	28
4.2.2 Conditions de résistance	28
4.2.3 Conditions de ductilité	28
4.2.4 Conditions d'équilibre	29
4.2.5 Résistance des diaphragmes horizontaux	29
4.2.6 Résistance des fondations	29
4.2.7 Conditions concernant l'espacement entre blocs	30
4.3 États limites de service	30
4.3.1 Généralités	30
4.3.2 Limitation du déplacement relatif entre étages	31
Annexe A (normative) Analyse approchée des effets de torsion	32
A.1 Généralités	32
A.2 1 ^{er} Critère	32
A.3 2 ^e Critère	32
A.4 Méthode simplifiée	33

Sommaire (fin)

	Page
Annexe B (informative) Principes de base de conception	35
B.1 Généralités	35
B.2 Simplicité de la structure	35
B.3 Uniformité et symétrie	35
B.4 Résistance et raideur dans les deux directions	36
B.5 Résistance et raideur à la torsion	36
B.6 Action des diaphragmes au niveau des étages	36
B.7 Solutions adéquates pour les fondations	36
Annexe C (informative) Formules approchées pour la détermination de la période fondamentale des bâtiments	37
C.1 Généralités	37
C.2 1 ^{re} Formule	37
C.3 2 ^e Formule	38
Annexe D (informative) « À propos du dimensionnement en capacité »	39

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 références 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'ENV 1998 est défini au paragraphe 1.1.1 de l'ENV 1998-1-1 et l'objet de la présente partie de l'ENV 1998 est défini en 1.1. Les autres parties de l'ENV 1998 sont indiquées au paragraphe 1.1.3 de l'ENV 1998-1-1.

(17) Cette prénorme a été développée à partir de l'une des parties comprises dans le projet de mai 1988 de l'ENV 1998, publié par le CCE et soumis à l'enquête publique. Ce projet contenait également les parties 1-2 et 1-3 qui sont présentées actuellement comme des prénormes distinctes.

(18) Comme mentionné en 1.1, l'attention est attirée sur le fait que, pour le calcul des structures en zone sismique, les dispositions de l'ENV 1998 doivent être appliquées en complément à celles des autres Eurocodes.

(19) Lors de l'utilisation effective de cette prénorme, une attention particulière doit être accordée aux hypothèses de base indiquées en 1.3 de l'ENV 1998-1-1.

(20) Cette prénorme contient trois Annexes, qui développent certains aspects des articles présentés dans la partie principale du texte. Ces annexes sont utiles pour la conception et le dimensionnement des bâtiments, ainsi que pour l'analyse des cas particuliers pour lesquels certaines simplifications sont admises.

1 Généralités

1.1 Domaine d'application

(1)P La partie 1-2 concerne les bâtiments. Elle contient des règles générales pour le calcul des bâtiments résistant aux séismes et doit être utilisée en liaison avec les parties 1-1 et 1-3.

(2)P Bien que le code ne donne pas d'indication pour les bâtiments sur appuis parasismiques, l'utilisation de tels systèmes n'est pas exclue, à condition qu'une étude spéciale soit réalisée.

1.2 Notations

En complément aux notations énumérées dans la partie 1-1, d'autres notations sont utilisées dans la partie 1-2, avec les significations suivantes :

E_E	effet de l'action sismique ;
E_{Edx}, E_{Edy}	valeurs de calcul des effets des composantes horizontales de l'action sismique ;
E_{Edz}	valeur de calcul de l'effet de la composante verticale de l'action sismique ;
F	force sismique horizontale ;
F_a	force sismique horizontale agissant sur un élément non structural (élément secondaire) ;
H	hauteur du bâtiment ;
R_d	valeur de calcul de la résistance ;
T_1	période fondamentale de vibration d'un bâtiment ;
T_a	période fondamentale de vibration d'un élément non structural (élément secondaire) ;
W	poids ;
W_a	poids d'un élément non structural (élément secondaire) ;
d	déplacement ;
d_r	valeur de calcul du déplacement relatif entre étages ;
e_1	excentricité accidentelle de la masse d'un étage par rapport à sa position nominale ;
h	hauteur d'étage ;
m	masse ;
q_a	coefficient de comportement d'un élément non structural ;
q_d	coefficient de comportement appliqué au déplacement ;
s	déplacement d'une masse m dans le mode propre fondamental d'un bâtiment ;
z	hauteur de la masse m au-dessus du niveau d'application de l'action sismique ;
γ_a	coefficient d'importance d'un élément non structural ;
θ	coefficient de sensibilité du déplacement relatif entre étages.

2 Caractéristiques des bâtiments résistant aux séismes

2.1 Principes de base de la conception

(1)P L'aléa sismique doit être pris en compte aux premiers stades de la conception du bâtiment.

(2) Les principes qui guident la conception vis-à-vis de l'aléa sismique sont :

- simplicité de la structure ;
- régularité et symétrie ;

- hyperstaticité ;
- résistance et raideur dans les deux directions horizontales principales ;
- résistance et raideur à la torsion ;
- rôle de diaphragme assuré à chaque étage ;
- fondations appropriées.

(3) Des commentaires sur ces principes sont donnés en Annexe B.

(4) A Le présent texte vise les éléments principaux, à savoir ceux qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble, ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Les éléments structuraux, qui n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou à leur distribution, peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis, du fait des déformations imposées, qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines. Il doit être vérifié que la présence de ces éléments secondaires n'est pas susceptible de compromettre le bon fonctionnement des éléments principaux. Des indications sur les dispositions à prendre pour les éléments secondaires sont données en annexe F (DAN) de la partie 1-3 du présent Eurocode.

2.2 Régularité de la structure

2.2.1 Généralités

(1)P En vue du calcul sismique, on distingue les structures de bâtiment régulières et irrégulières.

(2) Cette distinction a des implications sur les aspects suivants du dimensionnement sismique :

- le modèle de structure peut être simplifié plan, ou bien tridimensionnel ;
- la méthode d'analyse peut être soit simplifiée monomodale, soit multimodale ;
- la valeur du coefficient de comportement q peut être minorée selon le type d'irrégularité en élévation, c'est-à-dire :
 - irrégularité géométrique dépassant les limites indiquées en 2.2.3 alinéa (4) ;
 - distribution irrégulière de la surcapacité, en élévation, dépassant les limites indiquées au paragraphe 2.2.3 alinéa (3).

(3)P En ce qui concerne les conséquences de la régularité de la structure sur son dimensionnement, on prend en compte séparément la régularité du bâtiment, en plan et en élévation, conformément au tableau 2.1.

Tableau 2.1 — Conséquences de la régularité de la structure sur le calcul sismique

Régularité		Simplifications admises		Coefficient de comportement
Plan	Élévation	Modèle	Analyse	
OUI	OUI	PLAN	SIMPLIFIÉE *)	DE RÉFÉRENCE
OUI	NON	PLAN	MULTIMODALE	MINORE
NON	OUI	TRIDIMENSIONNEL **)	MULTIMODALE **)	DE RÉFÉRENCE
NON	NON	TRIDIMENSIONNEL	MULTIMODALE	MINORE

*) Si la condition du paragraphe 3.3.2.1 alinéa (2) b) est également satisfaite.

***) Dans les conditions particulières indiquées dans l'article A1 de l'annexe A, on peut utiliser des modèles et des méthodes d'analyse plus simples décrits dans l'annexe A.

(4) Les critères décrivant la régularité en plan et en élévation sont indiqués en 2.2.2 et en 2.2.3 ; les règles concernant la modélisation et l'analyse sont indiquées en 3 ; les coefficients de comportement spécifiques sont indiqués dans la partie 1-3.

(5)P Les critères de régularité donnés en 2.2.2 et en 2.2.3 doivent être considérés comme des conditions nécessaires. Le concepteur doit vérifier que la régularité envisagée pour la structure n'est pas altérée par d'autres caractéristiques, non considérées par ces critères.

(5) P A Les critères de régularité donnés en 2.2.2 et en 2.2.3 doivent être considérés comme des conditions nécessaires. Le concepteur doit vérifier que la régularité envisagée pour la structure prend en compte l'ensemble des éléments structuraux ou non structuraux susceptibles d'affecter la distribution des raideurs et des masses.

(6) A Pour les bâtiments de faible hauteur, comportant 3 niveaux de superstructure au plus, la hauteur d'étage n'excédant pas 3,50 m, et dont les planchers constituent des diaphragmes, il est admis de ne pas vérifier les critères de régularité, et d'appliquer la méthode de calcul des actions sismiques visée au paragraphe 3.3.2.3 alinéa (6) A.

2.2.2 Critères de régularité en plan

(1) La structure du bâtiment est approximativement symétrique en plan par rapport à deux directions orthogonales, en ce qui concerne la raideur latérale et la distribution de la masse.

(2) La configuration en plan est compacte ; elle ne présente pas de formes complexes comme par exemple des formes en H, I, X, etc. La somme des longueurs des parties entrantes ou entaillées, dans une direction considérée, ne dépasse pas 25 % de la longueur totale du bâtiment dans cette direction.

(2) I La configuration en plan est compacte et délimitée principalement par un contour polygonal curviligne convexe. Lorsqu'il existe des retraits par rapport à ce contour et que ceux-ci affectent notablement les symétries demandées en (1) ci-avant, sans affecter notablement la rigidité du diaphragme constitué par le plancher, alors la surface de ces retraits doit rester inférieure à 6 % de la surface délimitée par le contour polygonal curviligne convexe enveloppe

(3) La raideur en plan des planchers est suffisamment importante, comparée à la raideur latérale des éléments verticaux de structure, pour que la déformation du plancher ait peu d'effet sur la distribution des forces entre les éléments verticaux de structure.

(3) C À cet égard, les formes en L, H, I, X, etc., doivent faire l'objet d'une attention particulière, notamment en ce qui concerne la raideur des excroissances, qui doit être comparable à celle de la partie centrale. L'application de l'alinéa (3) doit être considérée pour le comportement d'ensemble du bâtiment, avec la raideur relative des éléments verticaux.

(4) Sous l'effet de la distribution des forces sismiques données en 3.3.2.3, appliquées avec l'excentricité accidentelle indiquée en 3.2, le déplacement maximum à chaque étage, dans la direction des forces sismiques, ne dépasse pas le déplacement moyen de l'étage de plus de 20 %.

(4) I L'élanement $\eta = \frac{L_x}{L_y}$ de la section en plan du bâtiment ne doit pas être supérieur à 4.

(5) A À chaque niveau, y compris dans la hauteur des fondations, et pour chaque direction de calcul x ou y , l'excentricité structurale doit vérifier les relations, écrites ci-dessous pour la direction de calcul y :

$$e_{0x} \leq 0,30 r_x$$

$$r_x \geq 0,3 L_x$$

avec :

e_{0x} la distance entre le centre de gravité G et le centre de torsion C en projection sur la direction x perpendiculaire à la direction y considérée ;

$$r_x = \frac{\sum \text{raideurs de torsion}}{\sum \text{raideurs de translation dans la direction considérée } y} ;$$

L_x la longueur totale du bâtiment dans la direction x .

Les raideurs de translation et de torsion sont calculées en prenant en compte les déformations de flexion et d'effort tranchant.

(5) C Dans le cas où le contreventement est assuré par des voiles i d'inertie I_i , déconnectés entre eux, et lorsque la déformabilité d'effort tranchant est négligeable, r_x^2 vaut :

$$r_x^2 = \frac{\sum I_{ix} x_i^2 + I_{iy} y_i^2}{\sum I_{ix}}$$

2.2.3 Critères de régularité en élévation

(1) Tous les systèmes de contreventement, comme les noyaux centraux, les murs ou les portiques, sont continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment ; lorsque des retraits existent à différents niveaux, la structure de contreventement traverse la partie concernée et est continue jusqu'au sommet du bâtiment.

(1) A Sont considérés comme continus vis-à-vis des actions horizontales les systèmes de contreventement qui respectent les critères détaillés à l'alinéa (2) A ci-après, et tels que les efforts verticaux soient transmis au sol soit directement, soit par des éléments comprimés, soit par des éléments fléchis de très grande raideur.

(2) La raideur latérale et la masse de chaque étage demeurent constantes ou sont réduites progressivement, sans changement brutal, entre la base et le sommet.

(2) A Les prescriptions de l'alinéa (2) sont réputées satisfaites notamment si les variations de raideurs et de masses entre deux niveaux successifs quelconques respectent les conditions suivantes :

$$0,67 \leq \frac{K_i}{K_{i-1}} \leq 1,5$$

$$0,75 \leq \frac{m_i}{m_{i-1}} \leq 1,15$$

$$0,80 \leq \frac{m_i}{m} \leq 1,20$$

avec :

i indice croissant du bas vers le haut du bâtiment ;

m masse moyenne par niveau (masse totale divisée par le nombre de niveaux) ;

K_i est la raideur du niveau i vis-à-vis d'un effort horizontal appliqué en tête dudit niveau, calculé conventionnellement en supposant tous les éléments structuraux encastres à la base du niveau.

(2) C Lorsque l'ouvrage présente des retraits, il est conseillé de respecter les dispositions suivantes, susceptibles de faciliter le respect de l'alinéa (2) :

Dans le cas de retraits successifs maintenant une symétrie axiale, le retrait total d'un étage dans chaque direction n'est pas supérieur à 20 % de la longueur totale de l'étage précédent dans cette direction.

Dans le cas d'un seul niveau de retrait situé dans les 15 % inférieurs de la hauteur totale de la structure principale, le retrait total n'est pas supérieur à 50 % de la dimension en plan du niveau inférieur (voir fig. 2.1 c).

Dans le cas de bâtiments à retraits d'étage non symétriques, la somme des retraits de chaque étage n'est pas supérieure à 30 % de la dimension en plan à la base et chaque retrait n'excède pas 10 % de la dimension en plan de l'étage immédiatement inférieur (voir fig. 2.1.d).

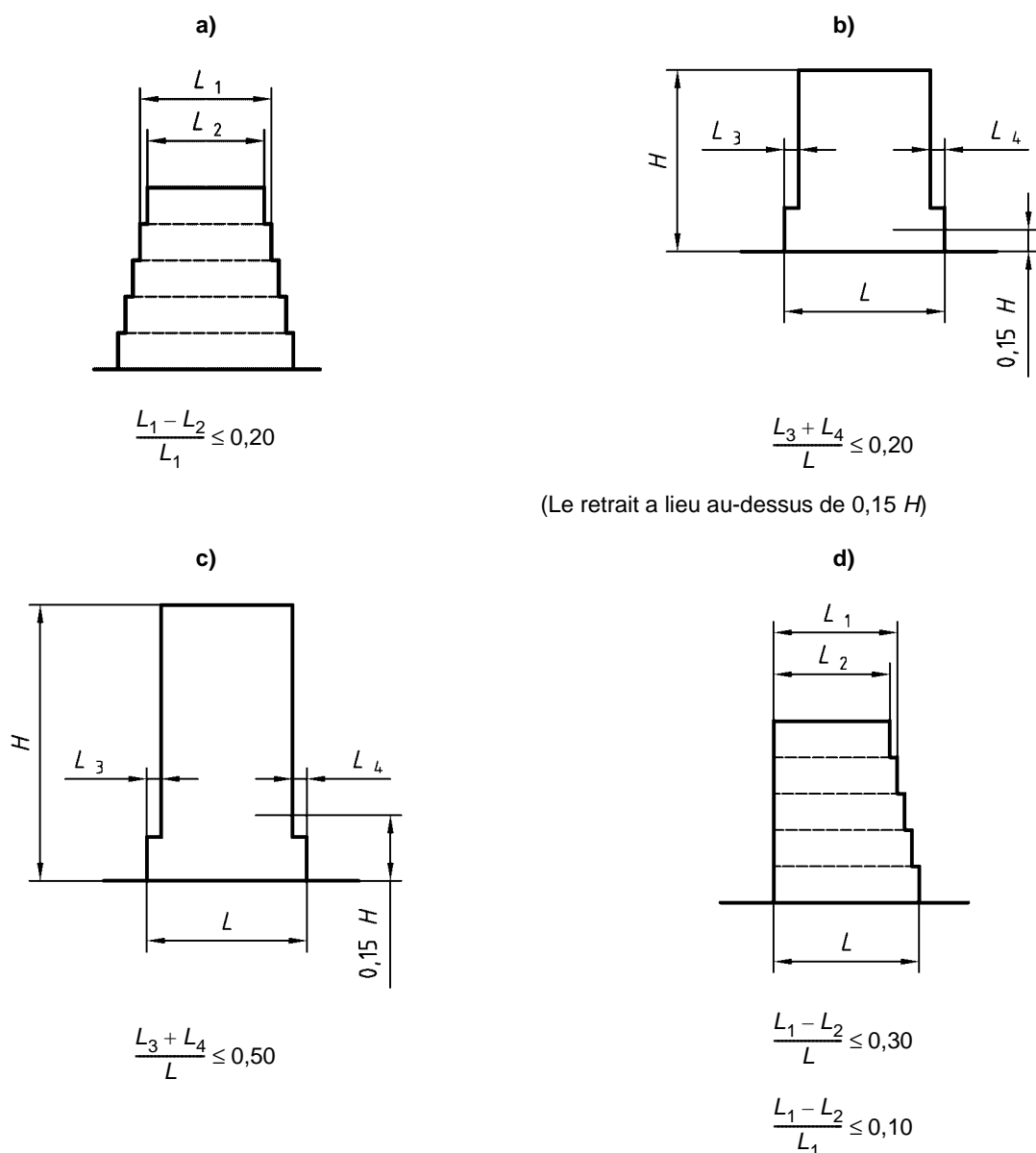


Figure 2.1 — Critères de régularité des retraits

Un transfert horizontal des effets de l'action sismique entre éléments de contreventement peut être envisagé, en prenant en compte, notamment :

- a) la souplesse des diaphragmes vis-à-vis des efforts transférés ;
- b) la rotation de pied des éléments interrompus.

(3) Dans les bâtiments à ossature, le rapport entre la résistance effective de chaque étage et la résistance exigée par le calcul ne varie pas de manière disproportionnée d'un étage à l'autre. Dans ce contexte, le cas particulier des ossatures en béton avec maçonnerie de remplissage est traité au paragraphe 2.9 de la partie 1-3.

- (4) Lorsque l'ouvrage présente des retraits, les dispositions suivantes doivent en outre être respectées :
- dans le cas de retraits successifs maintenant une symétrie axiale, le retrait total d'un étage dans chaque direction n'est pas supérieur à 20 % de la longueur totale de l'étage précédent dans cette direction ;
 - dans le cas d'un seul niveau de retrait situé dans les 15 % inférieurs de la hauteur totale de la structure principale, le retrait total n'est pas supérieur à 50 % de la dimension en plan du niveau inférieur (voir fig. 2.1.c). Dans ce cas, la structure de la partie inférieure, située à l'intérieur de la projection verticale des étages supérieurs, doit être conçue pour résister à au moins 75 % de l'effort tranchant horizontal, qui agirait à cette hauteur dans un bâtiment semblable n'ayant que la largeur réduite ;
 - dans le cas de bâtiments à retraits d'étage non symétriques, la somme des retraits de chaque étage n'est pas supérieure à 30 % de la dimension en plan à la base et chaque retrait n'excède pas 10 % de la dimension en plan de l'étage immédiatement inférieur (voir fig. 2.1.d).

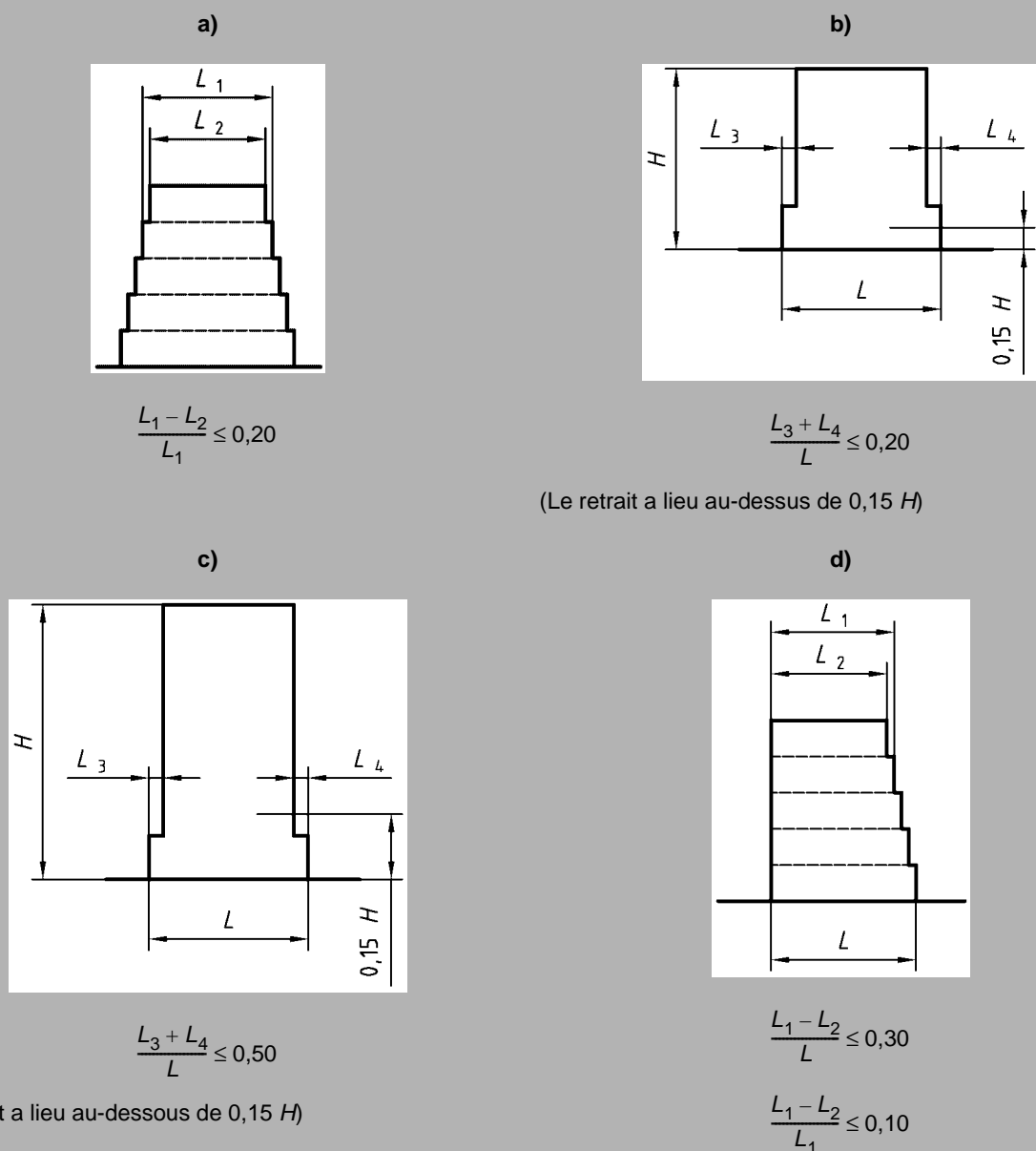


Figure 2.1 — Critères de régularité des retraits

NdT : La figure d) ne paraît concerner que les bâtiments avec retrait sur une seule façade.

(4) C Cet alinéa est invalidé sans être remplacé : il est partiellement repris en commentaire de l'alinéa (2).

(5) A L'ensemble des centres de gravité et des centres de torsion de tous les étages doit se projeter à l'intérieur d'un rectangle de côtés $0,10 L_x$ et $0,10 L_y$ dans les directions x et y respectivement.

3 Calcul de la structure

3.1 Modélisation

(1)P Le modèle du bâtiment doit représenter de manière adéquate la distribution de raideur et de masse, de telle sorte que toutes les déformations significatives et les forces d'inertie soient représentées convenablement vis-à-vis des actions sismiques considérées ¹⁾.

(2) En général, la structure peut être considérée comme constituée de plusieurs systèmes résistant aux charges verticales et latérales, liés par des diaphragmes horizontaux.

(3) Lorsque les diaphragmes constitués par les planchers du bâtiment sont suffisamment rigides dans leur plan, les masses et les moments d'inertie de chaque plancher peuvent être concentrés au centre de gravité, réduisant ainsi les degrés de liberté à trois par plancher (deux horizontaux et une rotation autour de l'axe vertical).

(3) C La fin de l'alinéa est invalidée sans être remplacée.

(4) Pour les bâtiments respectant les critères de régularité en plan (voir 2.2.2), ou les critères de régularité indiqués en A.1 de l'Annexe A, l'analyse peut être réalisée en utilisant deux modèles plans, un pour chaque direction principale.

(5) Dans les bâtiments en béton armé ou en maçonnerie, la raideur des éléments porteurs doit être évaluée, en général, en supposant les sections non fissurées ²⁾.

(6) Les murs de remplissage qui augmentent de manière significative la raideur latérale du bâtiment doivent être pris en compte ; voir l'article 2.9 de la partie 1-3 pour les remplissages en maçonnerie des ossatures en béton.

(7)P La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle, chaque fois qu'elle peut avoir une influence défavorable sur la réponse de la structure.

(8)P Les masses doivent être calculées à partir des charges gravitaires qui apparaissent dans la combinaison d'actions indiquée dans l'article 4.4 alinéa (2) de la partie 1-1. Les coefficients de combinaison ψ_{EI} sont indiqués en 3.6 alinéa (2).

1) *Le modèle doit tenir compte également de la contribution des assemblages à la déformabilité du bâtiment, par exemple aux extrémités des poutres ou des poteaux des ossatures. Les éléments non structuraux qui peuvent influencer la réponse de la structure principale doivent être également pris en compte.*

2) *Dans le cas de bâtiments en béton armé, cette hypothèse, associée à la règle de calcul des déplacements donnée en 3.4, peut conduire à des estimations non conservatrices, particulièrement lorsqu'on prend un coefficient de comportement important. Dans de tels cas, et si le déplacement est critique, une estimation plus précise de la raideur des éléments peut s'avérer nécessaire.*

(9) A Lorsque les bâtiments comportent une infrastructure, l'alinéa (7)P est considéré comme satisfait, sauf dans les cas visés au paragraphe 6 alinéa (1)P de l'ENV 1998-5 DAN, s'il est pris en compte une hauteur de dimensionnement définie ci-après en fonction des hauteurs respectives de l'infrastructure et de la superstructure et en fonction de la nature de la couche de sol de fondation.

Si H_0 désigne la hauteur de la superstructure et si H_1 désigne la hauteur de l'infrastructure, la hauteur H de dimensionnement est telle que :

- $H = H_0$ si la structure est fondée sur rocher ou sol de la catégorie a ;
- $H = H_0 + H_1/2 \leq 1,5 H_0$ si la structure est fondée sur sol de la catégorie b ;
- $H = H_0 + H_1 \leq 2 H_0$ si la structure est fondée sur sol de catégorie c.

Les catégories de sol mentionnées ci-dessus sont répertoriées au tableau 2 du paragraphe 5.2.1 des Règles PS 92 (Norme-DTU NF P 06-013).

Selon le présent paragraphe, il ne doit pas être tenu compte de l'interaction sol — structure et le mouvement du sol est supposé imposé à un niveau conventionnel.

Les masses situées sous le niveau d'encastrement de dimensionnement et y compris celles situées à ce niveau sont supposées soumises à l'accélération a_g .

(9) C Les dispositions de l'alinéa (9)A permettent de rendre compte de façon simple mais approximative du phénomène d'interaction sol-structure qui se manifeste dans les sols de caractéristiques mécaniques moyennes. La hauteur H est prise en compte dans la détermination du mode fondamental et de la période associée selon une des méthodes exposées au paragraphe 3.3 ci-après.

(Figure 8 de la page 36 des Règles PS 92 — Norme-DTU NF P 06-013)

Dans la détermination de la hauteur de dimensionnement, il est réaliste d'arrondir la cote au plancher le plus proche. Pour la vérification des éléments structuraux, c'est le modèle complet du bâtiment de hauteur H qui doit être pris en compte.

3.2 Effets accidentels de torsion

(1)P En complément à l'excentricité calculée, et afin de tenir compte des incertitudes concernant la localisation des masses et la variation spatiale du mouvement sismique, le centre de gravité calculé de la masse de chaque plancher i doit être déplacé dans chaque direction, par rapport à sa position nominale, d'une excentricité accidentelle additionnelle :

$$e_{1i} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad \dots (3.1)$$

avec :

e_{1i} excentricité accidentelle de la masse i de l'étage par rapport à sa position nominale, appliquée dans la même direction à tous les niveaux ;

L_i dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

3.3 Méthodes de calcul

3.3.1 Généralités

(1)P Dans le cadre du domaine d'application de la partie 1-2, les effets sismiques et les effets d'autres actions, à considérer conformément aux règles de combinaison indiquées en 4.4 de la partie 1-1, peuvent être déterminés sur la base d'un comportement élastique linéaire de la structure.

(2)P La méthode de référence pour déterminer les effets sismiques est l'analyse modale de la réponse utilisant un modèle élastique linéaire de la structure et le spectre de calcul indiqué en 4.2.4 de la partie 1-1.

(3) En fonction des caractéristiques de la structure du bâtiment, l'un des deux types d'analyse ci-dessous peut être utilisé :

- «l'analyse modale simplifiée utilisant le spectre de réponse» pour les bâtiments respectant les conditions précisées en 3.3.2 ;
- «l'analyse multi-modale utilisant le spectre de réponse» qui est applicable à tous les types de bâtiments (voir 3.3.3).

(3) C Le spectre de réponse à utiliser est généralement le spectre de calcul associé à un coefficient de comportement différent de 1. Il est néanmoins admis d'utiliser le spectre élastique, lorsqu'on retient un coefficient de comportement égal à 1.

(4) Comme variantes à ces méthodes de base, d'autres méthodes d'analyse structurale telles que :

- l'analyse utilisant un spectre de puissance ;
- l'analyse temporelle (non linéaire) ;
- l'analyse dans le domaine des fréquences ;

sont autorisées dans les conditions spécifiées ci-après aux alinéas (5) et (6)P et au paragraphe 3.3.4.

(5) Des analyses non linéaires peuvent être utilisées, à condition qu'elles soient justifiées convenablement en ce qui concerne la sollicitation sismique d'entrée, le modèle constitutif utilisé, la méthode d'interprétation des résultats de l'analyse et les prescriptions à respecter.

(6)P Lorsqu'une analyse non linéaire est utilisée, les amplitudes des accélérogrammes, obtenus pour la période de retour de référence (voir 4.3.2 de la partie 1-1), doivent être multipliés par le coefficient d'importance γ_1 du bâtiment (voir 3.7).

(4) (5) (6) P C Ces alinéas sont invalidés sans être remplacés. Les analyses non linéaires peuvent être utilisées. Elles ne sont pas couvertes par la présente norme (voir paragraphe 4.3 C de la partie 1-1).

3.3.2 Analyse modale simplifiée (monomodale) utilisant les spectres de réponse

3.3.2.1 Généralités

(1)P Ce type d'analyse peut être appliqué aux bâtiments qui peuvent être analysés à l'aide de deux modèles plans, et dont la réponse n'est pas affectée de manière significative par les contributions des modes supérieurs de vibration.

(2) Ces prescriptions sont considérées comme étant satisfaites dans le cas des bâtiments qui :

a₁) respectent les critères de régularité en plan et en élévation indiqués en 2.2.2 et en 2.2.3 ;

ou

a₂) respectent les critères de régularité en élévation indiqués en 2.2.3 et les critères de régularité donnés en A.1 de l'Annexe A ;

et

b) ont des périodes fondamentales de vibration T_1 dans les deux directions principales inférieures aux valeurs suivantes :

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad \dots (3.2)$$

où :

T_C est donné dans le tableau 4.1 de la partie 1-1.

3.3.2.2 Effort tranchant à la base de la structure

(1)P L'effort tranchant sismique à la base F_b , dans chaque direction principale, est déterminé comme suit :

$$F_b = S_d(T_1)W \quad \dots (3.3)$$

avec :

$S_d(T_1)$ ordonnée du spectre de calcul (voir 4.2.4 de la partie 1-1) pour la période T_1 ;

T_1 période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée ;

W poids total du bâtiment calculé conformément au paragraphe 3.1 alinéa (8).

(1)P A L'expression (3.3) est modifiée ainsi :

$$F_b = \lambda S_d(T_1)W \quad \dots (3.3)$$

avec :

λ coefficient correctif défini au paragraphe 3.3.2.3 ci-après.

(1)P C W n'inclut pas le poids des fondations, F_b étant l'effort tranchant au dessus des fondations.

(2) Pour déterminer les périodes fondamentales de vibration T_1 des deux modèles plans du bâtiment, des expressions approchées basées sur les méthodes de dynamique des structures (exemple : méthode de Rayleigh) peuvent être utilisées³⁾.

3.3.2.3 Distribution des forces sismiques horizontales

(1)P Les modes fondamentaux des deux modèles plans du bâtiment peuvent être calculés en utilisant les méthodes de la dynamique des structures ; ils peuvent également être déterminés approximativement en supposant que les déplacements croissent linéairement le long de la hauteur du bâtiment.

(1)P A ... ou en supposant que, le long de la hauteur du bâtiment, les déplacements croissent selon une fonction simple.

(2)P Les effets de l'action sismique doivent être déterminés en appliquant, dans les deux modèles plans, des forces horizontales F_i aux masses m_i de tous les étages.

3) Pour les calculs préliminaires, les expressions approchées de T_1 données dans l'Annexe C peuvent être utilisées.

(Note 3) I Les expressions approchées de T_1 données dans l'Annexe C peuvent être utilisées

(Note 3) C La note 3 concerne les structures visées en 3.3.2.3 (4).

(3)P Les forces doivent être déterminées en substituant la masse totale de la structure à la masse associée au mode fondamental de vibration, donc :

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot W_i}{\sum s_j \cdot W_j} \quad \dots (3.4)$$

avec :

F_i force horizontale agissant à l'étage i ;

F_b effort tranchant sismique à la base obtenu par la relation (3.3) ;

s_i, s_j déplacements des masses m_i, m_j selon le mode fondamental ;

W_i, W_j poids des masses m_i, m_j calculées conformément au paragraphe 3.1 alinéa (8).

(3)P I Les forces aux différents niveaux sont déterminées par :

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot W_i}{\sum s_j \cdot W_j}$$

avec :

F_i force horizontale agissant au niveau i ;

F_b effort tranchant sismique à la base, obtenu par la relation (3.3) ;

s_i, s_j déplacements des masses m_i, m_j selon le mode fondamental ;

W_i, W_j poids des masses m_i, m_j calculées conformément au paragraphe 3.1 alinéa (8).

Le coefficient λ , introduit dans la relation (3.3), vaut :

$$\lambda = \min \left\{ \rho \frac{(\sum m_j \cdot s_j)^2}{(\sum m_j)(\sum m_j \cdot s_j^2)} ; 1 \right\} \text{ avec } \rho = \max \left\{ 1,10 ; 1 + 0,10 \left(\frac{T}{T_c} \right)^{3/2} \right\}$$

Dans le cas où le mode fondamental est déterminé par une méthode de calcul dynamique des structures (par exemple : la méthode de Rayleigh), la valeur de ρ peut être prise égale à :

$$\rho = \max \left\{ 1,05 ; 1 + 0,05 \left(\frac{T}{T_c} \right)^{3/2} \right\}$$

(4) Lorsque le mode fondamental est déterminé de manière approximative en supposant que les déplacements horizontaux croissent linéairement le long de la hauteur, les forces horizontales F_i sont données par la relation :

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{z_j \cdot W_j} \quad \dots (3.5)$$

avec :

z_i, z_j hauteurs des masses m_i, m_j au-dessus du niveau d'application de l'action sismique (fondation).

(4) I Dans le cas où, pour l'application du paragraphe 2.2.3 alinéa (2), les conditions suivantes sont respectées :

$$0,75 \leq \frac{K_i}{K_{i-1}} \leq 1,33$$

$$0,85 \leq \frac{m_i}{m_{i-1}} \leq 1,10$$

$$0,90 \leq \frac{m_i}{m} \leq 1,10$$

avec :

i indice croissant du bas vers le haut du bâtiment ;

m masse moyenne par niveau (masse totale divisée par le nombre de niveaux) ;

K_j est la raideur du niveau i vis-à-vis d'un effort horizontal appliqué en tête du niveau, calculé conventionnellement en supposant tous les éléments structuraux encastres à la base du niveau.

Le mode fondamental peut être représenté approximativement par une fonction simple de la hauteur :

- pour les bâtiments contreventés par portiques : $s_i = z_i$
 - pour les bâtiments contreventés par voiles ou par palées triangulées : $s_i = z_i^{1,5}$
- avec z_i : hauteur de la masse i au dessus du niveau d'application de l'action sismique (base du modèle de calcul).

(5)P Les forces horizontales F_i déterminées comme indiqué ci-dessus doivent être distribuées dans les éléments de contreventement en supposant les planchers rigides.

(6) A Dans le cas de bâtiments de faible hauteur, visés au paragraphe 2.2.1(6) A, les forces sismiques aux différents niveaux sont données par :

$$F_i = 1,2 \frac{W_i z_i}{\sum_j W_j z_j} \sum_j W_j \cdot S_d(T_1)$$

$S_d(T_1)$ étant déterminé avec le coefficient de comportement q des bâtiments réguliers.

3.3.2.4 Effets de la torsion

(1) Dans le cas d'une répartition symétrique de la raideur latérale et de la masse, et lorsqu'on n'utilise pas de méthode plus précise pour appliquer les dispositions du paragraphe 3.2, les effets de torsion induits par l'excentricité accidentelle peuvent être pris en compte en multipliant les effets des actions dans chaque élément de contreventement (évalués conformément au paragraphe 3.3.2.3 alinéa (5)), par le coefficient δ indiqué ci-après :

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad \dots (3.6)$$

où :

x distance de l'élément considéré au centre du bâtiment, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée ;

L_e distance entre les deux éléments de contreventement extrêmes, mesurée comme précédemment.

(2) L'analyse approximative des effets de la torsion, telle que décrite dans l'Annexe A, peut être appliquée chaque fois que les conditions indiquées en A.1 de l'Annexe A sont respectées.

3.3.3 Analyse multimodale utilisant les spectres de réponse

3.3.3.1 Généralités

(1)P Ce type d'analyse doit être appliqué aux bâtiments qui ne satisfont pas aux conditions données en 3.3.2.1 alinéa (2) pour l'application de l'analyse modale simplifiée.

(2) Pour les bâtiments respectant les critères de régularité en plan (voir 2.2.2), ou les critères de régularité donnés en A1 de l'Annexe A, l'analyse peut être réalisée en utilisant deux modèles plans, un pour chaque direction principale.

(3)P Les bâtiments qui ne respectent pas ces critères seront analysés en utilisant un modèle tridimensionnel.

(4)P Chaque fois qu'un modèle tridimensionnel est utilisé, l'action sismique de calcul doit être appliquée suivant toute direction horizontale appropriée (en prenant en considération les dispositions des structures en plan), et pour chacune de ces directions, dans une direction orthogonale. Pour les bâtiments dont les éléments résistants sont disposés suivant deux directions perpendiculaires, ces deux directions sont considérées comme les plus appropriées.

(5)P Les réponses de tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse globale doivent être prises en compte.

(6) L'alinéa (5) peut être satisfait :

— soit en démontrant que la somme des masses modales effectives pour les modes considérés atteint au moins 90 % de la masse totale de la structure ;

— soit en démontrant que tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5 % de la masse totale sont pris en considération.

NOTA La masse modale effective m_k , correspondant à un mode k , est déterminée de manière que l'effort tranchant à la base F_{bk} associé à ce mode, agissant dans la direction d'application de l'action sismique, puisse être exprimé par $F_{bk} = S_d(T_k) \cdot m_k \cdot g$.

Il peut être prouvé que la somme des masses modales effectives (pour tous les modes et pour une direction donnée) est égale à la masse de la structure.

(6) I L'alinéa (5)P peut être considéré comme satisfait par l'application de la méthode suivante :

Dans chacune des directions d'excitation étudiées, le calcul des modes de vibration doit être poursuivi jusqu'à la fréquence de 33 Hz (période de 0,03 s). La suite des modes peut être interrompue si le cumul des masses modales effectives $\sum m_i$ dans la direction de l'excitation considérée atteint 90 % de la masse vibrante totale M du système ; dans ce cas, les effets des modes non retenus peuvent être négligés. En aucun cas, le nombre de modes retenus ne doit être inférieur à 3. Si, à la fréquence de 33 Hz (période de 0,03 s), le cumul des masses modales effectives dans la direction de l'excitation n'atteint pas 90 % de la masse totale vibrante, il doit être tenu compte des modes négligés par toute méthode scientifiquement établie et sanctionnée par l'expérience ; en particulier, il peut être considéré un mode résiduel affecté d'une masse égale à la masse vibrante négligée :

$$M - \sum m_i$$

La suite des modes peut également être interrompue avant la fréquence de 33 Hz (période de 0,03 s), à condition que la somme des masses modales $\sum m_i$ représente au moins 70 % de la masse totale vibrante M . Le mode résiduel est calculé en multipliant la masse vibrante négligée soit par a_g si tous les modes ont été pris en compte jusqu'à 33 Hz, soit par l'accélération spectrale du dernier mode retenu, si sa fréquence est inférieure à 33 Hz.

À défaut de procéder au calcul d'un mode résiduel, il faut majorer toutes les variables d'intérêt (forces, déplacements, contraintes, etc.) obtenues par la combinaison des réponses modales par le facteur :

$$\frac{M}{\sum m_i}$$

(7) Lorsqu'un modèle tridimensionnel est utilisé, les conditions ci-dessus sont à vérifier pour chaque direction considérée.

(8) Si les démonstrations de l'alinéa (6) ne peuvent pas être satisfaites (par exemple dans le cas des bâtiments où la contribution du mode de torsion est significative), le nombre minimal k des modes à considérer lors d'une analyse tridimensionnelle doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad \dots (3.7)$$

et

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad \dots (3.8)$$

où :

k nombre de modes à considérer ;

n nombre d'étages au-dessus du sol ;

T_k période de vibration du mode k .

(8) C Cet alinéa est invalidé sans être remplacé.

3.3.3.2 Combinaison des réponses modales

(1)P Les réponses de deux modes de vibration i et j (y compris les modes de torsion et de translation) peuvent être considérées comme indépendantes l'une de l'autre si leurs périodes T_i et T_j satisfont à la condition suivante :

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad \dots (3.9)$$

(2) Chaque fois que toutes les réponses modales prises en compte (voir 3.3.3.1 alinéas (5) à (8)) peuvent être considérées comme indépendantes l'une de l'autre, la valeur maximale E_E de l'effet d'une action sismique peut être prise égale à :

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad \dots (3.10)$$

avec :

E_E effet de l'action sismique considéré (force, déplacement, etc.) ;

E_{Ei} valeur de cet effet de l'action sismique dû au mode de vibration i .

(3)P Dans le cas où la condition de l'alinéa (1) n'est pas satisfaite, des méthodes plus exactes pour la combinaison des réponses modales maximales (par exemple : la «Combinaison Quadratique Complète») doivent être adoptées.

3.3.3.3 Effets de la torsion

(1) Chaque fois qu'un modèle tridimensionnel est utilisé pour l'analyse, les effets de torsion induits par l'excentricité accidentelle, citée en 3.2, peuvent être déterminés comme l'enveloppe des effets résultant de la prise en compte d'actions statiques consistant en des moments de torsion M_{1i} d'axe vertical appliqués à chaque étage i :

$$M_{1i} = e_{1i} \cdot F_i \quad \dots (3.11)$$

où :

M_{1i} moment de torsion d'axe vertical appliqué à l'étage i ;

e_{1i} excentricité accidentelle de la masse de l'étage i déterminée conformément à l'équation (3.1), pour toutes les directions considérées, voir 3.3.3.1 alinéa (4) ;

F_i force horizontale agissant sur l'étage i , obtenue par application de 3.3.2.3, pour chaque direction considérée.

(2) Les effets du chargement obtenus par application de l'alinéa (1) doivent être considérés avec les deux signes (le même pour tous les étages).

(3) Chaque fois que deux modèles plans séparés sont utilisés pour l'analyse, les effets de la torsion peuvent être pris en compte en appliquant aux effets des actions calculés conformément au paragraphe 3.3.3.2, les règles du paragraphe 3.3.2.4 alinéa (1) ou de l'Annexe A.

3.3.4 Autres méthodes de calcul

3.3.4.1 Généralités

(1)P Si une des autres méthodes de calcul décrites ci-dessous est utilisée, il doit être démontré que les prescriptions fondamentales du paragraphe 2.1 de la partie 1-1 sont respectées, avec un niveau de fiabilité comparable à celui de la méthode de référence décrite en 3.3.3.

(1)P I Dans le cas où une méthode de calcul non visée par la présente norme (par exemple, l'analyse temporelle) est utilisée, il doit être démontré que les prescriptions fondamentales du paragraphe 2.1 de la partie 1-1 sont respectées, avec un niveau de fiabilité comparable à celui de la méthode de référence décrite au paragraphe 3.3.3.

(2) La condition de l'alinéa (1) peut être satisfaite :

- a) soit en démontrant que la somme des efforts tranchants horizontaux calculés au droit de tous les supports, et dans chacune des deux directions orthogonales, n'est pas inférieure à 80 % de la somme correspondante, obtenue par l'analyse multi-modale conformément au paragraphe 3.3.3 ;
- b) soit, à défaut, en amplifiant les valeurs calculées de toutes les variables de réponse doivent être amplifiées de telle sorte que l'effort tranchant à la base de la structure soit ramené à la valeur nécessaire pour satisfaire à l'alinéa a).

3.3.4.2 Analyse utilisant un spectre de puissance

(1) Une analyse stochastique linéaire de la structure peut être réalisée en utilisant soit l'analyse modale, soit des matrices de réponse dépendant des fréquences, et en utilisant comme donnée d'entrée le spectre de puissance en accélération, défini au paragraphe 4.3.1. de la partie 1.1.

(2)P Les effets élastiques des actions doivent être définis comme le fractile à 50 % de la distribution de probabilité de la réponse maximale, dans un intervalle de temps égal à la durée supposée du mouvement.

(3)P Les valeurs de dimensionnement doivent être déterminées en divisant ces effets élastiques par le rapport entre l'ordonnée du spectre de réponse élastique, et l'ordonnée du spectre de dimensionnement correspondant à la période fondamentale du bâtiment multipliée par g .

3.3.4.3 Analyse temporelle

(1) La réponse de la structure en fonction du temps peut être obtenue par intégration numérique directe des équations différentielles du mouvement, en utilisant, pour représenter les mouvements du sol, les accélérogrammes définis au paragraphe 4.3.2. de la partie 1.1.

(2) Lorsque la structure est considérée comme ayant un comportement non linéaire, les dispositions du paragraphe 3.3.1 alinéas (5) — (6) s'appliquent.

3.3.4.4 Analyse dans le domaine des fréquences

(1)P Le mouvement d'entrée est le même qu'en 3.3.4.3. mais chaque accélérogramme est mis sous la forme d'une série de Fourier. La réponse est obtenue par la convolution dans le domaine des fréquences des composantes harmoniques du mouvement d'entrée avec les matrices ou fonctions de transfert correspondantes.

(2)P Les effets élastiques des actions doivent être définis comme les valeurs moyennes des réponses maximales calculées pour les différents accélérogrammes.

(3)P Les valeurs de dimensionnement doivent être déterminées en divisant les effets élastiques par le rapport entre l'ordonnée du spectre de réponse élastique, et l'ordonnée du spectre de dimensionnement correspondant à la période fondamentale du bâtiment et multipliée par g .

3.3.4 C Les paragraphes 3.3.4.2, 3.3.4.3 et 3.3.4.4 sont invalidés et non remplacés.

3.3.5 Combinaison des composantes de l'action sismique

3.3.5.1 Composantes horizontales de l'action sismique

(1)P En général, il doit être considéré que les composantes horizontales de l'action sismique agissent simultanément (voir 4.2.1 alinéa (2) de la partie 1-1).

(2) La combinaison des composantes horizontales peut être effectuée comme suit :

- la réponse de la structure à chaque composante horizontale doit être évaluée séparément en utilisant les règles de combinaison des réponses modales indiquées en 3.3.3.2 ;
- la valeur maximale de chaque effet de l'action sur la structure, due aux deux composantes horizontales de l'action sismique, peut ensuite être estimée égale à la racine carrée de la somme des carrés des réponses à chaque composante horizontale.

(3) Comme variante de l'alinéa (2), les effets de l'action dus à la combinaison des composantes horizontales sismiques peuvent être calculés en utilisant les combinaisons suivantes :

a) $E_{Edx} \llcorner \llcorner 0,30 \cdot E_{Edy}$

b) $0,30 \cdot E_{Edx} \llcorner \llcorner E_{Edy}$

où :

$\llcorner \llcorner$ signifie «être combiné avec» ;

E_{Edx} effets de l'action dus à l'application de l'action sismique le long de l'axe horizontal x choisi pour la structure ;

E_{Edy} effets de l'action dus à l'application de la même action sismique, le long de l'axe horizontal orthogonal y de la structure.

(4) Dans les combinaisons ci-dessus, le signe adopté pour chaque composante doit être le plus défavorable pour l'effet considéré.

(5)P Pour les bâtiments qui satisfont aux critères de régularité en plan et pour lesquels des murs sont les seuls éléments de contreventement, il peut être supposé que l'action sismique agit indépendamment suivant les deux axes principaux horizontaux et orthogonaux de la structure.

(5)P C Cela signifie qu'il n'y a pas lieu d'effectuer les combinaisons visées aux alinéas (2) et (3) ci-avant.

(6)P Lorsque l'on utilise une analyse temporelle conformément au paragraphe 3.3.4.3 et un modèle tridimensionnel de la structure, il y a lieu de considérer des accélérogrammes agissant simultanément dans les deux directions horizontales.

(6)P C Cet alinéa est invalidé et non remplacé.

3.3.5.2 Composante verticale de l'action sismique

(1) P La composante verticale de l'action sismique, définie au paragraphe 4.2.1 alinéa (3) de la partie 1-1, doit être prise en compte dans les cas suivants :

- éléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 20 m de portée ou plus ;
- éléments horizontaux ou presque horizontaux en console ;
- éléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux ;
- poutres supportant des poteaux.

(2) L'analyse permettant de déterminer les effets de la composante verticale de l'action sismique peut être réalisée en général sur la base d'un modèle partiel de la structure, qui inclut les éléments considérés et prend en compte la raideur des éléments adjacents.

(3) Les effets de la composante verticale doivent être pris en compte au moins pour les éléments considérés et pour les éléments supports ou pour les infrastructures qui leurs sont directement associées.

(4) Au cas où les composantes horizontales de l'action sismique doivent également être considérées pour ces éléments, on peut utiliser les trois combinaisons suivantes pour le calcul des effets de l'action :

- a) $0,30 \cdot E_{Edx} \llcorner \llcorner 0,30 \cdot E_{Edy} \llcorner \llcorner E_{Edz}$
- b) $E_{Edx} \llcorner \llcorner 0,30 \cdot E_{Edy} \llcorner \llcorner 0,30 \cdot E_{Edz}$
- c) $0,30 \cdot E_{Edx} \llcorner \llcorner E_{Edy} \llcorner \llcorner 0,30 \cdot E_{Edz}$

avec :

E_{Edx} voir 3.3.5.1. (3) ;

E_{Edy} voir 3.3.5.1. (3) ;

E_{Edz} effets de l'action dus à l'application de la composante verticale de l'action sismique de calcul définie en 4.2.1 alinéa (3) de la partie 1-1.

3.4 Calcul du déplacement

(1)P Les déplacements produits par l'action sismique de calcul doivent être calculés sur la base de la déformation élastique du système structural, à l'aide de la relation simplifiée suivante :

$$d_s = q_d d_e \gamma_1 \quad \dots (3.12)$$

avec :

d_s déplacement d'un point du système structural, dû à l'action sismique de calcul ;

q_d coefficient de comportement du déplacement supposé égal à q , sauf indication contraire donnée dans la partie 1-3 ;

d_e déplacement du même point du système structural, déterminé par une analyse linéaire basée sur le spectre de réponse de calcul, conformément à l'article 4.2.4 de la partie 1-1 ;

γ_1 coefficient d'importance (voir 3.7).

(1)P A La relation (3.12) est applicable si $T \geq T_B$. À l'inverse,

$$\text{si } T \leq T_B : d_s = \frac{1 + \frac{T}{T_B}(\beta_0 - 1)}{1 + \frac{T}{T_B}\left(\frac{\beta_0}{q} - 1\right)} d_e d_1 \quad \dots (3.12 \text{ bis})$$

avec T_B et β_0 définis au paragraphe 4.2.2 alinéa (1) de la partie 1.1.

(2)P Lorsqu'on détermine les déplacements d_e , les effets de torsion dus à l'action sismique doivent être pris en compte.

3.5 Éléments non structuraux

3.5.1 Généralités

(1)P Les éléments non structuraux (éléments secondaires) des bâtiments (par exemple, garde-corps, antennes, éléments mécaniques secondaires et équipements, murs rideaux, cloisons, clôtures) qui peuvent, en cas de rupture, exposer les personnes à des risques, ou bien affecter la structure principale du bâtiment ou l'exploitation des installations présentant des risques particuliers, doivent être vérifiés — ainsi que leurs supports — en vue de résister à l'action sismique de calcul.

(1)P C Le présent texte ne vise pas les aménagements des éléments non structuraux effectués par les occupants dans leurs locaux après que ceux-ci aient été construits, réceptionnés et livrés à leur Maître d'Ouvrage.

(2)P Dans le cas d'éléments non structuraux de grande importance ou particulièrement dangereux, l'analyse sismique doit être basée sur une modélisation réaliste des structures concernées et sur l'utilisation de spectres de réponse appropriés. Ces derniers sont déduits de la réponse des éléments de structure formant support et faisant partie du système principal résistant au séisme.

(3)P Dans tous les autres cas, des simplifications de cette démarche (comme indiquées par exemple en 3.5.2) sont admises, sous réserve de justification.

3.5.2 Analyse

(1)P Les éléments non structuraux, ainsi que leurs liaisons, attaches ou ancrages, doivent être vérifiés afin de résister à la combinaison des actions permanentes, variables et sismiques appropriées (voir paragraphe 4.4 de la partie 1-1).

(2) Les effets de l'action sismique peuvent être déterminés en appliquant aux éléments non structuraux une force horizontale F_a définie comme suit :

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad \dots (3.13)$$

avec :

F_a force sismique horizontale, agissant au centre de gravité de l'élément non structural, dans la direction la plus défavorable ;

W_a poids de l'élément ;

S_a coefficient sismique adapté aux éléments non structuraux (voir paragraphe (3)) ;

γ_a coefficient d'importance de l'élément (voir 3.5.3) ;

q_a coefficient de comportement de l'élément (voir tableau 3.1).

(3) Le coefficient sismique S_a peut être calculé comme suit :

$$S_a = 3a (1 + Z/H) / (1 + (1 - T_a / T_1)^2) \quad \dots (3.14)$$

avec :

a rapport entre l'accélération du sol a_g et l'accélération de la pesanteur g ;

T_a période fondamentale de vibration de l'élément non structural ;

T_1 période fondamentale de vibration du bâtiment dans la direction appropriée ;

Z hauteur de l'élément non structural au-dessus de la base du bâtiment ;

H hauteur totale du bâtiment.

3.5.3 Coefficients d'importance et coefficients de comportement

(1)P Pour les éléments non structuraux suivants, le coefficient d'importance γ_a ne doit pas être inférieur à 1,5 :

— ancrages de machines et équipements nécessaires au fonctionnement des systèmes de sauvetage ;

— réservoirs et récipients contenant des substances toxiques ou explosives, présentant des risques pour la sécurité publique.

(2) Dans tous les autres cas, le coefficient γ_a d'un élément non structural peut être supposé avoir la même valeur que celle du coefficient d'importance γ_1 du bâtiment concerné.

(3) Les valeurs du coefficient de comportement q_a pour les éléments non structuraux sont indiquées dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 — Valeurs de q_a pour éléments non structuraux

Type d'élément non structural	q_a
<ul style="list-style-type: none"> — Garde-corps ou ornements — Signalisations et panneaux d'affichage — Cheminées, mâts et réservoirs sur poteaux, se comportant en consoles non haubanées sur plus de la moitié de leur hauteur totale 	1,0
<ul style="list-style-type: none"> — Murs extérieurs et intérieurs — Cheminées, mâts et réservoirs sur poteaux, se comportant en consoles non haubanées sur moins de la moitié de leur hauteur totale, ou haubanées à la structure au niveau ou au-dessus de leur centre de gravité — Fixations des meubles lourds et des bibliothèques supportés par les planchers — Fixations des plafonds suspendus et autres dispositifs légers de fixation 	2,0

(3) C Le coefficient $q_a = 2$ s'applique aussi aux cloisons et aux façades.

3.6 Coefficients de combinaison pour les actions variables

(1)P Les coefficients de combinaison ψ_{2i} , qui apparaissent au paragraphe 4.4 de la partie 1-1 sont indiqués dans la partie 1 de l'Eurocode 1.

(1)P A Pour tous les bâtiments dont l'altitude à la base est supérieure ou égale à 500 m, la valeur de ψ_{2i} associée à la charge de neige doit être prise égale à 0,2.

(1)P C Les valeurs de ψ_2 sont rappelées dans le tableau ci-dessous :

Action	ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments ¹⁾	
Catégorie A — habitations, résidentiels	0,3
Catégorie B — bureaux	0,3
Catégorie C — lieux de réunion	0,6
Catégorie D — commerces	0,6
Catégorie E — stockage	0,8
Charges dues à la circulation dans les bâtiments	0,6
Catégorie F — véhicules de poids ≤ 30 kN	0,3
Catégorie G — véhicules de poids compris entre 30 et 160 kN	0
Catégorie H — toits	
Charges dues à la neige sur les bâtiments	0 ou 0,2
Charges dues au vent sur les bâtiments	0 ²⁾
Température (hors incendie) dans les bâtiments ³⁾	0 ²⁾

1) Pour les combinaisons de charges d'exploitation dans les bâtiments à plusieurs étages, voir l'ENV 1991-2-1.

2) Des modifications peuvent être nécessaires en fonction des régions géographiques.

3) Voir l'ENV 1991-2-5.

(2)P Les coefficients de combinaison ψ_{Ei} , introduits au paragraphe 4.4 de la partie 1-1 pour le calcul de l'effet des actions sismiques, sont déterminés par l'expression suivante :

$$\psi_{Ei} = \varphi \psi_{2i} \quad \dots (3.15)$$

où les valeurs de φ sont données dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2 — Valeurs de φ pour le calcul de ψ_{Ei}

Type de l'action variable	Occupation des étages		φ
Catégories A-C *)	étages à occupations indépendantes	dernier étage	[1,0]
		autres étages	[0,5]
Catégories A-C *)	étages à occupations corrélées	dernier étage	[1,0]
		étages à occupations corrélées	[0,8]
		autres étages	[0,5]
Catégories D-F *) Archives			[1,0]

*) Catégories définies en partie 1 de l'Eurocode 1.

(2)P I Les coefficients de combinaison ψ_{Ei} , introduits au paragraphe 4.4 de la partie 1-1 pour le calcul de l'effet des actions sismiques, sont déterminés par l'expression suivante :

$$\psi_{Ei} = \varphi \psi_{2i} \quad \dots (3.15)$$

avec :

$\varphi = 0,6$ pour les catégories A, B et C ;

$\varphi = 1,0$ pour les catégories D à G et pour les archives ;

ces catégories étant définies en partie 1 de l'Eurocode 1.

En outre, pour tous les bâtiments dont l'altitude à la base est supérieure ou égale à 500 m, $\psi_{Ei} = \psi_{2i} = 0,2$ pour la neige.

3.7 Catégories d'importance et coefficients d'importance

(1)P Les bâtiments sont classés, en général, en 4 catégories d'importance qui dépendent de la dimension du bâtiment, de sa valeur et de son importance pour la sécurité publique, et de la possibilité de pertes de vies humaines en cas d'effondrement.

(2)P Les catégories d'importance sont caractérisées par différents coefficients d'importance γ_1 décrits dans l'article 2.1 de la partie 1-1.

(2)P A Le coefficient d'importance pour les bâtiments s'exprime par la relation :

$\gamma_1 = 0,9 I_1$, où le coefficient I_1 est donné par le tableau 3.3.1.

(2)P C Le coefficient correctif 0,9 vise à assurer un dimensionnement comparable à celui résultant de l'application de la norme-DTU NF P 06-013 («Règles PS 92»).

(3) Le coefficient d'importance $\gamma_1 = 1,0$ est associé à un événement sismique de calcul ayant une période de retour de référence comme indiqué au paragraphe 4.1 alinéa (3) de la partie 1-1.

(4) Les définitions des catégories d'importance et les coefficients d'importance associés sont indiqués dans le tableau 3.3.

(4) C Le tableau 3.3 modifié donne les coefficients Γ_1 .

Tableau 3.3 — Catégories d'importance et coefficients d'importance pour les bâtiments

Catégorie d'importance	Bâtiments	Coefficient d'importance Γ_1
I	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple, hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, etc.	[1,4]
II	Bâtiments dont la résistance au séisme est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles etc.	[1,2]
III	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories	[1,0]
IV	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, comme par exemple : les bâtiments agricoles, etc.	[0,8]

(4) Tableau 3.3 I Tableau des coefficients Γ_1

Catégories d'importance	Classes des bâtiments	Zones de sismicité			
		Ia	Ib	II	III
I	D	2	1,66	1,4	1,28
II	C	1,5	1,33	1,2	1,14
III	B	1	1	1	1
IV	A	0	0	0	0

(4) CR Les classes de bâtiment sont définies dans le décret n° 91-461 du 14 mai 1991. Les valeurs numériques indiquées dans le tableau 3.3 résultent de la transposition du tableau des valeurs des a_N fixées par voie d'arrêté.

(5) Des valeurs différentes de γ_1 peuvent être requises pour les diverses zones sismiques d'un pays.

4 Vérifications de sécurité

4.1 Généralités

(1)P Pour les vérifications de sécurité, il y a lieu de considérer des états limites appropriés (voir 4.2 et 4.3), ainsi que des dispositions particulières (voir paragraphe 2.2.4 de la partie 1-1).

(2) Pour les bâtiments de catégories d'importance II à IV (voir tableau 3.3) les vérifications mentionnées en 4.2 et 4.3 peuvent être considérées comme satisfaites si les conditions suivantes sont respectées :

- a) l'effort tranchant total à la base du bâtiment, dû à la combinaison sismique de calcul (voir paragraphe 4.4 de la partie 1-1), calculé avec un coefficient de comportement $q = [1,0]$, est inférieur à celui dû à d'autres combinaisons d'actions appropriées, pour lesquelles le bâtiment est dimensionné sur la base d'une analyse élastique ;
- b) les dispositions spécifiques décrites dans le paragraphe 2.2.4 de la partie 1-1 sont adoptées, à l'exception du fait qu'il n'est pas nécessaire de démontrer que les dispositions du paragraphe 2.2.4.1 alinéas (2) et (3) de la partie 1-1 sont respectées.

(2) A La condition a) doit également être vérifiée par l'effort tranchant total au niveau du sol, si celui-ci diffère du niveau de la base du bâtiment, pour tenir compte de l'effet de l'action latérale des terres.

(3) A Dans les bâtiments comportant une infrastructure, il y a lieu de tenir compte de l'action latérale du sol dans les vérifications de sécurité. Les effets de cette action E_2 est combinée aux effets des actions d'inertie E_1 appliquées à la superstructure selon les deux combinaisons :

$$E = E_1 + \lambda E_2$$

$$E = \lambda E_1 + E_2$$

avec :

$$\lambda = 1 \text{ si } 0,8 \geq \frac{T}{T_r} \geq 1,5$$

$$\lambda = 0,3 \text{ si } \frac{T}{T_r} \leq 0,5 \text{ ou si } \frac{T}{T_r} \geq 2$$

et λ est calculé par interpolation linéaire pour les autres de T/T_r .

où T_r désigne la période de vibration de la colonne de sol homogène donnée par :

$$T_r = \frac{4H_s}{V_s}$$

(3) C Les actions sismiques de calcul incluent la poussée des terres et des nappes phréatiques calculées comme indiqué dans la partie 5 de la présente prénorme :

(figure 30 en page 68 des «Règles PS 92», en remplaçant a_N par $\gamma_1 a_g$ dans la figure)

Légende :

H_s : profondeur du substratum résistant limitée à 100 m

H : hauteur du dimensionnement

V_s : vitesses des ondes de cisaillement

a_N : accélération nominale

P_1 : poussée statique des terres

B_1 : butée statique des terres

P_2 : augmentation dynamique de la poussée

B_2 : diminution dynamique de la butée

4.2 États limites ultimes

4.2.1 Généralités

(1)P La sécurité vis-à-vis de l'effondrement (à laquelle sont associés les états limites ultimes) sous l'effet de l'action sismique de calcul est considérée comme assurée si les conditions suivantes, concernant la résistance, la ductilité, l'équilibre, la stabilité des fondations et l'espacement entre blocs, sont respectées.

4.2.2 Conditions de résistance

(1)P La relation suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, y compris les assemblages, et pour les éléments non structuraux concernés (voir 3.5.1 alinéa (1)) :

$$E_d \leq R_d \quad \dots (4.1)$$

avec :

$$E_d = E \{ \Sigma G_{kj}, \gamma_1, A_{ed}, \Sigma \psi_{2i} Q_{ki} \}$$

valeur de calcul de l'effet considéré, dû à la combinaison sismique de calcul (voir paragraphe 4.4 de la partie 1-1), incluant, si nécessaire, les effets de second ordre (voir alinéa (2)) ;

(1)P I E_d : valeur de calcul de l'effet considéré, dû aux combinaisons sismiques de calcul données au paragraphe 3.6 alinéa (1)P.

$$R_d = R \{ f_k / \gamma_M \}$$

résistance de calcul correspondante de l'élément, calculée conformément aux règles spécifiques pour le matériau considéré (valeur caractéristique f_k de la propriété et coefficient de sécurité partiel γ_M), et aux modèles mécaniques associés au système structural, modèles développés dans la partie 1-3 et dans les Eurocodes concernés.

(2) Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les effets de second ordre (effets $P-\Delta$) lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les étages :

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10 \quad \dots (4.2)$$

avec :

θ coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages ;

P_{tot} poids total de tous les niveaux supérieurs incluant l'étage considéré, conformément aux hypothèses adoptées pour le calcul des effets de l'action sismique ;

d_r déplacement relatif entre étages, pris comme la différence du déplacement latéral moyen entre le haut et le bas de l'étage considéré, calculé conformément au paragraphe 3.4 ;

V_{tot} effort tranchant sismique total au niveau considéré ;

h hauteur d'étage.

(3) Dans les cas où $0,1 < \theta \leq 0,2$, les effets du second ordre peuvent être pris en compte approximativement en majorant les effets de l'action sismique par un facteur égal à $1/(1 - \theta)$.

(4)P Les valeurs du coefficient θ ne doivent pas dépasser 0,3.

4.2.3 Conditions de ductilité

(1)P Il y a lieu de vérifier que les éléments structuraux ainsi que la structure dans son ensemble possèdent une ductilité convenable, en tenant compte de la demande de ductilité associée au système structural choisi et au coefficient de comportement.

(2)P Des prescriptions particulières concernant les matériaux, définies dans la partie 1-3, doivent être satisfaites, y compris — lorsque c'est indiqué — les règles de dimensionnement en capacité. Ceci s'impose afin d'obtenir une hiérarchie des résistances des divers éléments structuraux, nécessaire pour assurer la position souhaitée des articulations plastiques, et pour éviter les modes de rupture fragile.

(3) Les règles de dimensionnement en capacité sont présentées en détail dans la partie 1-3.

(3) C L'annexe D explicite un certain nombre de remarques sur le dimensionnement en capacité.

4.2.4 Conditions d'équilibre

(1)P La structure du bâtiment doit être stable sous l'effet de l'ensemble des actions issues des combinaisons du paragraphe 4.4 de la partie 1-1. Cette prescription inclut des effets comme le renversement et le glissement.

(1)P A La structure du bâtiment doit être stable sous l'effet de l'ensemble des actions issues des combinaisons sismiques de calcul données au paragraphe 3.6 alinéa (1)P. Cette prescription inclut des effets comme le renversement et le glissement, et les vérifications au niveau du sol.

Un glissement peut être accepté et son amplitude dépend de la rigidité des liaisons du bâtiment avec d'autres structures, ou des joints les séparant.

(2) Dans certains cas particuliers, l'équilibre peut être vérifié à l'aide de méthodes énergétiques ou de méthodes prenant en compte les non-linéarités géométriques, l'action sismique étant définie en 4.3.2 de la partie 1-1 (voir également le paragraphe 3.3.1 alinéas (5) et (6)).

(2) I La stabilité peut être vérifiée à l'aide de méthodes énergétiques ou de méthodes prenant en compte les non-linéarités géométriques.

4.2.5 Résistance des diaphragmes horizontaux

(1)P Les diaphragmes et les entretoisements dans des plans horizontaux doivent être en mesure de transmettre, avec une surcapacité suffisante, les effets de l'action sismique de calcul aux divers éléments de contreventement auxquels ils sont liés.

(2) La prescription de l'alinéa (1)P est considérée comme satisfaite si, pour effectuer les vérifications de résistance appropriées, on utilise les forces obtenues par le calcul de la structure, multipliées par un facteur égal à 1,3.

(2) A Cette prescription porte sur la vérification vis-à-vis des mécanismes à rupture fragile. Pour les diaphragmes en béton armé, il s'agit de la vérification vis-à-vis de l'effort tranchant dans le plan du diaphragme. La vérification du diaphragme vis-à-vis de la flexion dans son plan est effectuée avec les actions sismiques de calcul sans coefficient de surcapacité.

4.2.6 Résistance des fondations

(1)P Le système de fondations doit être vérifié conformément à la partie 5, paragraphe 5.4, et à l'Eurocode 7.

(1) P C La vérification au niveau du sol se traduit par une vérification des fondations sous l'état de contrainte à l'interface avec le sol.

(2)P Les effets de l'action sur les fondations doivent être déduits de considérations de dimensionnement en capacité tenant compte d'éventuelles surcapacités. Il n'est pas nécessaire que ces effets soient supérieurs à ceux obtenus dans l'hypothèse du comportement élastique de la structure ($q = 1,0$).

(2)P I Les effets de l'action sur les fondations sont déduits du calcul sismique de la superstructure. Des surcapacités appropriées des fondations doivent être prévues pour éviter les éventuels mécanismes de rupture fragile. Il n'est pas nécessaire que les résistances associées à ces surcapacités soient supérieures à celles qui seraient obtenues dans l'hypothèse du comportement élastique de la structure ($q = 1,0$).

(2)P C Les surcapacités appropriées sont définies dans la partie 1-3 de la présente prénorme, en fonction des matériaux de la structure.

(3) Si les effets de l'action sur la fondation ont été déterminés en utilisant un coefficient de comportement $q \leq [1,5]$, aucun dimensionnement en capacité selon l'alinéa (2) n'est exigé.

4.2.7 Conditions concernant l'espacement entre blocs

(1)P Les bâtiments doivent être protégés vis-à-vis de l'entrechoquement avec les structures adjacentes, en cas de séisme.

(2) La prescription de l'alinéa (1) est considérée comme satisfaite si la distance entre la ligne de séparation théorique entre blocs et les points d'impact potentiels n'est pas inférieure au déplacement horizontal maximal calculé selon la relation (3.12).

(2) A Le déplacement horizontal maximal est calculé selon les relations (3.12) ou (3.12 bis), suivant la valeur de la période T .

(3) Si les niveaux des planchers d'un bâtiment en cours d'étude sont les mêmes que ceux du bâtiment adjacent, la distance citée ci-dessus peut être réduite par un coefficient $[0,7]$.

(4) Par contre, cet espacement entre blocs n'est pas exigé, si des murs de contreventement appropriés sont prévus sur le pourtour du bâtiment pour supporter l'entrechoquement («butoirs»). Au moins deux murs de ce type doivent être placés sur chaque côté exposé au choc, et doivent exister sur toute la hauteur du bâtiment. Ils doivent être perpendiculaires au côté exposé à la collision et peuvent s'arrêter à la ligne de séparation théorique entre blocs. Dans ce cas, l'espacement entre blocs pour la partie restante du bâtiment peut être réduite à $[4,0]$.cm.

(3) (4) I La largeur des joints entre blocs ne doit pas être inférieure à :

- 4 cm en zones Ia et Ib ;
- 6 cm en zones II et III.

4.3 États limites de service

4.3 C Ces états limites et les combinaisons d'actions associées sont conventionnels, les actions sismiques s'y rapportant étant déduites de celles associées aux États Limites Ultimes. Ils ont pour objet de permettre les vérifications prescrites ci-après.

4.3.1 Généralités

(1)P La prescription de limitation des désordres (à laquelle sont associés les états limites de service) est considérée comme satisfaite si, sous une action sismique ayant une probabilité plus importante de se produire que l'action sismique de calcul, le déplacement relatif entre étages est limité conformément au paragraphe 4.3.2.

(2) D'autres vérifications d'état limite de service peuvent être exigées dans le cas de bâtiments importants pour la protection civile ou de bâtiments contenant des équipements sensibles.

4.3.2 Limitation du déplacement relatif entre étages

(1)P Sauf prescription différente donnée dans la partie 1-3, les limites suivantes doivent être respectées :

a) pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux constitués de matériaux fragiles liés à la structure :

$$d_r/v \leq [0,004] \cdot h \quad \dots (4.3)$$

b) pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux avec un mode de fixation tel que ces éléments ne subissent pas la déformation de la structure :

$$d_r/v \leq [0,006] \cdot h \quad \dots (4.4)$$

avec :

d_r déplacement relatif entre étages, comme défini au paragraphe 4.2.2 alinéa (2) ;

h hauteur de l'étage ;

v coefficient de réduction tenant compte d'une période de retour réduite de l'événement sismique associé à l'état limite de service.

(2) Le coefficient de réduction peut dépendre également de la catégorie d'importance du bâtiment. Des valeurs de v sont données dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1 — Valeurs du coefficient de réduction v

Catégorie d'importance	I	II	III	IV
Coefficient de réduction v	[2,5]	[2,5]	[2,0]	[2,0]

(2) I Le coefficient de réduction v vaut 2,5.

(3) Des valeurs de v différentes peuvent être exigées dans chaque pays en fonction des diverses zones sismiques.

Annexe A

(normative)

Analyse approchée des effets de torsion

A.1 Généralités

(1) Pour les bâtiments qui ne satisfont pas aux critères de régularité en plan indiqués en 2.2.2, mais qui respectent l'un des ensembles de conditions indiqués comme premier critère en A.2 et comme second critère en A.3, on peut utiliser l'analyse approchée des effets de torsion décrite en A.4.

A.2 1^{er} Critère

- (1) Le bâtiment comporte des habillages et des cloisons bien réparties et relativement rigides.
- (2) La hauteur du bâtiment ne dépasse pas [10] m.
- (3) L'élançement du bâtiment (hauteur/longueur) ne dépasse pas [0,4], dans les deux directions principales.

A.3 2^e Critère

(1) La raideur en plan des planchers est suffisamment importante par rapport à la raideur latérale des éléments verticaux de la structure, pour que l'on puisse faire l'hypothèse de comportement rigide des diaphragmes constitués par les planchers.

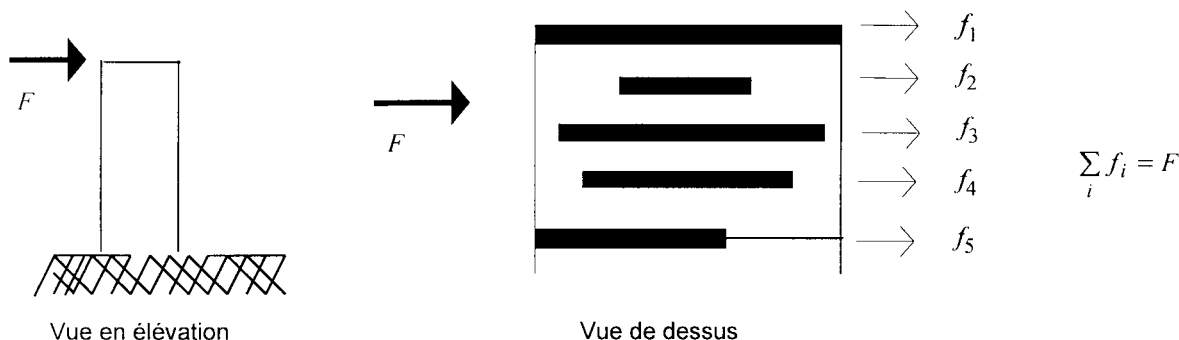
(2) Les centres de torsion et les centres de gravité des différents niveaux sont séparément et approximativement alignés verticalement.

(3) En général, la prescription de l'alinéa (2) peut être considérée comme respectée si les conditions suivantes sont satisfaites :

- a) tous les systèmes de contreventement : noyaux centraux, murs de contreventement ou ossatures, ne sont pas interrompus depuis leur fondation jusqu'au sommet du bâtiment ;
- b) les déformées sous efforts horizontaux des divers systèmes de contreventement ne diffèrent pas trop. (Cette condition peut être satisfaite dans le cas des systèmes à ossatures ou à murs ; généralement elle n'est pas satisfaite dans le cas des systèmes à contreventement mixte).

(4) Si les deux conditions a) et b) de l'alinéa (3) sont respectées, la position commune des centres de torsion de tous les étages peut être calculée comme le barycentre de quantités dont la distribution est proportionnelle à celle du système de forces précisé en 3.3.2.3, quantités qui produisent en outre un déplacement unitaire au sommet de chaque système de contreventement.

(4) C Dans le cas où chaque système de contreventement présente la même raideur sur toute sa hauteur, le système de forces appliquées peut être réduit à un ensemble de forces concentrées appliquées au sommet des systèmes de contreventement, produisant chacune un déplacement unitaire.



Dans ce cas précis, le barycentre considéré est le barycentre des raideurs des différents systèmes de contreventement.
La définition de cet alinéa ne couvre pas le cas où des systèmes de contreventement dans deux directions orthogonales sont liés (par exemple : contreventements tubulaires).

(5) Dans le cas de murs élancés avec des déformations de flexion prédominantes, ces quantités peuvent être les moments d'inertie des sections transversales des murs. S'il est nécessaire de considérer également les déformations de cisaillement, en complément des déformations de flexion, des moments d'inertie équivalents peuvent être pris en compte.

A.4 Méthode simplifiée

- (1) Le calcul peut être réalisé en utilisant deux modèles plans, à savoir un pour chaque direction principale. Les effets de torsion sont déterminés séparément pour ces deux directions.
- (2) Les forces horizontales F_i doivent être déterminées conformément aux paragraphes 3.3.2.3 ou 3.3.3.2.
- (3) La force horizontale F_i à l'étage i est déplacée, pour la direction considérée de l'action sismique, de sa position nominale par rapport au centre de gravité M , d'une excentricité additionnelle e_2 (voir figure A.1) qui peut être estimée comme la plus faible des deux valeurs suivantes :

$$e_2 = 0,1(L + B) * \sqrt{10e_0/L} \leq 0,1 \quad (L + B) \quad \dots (A.1)$$

et

$$e_2 = \frac{1}{2e_0} \left[\ell_s^2 - e_0^2 - r^2 + \sqrt{(\ell_s^2 + e_0^2 - r^2) + 4e_0^2 r^2} \right] \quad \dots (A.2)$$

avec :

- e_2 excentricité additionnelle prenant en compte l'effet dynamique des vibrations simultanées de translation et de torsion ;
 - e_0 excentricité effective entre le centre de torsion S et la position nominale du centre de gravité M (voir figure A.1) ;
 - $\ell_s^2 = (L^2 + B^2) / 12$ (carré du «rayon de giration») ;
 - r^2 rapport entre la raideur à la torsion et la raideur latérale de l'étage (carré du «rayon de torsion»).
- (4) L'excentricité additionnelle e_2 peut être négligée si le rapport r^2 entre la raideur à la torsion et la raideur latérale de l'étage dépasse la valeur de $5 \left(\ell_s^2 + e_0^2 \right)$.

(5) Les effets de la torsion peuvent être déterminés comme l'enveloppe des effets résultant d'un calcul pour deux chargements statiques consistant en des moments de torsion M_i dus aux deux excentricités (voir figure A1) :

$$M_i = F_i e_{\max} = F_i (e_0 + e_1 + e_2) \quad \dots (A.3)$$

et

$$M_i = F_i e_{\min} = F_i (e_0 - e_1) \quad \dots (A.4)$$

avec :

e_1 excentricité accidentelle de la masse de l'étage conformément à la relation (3.1).

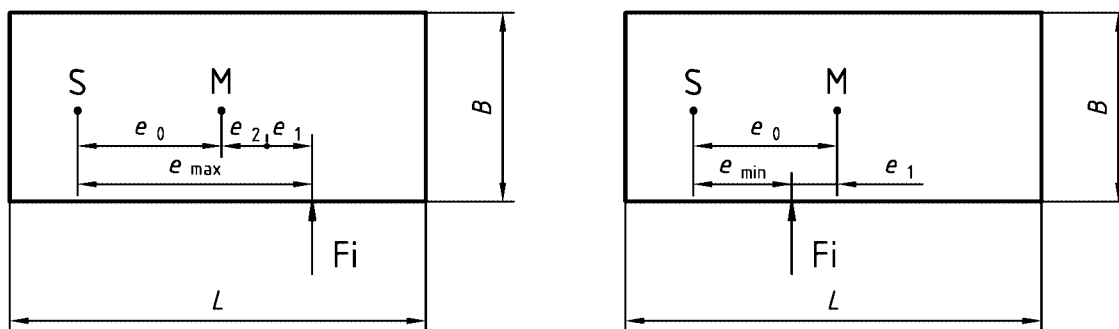


Figure A.1 — Détermination des excentricités de la force horizontale F_i

Annexe B (informative)

Principes de base de conception

B.1 Généralités

- (1) L'éventualité d'un séisme est un aspect important à prendre en compte dans la conception d'un bâtiment en région sismique.
- (2) Cet aspect est à prendre en considération dès la phase initiale de conception et de dimensionnement du bâtiment, permettant ainsi la réalisation d'un système structural, qui, dans des limites de coût acceptable, satisfait aux prescriptions fondamentales, conformément au paragraphe 2.1 de la partie 1-1.
- (3) Dans ce but, la conception des bâtiments en zones sismiques, doit, autant que possible, refléter les considérations des paragraphes B2 à B7.

B.2 Simplicité de la structure

- (1) La simplicité de la structure, caractérisée par l'existence de cheminements clairs et directs des forces sismiques, est un objectif important à poursuivre, puisque la modélisation, le calcul, le dimensionnement, les dispositions constructives, et la mise en œuvre des structures simples sont alors sujets à beaucoup moins d'incertitudes, et ainsi la prévision de leur comportement sismique est beaucoup plus fiable.

B.3 Uniformité et symétrie

- (1) L'uniformité, qui d'une certaine manière est liée à la simplicité, se caractérise par une distribution régulière des éléments structuraux, laquelle permet, lorsqu'elle est satisfaite en plan, des transmissions courtes et directes des forces d'inertie liées aux masses réparties du bâtiment. Si nécessaire, l'uniformité en plan peut être réalisée en divisant le bâtiment, par des joints, en entités dynamiquement indépendantes.
- (2) L'uniformité de la structure en élévation est également souhaitable, puisqu'elle tend à éliminer l'apparition de zones sensibles, où soit des concentrations de contraintes, soit des demandes importantes de ductilité, pourraient causer une rupture prématurée.
- (3) Une bonne corrélation entre la distribution des masses et la distribution de résistance et de raideur élimine naturellement des excentricités importantes entre masse et raideur.
- (4) Dans des configurations de bâtiments symétriques ou quasi symétriques, une solution évidente pour obtenir l'uniformité est de disposer les structures symétriquement, et de les distribuer régulièrement en plan.
- (5) Enfin, l'utilisation d'éléments structuraux régulièrement distribués contribue à la redondance et permet une répartition plus favorable des effets de l'action et une dissipation de l'énergie répartie sur l'ensemble de la structure.

B.4 Résistance et raideur dans les deux directions

(1) Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel et c'est pourquoi la structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions. En conséquence, les éléments structuraux devraient être disposés de manière à conférer une telle résistance. Celle-ci est réalisée en général en organisant les éléments de structure en un réseau orthogonal en plan, tout en assurant des caractéristiques de résistance et de raideur similaires dans les deux directions principales.

(2) En outre, le choix des caractéristiques de raideur de la structure, tout en essayant de limiter les effets de l'action sismique (tenant compte des spécificités du site), doit tendre également à limiter les déplacements qui, s'ils étaient excessifs, pourraient conduire à des instabilités dues aux effets de second ordre, ou à des désordres importants.

B.5 Résistance et raideur à la torsion

(1) Les structures de bâtiment doivent posséder, en plus de leur résistance et de leur raideur vis-à-vis d'actions latérales, une résistance et une raideur appropriées à la torsion, afin de limiter les mouvements dus à la torsion qui tendent à solliciter de façon non uniforme les divers éléments de la structure. Dans ce but, il est avantageux de distribuer les éléments résistants principaux à proximité de la périphérie du bâtiment.

B.6 Action des diaphragmes au niveau des étages

(1) Dans les bâtiments, les planchers jouent un rôle très important dans le comportement sismique d'ensemble de la structure. En fait, ils agissent comme des diaphragmes, dont le rôle est non seulement de collecter les forces d'inertie et à les transmettre aux éléments de contreventement, mais également de les rendre solidaires pour résister à l'action horizontale.

(2) En conséquence, les planchers jouent un rôle essentiel dans le comportement d'ensemble de la structure du bâtiment, et il est évident que leur action de diaphragme est particulièrement importante dans le cas de répartitions verticales complexes et non uniformes du système de contreventement, ou bien lorsqu'on utilise en même temps des systèmes ayant des caractéristiques différentes de déformabilité latérale (par exemple : systèmes de contreventement mixte).

(3) Il est donc d'une importance extrême que les planchers soient dotés d'une résistance et d'une raideur en plan adéquates, et que leurs liaisons avec les structures verticales soient efficaces. Dans ce but, il y a lieu d'accorder une attention particulière au cas des formes non compactes ou très allongées en plan, et à l'existence d'ouvertures importantes dans les planchers ; si ces dernières sont situées à proximité des éléments principaux, elles peuvent empêcher la réalisation d'une liaison efficace.

B.7 Solutions adéquates pour les fondations

(1) Eu égard à l'action sismique, le dimensionnement et la mise en œuvre des fondations et de leurs liaisons avec la superstructure doivent assurer l'uniformité de l'excitation sismique du bâtiment.

(2) Ainsi, pour les structures composées de murs de contreventement isolés, généralement d'épaisseur et de raideur différentes, on devrait choisir une fondation rigide de type caisson ou alvéolé, avec un radier et une dalle supérieure.

(2) C Cet alinéa est invalidé sans être remplacé.

(3) Pour des bâtiments ayant des fondations isolées (semelles ou pieux), l'utilisation d'un radier ou de longrines reliant ces éléments suivant les deux directions principales est préférable, sous réserve du respect des critères du paragraphe 5.4.1.2 de la partie 5.

(3) C Un dallage avec armatures continues permettant la transmission effective des efforts est également acceptable.

Annexe C

(informative)

Formules approchées pour la détermination de la période fondamentale des bâtiments

C.1 Généralités

(1) Les formules approchées pour la détermination de la période fondamentale T_1 des bâtiments, indiquées en C.2 et C.3, ne peuvent être utilisées que pour des calculs préliminaires.

C.2 1^{re} Formule

(1) Pour les bâtiments de hauteur maximale [80] m, une valeur approchée de T_1 peut être obtenue par la formule suivante :

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad \dots \text{(C.1)}$$

avec :

T_1 période fondamentale du bâtiment, en secondes ;

$$C_t = \begin{cases} 0,085 \text{ pour des portiques métalliques tridimensionnels, travaillant en flexion ;} \\ 0,075 \text{ pour des portiques tridimensionnels en béton travaillant en flexion et pour des portiques métalliques à (treillis excentré ;} \\ 0,050 \text{ pour toutes les autres structures.} \end{cases}$$

H hauteur du bâtiment, en mètres.

(2) Par ailleurs, la valeur de C_t pour les structures avec des murs de contreventement en béton ou en maçonnerie peut être prise égale à :

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c}$$

avec :

$$A_c = \sum [A_i (0,2 + (\ell_{wi}/H))^2]$$

où :

A_c est l'aire effective totale des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment, en mètres carrés,

A_i est l'aire effective de la section transversale du mur de contreventement i au premier niveau du bâtiment, en mètres carrés,

ℓ_w est la longueur du mur de contreventement i au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées, en mètres,

avec la restriction que ℓ_{wi}/H ne doit pas dépasser 0,9.

(C1) (C2) I

La période du mode fondamentale de vibration dans la direction de calcul x peut être évaluée par les formules forfaitaires suivantes :

— pour les ossatures non bloquées par un remplissage, ou pour une maçonnerie :

$$T = 0,10 \frac{H}{\sqrt{L_x}}$$

— pour les contreventements par voiles de béton armé et/ou chaînés, ou pour des contreventements mixtes (voiles + portiques) :

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \sqrt{\frac{H}{L_x + H}}$$

— pour les ossatures avec remplissage en maçonnerie, ou avec remplissages ou palées triangulés :

$$T = 0,06 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \sqrt{\frac{H}{2L_x + H}}$$

avec :

H hauteur du bâtiment, en mètres,

L_x longueur du bâtiment dans la direction x , en mètres.

C.3 2^e Formule

(1) En variante, T_1 peut être évaluée par l'expression suivante :

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad \dots \text{(C.2)}$$

avec :

T_1 période fondamentale du bâtiment, en secondes ;

d déplacement latéral du sommet du bâtiment, en mètres, dû aux charges gravitaires appliquées horizontalement.

Annexe D (informative)

«À propos du dimensionnement en capacité»

Le dimensionnement en capacité doit être appliqué avec discernement. En effet :

Les structures classiques dimensionnées principalement sous l'effet des actions sismiques présentent habituellement à l'état ultime des rotules plastiques situées à l'extrémité des poutres. Le **dimensionnement en capacité** permet de faire en sorte qu'il en soit ainsi et d'éviter en outre des mécanismes locaux peu dissipatifs par création de rotules plastiques à l'extrémité des poteaux adjacents aux nœuds où arrivent les poutres visées ci-dessus et/ou d'éviter des ruines prématurées (par effort tranchant ou par flambement) dans ces poteaux et/ou d'éviter des ruptures localisées dans des attaches et autres assemblages.

En général il n'est pas possible pour les autres structures de faire l'économie d'une **vérification de cohérence** (comparable à la vérification de compatibilité de déformation qui est prévue dans le cas des murs porteurs dans l'annexe E de la partie 1-3 DAN) garantissant le nombre et la position des rotules sous les efforts de dimensionnement, les autres éléments devant avoir une résistance suffisante pour que les dissipations d'énergie se fassent effectivement aux endroits prévus. Ceci concerne en particulier les structures présentant des irrégularités géométriques (coffrage,...) et/ou mécaniques (excès de ferrailage,...) localisées ainsi que les structures dont les combinaisons d'action déterminantes ne sont pas celles sismiques (soit en tout point, soit localement).

À noter également que le dimensionnement en capacité, tel que prévu par les règles de l'EC8, peut ne pas être appliqué lorsqu'un niveau minimal de dissipation est assuré par un dimensionnement classique, notamment dans des zones de faible sismicité (voir paragraphe 3.3.2 alinéa (3) de la partie 1-3).

Enfin des structures particulières, telles que les murs porteurs dont l'approche théorique est spécifique, nécessitent une adaptation des règles et principes du dimensionnement en capacité (voir annexe E de la partie 1-3 DAN).

Il faut rappeler que le dimensionnement en capacité n'est pas une méthode de calcul des sollicitations ultimes et/ou résistantes en divers points d'une structure mais une façon de faire en sorte que certains éléments soient renforcés plus que d'autres (extrémités des poteaux par rapport aux extrémités des poutres ; assemblages et autres attaches) et/ou que l'émergence de certains modes de ruine non dissipatifs soit retardée ; le fait pour cela de majorer les sollicitations de calcul concernées est équivalent à l'application d'un coefficient de sécurité partiel approprié dans les zones et pour les sollicitations concernées.

Ceci explique pourquoi il faut, pour chaque dimensionnement en capacité, repartir des sollicitations de calcul locales résultant du calcul d'ensemble de la structure et pourquoi il ne faut pas cumuler les effets successifs des dimensionnements en capacité (ainsi, le raisonnement suivant n'est pas acceptable : l'étude des nœuds donne les moments en capacité des poteaux ; ceux-ci donnent l'effort tranchant en capacité des poteaux ; celui-ci donne l'attache en capacité sur les fondations ; celle-ci donne la sollicitation en capacité des fondations par rapport au sol,...) ; un tel cumul pourrait, en outre, conduire à des surcapacités (et donc des surcoûts) non justifiées.

Dans la mesure où la position des rotules plastiques est convenablement assurée, soit parce qu'il s'agit d'une structure classique dimensionnée principalement sous l'effet des actions sismiques soit du fait de la vérification de cohérence effectuée, il n'est pas habituellement nécessaire de prévoir un dimensionnement en capacité créant une surcapacité ultime dépassant de plus de 20 à 30 % les sollicitations de calcul concernées (de calcul et non pas de résistance concernée car dans les cas courants ce pourcentage couvre également la surcapacité des matériaux ainsi que l'excès des ferrailages concernés par la vérification).

Il faut rappeler enfin que le dimensionnement en capacité n'a pas pour objet de couvrir les incertitudes et autres aléas de l'approche sismique, en particulier ceux concernant les hypothèses, les méthodes de calcul et le choix du coefficient de comportement. De même, la continuité de transmission des efforts internes entre les différentes parties d'une structure découle directement des règles de la statique et n'a donc pas à être renforcée par un dimensionnement en capacité (cas par exemple de la jonction poteau — fondation superficielle en béton armé,...).