

**Manual for the seismic
design of steel and concrete
buildings to Eurocode 8**
May 2010

**Guide pour la conception
parasismique des bâtiments
en acier ou en béton
selon l'Eurocode 8**
mai 2010

Manual for the seismic design of steel and concrete buildings to Eurocode 8 May 2010
Guide pour la conception parasismique des bâtiments en acier ou en béton selon l'Eurocode 8 mai 2010

The **Institution
of Structural
Engineers**



Supporting sponsor



Acknowledgements

Permission to reproduce extracts from BS EN 1998-1: 2004 is granted by BSI. British Standards can be obtained in PDF or hard copy formats from the BSI online shop: www.bsigroup.com/Shop or by contacting BSI Customer Services for hard copies only: Tel: +44 (0)20 8996 9001, Email: cservices@bsigroup.com

Figure 8.1 is provided courtesy of MEEDDAT, figure 8.2 is provided courtesy of the British Geological Survey and figure 8.3 is provided courtesy of the European Seismological Commission. Figures 10.24, 10.26, 10.27, 10.29 and 10.30 are provided courtesy of CERIB. Figures 11.7 and 11.8 are adapted from ANSI/AISC 358.

La Figure 8.1 est reproduite avec l'aimable autorisation du MEEDDAT, la figure 8.2 est reproduite avec l'aimable autorisation du "British Geological Survey" et la figure 8.3 est reproduite avec l'aimable autorisation de la « European Seismological Commission ». Les figures 10.24, 10.26, 10.27, 10.29 et 10.30 sont reproduites avec l'aimable autorisation du CERIB. Les figures 11.7 et 11.8 sont adaptées de l'ANSI/AISC 358.

**Manual for the seismic design
of steel and concrete buildings
to Eurocode 8
May 2010**

**Guide pour la conception
parasismique des bâtiments
en acier ou en béton
selon l'Eurocode 8
mai 2010**

*The Institution
of Structural
Engineers*



Supporting sponsor



Composition du groupe de travail britannique

C P Jackson BSc CEng MStructE (Jane Wernick Associates Ltd) *Président*
P F Doyle MA MSc DIC DipEM CEng FStructE FICE (Jacobs Engineering)
D M Edge MStructE CEng (Atkins)
Dr A Y Elghazouli BSc MSc DIC PhD CEng MStructE (Imperial College London)
Z Lubkowski* BEng (Hons) MSc CEng MICE (Arup)
Professor M S Williams* BSc MA PhD CEng FStructE FICE (University of Oxford)

Consultant

E D Booth* MA (Cantab) CEng FStructE FICE (Edmund Booth Consulting Engineer)

Secrétaire du groupe de travail

Dr J D Littler PhD (The Institution of Structural Engineers)

*représentant SECED, "The Society of Earthquake and Civil Engineering Dynamics"

Composition du groupe de travail français (AFPS)

P Bisch Ing Civ. ENPC (Groupe IOSIS) *Président*
A de Chefdebien Ing. Arts & Métiers (CERIB)
A Langeoire Ing ESTP (IOSIS Industries)
A Pecker Ing Civ. ENPC, MSc (Géodynamique et Structure)
P-E Thevenin Ing GC Cust, Chebap (Bureau Veritas)

Membres du groupe miroir du CST de l'AFPS:

S Lermite, E Fournely, W Jallil, JM Vézin

Publié par "The Institution of Structural Engineers"

International HQ, 11 Upper Belgrave Street, London SW1X 8BH
Telephone: +44 (0)20 7235 4535 Fax: +44 (0)20 7235 4294

Email: mail@istructe.org Website: www.istructe.org

Première publication 2010

ISBN 978-1-906335-06-9

© 2010 The Institution of Structural Engineers

et Association Française du Génie Parasismique

L'Institution of Structural Engineers, l'AFPS et leurs membres ayant participé aux groupes de travail qui ont élaboré le présent *Manuel* ont pris les précautions nécessaires pour s'assurer de la justesse de son contenu. Néanmoins, les conseils et recommandations donnés dans le *Manuel* doivent toujours être considérés par ses utilisateurs à la lumière des données propres à chaque situation et après avoir pris les avis nécessaires auprès de spécialistes. Aucune responsabilité pour négligence ou autre cause, en relation avec le présent *Manuel* et son contenu, n'est acceptée par l'Institution, l'AFPS, les membres des groupes de travail, leurs employés ou représentants. **Toute personne utilisant le présent Manuel doit porter une attention particulière à cette condition.** En France, dans tous les cas, la référence contractuelle doit seulement être faite aux textes originaux des Eurocodes et de leurs annexes nationales et non à ce *Manuel*.

Ni la totalité, ni aucune partie de cette publication ne peut être reproduite, stockée dans un système de sauvegarde ou transmise sous quelque forme ou quelque moyen que ce soit sans l'autorisation préalable de l'Institution of Structural Engineers (qui peut être contactée au 11 Upper Belgrave Street, London SW1X 8BH) ou de l'AFPS (qui peut être contactée au 15 rue de la Fontaine au Roi, 75127 Paris Cedex 11).

iv **The Institution of Structural Engineers** Guide pour la conception parasismique des bâtiments en acier ou en béton selon l'EC8

Constitution of the UK Task Group

C P Jackson BSc CEng MStructE (Jane Wernick Associates Ltd) *Chairman*
P F Doyle MA MSc DIC DipEM CEng FStructE FICE (Jacobs Engineering)
D M Edge MStructE CEng (Atkins)
Dr A Y Elghazouli BSc MSc DIC PhD CEng MStructE (Imperial College London)
Z Lubkowski* BEng (Hons) MSc CEng MICE (Arup)
Professor M S Williams* BSc MA PhD CEng FStructE FICE (University of Oxford)

Consultant

E D Booth* MA (Cantab) CEng FStructE FICE (Edmund Booth Consulting Engineer)

Secretary to the Task Group

Dr J D Littler PhD (The Institution of Structural Engineers)

*representing SECED, The Society of Earthquake and Civil Engineering Dynamics

Constitution of the French Task Group (AFPS)

P Bisch Ing Civ. ENPC (Groupe IOSIS) *Chairman*
A de Chefdebien Ing. Arts & Métiers (CERIB)
A Langeoire Ing ESTP (IOSIS Industries)
A Pecker Ing Civ. ENPC, MSc (Géodynamique et Structure)
P-E Thevenin Ing GC Cust, Chebap (Bureau Veritas)

Members of the AFPS/CST mirror group:

S Lermite, E Fournely, W Jallil, JM Vézin

Published by The Institution of Structural Engineers

International HQ, 11 Upper Belgrave Street, London SW1X 8BH
Telephone: +44 (0)20 7235 4535 Fax: +44 (0)20 7235 4294

Email: mail@istructe.org Website: www.istructe.org

First published 2010

ISBN 978-1-906335-06-9

© 2010 The Institution of Structural Engineers and

Association Française du Génie Parasismique

The Institution of Structural Engineers, AFPS and the members who served on the Task Groups which produced this *Manual* have endeavoured to ensure the accuracy of its contents. However, the guidance and recommendations given in the *Manual* should always be reviewed by those using it in the light of the facts of their particular case and specialist advice obtained as necessary. No liability for negligence or otherwise in relation to this *Manual* and its contents is accepted by the Institution, AFPS, the members of the Task Groups, their servants or agents. **Any person using this Manual should pay particular attention to the provisions of this Condition.** In France, in all cases, the only contractual reference is to the original Eurocodes and their National Annexes.

No part of this publication may be reproduced, stored in a retrieval system or transmitted in any form or by any means without prior permission of either the Institution of Structural Engineers (who may be contacted at 11 Upper Belgrave Street, London SW1X 8BH) or AFPS (who may be contacted at 15 rue de la Fontaine au Roi 75127 Paris Cedex 11).

The Institution of Structural Engineers Manual for the seismic design of steel and concrete buildings to Eurocode 8 iv

Sommaire

Tableaux x

Terminologie et Notations xi

Avant-Propos xxi

1	Objectif et domaine d'application	1
1.1	Objectif	1
1.2	Système des Eurocodes	2
1.3	Domaine d'application du <i>Manuel</i>	3
1.3.1	Généralités	3
1.3.2	Bases du <i>Manuel</i>	5
1.3.3	Autres prescriptions générales	5
1.3.4	Autres exclusions du domaine d'application du <i>Manuel</i>	6
1.4	Contenu	7
2	Documents de référence	8
2.1	Autres Eurocodes	8
2.2	Avant-propos et Annexes Nationaux	8
2.3	Documentation supplémentaire de l'AFNOR et du BSI	8
2.4	Autres manuels de conception selon les Eurocodes	9
2.5	Autres sources d'information	9
2.5.1	Guides de conception selon les Eurocodes	9
2.5.2	Sites web	9
2.5.3	Guides AFPS	10

3	Annexes Nationales et Paramètres Déterminés Nationalement	11
3.1	Objectifs des Annexes Nationales	11
3.2	Traitement des Paramètres Déterminés Nationalement	11
3.3	Annexes Nationales françaises	11
3.4	Annexes Nationales britanniques	12

4	Objectifs de performance	13
4.1	Introduction	13
4.2	Prescription de non effondrement	13
4.3	Prescription de limitation de dommage	14

5	Principes de conception	15
5.1	Caractéristiques souhaitables pour des bâtiments résistant au séisme	15
5.2	Éléments primaires et secondaires	16
5.3	Structures et zones dissipatives	16

Contents

Tables x

Terminology and Notations xi

Foreword xxi

1	Aim and scope	1
1.1	Aim	1
1.2	The Eurocode system	2
1.3	Scope of <i>Manual</i>	3
1.3.1	General	3
1.3.2	Basis of the <i>Manual</i>	5
1.3.3	Other general requirements	5
1.3.4	Other exclusions from the scope of this <i>Manual</i>	6
1.4	Contents	7
2	Reference documents	8
2.1	Other Eurocodes	8
2.2	National Forewords and Annexes	8
2.3	AFNOR and BSI supporting documentation	8
2.4	Other Eurocode manuals	9
2.5	Other sources of information	9
2.5.1	Designers' guides to the Eurocodes	9
2.5.2	Websites	9
2.5.3	AFPS guides	10

3	National Annexes and Nationally Determined Parameters	11
3.1	Purpose of the National Annexes	11
3.2	Treatment of Nationally Determined Parameters	11
3.3	French National Annexes	11
3.4	UK National Annexes	12

4	Performance objectives	13
4.1	Introduction	13
4.2	No collapse requirement	13
4.3	Damage limitation requirement	14

5	Design fundamentals	15
5.1	Desirable characteristics of earthquake resistant buildings	15
5.2	Primary and secondary elements	16
5.3	Dissipative structures and zones	16

5.4	Le coefficient de comportement q	16
5.5	Classes de ductilité	17
5.6	Méthode de dimensionnement en capacité	19
5.7	Diagrammes synthétisant le processus de conception	20
6	Régularité en plan et en élévation	23
6.1	Introduction	23
6.2	Conséquences de la régularité	24
6.3	Evaluation de la régularité en plan	25
6.3.1	Introduction	25
6.3.2	Evaluation préliminaire de la régularité en plan	25
6.3.3	Evaluation détaillée de la régularité en plan	28
6.3.4	Irrégularité modérée en plan	31
6.3.5	Irrégularité élevée en plan	32
6.3.6	Détermination des centres de raideur, des rayons de giration et des rayons de torsion	32
6.4	Evaluation de la régularité en élévation	34
6.4.1	Régularité en élévation	34
6.4.2	Irrégularité modérée en élévation	36
6.4.3	Irrégularité élevée en élévation	36
7	Aspects géotechniques	38
7.1	Influence des conditions de sol sur le dimensionnement sismique	38
7.1.1	Principaux aléas	38
7.1.2	Faîlles actives	38
7.1.3	Stabilité des pentes	39
7.1.4	Effets topographiques	40
7.1.5	Sols potentiellement liquéfiables	40
7.1.6	Tassement des sols	43
7.2	Reconnaissance du site	43
7.2.1	Paramètres de résistance	43
7.2.2	Détermination de la catégorie de terrain	44
7.2.3	Caractéristiques de rigidité et d'amortissement	44
8	Mouvement sismique de calcul	47
8.1	Introduction	47
8.2	Catégories d'importance	51
8.3	Classes de sol	52
8.4	Spectre de réponse élastique horizontal	54
8.5	Spectre de calcul horizontal	57
8.6	Effets au voisinage de la source	57
9	Calcul sismique	58
9.1	Choix d'une méthode de calcul	58
9.2	Hypothèses générales pour le calcul des actions sismiques	60
9.2.1	Modélisation	60
9.2.2	Masses à prendre en compte pour le calcul sismique	62
9.2.3	Torsion	64
5.4	The behaviour factor q	16
5.5	Ductility classes	17
5.6	Capacity design method	19
5.7	Flow charts of the design process	20
6	Regularity in plan and elevation	23
6.1	Introduction	23
6.2	Consequences of regularity classification	24
6.3	Assessment of regularity in plan	25
6.3.1	Introduction	25
6.3.2	Preliminary assessment of regularity in plan	25
6.3.3	Detailed assessment of regularity in plan	28
6.3.4	Moderate irregularity in plan	31
6.3.5	High irregularity in plan	32
6.3.6	Determining the centres of stiffness, radii of gyration and torsional radii	32
6.4	Assessment of regularity in elevation	34
6.4.1	Regular elevations	34
6.4.2	Moderately irregular elevations	36
6.4.3	Highly irregular elevations	36
7	Geotechnical aspects	38
7.1	Influence of site conditions on seismic design	38
7.1.1	Principal hazards	38
7.1.2	Active faults	38
7.1.3	Slope stability	39
7.1.4	Topographical effects	40
7.1.5	Potentially liquefiable soils	40
7.1.6	Settlement of soils	43
7.2	Site investigation	43
7.2.1	Strength parameters	43
7.2.2	Determination of ground type	44
7.2.3	Soil stiffness and damping	44
8	Design ground motions	47
8.1	Introduction	47
8.2	Importance classes	51
8.3	Ground type	52
8.4	Horizontal elastic response spectrum	54
8.5	Horizontal design spectra	57
8.6	Near source effects	57
9	Seismic analysis	58
9.1	Choice of analysis method	58
9.2	General assumptions for seismic analysis	60
9.2.1	Modelling	60
9.2.2	Mass to be included in the seismic analysis	62
9.2.3	Torsion	64

9.2.4	Combinaison des effets des composantes horizontales	66
9.2.5	Combinaisons d'actions en situation sismique	66
9.3	Méthodes d'analyse linéaire équivalente avec coefficient de comportement q	67
9.3.1	Choix d'une méthode d'analyse linéaire	67
9.3.2	Utilisation de modèles plans dans le cas d'irrégularité en plan	68
9.3.3	Méthode d'Analyse par forces latérales	69
9.3.4	Combinaison des réponses modales dans l'analyse multimodale spectrale	72
9.3.5	Calcul des déplacements	73
9.4	Méthodes d'analyse non linéaire	74
9.4.1	Introduction	74
9.4.2	Modélisation pour les calculs non linéaires	74
9.4.3	Vérifications de sécurité	75
9.4.4	Analyse statique non linéaire (en poussée progressive)	75
9.5	Effets du second ordre ($P-\Delta$)	77

10 Bâtiments en béton 79

10.1	Vue d'ensemble des principales différences entre les conceptions sans et avec séisme 79	
10.2	Dimensionnement selon l'Eurocode 2 (conception en DCL)	79
10.3	Dimensionnement ductile (conception en DCM et DCH)	80
10.4	Résistance de calcul des matériaux	80
10.4.1	Propriétés des matériaux	80
10.4.2	Coefficients partiels des propriétés des matériaux	80
10.5	Types des bâtiments en béton armé et coefficients de comportement	81
10.6	Ossatures spatiales (poteaux, poutres et nœuds)	83
10.6.1	Conditions générales pour les ossatures	83
10.6.2	Poteaux	84
10.6.3	Poutres	95
10.6.4	Nœuds poutre-poteau	101
10.7	Murs	104
10.7.1	Définitions	104
10.7.2	Dimensions	104
10.7.3	Murs ductiles et murs couplés	104
10.7.4	Longs murs faiblement armés	112
10.7.5	Information complémentaire sur la conception des murs en béton armé	117
10.8	Façonnage des armatures de confinement	117
10.9	Jonctions des armatures	118
10.10	Conception et dimensionnement des éléments sismiques secondaires	119
10.11	Dispositions pour les diaphragmes en béton	120
10.12	Effets locaux dus aux remplissages en maçonnerie ou en béton	121
10.13	Ossatures et planchers préfabriqués	124
10.13.1	Introduction	124
10.13.2	Ossatures préfabriquées	124
10.13.3	Planchers préfabriqués en béton	127

9.2.4	Combinaison des effets de la horizontal seismic components	66
9.2.5	Combinations of seismic loads with other loads	66
9.3	Equivalent linear analysis, using a q (behaviour) factor	67
9.3.1	Choice of linear analysis method	67
9.3.2	Use of planar models in buildings with irregularity in plan	68
9.3.3	Lateral force method	69
9.3.4	Modal combinations in multimodal response spectrum analysis	72
9.3.5	Calculation of displacement	73
9.4	Non-linear methods	74
9.4.1	Introduction	74
9.4.2	Modelling issues	74
9.4.3	Safety verification	75
9.4.4	Non-linear static (pushover) analysis	75
9.5	$P-\Delta$ effects	77

10 Concrete buildings 79

10.1	Overview of main differences between seismic and non-seismic design 79	
10.2	Design to Eurocode 2 (DCL design)	79
10.3	Ductile design (DCM and DCH design)	80
10.4	Design strength of materials	80
10.4.1	Material properties	80
10.4.2	Partial factors for material properties	80
10.5	Types of reinforced concrete buildings and behaviour factors	81
10.6	Moment resisting frames (beams, columns and joints)	83
10.6.1	General conditions for frames	83
10.6.2	Columns	84
10.6.3	Beams	95
10.6.4	Beam-column joints	101
10.7	Walls	104
10.7.1	Definitions	104
10.7.2	Dimensions	104
10.7.3	Ductile walls and coupled walls	104
10.7.4	Large lightly reinforced walls	112
10.7.5	Further information on reinforced concrete wall design	117
10.8	Detailing of confinement reinforcement	117
10.9	Laps and splices	118
10.10	Design and detailing of secondary elements	119
10.11	Provisions for concrete floor diaphragms	120
10.12	Local effects due to masonry or concrete infills	121
10.13	Precast frames and precast floor systems	124
10.13.1	Introduction	124
10.13.2	Precast frames	124
10.13.3	Precast concrete floors	127

11	Bâtiments en acier	129
11.1	Domaine d'application	129
11.2	Matériaux	129
11.2.1	Propriétés des matériaux	129
11.2.2	Coefficients partiels applicables aux matériaux	131
11.3	Dimensionnement selon l'Eurocode 3 (ductilité DCL)	132
11.4	Dimensionnement ductile (DCM et DCH)	132
11.5	Types de bâtiments métalliques et coefficients de comportement	135
11.5.1	Ossatures en portique	135
11.5.2	Palées de stabilité avec triangulation centrée	135
11.5.3	Coefficients de comportement	135
11.6	Exigences relatives à la classe des sections dans les zones dissipatives	138
11.7	Règles générales de dimensionnement des assemblages	138
11.8	Ossatures en portique (poutres, poteaux, nœuds « poteau-poutre »)	140
11.8.1	Généralités	140
11.8.2	Zones dissipatives	140
11.8.3	Poutres	140
11.8.4	Assemblages	142
11.8.5	Poteaux	145
11.8.6	Panneaux d'âme	147
11.9	Dimensionnement des palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées	148
11.9.1	Généralités	148
11.9.2	Distribution de la résistance des diagonales de contreventement	148
11.9.3	Poteaux et poutres	149
11.9.4	Assemblages	149
11.9.5	Règles supplémentaires spécifiques aux différents types de triangulation	149
11.10	Ossatures en portique avec remplissages en maçonnerie	153
12	Fondations	154
12.1	Principes généraux	154
12.2	Dimensionnement en capacité des fondations	154
12.3	Résistance sismique des fondations superficielles	155
12.3.1	Etats Limites Ultimes	155
12.3.2	Glissement	156
12.3.3	Capacité portante	157
12.4	Dimensionnement structural des fondations superficielles en béton	157
12.4.1	Effets des actions de calcul	157
12.4.2	Longrines et poutres de fondation	158
12.5	Dimensionnement des fondations sur pieux	159
12.5.1	Analyse sismique	159
12.5.2	Dimensionnement et dispositions constructives	161

11	Steel buildings	129
11.1	Scope	129
11.2	Material specification	129
11.2.1	Material properties	129
11.2.2	Partial factors for materials	131
11.3	Design to Eurocode 3 (DCL Design)	132
11.4	Ductile Design (DCM and DCH Design)	132
11.5	Types of steel buildings and behaviour factors	135
11.5.1	Moment resisting frames	135
11.5.2	Centrally braced frames	135
11.5.3	Behaviour factors	135
11.6	Requirements for compactness of sections in dissipative zones	138
11.7	General rules for connection design	138
11.8	Moment resisting frames (beams, columns and joints)	140
11.8.1	General	140
11.8.2	Dissipative regions	140
11.8.3	Beams	140
11.8.4	Connections	142
11.8.5	Columns	145
11.8.6	Web panels	147
11.9	Design of concentrically braced frames	148
11.9.1	General	148
11.9.2	Distribution of bracing strength	148
11.9.3	Columns and beams	149
11.9.4	Connections	149
11.9.5	Additional rules for specific types of concentrically braced frames	149
11.10	Unbraced frames with masonry infill	153
12	Foundations	154
12.1	General principles	154
12.2	Capacity design of foundations	154
12.3	Seismic capacity for shallow foundations	155
12.3.1	Ultimate limit state conditions	155
12.3.2	Sliding	156
12.3.3	Bearing capacity	157
12.4	Structural design of shallow concrete foundations	157
12.4.1	Design actions effects	157
12.4.2	Tie beams and foundation beams	158
12.5	Design of piled foundations	159
12.5.1	Seismic analysis	159
12.5.2	Design and detailing	161

13	Joints sismiques	162
14	Limitation des dommages	163
15	Éléments non structuraux	165
15.1	Considérations générales	165
15.2	Protection des éléments non structuraux sensibles à l'accélération	165
15.2.1	Introduction	165
15.2.2	Procédure simplifiée	165
15.2.3	Coefficient sismique	166
15.2.4	Coefficients d'importance	167
15.2.5	Coefficient de comportement	167
15.3	Protection des éléments non structuraux sensibles au déplacement relatif	168
15.3.1	Généralités	168
15.3.2	Maçonneries de remplissage au contact d'ossatures en acier ou en béton	169
	Références	171
	Annexe A: Exemples de calcul des rayons de torsion et du rayon de giration	175

13	Seismic joints	162
14	Damage limitation	163
15	Non-structural elements	165
15.1	General considerations	165
15.2	Protection of acceleration-sensitive non-structural elements	165
15.2.1	Introduction	165
15.2.2	Simplified procedure	165
15.2.3	Seismic coefficient	166
15.2.4	Importance factors	167
15.2.5	Behaviour factors	167
15.3	Protection of drift-sensitive non-structural elements	168
15.3.1	General	168
15.3.2	Masonry infill in contact with concrete and steel moment resisting frames	169
	References	171
	Appendix A: Example calculations of torsional radii and radius of gyration	175

Tableaux

Tableau 1.1	Domaine d'application du <i>Manuel</i>	4
Tableau 6.1	Valeurs limites des rapports de raideurs latérales, des rapports de longueurs en plan et des excentricités relatives entre centre de masse et centre de raideur, pour une vérification simple de la régularité en plan	26
Tableau 7.1	Estimation de la susceptibilité à la liquéfaction de dépôts sédimentaires pour des évaluations préliminaires	41
Tableau 8.1	Catégories d'importance des bâtiments	51
Tableau 8.2	Classes de sol	53
Tableau 8.3	Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique horizontal recommandées dans l'EC8	56
Tableau 9.1	Rigidité efficace du béton armé	61
Tableau 9.2	Valeurs des coefficient $\psi_{2,i}$ associés aux valeurs quasi permanentes des actions variables	63
Tableau 9.3	Valeurs du coefficient φ	63
Tableau 9.4	Simplifications autorisées pour le calcul	67
Tableau 9.5	Conséquences des valeurs du coefficient de sensibilité θ sur le calcul	78
Tableau 10.1	Valeurs de base du coefficient de comportement q_0 en classe DCM	82
Tableau 11.1	Résumé des exigences supplémentaires requises dans les structures dissipatives par rapport à celles de l'EC3	133
Tableau 11.2	Coefficients q de comportement	136
Tableau 11.3	Exigences relatives à la classe des sections dans les zones dissipatives	138
Tableau 11.4	Elancements réduits limites des diagonales de contreventement	150
Tableau 14.1	Facteurs de réduction à appliquer au mouvement sismique de période de retour 475 ans pour l'Etat Limite de Limitation des Dommages	164
Tableau 15.1	Valeurs typiques du coefficient sismique pour les éléments non structuraux	167
Tableau 15.2	Valeurs de q_a pour les éléments non structuraux	168
Tableau A.1	Périodes et participations modales pour le bâtiment à ossature tridimensionnelle	179
Tableau A.2	Périodes et participations modales pour le bâtiment à noyau et ossature périphérique	185
Tableau A.3	Comparaison des résultats en utilisant deux distributions des forces latérales en fonction de la hauteur	186

Tables

Table 1.1	Scope of the <i>Manual</i>	4
Table 6.1	Limiting values of lateral stiffness ratio, side length ratio and stiffness to mass eccentricity for simple checks of plan regularity	26
Table 7.1	Estimated susceptibility of sedimentary deposits to liquefaction for preliminary assessment purposes	41
Table 8.1	Importance classes for buildings	51
Table 8.2	Ground types	53
Table 8.3	Values of horizontal response spectrum parameters recommended in EC8	56
Table 9.1	Effective stiffness of reinforced concrete	61
Table 9.2	Values of factor $\psi_{2,i}$ associated with quasi permanent values of variable loads	63
Table 9.3	Values of factor φ	63
Table 9.4	Simplifications permitted in analysis	67
Table 9.5	Consequences of values of $P-\Delta$ coefficient θ on the analysis	78
Table 10.1	Basic value of the behaviour factor q_0 for DCM structures	82
Table 11.1	Summary of requirements for dissipative structures additional to EC3	133
Table 11.2	Behaviour factors q	136
Table 11.3	Requirements for cross-sectional class of dissipative elements	138
Table 11.4	Slenderness limits for bracing members	150
Table 14.1	Reduction factors on 475 year motions for Damage Limitation limit state	164
Table 15.1	Typical values of seismic coefficient for non-structural elements	167
Table 15.2	Values of q_a for non-structural elements	168
Table A.1	Modal periods and participations for space frame building	179
Table A.2	Modal periods and participations for core and perimeter frame building	185
Table A.3	Comparison of results using two different distributions of horizontal load with height	186

Terminologie et Notations

Les notations et la terminologie utilisées sont telles que définies dans les Eurocodes.

Terminologie

Règle d'application	Une règle généralement reconnue comme respectant les Principes et satisfaisant leurs prescriptions. Sauf si elles sont expressément autorisées comme telles, des règles d'application variantes de celles proposées dans un Eurocode ne conduisent pas à une conception conforme à l'Eurocode.
Murs couplés	Un système de contreventement composé de deux murs isolés ou plus, liaisonnés de façon régulière par des linteaux pouvant permettre de réduire de 25% la somme des moments fléchissants à la base des murs par rapport à des murs travaillant séparément.
Coefficient de ductilité en courbure	C'est le quotient de la courbure post-pic correspondant à 85% du moment résistant à la courbure limite élastique, sous réserve que les déformations limites du béton et de l'acier ϵ_{cu} et $\epsilon_{su,k}$ réciproquement ne soient pas dépassées.
Système à contreventement mixte	Système structural dans lequel le transfert des charges verticales est principalement assuré par une ossature, alors que le transfert des forces horizontales est assuré en partie par l'ossature et en partie par des murs, lesquels peuvent être isolés ou couplés.
Mur ductile	Un mur fixé à sa base, conçu avec les dispositions constructives appropriées pour permettre de dissiper l'énergie dans une rotule plastique située au dessus de sa base, sans ouverture ni grande perforation.
Ossatures à nœuds excentrés (EBFs)	Ce sont des ossatures métalliques dans lesquelles les forces horizontales sont équilibrées par des éléments soumis à un effort normal, mais où les excentrement d'épure sont tels que l'énergie peut être dissipée dans des connections sismiques par flexion ou cisaillement cyclique.
Eurocode	Une norme européenne pour la conception des structures.
Norme européenne	Une spécification technique standardisée dans le domaine de la construction, publiée par le CEN, le Comité Européen de Normalisation. Dans certains cas, les membres du CEN ont obligation à appliquer les normes européennes pour la conception des ouvrages publics sur leur territoire.

Terminology and Notation

The notation and terminology used are as defined in the Eurocode set of standards

Terminology

Application rule	A generally recognised rule which complies with the Principles and satisfies their requirements. Unless expressly authorised, use of application rules alternative to those provided in a Eurocode does not result in a design which can claim to be in conformity with the Eurocode.
Coupled walls	Lateral load system composed of two or more single walls, connected in a regular pattern by coupling beams able to reduce by at least 25% the sum of the base bending moments of the individual walls if working separately.
Curvature ductility factor	The ratio of the post-ultimate strength curvature at 85% of the moment of resistance, to the curvature at yield, provided that the limiting strains of concrete and steel ϵ_{cu} and $\epsilon_{su,k}$ are not exceeded.
Dual system	Structural system in which the transfer of the vertical loads is ensured mainly by a space frame and the lateral resistance is partly assured by the frame and partly by walls, which may be coupled or uncoupled.
Ductile wall	Wall fixed at the base that is designed and detailed to dissipate energy in a flexural plastic hinge zone free of openings or large perforations, just above its base.
Eccentrically Braced Frames (EBFs)	Are steel frames in which the horizontal forces are mainly resisted by axially loaded members, but where the eccentricity of the layout is such that energy can be dissipated in seismic links by means of either cyclic bending or cyclic shear.
Eurocode	Euronorm which is a European standard for structural design.
Euronorm	Harmonised technical specification for construction standards published by CEN, the European Centre for Standardisation. Under certain circumstances, CEN members are bound to apply Euronorms to the design of public works within their national territories.

Terminologie et Notations		Terminology and Notation
Système à contreventement mixte équivalent à une ossature	Système à contreventement mixte dont l'ossature vis-à-vis de l'effort tranchant total à la base du bâtiment est supérieure à 50% de la résistance correspondante totale.	Frame equivalent dual system
Système à ossature	Système de structure dans lequel la résistance aux actions horizontales et verticales est assurée principalement par des ossatures spatiales dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.	Frame system
Annexe informative	Une annexe publiée avec le texte principal de l'Eurocode, qu'il n'est pas nécessaire de respecter pour être conforme à l'Eurocode.	Informative Annex
Système en pendule inversé	Système dans lequel 50% ou plus de sa masse est située dans le tiers supérieur de la hauteur de la structure ou dans lequel l'essentiel de la dissipation de l'énergie a lieu à la base d'un élément unique du bâtiment.	Inverted pendulum system
Mur de grande dimension en béton peu armé	Mur de grande dimension transversale (dimension horizontale l_w au moins égale à 4,0m ou aux deux tiers de la hauteur h_w du mur, en prenant la valeur inférieure), grâce à laquelle il peut développer une fissuration limitée et un comportement non élastique dans la situation sismique de calcul. Un tel mur peut transformer l'énergie sismique en énergie potentielle (par soulèvement temporaire des masses de la structure) et en énergie dissipée dans le sol par rotation de corps rigide, etc. En raison de ses dimensions, du manque de blocage à la base ou de la connectivité avec des murs transversaux de grande dimension empêchant les rotules plastiques à la base, il ne peut pas être dimensionné efficacement pour dissiper de l'énergie dans une rotule plastique à la base.	Large lightly reinforced wall
Remplissage en maçonnerie	Un remplissage en maçonnerie monté à l'intérieur d'une ossature métallique ou en béton après construction de l'ossature, avec lequel il est en contact mais qui ne lui est pas lié rigidement vis-à-vis de l'effort tranchant.	Masonry infill
Annexe Nationale (AN)	Une annexe publiée par chaque Etat adoptant l'Eurocode, pouvant contenir les valeurs nationales des Paramètres Déterminés Nationalement (NDP), des actions spécifiques (tels que les niveaux d'aléa sismique) et des informations non contradictoires venant compléter les dispositions de l'Eurocode.	National Annex
NDP	Paramètre Déterminé Nationalement, pour lequel un choix national est permis et déterminé dans l'AN à l'Eurocode. Les NDPs sont discutés dans le Chapitre 3 de ce <i>Manuel</i> .	NDP
Annexe Normative	Une annexe publiée avec le texte principal de l'Eurocode, qu'il est nécessaire de respecter pour être conforme à l'Eurocode.	Normative Annex

Terminologie et Notations		Terminology and Notation
Principe	Les Principes contiennent des énoncés d'ordre général et des définitions ne comportant pas d'alternative. Ils donnent aussi des prescriptions et des modèles analytiques auxquels aucune alternative n'est possible, sauf indication contraire. Les clauses correspondant à des principes sont indiquées par un P accolé à leur numéro dans l'Eurocode.	The Principles comprise general statements and definitions for which there is no alternative. They also provide requirements and analytical models for which no alternative is permitted unless explicitly stated. Clauses giving rules of principle are indicated by P in their number in the Eurocodes.
Portique	Un système constitué de poutres et poteaux sans triangulation, dont la rigidité vis-à-vis des actions horizontales repose sur la rigidité des assemblages entre poutres et poteaux.	An unbraced frame of beams and columns relying for its lateral stiffness on the rigidity of the connections between beams and columns.
Système sensible à la torsion	Système mixte ou système de murs ne possédant pas une rigidité minimale vis-à-vis de la torsion, telle que définie dans la Section 6.3.	Dual or wall system not having a minimum torsional rigidity, as defined in Section 6.3.
Système à contreventement mixte, équivalent à des murs	Système à contreventement mixte dans lequel la résistance à l'effort tranchant des murs, à la base du bâtiment, est supérieure à 50% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.	Dual system in which the shear resistance of the walls at the base of the building is higher than 50% of the total shear resistance of the structural system.
Système de murs	Système structural dans lequel la résistance aux actions verticales et horizontales est assurée principalement par des murs structuraux verticaux, dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.	Lateral load system in which resistance to the vertical and lateral loads is assured mainly by vertical structural walls whose shear resistance at the base of the building exceeds 65% of the total shear resistance of the structural system.

Notations

En lettres latines majuscules

A^+	Aire de la projection horizontale de la section des diagonales tendues résistant à l'action sismique dans la direction positive
A^-	Aire de la projection horizontale de la section des diagonales tendues résistant à l'action sismique dans la direction négative
A_c	Aire de la section transversale en béton <i>ou</i> Aire effective totale des murs de contreventement
A_{Ed}	Valeur de calcul de l'action sismique
A_l	Aire effective de la section transversale d'un mur de contreventement dans la direction l
A_s	Aire de la section d'armatures
A_{st}	Aire de l'un des cours d'armatures transversales
A_w	Aire de la section transversale de l'âme
C_t	Coefficient permettant le calcul de la période d'un bâtiment
D_o	Diamètre du noyau confiné dans un poteau de section circulaire
E_{cd}	Valeur de calcul du module de compression du béton
E_d	Valeur de calcul de l'effet de l'action sismique de calcul
E_E	Valeur combinée d'un effet de l'action sismique due à tous les modes
E_{Ei}	Valeur d'un effet de l'action sismique due au mode i
E_{Fd}	Valeur de calcul de l'effet de l'action sismique sur une fondation prenant en compte le dimensionnement en capacité
E_{Id}	Valeur de calcul de la résistance au cisaillement entre les faces verticales d'une fondation et le sol
E_{FE}	Valeur de l'effet sur une fondation issue du calcul en situation sismique de calcul
E_{FG}	Valeur de l'effet des actions non sismiques sur une fondation
E_m	Module pressiométrique de Ménard
E_{pd}	Résistance passive le long des faces des fondations, perpendiculairement à la direction de l'action sismique
E_s	Valeur de calcul du module de l'acier
E_x	Valeur de calcul de l'effet du mouvement sismique dans la direction X
E_y	Valeur de calcul de l'effet du mouvement sismique dans la direction Y
F_a	Force sismique appliquée à un élément non structural
F_b	Effort tranchant dû au séisme à la base du bâtiment
F_l	Force sismique horizontale au niveau l
F_{Rd}	Valeur de calcul de la résistance du sol supportant un radier ou une semelle de fondation
G	Module de cisaillement du sol
G_{cd}	Valeur de calcul du module de cisaillement du béton
$G_{k,j}$	Valeur caractéristique de la k ^{ème} action permanente
G_{max}	Module de cisaillement du sol à faible déformation
H	Hauteur du bâtiment par rapport à la base effective du bâtiment (sommet de la fondation ou d'un soubassement rigide)
I	Inertie géométrique de la section de béton armé ou d'acier
L	Longueur de la poutre métallique entre les zones plastiques

Notation

Upper case Roman letters

A^+	Area of the horizontal projection of the cross-sections of the tension diagonals resisting seismic load in positive direction
A^-	Area of the horizontal projection of the cross-sections of the tension diagonals resisting seismic load in negative direction
A_c	Cross-sectional area of the concrete section <i>or</i> Total effective area of shear walls
A_{Ed}	Design value of the seismic action
A_l	Effective area of the cross-section of the shear wall in direction l
A_s	Cross-sectional area of the reinforcing steel
A_{st}	Area of one leg of the transverse reinforcement
A_w	Web cross-sectional area
C_t	Coefficient for calculating building period
D_o	Diameter of confined core of a concrete element with circular cross-section
E_{cd}	Design value of concrete compressive modulus
E_d	Design value of the seismic design effect
E_E	Combined earthquake action effect due to all modes
E_{Ei}	Earthquake action effect due to mode i
E_{Fd}	Design action effect on foundation, taking into account capacity design
E_{Id}	Design shear resistance between the vertical sides of a foundation and the ground
E_{FE}	Action effect on foundation from the analysis of the seismic design situation
E_{FG}	Action effect on foundation due to non-seismic actions
E_m	Ménard pressurimeter modulus
E_{pd}	Passive resistance against the foundation faces perpendicular to the direction of the seismic action
E_s	Design value of steel modulus
E_x	Earthquake action effect due to earthquake motions in the X direction
E_y	Earthquake action effect due to earthquake motions in the Y direction
F_a	Seismic force on non-structural element
F_b	Seismic base shear force
F_l	Horizontal seismic force at level l
F_{Rd}	Design shear resistance of soil supporting a foundation slab or footing
G	Shear modulus of soil
G_{cd}	Design value of concrete shear modulus
$G_{k,j}$	Characteristic value of the k^{th} permanent load
G_{max}	Average shear modulus of soil at small strain
H	Height of building measured from the effective base of the building (top of foundation or rigid basement)
I	Moment of inertia of reinforced concrete or steel section
L	Length of steel beam between plastic regions

L_g	Distance entre les deux éléments structuraux de contreventement les plus éloignés
L_i	Dimension du plancher au niveau i
M_{ai}	Moment au niveau i dû à la torsion accidentelle
M_d	Valeur de calcul de l'effet de l'action pour le dimensionnement en capacité des assemblages d'éléments préfabriqués en béton
M_{Ed}	Moment fléchissant sismique à la base d'un mur en béton obtenu par le calcul sismique ou Moment fléchissant sismique de calcul dans un élément métallique obtenu par le dimensionnement en capacité
$M_{Ed,E}$	Moment fléchissant dans le poteau, dû à l'action sismique de calcul
$M_{Ed,G}$	Moment de calcul dû aux actions non sismiques dans la situation sismique de calcul
$M_{i,d}$	Valeur de calcul de la résistance à la flexion à l'extrémité i ($i = 1$ ou 2) d'une poutre ou d'un poteau
$M_{pI,Rd}$	Valeur de calcul du moment plastique résistant d'une poutre métallique
$M_{pI,Rd,A}$	Valeur de calcul du moment plastique résistant à l'extrémité gauche d'une poutre métallique
$M_{pI,Rd,B}$	Valeur de calcul du moment plastique résistant à l'extrémité droite d'une poutre métallique
M_{Rb}	Valeur de calcul de la résistance à la flexion d'une poutre connectée à un nœud d'ossature
M_{Rc}	Valeur de calcul de la résistance à la flexion d'un poteau
M_{Rd}	Résistance à la flexion
$N_{b,Rd}$	Résistance de calcul vis-à-vis du flambement dû à un effort normal dans un élément métallique
N_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort normal dans la situation sismique de calcul
$N_{Ed,E}$	Effort de compression dans le poteau, dû à l'action sismique de calcul
$N_{Ed,G}$	Effort normal dû aux actions non sismiques dans la situation sismique de calcul
$N_{pI,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance à l'effort normal d'une poutre métallique
N_{SPT}	Nombre de coups SPT
$N_{1(60)}$	Nombre de coups SPT normalisé pour tenir compte du poids des terrains sus-jacents et du pourcentage d'énergie imparti au train de tiges
P	Action due à la précontrainte
P_{tot}	Charges gravitaires totales due à tous les planchers situés au niveau considéré et au dessus, dans la situation sismique de calcul
$Q_{k,i}$	Valeur caractéristique de la i ème action variable
R_d	Valeur de calcul d'une résistance dans la situation sismique de calcul
R_{fy}	Résistance plastique d'un élément métallique
S	Coefficient d'amplification de sol
S_a	Coefficient sismique applicable aux éléments non structuraux
$S_b(T)$	Ordonnée du spectre de calcul à la période T
$S_b(T)$	Ordonnée du spectre élastique à la période T
S_T	Coefficient d'amplification topographique
T	Période de vibration
T_1	Période du mode fondamental de vibration de la structure
T_a	Période du mode fondamental de vibration d'un élément non structural
T_b	Limite inférieure de la période sur la branche à accélération spectrale constante du spectre de calcul
T_c	Limite supérieure de la période sur la branche à accélération spectrale constante du spectre de calcul

L_g	Distance between the two outermost lateral load resisting elements
L_i	Floor dimension at level i
M_{ai}	Moment at level i due to accidental torsion
M_d	Design action effect for overstrength connections in precast concrete elements
M_{Ed}	Seismic bending moment at the base of a concrete wall from the seismic analysis or Design seismic bending moment in a steel element from capacity design check
$M_{Ed,E}$	Design moment in the column due to the design seismic action
$M_{Ed,G}$	Design moment due to non-seismic actions in the seismic design situation
$M_{i,d}$	Design value of flexural resistance in a beam or a column at end i ($i = 1$ or 2)
$M_{pI,Rd}$	Design plastic resistance moment of a steel beam
$M_{pI,Rd,A}$	Design plastic resistance moment at the left end of a steel beam
$M_{pI,Rd,B}$	Design plastic resistance moment at the right end of a steel beam
M_{Rb}	Design value of the flexural strength of a beam connected to a joint in a frame
M_{Rc}	Design value of column flexural strength
M_{Rd}	Flexural resistance
$N_{b,Rd}$	Design strength to buckling due to axial force of a steel element
N_{Ed}	Design axial (or normal) force in the seismic design situation
$N_{Ed,E}$	Design axial force in the column due to the design seismic action
$N_{Ed,G}$	Axial force due to non-seismic actions in the seismic design situation
$N_{pI,Rd}$	Design plastic axial resistance of a steel beam
N_{SPT}	SPT blow count value
$N_{1(60)}$	SPT blow count value normalised for overburden effects and for the energy ratio
P	Prestressing action
P_{tot}	Total gravity load due to all the floors located at and above the level considered, under the seismic design situation
$Q_{k,i}$	Characteristic value of the i th variable load
R_d	Design value of resistance under the seismic design situation
R_{fy}	Plastic resistance of steel member
S	Soil amplification factor
S_a	Seismic coefficient applicable to non-structural elements
$S_b(T)$	Design spectral ordinate at period T
$S_b(T)$	Elastic spectral ordinate at period T
S_T	Topographic amplification factor
T	Vibration period
T_1	Period of fundamental mode of the structure
T_a	Fundamental vibration period of a non-structural element
T_b	Lower limit of the period of the constant spectral acceleration branch in the design spectrum
T_c	Upper limit of the period of the constant spectral acceleration branch in the design spectrum

Terminologie et Notations	Terminology and Notation
T_D	Value defining the beginning of the constant displacement response range in the design spectrum
T_k	Period of highest mode accounted for in the analysis
T_{NCR}	Reference return period of the reference seismic action for the no-collapse requirement
$V_{bw,Rd}$	Resistance to buckling due to shear of a web panel in a steel element
V_d	Design shear force in a concrete member
V'_{Ed}	Shear force in wall from the seismic analysis
V_{Ed}	Design value of shear force in wall in the seismic design situation or design seismic shear force in a steel element
$V_{Ed,E}$	Design shear force in the column due to the design seismic action
$V_{Ed,G}$	Design shear force due to the non-seismic actions in the seismic design situation
$V_{Ed,M}$	Design shear force resulting from plastic moments being developed in the beam
V_g	Shear force at the end of a beam in the seismic design situation due to permanent loads
$V_{pl,Rd}$	Design plastic shear resistance of a steel beam
V_q	Shear force at the end of a beam in the seismic design situation due to variable loads
$V_{Rd,c}$	Design shear resistance of the wall without shear reinforcement
V_{Rw}	Resistance of a masonry wall
V_{tot}	Total seismic shear force at a particular level
$V_{wp,Ed}$	Design shear in web panel in steel structure for capacity design calculation
$V_{wp,Rd}$	Design shear resistance of web panel in steel structure in accordance with EC3 Part 1-1
W_a	Weight of non-structural element

En lettres latines minuscules

a_g	Valeur de calcul de l'accélération du sol sur site rocheux
a_{gR}	Accélération maximale de référence sur rocher
a_{vg}	Valeur de calcul de l'accélération verticale du sol
b	Longueur en plan d'un côté d'un bâtiment rectangulaire ou Longueur d'appui d'une poutre préfabriquée
b_o	Dimension minimale du noyau de béton
b_c	Largeur de la section transversale ou Plus grande dimension de la section transversale d'un poteau
b_{eff}	largeur participante de la membrure d'une poutre en T ou en L
b_t	Largeur participante de la membrure d'un voile en T ou en L
b_l	Distance entre deux armatures longitudinales tenues par des épingles dans une section en béton
b_w	Épaisseur de la partie confinée d'une section de mur ou épaisseur de l'âme d'une poutre
$b_{w,min}$	Largeur minimale de la section transversale d'une longrine
b_{wo}	Épaisseur d'un mur
c_u	Résistance au cisaillement d'un sol non drainé
d	Déplacement horizontal au sommet du bâtiment dû aux charges gravitaires appliquées horizontalement
d_L	Diamètre d'une armature longitudinale
d_{bw}	Diamètre d'une armature transversale tenant des armatures longitudinales
d_c	Distance entre le point à courbure nulle et le sommet ou la base d'un poteau (la plus grande des deux)
d_e	Déplacement d'un point obtenu par le calcul linéaire équivalent
d_t	Valeur de calcul du déplacement horizontal relatif d'un niveau
d_s	Déplacement d'un point dû à l'action sismique de calcul
e_{ai}	Excentricité accidentelle de la masse du niveau i
e_o	Hauteur de l'appui d'une poutre préfabriquée
e_{ox}	Excentricité entre le centre de rigidité et le centre de gravité dans la direction X
e_{oy}	Excentricité entre le centre de rigidité et le centre de gravité dans la direction Y
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance du béton à la compression
f_{ck}	Valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression
f_{ctm}	Valeur moyenne de la résistance axiale du béton à la traction
f_y	Valeur nominale de la limite d'élasticité de l'acier
f_{yd}	Valeur de calcul de la résistance à la traction de l'acier des armatures
f_{yk}	Valeur caractéristique de la résistance à la traction de l'acier des armatures
f_{yd}	Valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures longitudinales
$f_{y,max}$	Valeur maximale réelle de la limite d'élasticité de l'acier dans les zones dissipatives
f_{ywd}	Valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures transversales
g	Accélération de la pesanteur
h	Hauteur de l'étage considéré
h_c	Dimension d'une section transversale d'un poteau
h_{cr}	Hauteur de la zone critique dans un mur en béton
h_t	Épaisseur totale d'un plancher
h_l	Épaisseur de la $i^{ème}$ couche de sol dans un profil de sol sur une profondeur de 30m
h_o	Hauteur du noyau confiné de béton dans la section d'un élément en béton

Lower case Roman letters

a_g	Design ground acceleration on rock
a_{gR}	Reference peak ground acceleration on rock
a_{vg}	Design ground acceleration in the vertical direction
b	Length in plan of one side of a rectangular building or Length of bearing for precast beam
b_o	Minimum dimension of the concrete core
b_c	Gross cross-sectional width or Largest cross-sectional dimension of column
b_{eff}	Effective flange of a beam with a T- or L-shaped section
b_t	Effective flange of a wall with a T- or L-shaped section
b_l	Distance between consecutive longitudinal bars engaged by hoops in a concrete section
b_w	Thickness of confined part of a wall section, or width of the web of a beam
$b_{w,min}$	Minimum cross-sectional width of a foundation tie-beam
b_{wo}	Thickness of wall
c_u	Undrained shear strength
d	Horizontal displacement at top of building due to gravity loads applied horizontally
d_{bL}	Diameter of the longitudinal reinforcing bars
d_{bw}	Diameter of hoop reinforcing bar
d_c	Distance between the point of contraflexure and top or bottom of a column (whichever is larger)
d_e	Displacement of a point determined from the equivalent linear analysis
d_t	Design interstorey drift
d_s	Displacement of a point, due to the design seismic action
e_{ai}	Accidental eccentricity of mass at level i
e_o	Depth of bearing to precast beam
e_{ox}	Eccentricity between centres of stiffness and mass in the X direction
e_{oy}	Eccentricity between centres of stiffness and mass in the Y direction
f_{cd}	Design compressive strength of concrete
f_{ck}	Characteristic value of the compressive strength of concrete
f_{ctm}	Mean value of axial tensile strength of concrete
f_y	Nominal yield strength of steel
f_{yd}	Design tensile strength of reinforcing steel
f_{yk}	Characteristic tensile strength of reinforcing steel
f_{yld}	Design value of the yield strength of the longitudinal reinforcement
$f_{y,max}$	Actual maximum yield strength of the steel in dissipative zones
f_{ywd}	Design value of the yield strength of the transverse reinforcement
g	Acceleration due to gravity
h	Height of storey under consideration
h_c	Cross-sectional dimension of a column
h_{cr}	Height of the critical region in a concrete wall
h_t	Total thickness of a floor
h_l	Thickness of the i^{th} soil layer in a profile 30m deep
h_o	Depth of confined core of a concrete element

Terminologie et Notations	Terminology and Notation
h_s	Clear storey height
h_w	Depth of beam <i>or</i> Height of wall
h_{wi}	Height of wall <i>i</i>
$h_{w, \min}$	Minimum cross-sectional depth of a foundation tie-beam
k	Minimum number of modes to include in seismic analysis
k_p	Reduction factor for calculating design resistance of precast structures
k_w	Modification factor on q to reflect prevailing rupture mode in concrete structures
l	Length in plan of one side of a rectangular building
l_c	Length of the confined boundary element of a wall
l_{cl}	Clear height of column or clear span of beam
l_{cr}	Length of the critical zone of a column or a beam
l_f	Length of flange of a concrete wall
l_s	Radius of gyration
l_w	Cross-sectional length of wall
l_{wi}	Cross-sectional length of wall <i>i</i>
m	Total mass of the building
m_l	Mass at level <i>i</i>
n	Number of levels in superstructure <i>or</i> Total number of longitudinal bars laterally engaged by hoops or cross ties
ρ_{lim}	Ménard limit pressure
q	Behaviour factor
q_0	Basic value behaviour factor in concrete structures (before modification for rupture mode)
q_a	Behaviour factor of non-structural element
q_u	Unconfined compressive strength of soil
r_x	Torsional radius in the X direction
r_y	Torsional radius in the Y direction
s	Spacing of the hoops
s_l	Horizontal deflection at storey <i>i</i> in first mode
t_{min}	Minimum thickness of a foundation slab acting as a tie element
v_l	Shear wave velocity of the <i>j</i> th soil layer in a profile 30m deep
$v_{s,30}$	average shear wave velocity (over a depth of 30m)
w_f	Effective flange width of concrete wall
x	Distance from a lateral load resisting element to centre of mass
x_{cs}	Coordinate of the stiffness centre along the X axis
x_u	Neutral axis depth
y_{cs}	Coordinate of the stiffness centre along the Y axis
z	Internal lever arm in a steel element <i>or</i> Height of a non-structural element above the effective base of the building
z_l	Height of level <i>i</i> above base of structure

En lettres grecques majuscules

ΔV_{RW}	Réduction totale de la résistance des murs de remplissage en maçonnerie au niveau considéré, par rapport aux murs du dessus
Ω	Coefficient permettant de tenir compte des effets du dimensionnement en capacité dans les éléments métalliques

En lettres grecques minuscules

α	Coefficient traduisant l'efficacité du confinement dans les éléments en béton <i>ou</i> Angle d'un contreventement par rapport à l'horizontale
α_o	Rapport d'aspect prédominant des murs structuraux
α_1	Coefficient multiplicateur de l'action sismique horizontale de calcul, à la formation de la première rotule plastique dans le système
α_n	Coefficient traduisant l'efficacité du confinement dans les éléments en béton, rendant compte de la disposition des armatures transversales dans la section
α_s	Coefficient traduisant l'efficacité du confinement dans les éléments en béton, rendant compte de l'espacement des armatures transversales
α_u	Multiplicateur de l'action sismique horizontale de calcul à la formation de la rotule plastique permettant un mécanisme plastique global
β	Coefficient définissant la valeur minimale pour le spectre de calcul de la composante horizontale
γ_a	Facteur d'importance d'un élément non structurel
γ_1	Coefficient d'importance
γ_c	Coefficient partiel de matériau pour le béton
γ_{cu}	Coefficient partiel de matériau pour la propriété c_t du sol
γ_d	Coefficient de surdimensionnement
γ_M	Coefficient partiel pour les propriétés du matériau
$\gamma_{M0} \quad \gamma_{M1}$	Coefficient partiel pour les propriétés de matériau dans des éléments en acier
$\gamma_{M2} \quad \gamma_{M3}$	
γ_{ov}	Coefficient de sur-résistance des éléments en acier pour le dimensionnement en capacité
γ_{pb}	Coefficient pour estimer l'effort de compression non équilibré dans un élément métallique
γ_{qu}	Coefficient partiel de matériau pour la propriété q_u du sol
γ_{Rd}	Coefficient d'incertitude appliqué à la valeur de calcul des résistances, pour le calcul par le dimensionnement en capacité des effets des actions, tenant compte de diverses origines de sur-résistance
γ_s	Coefficient partiel de matériau pour les armatures
$\gamma_{\tau cy}$	Coefficient partiel de matériau pour la propriété $\tau_{cy,u}$ du sol
$\gamma_{\varphi'}$	Coefficient partiel de matériau pour la propriété $\tan \varphi'$ du sol
δ	Coefficient d'amplification pour un calcul approché des effets de la torsion accidentelle <i>ou</i> Déplacement relatif entre deux extrémités d'une poutre <i>ou</i> Angle de frottement à l'interface entre le sol et la structure à la base d'une semelle
ε_{cuc}	Déformation ultime du béton non confiné
$\varepsilon_{cu2,c}$	Déformation ultime du béton confiné
$\varepsilon_{sy,d}$	Allongement de calcul de l'acier à la limite d'élasticité
ζ	Pourcentage d'amortissement visqueux de la structure

Upper case Greek letters

ΔV_{RW}	Total reduction in the resistance of infill masonry walls in the storey concerned, compared with the wall above
Ω	Factor to allow for capacity design effects in steel elements

Lower case Greek letters

α	Factor reflecting effectiveness of confinement in concrete elements <i>or</i> Angle of a bracing element to the horizontal
α_o	Prevailing aspect ratio of structural walls
α_1	Multiplier of horizontal seismic design action at formation of first plastic hinge in the system
α_n	Confinement effectiveness factor in concrete elements, reflecting arrangement of hoops at a section
α_s	Confinement effectiveness factor in concrete elements, reflecting spacing of hoops along an element
α_u	Multiplier of horizontal seismic design action at formation of global plastic mechanism
β	Lower bound factor for the horizontal design spectrum
γ_a	Importance factor of non-structural element
γ_1	Importance factor
γ_c	Partial material factor for concrete
γ_{cu}	Partial material factor for soil for property c_t
γ_d	Overstrength factor
γ_M	Partial factor for material property
$\gamma_{M0} \quad \gamma_{M1}$	Partial factors for material in steel members
$\gamma_{M2} \quad \gamma_{M3}$	
γ_{ov}	Overstrength factor for steel members for capacity design
γ_{pb}	Factor to estimate unbalanced compressive load in a steel element
γ_{qu}	Partial material factor for soil for property q_u
γ_{Rd}	Uncertainty factor on design value of resistances in the estimation of capacity design action effects, accounting for various sources of overstrength
γ_s	Partial material factor for reinforcing steel
$\gamma_{\tau cy}$	Partial material factor for soil for property $\tau_{cy,u}$
$\gamma_{\varphi'}$	Partial material factor for soil for property $\tan \varphi'$
δ	Amplification coefficient for approximate accidental torsion analysis <i>or</i> Relative deflection between two ends of a beam <i>or</i> Structure-ground interface friction angle on the base of a footing
ε_{cuc}	Ultimate strain of unconfined concrete
$\varepsilon_{cu2,c}$	Ultimate strain of confined concrete
$\varepsilon_{sy,d}$	Design value of tension steel strain at yield
ζ	Viscous damping ratio of the structure, expressed as a percentage

Terminologie et Notations	Terminology and Notation
η	Damping correction factor in design response spectrum <i>or</i> Increase factor for design actions in infill masonry walls
θ	Sensitivity factor for $P-\Delta$ effects in a storey <i>or</i> Rotation angle of precast column
θ_p	Plastic rotation capacity of a steel element
κ	Factor depending on grade of reinforcing steel
λ	Correction factor for seismic base shear force
$\bar{\lambda}$	Non-dimensional slenderness of a steel element
μ_ϕ	Required value of the curvature ductility factor
ρ	Reinforcement ratio in tension zone of a concrete beam
ρ'	Ratio of reinforcement in compression zone of a concrete beam
$\rho_{b,min}$	Minimum longitudinal reinforcement ratio at top and bottom in a foundation tie-beam
ρ_l	Total longitudinal reinforcement ratio in a column
ρ_{max}	Maximum value of reinforcement ratio in tension zone of a concrete beam
ρ_{min}	Minimum value of reinforcement ratio in tension zone of a concrete beam
$\rho_{s,min}$	Minimum value of reinforcement ratio in a foundation slab acting as a tie member
ρ_v	Mechanical ratio of vertical web reinforcement in a wall
$\rho_{w,min}$	Minimum requirement for shear reinforcement ratio in a wall
σ_{cm}	Mean value of concrete stress at ULS in the compression zone due to bending plus axial load
σ_t	Maximum tensile stress in concrete due to bending, assuming an uncracked section
$\tau_{cy,u}$	Cyclic undrained shear strength of soil
ν	Reduction factor on deflections for damage limitation limit state
ν_d	Normalised axial load on a concrete section
φ	Probability of simultaneous presence of quasi-permanent variable loads during the seismic event [$=\psi_{2,E}/\psi_{2,I}$]
φ'	Undrained internal frictional angle in soil
χ	Factor reflecting ratio of beam to column flexural resistances at a joint
$\psi_{2,E}$	Mass combination factor for variable loads for the seismic design situation
$\psi_{2,I}$	Mass combination factor for variable loads accounting for quasi-permanent values of variable loads
ω_{wd}	Mechanical volumetric ratio of the confining hoops
ω_v	Mechanical ratio of vertical web reinforcement in a concrete shear wall

Avant-Propos

Le développement des Eurocodes a été une longue et passionnante aventure où la confrontation des points de vue entre spécialistes européens, parfois vive, a fait émerger des textes de haute tenue scientifique et directement opérationnels. Au fil des réunions, des liens amicaux se sont tissés entre les spécialistes des différents pays membres, qui se sont ensuite développés dans des actions communes de recherche ou d'échange. Ce fut bien sûr le cas pour l'Eurocode 8 ; aussi, lorsque la SECED (The Society for Earthquake and Civil Engineering Dynamics), conjointement avec l'Institute of Structural Engineers (The Institution of Structural Engineers), a proposé à l'Association Française du génie Parasismique (AFPS) de développer ensemble le présent *Manual*, c'est avec enthousiasme que l'AFPS a accepté la proposition.

Ce *Manual* est destiné à tous les praticiens britanniques et français, et plus généralement à tout utilisateur comprenant une des deux langues. Il couvre assez largement les bâtiments les plus courants et aide l'ingénieur dans les différentes étapes de la conception. Les prescriptions de l'Eurocode sont présentées dans l'ordre où le concepteur doit les aborder ; elles sont accompagnées de notes en permettant une meilleure compréhension et de recommandations lorsque les clauses initiales ne semblaient pas permettre une application directe.

L'originalité de ce *Manual*, outre qu'il est édité simultanément en Anglais et en Français, est de présenter dans les textes parallèles les NDPs (paramètres déterminés nationalement) utilisables au Royaume Uni et en France, mais aussi les valeurs recommandées par l'Eurocode 8, ce qui en permet un large usage non seulement dans ces deux pays, mais également dans tout pays où l'Eurocode doit ou peut être utilisé.

Un grand merci doit être adressé aux deux groupes de travail qui ont développé ce texte à parts égales des deux côtés de la Manche, ainsi qu'aux membres des deux associations qui ont relu et corrigé les textes. Ce travail en commun a également permis de dégager, lorsque cela était nécessaire, une interprétation commune des articles les plus délicats.



Philippe Bisch
Animateur du groupe de travail AFPS

Foreword

This *Manual* has been produced to assist the engineer engaged in the design of structures for earthquake resistance in accordance with the Eurocode for the Design of Structures for Earthquake Resistance (Eurocode 8), which was published in 2004. It is one of a suite of publications produced by The Institution of Structural Engineers covering design of buildings to the structural Eurocodes.

The production of the *Manual* was an Anglo-French collaboration between the Institution of Structural Engineers and the Association Française du Génie Parasismique. The authors are experienced seismic design engineers practising in the UK or France, and a Task Group was established in both countries to oversee the development of the manual towards publication. The manual has been through the review processes of both participating organisations.

The UK is classified as an area of very low seismicity for which design to Eurocode 8 is not a requirement. However, explicit consideration of seismic actions for the design of buildings in the UK may be required in some circumstances. The *Manual* is also applicable to the design of buildings in countries other than the UK and France, provided that any local requirements contained in the relevant National Annex are respected.

As chairman of the UK task group I can attest to the enormous amount of work that has gone into the production of the *Manual*. Thanks are due to all of the authors and Task Group members and their organisations, to John Littler for fulfilling the role of secretary to the Task Group so diligently, and to Ozan Yalniz for devising and producing the design charts in Chapter 10. Special thanks are due to Edmund Booth who has acted as author, editor, Task Group member, and liaised with our French counterparts. I would also like to thank all those who contributed to the technical review process.



Colin Jackson
Chairman of the UK Task Group

1 Objectif et domaine d'application

1.1 Objectif

Le présent *Manuel* a vocation à donner des règles d'application pour le dimensionnement sismique de la plupart des bâtiments de hauteur faible à moyenne, en béton armé ou métalliques, entrant dans le champ d'application de l'EN 1998 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes (EC8), à tous les niveaux de sismicité. Une définition plus précise des bâtiments entrant dans le champ d'application du *Manuel* est donnée dans la Section 1.3. Le *Manuel* peut également être utile pour certains aspects du dimensionnement préliminaire d'une gamme plus large de bâtiments, par exemple les bâtiments de grande hauteur ou les bâtiments importants pour la sécurité civile en cas de séisme, mais, pour le dimensionnement final, les concepteurs doivent se référer à l'EC8.

Il n'est pas nécessaire que les utilisateurs du *Manuel* aient une connaissance préalable de l'EC8, mais ils doivent posséder la qualification et l'expérience nécessaires, car le *Manuel* n'est pas destiné à délivrer une formation initiale en Génie Parasismique. La résistance d'un bâtiment sous l'effet des actions sismiques ne dépend pas seulement de la performance de sa superstructure, mais dépend aussi fortement du comportement de ses fondations et du sol le supportant ; en conséquence, des ingénieurs convenablement qualifiés et expérimentés en géotechnique doivent également être impliqués dans le projet, de la même façon que des ingénieurs de structure. Les utilisateurs du *Manuel* doivent également avoir une connaissance suffisante de l'ensemble des Eurocodes, car cela est nécessaire pour respecter les prescriptions de l'EC8.

Le but des Chapitres 4 à 15 est d'établir les prescriptions minimales de l'EC8 pour les bâtiments entrant dans le champ d'application du *Manuel*. Ces prescriptions minimales sont écrites en caractères droits (comme la présente phrase). En outre, le *Manuel* donne des recommandations et indications complémentaires, dans les cas où l'EC8 ne donne pas de règle d'application suffisamment précise pour les applications pratiques, ou lorsqu'il a été considéré que les prescriptions minimales de l'EC8 pouvaient ne pas être suffisantes. Ces recommandations complémentaires sont en *italiques* et débutent avec une séquence du type « // est recommandé de... ». Des explications complémentaires aux dispositions de l'EC8 sont aussi données dans le *Manuel* ; elles visent à donner les bases des règles de dimensionnement ; elles sont également écrites en *italique* et commencent par une expression du type : « // est noté que... ».

1 Aim and scope

1.1 Aim

The intention of this *Manual* is to provide seismic design application rules for the majority of low to medium rise steel and concrete buildings falling within the scope of EN 1998 Design of structures for earthquake resistance (EC8), for all levels of seismicity. A more comprehensive definition of the buildings falling within the *Manual*'s scope is provided in Section 1.3. The *Manual* may still be useful for some aspects of the preliminary design of a wider range of buildings, for example high rise buildings or buildings required for a post-earthquake emergency, but for detailed design, engineers will need to refer to EC8.

Users of the *Manual* are not expected to have prior knowledge of EC8, but must be suitably qualified and experienced engineers, since the *Manual* is not intended to be a primer on earthquake engineering. The integrity of a building under seismic loading depends not only on the performance of its superstructure but is also very strongly dependent on the behaviour of its foundations and supporting soils; therefore suitably qualified and experienced geotechnical engineers, as well as structural engineers, need to be involved. Users must also have some experience of the Eurocode set of standards, since use of other Eurocodes, in addition to EC8, is necessary to conform to EC8's requirements.

The aim of Chapters 4 to 15 is to set out the minimum requirements of EC8 for buildings within the scope of the *Manual*. These minimum requirements are set in a regular typeface (the same as this sentence). In addition, the *Manual* provides some supplementary recommendations and guidance in cases where EC8 does not provide complete application rules for practical design purposes, or where it is considered that the minimum requirements of EC8 may need to be supplemented. These additional recommendations are set in *italic typeface* and start with the phrase '*it is recommended that....*' Additional explanatory material not appearing in EC8 is also included in the *Manual*; it is intended to give the background to the design rules and is also set in *italic typeface*, starting with the phrase '*it may be observed that....*'.

Pour simplifier, les références aux Clauses, par exemple « EC8 Part 1 Clause 4.2.3 » se rapportent uniquement aux Clauses des Eurocodes ou à d'autres normes ou guides. Les références à d'autres parties du *Manuel* sont à des Chapitres ou Sections, par exemple : « Chapitre 10 », « Section 2.4 ».

1.2 Système des Eurocodes

Les Eurocodes structureaux ont été initiés par la Commission Européenne, mais sont maintenant établis par le Comité Européen de Normalisation (CEN), dont les membres sont les organisations nationales de normalisation des membres de l'UE et de l'AELE. En France, l'organisme de normalisation est l'Association Française de Normalisation (AFNOR) et au Royaume-Uni, c'est la British Standards Institution (BSI).

Le CEN publie les normes de conception suivantes comme des ensembles complets. A l'exception de l'EN 1990, toutes les normes comportent plusieurs parties.

EN 1990	Eurocode –	Base de calcul des structures (désigné ci-après par EC0)
EN 1991	Eurocode 1 –	Actions sur les structures (EC1)
EN 1992	Eurocode 2 –	Calcul des structures en béton (EC2)
EN 1993	Eurocode 3 –	Calcul des structures en acier (EC3)
EN 1994	Eurocode 4 –	Calcul des structures mixtes acier-béton (EC4)
EN 1995	Eurocode 5 –	Calcul des structures en bois (EC5)
EN 1996	Eurocode 6 –	Calcul des structures en maçonnerie (EC6)
EN 1997	Eurocode 7 –	Calcul géotechnique (EC7)
EN 1998	Eurocode 8 –	Calcul des structures pour leur résistance aux séismes (EC8)
EN 1998-1:		Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments (EC8 Partie 1)
EN 1998-2:		Ponts (EC8 Partie 2)
EN 1998-3:		Évaluation et renforcement des bâtiments (EC8 Partie 3)
EN 1998-4:		Réservoirs, silos et canalisations (EC8 Partie 4)
EN 1998-5:		Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques (EC8 Partie 5)
EN 1998-6:		Tours, mâts et cheminées (EC8 Partie 6)
EN 1999	Eurocode 9 –	Calcul des structures en aluminium (EC9)

Tous les Eurocodes suivent un style éditorial commun et adoptent un système de symboles cohérent. Ils contiennent des clauses appelées « principes » et des « règles d'application ». De nombreuses clauses autorisent un choix national, en spécifiant des paramètres déterminés nationalement ou NDPs (voir Terminologie et Notations).

For simplicity, reference to “Clauses” e.g. ‘EC8 Part 1 Clause 4.2.3’ will be restricted to clauses in the Eurocodes or other Codes or guidance. Reference to other parts of the *Manual* will be by Chapter or Section e.g. ‘Chapter 10’, ‘Section 2.4’.

1.2 The Eurocode system

The structural Eurocodes were initiated by the European Commission but are now produced by the Comité Européen de Normalisation (CEN) which is the European standards organisation, its members being the national standards bodies of the EU and EFTA countries. In France, the relevant national body is the Association Française de Normalisation (AFNOR) and in the UK it is the British Standards Institution (BSI).

CEN publishes the following design standards as full standards. Except for EN 1990, all the standards are published in a number of parts.

EN 1990	Eurocode –	Basis of structural design (hereafter referred to as EC0)
EN 1991	Eurocode 1 –	Actions on structures (EC1)
EN 1992	Eurocode 2 –	Design of concrete structures (EC2)
EN 1993	Eurocode 3 –	Design of steel structures (EC3)
EN 1994	Eurocode 4 –	Design of composite steel and concrete structures (EC4)
EN 1995	Eurocode 5 –	Design of timber structures (EC5)
EN 1996	Eurocode 6 –	Design of masonry structures (EC6)
EN 1997	Eurocode 7 –	Geotechnical design (EC7)
EN 1998	Eurocode 8 –	Design of structures for earthquake resistance (EC8)
EN 1998-1:		General rules, seismic actions and rules for buildings (EC8 Part 1)
EN 1998-2:		Bridges (EC8 Part 2)
EN 1998-3:		Assessment and retrofitting of buildings (EC8 Part 3)
EN 1998-4:		Tanks, silos and pipelines (EC8 Part 4)
EN 1998-5:		Foundations, retaining structures and geotechnical aspects (EC8 Part 5)
EN 1998-6:		Towers, masts and chimneys (EC8 Part 6)
EN 1999	Eurocode 9 –	Design of aluminium structures (EC9)

All Eurocodes follow a common editorial style and adopt a consistent system of symbols. The codes contain clauses denoted as either ‘Principles’ or ‘Application rules’. A number of clauses allow national choice, by specifying nationally determined parameters or NDPs (see Terminology and Notation).

1.3 Domaine d'application du *Manuel*

1.3.1 Généralités

Le *Manuel* a pour objet la conception et le calcul en zone sismique des bâtiments en acier ou en béton, de configuration régulière ou modérément irrégulière, n'excédant pas 40m de hauteur, comme précisé ci-dessous. La conception de ces bâtiments en accord avec la version anglaise du présent *Manuel* peut en principe être considérée comme conforme à l'EC8, tel qu'il doit être appliqué au Royaume Uni. De même, la conception de ces bâtiments en accord avec la version française du présent *Manuel* peut en principe être considérée comme conforme à l'EC8, tel qu'il doit être appliqué en France. Pour utiliser le présent *Manuel* pour la conception parasismique dans des pays autres que la France ou le Royaume-Uni, il est nécessaire de se référer à l'AN appropriée, pour déterminer quelles règles s'appliquent, en complément ou à la place de celle décrites dans le présent *Manuel*.

L'EC8 couvre la conception de bâtiments importants pour la Sécurité Civile devant rester opérationnels immédiatement après un séisme, tels les centres de secours d'urgence ou les hôpitaux recevant les sinistrés. Il est recommandé que les études finales de ces constructions utilisent la version complète de l'EC8, plutôt que le présent *Manuel*, car ces bâtiments nécessitent l'obtention d'une performance structurelle élevée. Des structures spéciales, telles les centrales nucléaires, sont explicitement exclues du champ d'application de l'EC8, et en conséquence du présent *Manuel*.

Le *Manuel* vise en premier lieu à être appliqué dans les zones de sismicité modérée à élevée, bien que des règles plus simples applicables aux zones de faible sismicité sont aussi données. Les situations particulières liées à l'application de l'EC8 dans les zones de très faible sismicité comme le Royaume-Uni sont traitées dans le PD 6698: 2009¹ et dans Booth et Skipp², plus précisément que dans le présent *Manuel*. D'autres limitations à l'application du présent *Manuel* doivent être considérées, comme détaillé dans les paragraphes suivants ; elles sont résumées dans le Tableau 1.1.

Le présent *Manuel* ne couvre que les aspects sismiques de la conception. Tous les autres aspects du dimensionnement structural doivent respecter les autres Eurocodes et Eurocodes pour que le projet soit réputé conforme à l'EC8. Des *Manuels* semblables à celui-ci pour l'application des autres Eurocodes – voir Section 2.4 – peuvent être utilisés pour les aspects non sismiques de la conception.

1.3 Scope of *Manual*

1.3.1 General

The *Manual* is intended for the seismic design and analysis of steel and concrete buildings of regular and moderately irregular configuration not exceeding 40m in height, under the circumstances defined below. Design of such buildings complying with the English language sections of this *Manual* can normally be taken as complying with EC8, as it applies in the UK. Similarly, compliance with the French language sections can normally be taken as complying with EC8 as it applies in France. When using this *Manual* for seismic design in countries other than France and the UK, reference should always be made to the relevant National Annex, to determine what rules may apply which are additional or alternative to those in this *Manual*.

EC8 covers the design of buildings needed for civil protection and required to be operational immediately after an earthquake, such as emergency management centres, and casualty hospitals. However, it is recommended that the detailed design of these structures should use the full version of EC8, rather than this *Manual*, because of the high performance specification involved. Special structures, including nuclear power plants, are specifically excluded by EC8 from its scope, and hence that of this *Manual*.

The *Manual* is primarily intended for application in areas of moderate to high seismicity, although the much simpler rules applicable to areas of low seismicity are also covered. The particular issues involved in the application of EC8 to the UK, which is a very low seismicity area, are covered by PD 6698: 2009¹ and Booth and Skipp², in much more depth than by this *Manual*. Certain other restrictions to the *Manual*'s scope also apply, as set out in the sub-sections which follow; they are summarised in Table 1.1.

This *Manual* covers only seismic aspects of design. All other aspects of structural design would need to conform to the relevant Eurocodes and Eurocodes in order for the design to be claimed as compliant with EC8. Similar *Manuals* prepared for other Eurocodes – see Section 2.4 – may be useful for other aspects of design.

Tableau 1.1 Domaine d'application du *Manual*

	Domaine d'application couvert par le <i>Manual</i>	Domaine non couvert par le <i>Manual</i>
Conditions de site	Types de sol A, B, C, D & E ^b	Aucune limitation sur la valeur de calcul de l'accélération horizontale du sol $a_g = a_{gR} \gamma_i$
		Dimensionnement avec la composante d'accélération verticale ^a
		Tous les autres sols
		Stabilité des sols ^c
		Evaluation du potentiel de liquéfaction ^c
Configuration structurale	Régulier ou modérément irrégulier en plan ^d	Mouvements de terrain lié à une faille ^c
		Bâtiments de plus de 40m de hauteur
		Bâtiments de hauteur inférieure ou égale à 40m au dessus du niveau du sol
		Fortement irrégulier en plan ^d
		Fortement irrégulier en élévation ^d
	Ossatures métalliques ou en béton avec remplissages en maçonnerie au contact de l'ossature, montées après la construction de l'ossature	Ossatures en béton construites après montage des murs en maçonnerie
		Bâtiments importants pour la Sécurité Civile après séisme
		Structures mixtes béton / acier
		Structures en béton précontraint
		Structures en matériaux autres que béton et acier
		Structures avec isolation parasismique
		Classe de ductilité DCH ^e
		Classes de ductilité DCL et DCM ^e
		Murs de contreventement ductiles
		Murs de contreventement en béton faiblement armés
	Murs de contreventement peu élancés	Murs de contreventement peu élancés
		Portiques
		Système de contreventement mixte
		Murs de contreventement à files d'ouvertures
		Classes de ductilité DCL, DCM et DCH ^e
Structures métalliques	Ossatures triangulées avec planchers métalliques ou mixtes ^f	Ossatures avec triangulations excentrées
		Portiques avec poutres métalliques travaillant en mixte avec un plancher en béton
		Structures métalliques où les assemblages sont conçus comme dissipatifs

Table 1.1 Scope of the *Manual*

	Within scope of <i>Manual</i>	Outside scope of <i>Manual</i>
Site conditions	No limits are placed on design horizontal ground accel. $a_g = a_{gR} \gamma_i$	Design for vertical seismic accelerations ^a
	Soil types A,B,C, D & E ^b	All other soil types excluded
		Slope stability issues ^c
		Assessment of liquefaction potential ^e
		Ground faulting ^c
General structural configuration	Buildings up to 40m above effective ground level	Buildings taller than 40m
	Regular or moderately irregular in plan ^d	Highly irregular in plan ^d
	Regular or moderately irregular in elevation ^d	Highly irregular in elevation ^d
	Steel and concrete frames with masonry infill panels in contact with the frames, but added after construction of the frames	Concrete frames built after construction of the masonry walls.
		Buildings required for a post earthquake emergency
		Composite steel-concrete structures
Prestressed concrete structures		
Structures in materials other than concrete or steel		
Seismically isolated structures		
Concrete structures	Ductility class DCL DCM ^e	Ductility class DCH ^e
	Ductile shear walls	
	Large lightly reinforced shear walls	
	Squat shear walls	
	Moment frames	
	Dual system	
Coupled shear walls		
Steel structures	Ductility class DCL DCM DCH ^e	Eccentrically braced frames
	Braced frames with composite or non-composite floors ^f	
	Moment frames with non-composite members	Moment frames where the beams act compositely with concrete floors
		Steel structures where the connections are designed as dissipative

Tableau 1.1 Suite
Notes
a Pour plus d'information sur les accélérations verticales, voir Section 1.3.4.2.
b Les définitions des types de sols A à E sont données dans la Section 8.3 et le Tableau 8.2.
c L'évaluation de la stabilité des pentes sous séisme, de la liquéfaction et de mouvements de terrain liés à une faille est abordée, mais pas complètement traitée dans le présent <i>Manual</i> .
d Les définitions de 'régulier', 'modérément irrégulier' et 'fortement irrégulier' sont données au Chapitre 6.
e Voir Section 5.5. Les règles pour la ductilité DCH des structures en béton, complémentaires à celles de la DCM, sont assez nombreuses et ne sont pas abordées dans le présent <i>Manual</i> ; en revanche les règles en nombre plus limité pour les structures métalliques en ductilité DCH sont incluses.
f Seules certaines configurations de contreventement sont couvertes par le présent <i>Manual</i> – voir Section 11.5.2.

1.3.2 Bases du Manual

The *Manual* est basé sur des sections sélectionnées de deux parties de l'EC8, accompagnées de leurs Annexes Nationales française et britannique, à savoir :

- Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments (EN 1998-1: 2004)³
- Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques (EN 1998-5: 2004)⁴

Ces deux Parties traitent aussi de structures sortant du cadre et des conditions d'application du *Manual*.

1.3.3 Autres prescriptions générales

Le dimensionnement des bâtiments dans les zones sismiques d'après le présent *Manual* doit être conforme aux hypothèses générales de conception, données dans l'EC0 Clause 1.3(2), rappelées ci-après :

- Le choix du système structural et la conception de la structure sont effectués par du personnel qualifié pour ce faire et expérimenté. *Il est noté que le dimensionnement sismique réclame une expertise particulière.*
- La construction est faite par du personnel ayant acquis une compétence et une expérience appropriées.
- La construction est accompagnée d'une supervision et d'un contrôle qualité adéquats, par exemple dans les bureaux d'études, les usines, les centrales de production et sur le chantier.
- Les matériaux et produits de construction sont utilisés dans les conditions données dans l'EC0 ou dans les EC1 à EC9 ou dans les normes d'exécution correspondantes ou dans les spécifications de matériaux ou de produits référencées. *Il est noté que des spécifications sur les matériaux sont données pour les structures en béton ou en acier en zone sismique, complémentaires de celles applicables aux structures non dimensionnées pour le séisme.*

- La structure sera entretenue de façon adéquate. *Il est noté que l'entretien de la structure est essentiel pour un bon comportement sismique.*
- L'utilisation de la structure sera conforme aux hypothèses de conception.

1.3.4 Autres exclusions du domaine d'application du *Manuel*

1.3.4.1 Conditions locales du sol

Le *Manuel* ne couvre pas les conditions de sol autres que celles correspondant aux types de sol standard définis dans l'EC8 (voir le Tableau 8.2).

Le *Manuel* ne donne que des indications préliminaires sur la possibilité que la liquéfaction, une instabilité de sol ou un mouvement de terrain lié à une faille puisse se produire sur le site. L'avis d'un spécialiste est nécessaire pour confirmer qu'une telle possibilité existe ou non.

1.3.4.2 Dimensionnement prenant en compte l'accélération verticale du sol

Le *Manuel* ne couvre pas les cas où l'EC8 prescrit que les accélérations verticales du sol doivent être prises en compte. Ceci s'applique aux cas listés ci-dessous lorsque l'accélération de calcul dans la direction verticale a_{vg} est supérieure à $2,5\text{m/s}^2$. Ce niveau d'accélération verticale n'est pas susceptible d'être atteint lorsque l'accélération horizontale de calcul associée est inférieure à $2,7\text{m/s}^2$ et n'est pas dépassé pour les valeurs recommandées ou requises au Royaume-Uni et dans la plupart des zones en France. *Néanmoins, aux Antilles françaises, l'accélération horizontale du sol a_{gR} est égale à 3m/s^2 pour les bâtiments de la catégorie d'importance II (définie dans le Tableau 8.1) et l'accélération verticale a_{gv} correspondante est égale à $2,7\text{m/s}^2$. En conséquence, dans ces régions, il est nécessaire de porter attention aux cas où la composante verticale doit être prise en compte.*

Dans la plupart des cas, les effets des accélérations verticales peuvent être représentés de façon adéquate par un coefficient amplifiant les charges gravitaires. Lorsque a_{vg} est supérieur à $2,5\text{m/s}^2$, l'EC8 prescrit que l'accélération verticale doit être prise en compte dans les cas suivants, qui ne sont pas couverts par le présent *Manuel*. Les autres structures ou composants structurels entrant dans le champ d'application du *Manuel* peuvent être conçus conformément au *Manuel*, même si a_{vg} excède $2,5\text{m/s}^2$:

- Élément structurel horizontal ou quasiment horizontal ayant une portée d'au moins 20m.
- Console horizontale ou quasiment horizontale de longueur supérieure à 5m.
- Élément précontraint horizontal ou quasiment horizontal.
- Poutres supportant des poteaux.
- Structures isolées à la base.

- The structure will be adequately maintained. *It may be observed that this is essential for good seismic performance to be maintained.*
- The structure will be used in accordance with the design assumptions.

1.3.4 Other exclusions from the scope of this *Manual*

1.3.4.1 Local ground conditions

The *Manual* does not cover any ground conditions other than the standard types defined in EC8 (see Table 8.2).

The *Manual* provides only preliminary guidance on establishing whether soil liquefaction, seismic slope instability or ground faulting may affect a site. Specialist advice should be sought to confirm whether or not these conditions may exist.

1.3.4.2 Design for vertical seismic accelerations

This *Manual* does not cover cases where EC8 requires that vertical seismic accelerations should be considered. This applies to certain cases (see list below) where the design ground acceleration in the vertical direction, a_{vg} is greater than $2,5\text{m/s}^2$. This level of vertical acceleration is unlikely to be associated with horizontal design accelerations lower than $2,7\text{m/s}^2$ and is not exceeded by the required or recommended values in the United Kingdom or in most parts of France. *However in the French Caribbean Islands, the horizontal ground acceleration a_{gR} for importance class II buildings (defined in Table 8.1) is equal to 3m/s^2 and the corresponding vertical acceleration a_{gv} is equal to $2,7\text{m/s}^2$. Therefore, in this region, attention must be paid to the cases where the vertical component should be taken into account.*

In most cases, the effects of vertical accelerations may be taken as adequately accounted for by partial factors on gravity loads. Where a_{vg} is greater than $2,5\text{m/s}^2$, EC8 requires that vertical seismic accelerations must be considered in the following cases, which are not covered by this *Manual*. Other structures and components within the general scope of this *Manual* may still be designed using the *Manual*, even where a_{vg} exceeds $2,5\text{m/s}^2$:

- Horizontal or nearly horizontal structural members spanning 20m or more.
- Horizontal or nearly horizontal cantilever components longer than 5m.
- Horizontal or nearly horizontal prestressed components.
- Beams supporting columns.
- Base isolated structures.

1.4 Contenu

Le présent *Manuel* couvre les aspects de conception parasismique suivants.

- Quelques principes généraux de conception et de calcul sismique.
- Des méthodes simplifiées de calcul sismique.
- Des exigences pour le dimensionnement final des fondations et des éléments structuraux dans les conditions de sollicitation sismique, venant en complément de celles requises sous chargements permanents ou variables. Dans certains cas, seule une partie des détails de dimensionnement est présentée dans ce *Manuel* et il convient alors de se reporter aux documents donnés en référence.

1.4 Contents

This *Manual* covers the following design stages.

- Some general principles of seismic design and analysis.
- Simple methods of seismic analysis.
- Requirements for the final sizing of foundations and structural members for seismic loading conditions, additional to those required for permanent and variable loading conditions. In some cases, full details needed for design are not given and reference is made to supporting documents.

2 Documents de référence

2.1 Autres Eurocodes

Il est nécessaire de faire également référence au moins aux quelques

Eurocodes ou Parties d'Eurocodes ci-après :

- EN 1990 Eurocode – Base de calcul des structures (EC0)⁵
- EN 1991 Eurocode 1 – Actions sur les structures (EC1)⁶
- EN 1992 Eurocode 2 – Calcul des structures en béton (EC2 Part 1-1)⁷
- EN 1993 Eurocode 3 – Calcul des structures en acier (EC3)⁸
- EN 1997 Eurocode 7 – Calcul géotechnique (EC7 Part 1)⁹

2.2 Avant-propos et Annexes Nationaux

Les Avant-propos et Annexes Nationaux (AN) français et britanniques donnent les conditions d'application de l'EC8 dans leurs pays respectifs.

L'AN française détermine les valeurs des Paramètres Déterminés Nationalement (NDPs) tels qu'utilisées en France, lorsqu'elles diffèrent des valeurs recommandées dans l'EN. La version française du présent *Manual* adopte les valeurs françaises des NDPs et la version anglaise adopte les valeurs britanniques des NDPs.

Les ANs et les NDPs sont discutés plus en détail au Chapitre 3.

2.3 Documentation additionnelle de l'AFNOR et du BSI

L'AFNOR pourrait produire dans le futur des documents d'application non contradictoires fournissant une information complémentaire (NCCI) à l'EC8 pour son utilisation en France. De tels documents n'étaient pas disponibles à la date de publication du présent *Manual*.

La norme française NF P 06-013 (ci-après désignée par PS92¹⁰) remplacée par l'EC8 peut néanmoins être utilisée dans certains cas pour donner au concepteur des informations complémentaires et non contradictoires, lorsque cela est indiqué dans le présent *Manual*.

8 The Institution of Structural Engineers Guide pour la conception parasismique des bâtiments en acier ou en béton selon l'EC8

2 Reference documents

2.1 Other Eurocodes

Reference will be needed to at least some parts of some of the following Eurocodes.

- EN 1990 Eurocode: Basis of structural design (EC0)⁵
- EN 1991 Eurocode 1: Actions on structures (EC1)⁶
- EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures (EC2 Part 1-1)⁷
- EN 1993 Eurocode 3: Design of steel structures (EC3)⁸
- EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design (EC7 Part 1)⁹

2.2 National Forewords and Annexes

The French and UK National Forewords and National Annexes (NAs) set out the conditions for the use of EC8 in those countries.

The French NA sets out the values of Nationally Determined Parameters (NDPs) to be used in France, where different from the EN recommended values. The French language version of this *Manual* adopts the French NDPs, and the English language version adopts the UK NDPs.

The NAs and NDPs are further discussed in Chapter 3.

2.3 AFNOR and BSI supporting documentation

AFNOR may produce in the future non-conflicting, complementary information (NCCI) for use with EC8 in France. This information was not available at the time of publication of this *Manual*.

The superseded French standard NF P 06-013 (hereafter referred to as PS92¹⁰) may be used in some instances to give complementary non contradictory information to the designer, as indicated in the present *Manual*.

Le BSI a préparé le NCCI ci-après pour utilisation de l'EC8 au Royaume-Uni.
PD 6698: 2009¹

2.4 Autres manuels de conception selon les Eurocodes

Manual for the design of concrete building structures to Eurocode 2¹¹
Manual for the design of building structures to Eurocode 1 and Basis of Design¹²
Manual for the design of steel building structures to Eurocode 3¹³

2.5 Autres sources d'information

2.5.1 Guides de conception selon les Eurocodes

Designers' Guide to EN 1990 Eurocode: Basis of Structural Design¹⁴
Designers' Guide to EN 1991-1-2, EN 1993-1-2 and EN 1994-1-2: Fire Engineering (Actions on Steel and Composite Structures)¹⁵
Designers' Guide to EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on structures – Wind actions¹⁶
Designers' Guide to EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of Steel Structures – General Rules and Rules for Buildings¹⁷
Designers' Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical Design – General Rules¹⁸
Designers' Guide to EN 1998-1 and 1998-5, Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistant Structures¹⁹

2.5.2 Sites web

(a) En Anglais

BSI Eurocodes website : <http://bsi-global.com/Eurocodes>
CEN : <http://www.cen.eu/cenorm/>
Eurocode expert website: <http://www.eurocodes.co.uk/>

(b) En Français

AFNOR : <http://www.afnor.org/>
AFPS : <http://www.afps-seisme.org/>
Ministère de l'Ecologie, de l'Energie, du Développement durable et de l'Aménagement du territoire (aussi en Anglais) : <http://www.equipement.gouv.fr/>
French Minister of Ecology, Energy, Sustainable Development and Land

BSI has prepared the following NCCI for use of EC8 in the UK:
PD 6698: 2009¹

2.4 Other Eurocode manuals

Manual for the design of concrete building structures to Eurocode 2¹¹
Manual for the design of building structures to Eurocode 1 and Basis of Design¹²
Manual for the design of steel building structures to Eurocode 3¹³

2.5 Other sources of information

2.5.1 Designers' guides to the Eurocodes

Designers' Guide to EN 1990 Eurocode: Basis of Structural Design¹⁴
Designers' Guide to EN 1991-1-2, EN 1993-1-2 and EN 1994-1-2: Fire Engineering (Actions on Steel and Composite Structures)¹⁵
Designers' Guide to EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on structures – Wind actions¹⁶
Designers' Guide to EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of Steel Structures – General Rules and Rules for Buildings¹⁷
Designers' Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical Design – General Rules¹⁸
Designers' Guide to EN 1998-1 and 1998-5, Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistant Structures¹⁹

2.5.2 Websites

(a) English language

BSI Eurocodes website: <http://bsi-global.com/Eurocodes>
CEN: <http://www.cen.eu/cenorm/>
Eurocode expert website: <http://www.eurocodes.co.uk/>

(b) French language

AFNOR: <http://www.afnor.org/>
AFPS: <http://www.afps-seisme.org>
Ministère de l'Ecologie, de l'Energie, du Développement durable et de l'Aménagement du territoire (French Minister of Ecology, Energy, Sustainable Development and Land): <http://www.equipement.gouv.fr/>

Autres sites web pertinents :
www.planseisme.fr
www.sisfrance.net
www.lesgrandsateliers.fr

2.5.3 Guides AFPS

Guide des dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie²⁰
Conception parasismique des bâtiments²¹
Méthodes en Déplacement : Principes – Codification – Application – Cahier Technique AFPS n°26²²

Other relevant websites include the following:
www.planseisme.fr
www.sisfrance.net
www.lesgrandsateliers.fr

2.5.3 AFPS guides

Guide des dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie²⁰
Conception parasismique des bâtiments²¹
Méthode en Déplacement: Principes – Codification – Application – Cahier Technique AFPS n°26²²

3 Annexes Nationales et Paramètres Déterminés Nationalement

3.1 Objectifs des Annexes Nationales

Chaque pays adoptant les Eurocodes doit émettre un ensemble d'Annexes Nationales (ANs). Elle définit les choix nationaux pour les situations où un choix national est permis dans chacun des Eurocodes. Ainsi, l'AN donne les valeurs nationales des NDPs (cf. Section 3.2), les données spécifiques à un pays, comme les cartes de zonage sismique, ou les décisions nationales concernant l'utilisation des annexes informatives. Elle peut aussi contenir des références à des informations complémentaires et non contradictoires permettant l'application pratique des Eurocodes. Le contenu du texte principal de chaque Eurocode est commun à tous les états membres du Comité Européen de Normalisation (CEN).

3.2 Traitement des Paramètres Déterminés Nationalement

Les Paramètres Déterminés Nationalement (NDPs) se rapportent à des sujets relatifs à la sécurité de la structure ; le texte principal de l'Eurocode donne une valeur recommandée pour chaque NDP et donne parfois un intervalle de valeurs admissibles pour les valeurs déterminées nationalement.

Dans le présent *Manuel*, les valeurs numériques de tous les NDPs (pas leurs symboles utilisés dans les formules) sont en **caractères gras** ; dans la partie en anglais, les valeurs adoptées au Royaume-Uni sont données et les valeurs recommandées dans l'EN suivent entre crochets, même si ce sont les mêmes. De même, les valeurs adoptées en France sont données dans la partie en français et les valeurs recommandées dans l'EN suivent entre crochets, même si ce sont les mêmes.

3.3 Annexes Nationales françaises

Les ANs françaises des Parties 1 et 5 de l'EC8 contiennent des tableaux donnant les choix nationaux pour tous les NDPs dans chacune des Parties et des instructions sur la façon d'utiliser les normes NF EN 1998-1: 2005³ et NF EN 1998-5: 2005⁴, transpositions des normes européennes en normes

3 National Annexes and Nationally Determined Parameters

3.1 Purpose of the National Annexes

Each country adopting the Eurocode standards is responsible for issuing a set of National Annexes (NAs). This defines the national decision on the situations within each Eurocode where national choice is permitted. The NA therefore gives the national values for NDPs (see Section 3.2), country specific data such as seismicity maps and the national decisions on whether or not informative annexes to the Eurocode may be used. References may also be made to non-conflicting, complementary information issued to support the application of the Eurocode. The material in the main body of each Eurocode is common to all member nations of Comité Européen de Normalisation (CEN).

3.2 Treatment of Nationally Determined Parameters

Nationally Determined Parameters (NDPs) relate to issues affecting the safety of the structure; the main body of the Eurocode states an EN recommended value for each NDP and sometimes also a permissible range for the nationally adopted values.

In this *Manual*, the numerical values of all NDPs (but not their symbols used in equations) are printed in **bold typeface**; in the English language sections, the UK nationally adopted values are given and the EN recommended values (even where the same) immediately follow in [square brackets]. Similarly, the French nationally adopted values are given in the French language sections, with the EN recommended values (even where the same) in [square brackets].

3.3 French National Annexes

The French NAs for EC8 Parts 1 and 5 provide tables showing the national choice for all NDPs in the respective parts and directives on the way to apply NF EN 1998-1: 2005³ and NF EN 1998-5: 2005⁴, which are the transcriptions of the Euronorms as French standards. When applicable, these NAs give reference to regulatory texts issued by the French Government for matters concerning the minimum required seismic input.

françaises. Le cas échéant, ces ANs renvoient à des textes réglementaires publiés par les Autorités Françaises pour ce qui concerne la donnée sismique minimale à prendre en compte.

Quand les normes NF EN 1998-1: 2005 et NF EN 1998-5: 2005 sont applicables à un marché public ou privé en France, leurs ANs respectives sont aussi applicables, sauf si les clauses du marché stipulent le contraire.

Des informations complémentaires non contradictoires pour l'application des différentes Parties de l'EC8 et de ses ANs peuvent être trouvées dans :

- Les NF-DTUs traitant de composants ou de produits particuliers,
- ou dans des « Règles Professionnelles » ou des « Manuels d'Application ».

En France, la réglementation autorise d'utiliser différentes règles simplifiées qu'elle stipule, alternativement à l'EC8, pour les bâtiments de catégorie II, dans toutes les zones. Se référer aux textes légaux pour les conditions d'emploi de ces règles alternatives. Les catégories d'importance sont définies dans le Tableau 8.1.

3.4 Annexes Nationales britanniques

Les ANs britanniques des Parties 1 et 5 de l'EC8 contiennent des tableaux donnant les choix nationaux pour tous les NDPs dans chacune des Parties. L'ensemble du territoire du Royaume-Uni est une zone de très faible sismicité, pour laquelle l'application de l'EC8 n'est pas requise. Néanmoins, l'Avant-Propos britannique stipule que certaines structures, en raison de leur fonction, de leur localisation ou de leur forme, peuvent avoir à être protégées de l'action sismique. Les ANs britanniques font référence à un document publié par le BSI (British Standards Institution) numéroté PD 6698: 2009¹, qui comporte les données de base pour l'utilisation de l'EC8 au Royaume-Uni. Ces données comprennent une carte de zonage du Royaume-Uni. Le présent *Manuel* se contente de reproduire cette carte (Figure 8.2), sans préciser davantage ces données de base.

When NF EN 1998-1: 2005 and NF EN 1998-5: 2005 are applicable to a public or private contract in France, their National Annexes are also applicable, unless otherwise specified in the clauses of the particular contract.

Non contradictory complementary information for the application of the different parts of EC8 and of their National Annexes may be found in:

- NF-DTUs covering particular components and products,
- or in « Professional Rules » or « Application manuals ».

In France, simplified rules, alternative to those of EC8, are permitted for importance class II buildings, in all seismic zones. Reference should be made to the relevant legal texts for the conditions of use of these alternative rules. Importance classes are defined in Table 8.1.

3.4 UK National Annexes

The UK NAs for EC8 Parts 1 and 5 provide tables showing the national choice for all NDPs in the respective parts. The entire territory of the UK is defined as an area of very low seismicity, for which the application of EC8 is not required. However, the UK National Foreword states that certain types of structures, by reason of their function, location or form, may warrant an explicit consideration of seismic actions. The UK NAs refer to a British Standards Institution Published Document PD 6698: 2009¹, which provides supporting information on the use of EC8 in the UK. This information includes a seismic zonation map for the UK. Apart from reproducing this map as Figure 8.2, this complementary information is not covered further in this *Manual*.

4 Objectifs de performance

4.1 Introduction

Les règles d'application données dans le présent *Manuel* peuvent être considérées comme satisfaisant les objectifs de performance exigés par l'EC8, pour les bâtiments définis dans la Section 1.3 comme étant dans le domaine d'application du *Manuel*. Deux états limites sont à considérer, relativement aux prescriptions de 'non effondrement' et de 'limitation de dommage', comme définis ci-dessous.

4.2 Prescription de non effondrement

L'EC8 prescrit que la structure doit être conçue et construite pour résister à l'action sismique de calcul sans subir d'effondrement local ou global, en conservant son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'événement sismique. L'action sismique de calcul est définie dans le Chapitre 8.

Les règles de dimensionnement des structures données dans le présent *Manuel* visent à respecter les prescriptions avec un niveau suffisant de fiabilité, compte tenu des incertitudes prévalant dans la détermination des actions sismiques et aussi dans la réponse de la structure et sa résistance. Les actions sismiques de calcul sont déterminées pour une période de retour moyenne avec une valeur recommandée dans l'EC8 de 475 ans. La période de retour moyenne correspondant à l'action sismique de calcul n'est pas explicitement fixée en France. L'Annexe Nationale britannique à l'EC8 Partie 1 spécifie : « En l'absence d'évaluation de l'aléa spécifique à un projet, il convient d'adopter une période de retour T_{NCR} de 2 500 ans. Des directives complémentaires sont données dans le PD 6698 ».

Il est noté que ces mouvements de calcul ne constituent pas une limite supérieure et que des actions d'amplitude largement supérieure peuvent être associées à des périodes de retour plus longues, notamment dans les zones de faible ou très faible sismicité. Il est recommandé en conséquence d'adopter un degré de conservatisme approprié, particulièrement vis-à-vis des dispositions procurant la robustesse et la ductilité des structures.

4 Performance objectives

4.1 Introduction

The application rules given in this *Manual* can be considered to satisfy the seismic performance objectives required by EC8, for the buildings defined in Section 1.3 as being within the scope of the *Manual*. Two limit states are considered, relating to requirements of 'no collapse' and 'damage limitation', as set out below.

4.2 No collapse requirement

EC8 requires that the structure should be designed and constructed to withstand the design seismic action without local or global collapse, thus retaining its structural integrity and a residual load bearing capacity after the seismic events. The design seismic action is defined in Chapter 8.

The structural design rules given in this *Manual* are intended to meet this requirement with an adequate degree of reliability, given the uncertainty of determining both seismic actions and also structural response and resistance. The design seismic actions are determined for a mean return period with a value recommended in EC8 of 475 years. The mean return period corresponding to the design seismic actions in France is not explicitly stated. The UK National Annex to EC8 Part 1 states: "In the absence of a project specific assessment, adopt a return period T_{NCR} of 2,500 years. Further guidance is given in PD 6698".

It may be observed that these design motions do not represent an upper bound, and considerably more intense actions may be associated with longer return periods, particularly in areas of low or very low seismicity. It is recommended that the designer should therefore use an appropriate degree of conservatism, particularly with regard to measures intended to provide robustness and ductility.

4.3 Prescription de limitation de dommage

L'EC8 prescrit que la structure doit être conçue et construite pour résister à une action sismique ayant une probabilité de se produire plus grande que l'action sismique de calcul, sans qu'il se produise de dommage provoquant des limitations d'usage, dont le coût serait disproportionné par rapport au coût de la structure elle-même. En France, l'action sismique pour la limitation de dommage est définie par la réglementation, sans référence à une période de retour. L'Annexe Nationale britannique à l'EC8 Partie 1 stipule : « En l'absence d'une spécification particulière au projet, il convient d'adopter les valeurs recommandées. Des directives complémentaires sont données dans le PD 6698 ». Il est indiqué dans le PD 6698: 2008¹ que dans la plupart des cas le niveau de mouvement sismique approprié pour la limitation de dommage est suffisamment faible au Royaume-Uni pour que cet état limite ne soit pas déterminant.

Les règles de conception données au Chapitre 14 du présent *Manuel* visent principalement à respecter la prescription de limitation de dommage.

4.3 Damage limitation requirement

EC8 requires that the structure should be designed and constructed to withstand a seismic action having a larger probability of occurrence than the design seismic action, without the occurrence of damage and the associated limitations of use, the costs of which would be disproportionately high in comparison with the costs of the structure itself. In France, the seismic actions for damage limitation are defined by regulation, without reference to a given return period. The UK National Annex to EC8 Part 1 states: "In the absence of a project specific assessment, adopt the recommended values. Further guidance is given in PD 6698". PD 6698: 2009¹ notes that in most cases, the level of design motions appropriate for damage limitation considerations in the UK is sufficiently low that this limit state will not govern.

The design rules given in Chapter 14 of this *Manual* are primarily intended to meet the requirement for damage limitation.

5 Principes de conception

5.1 Caractéristiques souhaitables pour des bâtiments résistant au séisme

La Clause 4.2.1 de l'EC8 Partie 1³ présente quelques principes qui doivent guider la conception générale d'un bâtiment résistant au séisme.

Il est noté que ces principes sont essentiellement qualitatifs et que des règles d'application quantitatives ne sont pas données directement ; certaines des règles quantitatives apparaissent dans des paragraphes ultérieurs de la Clause 4 de l'EC8 Partie 1 et aussi dans ce Manuel. En particulier, le respect des conditions de régularité présentées au Chapitre 6 est recommandé car il constitue un élément important pour une conception saine.

Les principes listés ci-après se rapportent à la conception d'ensemble. D'autres facteurs importants influent sur le comportement sismique, par exemple les dispositions constructives et la qualité de la construction, notamment la qualité des matériaux et de la main d'œuvre, ainsi que la définition de l'aléa sismique et l'établissement des données géotechniques du site. Néanmoins, ces aspects ne sont pas traités plus en détail dans ce chapitre. Des indications complémentaires peuvent être trouvées dans le Guide AFPS²⁰.

Les principes qui guident la conception vis-à-vis de l'aléa sismique sont listés ci-dessous ; ils sont traités plus en détail dans la Clause 4.2.1 de l'EC8 Partie 1 :

- La simplicité de la structure.
- L'uniformité, la symétrie et l'hyperstaticité.
- La résistance et la rigidité dans les deux directions.
- La résistance et la rigidité vis-à-vis de la torsion d'axe vertical.
- Le comportement adéquat des diaphragmes au niveau de chaque plancher lorsqu'ils jouent le rôle de diaphragme redistribuant les actions sismiques.
- Des fondations appropriées.

5 Design fundamentals

5.1 Desirable characteristics of earthquake resistant buildings

Clause 4.2.1 of EC8 Part 1³ identifies some principles which should guide the conceptual design of earthquake resistant buildings.

It may be observed that these principles are essentially qualitative in nature, and associated quantitative application rules are not given directly, although quantitative rules relating to most of them appear in later parts of Clause 4 of EC8 Part 1, and also of this Manual. In particular, compliance with the regularity conditions set out in Chapter 6 is recommended as an important component of achieving a sound conceptual design.

The principles listed below concern conceptual design. Other important general factors affect seismic behaviour; these include detailing of the structure, construction issues, particularly the quality of materials, and workmanship, and the correct establishment of the seismic hazard and the geotechnical data at the site. However, these issues are not dealt with further in this chapter. Further guidance is also contained in an AFPS Guide²⁰.

The principles are as follows; they are elaborated further in Clause 4.2.1 of EC8 Part 1.

- Structural simplicity.
- Uniformity, symmetry and redundancy.
- Bi-directional resistance and stiffness.
- Torsional resistance and stiffness about the vertical axis.
- Adequate performance of the floor slabs at each storey level when acting as diaphragms to distribute seismic actions.
- Adequate foundations.

5.2 Éléments primaires et secondaires

Les éléments structuraux primaires sont ceux qui sont considérés comme résistant aux actions sismiques horizontales. Ils sont modélisés dans l'analyse de la situation sismique de calcul et sont conçus dans leur ensemble et étudiés en détail pour leur résistance aux actions sismiques conformément aux règles de l'EC8.

Les éléments structuraux secondaires sont ceux qui ne sont pas considérés comme participant au contreventement de la structure et dont la résistance et la rigidité sont négligées vis-à-vis du chargement sismique dû aux composantes horizontales du séisme. Il n'est pas requis qu'ils respectent toutes les dispositions de l'EC8, mais ils doivent être conçus pour pouvoir supporter les charges permanentes lorsqu'ils sont soumis aux déplacements imposés dans la situation sismique de calcul. Les effets du second ordre (effets $P-\Delta$, Section 9.5) doivent être pris en compte dans la conception de ces éléments.

La contribution totale des éléments secondaires à la raideur latérale ne doit pas excéder 15% de la raideur de l'ensemble des éléments primaires.

La désignation de certains éléments structuraux comme éléments secondaires ne doit pas avoir comme effet de changer la classification de la structure d'irrégulière à régulière, telle que définie dans le Chapitre 6.

5.3 Structures et zones dissipatives

Une structure dissipative est une structure apte à dissiper de l'énergie par son comportement hystérétique ductile et/ou par d'autres mécanismes.

Les zones dissipatives (également appelées zones critiques) sont des parties prédéfinies de la structure où les capacités de dissipation d'énergie sont localisées pour l'essentiel. D'autres parties de la structure, dites non dissipatives, sont conçues pour ne pas se plastifier en suivant des procédures de dimensionnement en capacité (Section 5.6).

5.4 Le coefficient de comportement q

Le coefficient de comportement q est un paramètre dépendant de la structure considérée, destiné à réduire les forces sismiques de calcul (pas les déplacements sismiques) par rapport à celles obtenues dans

5.2 Primary and secondary elements

Primary seismic members constitute those members which are considered to resist the horizontal seismic actions. They are modelled in the analysis for the seismic design situation and fully designed and detailed for earthquake resistance in accordance with the rules of EC8.

Secondary seismic members are members which are not considered as part of the main seismic resisting system and whose strength and stiffness is neglected when considering seismic loading due to horizontal components of ground motion. They are not required to comply with all the rules of EC8, but are designed and detailed to maintain support of gravity loads when subjected to the displacements caused by the seismic design situation. Due allowance for 2nd order effects ($P-\Delta$ effects, Section 9.5) should be made in the design of these members.

The total contribution to lateral stiffness of all secondary seismic members should not exceed 15% of that of all primary seismic members.

The designation of some structural elements as secondary seismic members is not allowed to change the classification of the structure from non-regular to regular, as defined in Chapter 6.

5.3 Dissipative structures and zones

A dissipative structure is one which is able to dissipate energy by means of ductile hysteretic behaviour and/or by other mechanisms.

Dissipative zones (also called critical regions) are predetermined parts of a dissipative structure where the dissipative capabilities are mainly located. Other parts of the structure, known as non-dissipative, are protected against yielding by means of capacity design procedures (Section 5.6).

5.4 The behaviour factor q

The behaviour factor q is a structure-dependent parameter used to reduce seismic design forces (but not design seismic deflections) below those corresponding to elastic response. q is a function of the ductility of the structure (i.e. its ability to sustain repeated deformations into the inelastic range without significant degradation of stiffness and strength) and the ratio of ultimate lateral strength to lateral strength at effective yield. In structures

le calcul élastique. q dépend de la ductilité de la structure (c'est-à-dire de son aptitude à supporter des cycles de déformation dans le domaine post-élastique sans subir de dégradation de résistance et de rigidité) et du rapport de la résistance latérale ultime à la résistance à la limite d'élasticité. Pour les structures ne respectant pas le critère de régularité en élévation donné dans la Section 6.4, q est multiplié par 0,8. q est également réduit pour certaines structures irrégulières en plan.

La valeur de calcul du coefficient de comportement q dépend du matériau structurel, de la forme du système de contreventement, de la classe de ductilité (définie ci-dessous) et (dans certains cas) du degré de respect des conditions de régularité (cf. Chapitre 6). Des valeurs indicatives sont données dans la Section suivante.

Pour la conception du contreventement, une seule valeur du coefficient de comportement doit être utilisée pour chaque direction principale, mais elle peut être différente d'une direction principale à l'autre.

5.5 Classes de ductilité

Trois classes de ductilité sont définies dans l'EC8 pour les structures métalliques ou en béton, dites DCH, DCM et DCL. Une seule classe de ductilité doit être utilisée pour la conception d'un bâtiment donné.

Les structures de classes de ductilité DCM (classe de moyenne ductilité) et DCH (classe de haute ductilité) sont conçues comme dissipatives.

Il est noté que les structures de la classe DCH sont généralement dimensionnées pour une résistance latérale plus faible que les structures de la classe DCM, mais réclament une analyse et une conception de détail plus contraignantes.

Il est noté que (comme indiqué dans la Section 5.4) le fait que la demande en résistance soit plus faible dans une classe de plus haute ductilité n'affecte pas la valeur des déplacements sous séisme. En conséquence, lorsque les déplacements sont dimensionnés plutôt que la résistance (ce qui est souvent le cas des bâtiments de grande hauteur), il n'est pas avantageux d'adopter une classe de haute ductilité. De même, une conclusion similaire peut être obtenue lorsque les forces dues au vent sont dimensionnées pour le contreventement (ce qui peut être le cas pour des bâtiments élevés, relativement légers, dans les zones de sismicité modérée mais avec des vitesses de vent élevées). Avant d'adopter une classe de haute ductilité, il est nécessaire de considérer d'une part les économies obtenues par une demande en résistance plus faible, d'autre part les coûts plus élevés de conception et de construction du fait de prescriptions plus contraignantes.

not complying with the criteria for regularity in elevation given in Section 6.4, q is multiplied by 0.8. q is also reduced for some structures which are irregular in plan.

The design value of the behaviour factor q depends on the structural material, form of lateral resisting structure, ductility class (defined below) and (in certain cases) on the degree of compliance with structural regularity criteria (Chapter 6). Indicative values are given in the next section.

A single value of q must be used for the design of the lateral load resisting system in each principal direction of a building, but this need not be the same as the q value used for the other principal direction.

5.5 Ductility classes

Three classes of ductility are recognised by EC8 in steel and concrete structures, namely DCH, DCM and DCL. Only one ductility class may be used for the design of a particular building.

DCM (ductility class medium) and DCH (ductility class high) structures are designed as dissipative.

It may be observed that DCH structures generally are designed for lower lateral resistance than DCM, but require more stringent analysis and detailing.

It may be observed that, as noted in Section 5.4, the lower strength requirements arising from design to a higher ductility class do not affect the design seismic deflections. Therefore, where deflections rather than strength governs design (which often applies to tall buildings), adopting a higher ductility class may not be advantageous. Also, where wind forces govern lateral strength (as may apply to tall, relatively light buildings in areas of moderate seismicity but high wind speeds), similar considerations apply. When considering adoption of DCH, the cost savings from possible reduced strength requirements must be offset against the increased design costs and fabrication costs associated with more stringent detailing requirements. Also, the designer must be confident that the necessary construction skills will be available to implement on site the more complex structural details that are likely to be required.

DCL (ductility class low) structures (also secondary elements – see Section 5.2) are not designed to be dissipative and can be detailed to non-seismic rules (but see Section 11.3 for the rules governing steel DCL structures). DCL structures are only permitted in areas of low seismicity. The

Le concepteur doit également avoir la certitude que la main d'œuvre qualifiée nécessaire à la mise en place des dispositions constructives plus complexes sera effectivement disponible sur le chantier.

Les structures de la classe DCL (classe de faible ductilité), ainsi que les éléments secondaires (cf. Section 5.2), ne sont pas conçus comme dissipatifs et relèvent donc des règles applicables en situation non sismique (voir néanmoins la Section 11.3 pour les règles relatives aux structures métalliques de la classe DCL). Les structures de la classe DCL ne sont autorisées que dans les zones de faible sismicité. Les valeurs recommandées par l'EC8 comme limites inférieure et supérieure de l'accélération du sol dans les zones de faible sismicité sont

$$[0.4] \leq a_g = a_{gR} \gamma_1 \leq [0.8] \text{ m/s}^2 \quad (5.1)$$

ou

$$[0.5] \leq a_g S = a_{gR} \gamma_1 S \leq [1.0] \text{ m/s}^2 \quad (5.2)$$

où a_{gR} est l'accélération maximale de référence au niveau du rocher, définie dans la Section 8.1, S est le paramètre d'amplification du sol, défini dans le Tableau 8.3 et γ_1 est le coefficient d'importance défini dans le Tableau 8.1. Les zones où le mouvement de sol est plus faible que la limite inférieure sont des zones de très faible sismicité pour lesquelles le dimensionnement sismique n'est pas requis. La réglementation française n'a adopté aucune de ces deux formulations. Les zones de faible sismicité sont constituées de la zone de sismicité 2, où la valeur de a_{gR} est fixée à 0.7 m/s^2 . La zone 1 est une zone de très faible sismicité (Figure 8.1). L'Annexe Nationale britannique adopte l'équation 5.1 avec les valeurs limites 1.8 m/s^2 (au lieu de 0.4 m/s^2) et 2.0 m/s^2 (au lieu de 0.8 m/s^2) ; néanmoins, ces valeurs reposent sur une période de retour de 2 500 ans, beaucoup plus longue que la période de retour de 475 ans recommandée par l'EC8. De plus, l'Annexe Nationale britannique indique que « la totalité du Royaume-Uni peut être considérée comme une zone de très faible sismicité ».

*Il est noté que les valeurs du coefficient de comportement pour le béton et pour l'acier sont données dans les Chapitres 10 & 11 respectivement. La valeur maximale du coefficient q est 8 pour les structures métalliques de haute ductilité DCH et 6 pour les structures en béton armé de haute ductilité DCH, valeurs qui se réduisent à 4 pour les structures en béton ou en acier de moyenne ductilité DCM. Pour les structures de ductilité DCL, l'Annexe Nationale française limite la valeur de q à **1.5 [1.5 - 2.0]**. Une valeur de 2 peut être retenue sur justification appropriée, mais q ne peut pas excéder 1.5 lorsque un quelconque des éléments primaires a une section de classe 4. Pour les structures en béton, la valeur de q ne peut pas excéder 1.5.*

peak ground accelerations corresponding to the lower and upper thresholds of low seismicity areas are recommended by EC8 as

$$[0.4] \leq a_g = a_{gR} \gamma_1 \leq [0.8] \text{ m/s}^2 \quad (5.1)$$

or

$$[0.5] \leq a_g S = a_{gR} \gamma_1 S \leq [1.0] \text{ m/s}^2 \quad (5.2)$$

where a_{gR} is the reference peak ground acceleration on rock, defined in Section 8.1, S is the soil amplification factor, defined in Table 8.3 and γ_1 is the importance factor defined in Table 8.1. Areas with ground motions less than the lower threshold values stated are defined as areas of very low seismicity, for which seismic design is not required.

The French regulations adopt neither of these two equations. The low seismicity areas are in seismicity zone 2, where the a_{gR} value is 0.7 m/s^2 . Zone 1 is a very low seismicity area (see Figure 8.1).

The UK National Annex adopts equation 5.1 with the limiting values of **1.8 m/s^2** (instead of 0.4 m/s^2) and **2.0 m/s^2** (instead of 0.8 m/s^2); however, these values relate to a much longer return period of 2,500 years, rather than the 475 years recommended by EC8. Moreover, the UK National Foreword states: “the whole of the UK may be considered an area of very low seismicity.”

*It may be observed that values of q factor for concrete and steel structures are given in Chapters 10 & 11 respectively. The maximum value of q factor is about 8 for DCH steel structures, and 6 for DCH concrete structures, reducing to about 4 for both DCM steel and concrete structures. For DCL steel structures, the maximum q value is specified in the UK NA as equal to **2 [1.5 - 2.0]** (but EC8 limits q to 1.5 where any of the primary elements is of cross-sectional class 4). For DCL concrete structures, EC8 specifies the maximum q value as 1.5.*

5.6 Méthode de dimensionnement en capacité

Dans la méthode de conception, un mécanisme plastique est sélectionné, dans lequel certains éléments de la structure sont choisis comme éléments dissipatifs et conçus de manière appropriée, notamment par des dispositions constructives adaptées, pour permettre la dissipation de l'énergie par déformation cyclique dans le domaine post-élastique. Tous les autres éléments structuraux sont conçus avec une fiabilité suffisante pour avoir une résistance telle qu'ils ne puissent pas entrer dans le domaine plastique lorsque le mécanisme plastique choisi pour dissiper l'énergie se produit. Les éléments non dissipatifs sont conçus pour avoir une marge de résistance suffisante lorsqu'ils sont soumis aux actions correspondant à la plastification des éléments dissipatifs, mais également vis-à-vis des modes de rupture tels que la rupture par effort tranchant dans les éléments en béton armé ou le flambement des bielles métalliques élancées.

Il est noté que, en procédant au dimensionnement en capacité, les valeurs de résistance dans les éléments dissipatifs et non dissipatifs sont basées sur la résistance de calcul (c'est-à-dire la résistance calculée à partir de la résistance caractéristique des matériaux, divisée par le coefficient partiel correspondant). La marge de résistance prescrite ci-dessus a des appellations variables dans l'EC8 ; dans les structures en béton, elle est habituellement nommée γ_{Rd} , ce coefficient prenant des valeurs comprises entre 1.0 et 1.4, en fonction de la classe de ductilité, du type d'élément et du mode de plastification considéré. Pour les structures en acier, le coefficient correspondant est nommé γ_{ov} , et est un NDP, dont la valeur recommandée par l'EC8 est 1.25, quels que soit la classe de ductilité et le type d'élément. Néanmoins, l'Annexe Nationale française spécifie plusieurs valeurs de γ_{ov} en fonction de la qualité de l'acier (voir la Section 11.2.1.2).

Ainsi, par exemple, le dimensionnement en capacité pour l'effort tranchant dans un poteau implique le calcul de l'effort tranchant maximal obtenu lorsque des rotules plastiques se développent aux deux extrémités du poteau (voir les Equations 10.8. à 10.10). Un coefficient de sur-résistance γ_{Rd} égal à 1.1 est spécifié pour les poteaux de la classe de ductilité DCM, mais elle peut être réduite en fonction du rapport de résistance des poutres au poteau. Dans le calcul, les valeurs des moments plastiques et de la résistance à l'effort tranchant sont prises à leurs valeurs de calcul en prenant les résistances des matériaux divisées par γ_m .

La marge entre la résistance des éléments non dissipatifs et celle des éléments dissipatifs doit prendre en compte la limite inférieure de la première et la limite supérieure de la seconde ; il est également important de mettre en place des mesures de contrôle de la qualité des matériaux permettant de s'assurer que des matériaux de résistance supérieure ne sont pas substitués à ceux prévus dans le dimensionnement.

5.6 Capacity design method

In this design method, a yielding mechanism is chosen, whereby certain elements of the structural system are chosen to be dissipative and suitably designed and detailed for energy dissipation under severe inelastic cyclic deformations. All other structural elements are provided with sufficient strength to ensure with sufficient reliability that yielding will not occur under the chosen yield mechanism of energy dissipation. Non-dissipative elements (including failure mechanisms such as shear in concrete members or buckling in slender steel struts) are designed to have a margin of resistance over the actions induced in them by the yielding of the dissipative elements.

It may be observed that, in carrying out a capacity design, the values of resistance in both dissipative and non-dissipative elements are based on the design resistance (i.e. the resistance using the characteristic material strength divided by the appropriate γ_m value). The margin of resistance required above the design value is variously specified in EC8; for concrete structures the margin is usually referred to as γ_{Rd} , a factor which varies between 1.0 and 1.4, depending on the ductility class, type of element and type of yielding mechanism involved. For steel structures the equivalent factor is γ_{ov} , a factor subject to National Choice, but recommended by EC8 to be 1.25, irrespective of ductility class or type of element. However, the French National Annex specifies different values of γ_{ov} depending on steel strength (see Section 11.2.1.2).

Thus for example, capacity design for shear in a concrete column involves calculating the maximum shear force that develops in the column when plastic hinge moments develop at each end of the column (see Equations 10.8 to 10.10). A margin γ_{Rd} of 1.1 is specified for ductility class DCM columns, which may be reduced depending on the ratio of beam to column strength. In the calculation, both the plastic hinge moment values and the shear resistance are calculated as design values, using material strengths divided by γ_m .

The margin between the resistance of the non-dissipative and dissipative elements should reflect the lower bound of the former and the upper bound of the latter; quality control measures to ensure that materials of a higher strength are not substituted for those assumed in design are also important.

5.7 Diagrammes synthétisant le processus de conception

Les Figures 5.1 et 5.2 montrent des diagrammes synthétisant les processus usuels de conception d'un bâtiment courant.

Fig 5.1 Diagramme 1 synthétisant le processus de conception préliminaire d'un bâtiment selon le Manuel

Etape n°		Section du Manuel
1	Déterminer le niveau d'aléa sismique et la classe de sol sur le site de la construction	
2	Définir la forme et l'implantation du système de contreventement	Sections 5.1 à 5.3
3	Choisir une classe de ductilité parmi DCL, DCM et DCH. NB : ce Manuel couvre les structures de ductilité DCL et DCM en acier et en béton, mais ne donne que les dispositions constructives pour les structures métalliques de ductilité DCH. Les structures de ductilité DCL ne sont pas autorisées dans les zones de sismicité moyenne ou élevée	Section 5.5
4	Déterminer le coefficient de comportement q correspondant au système de contreventement et à la ductilité choisis	Section 10.5 (béton) Section 11.5 (acier)
5	Déterminer la période fondamentale du bâtiment en utilisant les formules empiriques	Section 9.3.3.2
6	Vérifier que le bâtiment est régulier ou modérément irrégulier, auquel cas les méthodes simplifiées peuvent être utilisées. Si le bâtiment est irrégulier, essayer de le corriger. Les bâtiments très irréguliers sortent du domaine d'application de ce Manuel. Les bâtiments modérément irréguliers sont traités, mais un avis de spécialiste est recommandé pour déterminer la méthode de calcul appropriée	Chapitre 6
7	Déterminer l'accélération spectrale de calcul en fonction du type de sol, de la période fondamentale du bâtiment, du coefficient d'importance γ_i et du coefficient de comportement q	Chapitre 8
8	Estimer la masse du bâtiment en situation sismique de calcul. Pour une première itération, il peut être utile de faire des approximations (par exemple, prendre 1.2 tonnes/m ² pour les structures en béton et 0.6 tonne/m ² pour les structures métalliques)	Section 9.2.2
9	Calculer la structure par la méthode des forces latérales pour déterminer les effets de l'action sismique sur les éléments du contreventement. NB : pour le dimensionnement final, les bâtiments de grande hauteur et les bâtiments modérément irréguliers doivent être calculés en utilisant des méthodes plus complètes, mais la méthode simplifiée est suffisante pour un dimensionnement préliminaire des bâtiments réguliers jusqu'à 20 niveaux et les bâtiments modérément irréguliers jusqu'à 10 niveaux	Section 9.3.3

5.7 Flow charts of the design process

Figures 5.1 and 5.2 provide typical flowcharts for the seismic design of a typical building.

Fig 5.1 Flowchart 1 for the preliminary seismic design of a building using the Manual

Step No		Section in Manual
1	Determine seismic hazard level and soil class at proposed building site	
2	Determine form and layout of lateral resisting superstructure	Sections 5.1 to 5.3
3	Choose ductility class DCL, DCM or DCH. Note this Manual covers DCL and DCM structures in steel and concrete but only provides detailing rules for DCH structures in steel. DCL structures are not permitted in areas of moderate and high seismicity	Section 5.5
4	Determine behaviour factor q corresponding to chosen lateral load resisting superstructure and ductility class	Section 10.5 (concrete) Section 11.5 (steel)
5	Determine fundamental period of building using empirical formulae	Section 9.3.3.2
6	Check that a regular or moderately irregular building configuration has been achieved; the simplified procedures may be used. If irregular, attempt to correct. Highly irregular buildings are beyond the scope of the Manual. Moderately irregular buildings are within its scope, but specialist advice should be sought on appropriate analysis methods	Chapter 6
7	Determine design spectral acceleration corresponding to soil type, building fundamental period, importance factor γ_i and behaviour factor q	Chapter 8
8	Estimate approximate mass of building for seismic load condition. For a first iteration, approximations may need to be made (e.g. assume 1.2 tonnes/m ² for concrete structures and 0.6 tonnes/m ² for steel structures)	Section 9.2.2
9	Analyse the structure using the lateral force method to determine the seismic action effects in the lateral load resisting elements. Note for final design, tall buildings and moderately irregular buildings must be analysed using more complex methods, but these procedures should be adequate for preliminary sizing in regular buildings up to around 20 storeys and moderately irregular buildings up to 10 storeys	Section 9.3.3

Etape n°		Section du <i>Manuel</i>
10	Pour les structures des classes de ductilité DCM et DCH, établir les mécanismes dissipatifs dans le système de contreventement. Les mécanismes usuels sont : Portiques : – flexion dans les poutres Mur en béton ductile : – flexion à la base du mur Murs couplés : – comme ci-dessus, plus flexion dans les linteaux Murs de grande dimension peu armés : – pas de mécanisme plastique, fissuration répartie Structure métallique triangulée : – plastification des diagonales	Section 5.5 Chapitre 10 (béton) Chapitre 11 (acier)
11	Déterminer les sections de béton ou d'acier des éléments dissipatifs (Section 5.3), à partir des effets de l'action sismique déterminés par le calcul de l'étape 9. Pour les structures de ductilité DCL, les effets de l'action obtenus par ce calcul peuvent être utilisés pour dimensionner l'ensemble des éléments. NB : la distribution des actions entre les éléments de contreventement peut nécessiter des itérations	Chapitre 10 (béton) Chapitre 11 (acier)
12	Pour les structures de ductilité DCM ou DCH, dimensionner les éléments non dissipatifs et hiérarchiser les modes de rupture à partir de la résistance des éléments dissipatifs, en utilisant les principes du dimensionnement en capacité	Section 5.6 Chapitre 10 (béton) Chapitre 11 (acier)
13	En utilisant les dimensions des sections et les actions sismiques déterminées précédemment, calculer les déplacements dans la situation sismique de calcul et vérifier leur acceptabilité vis-à-vis de : – Déplacement relatif entre étages – Ouverture des joints de dilatation et des joints entre structures – Effets du second ordre (P-D), en les limitant à 10%, si possible. Ajuster les dimensions des sections si nécessaire et itérer à partir de l'étape 8	Chapitre 14 et Section 15.3 Chapitre 13 Section 9.5
14	Dimensionner les fondations pour leur capacité portante et leur résistance sous séisme. Pour les structures DCM et DCH, les effets de l'action sismique sont déterminés en suivant les principes du dimensionnement en capacité ; la méthode simplifiée de l'équation 12.1 peut être utilisée. Pour les structures DCL, les effets de l'action sismique peuvent être ceux obtenus par le calcul sismique	Chapitre 12
15	Si des remplissages en maçonnerie sont prévus au contact de portiques, procéder à des vérifications préliminaires	Section 15.3.2

Step No		Section in <i>Manual</i>
10	For structures of ductility class DCM and DCH, establish the dissipative mechanisms in the lateral load resisting structure. Normal mechanisms are as follows: Moment resisting frames – flexure in beams Ductile concrete shear walls – flexure at wall base Coupled shear walls – as above plus flexure in coupling beams Largely lightly reinforced concrete shear walls – no yielding mechanism, cracking controlled and spread over the height Braced steel frames – yield of bracing members	Section 5.5 Chapter 10 (concrete) Chapter 11 (steel)
11	Determine required overall concrete section sizes or steel section sizes of dissipative elements (Section 5.3), based on seismic action effects from the analysis of step 9. For ductility class DCL structures, the action effects may also be used for the sizing of all elements. Note distribution of actions between lateral load resisting elements in plan may require iteration	Chapter 10 (concrete) Chapter 11 (steel)
12	For DCM and DCH structures, size the non-dissipative elements and mechanisms based on the adopted capacity of the dissipative mechanisms, using capacity design principles. Design the secondary structural elements	Section 5.6 Chapter 10 (concrete) Chapter 11 (steel)
13	Using section sizes and seismic actions previously determined, assess deflections for seismic load condition, and check acceptability of the following: – Storey drifts – Separation across expansion joints and between structures – P-delta effects (limit to less than 10%, if possible) Adjust section sizes if necessary, and iterate from step 8	Chapter 14 and Section 15.3 Chapter 13 Section 9.5
14	Size the foundations for strength and bearing capacity. For DCM and DCH structures, the seismic action effects should be based on capacity design principles; the simplified procedure of equation 12.1 may be adopted. For DCL structures, the seismic action effects may be taken directly from the seismic analysis	Chapter 12
15	If infill masonry panels in contact with moment resisting frames are to be used, preliminary checks should be made	Section 15.3.2

Fig 5.2 Diagramme 2 synthétisant le processus de dimensionnement final d'un bâtiment selon le *Manuel*

Etape n°		Section
1	Une conception préliminaire suivant le diagramme n°1 (ou une procédure équivalente) est supposée avoir été effectuée. La conception relative aux situations non sismiques n'est pas couverte par le présent diagramme	Diagramme 1
2	Déterminer si le bâtiment entre dans le cadre d'application du <i>Manuel</i> . Les critères suivants doivent être examinés – Conditions de sol – Accélération maximale du sol – Hauteur du bâtiment – Type de contreventement – Classe de ductilité – Usage du bâtiment – Régularité en plan et en élévation Les bâtiments qui ne respectent pas les critères du Tableau 1.1 doivent être dimensionnés en suivant les dispositions complètes de l'Eurocode 8. Un avis de spécialiste est nécessaire pour la conception et le calcul des bâtiments très irréguliers ou des bâtiments de très grande hauteur	Tableau 1.1
3	Faire le calcul de la structure dans la situation sismique de calcul. La méthode de calcul doit être adaptée au type de bâtiment. Il est recommandé de faire appel à l'avis d'un spécialiste pour définir une méthode appropriée dans le cas des bâtiments modérément irréguliers en plan ou en élévation	Chapitre 9
4	Dimensionner les éléments dissipatifs pour les effets de l'action sismique obtenus à l'étape 3. Dans le cas des structures de classe de ductilité DCL, les effets de l'action sismique issus de ce calcul peuvent être utilisés pour l'ensemble des éléments structuraux	Chapitre 10 (béton) Chapitre 11 (acier)
5	Pour les structures des classes de ductilité DCM et DCH, le dimensionnement des éléments non dissipatifs, y compris les fondations, doit utiliser les méthodes du dimensionnement en capacité	Chapitre 10 (béton) Chapitre 11 (acier) Chapitre 12 (fondations)
6	A partir des résultats du calcul de l'étape 3, vérifier l'acceptabilité des déplacements en termes de : – Déplacement relatif entre étages – Ouverture des joints de dilatation et des joints entre structures – Effets du second ordre	Chapitre 14 et Section 15.3 Chapitre 13 Section 9.5
7	Définir les détails des armatures dans les structures en béton et les assemblages dans les structures métalliques	Chapitre 10 (béton) Chapitre 11 (acier)
8	Dimensionner les éléments non structuraux et les remplissages en maçonnerie, lorsqu'il y en a	Chapitre 15

Fig 5.2 Flowchart 2 for the final seismic design of buildings using the *Manual*

Step No		Section of <i>Manual</i>
1	A preliminary design using Flowchart 1 (or equivalent procedure) is assumed to have been carried out before starting final design. Non-seismic design situations are not covered by this flowchart	Flowchart 1
2	Determine whether the building is admissible for design using the <i>Manual</i> . The following criteria must be considered: – Ground conditions – Peak ground acceleration – Height of building – Type of lateral resisting structure – Ductility class – Building use – Regularity in plan and elevation Buildings not meeting the criteria of Table 1.1 must be designed using the full provisions of Eurocode 8. Specialist advice is needed for the design and analysis of highly irregular or very tall structures	Table 1.1
3	Carry out an analysis for the seismic design situation. The analysis method must be appropriate for the building. Specialist advice on appropriate analysis methods is advisable for buildings with moderate irregularity in plan or elevation	Chapter 9
4	Design the dissipative elements for the seismic action effects determined from step 3. In the case of ductility class DCL structures, these seismic action effects may be used for the design of all elements	Chapter 10 (concrete) Chapter 11 (steel)
5	For ductility class DCM and DCH structures, design the non-dissipative elements, including the foundations, using capacity design procedures	Chapter 10 (concrete) Chapter 11 (steel) Chapter 12 (foundations)
6	From the results of the analysis of step 3, check acceptability of deflections: – Storey drifts – Separation across expansion joints and between structures – <i>P</i>-delta effects	Chapter 14 and Section 15.3 Chapter 13 Section 9.5
7	Check the detailing of reinforcement in concrete structures and of connection in steel structures	Chapter 10 (concrete) Chapter 11 (steel)
8	Design the non-structural elements and infill masonry, if present	Chapter 15

6 Régularité en plan et en élévation

6.1 Introduction

L'EC8 Partie 1³ Clause 4.2.3 établit des critères quantitatifs pour évaluer la régularité structurelle, en complément des conseils qualitatifs de symétrie et d'uniformité donnés dans la clause 4.2.1 ; ces critères sont détaillés dans les Sections suivantes. Les configurations irrégulières sont déconseillées par l'EC8 Partie 1 Clause 2.2.4.1, laquelle stipule : « Autant que possible, les structures doivent avoir des formes simples et régulières en plan et en élévation ». Il est noté que les bâtiments classés comme irréguliers sont permis par l'EC8, mais sont soumis à des prescriptions plus coûteuses. Le respect des conditions de régularité ou d'irrégularité modérée (telle que définie plus loin dans ce chapitre) peut être considéré comme permettant de satisfaire plusieurs des principes de bonne conception d'ensemble donnés dans la Section 5.1 ci-dessus. En particulier, les bâtiments réguliers ou modérément irréguliers (tels que définis dans les Sections suivantes) possèdent normalement un niveau satisfaisant :

- d'uniformité et de symétrie,
- de rigidité vis-à-vis de la torsion d'axe vertical,
- de rigidité et de résistance des planchers dans leur fonction de diaphragme.

Il est noté qu'une performance satisfaisante des bâtiments irréguliers sous séisme est plus difficile à obtenir. Les calculs relatifs à la régularité en plan et en élévation donnés dans les Sections 6.3 et 6.4 ci-dessous ne visent qu'à donner des estimations et d'autres méthodes approximatives sont acceptables. Des exemples de calcul sont proposés en Annexe A.

Relativement peu de bâtiments peuvent être classés comme « réguliers » ; en conséquence, il est recommandé que les bâtiments classés comme irréguliers soient considérés soit comme modérément irrégulier, soit comme très irréguliers. Une classification similaire en irrégularité modérée existe dans les PS92¹⁰ Clause 6.6.1.3.1. Une telle distinction n'est pas faite dans l'EC8, ce qui conduit à classer les bâtiments « modérément irréguliers » et « très irréguliers » dans la seule catégorie des bâtiments « irréguliers ». L'irrégularité n'est pas interdite dans l'EC8, mais elle est explicitement déconseillée. Les bâtiments modérément irréguliers peuvent être conçus suivant le présent Manuel, en tenant compte des dispositions complémentaires pour l'irrégularité prescrites par l'EC8, que le Manuel expose. Néanmoins, il est recommandé de prendre l'avis d'un spécialiste sur l'adéquation des méthodes d'analyse utilisées par rapport au degré d'irrégularité rencontré. Les bâtiments très irréguliers ne relèvent pas du

6 Regularity in plan and elevation

6.1 Introduction

EC8 Part 1³ Clause 4.2.3 sets out quantified criteria for assessing structural regularity, complementing the qualitative advice on symmetry and uniformity given in clause 4.2.1, and these criteria are elaborated in the following sections. Non-regular configurations are expressly discouraged in EC8 Part 1 Clause 2.2.4.1 which states: "To the extent possible, structures should have simple and regular forms both in plan and elevation". It may be observed that buildings classified as non-regular are permitted by EC8, but lead to more onerous design requirements. Compliance with the conditions for regularity or moderate irregularity (as defined later in this chapter) may be considered as satisfying many of the principles for good conceptual design listed in Section 5.1 above. In particular, regular or moderately irregular buildings (as defined in the following sections) will generally possess a satisfactory level of:

- uniformity and symmetry
- torsional stiffness about the vertical axis
- strength and stiffness of the slabs in diaphragm action.

It may be observed that the satisfactory performance of irregular buildings under earthquake loading is likely to be more difficult to ensure. The calculations for regularity in plan and elevation set out in Sections 6.3 and 6.4 below are intended as broad indications, and approximate methods are acceptable. Example calculations are provided in Appendix A.

Relatively few buildings can be classified as 'regular' and hence it is recommended that buildings which are classified as irregular are further subdivided as being moderately irregular or highly irregular. A similar classification of moderate irregularity occurs in PS92¹⁰ Clause 6.6.1.3.1. This distinction does not occur in EC8, which would classify both 'moderately' and 'highly' irregular buildings under the single category 'irregular'. Irregularity is not forbidden in EC8, although it is explicitly discouraged. Moderately irregular buildings can be designed to this Manual, taking due account of the additional requirements for irregularity required by EC8, which the Manual sets out. However, it is recommended that specialist advice is sought as to whether appropriate analysis methods are being used, given the degree of irregularity involved. Highly irregular buildings are beyond the scope

présent Manuel et un spécialiste doit être consulté pour la conception et le calcul de telles structures.

Les panneaux de remplissage en maçonnerie peuvent avoir un effet significatif sur la régularité en plan ou en élévation. Il convient de se reporter à la Section 15.3.2.

6.2 Conséquences de la régularité

La classification de la structure comme « régulière » ou « irrégulière » à des conséquences sur certains aspects ci-dessous de l'analyse et du dimensionnement, présentés ci-dessous.

(a) En plan

- Le modèle de la structure autorisé pour le calcul sismique dépend de la régularité. Un modèle spatial (3-D) est requis pour les structures irrégulières en plan, alors qu'un modèle simplifié plan (2-D) est acceptable pour les structures régulières en plan. Néanmoins, sous réserve que la structure soit régulière en élévation, une simple analyse par forces latérales est autorisée dans les deux cas.
 - Pour les structures en béton classées comme « souples vis-à-vis de la torsion » (telles que définies dans la Section 6.3), le coefficient de comportement q doit être réduit.
 - Pour certaines structures en béton et en acier, principalement celles comprenant des ossatures en portique, le coefficient de comportement est réduit jusqu'à 13% dans les structures considérées irrégulières en plan. La réduction n'affecte pas les structures en acier de classe DCM, mais elle peut affecter les structures en béton de classe DCM et les structures en acier de classe DCH ; les classes DCM et DCH font référence aux classes de ductilité définies à la Section 5.5.
 - Dans les structures irrégulières en plan, les effets des mouvements sismiques dans les deux directions principales doivent être combinés comme décrit dans la Section 9.2.4. Cependant, les mouvements dans chaque direction principale peuvent être considérés comme agissant séparément dans les structures régulières en plan.
- ### (b) En élévation
- Le type d'analyse autorisé dépend de la régularité. Un simple calcul par forces latérales (Section 9.3.3) est acceptable pour les structures régulières en élévation, alors qu'un calcul modal spectral (ou un calcul chronologique plus complexe) est requis pour les structures classées irrégulières en élévation.
 - Le coefficient de comportement q doit être réduit de 20% par rapport à sa valeur de référence pour les structures irrégulières en élévation.

Le Tableau 9.4 du Chapitre 9 détaille toutes ces limitations.

of this Manual, and appropriate specialist advice should be sought on their design and analysis.

Masonry infill panels may have a significant effect on regularity in plan and elevation and reference should be made to Section 15.3.2.

6.2 Consequences of regularity classification

Classification of a structure as 'regular' or 'irregular' affects the following aspects of analysis and design.

(a) In plan

- The structural model used for the seismic analysis is affected. A spatial (i.e. 3-D) model is generally required for structures classified as irregular in plan, while a simplified planar (i.e. 2-D) model is acceptable for structures classified as regular in plan. However, provided the structure is regular in elevation, a simple lateral force analysis is permitted in both cases.
 - For concrete structures classified as 'torsionally flexible' (as defined in Section 6.3), the behaviour factor q must be significantly reduced.
 - For certain concrete and steel structures, primarily those which incorporate moment frames, the behaviour factor q is reduced by up to 13% in structures classified as irregular in plan. The reduction does not affect DCM steel structures, but it may affect DCM concrete and DCH steel structures; DCM and DCH refer to the ductility classes defined in Section 5.5.
 - In structures which are irregular in plan, the effect of earthquake motions in the two principal directions must be combined as described in Section 9.2.4. However, in structures which are regular in plan, motions in each principal direction may be considered to act separately.
- ### (b) In elevation
- The type of analysis permitted is affected. A simple lateral force analysis (Section 9.3.3) is acceptable for structures regular in elevation, but a modal response spectrum analysis (or more complex dynamic analysis) is required for structures classified as irregular in elevation.
 - In structures classified as irregular in elevation, the behaviour factor q must be reduced by 20% from its reference value.

Table 9.4 in Chapter 9 gives the full details of these restrictions.

6.3 Evaluation de la régularité en plan

6.3.1 Introduction

Pour satisfaire la régularité en plan, il est nécessaire de respecter des règles géométriques. En outre, deux conditions relatives au comportement dynamique doivent être respectées, pour limiter la réponse de la structure en flexion-torsion sous l'effet du séisme (cf. Equation 6.1) et éviter la situation de « souplesse vis-à-vis de la torsion » (cf. Equation 6.2).

Pour un avant-projet préliminaire, il est recommandé d'appliquer les règles simples et généralement conservatives de la Section 6.3.2 pour vérifier la régularité en plan. Néanmoins, les règles plus complètes de la Section 6.3.3 doivent toujours être vérifiées pour le dimensionnement final.

Il est noté que l'évaluation de la régularité en plan selon l'EC8 nécessite de connaître la position des centres de raideur d'un bâtiment. Dans les bâtiments à plusieurs niveaux, la façon de déterminer le centre de raideur n'est pas unique et cela peut être particulièrement délicat dans le cas des bâtiments possédant un système de contreventement mixte (tel qu'une combinaison de portiques et de murs), pour lesquels les systèmes considérés séparément ont des déformées de formes différentes sous l'effet des forces latérales. La Clause 4.2.3.2(8)b de l'EC8 Partie 1 autorise les Annexes Nationales à définir des méthodes pour déterminer le centre de raideur, mais les Annexes Nationales françaises et britanniques ne contiennent pas de telles méthodes. Néanmoins, une méthode est proposée dans la Section 6.3.6 de ce Manuel et des méthodes plus complexes peuvent être trouvées dans les Annexes Nationales grecques et slovènes. Une plus ample discussion sur l'évaluation de la régularité est donnée dans le Chapitre 4 de Fardis et al¹⁹ et des méthodes plus complètes sont données dans les Annexes Nationales grecque et slovène.

6.3.2 Evaluation préliminaire de la régularité en plan

Dans le seul cadre d'un avant-projet préliminaire, il est recommandé d'admettre la régularité en plan lorsque les trois conditions suivantes sont respectées simultanément. Dans le cas contraire, il convient de procéder aux vérifications plus détaillées de la Section 6.3.3 pour pouvoir classer le bâtiment comme régulier en plan.

- La forme en plan est rectangulaire.
- Les planchers sont constitués :
 - (a) soit d'une dalle en béton coulée en place directement liée au système de contreventement avec une épaisseur $\geq 70\text{mm}$,
 - (b) soit d'éléments préfabriqués ou métalliques avec une dalle de compression de 40mm au minimum (si la portée est $\leq 8\text{m}$) ou 50mm au minimum (si la portée est $>8\text{m}$), les éléments préfabriqués et la dalle étant liés directement au contreventement.

6.3 Assessment of regularity in plan

6.3.1 Introduction

Satisfying regularity in plan entails complying with certain geometrical rules. Two dynamic conditions must also be satisfied, with the objective of limiting coupled lateral-torsional response under seismic loading (see Equation 6.1), and avoiding 'torsional flexibility' (see Equation 6.2).

For preliminary design purposes, it is recommended that the simple and generally conservative rules of Section 6.3.2 may be applied to indicate whether plan regularity has been achieved. The more complete rules of Section 6.3.3 should always be checked for final design purposes.

It may be observed that the assessment of regularity in plan to EC8 requires the ability to locate the centres of stiffness of a building. In multi-storey buildings, there is no unique way of establishing centres of stiffness, and there is particular ambiguity for buildings with mixed lateral load resisting systems (such as frames combined with shear walls) in which the separate systems assume different deflected shapes under lateral loading. Clause 4.2.3.2(8)b of EC8 Part 1 allows National Annexes to define methods for establishing centres of stiffness, although the French and UK National Annexes do not contain them. However, a method is proposed in Section 6.3.6 of this Manual. Further discussion of regularity assessment is provided in Chapter 4 of Fardis et al¹⁹ and more complex methods may be found in the Slovenian and Greek National Annexes to EC8.

6.3.2 Preliminary assessment of regularity in plan

For the purposes of preliminary design only, it is recommended that regularity in plan can be assumed to apply when all three of the following conditions apply. Other configurations may still prove to be regular in plan, using the detailed checks of Section 6.3.3.

- The plan shape is rectangular.
- The floor slabs consist of:
 - (a) EITHER in-situ concrete floor slabs, with a thickness $\geq 70\text{mm}$ directly connected to the lateral load resisting system
 - (b) OR precast or steel elements which have a minimum concrete in-situ topping of 40mm (if the span is $\leq 8\text{m}$) or 50mm (for spans $>8\text{m}$). Both topping and supporting elements should be directly connected to the lateral load resisting system.

– Les conditions géométriques et de raideur du Tableau 6.1 sont vérifiées. Le Tableau 6.1(a) s'applique aux bâtiments dont le contreventement est assuré par des files de portiques dans les deux directions, approximativement régulièrement réparties dans chaque direction. Le Tableau 6.1(b) s'applique aux bâtiments contreventés par un noyau rigide approximativement centré et des portiques sur la périphérie. Les dispositions de contreventement ne relevant pas du Tableau 6.1 peuvent être régulières en plan, ce qui doit être vérifié en suivant la Section 6.3.3.

Tableau 6.1 Valeurs limites des rapports de raideurs latérales, des rapports de longeurs en plan et des excentricités relatives entre centre de masse et centre de raideur, pour une vérification simple de la régularité en plan

(i) Portiques répartis uniformément

Raideur dans la direction X Raideur dans la direction Y	Rapport maximal des longeurs en plan X/Y^a (cf. Figure 6.1)	Excentricité relative maximale $e_{ox}/X, e_{oy}/Y$ (cf. Figure 6.1)
$< 0,67$	b	
$0,67 \text{ à } 0,77$	1,25	0,1
$0,77 \text{ à } 1,3$	4	0,1
$1,3 \text{ à } 1,5$	1,25	0,1
$> 1,5$	b	

(ii) Noyau central et portiques périphériques

Rapport de raideur entre noyau et périphérie (directions X et Y)	Raideur totale dans la direction X Raideur totale dans la direction Y	Rapport maximal des longeurs en plan X/Y^a (cf. Figure 6.1)	Excentricité relative maximale $e_{ox}/X, e_{oy}/Y$ (cf. Figure 6.1)
$< 0,5$	$< 0,67$	b	
	$0,67 \text{ à } 1,5$	3	0,1
	$> 1,5$	b	
$0,5 \text{ à } 0,6$	$< 0,7$	b	
	$0,7 \text{ à } 1,3$	2	0,1
	$> 1,3$	b	
$0,6 \text{ à } 0,7$	$< 0,8$	b	
	$0,8 \text{ à } 1,2$	2	0,1
	$> 1,2$	b	
$> 0,7$		b	

– The geometric and stiffness conditions of Table 6.1 apply. Table 6.1(a) applies to buildings where the seismic resistance is provided by a grid of moment resisting space frames in each direction, approximately uniformly distributed in each direction. Table 6.1(b) applies to buildings where the seismic resistance is provided by a stiff core placed approximately centrally and moment resisting frames around the complete perimeter. Arrangements not covered by Table 6.1 may still prove regular in plan, but require a check to Section 6.3.3.

Table 6.1 Limiting values of lateral stiffness ratio, side length ratio and stiffness to mass eccentricity for simple checks of plan regularity

(i) Uniformly distributed space frames

Stiffness in direction X Stiffness in direction Y	Maximum side length ratio X/Y^a (see Figure 6.1)	Maximum eccentricity ratio $e_{ox}/X, e_{oy}/Y$ (see Figure 6.1)
< 0.67	b	
$0.67 \text{ to } 0.77$	1.25	0.1
$0.77 \text{ to } 1.3$	4	0.1
$1.3 \text{ to } 1.5$	1.25	0.1
> 1.5	b	

(ii) Centre core plus perimeter frame

Core to perimeter stiffness ratio (X and Y directions)	Total stiffness in direction X Total stiffness in direction Y	Maximum side length ratio X/Y^a (see Figure 6.1)	Maximum eccentricity ratio $e_{ox}/X, e_{oy}/Y$ (see Figure 6.1)
< 0.5	< 0.67	b	
	$0.67 \text{ to } 1.5$	3	0.1
	> 1.5	b	
$0.5 \text{ to } 0.6$	< 0.7	b	
	$0.7 \text{ to } 1.3$	2	0.1
	> 1.3	b	
$0.6 \text{ to } 0.7$	< 0.8	b	
	$0.8 \text{ to } 1.2$	2	0.1
	> 1.2	b	
> 0.7		b	

Notes

- a Les bâtiments ayant une forme en plan différente peuvent être divisés en blocs de forme rectangulaire compacte en introduisant des joints structuraux, sous réserve que ceux ci aient une largeur adéquate (Chapitre 13).
- b Dans ces cas, une vérification détaillée selon la Section 6.3.3 est nécessaire au stade de l'avant projet préliminaire.
- c La vérification des règles plus complètes de la Section 6.3.3 est toujours requise au stade final du dimensionnement.

Notes

- a Buildings with other plan shapes may be divided into more compact rectangular shapes by the introduction of structural joints, provided the joint widths are adequate (Chapter 13).
- b For these cases, a detailed check to Section 6.3.3 is required at preliminary design stage.
- c Checks to the more complete rules of Section 6.3.3 are always required for final design.

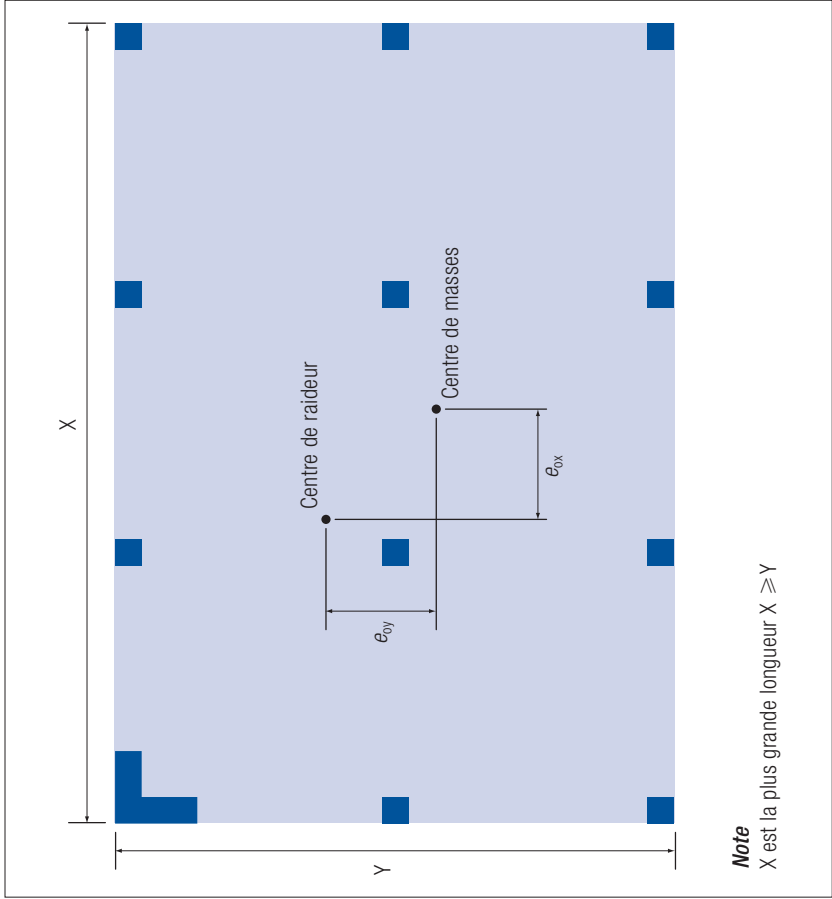


Fig 6.1 Définition de l'excentricité entre centre de masse et centre de raideur

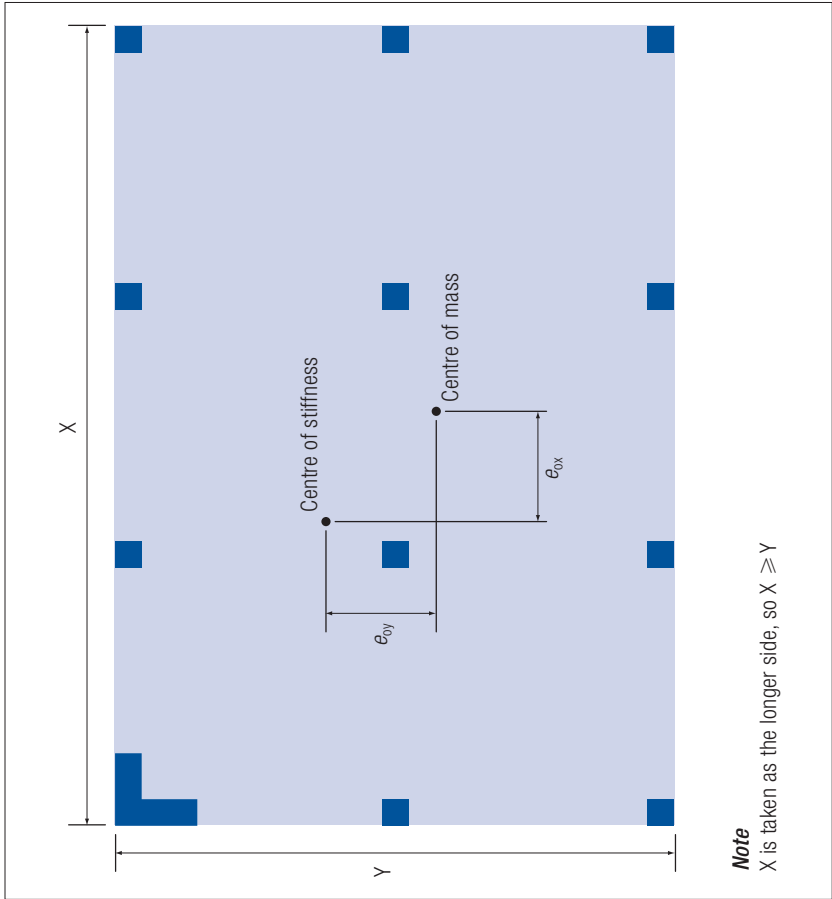


Fig 6.1 Definition of mass-stiffness eccentricity

6.3.3 Evaluation détaillée de la régularité en plan

La régularité en plan nécessite le respect des conditions suivantes.

- Une distribution « approximativement » symétrique des masses et des raideurs dans le plan.
- Une forme « compacte », c'est-à-dire une forme telle que la ligne périphérique soit convexe ou telle que, s'il existe des angles rentrants, chacun d'eux a une aire inférieure à 5% de l'aire totale en plan. La Figure 6.2 illustre cette règle dans le cas de deux angles rentrants.
- Les planchers jouant le rôle de diaphragme doivent être suffisamment raides en plan pour que leur déformation n'affecte pas la distribution des actions latérales entre les éléments verticaux. Ceci doit être examiné particulièrement dans les branches latérales d'un système non convexe en plan telles les formes en L, C, H, I et X. Un diaphragme peut être considéré comme rigide si, lorsqu'il est introduit dans un modèle d'ensemble de la structure avec sa rigidité en plan, le déplacement le plus grand qu'il subit par rapport à la base du bâtiment sous l'effet de l'action sismique n'excède en aucun point 1,1 fois le déplacement résultant de l'hypothèse de diaphragme rigide.

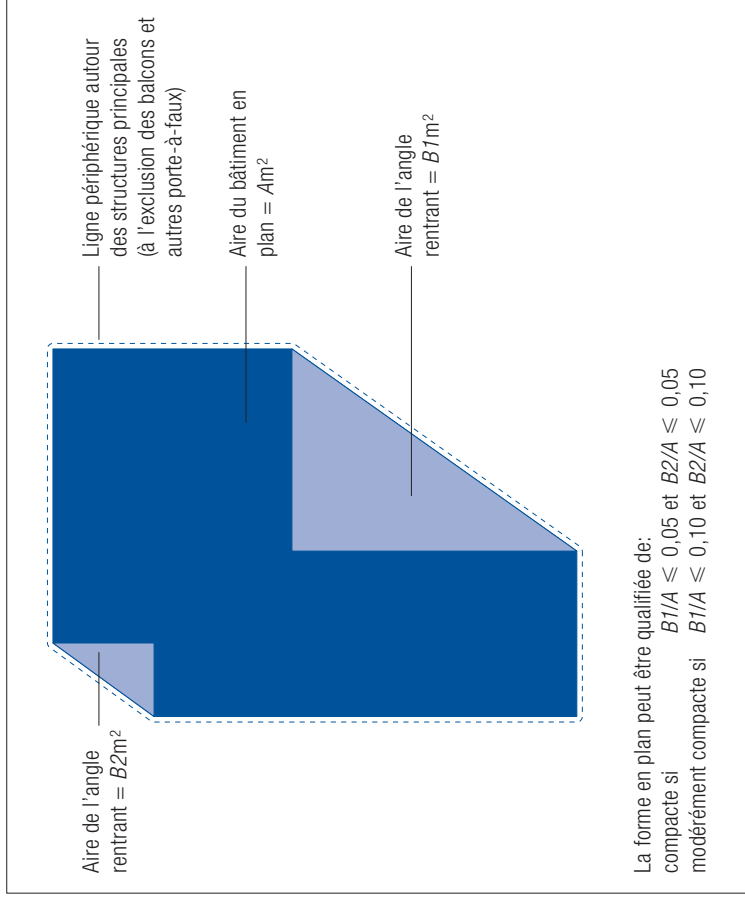


Fig 6.2 Définition des formes compactes

6.3.3 Detailed assessment of regularity in plan

Classification as regular in plan requires the following.

- 'Approximately' symmetrical distribution of mass and stiffness in plan.
- A 'compact' shape, i.e. one in which the perimeter line is always convex, or if there are re-entrant areas, each one is less than 5% of the total plan area. Figure 6.2 illustrates this for two re-entrant areas.
- The floor diaphragms should be sufficiently stiff in-plane not to affect the distribution of lateral loads between vertical elements. This should be carefully examined in the branches of branched systems, such as L, C, H, I and X plan shapes. A diaphragm may be taken as rigid, if, when it is introduced into a global model of the building with its actual in-plane flexibility, its largest horizontal displacement relative to the base of the structure under the design seismic action nowhere exceeds 1.1 times the displacement resulting from the rigid diaphragm assumption.

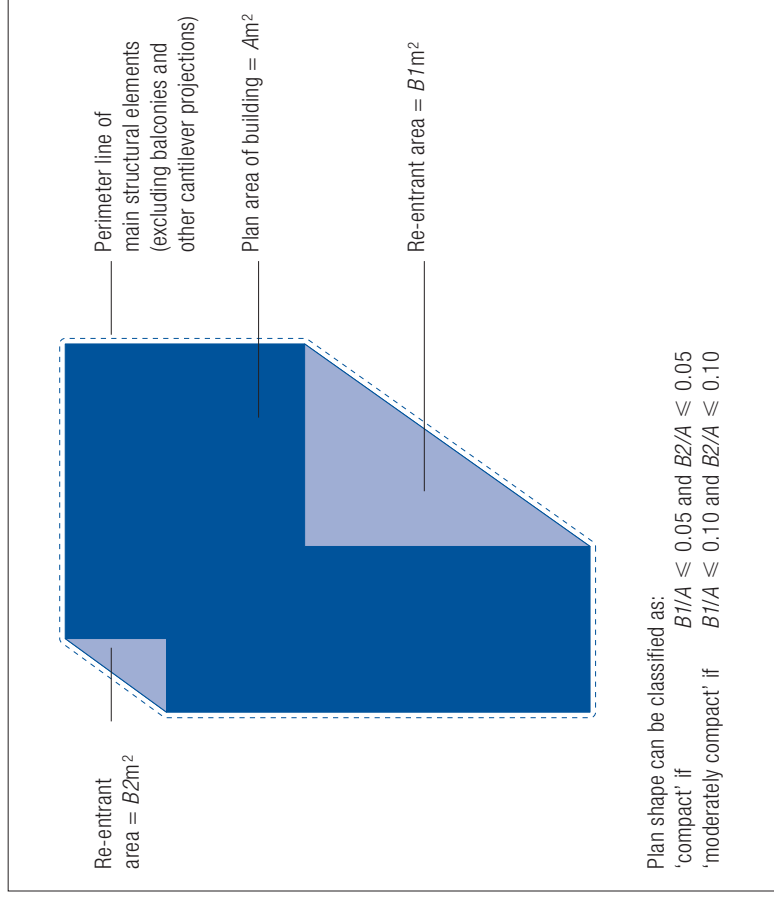


Fig 6.2 Definition of compact shapes

- Le rapport du côté le plus grand au côté le plus petit n'exécède pas 4.
- Le rayon de torsion r_x dans la direction X doit être supérieur à 3,33 fois e_{ox} , l'excentricité entre centres de raideur et de masse dans la direction X. De même, r_y doit être supérieur à 3,33 fois e_{oy} (le rayon de torsion est défini ci-dessous). Il est noté que cette règle permet de limiter la réponse couplée en flexion-torsion, ce qui se traduit par l'Equation 6.1.

Condition de comportement à la torsion : $r_x > 3,33e_{ox}$; $r_y > 3,33e_{oy}$ (6.1)

- Les deux quantités r_x et r_y doivent être supérieures au rayon de giration en plan I_s ; dans le cas contraire, le bâtiment doit être classé comme « flexible en torsion » et la valeur du coefficient de comportement q doit être réduite (le rayon de giration est défini ci-dessous).

Condition de rigidité en torsion : $r_x > I_s$; $r_y > I_s$ (6.2)

Il est noté que les structures dont les périodes des modes de flexion prédominants dans les deux directions principales sont supérieures à la première période de torsion peuvent être considérées comme satisfaisant la condition de rigidité à la torsion (voir Fardis et al⁽⁹⁾). Cette propriété peut être simplement vérifiée à partir d'un calcul 3-D des modes et périodes du bâtiment.

Le rayon de torsion r_x est la racine carrée du rapport de la raideur de torsion (moment pour une rotation unitaire) à la raideur latérale (à la translation) dans la direction Y (force pour un déplacement unitaire). Une définition similaire s'applique à r_y .

Il est noté que la Figure 6.3 et les Equations 6.3 et 6.4 donnent une méthode approchée pour calculer le rayon de torsion (voir Fardis⁽⁹⁾) pour des bâtiments possédant un type unique de système de contreventement. Il est recommandé de prendre, pour les portiques et les murs, une raideur latérale proportionnelle à la raideur de flexion EI des poteaux ou des murs à un niveau donné. Pour une évaluation préliminaire dans le cas de triangulations, elle peut être prise proportionnelle à $\Sigma(EA/I)\cos\alpha$, où $\Sigma(EA/I)$ est la somme des raiders axiaux des entretoises dans chaque module à un niveau donné et α est l'angle de l'entretoise par rapport à l'horizontale. La Figure 6.3 montre une approche acceptable pour les structures avec un seul type de contreventement, par exemple des portiques ou des murs. Elle ne s'applique pas aux systèmes mixtes, par exemple constitués de portiques et de murs.

Des méthodes plus générales pour déterminer les centres de raideur et les rayons de torsion sont données dans la Section 6.3.6. Des exemples de calcul des rayons de torsion et du rayon de giration sont donnés en Annexe A pour des ossatures spatiales non triangulées et une structure avec noyau et portiques périphériques.

- The ratio of longer side to shorter side in plan does not exceed 4.
- The torsional radius r_x in the X direction must exceed 3.33 times e_{ox} the eccentricity between centres of stiffness and mass in the X direction. Similarly, r_y must exceed 3.33 times e_{oy} . (The torsional radius is defined below). It may be observed that this is to limit coupled lateral-torsional response, as summarised in Equation 6.1.

Lateral-torsional response condition: $r_x > 3.33e_{ox}$; $r_y > 3.33e_{oy}$ (6.1)

- Both r_x and r_y must exceed the radius of gyration I_s , otherwise the building is classified as 'torsionally flexible', and the q values in concrete buildings are greatly reduced. (The radius of gyration is defined below).

Torsional rigidity condition: $r_x > I_s$; $r_y > I_s$ (6.2)

It may be observed that structures where the periods of the first predominantly translational modes in both principal directions exceed that of the first predominantly torsional mode can be considered as satisfying the torsional rigidity condition (see Fardis et al⁽⁹⁾). This assessment can be made from the output of a 3-D computer analysis of the mode shapes and periods of the building.

The torsional radius r_x is the square root of the ratio of torsional stiffness (moment per unit rotation) to lateral stiffness in the Y direction (force per unit deflection). A similar definition applies to r_y .

It may be observed that Figure 6.3 and Equations 6.3 and 6.4 provide an approximate method of calculating torsional radii (see Fardis⁽⁹⁾) for buildings with a uniform type of lateral load resisting system. It is recommended that for moment resisting frames or shear walls, the lateral stiffness may be taken as proportional to the flexural stiffness EI of the columns or walls at a given level. For preliminary assessment of braced frames it may be taken as proportional to $\Sigma(EA/I)\cos\alpha$, where $\Sigma(EA/I)$ is the sum of the axial stiffnesses of the bracing elements in each frame at a given level, and α is the angle of the bracing element to the horizontal. Figure 6.3 shows permissible assumptions for structures where the lateral load resisting system consists of one type of element, for example moment resisting frames or shear walls. It does not however apply to 'dual systems', for example frames combined with walls.

More general methods of calculating centres of stiffness and torsional radii are given in Section 6.3.6. Example calculations of torsional radius and radius of gyration are given in Appendix A for an unbraced space frame and a core plus perimeter frame.

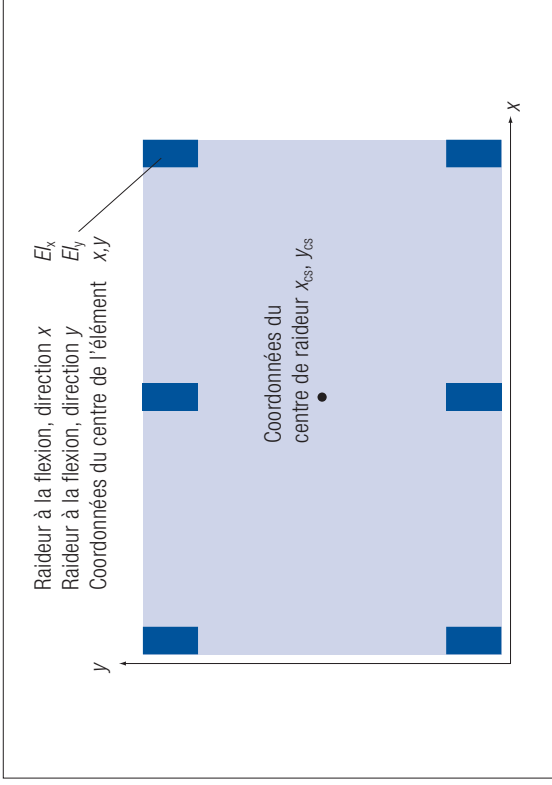


Fig 6.3 Calcul approximatif des rayons de torsion pour les bâtiments possédant un seul type de système de contreventement

$$x_{CS} \approx \frac{\sum (xEI_y)}{\sum EI_y} \quad y_{CS} \approx \frac{\sum (yEI_x)}{\sum EI_x} \quad (6.3)$$

$$r_x \approx \sqrt{\frac{\sum \{(x - x_{CS})^2 EI_y + (y - y_{CS})^2 EI_x\}}{\sum (EI_y)}} \quad r_y \approx \sqrt{\frac{\sum \{(x - x_{CS})^2 EI_y + (y - y_{CS})^2 EI_x\}}{\sum (EI_x)}} \quad (6.4)$$

Le rayon de giration I_s est la racine carrée du rapport du moment polaire d'inertie massique à la masse, le moment polaire d'inertie massique étant calculé par rapport au centre de masse. Pour un bâtiment rectangulaire de côtés l et b et une distribution uniforme de masse, l'Equation 6.5 s'applique.

$$I_s = \sqrt{(l^2 + b^2)/12} \quad (6.5)$$

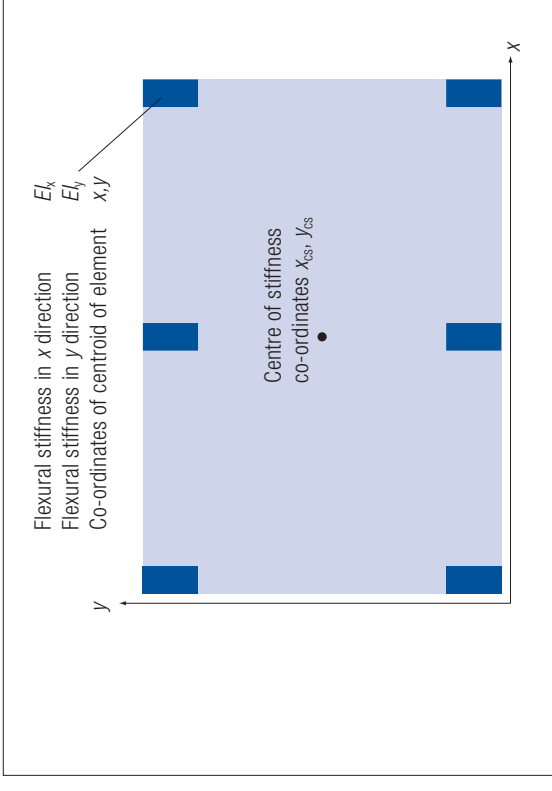


Fig 6.3 Approximate calculation of torsional radii for buildings with a uniform type of lateral load resisting system

$$x_{CS} \approx \frac{\sum (xEI_y)}{\sum EI_y} \quad y_{CS} \approx \frac{\sum (yEI_x)}{\sum EI_x} \quad (6.3)$$

$$r_x \approx \sqrt{\frac{\sum \{(x - x_{CS})^2 EI_y + (y - y_{CS})^2 EI_x\}}{\sum (EI_y)}} \quad r_y \approx \sqrt{\frac{\sum \{(x - x_{CS})^2 EI_y + (y - y_{CS})^2 EI_x\}}{\sum (EI_x)}} \quad (6.4)$$

The radius of gyration I_s is the square root of the ratio of the polar moment of inertia to the mass, the polar moment of inertia being calculated about the centre of mass. For a rectangular building of side lengths l and b , and a uniform mass distribution, Equation 6.5 applies.

$$I_s = \sqrt{(l^2 + b^2)/12} \quad (6.5)$$

6.3.4 Irrégularité modérée en plan

Il est recommandé de classer comme modérément irréguliers en plan les bâtiments respectant toutes les conditions ci-après. Il est noté que les propriétés proposées ci-après pour l'irrégularité modérée sont basées sur un jugement d'ingénieur et peuvent être revues si nécessaire. Pour plus d'information sur l'irrégularité modérée, voir la Section 6.1 ci-dessus.

- Une distribution approximativement symétrique des masses et des raideurs dans le plan.
- Une forme modérément compacte, c'est-à-dire dont la ligne périphérique est convexe ou dont chaque angle rentrant a une aire inférieure à 5% de l'aire totale en plan (Figure 6.2).
- Les planchers jouant le rôle de diaphragme doivent être suffisamment rigides en plan pour que leur souplesse n'affecte pas la distribution des efforts entre les éléments de contreventement. Ceci doit être examiné particulièrement dans les branches latérales d'un système non convexe en plan telles les formes en L, C, H, I et X. Un diaphragme peut être considéré comme rigide si, lorsqu'il est introduit dans un modèle d'ensemble de la structure avec sa rigidité en plan, le déplacement le plus grand qu'il subit par rapport à la base du bâtiment sous l'effet de l'action sismique n'excède en aucun point 1,1 fois le déplacement résultant de l'hypothèse de diaphragme rigide.
- Le rapport du côté le plus grand au côté le plus petit n'excède pas 5.
- Le rayon de torsion r_x dans la direction X doit être supérieur à 2,5 fois e_{0x} l'excentricité entre centres de raideur et de masse dans la direction X. De même, r_y doit être supérieur à 2,5 fois e_{0y} (le rayon de torsion est défini dans la Section 6.3.3). Cette règle permet de limiter la réponse couplée en flexion-torsion. En variante à cette règle, le déplacement relatif à chaque niveau sous l'effet de l'action sismique de calcul doit respecter la condition suivante : le déplacement relatif maximal à un niveau ne doit excéder en aucun point 1,4 fois le déplacement relatif moyen à ce niveau (c'est-à-dire la moyenne des déplacements relatifs aux deux extrémités du bâtiment). Le déplacement relatif à un niveau est égal à la différence de déplacement entre la base et le sommet de ce niveau. Cette règle est basée sur le Tableau 12.3-1 de l'ASCE/SEI 7-05²³. Noter qu'une analyse 3-D est nécessaire pour l'application de cette règle. Noter aussi qu'un rapport des déplacements relatifs (entre le maximum et la moyenne) de 1,0 représente une structure parfaitement symétrique. Un rapport de 1,2 est donné comme limite de l'irrégularité due à la torsion par l'ASCE/SEI 7-05 (et un rapport de 1,4 comme limite de l'irrégularité extrême due à la torsion). En conséquence, une valeur comprise entre 1,2 et 1,4 peut être considérée comme correspondant à l'irrégularité modérée. Néanmoins, il n'y a pas d'assurance que pour un rapport inférieur à 1,2 les critères de régularité de l'EC8 seront toujours satisfaits.
- Les deux quantités r_x et r_y doivent être supérieures au rayon de giration en plan I_s ; dans le cas contraire, le bâtiment doit être classé comme « flexible en torsion » et la valeur du coefficient de comportement q doit être réduite (le rayon de giration est défini dans la Section 6.3.3). En variante à cette

6.3.4 Moderate irregularity in plan

It is recommended that buildings complying with all the following may be classified as moderately irregular in plan. It may be observed that the proposed definitions for 'moderate irregularity' are based on judgement, and may need review in due course. For further discussion of moderate irregularity, see Section 6.1 above.

- 'Approximately' symmetrical distribution of mass and stiffness in plan.
- A 'moderately compact' shape, i.e. one in which the perimeter line is always convex, or if there are re-entrant areas, each one is less than 5% of the total plan area. (Figure 6.2).
- The floor diaphragms should be sufficiently stiff in-plane not to affect the distribution of lateral loads between vertical elements. This should be carefully examined in the branches of branched systems, such as L, C, H, I and X plan shapes. A diaphragm may be taken as rigid, if, when it is introduced into a global model of the building with its actual in-plane flexibility, its largest horizontal displacement relative to the base of the structure under the design seismic action nowhere exceeds 1.1 times the displacement resulting from the rigid diaphragm assumption.
- The ratio of longer side to shorter sides in plan does not exceed 5.
- The torsional radius r_x in the X direction must exceed 2.5 times e_{0x} the eccentricity between centres of stiffness and mass in the X direction. Similarly, r_y must exceed 2.5 times e_{0y} . (The torsional radius is defined in Section 6.3.3). This is to limit coupled lateral-torsional response. Alternatively, the storey drifts within every storey under the design seismic loading should conform to the following: – the maximum drift within one storey should nowhere exceed 1.4 times the average storey drift in that storey, i.e. the average of the drifts at opposite ends of the storey. (The storey drift equals the difference in deflection between top and bottom of that storey). This is based on Table 12.3-1 of ASCE/SEI 7-05²³. Note that a 3-D analysis is required to demonstrate this. Note also that a maximum to average drift ratio of 1 represents a perfectly symmetrical structure; a ratio of 1.2 is given by ASCE/SEI 7-05 as the threshold of 'torsional irregularity' (with 1.4 as the threshold of 'extreme torsional irregularity'). A drift ratio of between 1.2 and 1.4 may therefore be taken as roughly corresponding to 'moderate irregularity'. However, there is no strict basis for claiming that where the ratio is less than 1.2, the EC8 requirement for 'regularity' will always be satisfied.
- Both r_x and r_y must exceed the radius of gyration I_s , otherwise the building is classified as 'torsionally flexible', and the q values in concrete buildings are greatly reduced. (The radius of gyration is defined in Section 6.3.3). Alternatively, the periods of the first two predominantly translational modes should exceed the period of the first predominantly torsional mode. Note that a 3-D modal analysis is required to demonstrate this.

règle, les périodes des modes de flexion prédominants dans les deux directions principales sont supérieures à la première période de torsion. Noter qu'une analyse 3-D est nécessaire pour l'application de cette règle.

Les bâtiments classés comme modérément irréguliers doivent être calculés à l'aide d'un modèle 3-D, conformément aux dispositions du présent Manuel. Ils peuvent devoir également être dimensionnés avec une valeur réduite de q . Il est recommandé de faire appel à l'avis d'un spécialiste pour déterminer le type d'analyse à utiliser (spectre de réponse ou analyse chronologique).

6.3.5 Irrégularité élevée en plan

Les structures qui ne respectent pas les prescriptions minimales de la Section 6.3.4 sont classées comme « très irrégulières » et sortent du cadre d'application du présent Manuel.

6.3.6 Détermination des centres de raideur, des rayons de giration et des rayons de torsion

Il est recommandé, en l'absence d'indication donnée par l'Annexe Nationale, de déterminer les centres de raideur comme suit, en variante aux Equations 6.3 et 6.4.

- Constituer un modèle 3-D de la structure.
- Appliquer au centre de masse de chaque plancher un système de forces dans une direction horizontale principale de la structure (X par exemple). L'amplitude de la force à chaque niveau doit être proportionnelle à la hauteur du niveau considéré par rapport à la base de la structure, multipliée par la masse du niveau ; le coefficient de proportionnalité donnant la valeur absolue des forces ne joue pas de rôle et peut être choisi par simple commodité. C'est le cas de charge $n^{\circ}1$.
- Appliquer aux centres de masse un système de forces de mêmes valeurs, mais appliquées dans l'autre direction horizontale principale (Y). C'est le cas de charge $n^{\circ}2$.
- Appliquer aux centres de masse un système de moments d'axe vertical, de mêmes valeurs que les forces des cas précédents. C'est le cas de charge $n^{\circ}3$.
- La distance entre les centres de masse et de raideur dans la direction X peut être prise à chaque niveau comme la rotation due aux forces dans la direction Y (cas $n^{\circ}2$) divisée par la rotation sous l'effet des moments (cas $n^{\circ}3$).
- De même, la distance entre les centres de masse et de raideur dans la direction Y peut être prise comme la rotation dans le cas $n^{\circ}1$ divisée par la rotation dans le cas $n^{\circ}3$.

Buildings classified as moderately irregular in plan must be analysed using a 3-D model, in accordance with the provisions of this Manual. They may also require design to a reduced q value. It is recommended that expert advice is sought on the type of analysis (e.g. response spectrum, non-linear time history) that should be employed.

6.3.5 High irregularity in plan

Structures not complying with the minimum requirements of Section 6.3.4 are classified as 'highly irregular' and are beyond the scope of this Manual.

6.3.6 Determining the centres of stiffness, radii of gyration and torsional radii

It is recommended that, in the absence of advice in the relevant National Annex, the centres of stiffness may be determined as follows, as an alternative to using equations 6.3 and 6.4.

- Set up a 3-D model of the structure.
- Apply a set of forces acting along one principal horizontal axis (say X) of the structure at the centre of mass of each floor level. The relative magnitudes of the force at each level should be proportional to the height of that level above the base of the structure times the mass at that level; the absolute magnitudes are chosen for convenience. This is loadcase 1.
- Apply a set of forces with the same magnitude, but acting through the centres of mass along the orthogonal principal horizontal axis (say Y). This is loadcase 2.
- Apply a set of moments about the vertical axis at the centres of mass with the same magnitude as the applied forces. This is loadcase 3.
- The distance between centres of mass and stiffness in the X direction at each level may be taken as the floor rotation under the Y forces (loadcase 2) divided by the floor rotation under the moments (loadcase 3).
- Similarly, the distance between centres of mass and stiffness in the Y direction may be taken as the rotation under loadcase 1 divided by rotation under loadcase 3.
- The torsional radius r_x in the X direction is calculated as the square root of the following ratio:

deflection at the centre of stiffness at each level under Y forces (loadcase 2)
rotation at each floor level under the moments (loadcase 3)

- A similar definition exists for the torsional radius r_y in the Y direction.
- The radius of gyration I_s may be determined for uniform mass distributions from Equation 6.5, or from first principles. Alternatively, calculation of I_s may be avoided by performing the alternative procedure in the last Point of Section 6.3.4, in order to demonstrate torsional rigidity.

- Le rayon de torsion r_x dans la direction X est déterminé par la racine carrée du rapport ci-dessous :

Déplacement du centre de raideur à chaque plancher
sous l'effet des forces suivant Y (cas n°2)

Rotation à chaque plancher sous l'effet des
moments (cas n°3)

- Le rayon de torsion r_y dans la direction Y est déterminé de façon similaire.
- Dans le cas d'une distribution uniforme de masse, le rayon de giration I_g peut être déterminé par l'Equation 6.5 ou à partir des définitions de base. En variante, le calcul de I_g peut être évité lorsque la méthode du dernier point de la Section 6.3.4 est utilisée pour évaluer la rigidité en torsion.
- Quand les centres de raideur et les rayons de torsion varient beaucoup d'un niveau à un autre dans le calcul précédent, il est recommandé de reprendre le calcul avec des ensembles de forces et de moments égaux à tous les niveaux. Les contreventements mixtes portiques – murs peuvent être particulièrement sensibles à cette modification. Lorsque des distributions différentes de chargement conduisent à des résultats très différents, il est recommandé d'utiliser la méthode ci-dessous.
- Lorsqu'il est difficile de déterminer les centres de raideur, il est recommandé d'utiliser un modèle 3-D pour le dimensionnement final (pour respecter la prescription de l'EC8 relative à l'irrégularité en plan) et de respecter les directives données dans la Section 6.3.4 pour l'irrégularité modérée, en utilisant les méthodes alternatives données dans les deux derniers points de cette Section.

- Where a wide variation in centres of stiffness and torsional radii is found between floor levels, it is recommended that the exercise is repeated with a set of loads and moments which are equal at all levels. Dual frame-wall structures may be particularly sensitive to this change. Where different load distributions give widely different results, it is recommended that the alternative procedure below should be followed.
- Where there is difficulty in establishing centres of stiffness, it is recommended that a 3-D analysis should be adopted for final design (in order to comply with EC8 requirements for irregularity in plan) and the requirements for moderate irregularity given in Section 6.3.4 should be ensured, using the alternative procedures given in the last two Points of that Section.

6.4 Évaluation de la régularité en élévation

6.4.1 Régularité en élévation

Pour être classée comme régulière en élévation, une structure de bâtiment doit respecter toutes les conditions ci-après.

- Tous les éléments de contreventement verticaux doivent être continus du niveau de fondation jusqu'au sommet du bâtiment ou (s'il y a des retraits – voir ci-dessous) du bas jusqu'au niveau du retrait. *Il est noté que les structures dans lesquelles des poutres primaires supportent des éléments verticaux discontinus (poteaux ou murs) sont irrégulières et ne sont pas traitées dans le présent Manuel.*
- La masse et la raideur doivent soit être constants sur la hauteur du bâtiment, soit se réduire progressivement, sans variation brutale. *En l'absence de règle quantitative donnée par l'EC8, il est recommandé de considérer que la réduction est progressive dans les bâtiments dont la masse et la raideur de chaque niveau sont comprises entre 70% et 100% de celles du niveau immédiatement au dessous.*
- Dans les bâtiments dont l'ossature est constituée de portiques, la résistance latérale de chaque niveau (c'est-à-dire l'effort tranchant sismique initiant la rupture dans le niveau considéré, pour la distribution d'actions sismiques spécifiée ne doit pas varier de façon « disproportionnée » entre les niveaux. Aucune limite quantifiée n'est donnée en général, à l'exception de règles particulières quand la variation de résistance est due à des remplissages de maçonnerie dans l'ossature. *En l'absence de règles quantitatives dans l'EC8, il est recommandé de considérer que cette règle est satisfaite pour les bâtiments dont la résistance à chaque niveau est comprise entre 80% et 120% de celle du niveau au dessous.*
- Les bâtiments avec des retraits (c'est-à-dire dont la vue en plan diminue brusquement entre deux niveaux successifs) sont généralement irréguliers, mais peuvent être classés comme réguliers si les retraits sont inférieurs aux limites montrées sur la Figure 6.4. Les retraits d'un seul côté ne doivent pas excéder 10% à tout niveau par rapport au niveau inférieur. Quand les retraits sont disposés symétriquement de chaque côté, il n'y a pas de limite dans la diminution totale ; néanmoins, pour les retraits dissymétriques, la diminution totale est limitée à 30% de la largeur à la base. Par exception, une réduction totale jusqu'à la moitié de la largeur est autorisée si elle a lieu dans les 15% inférieurs de la hauteur du bâtiment. Noter que les pyramides inversées (par opposition aux retraits) conduisent toujours à classer le bâtiment comme irrégulier.

6.4 Assessment of regularity in elevation

6.4.1 Regular elevations

A building structure must satisfy all the following requirements to be classified as regular in elevation.

- All the vertical load resisting elements must continue uninterrupted from foundation level to the top of the building or (where setbacks are present – see below) to the bottom level of the setback. *It is observed that structures where primary beams support discontinued vertical elements (columns or walls) are irregular and are beyond the scope of the Manual.*
- Mass and stiffness must either remain constant with height or reduce only gradually, without abrupt changes. *In the absence of a quantitative definition in EC8, it is recommended that the decrease with height may be considered gradual if both the mass and stiffness of every storey is between 70% and 100% of that of the storey below.*
- In buildings with moment-resisting frames, the lateral resistance of each storey (i.e. the seismic shear initiating failure within that storey, for the code-specified distribution of seismic loads) should not vary “disproportionately” between storeys. Generally, no quantified limits are stated, although special rules are given where the variation in lateral resistance is due to masonry infill within the frames. *In the absence of a quantitative definition in EC8, it is recommended that this is satisfied if the strength of any storey is between 80% and 120% of that of the storey below.*
- Buildings with setbacks (i.e. where the plan area suddenly reduces between successive storeys) are generally irregular, but may be classified as regular if less than limits shown in Figure 6.4. This shows that the setback at any level on one side may not exceed 10% compared to the level below. Where the setbacks are symmetrical on each side, there is no limit on overall reduction; however, for asymmetrical setbacks, the overall reduction is limited to 30% of the base width. The exception is that an overall reduction in width of up to half is permissible within the lowest 15% of the height of the building. Note that ‘overhangs’ (i.e. inverted pyramid shapes) as opposed to ‘setbacks’ are always classified as highly irregular.

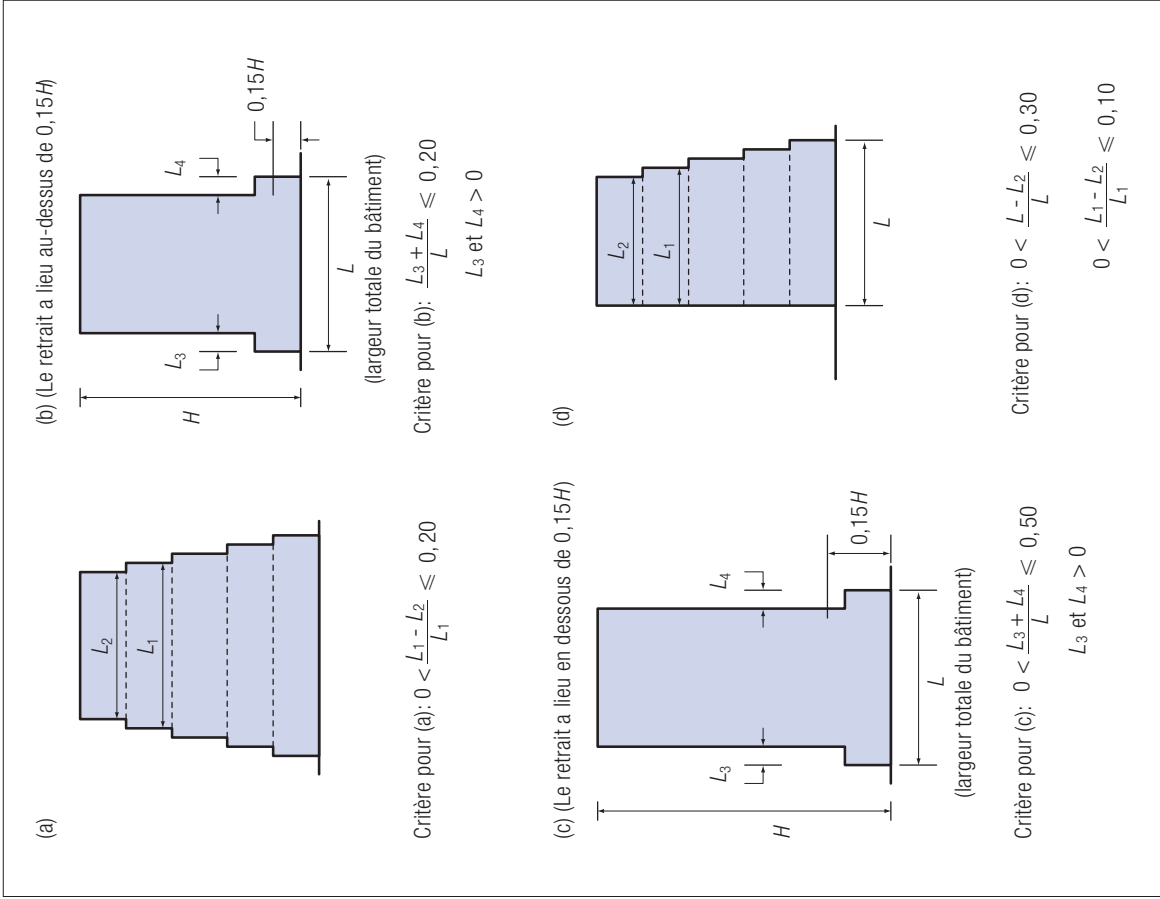
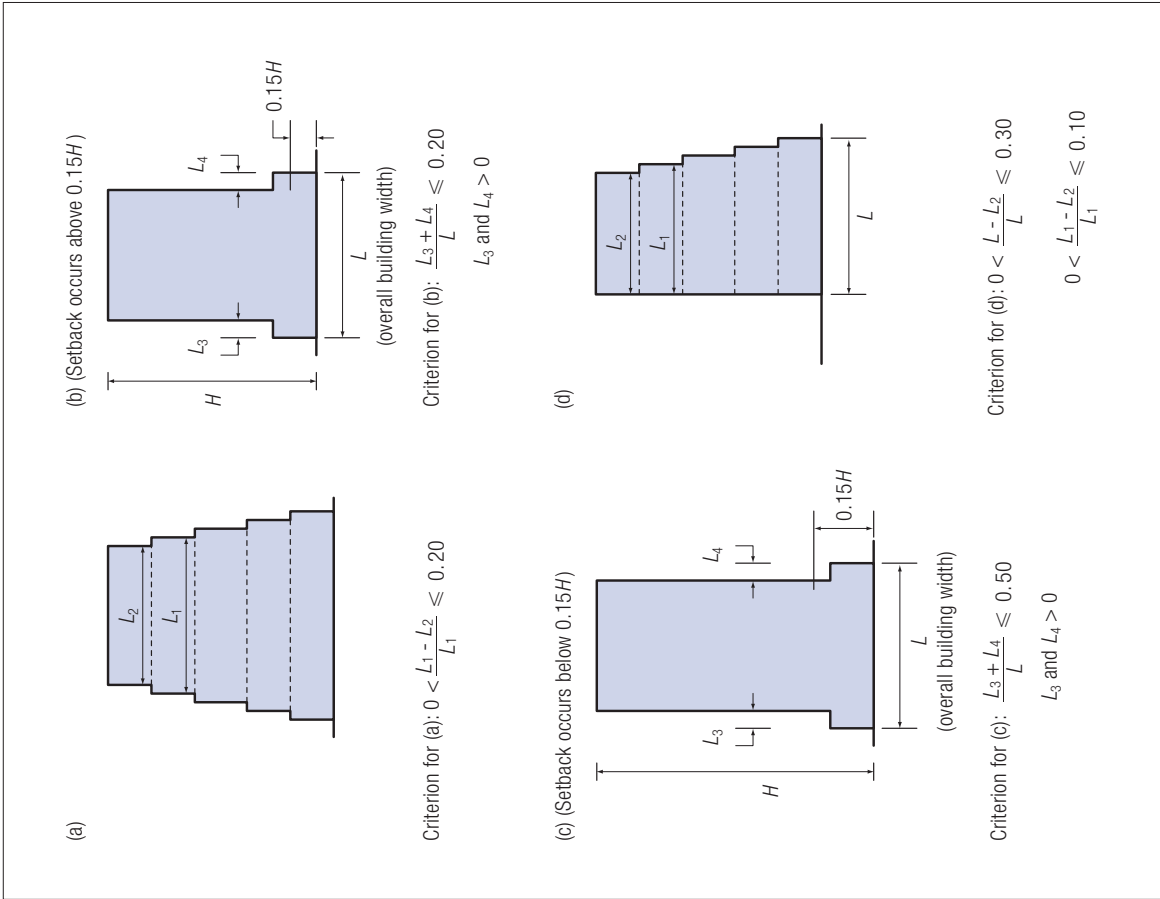


Fig 6.4 Retraits « réguliers »



6.4.2 Irrégularité modérée en élévation

Il est recommandé de classer comme modérément irrégulier un bâtiment dont la structure satisfait les conditions suivantes. En variante, les conditions analogues d'irrégularité modérée données dans les PS 92²⁰ Clause 6.6.1.3.1.2 peuvent être utilisées.

- Tous les éléments de contreventement verticaux doivent être continus du niveau de fondation jusqu'au sommet du bâtiment ou (s'il y a des retraits – voir ci-dessous) du bas jusqu'au niveau du retrait.
- La masse et la raideur de chaque niveau sont comprises entre 60% et 120% de celles du niveau au dessous.
- Par référence à l'ASCE/SEI 7-05²³, dans les bâtiments dont l'ossature est constituée de portiques, la résistance latérale à chaque niveau (c'est-à-dire l'effort tranchant sismique initiant la rupture dans le niveau considéré, pour la distribution d'actions sismiques spécifiée) ne doit pas être inférieure à 65% de celle des niveaux au dessous et au-dessus.
- S'il y a des retraits, ils ne doivent pas excéder les limites données sur la Figure 6.5.

Pour une discussion plus élaborée sur l'irrégularité modérée, voir la Section 6.1 ci-dessus.

6.4.3 Irrégularité élevée en élévation

Les structures qui ne respectent pas les conditions de la Section 6.4.2 sont classées comme « très irrégulières » en élévation et ne sont pas traitées dans le cadre du présent Manuel.

6.4.2 Moderately irregular elevations

It is recommended that a building structure must satisfy all the following requirements to be classified as 'moderately irregular' in elevation.

Alternatively, the similar definitions of moderate irregularity given in PS 92²⁰ Clause 6.6.1.3.1.2 may be used.

- All the vertical load resisting elements must continue uninterrupted from foundation level to the top of the building or (where setbacks are present – see below) to the top of the setback.
- Both the mass and stiffness are between 60% and 120% of that of the storey below.
- Based on ASCE/SEI 7-05²³, in buildings with moment-resisting frames, the lateral resistance of each storey (i.e. the seismic shear initiating failure within that storey, for the code-specified distribution of seismic loads) is at least 65% of the storeys above and below.
- Where there are setbacks, they should not exceed the limits shown in Figure 6.5.

For further discussion of moderate irregularity, see Section 6.1 above.

6.4.3 Highly irregular elevations

Structures not complying with Section 6.4.2 are classified as 'highly irregular' and are beyond the scope of this Manual.

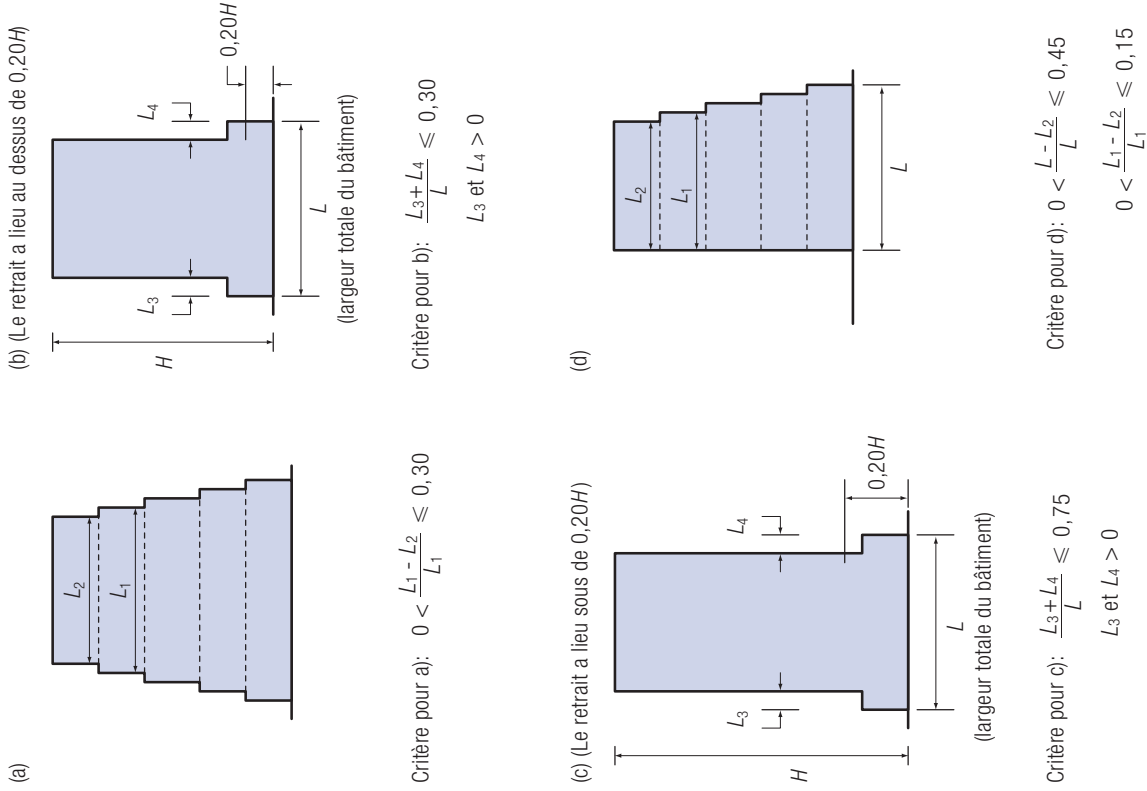


Fig 6.5 Retraits « modérément » irréguliers

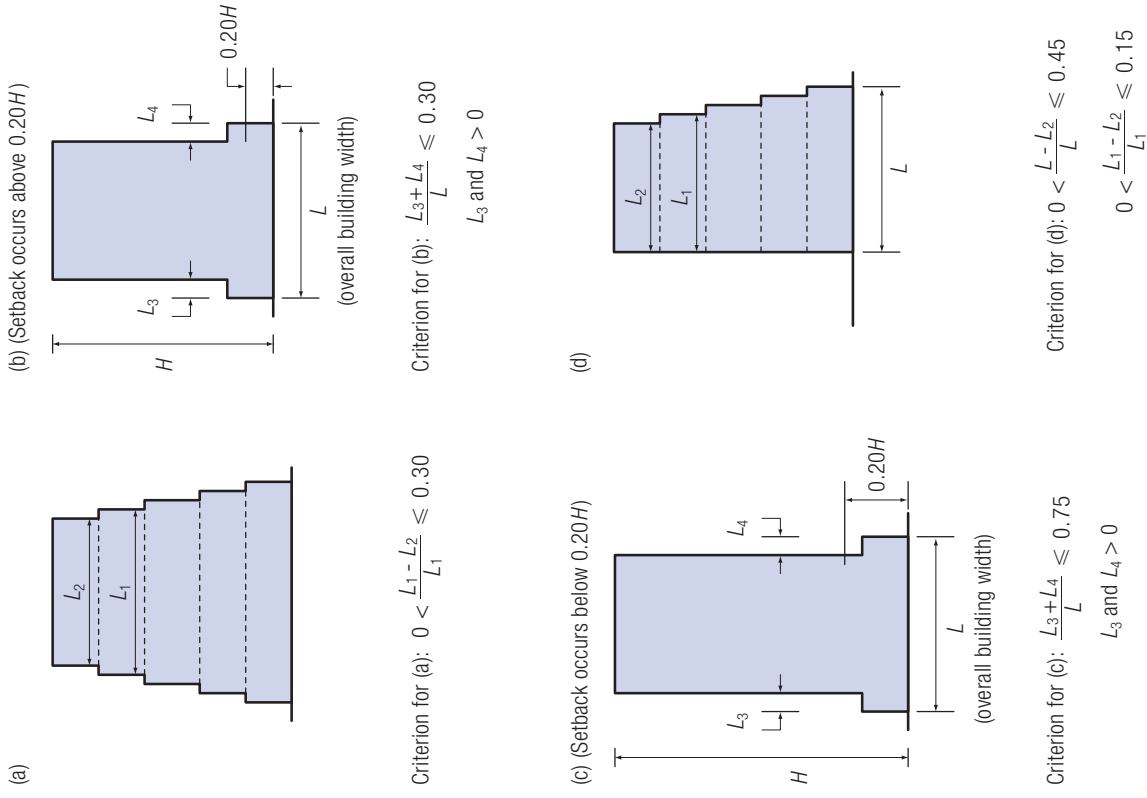


Fig 6.5 'Moderately irregular' setbacks

7 Aspects géotechniques

7.1 Influence des conditions de sol sur le dimensionnement sismique

7.1.1 Principaux aléas

Les principaux aléas à prendre en compte reliés aux conditions

géotechniques locales sont :

- La proximité de failles sismiquement actives.
- L'instabilité de pentes.
- Les sols potentiellement liquéfiables.
- Les tassements excessifs des sols sous sollicitation cyclique.
- L'amplification du mouvement sismique lié à un effet de site.

Il est noté que les observations effectuées lors de nombreux séismes passés révèlent une forte corrélation entre la distribution des dommages et les conditions géologiques de surface. La prise en compte des conditions de sol et de leur réponse à une sollicitation sismique est donc un facteur essentiel du dimensionnement parasismique. Les ingénieurs doivent être parfaitement conscients de l'effet significatif que la réponse sismique des sols peut avoir sur les forces induites dans les structures. Cet effet inclut l'influence des hétérogénéités de terrain qui peuvent avoir pour conséquences un décalage du centre de raideur de la fondation par rapport à son centre géométrique, induisant une composante de torsion dans la réponse.

7.1.2 Failles actives

Les bâtiments de catégorie d'importance II, III et IV (c.à.d. tous les bâtiments à l'exception des bâtiments d'importance mineure tels les hangars agricoles) ne doivent pas être implantés à proximité immédiate d'une faille tectonique reconnue comme sismiquement active dans des documents officiels issus par les autorités nationales compétentes.

Il est noté que les observations montrent que les failles actives peuvent affecter les structures de deux façons principales, premièrement en accroissant le mouvement sismique (connu sous le nom d'effet de proximité de faille) et deuxièmement en créant des conditions potentielles d'instabilité de terrain. Les effets de proximité de faille sont étudiés dans la Section 8.6 de ce Manuel. Aucune imposition minimale pour la distance entre un bâtiment et une faille active n'est requise par l'EC8. Les pratiques mondiales requièrent des distances de séparation comprises entre 15m et 200m. Les

7 Geotechnical aspects

7.1 Influence of site conditions on seismic design

7.1.1 Principal hazards

The principal hazards to be considered relating to local site conditions are:

- Proximity to seismically active faults.
- Slope stability.
- Potentially liquefiable soils.
- Excessive settlement of soils under cyclic loading.
- Site amplification.

It may be observed that in many past earthquakes, a strong correlation has been established between damage patterns and near-surface geological conditions. Consideration of the ground conditions and the response of soils to earthquake loading is therefore an essential component of seismic design. Practising engineers should be fully aware of the significant effect that the seismic response of soils can have upon the loads imparted to structures. This includes the influence of irregular ground which may shift the centre of soil restraint away from the geometric centre of the foundation, giving rise to a torsional response.

7.1.2 Active faults

Buildings of importance classes II, III and IV (i.e. all buildings except buildings of minor importance such as agricultural buildings) should not be sited in the immediate vicinity of a tectonic fault recognised as being seismically active in official documents issued by competent national authorities.

It may be observed that active faults can affect structures in two principal ways, firstly in increasing the ground motions (known as near fault effects) and secondly in the potential for ground rupture. Near source effects are discussed in Section 8.6 of this Manual. No minimum distance requirement between a building and an active fault is quoted by EC8. Worldwide the requirement for minimum fault distance varies from about 15m to 200m. Active faulting is unlikely to be an issue in areas of low seismicity.

It is recommended that a detailed geological desk study should therefore be carried out by a suitably experienced specialist to assess the proximity and activity of any potentially active faults. For structures that are not critical to public safety the absence of movement in the last 10,000 years (i.e. the Late

mouvements de surface liés à des failles actives ne représentent pas un aléa majeur dans les zones de faible sismicité.

Il est recommandé de faire réaliser une étude géologique détaillée sur documents par un spécialiste expérimenté pour évaluer la distance et l'activité de toute faille active. En France, l'information sur les failles actives est donnée dans les documents officiels nommés PPR ("Plan de Prévention des Risques").

Il est recommandé de s'inspirer des recommandations sur l'évaluation et l'aménagement du territoire près des failles actives données dans le rapport du California Geological Survey, Note 49²⁴ et dans Kerr et al²⁵.

7.1.3 Stabilité des pentes

La vérification de la stabilité des pentes doit être entreprise pour toute structure à ériger sur ou au voisinage de pentes naturelles ou artificielles, afin de s'assurer que la sécurité et/ou la fonctionnalité de la structure est préservée pour le séisme de calcul. Pour les sollicitations sismiques, l'état limite des pentes est l'état correspondant à l'apparition de déplacements permanents de la masse du sol d'une amplitude inacceptable et sur une profondeur significative pour leurs effets sur les structures et leur fonctionnalité.

Il est noté que l'instabilité des pentes peut prendre plusieurs formes (par exemple chute de blocs, ruptures superficielles ou profondes, affaissement latéral, écoulement en masse, etc.) décrites dans Kramer²⁶. La nature et la forme de la surface de rupture dépendent principalement de la géologie et de l'hydrogéologie de la pente.

Pour le calcul de la stabilité des pentes, il est recommandé d'utiliser les indications données dans Kramer²⁶. Dans l'analyse du potentiel d'instabilité d'une pente sur un site plusieurs facteurs doivent être pris en considération. Parmi ceux-ci :

- Des instabilités de pente ont-elles été observées sur des pentes existantes sur ou à proximité de l'emprise du projet ?
- Existe-t-il des formations géologiques connues pour être instables sur le site ou à proximité de celui-ci ? Keefer²⁷ présente les contextes géologiques susceptibles de présenter des instabilités de pente pendant séisme.
- Les pentes mettent-elles en évidence l'existence d'eaux souterraines à la surface (par exemple des lignes de sources le long d'escarpements rocheux), ou des sources potentielles d'eau peuvent-elles être identifiées à l'amont du site ?
- Existe-t-il des topographies particulières (par exemple pentes escarpées, cônes de déjection remplis de colluvions, falaises ou berges de rivière, etc.) et des emplacements vulnérables ?
- Le projet ou des projets voisins peuvent-ils modifier l'hydrogéologie et par suite accroître le potentiel d'instabilité dans certaines zones ?

Quaternary) may be used to define non-active faults. In France, information on active faults must be taken from the official documents named PPR ("Plan de Prévention des Risques").

It is recommended that guidance on evaluating and planning developments near active faults may be taken from California Geological Survey's Note 49²⁴ and Kerr et al²⁵ respectively.

7.1.3 Slope stability

A verification of ground stability should be carried out for structures to be erected on or near natural or artificial slopes, in order to ensure that the safety and/or serviceability of the structures is preserved under the design earthquake. Under earthquake loading conditions, the limit state for slopes is that beyond which unacceptably large permanent displacements of the ground mass take place within a depth that is significant both for the structural and functional effects on the structures.

It may be observed that slope instability can come in many forms (e.g. rock falls, shallow or deep slides, lateral spreading, flow failure etc), which are described in Kramer²⁶. The nature and form of the slide will be dependent principally on the geology and hydrology of the slope.

It is recommended that guidance on the calculation of seismic slope stability analysis can be taken from Kramer²⁶. When assessing the potential for slope instability on a site a number of the questions should be considered. These include:

- Is slope instability observed on existing slopes at or adjacent to the project site?
- Are there geological formations that are known to be susceptible to slope instability on or adjacent to the project site? Keefer²⁷ summarised the geological environments that are likely to produce earthquake-induced slope instability.
- Do slopes show the presence of underground water at the surface (e.g. spring lines), or can potential water sources be identified upslope of the site?
- Are susceptible landforms (e.g. steep slopes, colluvium-filled swales, cliffs or river banks etc.) and vulnerable locations present?
- Could the project or adjacent projects cause changes to the hydrology and hence increase the potential for slope instability in some areas?

Des abaques pour l'étude simplifiée de la stabilité pseudo statique des pentes (par exemple Baker et al^[28]) peuvent être utilisés pour les analyses préliminaires.

7.1.4 Effets topographiques

Pour les structures avec un coefficient d'importance (γ_I) plus grand que 1,0, le coefficient d'amplification topographique (S_T) doit être déterminé et appliqué à l'action sismique définie dans la Section 8.3 de ce Manuel.

LEC8 recommande les limitations suivantes pour cet effet :

- Pour les pentes d'angle inférieur à 15°, l'effet topographique peut être négligé.
- Pour les pentes et falaises isolées, la valeur minimale de S_T est 1,2.
- Pour les escarpements dont la largeur en crête est significativement plus faible que la largeur en base, et pour lesquels la pente est plus raide que 30°, la valeur minimale de S_T est 1,4. Une valeur réduite de S_T , égale à 1,2, est suggérée pour des pentes d'angles plus faibles.
- La valeur de S_T peut être réduite sur la hauteur de la pente pour atteindre la valeur 1 à la base de celle-ci.

7.1.5 Sols potentiellement liquéfiables

Il est noté que la liquéfaction est un processus dans lequel les sols non cohérents ou granulaires situés sous nappe perdent temporairement la totalité, ou une fraction significative, de leur résistance lorsqu'ils sont soumis à une forte sollicitation sismique. Typiquement, les dépôts granulaires, lâches, saturés et de granularité uniforme sont les matériaux les plus vulnérables. Le Tableau 7.1 donne une indication préliminaire de la susceptibilité à la liquéfaction des sols granulaires.

Stability charts for simplified pseudo-static slope analyses (e.g. Baker et al^[28]) can be used for preliminary analyses.

7.1.4 Topographical effects

For structures with an importance factor (γ_I) greater than 1.0, the topographic amplification factor (S_T) should be determined and applied to the seismic action defined in Section 8.3 of this Manual.

EC8 recommends following limits on this effect:

- For slope angles less than 15° topographic effects may be neglected.
- For isolated cliffs and slopes the minimum value of S_T is 1.2.
- For ridges with crest width significantly less than the base width, where the slope angle is greater than 30°, the minimum value of S_T is 1.4. A reduced S_T of 1.2 is suggested for shallower slope angles.
- The value of S_T may be assumed to reduce as a function of the slope height reducing to unity at the base of the slope.

7.1.5 Potentially liquefiable soils

It may be observed that liquefaction is a process by which non-cohesive or granular sediments below the water table temporarily lose, totally or to a significant degree, their strength when subjected to strong ground shaking during an earthquake. Typically, saturated, poorly graded, loose, granular deposits are most susceptible to liquefaction. As a preliminary indication, the susceptibility of sedimentary soils is shown in Table 7.1.

Tableau 7.1 Estimation de la susceptibilité à la liquéfaction de dépôts sédimentaires pour des évaluations préliminaires

Type de Dépôt	Age du Dépôt		Holocène	Pléistocène	Pré-Pléistocène
	< 500 ans				
(i) Dépôts Continentaux					
Cours de rivières	Très Elevé	Elevé	Faible		Très Faible
Plaine inondable	Elevé	Modéré	Faible		Très Faible
Plaine et cône alluvial	Modéré	Faible	Faible		Très Faible
Terrasses et plaines marines	N/A	Faible	Très faible		Très Faible
Deltas	Elevé	Modéré	Faible		Très Faible
Plage et dépôts lacustres	Elevé	Modéré	Faible		Très Faible
Colluvions	Elevé	Modéré	Faible		Très Faible
Talus	Faible	Faible	Très Faible		Très Faible
Dunes	Elevé	Modéré	Faible		Très Faible
Loess	Elevé	Elevé	Elevé		Inconnu
Moraine glaciaire	Faible	Faible	Très Faible		Très Faible
Tuff	Faible	Faible	Très Faible		Très Faible
Téphra	Elevé	Elevé	^a		^a
Sols résiduels	Faible	Faible	Très Faible		Très Faible
Sebka	Elevé	Modéré	Faible		Très Faible
(ii) Dépôts de zones côtières					
Delta	Très Elevé	Elevé	Faible		Très Faible
Estuaire	Elevé	Modéré	Faible		Très Faible
Plage – fort clapot	Modéré	Faible	Très Faible		Très Faible
Plage – faible clapot	Elevé	Modéré	Faible		Très Faible
Lagon	Elevé	Modéré	Faible		Très Faible
Avant côte	Elevé	Modéré	Faible		Très Faible
(iii) Dépôts Artificiels					
Remblai non compacté	Très Elevé	N/A	N/A		N/A
Remblai compacté	Faible	N/A	N/A		N/A
Notes					
a Données insuffisantes.					
b Ce tableau est adapté des informations contenues dans Youd & Perkins ²⁹ .					

Table 7.1 Estimated susceptibility of sedimentary deposits to liquefaction for preliminary assessment purposes

Type of Deposit	Age of Deposit				
	< 500 years	Holocene	Pleistocene	Pre-Pleistocene	
(i) Continental Deposits					
River channel	Very high	High	Low		Very low
Flood plain	High	Moderate	Low		Very low
Alluvial fan and plain	Moderate	Low	Low		Very low
Marine terraces and plains	N/A	Low	Very low		Very low
Delta and fan-delta	High	Moderate	Low		Very low
Lacustrine and playa	High	Moderate	Low		Very low
Colluvium	High	Moderate	Low		Very low
Talus	Low	Low	Very low		Very low
Dunes	High	Moderate	Low		Very low
Loess	High	High	High		Unknown
Glacial till	Low	Low	Very low		Very low
Tuff	Low	Low	Very low		Very low
Tephra	High	High	a		a
Residual Soils	Low	Low	Very low		Very low
Sebka	High	Moderate	Low		Very low
(ii) Coastal Zone Deposits					
Delta	Very High	High	Low		Very low
Estuarine	High	Moderate	Low		Very low
Beach – high wave energy	Moderate	Low	Very low		Very low
Beach – low wave energy	High	Moderate	Low		Very low
Lagoon	High	Moderate	Low		Very low
Foreshore	High	Moderate	Low		Very low
(iii) Artificial Deposits					
Uncompacted Fill	Very high	N/A	N/A		N/A
Compacted Fill	Low	N/A	N/A		N/A
Notes					
a Insufficient data exists.					
b This table is modified from information given in Youd & Perkins ²⁹ .					

Les observations montrent que les conséquences potentielles de la liquéfaction incluent :

- Instabilité de pente (c.à.d. écoulement en grande masse et affaissement latéral).
- Perte ou réduction de la capacité portante.
- Tassement excessif.
- Augmentation de la poussée des terres sur les soutènements.
- Déjaugage des structures enterrées.

Des indications sont également fournies dans les PS92¹⁰, Clause 9.1.

LEC8 Partie 5⁴ Clause 4.1.4 stipule que le risque de liquéfaction peut être écarté quand l'accélération maximale du sol en surface (a_gS) est inférieure à 1,5m/s² et lorsqu'au moins une des conditions suivantes est remplie :

- les sables contiennent de l'argile en proportion supérieure à 20%, avec un indice de plasticité > 10.
- les sables contiennent des silts en proportion supérieure à 35% et simultanément le nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie, $N_1(60)$ est > 20.
- les sables sont propres, avec une valeur du nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie $N_1(60)$ > 30.

Il est recommandé d'utiliser les critères donnés ci dessus avec précaution, car des sables avec des teneurs en argile et des indices de plasticité plus élevés se sont liquéfiés pendant les séismes de 1999 à Kocaeli et Chi-Chi. Une analyse plus approfondie de ces aspects est présentée par Boulanger et Idriss³⁰.

LEC8 Partie 5⁴ Annexe B (non reproduite dans ce Manuel) fournit une procédure normative, basée sur les résultats d'essais SPT, pour l'évaluation du risque de liquéfaction.

Il est recommandé d'avoir recours à d'autres essais plus fiables, tels les essais CPT. De plus, la méthode normative de l'EC8 Partie 5 basée sur le nombre de coups SPT a été remplacée par des développements récents pour l'évaluation du risque de liquéfaction. Des informations sur ces aspects peuvent être trouvées dans différentes références incluant Seed et al³¹, Jeffries and Been³² and Idriss and Boulanger³³. En conséquence, compte tenu des développements continus dans ce domaine, il est recommandé de faire appel à un spécialiste pour réaliser ces évaluations. L'attention est toutefois attirée sur le fait que pour respecter l'EC8 dans lequel les évaluations sont faites à partir des essais SPT, le dimensionnement doit au minimum satisfaire à la clause B2 de l'annexe B de l'EC8 Partie 5. Cependant, lorsque l'évaluation est basée sur la mesure directe d'autres paramètres (résistance dans l'essai CPT, célérité des ondes de cisaillement), les clauses B3 et B4 de l'annexe B autorisent l'utilisation de procédures reconnues pour l'évaluation du risque de liquéfaction, sans faire référence à la clause B2.

It may be observed that the potential consequences of liquefaction include:

- Slope instability (e.g. flow failures and lateral spreading).
- Loss or reduction of bearing capacity.
- Excessive settlement.
- Increased lateral pressure on retaining walls.
- Flootation of buried structures.

Guidance is also given in PS92¹⁰, Clause 9.1.

EC8 Part 5⁴ Clause 4.1.4 states that the liquefaction hazard may be neglected when the ground surface acceleration (a_gS) is less than 1.5m/s² and at least one of the following conditions is fulfilled:

- The sands have a clay content greater than 20% with plasticity index > 10.
- The sands have a silt content greater than 35% and, at the same time, the SPT blow count value normalised for overburden effects and for the energy ratio $N_1(60)$ > 20.
- The sands are clean, with the SPT blow count value normalised for overburden effects and for the energy ratio $N_1(60)$ > 30.

It is recommended that the criteria given above should be used with caution, as sands with higher clay contents and plasticity indices liquefied during the 1999 Kocaeli and Chi-Chi earthquakes. A fuller review of these issues is presented in Boulanger and Idriss³⁰.

EC8 Part 5⁴ Annex B (not reproduced in the Manual) also provides a normative procedure, based on SPT results, to assess liquefaction potential.

It is recommended that other more reliable tests such as CPTs should also be considered. Furthermore, the normative method in EC8 Part 5 based on SPT blowcounts has been superseded by recent developments in the field of liquefaction assessment. Guidance on these issues can be found in several references, including Seed et al³¹, Jeffries and Been³² and Idriss and Boulanger³³. Therefore, as there are significant ongoing developments in this area it is recommended that a specialist should be employed to carry out such an assessment. Attention is however drawn to the fact that to comply with EC8 where the assessment is based on SPT blowcounts, the design must at minimum comply with the normative criteria of clause B.2 of Annex B of EC8 Part 5. However, where the assessment is based on direct measurements of other parameters (CPT resistance, shear wave velocity), clauses B.3 and B.4 of Annex B allow established procedures for assessing liquefaction potential to be used, without reference to clause B.2.

7.1.6 Tassement des sols

Les tassements sous charge cyclique doivent être évalués lorsqu'il existe, à faible profondeur, des couches étendues ou des lentilles épaisses de matériaux pulvérulents lâches et non saturés.

Il est recommandé d'évaluer les tassements sismiques à l'aide de relations empiriques reliant les déformations volumiques, le nombre de coups N-SPT (corrigé pour l'effet de surcharge) et la déformation cyclique de cisaillement. Par exemple l'approche développée par Tokimatsu et Seed³⁴ est fondée sur des relations entre la déformation volumique, la déformation cyclique de cisaillement et le nombre de coups N-SPT.

Il est noté que des tassements excessifs peuvent également se produire dans des argiles très molles en raison de la dégradation de leur résistance au cisaillement sous chargement cyclique de longue durée.

Si les tassements induits par densification ou dégradation cyclique sont susceptibles d'affecter la stabilité des fondations, il convient d'envisager des méthodes de traitement des terrains.

7.2 Reconnaissance du site

7.2.1 Paramètres de résistance

Il est noté que le dimensionnement des fondations, des ouvrages de soutènement, des structures enterrées, des excavations et des remblais, nécessite l'évaluation des caractéristiques dynamiques des sols et la compréhension de leur influence sur les structures considérées en cas d'occurrence d'un séisme. Les paramètres fondamentaux à déterminer sont :

- Pour les sols cohérents, la résistance au cisaillement non drainée (c_u) corrigée pour tenir compte de la vitesse de chargement et des effets de la dégradation cyclique.

- Pour les sols pulvérulents saturés, le paramètre de résistance approprié est la résistance au cisaillement cyclique non drainée ($\tau_{cy,u}$), qui doit prendre en compte l'augmentation de pression interstitielle.
- Alternativement, pour les sols pulvérulents, les paramètres de résistance effective avec prise en compte de la pression d'eau interstitielle générée pendant le sollicitation cyclique peuvent être utilisés.
- Pour les roches, la résistance à la compression simple (q_u).

7.1.6 Settlement of soils

Settlements under cyclic loads should be assessed when extended layers or thick lenses of loose, unsaturated cohesionless materials exist at a shallow depth.

It is recommended that dynamic settlement may be estimated using empirical relationships between volumetric strain, SPT N-values (corrected for overburden), and cyclic shear strain. For example the approach developed by Tokimatsu and Seed³⁴ is based on relationships between the volumetric strain, the cyclic shear strain and SPT N-values.

It may be observed that excessive settlements may also occur in very soft clays because of cyclic degradation of their shear strength under ground shaking of long duration. If the settlements caused by densification or cyclic degradation appear capable of affecting the stability of the foundations, consideration should be given to ground improvement methods.

7.2 Site investigation

7.2.1 Strength parameters

It may be observed that design of foundations, retaining structures, buried structures and cuttings and embankments all require investigation of the dynamic characteristics of the soils, and an understanding of how these will interact with the structures under consideration in the event of an earthquake. The key soil parameters to assess are:

- For cohesive soils the undrained shear strength (c_u) adjusted for the rapid rate of loading and cyclic degradation effects.
- For cohesionless soil the appropriate strength parameter is the cyclic undrained shear strength ($\tau_{cy,u}$), which should take the possible pore pressure build-up into account.
- Alternatively, for cohesionless soils effective strength parameters with appropriate pore water pressure generated during cyclic loading may be used.
- For rocks the unconfined compressive strength (q_u).

Les coefficients partiels (γ_M) sur les caractéristiques des matériaux c_u , $\tau_{cu,u}$ et q_u sont notés γ_{cu} , $\gamma_{\tau cy}$ et γ_{qu} , et celui sur $\tan \varphi'$, $\gamma_{\varphi'}$; ils prennent les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} - \gamma_{cu} &= 1,4 \quad [1,4] \\ - \gamma_{\tau cy} &= 1,25 \quad [1,25] \\ - \gamma_{qu} &= 1,4 \quad [1,4] \\ - \gamma_{\varphi'} &= 1,25 \quad [1,25] \end{aligned}$$

7.2.2 Détermination de la catégorie de terrain

Les données d'investigation de sol doivent être suffisantes pour permettre la détermination du type de terrain, défini à la Section 8.3 et au Tableau 8.2 du présent *Manuel*, et du spectre de réponse associé. Ceci requiert que les reconnaissances de sol soient conduites jusqu'à au moins 30m sous la surface du sol. Elles doivent être réalisées en parfaite connaissance de l'EC7 Partie 1⁹.

A l'exception des bâtiments de catégorie d'importance I, l'EC8 Partie 5⁴ recommande d'inclure dans les reconnaissances de terrain des essais de pénétration au cône statique avec mesure de la pression interstitielle, puisqu'ils fournissent un enregistrement continu des caractéristiques de sol avec la profondeur.

Il est recommandé, là où la célérité des ondes de cisaillement n'est pas mesurée directement, d'estimer le profil de célérité des ondes à l'aide de corrélations empiriques avec les paramètres mesurés en tenant compte de la variabilité afférentes à ces corrélations.

Pour les structures importantes et dans les zones de forte sismicité, particulièrement pour les conditions de sol médiocres (c.à.d. les catégories de terrain D, S₁ ou S₂, telles que définies dans le Tableau 8.2), le profil de célérité d'ondes de cisaillement doit être déterminé à l'aide de mesures géophysiques.

7.2.3 Caractéristiques de rigidité et d'amortissement

LEC8 Partie 5⁴ Tableau 4.1 fournit des indications relatives aux valeurs à retenir pour l'amortissement et le coefficient de réduction à appliquer à la célérité des ondes de cisaillement et au module de cisaillement (G).

Il est noté que ces informations s'appliquent plus particulièrement aux analyses d'interaction sol-structure (voir la Section 12.5.1.3 de ce Manuel). Il est recommandé de consulter d'autres références comme l'ASCE41-06³⁵ Tableau 4-7 qui fournit des indications simplifiées. En variante, la modification des propriétés de sol peut être calculée sur la base d'analyses réalisées avec des codes de propagation d'ondes unidimensionnelles. La Figure 7.1 compare les facteurs de réduction du module de cisaillement (G/G_{max}) donnés dans l'ASCE41 et dans l'EC8.

The partial factors (γ_M) for material properties c_u , $\tau_{cu,u}$ and q_u are denoted as γ_{cu} , $\gamma_{\tau cy}$ and γ_{qu} , and those for $\tan \varphi'$ are denoted as $\gamma_{\varphi'}$, and have the following values:

$$\begin{aligned} - \gamma_{cu} &= 1,4 \quad [1,4] \\ - \gamma_{\tau cy} &= 1,25 \quad [1,25] \\ - \gamma_{qu} &= 1,4 \quad [1,4] \\ - \gamma_{\varphi'} &= 1,25 \quad [1,25] \end{aligned}$$

7.2.2 Détermination of ground type

Site investigation data should be sufficient to allow the determination of the ground type and the associated response spectrum, as defined in Section 8.3 and Table 8.2 of this *Manual*. This implies that geotechnical investigations must be undertaken to at least 30m below grade. They should be carried out with due cognisance of EC7 Part 1⁹.

With the exception of buildings of importance class I, EC8 Part 5⁴ recommends that cone penetration tests with pore pressure measurements should be included in the field investigations since they provide a continuous record of the soil mechanical characteristics with depth.

It is recommended that where the shear wave velocity is not measured directly, the velocity profile may be estimated by empirical correlations with measured parameters, but allowance must be made for the variability in such correlations.

For important structures and in areas of high seismicity especially in poorer ground conditions (i.e. ground type D, S₁ or S₂ as defined in Table 8.2), the shear wave velocity profile should be determined using geophysical methods.

7.2.3 Soil stiffness and damping

EC8 Part 5⁴ Table 4.1 provides simplified guidance for values of average soil damping and reduction factors for shear wave velocity and shear modulus (G).

It may be observed that this information is specifically relevant when carrying out soil-structure interaction analyses (see Section 12.5.1.3 of this Manual). It is recommended that other references such as ASCE41-06³⁵ Table 4-7, which provide similar simplified guidance, should also be consulted. Alternatively, strain modified soil properties may be calculated on the basis of results from one dimensional wave propagation codes. Figure 7.1 compares the shear modulus reduction factors (G/G_{max}) given in ASCE41 and EC8.

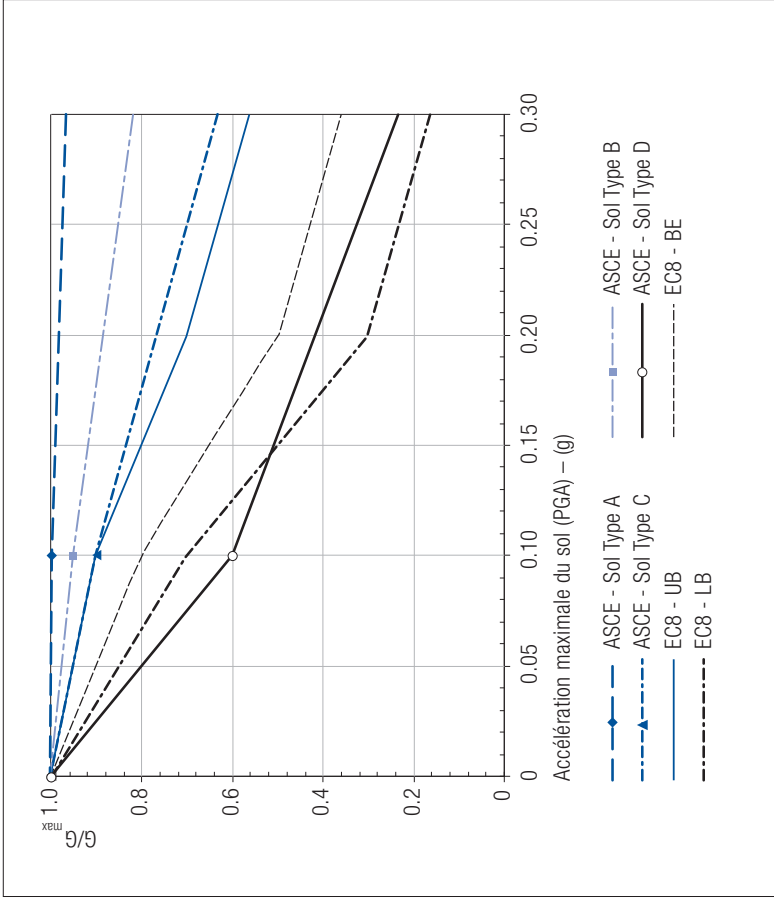


Fig 7.1 Comparaison des facteurs de réduction du module de cisaillement
(Les catégories de sol se rapportent aux définitions données dans le Tableau 8.2)

Il est noté que la rigidité, l'amortissement et les caractéristiques de résistance du sol à prendre en compte dans le dimensionnement dépendent des déformations induites dans le profil de sol lors de la propagation des ondes sismiques depuis le rocher jusqu'à la surface.

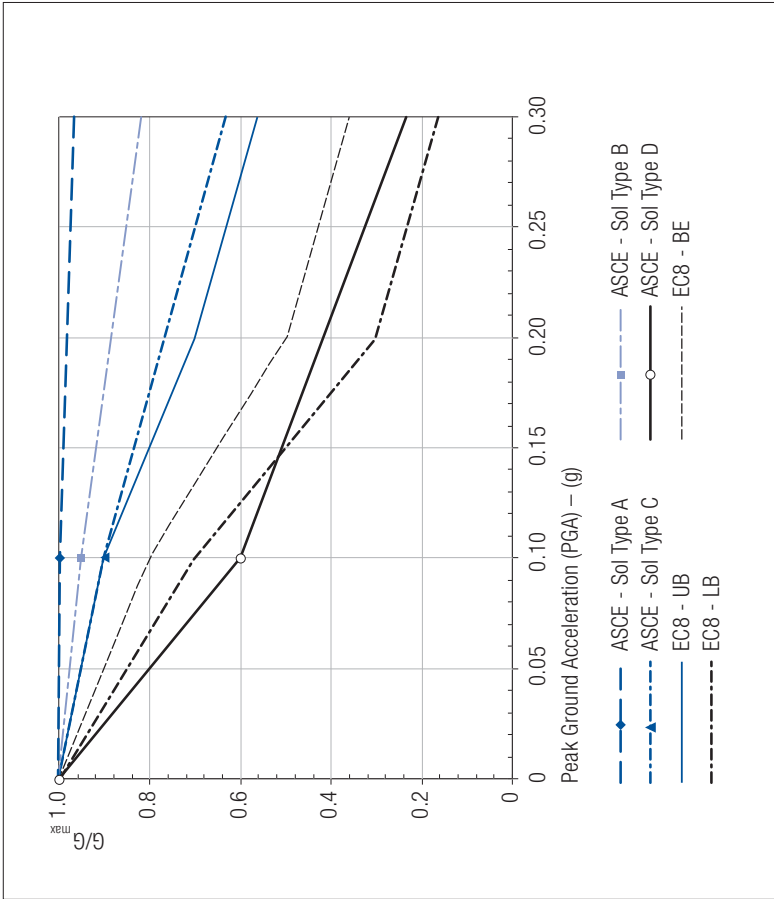


Fig 7.1 Comparison of shear modulus reduction factors
(The soil types refer to those given in Table 8.2)

It may be observed that the soil stiffness, damping and strength characteristics to be used in design are functions of the strains induced within the soil profile during the propagation of the seismic waves from the bedrock to the ground surface.

La valeur d'amortissement qui est mentionnée ci dessus est relative à l'amortissement matériel ; cet amortissement est généralement significativement plus faible que l'amortissement radiatif qui prend origine lorsque de l'énergie est dissipée par les ondes sismiques générées dans le sol par les mouvements de la fondation. L'amortissement radiatif est de fait une des conséquences de l'interaction sol-structure. Cependant, l'EC8 recommande que l'amortissement total du système soit limité à 5% quand un comportement dissipatif est pris en compte pour la structure. Quand l'interaction sol-structure est prise en compte, il est par conséquent recommandé que l'une des deux options suivantes soit retenue :

- Dimensionnement linéaire élastique (non dissipatif) de la structure en tirant totalement profit de l'effet bénéfique de l'amortissement radiatif, mais en limitant le coefficient de comportement à 1,5.
- Dimensionnement inélastique (dissipatif) de la structure ($q > 1,5$) mais en limitant l'amortissement matériel et radiatif à 5%.

Pour une structure fondée sur une couche de sol mou surmontant un matériau nettement plus raide, l'amortissement radiatif dépend de l'épaisseur de la couche molle. Sauf si la période fondamentale de vibration de la couche de sol ($4H/V_s$) est nettement plus élevée que la période de vibration de la fondation, les ondes émises par la vibration de la structure se propagent initialement vers le matériau plus raide, puis sont réfléchies en direction de la structure ; par suite, l'amortissement radiatif est faible.

The damping value that is referred to above is the material damping; this damping is usually significantly smaller than the 'radiation damping' that takes place when energy is dissipated by seismic waves generated into the soil by movements of the foundation. Radiation damping is therefore one consequence of soil structure interaction. However, EC8 recommends that total soil damping should be limited to 5% when dissipative structural behaviour is assumed. When soil structure interaction is taken into account, it is therefore recommended that one of the following two options is adopted:

- Linear elastic (non-dissipative) structural design taking full advantage of the beneficial effect of radiation damping but with the behaviour factor q limited to 1.5.
- Inelastic (dissipative) structural design ($q > 1.5$) but with radiation and soil material damping limited to 5%.

For a structure supported by a soft soil stratum overlaying much stiffer material, it may be observed that the amount of radiation damping depends on the depth of the soft layer. Unless the fundamental period of the soil stratum ($4H/V_s$) is much longer than the period of vibration of the foundation, the local waves emanating from the vibrating structure propagate down to the stiffer material where they are then reflected back up towards the structure and hence the radiation damping is low.

8 Mouvement sismique de calcul

8.1 Introduction

La définition du mouvement sismique requiert la détermination des paramètres suivants :

- Période de retour de référence pour le mouvement sismique de calcul. La valeur recommandée est **[475]** ans ; des valeurs différentes peuvent être spécifiées dans les Annexes Nationales (Section 2.2).
- Zone sismique et accélération maximale au rocher pour la période de retour de référence (a_{gR}).
- Catégorie d'importance du bâtiment à dimensionner.
- Classe de sol représentative du site.
- Magnitude prédominante des ondes de surface des séismes qui contribuent à l'aléa sismique.

La période de retour de référence, le zonage sismique et les magnitudes prédominantes sont généralement définis par la Puissance Publique dans les Annexes Nationales appropriées.

Le zonage sismique de la France est défini par la Puissance Publique et référencé dans l'Annexe Nationale française. La Figure 8.1 présente le projet de zonage sismique réglementaire français.

8 Design ground motions

8.1 Introduction

In order to define the design ground motion, the following parameters need to be defined:

- Reference return period for the design ground motions. The recommended value is **[475]** years; different values may be specified in National Annexes (Section 2.2).
- Seismic zone and corresponding peak ground acceleration on rock for the reference return period (a_{gR}).
- The importance class of the building being designed.
- The representative ground type for the site.
- The predominant surface wave magnitude of earthquakes that contribute to the seismic hazard.

The reference return period, seismic zoning and predominant magnitudes are generally provided by National Authorities in the respective National Annexes.

The seismic zoning of France is defined by French Authorities and referred to in the French National Annex. Figure 8.1 shows the proposed regulatory seismic zoning of France.

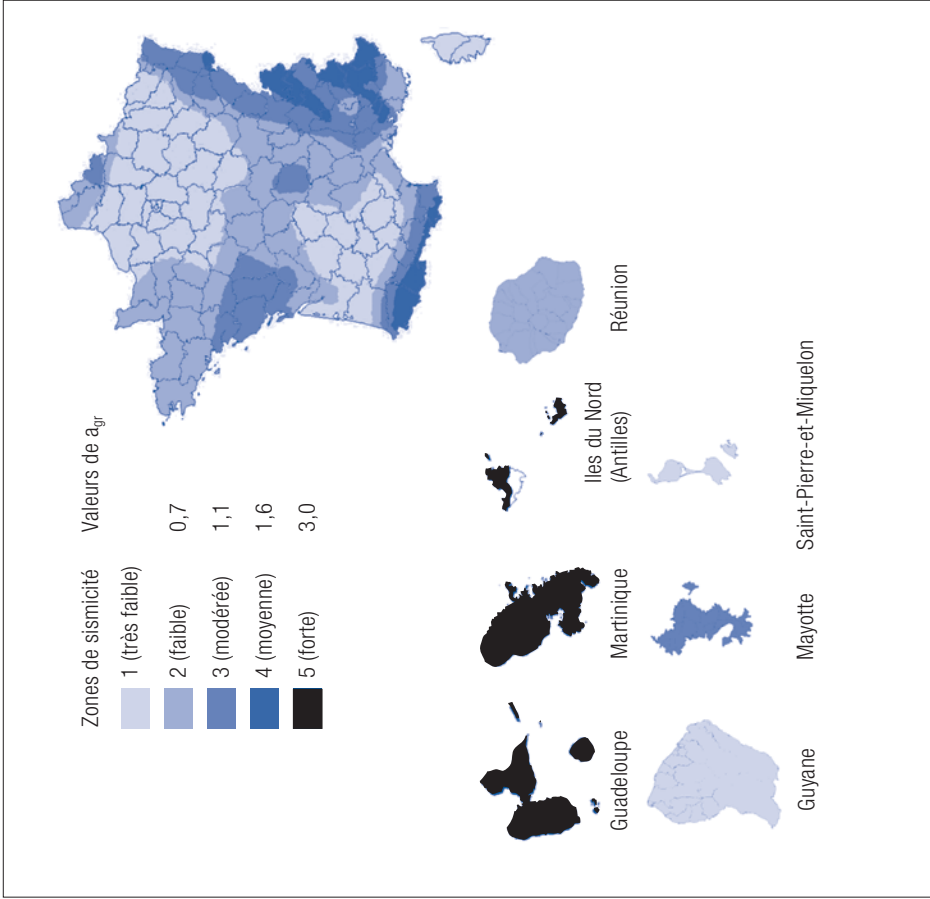


Fig 8.1 Projet de carte du zonage sismique réglementaire français (avec a_{gr} en m/s^2)

Le zonage sismique du Royaume-Uni n'est pas fourni dans l'Annexe Nationale du Royaume-Uni, qui néanmoins se réfère au PD 6698: 2009¹ qui contient les cartes de zonage présentées sur la Figure 8.2. L'Avant Propos National du Royaume-Uni indique qu'il n'est pas requis, au Royaume-Uni, de prendre en compte les sollicitations sismiques et que l'intégralité du Royaume-Uni peut être considérée comme une zone de très faible sismicité. La Section 5.5 définit les zones de faible et très faible sismicité et spécifie les exigences de dimensionnement sismique qui s'y appliquent.

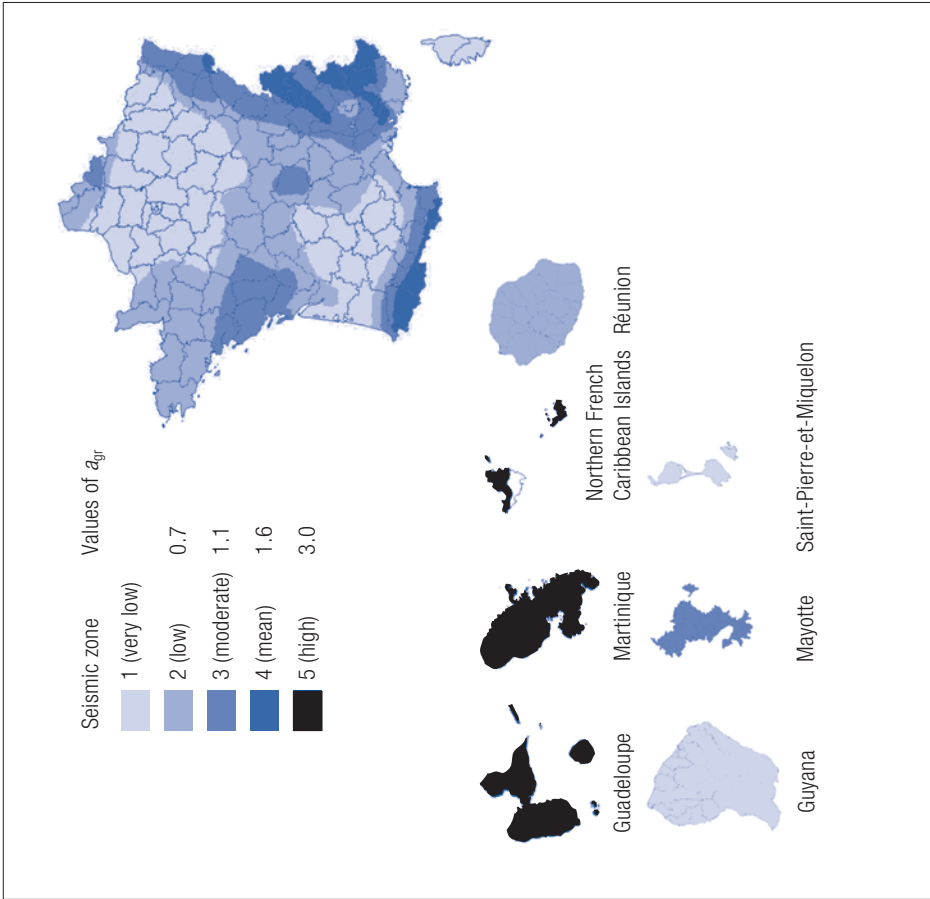


Fig 8.1 Proposed regulatory zoning map of France (with values of a_{gr} in m/s^2)

The seismic zoning of the UK is not contained in the UK National Annex, which however refers to PD 6698: 2009¹ which contains the zoning maps reproduced here as Figure 8.2. The UK National Foreword states that there is no requirement in the UK to consider seismic loading and the whole of the UK can be considered as an area of very low seismicity. Section 5.5 defines areas of low and very low seismicity and specifies the seismic design requirements which apply to them.

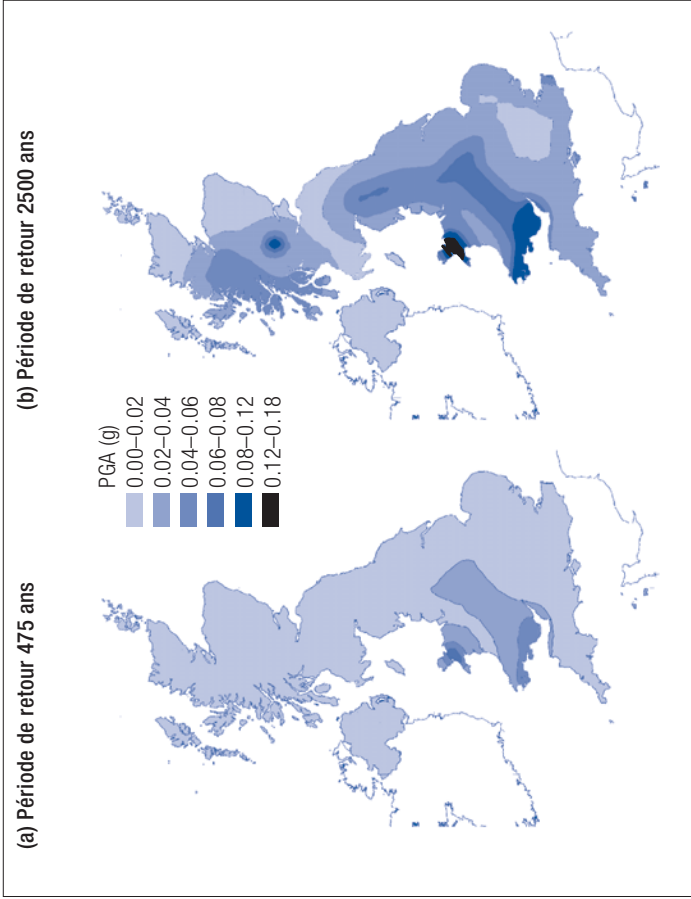


Fig 8.2 Cartes d'aléa sismique donnant l'accélération maximale au rocher (PGA) pour des périodes de retour de 475 ans et 2500 ans (d'après Musson et Sargeant⁽³⁶⁾)

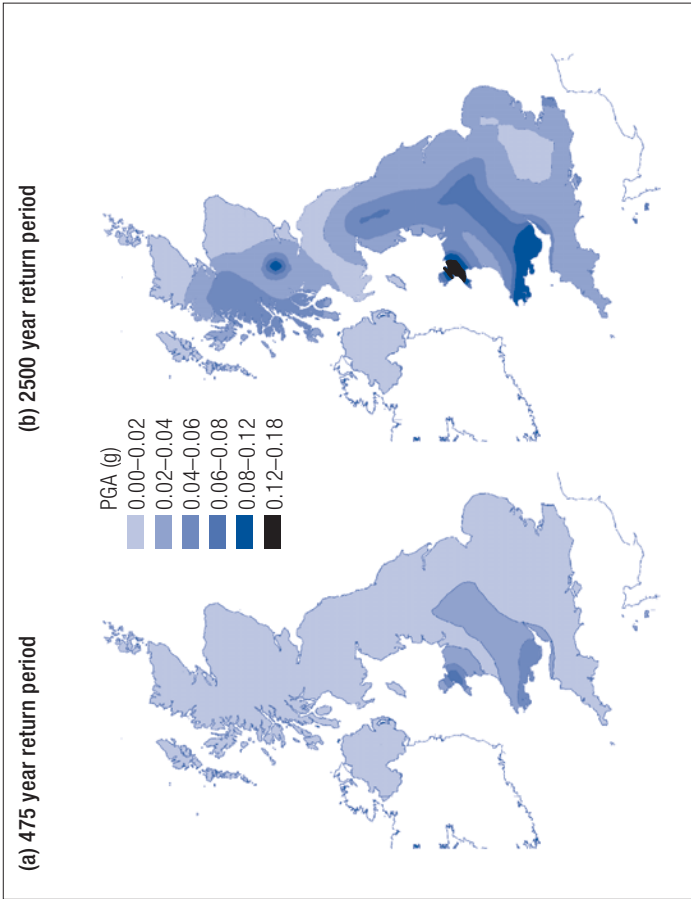


Fig 8.2 Seismic hazard map of Peak Ground Accelerations on rock (PGA) for 475 year and 2500 year return periods (from Musson and Sargeant⁽³⁶⁾)

La Figure 8.3 présente une carte d'aléa sismique de l'Europe, qu'il est suggéré d'utiliser à un stade préliminaire de dimensionnement dans les pays pour lesquels il n'existe pas une carte de zonage officielle.

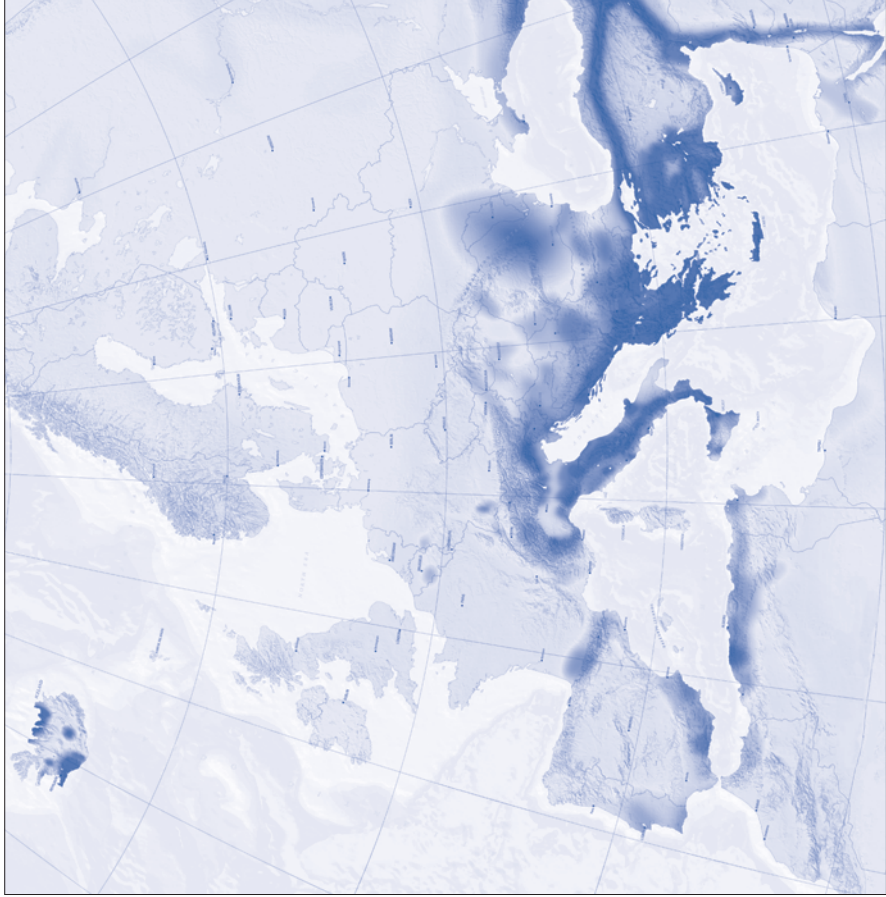


Fig 8.3 Carte d'aléa sismique de l'Europe pour une période de retour de 475 ans (European Seismological Commission³⁷)

Figure 8.3 provides a seismic hazard map for Europe, which it is suggested might be used for the early stages of design in countries, where no official zonation map is available.

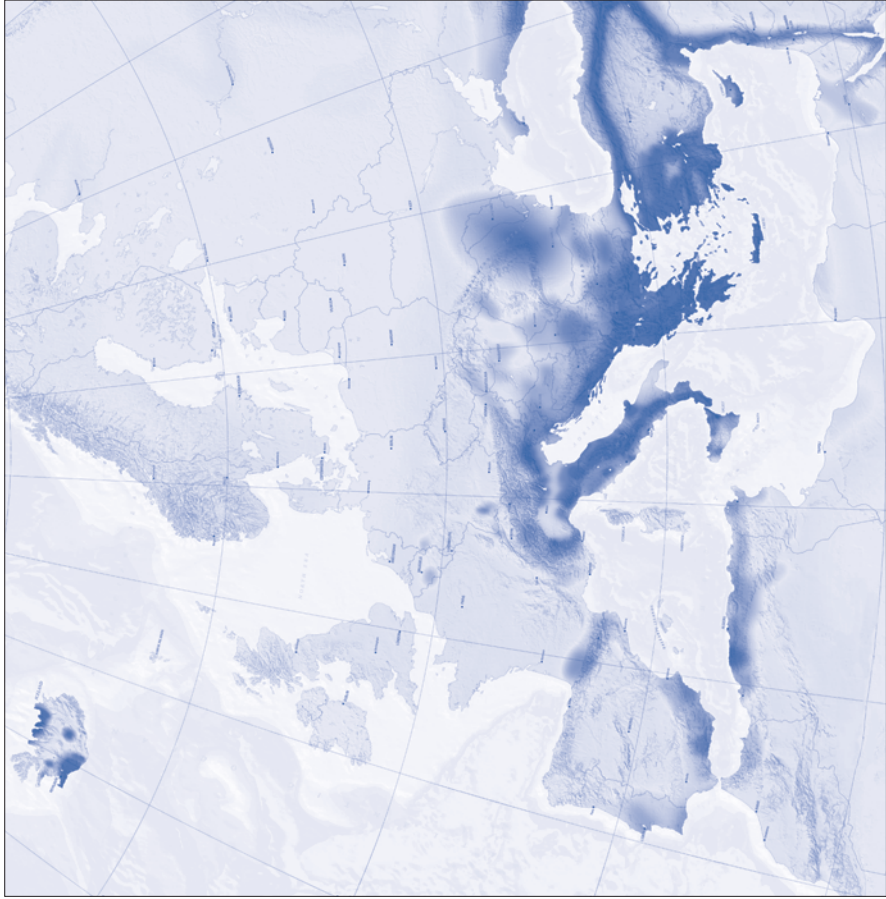


Fig 8.3 European seismic hazard map for 475 year return period (European Seismological Commission³⁷)

8.2 Catégories d'importance

Les bâtiments sont répartis dans quatre catégories d'importance indiquées au Tableau 8.1. Les catégories dépendent :

- Des conséquences d'un effondrement sur les vies humaines.
- De leur importance pour la sécurité du public et pour la protection civile dans la période suivant immédiatement un séisme.
- Des conséquences économiques et sociétales d'un effondrement.

La catégorie d'importance d'un bâtiment se traduit par l'utilisation d'un coefficient d'importance γ_i multiplicateur de l'action sismique (c.à.d. $a_g = a_{gR} \gamma_i$). Les valeurs recommandées sont données dans le Tableau 8.1 ; ces valeurs sont applicables en France. L'Annexe Nationale du Royaume-Uni à l'EC8 Partie 1 spécifie: « Pour les structures CC3, pour lesquelles une valeur de la période de retour de référence T_{NCR} de 2,500 ans a été adoptée, $\gamma_i = 1$ doit être retenu. Lorsque T_{NCR} a été définie spécifiquement pour le projet, γ_i doit être choisi spécifiquement pour le projet. Des indications complémentaires sont données dans PD 6698 ». CC3 est la plus élevée des trois 'classes de conséquences' définies dans l'EC0. Elle s'applique aux structures pour lesquelles la rupture ou le dysfonctionnement se traduit par des conséquences élevées en termes de perte de vie humaine, ou par des conséquences très importantes d'un point de vue environnemental ou sociétal. D'après l'EC8 Partie 1, la catégorie d'importance III ou IV correspond approximativement à la classe de conséquences CC3.

Tableau 8.1 Catégories d'importance des bâtiments

Catégorie d'importance	Bâtiments	γ_i
I	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple, bâtiments agricoles, etc.	0,8 [0,8]
II	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories.	1,0
III	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 [1,2]
IV	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 [1,4]

8.2 Importance classes

Buildings are classified into four importance classes as shown in Table 8.1. The classes depend on:

- The consequences of collapse for human life.
- Their importance for public safety and civil protection in the immediate post-earthquake period.
- The social and economic consequences of collapse.

The importance class of the building is reflected through an importance factor γ_i that multiplies the seismic action (i.e. $a_g = a_{gR} \gamma_i$). The recommended values are given in Table 8.1 and these values are applicable in France. The UK National Annex to EC8 Part 1 states: "For CC3 structures, where a value for the reference return period T_{NCR} of 2,500 years has been adopted, $\gamma_i = 1$ should be assumed. Where T_{NCR} has been assessed on a project specific basis, γ_i should also be chosen on a project specific basis. Further guidance is given in PD 6698". CC3 is the highest of three 'consequence classes' defined in EC0. It applies to structures where failure or malfunction results in high consequence for loss of human life, or social or environmental consequences that are very great. According to EC8 Part 1, importance class III or IV corresponds roughly to consequence class CC3.

Table 8.1 Importance classes for buildings

Importance class	Buildings	γ_i
I	Buildings of minor importance for public safety, e.g. agricultural buildings, etc.	[0.8]
II	Ordinary buildings, not belonging in the other categories.	1.0
III	Buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse, e.g. schools, assembly halls, cultural institutions etc.	[1.2]
IV	Buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection, e.g. hospitals, fire stations, power plants, etc.	[1.4]

8.3 Classes de sol

Des reconnaissances géotechniques appropriées doivent être réalisées pour définir la nature du terrain sur le site considéré (voir Section 7.2). Le Tableau 8.2 définit les différentes classes de sol qui peuvent être choisies. Elles sont déterminées par la valeur de la célérité moyenne des ondes de cisaillement ($v_{s,30}$). En variante, lorsque $v_{s,30}$ n'est pas disponible, des essais de pénétration standard (N_{SP7}) ou des mesures de la résistance au cisaillement non drainée (c_u) peuvent être utilisés. *Lorsque des résultats d'essais au pressiomètre Ménard sont disponibles, les classes de sol A à D peuvent être caractérisées par les valeurs données dans les deux colonnes de droite du Tableau 8.2, dans lesquelles E_m et p_{lim} représentent respectivement le module pressiométrique Ménard et la pression limite. Des indications complémentaires sont fournies dans les PS92¹⁰, Tableau 2.*

La célérité moyenne des ondes de cisaillement est définie par :

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (8.1)$$

où :

h_i est l'épaisseur de la $i^{\text{ème}}$ couche d'un profil de sol d'épaisseur totale 30m ;

v_i est la célérité moyenne des ondes de cisaillement de la $i^{\text{ème}}$ couche d'un profil de sol d'épaisseur totale 30m.

8.3 Ground type

Appropriate site investigations should be carried out to define the nature of the ground at the site in question (see Section 7.2). Table 8.2 defines the different ground types that may be selected. These are defined in terms of average shear wave velocity ($v_{s,30}$). When $v_{s,30}$ is not available standard penetration blow count (N_{SP7}) or undrained shear strength (c_u) may be used as an alternative. *Where Ménard presssuremeter results are the available data, soil types A to D may be characterised by the values shown in the two right hand columns of Table 8.2, where E_m and p_{lim} are the Ménard presssuremeter modulus and limiting pressure respectively. Additional guidance is given in PS92¹⁰, Table 2.*

The average shear wave velocity is defined as:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (8.1)$$

where:

h_i is the thickness of the i^{th} layer in a profile 30m deep.

v_i is the shear wave velocity of the i^{th} layer in a profile 30m deep.

Tableau 8.2 Classes de sol

Classe de sol	Description stratigraphique simplifiée	Paramètres				Pressionmètre Ménard	
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (coups/30cm)	c_u (kPa)	E_m (MPa)	E_m (MPa)	ρ_{lim} (MPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type	> 800	–	–	>100	>5	
B	Dépôts de sables très denses, graviers ou argile très raide	360 – 800	> 50	> 250	25 – 100	2 – 5	
C	Dépôts de sables denses ou moyennement denses, de graviers ou d'argile raide	180 – 360	15 – 50	70 – 250	5 – 25	0.5 – 2	
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne ou d'argiles molles à fermes	< 180	< 15	< 70	< 5	< 0.5	
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5m environ et 20m, reposant sur un matériau de classe A						
S ₁	Dépôts contenant une couche d'au moins 10m d'épaisseur d'argiles molles ou de silts avec un indice de plasticité élevé (IP > 40) et une teneur en eau importante	< 100 (valeur indicative)	–	10 – 20			
S ₂	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S ₁						
Note Pour les sols des types S1 et S2, des études particulières doivent être menées par un expert pour la définition de l'action sismique. Pour ces types de sols, la rupture sous action sismique doit être prise en considération dans la conception ou un renforcement adapté du sol doit être mis en œuvre.							

Table 8.2 Ground types

Ground type	Simplified description of stratigraphic profile	Parameters					Ménard Pressuremeter	
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)	E_m (MPa)	ρ_{lim} (MPa)	E_m (MPa)	ρ_{lim} (MPa)
A	Rock or other rock-like geological formations	> 800	–	–	>100	>5		
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay	360 – 800	> 50	> 250	25 – 100	2 – 5		
C	Deposits of dense or medium dense sand, gravel or stiff clay	180 – 360	15 – 50	70 – 250	5 – 25	0.5 – 2		
D	Deposits of loose-to-medium, or soft-to-firm clay	< 180	< 15	< 70	< 5	< 0.5		
E	Type C or D soils between about 5m and 20m, overlying Type A materials							
S ₁	Deposits with more than 10m of soft clays or silts with a high plasticity index (PI > 40) and water content	< 100 (indicative)	–	10 – 20				
S ₂	Deposits of liquefiable soils or sensitive clays not included in types A – E or S ₁							
Note For soil types S1 and S2 special studies for the definition of the seismic action are required, which should be undertaken by an expert. For these soils, the failure under seismic action shall be considered in design or suitable ground improvement undertaken.								

8.4 Spectre de réponse élastique horizontal

Pour les composantes horizontales de l'action sismique, le spectre de réponse élastique en pseudo accélération $S_e(T)$ est défini par les expressions suivantes (voir Figure 8.4) :

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2,5\eta - 1) \right] \quad (8.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = 2,5a_g S\eta \quad (8.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = 2,5a_g S\eta \left[\frac{T_c}{T} \right] \quad (8.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = 2,5a_g S\eta \left[\frac{T_c T_D}{T^2} \right] \quad (8.5)$$

où :

- $S_e(T)$ est le spectre de réponse élastique ;
- T est la période de vibration d'un oscillateur linéaire à un degré de liberté ;
- a_g est l'accélération de calcul au rocher ($a_g = \gamma_1 a_{gR}$) ;
- T_B est la limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;
- T_C est la limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;
- T_D est la valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;
- S paramètre du sol ;
- η coefficient de correction d'amortissement dont la valeur peut être déterminée par l'expression suivante :

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \text{ supérieur ou égal à } 0,55 \quad (8.6)$$

où ξ est le coefficient d'amortissement visqueux de la structure, exprimé en pourcent.

8.4 Horizontal elastic response spectrum

For the horizontal components of the seismic action, the pseudo acceleration elastic response spectrum $S_e(T)$ is defined by the following expressions (see Figure 8.4):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right] \quad (8.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = 2.5a_g S\eta \quad (8.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = 2.5a_g S\eta \left[\frac{T_c}{T} \right] \quad (8.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = 2.5a_g S\eta \left[\frac{T_c T_D}{T^2} \right] \quad (8.5)$$

where:

- $S_e(T)$ is the elastic response spectrum;
- T is the vibration period of a linear single-degree-of-freedom system;
- a_g is the design ground acceleration on rock ($a_g = \gamma_1 a_{gR}$);
- T_B is the lower limit of the period of the constant spectral acceleration branch;
- T_C is the upper limit of the period of the constant spectral acceleration branch;
- T_D is the value defining the beginning of the constant displacement response range of the spectrum;
- S is the soil factor;
- η is the damping correction factor the value of which may be determined by the expression:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \text{ but not less than } 0.55 \quad (8.6)$$

where ξ is the viscous damping ratio of the structure, expressed as a percentage.

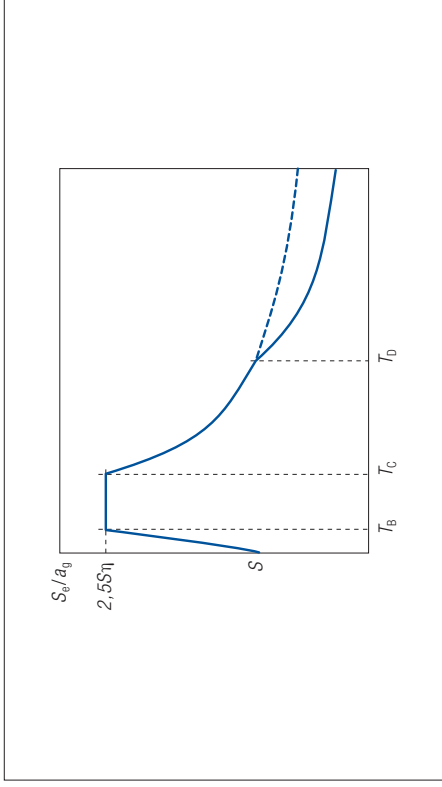


Fig 8.4 Forme du spectre de réponse de l'EC8

Les valeurs de S , T_B , T_C et T_D sont données dans le Tableau 8.3. Elles définissent deux formes de spectres, 1 et 2 qui reflètent la sismicité locale de la façon suivante :

- Le Type 1 correspond aux zones de forte sismicité caractérisées par des séismes avec une magnitude d'ondes de surface supérieure à 5,5, comme la plupart des pays méditerranéens.
- Le Type 2 correspond aux zones de faible sismicité caractérisées par des séismes avec une magnitude d'ondes de surface inférieure à 5,5, comme le nord-ouest de l'Europe.

Les formes spectrales appropriées sont définies dans les Annexes Nationales correspondantes.

Il convient de noter que, dans la communauté du génie parasismique, d'importantes conjectures portent sur la représentativité des valeurs de T_D indiquées dans le Tableau 8.3. Par exemple le FEMA 450³⁸, dans sa Clause 3.3.4, indique des valeurs correspondant à des valeurs de T_D comprises respectivement entre 4 secondes et 16 secondes pour des régions de faible et forte sismicité. Par suite, pour les structures présentant des modes de vibrations dont les périodes sont plus grandes que les valeurs de T_D listées dans le Tableau 8.3, il est souhaitable de recueillir l'avis d'un expert en aléa sismique pour définir la valeur de T_D appropriée.

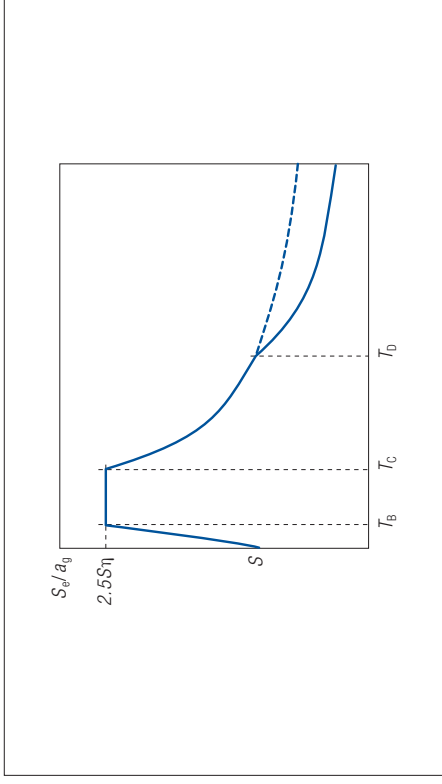


Fig 8.4 Shape of the EC8 response spectrum

Values of S , T_B , T_C and T_D are given in Table 8.3. They are divided into two spectral types, 1 and 2 which reflect the local seismicity as follows:

- Type 1 reflects higher seismicity areas characterised by earthquakes with a surface wave magnitudes greater than 5.5, such as most Mediterranean countries.
- Type 2 reflects lower seismicity areas characterised by earthquakes with a surface wave magnitudes less than 5.5, such as north-west Europe.

The appropriate spectral type is specified in the relevant National Annex.

It should be noted that there is considerable conjecture in the earthquake engineering community about the appropriateness of the T_D values quoted in Table 8.3. For example FEMA 450³⁸, in Clause 3.3.4, quotes values equivalent to T_D ranging from 4 to 16 seconds for regions of low and high seismicity respectively. Therefore, for structures which have modes of vibration greater than the value of T_D shown in Table 8.3, it is advisable to get the opinion of a seismic hazard expert to define an appropriate value of T_D .

Tableau 8.3 Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique horizontal recommandées dans l'EC8^{a,b}

Classe de sol	Type 1 (Forte sismicité)				Type 2 (Faible sismicité)			
	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0 [1,0]	0,15 [0,15]	0,4 [0,4]	2,0 [2,0]	1,0 [1,0]	0,03 [0,05]	0,2 [0,25]	2,5 [1,2]
B	1,2 [1,2]	0,15 [0,15]	0,5 [0,5]	2,0 [2,0]	1,35 [1,35]	0,05 [0,05]	0,25 [0,25]	2,5 [1,2]
C	1,15 [1,15]	0,2 [0,2]	0,6 [0,6]	2,0 [2,0]	1,5 [1,5]	0,06 [0,1]	0,4 [0,25]	2,0 [1,2]
D	1,35 [1,35]	0,2 [0,2]	0,8 [0,8]	2,0 [2,0]	1,6 [1,8]	0,1 [0,1]	0,6 [0,3]	1,5 [1,2]
E	1,4 [1,4]	0,15 [0,15]	0,5 [0,5]	2,0 [2,0]	1,8 [1,6]	0,08 [0,05]	0,45 [0,25]	1,25 [1,2]
S ₁	Des études spécifiques doivent définir les valeurs de S, T _B , T _C et T _D							
S ₂								
Notes								
a L'Annexe Nationale du Royaume Uni indique que « En l'absence d'information spécifique pour le site, les valeurs recommandées pour les séismes de Type 2 peuvent être utilisées dans le Royaume Uni, mais voir aussi PD 6698: 2009. ». Dans la plupart des cas, une étude d'aléa sismique spécifique au site doit être réalisée pour définir le spectre de réponse de calcul, pour les raisons exposées dans PD 6698: 2009 ¹ .								
b Les valeurs indiquées sont celles retenues par la Puissance Publique en France dans la réglementation rendant obligatoire l'EC8. Les spectres de Type 1 sont ceux recommandés par l'EC8 en zone 5 (Antilles Françaises). Les spectres de Type 2 utilisés dans les autres zones diffèrent de ceux recommandés par l'EC8.								
c Il est noté qu'il est généralement admis que les valeurs de T _D recommandées par l'EC8 peuvent être trop faibles et par suite non conservatives, particulièrement dans les zones de forte sismicité.								

8.5 Spectre de calcul horizontal

Les spectres horizontaux de calcul pour l'analyse élastique sont définis ci dessous, en introduisant un coefficient de comportement q tel que défini dans la Section 5.4.

Il est noté que la valeur de q dépend du matériau, du parti structurel et de la classe de ductilité choisie. Les valeurs de q pour les structures en béton et en acier sont données respectivement dans les Chapitres 10 et 11 du présent Manuel. Les valeurs de q prennent déjà en compte le niveau approprié d'amortissement visqueux et par suite la valeur de η donnée par l'Equation 8.6 ci dessus ne doit pas être introduite dans les équations ci dessous.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (8.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = \frac{2.5a_g S}{q} \quad (8.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \frac{2.5a_g S}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \text{ supérieur à } \beta a_g \quad (8.9)$$

$$T \geq T_D : S_d(T) = \frac{2.5a_g S}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \text{ supérieur à } \beta a_g \quad (8.10)$$

où :

β est le coefficient minimal pour le spectre horizontal de calcul, = **0.2 [0.2]**.

Les autres notations sont définies dans les Sections précédentes de ce chapitre.

8.6 Effets au voisinage de la source

Pour les structures de catégorie d'importance IV, sur appuis parasismiques, situées à moins de 15km d'une faille active susceptible de générer un séisme de magnitude d'ondes de surface >6,5, un spectre spécifique au site doit être établi. Le spectre obtenu ne doit pas être inférieur au spectre de la norme.

Il est recommandé de recueillir l'avis d'un expert en aléa sismique pour définir l'activité de la faille et le spectre de réponse spécifique associé. Des indications complémentaires sont données dans Abramhamson³⁹ et dans Somerville⁴⁰.

8.5 Horizontal design spectra

Horizontal design spectra for the purposes of elastic design are defined below, using a behaviour modification factor q , as defined in Section 5.4.

It may be observed that the value of q is dependent on the material, structural form and ductility class selected. Values of q for concrete and steel structures are given in Chapters 10 and 11 of this Manual respectively. The values of q already incorporate the appropriate viscous damping level and therefore η from Equation 8.6 above should not be used with the equations below.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (8.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = \frac{2.5a_g S}{q} \quad (8.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \frac{2.5a_g S}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \text{ but not less than } \beta a_g \quad (8.9)$$

$$T \geq T_D : S_d(T) = \frac{2.5a_g S}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \text{ but not less than } \beta a_g \quad (8.10)$$

where:

β is the lower bound factor for the horizontal design spectrum, = **0.2 [0.2]**.

Other symbols are as defined in previous sections of this chapter.

8.6 Near source effects

For base isolated structures of importance class IV, which lie within 15km of an active fault that can generate a surface wave magnitude > 6.5 earthquake, a site specific spectrum should be developed. The resulting spectrum is not permitted to fall below the code spectrum.

It is recommended that the opinion of a seismic hazard expert is obtained to define both the activity of the fault and the resulting site specific spectrum. Additional guidance is given in Abramhamson³⁹ and in Somerville⁴⁰.

9 Calcul sismique

9.1 Choix d'une méthode de calcul

Les actions sismiques appliquées à la structure sont déduites, par des méthodes issues de la dynamique des structures, des accélérations imposées à la structure au niveau du sol. Ces accélérations se présentent sous la forme de trois composantes de translation s'appliquant uniformément à tous les points d'appuis.

La Figure 9.1 présente le choix entre les différentes méthodes de calcul autorisées par l'Eurocode 8 :

- (a) Les méthodes de calcul linéaires équivalentes permettent d'appréhender le comportement post élastique de la structure dans son ensemble. Les actions sismiques sont calculées à partir du spectre de calcul incluant le coefficient de comportement q :
- L'approche par analyse multimodale permet de calculer les effets de l'action sismique par mode. Les effets des différents modes sont ensuite cumulés (voir Section 9.3.4). Cette méthode est la méthode standard utilisable dans tous les cas de structures régulières ou irrégulières. *Néanmoins, il est recommandé d'utiliser l'analyse multimodale avec précaution quand existe un haut degré d'irrégularité en plan ou en élévation (cf. Sections 6.3.5 et 6.4.3) et, dans ces cas, un calcul non linéaire peut être nécessaire, avec des méthodes d'analyse n'entrant pas dans le cadre du présent Manuel.*
 - Lorsque la structure possède des propriétés de régularité en élévation (cf. Section 6.4) et lorsque les périodes fondamentales dans les deux directions respectent les conditions données par l'équation 9.11 Section 9.3.1, le calcul peut être simplifié en assimilant la réponse de la structure à celle d'un mode unique par direction horizontale. *Il est noté que cette méthode peut également être utilisée pour tous les bâtiments au stade du prédimensionnement.*
- (b) Les méthodes de calcul non linéaires peuvent également être utilisées et deux méthodes de cette catégorie sont décrites dans l'EC8 :
- l'analyse statique non linéaire (analyse en poussée progressive, « pushover ») est décrite dans la Section 9.4, mais n'est pas complètement couverte par le Manuel ;
 - l'analyse chronologique non linéaire (dynamique), qui n'est pas développée plus avant dans ce Manuel.

Il est noté que des calculs non linéaires peuvent être nécessaires pour des structures complexes (par exemple des structures très irrégulières ou des

9 Seismic analysis

9.1 Choice of analysis method

The seismic actions applied to the structure are calculated, using the methods of structural dynamics, from the accelerations imposed on the structure at ground level, in the form of three translation components which are applied uniformly to all the points of supports.

Figure 9.1 presents the choice between the various methods of analysis permitted by EC8.

- (a) Equivalent linear methods make it possible to account for the overall effect of post-elastic behaviour in the structure. The seismic loads are calculated using the design spectrum including the behaviour factor q :
- In multimodal analysis, the effects of the seismic actions are calculated mode by mode and then combined (see Section 9.3.4). This method is the standard method which EC8 allows to be used in all cases of regular and irregular structures. *However, it is recommended that multimodal analysis should be used with great caution where a high degree of irregularity in plan or elevation exists (see Sections 6.3.5 and 6.4.3), and for these cases, non-linear analysis may be needed, using methods beyond the scope of this Manual.*
 - When the structure is regular in elevation (see Section 6.4) and when the fundamental periods in both directions fulfil the conditions given by equation 9.11 in Section 9.3.1, the analysis can be simplified by representing structural response by a single mode in each horizontal direction. *It may be observed that this method may also be useful for all buildings at the preliminary stage of design.*
- (b) Non-linear methods of analysis can also be used and two such methods are described in EC8:
- Non-linear static ('pushover') analysis, outlined in Section 9.4, but not covered fully by this Manual.
 - Non-linear time history analysis (dynamic), not discussed further in this Manual.

It may be observed that non-linear analysis may be required for complex structures (for example highly irregular structures or base-isolated buildings) or for structures experiencing highly non-linear phenomena (for example, material yield or geometric non-linearities). Non-linear static analysis, at any rate in its straightforward form is only really appropriate for structures where one mode of vibration predominates; non-linear

structures isolées à la base) ou des structures soumises à de fortes non-linéarités (par exemple, par plastification des matériaux ou des non-linéarités géométriques). Une analyse non linéaire pseudo-statique, au moins dans sa forme simple, n'est appropriée que pour les structures où un mode de vibration est prépondérant ; une analyse non linéaire chronologique est applicable de façon générale (mais est plus complexe). Les méthodes de calcul non linéaire représentent directement les non-linéarités géométriques et/ou le comportement non linéaire des matériaux, mais nécessitent une justification appropriée de la donnée sismique, des lois de comportement utilisées pour représenter le comportement structurel non linéaire et les méthodes utilisées pour interpréter les résultats (cf. Section 9.4). Au contraire des méthodes linéaires, les méthodes de calcul non linéaire nécessitent de connaître préalablement les limites élastiques des sections critiques. Aussi, cela nécessite de déterminer avant le calcul les armatures dans les structures en béton.

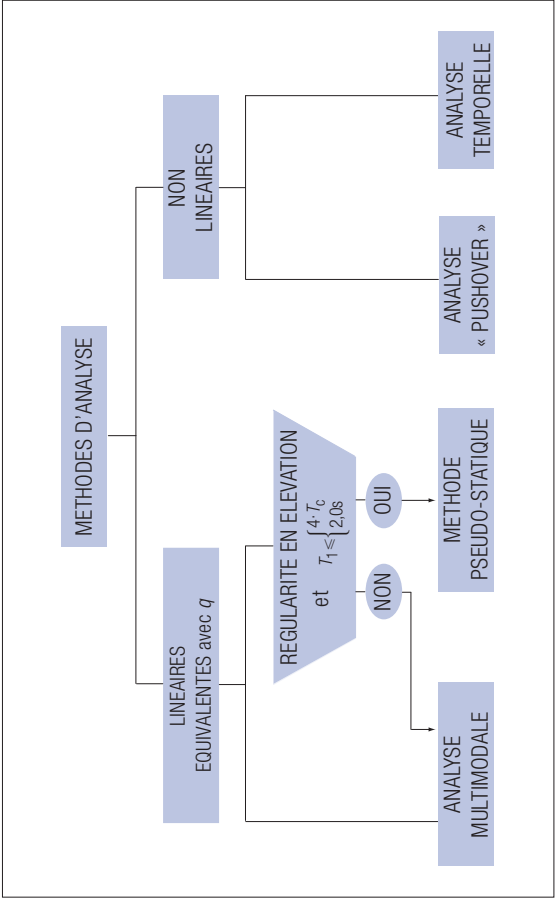


Fig 9.1 Méthodes de calcul admises par l'Eurocode 8

time history is more generally applicable (but more complex). Non-linear methods represent non-linear geometric and/or material behaviour directly, but are subject to an appropriate justification of the seismic input, of the constitutive laws used to represent non-linear structural behaviour and of the method used to interpret the results (see Section 9.4). Unlike the case for linear methods, non-linear analysis requires a prior knowledge of yield strength at critical sections. Hence for concrete structures, the reinforcement details must be determined in advance of the analysis.

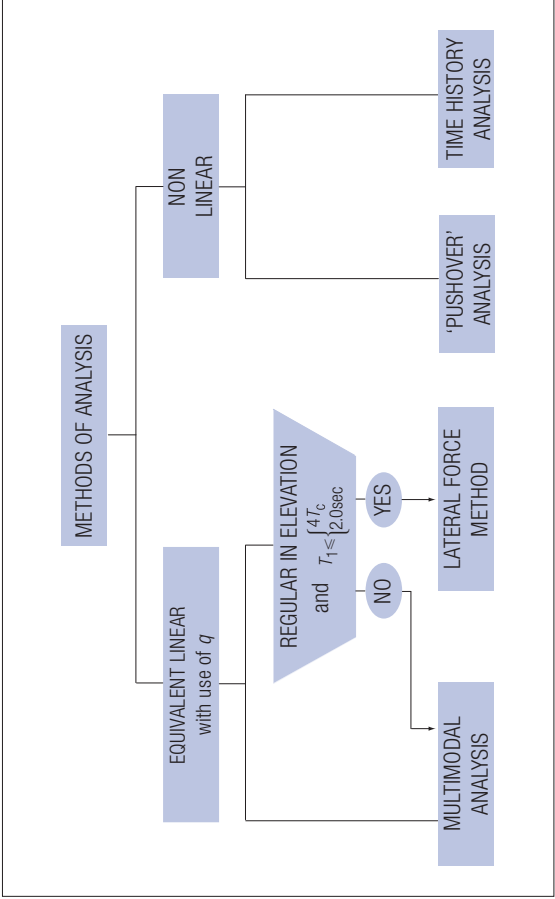


Fig 9.1 Methods of analysis for new buildings permitted by EC8

9.2 Hypothèses générales pour le calcul des actions sismiques

9.2.1 Modélisation

Le modèle de calcul du bâtiment doit représenter de manière adéquate les distributions de rigidité et de masse, de telle sorte que toutes les déformées significatives et les forces d'inertie puissent être représentées convenablement vis-à-vis des actions sismiques considérées.

Les modèles de structure doivent prendre en compte :

- (a) L'espace dans lequel ils s'inscrivent.
 - Les modèles « spatiaux » (tridimensionnels) permettent la prise en compte de la torsion naturelle, c'est-à-dire celle qui est due aux excentricités existant entre les centres de masses et les centres de flexion aux différents niveaux.
 - Les modèles « plans » (bidimensionnels). Pour les bâtiments respectant les critères de régularité en plan, l'analyse peut être réalisée en utilisant deux modèles plans, un pour chaque direction principale, chaque plan contenant également la direction verticale.
- (b) La modélisation des éléments structuraux.

La structure peut être modélisée comme constituée de plusieurs systèmes résistant aux charges verticales et latérales, liés par des diaphragmes horizontaux constitués par les planchers du bâtiment. Lorsque les diaphragmes peuvent être considérés comme rigides dans leurs plans (cf. Section 6.3.3), les masses et les moments d'inertie de chaque plancher peuvent être concentrés au centre de gravité.

- (c) La modélisation du comportement des matériaux.

Dans les bâtiments en béton (également en construction mixte acier-béton et dans les bâtiments en maçonnerie), la rigidité des éléments primaires doit être évaluée en tenant compte des effets de la fissuration, plus précisément :

 - La rigidité peut être évaluée par une analyse détaillée de l'état de fissuration dans les différentes parties de la structure. Elle doit correspondre à l'amorce de la plastification des armatures.
 - A défaut d'une analyse plus précise, la rigidité élastique à la flexion et au cisaillement des éléments de béton peut être considérée comme égale à la moitié de la rigidité correspondante des éléments non fissurés.
 - *Il est recommandé d'utiliser des valeurs plus précises de la rigidité, prenant en compte le type de sollicitation. Le Tableau 9.1 propose des valeurs pour les éléments en béton, interpolées à partir de celles données par l'ASCE 43-05⁴¹.*

9.2 General assumptions for seismic analysis

9.2.1 Modelling

The model of the building must adequately represent the distribution of stiffness and mass, such that all the significant deformations and the inertia forces may be represented suitably with respect to the seismic actions considered.

Structural models need to consider:

- (a) Their spatial extent.
 - 'Spatial' (three-dimensional) models, which can account for the "natural" torsion, i.e. torsion induced by eccentricities existing between the stiffness and mass centres at the various levels.
 - 'Planar' (two-dimensional) models. For buildings which fulfil the criteria for regularity in plan, the analysis can be carried out by using two planar models, for each principal horizontal direction, each plane also containing the vertical direction.
- (b) The modelling of the structural elements.

The structure can be modelled as a series of lateral and vertical load-resisting systems, connected by horizontal diaphragms formed by the floors of the building. When the diaphragms can be regarded as rigid in their planes (see Section 6.3.3), the masses and the moments of inertia of each floor can be concentrated at the centre of gravity.
- (c) The modelling of material behaviour.

In concrete buildings, (also in composite steel-concrete and masonry buildings), the stiffness of the primary elements must account for the effects of cracking, namely:

 - Stiffness can be evaluated by a detailed analysis of the state of cracking in the different parts of the structure. It must correspond to the beginning of yielding of the reinforcement.
 - In the absence of a more precise analysis, the properties of elastic flexural and shear stiffness of the concrete elements can be taken as half of the uncracked stiffness.
 - *It is recommended that more accurate stiffness values should be used, accounting for the stress state involved. Table 9.1 gives tentative values for concrete elements interpolated from ASCE 43-05⁴¹.*

Tableau 9.1 Rigidité efficace du béton armé

Élément	Rigidité à la flexion	Rigidité à l'effort tranchant	Rigidité à l'effort normal
Poutres non précontraintes	$0,5E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	
Poutres précontraintes	$E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	
Poteaux en compression	$0,7E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	$E_{cd}A_c$
Poteaux tendus	$0,5E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	$E_{cd}A_c$ ($E_{sd}A_s / E_{cd}A_c$)
Murs et diaphragmes non fissurés	$E_{cd}I$ ($\sigma_1 < f_{ctm}$)	$G_{cd}A_w$ ($N_{Ed} < V_{Rd,c}$)	$E_{cd}A_c$
Murs et diaphragmes fissurés	$0,5E_{cd}I$ ($\sigma_1 > f_{ctm}$)	$0,5G_{cd}A_w$ ($N_{Ed} > V_{Rd,c}$)	$E_{cd}A_c$

Les paramètres utilisés dans le Tableau 9.1 sont :

- I Moment d'inertie de la section de béton
- A_w Aire réduite de la section transversale (aire de l'âme)
- A_c Aire de la section transversale de béton
- A_s Aire de la section d'armatures
- E_{cd} Valeur de calcul du module du béton à la compression
- G_{cd} Valeur de calcul du module du béton au cisaillement = $0,4E_{cd}$
- E_{sd} Valeur de calcul du module de l'acier des armatures
- σ_1 Contrainte maximale à la traction due à la flexion dans une section non fissurée
- f_{ctm} Valeur moyenne de la résistance à la traction du béton
- V_{Ed} Valeur de calcul de l'effort tranchant dans un mur dans la situation sismique de calcul
- $V_{Rd,c}$ Valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant d'un mur sans armatures d'effort tranchant.

(d) La modélisation des éléments non structuraux.

Les murs de remplissage qui contribuent de manière significative à la rigidité et à la résistance latérale du bâtiment doivent être pris en compte dans la modélisation. Ceci concerne tout particulièrement les remplissages en maçonnerie des ossatures en béton ou en acier ou mixtes, cf. Section 10.12. Des indications sur la façon de modéliser les panneaux de maçonnerie sont données dans la Clause 9.4 de l'EC8 Partie 1³.

Il est recommandé de considérer les remplissages de maçonnerie comme contribuant significativement à la rigidité de la structure quand les joints entre le remplissage et les poteaux le bordant est inférieur à 80% du déplacement relatif des poteaux entre la base et le sommet du remplissage, tel qu'obtenu par le calcul en ne prenant pas en compte les remplissages. De plus, la rigidité d'un remplissage peut être négligée lorsque sa rigidité en plan est inférieure à 15% de la rigidité totale des éléments de contreventement situés dans le même plan au même niveau. Dans tous les cas la masse

Table 9.1 Effective stiffness of reinforced concrete

Member	Flexural rigidity	Shear rigidity	Axial rigidity
Beams – non-prestressed	$0.5E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	
Beams – prestressed	$E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	
Columns in compression	$0.7E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	$E_{cd}A_c$
Columns in tension	$0.5E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	$E_{cd}A_c$ ($E_{sd}A_s / E_{cd}A_c$)
Walls and diaphragms – uncracked	$E_{cd}I$ ($\sigma_1 < f_{ctm}$)	$G_{cd}A_w$ ($N_{Ed} < V_{Rd,c}$)	$E_{cd}A_c$
Walls and diaphragms – cracked	$0.5E_{cd}I$ ($\sigma_1 > f_{ctm}$)	$0.5G_{cd}A_w$ ($N_{Ed} > V_{Rd,c}$)	$E_{cd}A_c$

Parameters used in Table 9.1 are:

- I Moment of inertia of concrete section
- A_w Web cross-sectional area
- A_c Cross-sectional area of the concrete section
- A_s Cross-sectional area of the reinforcing steel
- E_{cd} Design value of concrete compressive modulus
- G_{cd} Design value of concrete shear modulus = $0.4E_{cd}$
- E_{sd} Design value of reinforcing steel modulus
- σ_1 Maximum tensile stress in concrete due to bending, assuming an uncracked section
- f_{ctm} Mean value of axial tensile strength of concrete
- V_{Ed} Design value of shear force in wall in the seismic design situation
- $V_{Rd,c}$ Design shear resistance of the wall without shear reinforcement.

(d) The modelling of non-structural elements.

In-fill walls which contribute significantly to the lateral stiffness and resistance of the building must be taken into account in the model. This particularly relates to masonry in-fills of concrete or steel or composite frames, see Section 10.12. Guidance on modelling masonry panels is given in Clause 9.4 of EC8 Part 1³.

It is recommended that masonry infill should be considered as contributing significantly to the stiffness of the structure when the joint width between the infill and the framing columns is less than 80% of the relative displacement of the columns between bottom and top of the infill, as obtained from the analysis without the infill. Moreover, the stiffness of an infill can be disregarded when its in-plane stiffness is less than 15% of the total stiffness of the bracing elements in the same plane, at the same level. However, in all cases the mass of the infill must be included. The masonry panels may be detailed so that they are structurally isolated from horizontal movements of the frame.

des remplissages doit être prise en compte. Les panneaux de maçonnerie peuvent être conçus pour être structurellement isolés des mouvements horizontaux de l'ossature.

Il est recommandé d'effectuer deux calculs quand les éléments non-structuraux contribuent significativement à la rigidité, c'est-à-dire un calcul prenant en compte les éléments non structuraux, notamment pour vérifier si la structure est régulière ou non, et un calcul ne les prenant pas en compte. Les forces les plus importantes résultant des deux calculs doivent être utilisées pour le dimensionnement. La valeur de calcul de la résistance ne doit prendre en compte aucune contribution des éléments non structuraux.

(e) La prise en compte de la déformabilité du sol de fondation et/ou des éléments structuraux de fondation.

Cette déformabilité doit être introduite dans le modèle de calcul, chaque fois qu'elle peut avoir une influence défavorable sur la réponse globale de la structure. C'est notamment le cas quand la structure est sensible aux effets du second ordre (cf. Section 9.5).

D'autres situations sont envisagées dans l'EC8 Partie 5⁴ nécessitant une analyse de l'interaction sol-structure. Pour les bâtiments, ces situations sont principalement associées à des conditions de sol très souple. Il est noté que l'EC8 Partie 5 donne des indications complémentaires pour traiter de tels cas, qui ne sont pas abordés dans le présent Manuel. Les PS92¹⁰ Clause 6.2.3.3 donnent des indications sur les effets de la souplesse du sol pour les bâtiments avec infrastructure. La Section 12.5 donne quelques indications sur les effets de la souplesse du sol sur les fondations profondes.

9.2.2 Masses à prendre en compte pour le calcul sismique

Dans le calcul sismique, la masse associée aux charges permanentes doit être combinée avec la masse associée aux charges variables comme suit. Il est noté que g (l'accélération de la pesanteur) apparaît dans l'Equation 9.1 parce que les charges permanentes et variables (G et Q) sont dues à la pesanteur et sont donc exprimées en unités de forces (Newtons ou kiloNewtons), alors que les actions sismiques résultant de l'inertie du bâtiment dépendent des masses (en kilogrammes ou tonnes).

$$\sum_k \frac{G_{k,i}}{g} + \sum_i \left[\psi_{E,i} \cdot \frac{Q_{k,i}}{g} \right] \quad (9.1)$$

où :

$G_{k,i}$ est la valeur caractéristique de la $i^{\text{ème}}$ action permanente,

$Q_{k,i}$ est la valeur caractéristique de la $i^{\text{ème}}$ action variable,

g est l'accélération de la pesanteur,

$\psi_{E,i}$ sont les coefficients de combinaison des masses associées aux actions variables i dans la situation sismique de calcul.

It is recommended that two analyses are performed where non-structural elements contribute significantly to stiffness – namely one with the non structural elements included, to establish whether or not regularity is satisfied, and one with them excluded. The larger forces from the two analyses should be used for design. The design value of resistance should neglect any contribution from non-structural elements.

(e) Allowance for the flexibility of the foundation structure and soils. This should be included in the analysis model, whenever it has an unfavourable influence on the global response of the structure. This is the case notably when the structure is sensitive to $P-\Delta$ effects (see Section 9.5).

There are other situations in EC8 Part 5⁴ that require a soil-structure interaction (SSI) analysis to be performed. For buildings, these situations are predominantly associated with very soft soil conditions. It may be noted that EC8 Part 5 gives further guidance in such cases, which are beyond the scope of this Manual. PS92¹⁰ Clause 6.2.3.3 gives guidance on the effect of soil flexibility on basement substructures. Section 12.5 gives limited guidance on the effect of soil flexibility on piled foundations.

9.2.2 Mass to be included in the seismic analysis

In the seismic analysis, the mass associated with permanent loads should be combined with that associated with variable loads as follows. It may be observed that g (the acceleration due to gravity) is included in Equation 9.1 because permanent and variable loads (G and Q) are associated with gravity loading and hence are measured in force units (e.g. Newtons or kiloNewtons), whereas earthquake loads result from the building's inertia, which is measured in mass units (e.g. kilograms or tonnes).

$$\sum_k \frac{G_{k,i}}{g} + \sum_i \left[\psi_{E,i} \cdot \frac{Q_{k,i}}{g} \right] \quad (9.1)$$

where:

$G_{k,i}$ is the characteristic value of the i^{th} permanent load,

$Q_{k,i}$ is the characteristic value of the i^{th} variable load,

g is the acceleration due to gravity,

$\psi_{E,i}$ is the mass combination factor for the mass corresponding to the i^{th} variable action for the seismic design situation.

Pour les bâtiments, $\psi_{E,i}$ est déduit de la relation suivante :

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \tag{9.2}$$

où :

Les coefficients $\psi_{2,i}$ sont les coefficients associés aux valeurs quasi-permanentes des actions variables, données dans l'EC0 en fonction des catégories d'actions. Les valeurs les plus courantes des $\psi_{2,i}$ sont rappelées dans le Tableau 9-2 ; pour une liste plus complète, voir l'EC0⁵ Annexe A1.

Le coefficient φ rend compte de la probabilité de présence simultanée des charges variables lors de l'occurrence du séisme. Ses valeurs sont données dans le Tableau 9-3.

Tableau 9.2 Valeurs des coefficient $\psi_{2,i}$ associés aux valeurs quasi permanentes des actions variables

Type d'action variable	$\psi_{2,i}$
Catégorie A (activités résidentielles ou domestiques)	0,3 [0,3]
Catégorie B (bureaux)	0,3 [0,3]
Catégorie C (regroupement de personnes)	0,6 [0,6]
Catégorie D (locaux commerciaux)	0,6 [0,6]
Catégorie E (entrepôt)	0,8 [0,8]
Catégorie F (trafic de véhicules légers ≤ 30 kN)	0,6 [0,6]
Catégorie H (toiture inaccessible)	0,0 [0,0]
Catégorie I (toiture accessible)	^a
Charges de neige : pour un site à plus de 1000 mètres d'altitude pour un site à au plus 1000 mètres d'altitude	0,2 [0,2] 0,0 [0,0]
Note a La valeur de $\psi_{E,i}$ pour une toiture accessible (catégorie I) doit être choisie comme pour les catégories A, B, C ou D, en fonction de son usage. En cas de doute, c'est la valeur la plus défavorable qui doit être choisie.	

Tableau 9.3 Valeurs du coefficient φ

Type d'action variable	Etage	φ
Catégories A-C et I	Toiture	1,0 [1,0]
	Étages à occupations corrélées ^a	0,8 [0,8]
	Étages à occupations indépendantes ^a	0,5 [0,5]
Catégories D-F et Archives		1,0 [1,0]
Note a Il est recommandé de supposer les occupations des étages comme indépendantes si chaque étage est utilisé par un occupant différent. Dans la plupart des autres cas, il convient de supposer que les occupations sont corrélées.		

For buildings, $\psi_{E,i}$ is derived from the following relation:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \tag{9.2}$$

where:

$\psi_{2,i}$ is associated with the quasi-permanent values for variable loads, as given in EC0 depending on the categories of loads. Common values of $\psi_{2,i}$ are summarised in Table 9.2; for a more detailed list, see EC0⁵ Annex A1.

φ accounts for the probability of simultaneous presence of variable loads during the seismic event; values are given in Table 9.3.

Table 9.2 Values of factor $\psi_{2,i}$ associated with quasi permanent values of variable loads

Type of variable load	$\psi_{2,i}$
Category A (domestic, residential)	0.3 [0.3]
Category B (offices)	0.3 [0.3]
Category C (congregation of people)	0.6 [0.6]
Category D (shopping)	0.6 [0.6]
Category E (storage)	0.8 [0.8]
Category F (traffic area, vehicle weight ≤ 30 kN)	0.6 [0.6]
Category H (inaccessible roofs)	0.0 [0.0]
Category I (accessible roofs)	^a
Snow loads: for sites located at altitude $H > 1000$ m for sites located at altitude $H \leq 1000$ m	0.2 [0.2] 0.0 [0.0]
Note a The value for Category I – accessible roofs – should be taken as that for Category A, B, C or D, choosing the category most nearly corresponding to the actual use of the roof, but adopting the most unfavourable value where doubt exists.	

Table 9.3 Values of factor φ

Type of variable action	Storey	φ
Categories A-C and I	Roof	1.0 [1.0]
	Storeys with correlated occupancies ^a Independently occupied storeys ^a	0.8 [0.8] 0.5 [0.5]
Categories D-F and Archives		1.0 [1.0]
Note a It is recommended that independent occupation of storeys may be assumed where each floor is occupied by a different tenant. In most other cases, correlated occupancy should be assumed.		

9.2.3 Torsion

Quelle que soit la méthode de calcul utilisée, une « torsion accidentelle » doit être prise en compte dans le calcul. Une excentricité additionnelle est appliquée aux masses des différents niveaux. Sa valeur est :

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (9.3)$$

où :

e_{ai} est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau i par rapport à sa position nominale, appliquée dans la même direction à tous les niveaux ;
 L_i est la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique (voir la Figure 9.2).

Le but étant d'estimer les effets maximaux de cette torsion accidentelle, il n'est généralement pas nécessaire de faire varier le signe de l'excentricité d'un niveau à l'autre. Dans les cas traités dans le présent *Manuel*, pour chaque direction de calcul, il suffit d'appliquer le même signe à tous les niveaux pour obtenir un des extrema. Ceci conduit à quatre situations différentes pour les deux directions.

En variante, la torsion accidentelle peut être prise en compte par une des méthodes forfaitaires suivantes :

- (1) Dans le cas où un modèle spatial est utilisé, les effets de torsion accidentels peuvent être déterminés en appliquant des moments de torsion M_{ai} d'axe vertical (Figure 9-2) à chaque niveau i :

$$M_{ai} = \pm e_{ai} \cdot F_i \quad (9.4)$$

où F_i est la force horizontale agissant au niveau i , obtenue par le calcul sismique.

- (2) Si les raideurs latérales et les masses sont distribuées symétriquement en plan, une alternative au modèle spatial est d'amplifier les effets des actions sismiques (solicitations et déplacements) sur les éléments de contreventement situés à une distance x du centre de gravité (Figure 9.3), en leur appliquant un coefficient amplificateur égal à :

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (9.5)$$

9.2.3 Torsion

Whatever the type of analysis used, an 'accidental torsion' must be taken into account in the calculation. This is done by the application of an additional eccentricity to the masses at the various levels. Its value is:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (9.3)$$

where:

e_{ai} is the accidental eccentricity of the mass of level i compared to its nominal position, applied in the same direction at all levels;
 L_i is the dimension of the floor perpendicular to the direction of the seismic action (see Figure 9.2).

Since the goal is to consider the maximum effect of this accidental torsion, it is generally not necessary to vary the sign of the eccentricity from one level to another. In buildings within the scope of this *Manual*, it is sufficient to apply the same sign at all levels in each direction to obtain one of the extreme values, leading to four different cases for the two directions.

Alternatively, accidental torsion may be taken into account by one of the following three approximate methods:

- (1) If a spatial model is used, the accidental effects of torsion can be given by applying moments M_{ai} about the vertical axis (Figure 9.2) at each level i :

$$M_{ai} = \pm e_{ai} \cdot F_i \quad (9.4)$$

where F_i is the horizontal force acting on level i , obtained from the seismic analysis.

- (2) If the lateral stiffness and mass are symmetrically distributed in plan, an alternative for a spatial model is to amplify the seismic effects (internal forces or displacements) on a bracing element at a distance x from the centre of gravity (Figure 9.3), by an amplification coefficient δ , where:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (9.5)$$

(3) Dans le cas où deux modèles plans orthogonaux sont utilisés, la méthode consiste à amplifier les effets des actions sismiques (solicitations et déplacements) sur les éléments de contreventement situés à une distance x du centre de gravité (Figure 9.3), en leur appliquant un coefficient amplificateur égal à :

$$\delta = 1 + 1,2 \frac{x}{L_e} \tag{9.6}$$

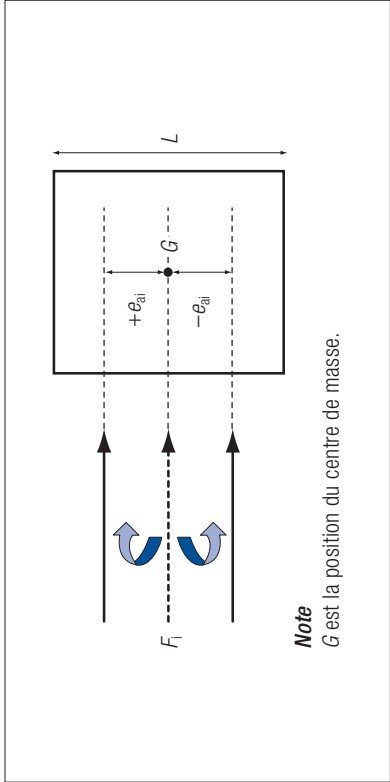


Fig 9.2 Déplacement de la force sismique

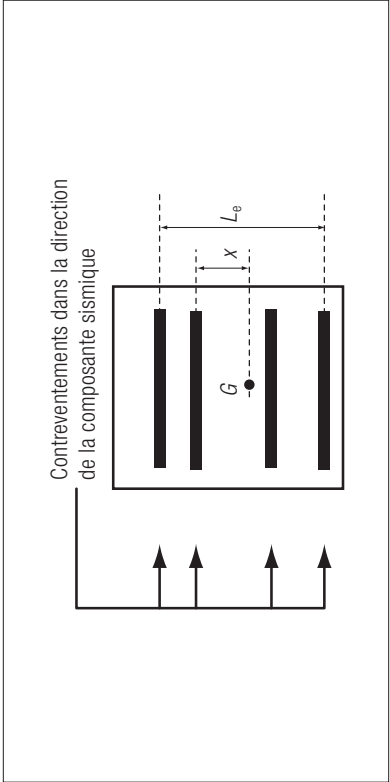


Fig 9.3 Définitions de x et L_e

(3) If two orthogonal planar models are used, the method involves amplifying the seismic effects (internal forces or displacements) on a bracing element at a distance x from the centre of gravity (Figure 9.3), by an amplification coefficient δ , where:

$$\delta = 1 + 1.2 \frac{x}{L_e} \tag{9.6}$$

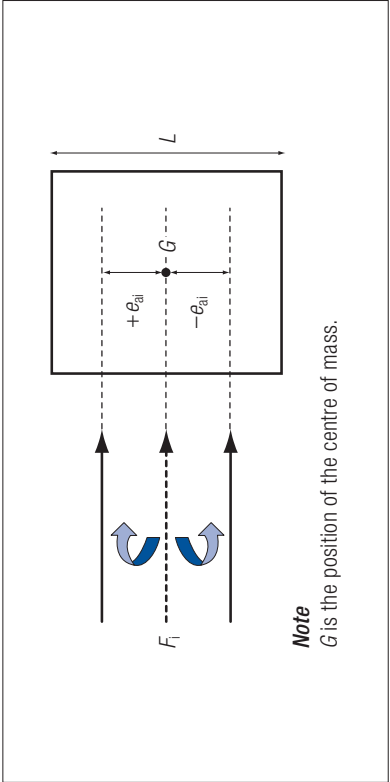


Fig 9.2 Displacement of the seismic force

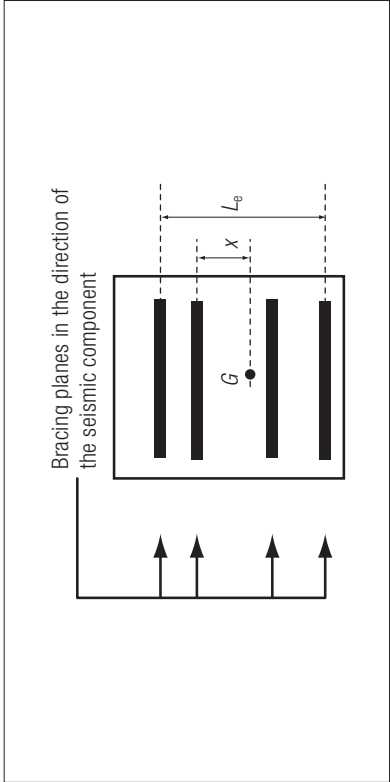


Fig 9.3 Definitions of x and L_e

9.2.4 Combinaison des effets des composantes horizontales

Les bâtiments à murs ou à contreventement triangulé respectant les deux conditions suivantes peuvent être calculés en considérant séparément les actions sismiques agissant dans les deux directions principales :

- (1) Le bâtiment est régulier en plan (Section 6.3).
- (2) Les éléments sismiques primaires de chaque direction ne sont pas liés à ceux de l'autre direction.

Pour tous les autres bâtiments, les effets de l'action sismique agissant dans les deux directions horizontales X et Y, à savoir E_x et E_y , doivent être combinés. Les deux combinaisons suivantes doivent être envisagées :

$$E_x + 0,3E_y \quad (9.7)$$

$$0,3E_x + E_y \quad (9.8)$$

En variante aux Equations 9.7 et 9.8, la combinaison quadratique (racine carrée des sommes des carrés) peut être utilisée :

$$[(E_x)^2 + (E_y)^2]^{1/2} \quad (9.9)$$

9.2.5 Combinaisons d'actions en situation sismique

En situation sismique, les combinaisons d'actions à considérer pour les vérifications à l'état limite ultime ou à l'état limite de limitation de dommage sont de la forme :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (9.10)$$

où :

$G_{k,j}$ désigne les actions permanentes ;

P désigne l'action de la précontrainte, lorsqu'il y a lieu ;

A_{Ed} est la valeur de calcul de l'action sismique. A_{Ed} inclut le coefficient d'importance γ_i correspondant soit à l'état limite ultime, soit à l'état limite de limitation de dommage ;

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$ désigne les valeurs quasi permanentes des actions variables présentes lors du séisme ; les valeurs représentatives des $\psi_{2,i}$ sont données dans le Tableau 9.2.

9.2.4 Combination of the effects of the horizontal seismic components

Buildings fulfilling both the following two conditions may be analysed taking the seismic action acting in each principal direction separately:

- (1) The building is regular in plan (Section 6.3).
- (2) The bracing elements in one direction are independent of those of the other direction.

For all other buildings, the effects of the seismic action acting in two horizontal directions X and Y, namely E_x and E_y , must be combined. Two combinations may be considered:

$$E_x + 0.3E_y \quad (9.7)$$

$$0.3E_x + E_y \quad (9.8)$$

As an alternative to the use of Equations 9.7 and 9.8, the square root of the sum of the squares combination may be used:

$$[(E_x)^2 + (E_y)^2]^{1/2} \quad (9.9)$$

9.2.5 Combinations of seismic loads with other loads

In seismic situations, the load combinations used for design at both the ultimate and the damage limitation limit state are as follows:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (9.10)$$

where:

$G_{k,j}$ are the permanent loads;

P is the prestressing action, whenever applicable;

A_{Ed} is the design value of the seismic action. A_{Ed} includes the importance factor γ_i and corresponds to either ultimate or limitation of damage limit state

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$ are the quasi permanent values of variable loads present when the earthquake occurs; representative values of factors $\psi_{2,i}$ are given in Table 9.2.

9.3 Méthodes d'analyse linéaire équivalente avec coefficient de comportement q

9.3.1 Choix d'une méthode d'analyse linéaire

Deux méthodes de calcul linéaire sont autorisées. La première est la méthode de référence de l'EC8, il s'agit de l'analyse multimodale avec utilisation d'un spectre. La seconde méthode est la méthode simplifiée dite « analyse par forces latérales », qui peut être utilisée lorsque :

- (1) le bâtiment est régulier en élévation (Section 6.4) ;
- (2) dans chacune des deux directions orthogonales horizontales, la période fondamentale de vibration T_1 vérifie l'Equation 9.11.

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_C \\ 2,0s \end{cases}$$

(9.11)

dans laquelle T_C est la période limite supérieure du plateau du spectre de dimensionnement (à accélération constante) donnée dans la Section 8.4. Pour le calcul de T_1 , voir la Section 9.3.3.2.

En général, un modèle spatial (3-D) est nécessaire quand le bâtiment est irrégulier en élévation, sauf dans les cas prévus dans la Section 9.3.2, mais un modèle plan (2-D) est toujours possible quand le bâtiment est régulier en plan. Le Tableau 9.4 donne les critères d'utilisation de modèles plans, de la méthode de calcul par forces latérales et les effets de l'irrégularité sur le coefficient de comportement q .

Tableau 9.4 Simplifications autorisées pour le calcul

Régularité	Simplification admise			Coefficient de comportement q (pour un calcul linéaire équivalent)
	Elévation	Modèle plan (2-D)	Calcul par forces latérales	
Oui	Oui	Oui	Oui ^a	Valeur de référence
Oui	Non	Oui	Non	Valeur diminuée ^b
Non	Oui	Non ^d	Oui ^a	Peut être inférieur à la valeur de référence ^c
Non	Non	Non	Non	Valeur diminuée ^{b, c, e}

9.3 Equivalent linear analysis, using a q (behaviour) factor

9.3.1 Choice of linear analysis method

Two types of linear analysis are allowed. The first is multimodal response spectrum analysis which is the reference method in EC8. A second, simplified method known as “lateral force analysis” can be used when the two following conditions are met.

- (1) The building is regular in elevation (Section 6.4)
- (2) The fundamental periods T_1 of vibration in both orthogonal horizontal directions satisfy Equation 9.11.

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_C \\ 2.0\text{sec} \end{cases}$$

(9.11)

where T_C (the period at the end of the constant acceleration plateau of the response spectrum) is defined in Section 8.4. For calculation of T_1 see Section 9.3.3.2.

In general a spatial (3-D) model is required where the building is irregular in elevation, except as permitted in Section 9.3.2 but a planar (2-D) model is always allowed where regularity in plan exists. Table 9.4 gives conditions for the use of planar models and the lateral force method; it also shows the effect of regularity on the behaviour factor q .

Table 9.4 Simplifications permitted in analysis

Regularity	Permitted Simplification		Behaviour factor q (for equivalent linear analysis)
	Planar (2-D) model	Lateral force analysis	
Yes	Yes	Yes ^a	Reference value
Yes	Yes	No	Decreased value ^b
No	No ^d	Yes ^a	May be reduced below the reference value ^c
No	No	No	Decreased value ^{b, c, e}

Notes

- a** Pour pouvoir utiliser la méthode de calcul par forces latérales, il convient de considérer aussi les limites sur la période données par l'Equation 9.11.
- b** La valeur de référence du coefficient de comportement est multipliée par 0.8 pour les bâtiments irréguliers en élévation.
- c** Les bâtiments flexibles en torsion, définis dans la Section 6.3, se voient attribuer des valeurs de référence de q beaucoup plus faibles que pour des bâtiments équivalents en béton, mais réguliers. Les bâtiments flexibles en torsion sortent du cadre du présent *Manuel*. Certain autres bâtiments irréguliers en plan peuvent aussi se voir attribuer une valeur de q inférieure, voir les Tableaux 10.1 et 11.2.
- d** Aux conditions exposées dans la Section 9.3.2, des modèles plans séparés peuvent être utilisés.
- e** *Il est noté que l'analyse linéaire équivalente peut ne pas être toujours adaptée aux bâtiments irréguliers. Les bâtiments très irréguliers (définis dans les Sections 6.3.5 et 6.4.3) sortent du cadre du présent Manuel.*

9.3.2 Utilisation de modèles plans dans le cas d'irrégularité en plan

Pour les bâtiments réguliers en élévation, mais pas en plan, l'analyse linéaire peut encore être effectuée en utilisant deux modèles plans, un pour chaque direction horizontale principale, sous réserve du respect de toutes les conditions suivantes :

- Le bâtiment est de catégorie d'importance II ou III (voir le Tableau 8.1).
- Le bâtiment a ses éléments de façade et ses cloisons bien répartis et relativement rigides.
- La hauteur du bâtiment ne dépasse pas 10m.
- Les diaphragmes peuvent être considérés comme rigides.
- Les centres de torsion et de gravité doivent être tous situés approximativement sur une ligne verticale et doivent respecter, pour les deux directions horizontales d'analyse, les conditions suivantes : $r_x^2 > I_g^2 + X_{cs}^2$ et $r_y^2 > I_g^2 + Y_{cs}^2$. Les variables apparaissant dans ces équations sont définies dans la Section 6.3.3.

Si toutes ces conditions sont respectées à l'exception de la dernière, l'utilisation de modèles plans reste possible, mais les effets des actions sismiques sont alors à majorer de 25%.

Notes

- a** There are also maximum limits on the period of vibration for the lateral force method to be allowed – see Equation 9.11.
- b** The reference behaviour factor is multiplied by 0.8 for buildings with irregular elevations.
- c** Torsionally flexible concrete buildings, defined in Section 6.3, are assigned much lower reference q values than equivalent concrete buildings which are regular. Torsionally flexible buildings are beyond the scope of this *Manual*. Certain other buildings which are irregular in plan also attract a lowered q value, see Tables 10.1 and 11.2.
- d** Under the specific conditions given in Section 9.3.2, a separate planar model may be used.
- e** *It is observed that equivalent linear analysis may not always be suitable for irregular buildings. Highly irregular buildings (defined in Sections 6.3.5 and 6.4.3) are beyond the scope of this Manual.*

9.3.2 Use of planar models in buildings with irregularity in plan

When the structure is regular in elevation but is irregular in plan, it is still permitted to carry out a linear analysis by using two planar models, one for each principal horizontal direction, provided all the following conditions are met.

- The building is of importance class II or III (see Table 8.1).
- The façade elements and partitions of the building are well distributed and relatively rigid.
- The height of the building does not exceed 10m.
- The diaphragms can be regarded as rigid.
- The centres of torsion and gravity must all be roughly on a vertical line and must, in the two horizontal directions in consideration, observe the conditions: $r_x^2 > I_g^2 + X_{cs}^2$ and $r_y^2 > I_g^2 + Y_{cs}^2$. The variables in this equation are defined in Section 6.3.3.

If all these conditions are satisfied except the last one, two planar models may still be used but the effects of the seismic actions should be increased by 25%.

9.3.3 Méthode d'Analyse par forces latérales

9.3.3.1 Effort tranchant sismique à la base F_b

L'effort tranchant sismique à la base F_b est déterminé par l'Equation 9.12, pour chaque direction principale dans laquelle le bâtiment est analysé.

$$F_b = \lambda m S_D(T_1) \quad (9.12)$$

où :

$S_D(T_1)$ est l'ordonnée du spectre de calcul pour la période fondamentale de vibration T_1 (voir la Section 9.3.3.2), pour le mouvement de translation dans la direction considérée,

m est la masse totale du bâtiment au dessus des fondations ou au dessus du sommet d'un soubassement rigide,

λ est un coefficient de correction valant :

- 0,85 pour les bâtiments de plus de deux étages lorsque la période $T_1 \leq 2 \times T_C$, T_C étant la limite supérieure du plateau du spectre de calcul ;
- 1 dans les autres cas.

9.3.3.2 Calcul de la période fondamentale T_1

Une valeur approchée de la période fondamentale dans la direction considérée, T_1 (en secondes), peut être obtenue par l'expression suivante :

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (9.13)$$

où :

H est la hauteur du bâtiment, en mètres, depuis le sommet des fondations ou le sommet d'un soubassement rigide.

C_t est égal à :

- 0,085 dans le cas des portiques spatiaux en acier,
- 0,075 dans le cas des portiques spatiaux en béton et des triangulations excentrées en acier,
- 0,050 pour toutes les autres structures.

Pour les structures avec des murs de contreventement en béton ou en maçonnerie, C_t peut être pris égal à :

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (9.14)$$

où :

$$A_c = \sum_i [A_i \cdot (0,2 + \alpha_i^2)] \quad (9.15)$$

$$\alpha_i = l_{wi}/H, \text{ sans excéder } 0,9 \quad (9.16)$$

9.3.3 Lateral force method

9.3.3.1 Seismic base shear force F_b

The seismic base shear force F_b is given by Equation 9.12, for each principal direction in which the building is analysed.

$$F_b = \lambda m S_D(T_1) \quad (9.12)$$

where:

$S_D(T_1)$ is the ordinate of the design spectrum for the fundamental period of vibration T_1 (see Section 9.3.3.2) for the translation movement in the direction considered,

m is the total mass of the building above the top of the foundations or the top of a rigid raft or rigid basement,

λ is a correction factor, equal to:

- 0.85 for the buildings of more than two storeys, when the period $T_1 \leq 2 \times T_C$, where T_C is the higher limit of the design spectrum plateau;
- 1 in the other cases.

9.3.3.2 Calculation of fundamental period T_1

An approximate value of the fundamental period in the direction considered T_1 (in seconds) can be obtained by the following expression:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (9.13)$$

where:

H is the height of the building, in metres, from the top of the foundations or the top of a rigid raft or rigid basement.

C_t is equal to:

- 0.085 for moment resisting steel frames,
- 0.075 for moment resisting concrete frames and for eccentrically braced steel frames,
- 0.050 for all other structures.

For structures with concrete or masonry shear walls, C_t can be taken equal to:

$$C_t = 0.075 / \sqrt{A_c} \quad (9.14)$$

where:

$$A_c = \sum_i [A_i \cdot (0.2 + \alpha_i^2)] \quad (9.15)$$

$$\alpha_i = l_{wi}/H, \text{ or } 0.9, \text{ if less} \quad (9.16)$$

A_c est l'aire effective totale des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment, en m^2 ; A_c se rapporte à une direction principale donnée de la structure (X ou Y) et est obtenue comme la somme de quantités [entre crochets], qui concernent tous les murs contribuant au contreventement dans cette direction.

Pour chacun des murs contribuant de la sorte :

A_i est l'aire effective de la section transversale du $i^{\text{ème}}$ mur de contreventement dans la direction considérée, au premier niveau du bâtiment, en m^2 ;

l_{wi} est la longueur du mur de contreventement i au premier niveau dans la direction considérée, en mètres.

Il est noté que l'Equation 9.15 ci-dessus est écrite dans l'EN 1998-1: 2004 (équation 4.8 de la norme) sous la forme :

$$A_c = \sum_i [A_i \cdot (0.2 + (l_{wi} / H))^2] \text{ équivalent à } A_c = \sum_i [A_i \cdot (0.2 + \alpha_i)^2]$$

Ainsi le terme élevé au carré n'est pas le même que dans l'Equation 9.15. Il est supposé que l'équation de la norme comporte une erreur de plume et une correction est attendue en conséquence.

En variante, la valeur de T_1 (en secondes) peut être estimée par l'expression suivante :

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (9.17)$$

où :

d est le déplacement élastique horizontal du sommet du bâtiment, en mètres, dû aux charges gravitaires appliquées horizontalement (calcul statique).

9.3.3.3 Répartition verticale des forces sismiques

Les forces sismiques horizontales F_i appliquées à chaque niveau i (dont la somme est égale à l'effort tranchant sismique à la base F_b) peuvent être estimées par la formule suivante (cf. la Figure 9.4) :

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (9.18)$$

où s_i est le déplacement horizontal du niveau i dans le premier mode. Il est noté que les déplacements horizontaux s_i de chaque masse m_i obtenus dans un calcul statique (voir la fin de la Section 9.3.2 ci-dessus) donnent habituellement une approximation raisonnable de la première déformée modale et peuvent donc être utilisés directement dans l'Equation 9.18. En variante, pour les structures régulières en élévation et dans les limites de hauteur considérées dans le présent Manuel (cf. le Tableau 1.1), la forme du mode fondamental peut être considérée comme linéaire en fonction de la

A_c is the total effective area of the sections of the shear walls at the first storey of the building, in m^2 ; A_c relates to a specific principal axis of the structure (X or Y) and is obtained as a sum of the quantities in [square brackets] which apply to all shear walls contributing to bracing in that direction.

For each such shear wall:

A_i is the area of the i^{th} shear wall contributing to bracing in the direction under consideration, calculated at the first storey of the building, in m^2 ;

l_{wi} is the length of shear wall i at the first storey in the direction under consideration, in metres.

It may be noted that equation 9.15 above appears in EN 1998-1: 2004 (equation 4.8 in the code) as:

$$A_c = \sum_i [A_i \cdot (0.2 + (l_{wi} / H))^2] \text{ which is equivalent to } A_c = \sum_i [A_i \cdot (0.2 + \alpha_i)^2]$$

Thus the term that is squared differs from equation 9.15. It is believed that the version of the equation in the code is a simple error, and an amendment to the code is expected in due course.

Alternatively, the value of T_1 (in seconds) can be estimated by the following expression:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (9.17)$$

where:

d is the horizontal elastic displacement at the top of the building, in metres, due to the gravity loads applied horizontally (static analytical calculation).

9.3.3.3 Vertical distribution of seismic forces

The horizontal seismic forces F_i applied to each storey i (the sum of which equals the seismic base shear force F_b) may be estimated according to the following formula (see Figure 9.4):

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (9.18)$$

where s_i is the horizontal deflection at storey i in the first mode. It may be observed that the set of horizontal displacements s_i of each mass m_i obtained from the static analytical calculation (see end of Section 9.3.2 above) usually represents a reasonable approximation to the first mode shape, and hence can be used directly in Equation 9.18. Alternatively, for structures which are regular in elevation and are within the height limits corresponding to the scope of the Manual (see Table 1.1), the shape of the fundamental mode can be approximated to a straight line. The horizontal

hauteur. Dans ce cas, la force sismique horizontale F_i appliquée à chaque niveau i peut être estimée par la formule suivante :

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (9.19)$$

où z_i est la hauteur de la masse m_i au dessus du niveau associé à F_b – voir la Figure 9.4.

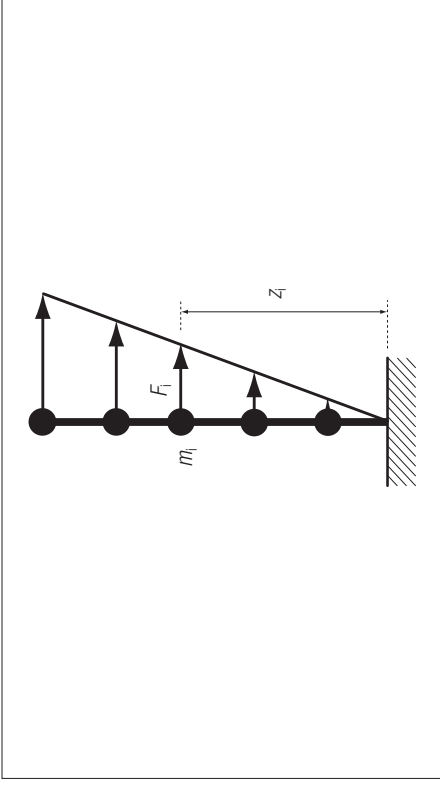


Fig 9.4 Répartition des forces latérales en fonction de la hauteur

Les forces sismiques F_i ainsi obtenues dans chaque direction horizontale par les Equations 9.18 ou 9.19 constituent un cas de chargement statique, chaque force étant la résultante des actions d'inertie appliquées à un plancher.

9.3.3.4 Répartition des forces sismiques en plan

Chaque force F_i est répartie au niveau considéré dans les différents éléments verticaux composant le contreventement. Cette répartition est effectuée par chaque plancher, généralement considéré comme un diaphragme rigide. En principe, cette répartition tient compte du moment d'axe vertical associé dû à la torsion (voir Section 9.3.2), sauf si les approximations conservatrices données par les Equations 9.5 ou 9.6 sont utilisées.

seismic force F_i applied to each storey i may then be estimated according to the following formula:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (9.19)$$

where z_i is the height of the mass m_i , i.e. the height above the level associated with the base shear F_b – see Figure 9.4.

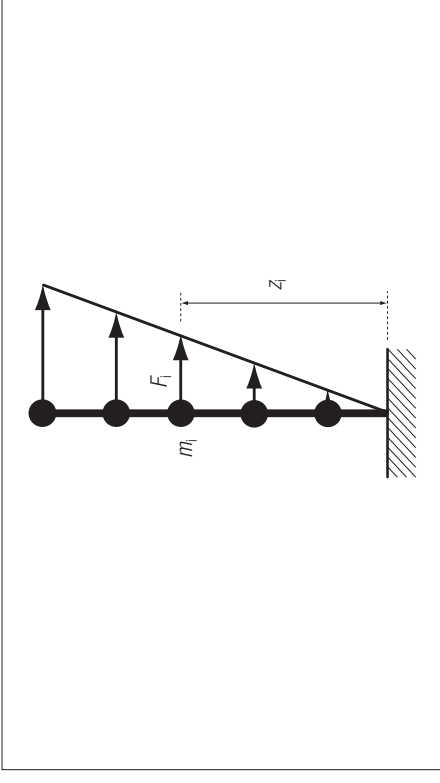


Fig 9.4 Height distribution of forces in lateral force analysis

The set of seismic forces F_i thus obtained in each horizontal direction according to Equations 9.18 or 9.19 constitutes a static load case, each force being the resultant of the inertia loads applied to a floor.

9.3.3.4 Distribution of seismic forces in plan

Each force F_i is distributed at the level considered into the various lateral load resisting elements. This distribution is effected by the floor diaphragms, which may normally be considered to be rigid. Normally the distribution should also allow for the associated moment about the vertical axis due to torsion (see Section 9.2.3), unless the conservative approximations of Equations 9.5 or 9.6 are used.

9.3.4 Combinaison des réponses modales dans l'analyse multimodale spectrale

La réponse de tous les modes de vibration contribuant de façon significative à la réponse globale doit être prise en compte. Ce principe est supposé satisfait si l'une **ou** l'autre des deux conditions ci-après est respectée, dans chacune des directions principales horizontales :

- la somme des masses modales effectives pour les modes considérés atteint au moins 90% de la masse totale de la structure ;
- tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5% de la masse totale sont pris en compte.

Cependant, dans le cas d'un modèle spatial où il serait difficile d'obtenir ce résultat, il est admis que le principe est respecté en prenant un nombre de modes au moins égal à $k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$, où n est le nombre de niveaux de superstructure. La période T_k du mode le plus élevé pris en compte doit cependant rester inférieure à 0,2 secondes.

Quand la somme des masses modales effectives est inférieure à 90% de la masse totale de la structure et un calcul est effectué avec le nombre de modes spécifié au paragraphe précédent, il est recommandé d'ajouter un mode rigide pour prendre en compte la « masse manquante » – cf. PS92¹⁰ Clause 6.6.1.3.4.

Même lorsque plus de 90% de la masse totale est prise en compte dans le calcul, les résultats peuvent être entachés d'une erreur significative. Deux cas peuvent être distingués.

- (1) *Quand la période T_k du mode de rang le plus élevé pris en compte dans le calcul est inférieure à 0,2s, les sollicitations obtenues près de la base de la structure, quand y est concentrée une part importante de la masse de la structure, peuvent être sous estimées, particulièrement dans les éléments de fondation et sur le sol. Dans ce cas, la méthode de la masse manquante décrite ci-dessus peut être adoptée (cf. PS92 Clause 6.6.1.3.4).*
- (2) *Quand la période T_k du mode de rang le plus élevé pris en compte dans le calcul est supérieure à 0,2s, les forces peuvent être sous estimées près du sommet des structures élancées. Dans de tels cas, le nombre de modes pris en compte doit être augmenté.*

Pour combiner les modes, l'effet total E_E de l'action sismique (force, déplacement, etc.) peut être pris comme la racine carrée de la somme des carrés des effets E_{Ei} calculés mode par mode (combinaison quadratique simple, SRSS), pourvu que tous les modes puissent être considérés comme indépendants:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (9.20)$$

9.3.4 Modal combinations in multimodal response spectrum analysis

The response of all the modes of vibration contributing significantly to the total response must be taken into account. This principle is deemed to be satisfied if **either** of the two conditions below is fulfilled in each principal horizontal direction:

- the sum of the effective modal masses for the modes considered reaches at least 90% of the total mass of the structure;
- all the modes whose effective modal mass is higher than 5% of the total mass are taken into account.

However, in the case of a spatial model where it would be difficult to satisfy this condition, the principle may be satisfied by taking into account a number of modes at least equal to $k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$, where n is the number of levels in superstructure. The period T_k of the highest mode should however not be greater than 0.2 seconds.

Where the sum of the effective modal masses is less than 90% of the total mass of the structure, and an analysis is performed with the number of modes specified in the previous paragraph, it is recommended that a rigid body mode should be added to account for the 'missing mass' – see PS92¹⁰ Clause 6.6.1.3.4.

Even where more than 90% of the total mass is included in the analysis, the results may still be subject to significant error. Two cases may be distinguished.

- (1) *Where the period of the highest mode T_k accounted for in the analysis is less than 0.2sec, the forces near the base of a structure with large mass concentrations near its base may be underestimated, particularly in the foundation structure and soils. In this case, the 'missing mass' procedure described above may be adopted (see PS92 Clause 6.6.1.3.4).*
- (2) *Where the period of the highest mode T_k accounted for in the analysis is greater than 0.2sec, forces may be underestimated near the top of tall or slender structures. In such cases, the number of modes included in the analysis should be increased.*

To combine the modes, the total seismic action effect E_E (force, displacement, etc.) may be taken as the square root of the sum of the squares (SRSS) of the action effects E_{Ei} due to individual modes, provided all the modes can be regarded as independent:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (9.20)$$

Les modes peuvent être considérés comme indépendants lorsque leurs périodes sont éloignées de plus de 10%.

Pour des modes dépendants, des méthodes plus précises doivent être adoptées (par exemple, la méthode de combinaison quadratique complète CQC – cf. l'ASCE 4-98⁴² ou les PS92¹⁰ Clause 6.6.2.3).

9.3.5 Calcul des déplacements

Les déplacements produits par l'action sismique de calcul doivent être calculés sur la base des déformations élastiques de la structure à l'aide de l'expression :

$$d_s = q \cdot d_e \tag{9.21}$$

où :

d_s est le déplacement d'un point dû à l'action sismique de calcul,
 q est le coefficient de comportement pris en compte dans l'action sismique de calcul,
 d_e est le déplacement du même point déterminé par l'étude linéaire équivalente.

Il n'est pas besoin que la valeur de calcul d_s soit supérieure à la valeur déduite du spectre de réponse élastique (Section 8.4). *Il est noté que le déplacement obtenu par un calcul élastique est inférieur à celui donné par l'Equation 9.21 quand la limite inférieure β_{a_0} est prise comme valeur de calcul de l'accélération, conformément aux Equations 8.9 et 8.10.*

Modes may be regarded as independent when their periods differ by more than 10%.

For dependent modes, more rigorous methods (for example the complete quadratic combination (CQC) method – see ASCE 4-98⁴² or PS92¹⁰ Clause 6.6.2.3) should be used.

9.3.5 Calculation of displacement

The displacements induced by the design seismic action must be calculated on the basis of the elastic deformation of the structural system, using the expression:

$$d_s = q \cdot d_e \tag{9.21}$$

where:

d_s is the displacement of a point due to the design seismic action,
 q is the behaviour factor taken into account in the design seismic action,
 d_e is the displacement at the same point determined from the equivalent linear analysis.

The design value d_s need not be higher than the value obtained from the elastic response spectrum (Section 8.4). *It may be observed that the deflection from an elastic analysis will be less than that from Equation 9.21 when the lower limit β_{a_0} in Equations 8.9 and 8.10 governs the design spectral acceleration.*

9.4 Méthodes d'analyse non linéaire

9.4.1 Introduction

Il est noté que cette Section donne quelques conseils pour l'application des méthodes de calcul non linéaire, mais ne constitue pas un ensemble complet de directives. Une information plus complète peut être trouvée dans un guide AFPS²², dans Fajfar and Krawinkler⁴³, dans l'ATC-40⁴⁴, dans l'ASCE41-06³⁵, dans le FEMA 440⁴⁵ et dans Chopra⁴⁶. Des indications générales sur la méthode d'analyse en poussée progressive sont données dans la Section 9.4.4 ; pour une utilisation pratique, plus de détails sont donnés dans l'annexe informative B de l'EC8 Partie 1³. Des valeurs admissibles des déformations plastiques correspondant aux différents états limites ne sont pas données dans l'EC8 Partie 1, mais cette information figure dans les annexes informatives de l'EC8 Partie 3⁴⁷.

9.4.2 Modélisation pour les calculs non linéaires

Dans un calcul non linéaire, le modèle doit représenter de manière adéquate le comportement post-élastique des différents éléments et la distribution de résistance dans la structure.

Pour la modélisation du comportement des éléments structuraux, il convient d'utiliser des lois force-déformation au moins bilinéaires pour chaque élément. Dans les bâtiments en béton armé et en maçonnerie, la rigidité élastique d'une relation force-déformation bilinéaire doit correspondre à celle des sections fissurées. Dans les éléments ductiles, supposés présenter des excursions dans le domaine post-élastique pendant la réponse, la rigidité élastique d'une relation bilinéaire doit être la rigidité sécante au point de plastification. Il est cependant admis d'utiliser des lois force-déformation tri-linéaires, prenant en compte les rigidités pré- et post-fissuration.

Pour ces lois force-déformation, il peut être admis un palier plastique de pente nulle. Si une dégradation de la résistance peut se produire, par exemple pour les murs en maçonnerie ou pour d'autres éléments fragiles, elle doit être prise en compte dans la loi force-déformation de ces éléments.

Les efforts normaux dus aux charges gravitaires doivent être pris en compte lors de la détermination des relations force-déformation des éléments structuraux. En revanche, les moments fléchissants dus à ces charges gravitaires dans les éléments verticaux de la structure peuvent être négligés, à moins qu'ils n'influencent de manière significative le comportement global de la structure.

Les propriétés des éléments doivent être les valeurs moyennes des propriétés des matériaux, estimées à partir des valeurs caractéristiques correspondantes, sur la base des informations fournies dans les EC2 à EC6 ou dans les normes européennes relatives aux matériaux.

9.4 Non-linear methods

9.4.1 Introduction

It may be observed that this section offers some advice on the application of non-linear methods but does not set out comprehensive guidelines. Fuller information can be found in an AFPS guide²², Fajfar and Krawinkler⁴³, ATC-40⁴⁴, ASCE41-06³⁵, FEMA 440⁴⁵ and Chopra⁴⁶. General guidance on the pushover method is given in Section 9.4.4; more complete details for practical use are given in informative annex B of EC8 Part 1³. Acceptance values for the plastic deformations corresponding to various limit states is not provided in EC8 Part 1, but information is given in the informative annexes to EC8 Part 3⁴⁷.

9.4.2 Modelling issues

In the case of non-linear analysis, the model should adequately represent the post-elastic behaviour of the structural elements and the distribution of strength in the structure.

In modelling the structural elements, as a minimum a bilinear force-deformation relationship should be used at the element level. In reinforced concrete and masonry buildings, the elastic stiffness of a bilinear force-deformation relation should correspond to that of cracked sections. In ductile elements, expected to exhibit post-yield excursions during the response, the elastic stiffness of a bilinear relation should be the secant stiffness to the yield-point. Trilinear force-deformation relationships, which take into account pre-crack and post-crack stiffnesses, are also permitted.

For these force-deformation relationships, a zero post-yield stiffness may be assumed. If strength degradation is expected, e.g. for masonry walls or other brittle elements, it must be included in the force-deformation relationships of those elements.

Axial forces due to gravity loads should be taken into account when determining force – deformation relationships for structural elements. On the other hand, bending moments in vertical structural elements due to gravity loads may be neglected, unless they substantially influence the global structural behaviour.

Element properties should be based on mean values of the properties of the materials, estimated from the corresponding characteristic values on the basis of information provided in EC2 to EC6 or in European standards related to materials.

9.4.3 Vérifications de sécurité

L'action sismique doit être appliquée dans les directions positive et négative et les effets sismiques maximaux en résultant doivent être utilisés dans la justification.

Pour la vérification des éléments, la vérification de sécurité $E_d \leq R_d$ s'applique en termes de forces uniquement pour les éléments fragiles. Dans cette condition, E_d est la valeur de calcul de l'effet obtenue dans le calcul non linéaire dans la situation sismique de calcul et R_d est la valeur de calcul de la résistance correspondante.

Pour les zones dissipatives, qui sont conçues avec les dispositions constructives nécessaires pour bénéficier d'une ductilité suffisante, cette condition doit être respectée en termes de déformation des éléments (par exemple, rotation des rotules plastiques ou rotation de la corde), avec les coefficients partiels des matériaux appropriés, appliqués aux capacités de déformation des éléments. Les déformations dues aux actions sont celles obtenues par le calcul.

9.4.4 Analyse statique non linéaire (en poussée progressive)

L'analyse en poussée progressive est une analyse statique non linéaire conduite sous charges gravitaires constantes et des actions horizontales qui croissent de façon monotone. Il convient d'appliquer indépendamment au moins deux distributions verticales d'accélération latérales :

- un schéma «uniforme», fondé sur des forces latérales proportionnelles à la masse quelle que soit la hauteur (accélération uniforme, Figure 9.5(a)) ;
- un schéma «modal», conduisant à une distribution de forces latérales proportionnelle à celle déterminée dans l'analyse élastique (Figure 9.5(b)).

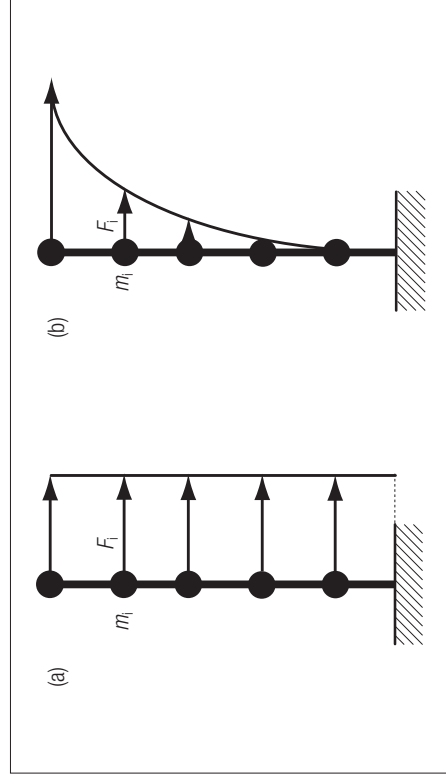


Fig 9.5 Distributions des forces latérales pour un calcul en poussée progressive

9.4.3 Safety verification

The seismic action should be applied in both positive and negative directions and the resulting maximum seismic effects should be used.

For element verification, the safety verification $E_d \leq R_d$ applies in terms of forces only for brittle elements. In this condition, E_d is the design value of the effect under consideration in the seismic design situation from the non-linear analysis, and R_d is the design value of the corresponding resistance.

For dissipative zones, which are designed and detailed for ductility, justification should be in terms of member deformations (e.g. plastic hinge or chord rotations), with appropriate material partial factors applied on member deformation capacities. The deformation action effects to use are those obtained directly from the analysis.

9.4.4 Non-linear static (pushover) analysis

Pushover analysis is a non-linear static analysis carried out under conditions of constant gravity loads and monotonically increasing horizontal loads. At least two vertical distributions of lateral accelerations should be applied independently:

- a 'uniform' pattern, based on lateral forces that are proportional to mass regardless of elevation (uniform response acceleration, Figure 9.5(a));
- a 'modal' pattern, leading to a distribution of lateral forces proportional to that determined in the elastic analysis (Figure 9.5(b)).

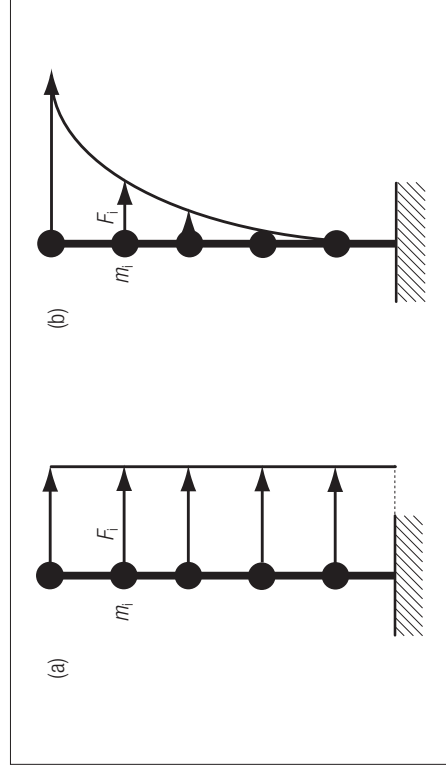


Fig 9.5 Alternative distributions of lateral forces for a pushover analysis

Le mécanisme plastique doit être déterminé pour les deux distributions de charges latérales appliquées. L'excentricité accidentelle doit être prise en compte.

Dans les mêmes conditions de régularité que pour les analyses linéaires, deux modèles plans peuvent être utilisés pour l'analyse en poussée progressive. Les bâtiments qui ne respectent pas ces critères doivent être analysés à l'aide d'un modèle spatial. Néanmoins, dans ce cas, deux analyses indépendantes peuvent être faites avec, pour chaque analyse, des actions latérales appliquées dans une seule direction. Les effets de la torsion peuvent alors être évalués comme indiqué dans la Section 9.2.3.

La courbe de capacité doit être construite jusqu'à un déplacement de contrôle excédant de 50% le déplacement cible.

Le déplacement de contrôle peut être pris au centre de gravité de la terrasse du bâtiment, sans considération d'un éventuel appentis en terrasse.

Le déplacement cible doit être défini comme la demande sismique déduite du spectre de réponse élastique en termes de déplacement d'un système équivalent à un seul degré de liberté. Des indications plus détaillées sur la façon de procéder sont données dans l'annexe informative B de l'EC8 Part 1³.

The plastic mechanism should be determined for the two lateral load distributions applied. Accidental eccentricity should be taken into account.

Subject to the same regularity conditions as for linear analyses, two plane models may be used for the pushover analysis. Buildings which do not fit these criteria should be analysed with a spatial model. In this case, two independent analyses can still be performed, with lateral actions applied in only one direction for each analysis. The torsional effects may be estimated in accordance with Section 9.2.3.

The capacity curve should be determined for values of the control displacement exceeding by 50% the target displacement.

The control displacement may be taken at the centre of mass of the roof of the building, without consideration of any penthouse.

The target displacement should be defined as the seismic demand derived from the elastic response spectrum in terms of the displacement of an equivalent single-degree-of-freedom system. Detailed advice is given in informative annex B of EC8 Part ¹³.

9.5 Effets du second ordre ($P-\Delta$)

Pour les structures élancées, le déplacement horizontal des masses induit un moment fléchissant supplémentaire dû à l'excentrement du poids de ces masses par rapport à l'axe vertical, moment dit du second ordre. Il n'est pas nécessaire de prendre en compte cet effet lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les étages :

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} d_r}{V_{\text{tot}} h} \leq 0,10 \quad (9.22)$$

où (voir la Figure 9.6) :

θ est le coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages,

P_{tot} est la charge gravitaire totale due à tous les planchers situés au dessus de l'étage considéré, y compris celui-ci, dans la situation sismique de calcul,

V_{tot} est l'effort tranchant sismique total au niveau considéré,

d_r est le déplacement relatif de calcul entre planchers, pris comme la différence de déplacement latéral moyen d_s entre le haut et le bas de l'étage considéré, calculés conformément à la Section 9.3.5,

h est la hauteur de l'étage considéré.

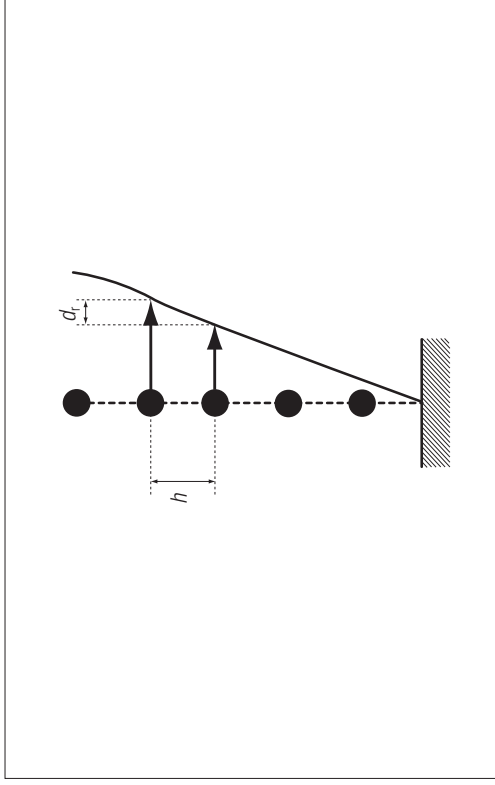


Fig 9.6 Calcul du coefficient de sensibilité aux effets du second ordre θ

9.5 $P-\Delta$ effects

For flexible structures, the horizontal displacement of the masses may induce an additional bending moment due to the offset of the weight of these masses compared to the vertical axis, known as the $P-\Delta$ effect. It is not necessary to take into account this effect when the following condition is satisfied at all levels:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} d_r}{V_{\text{tot}} h} \leq 0.10 \quad (9.22)$$

where (see Figure 9.6):

θ sensitivity factor to relative displacement between storeys,

P_{tot} total gravity load due to all the floors located above the level considered, including the one considered, in the design seismic situation,

V_{tot} total seismic shear force at the level considered,

d_r design interstorey drift, evaluated as the difference of the average lateral displacements d_s at the top and bottom of the storey under consideration and calculated in accordance with Section 9.3.5;

h height of storey under consideration.

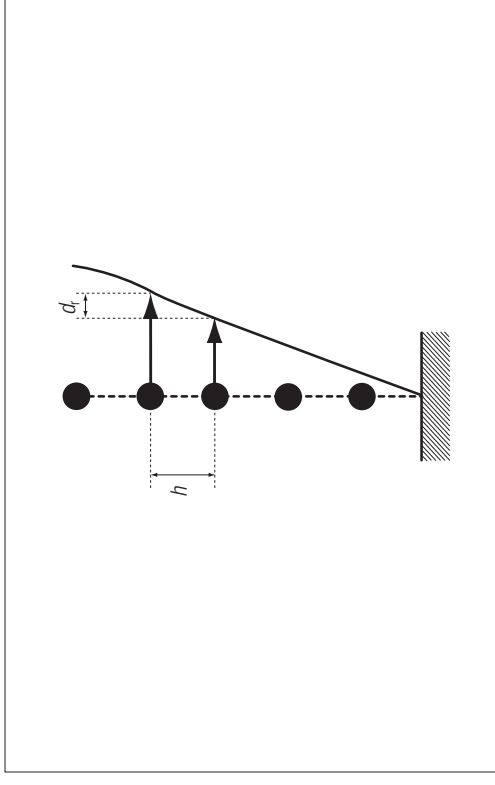


Fig 9.6 Calculation of P -delta sensitivity factor θ

Les conséquences des valeurs de θ sur le calcul sont données dans le Tableau 9.5.

Tableau 9.5 Conséquences des valeurs du coefficient de sensibilité θ sur le calcul

$\theta \leq 0,1$	Inutile de prendre en compte les effets du second ordre.
$0,1 < \theta \leq 0,2$	Les effets du second ordre peuvent être pris en compte approximativement en multipliant les effets des actions sismiques par $1/(1 - \theta)$.
$0,2 < \theta \leq 0,3$	Les effets du second ordre doivent être pris en compte explicitement par un calcul (NB : ce type de calcul n'entre pas dans le cadre du présent Manuel).
$\theta > 0,3$	Non autorisé.

Consequences of values of θ on the analysis are given in Table 9.5.

Table 9.5 Consequences of values of P - Δ coefficient θ on the analysis

$\theta \leq 0.1$	No need to consider P - Δ effects.
$0.1 < \theta \leq 0.2$	P - Δ effects may be taken into account approximately by amplifying the effects of the seismic actions by $1/(1 - \theta)$.
$0.2 < \theta \leq 0.3$	P - Δ effects must be accounted for by an analysis including second order effects explicitly. (Note this type of analysis is beyond the scope of this Manual).
$\theta > 0.3$	Not permitted.

10 Bâtiments en béton

10.1 Vue d'ensemble des principales différences entre les conceptions sans et avec séisme

Il est noté que, dans les situations sismiques de calcul, les bâtiments en béton sont conçus pour avoir une capacité de dissipation de l'énergie et pour avoir un comportement global ductile. Le comportement global ductile est assuré lorsque la demande de ductilité met en jeu un large volume de la structure et est répartie sur différents éléments et emplacements à tous ses étages. Les régions critiques sont choisies et conçues pour se comporter potentiellement comme des rotules plastiques. Ceci implique qu'une ductilité à la flexion est conférée à ces régions critiques, pour leur assurer une bonne capacité de rotation dans le domaine post-élastique sous des chargements alternés répétés. Ceci est effectué en mettant en œuvre une conception et des dispositions constructives spécifiques. De même, les modes de rupture ductiles (par exemple la flexion) doivent précéder les modes de rupture fragiles (par exemple à l'effort tranchant), avec une fiabilité suffisante. A cette fin, le dimensionnement en capacité est utilisé pour localiser précisément les zones critiques et pour éviter les ruptures fragiles. Finalement, le dimensionnement pour les actions sismiques est basé sur les mêmes concepts que dans une zone non sismique (c.-à-d. stabilité, résistance), avec des vérifications additionnelles relatives au dimensionnement en capacité, à la conception ductile des régions critiques et des dispositions constructives plus contraignantes.

Dans les zones de faible sismicité, les bâtiments en béton peuvent être conçus pour une faible capacité de dissipation d'énergie et pour une faible ductilité, comme décrit dans la Section 10.2.

10.2 Dimensionnement selon l'Eurocode 2 (conception en DCL)

Le dimensionnement sismique pour la ductilité limitée (classe de ductilité DCL – voir la Section 5.5) n'est applicable que dans les zones de faible sismicité. Il consiste à respecter l'ensemble des dispositions de l'EC2 Partie 1-17, avec comme seule condition supplémentaire de n'utiliser dans les éléments sismiques primaires (Section 5.2) que de l'acier de béton armé de classe B ou C selon le Tableau C.1 de l'EC2 Partie 1-1. A ces conditions, un coefficient de comportement q jusqu'à 1,5 peut être utilisé dans le calcul

10 Concrete buildings

10.1 Overview of main differences between seismic and non-seismic design

In seismic design situations, it may be observed that concrete buildings are designed to provide energy dissipation capacity and an overall ductile behaviour. Overall ductile behaviour is ensured if the ductility demand involves globally a large volume of the structure and is spread to different elements and locations of all its storeys. Critical regions are chosen and arranged with the potential to behave as plastic hinges. This implies that a flexural ductility is assured to these critical regions, to provide them with a good rotational capacity in the post elastic domain under repeated reversed loading. This is done through the application of specific design and detailing. Also, ductile modes of failure (e.g. flexure) should precede brittle failure modes (e.g. shear) with sufficient reliability. To this end, capacity design is used to locate precisely the critical regions and to avoid brittle failures. Finally, the design for seismic actions is based on the same concepts as that for a non seismic zone (i.e. stability, resistance), with additional verifications related to capacity design, to local ductility design in critical regions and with more stringent detailing rules.

In low seismicity areas, concrete buildings may be designed for low dissipation capacity and low ductility, as described in Section 10.2.

10.2 Design to Eurocode 2 (DCL design)

Seismic design for limited ductility (ductility class DCL – see Section 5.5) is permissible only in low seismicity areas. It consists of conforming to the provisions of EC2 Part 1-17, with the sole additional requirement that only ductility class B or C reinforcement, according to table C.1 of EC2 Part 1-1, should be used in the primary seismic elements (Section 5.2). Under these conditions, a behaviour factor q up to 1.5 can be used in the calculation of the seismic actions, whatever the structural system and the regularity in elevation. Further seismic design and detailing provisions (including capacity design considerations), as set out in the rest of this chapter, are not required.

des actions sismiques, quels que soient le système structurel et la régularité en élévation. Les dispositions de conception et constructives en situation sismique (y compris les considérations de dimensionnement en capacité), telles qu'exposées dans le reste de ce chapitre, ne sont pas nécessaires.

10.3 Dimensionnement ductile (conception en DCM et DCH)

Dans les zones de sismicité modérée ou forte, les bâtiments doivent être conçus pour être ductiles, pour dissiper de l'énergie par déformation plastique, sous chargements horizontaux et verticaux, sans dégradation significative de résistance. Deux classes de ductilité (Section 5.5) sont décrites dans l'EC8, la DCM (moyenne ductilité) et la DCH (haute ductilité), correspondant à des demandes de ductilité croissantes. Seule la classe DCM est considérée ci-après. Elle consiste à appliquer les dispositions de l'EC2 Partie 1-17, avec en plus les dispositions de cette Section.

10.4 Résistance de calcul des matériaux

10.4.1 Propriétés des matériaux

10.4.1.1 Béton

Le béton d'une classe inférieure à C 16/20 (telle que défini dans la Clause 3.1 de l'EC2 Partie 1-17) ne doit pas être utilisé dans les éléments sismiques primaires.

10.4.1.2 Acier des armatures

Dans les zones critiques des éléments primaires (Section 5.2), les armatures doivent être constituées d'acier de classe B ou C du tableau C.1 de l'EC2 Partie 1-17. Seules des barres nervurées doivent être utilisées, sauf pour les cadres, les étriers et les épingles. Les treillis soudés respectant ces conditions peuvent être utilisés dans les éléments primaires.

10.4.2 Coefficients partiels des propriétés des matériaux

Quelle que soit la classe de ductilité utilisée, les valeurs des coefficients partiels à utiliser dans les calculs de résistance à l'ELU sont :

Béton : $\gamma_c = 1,30$ [1,5] (10.1)

Acier des armatures : $\gamma_s = 1,00$ [1,15] (10.2)

10.3 Ductile design (DCM and DCH design)

In areas of moderate and high seismicity, concrete building structures must be designed to possess ductility, such that they can dissipate energy by plastic deformation under horizontal and vertical loading without significant degradation of resistance. Two ductility classes (Section 5.5) are described in EC8, namely DCM (medium) and DCH (high), corresponding to increasing ductility demands. Only class DCM is considered hereafter. It consists in applying the provisions of EC2 Part 1-17, and, in addition, the provisions described in this section.

10.4 Design strength of materials

10.4.1 Material properties

10.4.1.1 Concrete

Concrete of a class lower than C 16/20 (as defined in Clause 3.1 of EC2 Part 1-17) should not be used in primary seismic elements.

10.4.1.2 Reinforcing steel

In the dissipative zones of primary elements (Section 5.2), the reinforcement must be of class B or C steel according to table C.1 of EC2 Part 1-17. Only ribbed bars may be used, except for closed stirrups and cross-ties, where plain bars are acceptable. Ribbed welded wire meshes may be used, which must be of class B or C steel in primary members.

10.4.2 Partial factors for material properties

For all classes of ductility, the following values of partial factor should be used in the calculation of resistance at ULS:

Concrete: $\gamma_c = 1.5$ [1.5] (10.1)

Reinforcing steel: $\gamma_s = 1.15$ [1.15] (10.2)

10.5 Types des bâtiments en béton armé et coefficients de comportement

Les bâtiments en béton sont classés selon leur comportement sous l'effet des actions sismiques horizontales. Les classes à considérer correspondent aux types suivants, définis dans la Section Terminologie et Notations :

- système à ossature
- système de murs
- mur ductile
- murs couplés (à files d'ouvertures)
- murs de grandes dimensions faiblement armés
- murs à contreventement mixte
- système à contreventement mixte équivalent à une ossature
- système à contreventement mixte équivalent à des murs
- système flexible à la torsion et système en pendule inverse ; les deux sont exclus du cadre de ce *Manuel* et ne sont donc pas considérés plus avant.

Il est noté qu'il y a un recouvrement entre les systèmes d'ossatures et les systèmes à murs couplés, la classification en l'un ou l'autre type dépendant de la taille relative entre les éléments horizontaux et verticaux. L'EC8 établit qu'un mur est un élément vertical avec un rapport de la longueur à l'épaisseur l_w/b_w plus grand que 4, ce qui est un critère suffisant pour choisir.

Il y a aussi un recouvrement entre murs couplés et murs avec de petites ouvertures. La définition des murs couplés donnée dans la Section Terminologie et Notations donne un critère pour une classification correcte.

Les caractéristiques géométriques ou mécaniques permettant de définir les différents éléments (poteaux, poutres et murs) sont données dans les paragraphes correspondants ci-après. Les bâtiments en béton peuvent être classés selon un type de système structurel dans une direction horizontale et selon un autre type dans l'autre direction horizontale. A un type structurel est associé un coefficient de comportement dont la valeur maximale est donnée par la relation :

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (10.3)$$

q_0 est la valeur de base du coefficient de comportement, donnée dans le Tableau 10.1. Cette valeur dépend de la régularité en plan et en élévation des bâtiments.

10.5 Types of reinforced concrete buildings and behaviour factors

Concrete buildings are classified according to their behaviour under the effect of the horizontal seismic actions. The classes to be considered correspond to the following types, defined in Terminology and Notation:

- frame system
- wall system
- ductile wall
- coupled wall
- large lightly reinforced wall
- dual system
- frame equivalent dual system
- wall equivalent dual system
- torsionally flexible system and inverted pendulum system, both of which are excluded from the scope of this *Manual*, and are not referred to further.

It may be observed that there is an overlap between frame systems and coupled walls, with the classification to one or other type depending on the relative size of the vertical and the horizontal elements. EC8 states that a wall is a vertical element with a length to thickness ratio l_w/b_w greater than 4, which is a sufficient criterion for the choice.

There is also an overlap between coupled walls and walls with small openings. The definition of coupled walls given in Terminology and Notation gives a criterion for the appropriate classification.

The geometrical or mechanical characteristics which correspond to the definition of the various elements (columns, beams and walls) are given in the corresponding paragraphs below. Concrete buildings can be classified according to one type of structural system in one horizontal direction and another type in the other horizontal direction. For each design direction, each type of structural system has an associated behaviour factor whose maximum value is given by the relation:

$$q = q_0 k_w \geq 1.5 \quad (10.3)$$

q_0 is the basic value of the behaviour factor, given in Table 10.1. It depends on whether or not the building is regular in plan and elevation.

Tableau 10.1 Valeurs de base du coefficient de comportement q_0 en classe DCM

Type de structure ^a		Régularité en plan et en élévation	Irrégularité modérée ^b		
			En plan seulement	En élévation seulement	En plan et en élévation
Système à ossature ou système à contreventement mixte équivalent à une ossature	à un étage	3,3	3,15	2,64	2,52 ^c
	à une travée et plusieurs étages	3,6	3,3	2,88	2,64 ^c
	à plusieurs travées et plusieurs étages	3,9	3,45	3,12	2,76 ^c
Système de murs couplés, système à contreventement mixte équivalent à des murs		3,6	3,3	2,88	2,64 ^c
Système de murs ductiles non couplés		3,0	3,0	2,4	2,4
Murs de grandes dimensions faiblement armés		3,0	3,0	2,4	2,4
Notes a Pour la définition des types de structures, voir la 'Terminologie' au début de ce <i>Manuel</i> . b Les irrégularités modérées en plan et en élévation sont définies dans les Sections 6.3.4 et 6.4.2. La forte irrégularité est permise (mais pas encouragée) par l'EC8, mais les structures fortement irrégulières sortent du cadre du présent <i>Manuel</i> . c Les valeurs indiquées ici tiennent en compte des valeurs approximatives de α_w/α_t , coefficient représentatif de l'hyperstativité de la structure (cf. EC8 Partie 1 ³ , Clauses 5.2.2.2 (4), (5) et (6)).					

Le coefficient k_w reflète le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux de murs. Il doit être pris comme suit :

$$k_w = \begin{cases} 1,00, & \text{pour les ossatures ou les systèmes à contreventement mixte équivalent à des ossatures} \\ \frac{(1 + \alpha_0)}{3}, & \text{mais ni inférieur à 0,5 ni supérieur à 1, pour les systèmes de murs ou à contreventement mixte équivalent à des murs} \end{cases} \quad (10.4)$$

où α_0 est le rapport de forme prédominant des murs du système structural.

Table 10.1 Basic value of the behaviour factor q_0 for DCM structures

Structural type ^a		Regular in plan and elevation	Moderately irregular ^b		
			In plan only	In elevation only	In plan and elevation
Frame system or frame equivalent dual system	One storey	3.3	3.15	2.64	2.52 ^c
	Multi-storey, one-bay	3.6	3.3	2.88	2.64 ^c
	Multi-storey, multi-bay	3.9	3.45	3.12	2.76 ^c
System of coupled walls or wall equivalent dual system		3.6	3.3	2.88	2.64 ^c
System of uncoupled ductile walls		3.0	3.0	2.4	2.4
Large lightly reinforced walls		3.0	3.0	2.4	2.4
Notes a For definitions of structural types, see 'Terminology' at the beginning of this <i>Manual</i> . b Moderate irregularity in plan and elevation are defined in Sections 6.3.4 and 6.4.2. High irregularity is permitted (but not encouraged) by EC8, but highly irregular structures are beyond the scope of this <i>Manual</i> . c The values indicated here take account of approximate values of α_w/α_t , coefficient representative of the redundancy of the structure (see EC8 Part 1 ³ , clauses 5.2.2.2 (4), (5) and (6)).					

The factor k_w reflects the rupture mode prevailing in a structural wall system. It must be taken as follows:

$$k_w = \begin{cases} 1.00, & \text{for frame and frame-equivalent dual systems} \\ \frac{(1 + \alpha_0)}{3}, & \text{but not less than 0.5 or greater than 1, for wall, wall-equivalent systems} \end{cases} \quad (10.4)$$

where α_0 is the prevailing aspect ratio of the walls of the structural system.

Le rapport de forme prédominant α_0 peut être déterminé à partir de l'expression suivante, sous réserve que le rapport (h_{wi}/l_{wi}) ne varie pas trop entre les murs ; il est recommandé de considérer que des variations inférieures à 20% peuvent être considérées comme acceptables :

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \tag{10.5}$$

où :

h_{wi} est la hauteur du mur i ; et

l_{wi} est la longueur de la section transversale du mur i .

Quand la longueur du mur varie avec la hauteur ou quand il y a des ouvertures dans les murs ou dans le cas de murs couplés, il est recommandé de prendre une longueur équivalente dans l'Equation 10.5, longueur donnant une raideur équivalente (c.à.d. le même déplacement au sommet dans une distribution donnée de forces). Néanmoins, pour simplifier l'évaluation de α_0 quand la structure comprend des murs couplés, il est acceptable de considérer chaque mur indépendamment, en ne considérant pas l'effet de couplage apporté par les linteaux. De même, quand un mur est classé comme mur plein (c.-à-d. sans ouverture ou avec de petites ouvertures), alors l'influence des ouvertures peut être négligée dans l'évaluation de α_0 .

Dans les structures irrégulières en plan, le rapport de forme peut être différent d'un mur à l'autre. Dans de tels cas, il est recommandé que l'évaluation de α_0 soit seulement basée sur les murs qui prédominent dans la résistance à l'effort tranchant total. Par exemple, les murs les plus flexibles qui résistent ensemble à moins de 35% de l'effort tranchant repris par le mur le plus rigide peuvent être négligés dans l'application de l'Equation 10.5.

10.6 Ossatures spatiales (poteaux, poutres et nœuds)

10.6.1 Conditions générales pour les ossatures

10.6.1.1 Excentricité entre poutres et poteaux

L'excentricité de l'axe d'une poutre par rapport à l'axe du poteau auquel elle est connectée doit être limitée à $b_c/4$, b_c étant la plus grande dimension de section transversale du poteau perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre.

Il est noté que cette condition s'applique aux poutres continues de part et d'autre d'un nœud poutre-poteau et aussi aux poutres qui s'arrêtent à un tel nœud.

The prevailing aspect ratio α_0 may be determined from the following expression, provided the ratio (h_{wi}/l_{wi}) does not differ significantly between walls; as a guide, it is recommended that variations lower than 20% may be judged as acceptable:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \tag{10.5}$$

where:

h_{wi} is the height of wall i ; and

l_{wi} is the cross-sectional length of wall i .

When the length of a wall varies with height, or when there are openings in the wall, or in the case of coupled walls, it is recommended that an equivalent length should be used in Equation 10.5, which gives an equivalent stiffness (i.e. the same displacement at top under a given distribution of forces). However, to simplify the evaluation of α_0 when the structure includes coupled walls, it is admissible to consider each wall independently, not considering the effect of coupling beams. Also, where a wall is classified as a plain wall (i.e. without openings or with small openings), then the influence of openings may be disregarded in the evaluation of α_0 .

In structures which are irregular in plan, the aspect ratio may be very different from one wall to another. In such cases, it is recommended that the evaluation of α_0 is based solely on those walls which predominate in resisting the total seismic shear force. For example, the most flexible walls which together resist less than 35% of the shear force taken by the stiffest wall may be neglected for the purposes of Equation 10.5.

10.6 Moment resisting frames (beams, columns and joints)

10.6.1 General conditions for frames

10.6.1.1 Eccentricity between beams and columns

The eccentricity of a beam axis should be limited relative to that of the column into which it frames, so that the distance between the centroidal axes of the two members should be limited to less than $b_c/4$, where b_c is the largest cross-sectional dimension of the column normal to the longitudinal axis of the beam.

It may be observed that this condition applies to beams which are continuous through a beam-column joint as well as those that terminate at the joint.

10.6.1.2 Résistances relatives des poutres et des poteaux

Sauf indication contraire ci-après, l'Equation 10.6 doit être satisfaite à tous les nœuds de poutres sismiques primaires ou secondaires avec des poteaux sismiques primaires, pour les deux directions principales (X et Y) et pour chaque sens de la sollicitation sismique ; ainsi l'Equation 10.6 doit être vérifiée pour quatre conditions, soit pour X positif, X négatif, Y positif et Y négatif.

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (10.6)$$

avec :

$\sum M_{Rc}$ somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux connectés au nœud. Il convient d'utiliser la valeur minimale des résistances à la flexion des poteaux dans l'intervalle de variation des efforts normaux des poteaux dans la situation sismique de calcul ;

$\sum M_{Rb}$ somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres connectées au nœud.

Les armatures de dalles parallèles aux poutres et situées dans la largeur participante de membrure contribuent à la résistance en flexion des poutres, si elles sont ancrées au delà de la section des poutres située à la face du nœud.

Il n'est pas nécessaire de respecter l'Equation (10.6) dans les cas suivants :

- au dernier étage de bâtiments à plusieurs étages,
- dans les bâtiments à un seul étage,
- dans le premier étage des bâtiments de deux étages, si la valeur de l'effort normal réduit v_d ne dépasse pas 0,3 dans tout poteau, avec :

$$v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd} \quad (10.7)$$

Dans les ossatures comportant au moins quatre poteaux en plan ayant des sections transversales approximativement de mêmes dimensions, il n'est pas nécessaire de respecter l'Equation 10.6 dans plus de trois poteaux sur quatre. *Bien que cela ne soit pas précisé par l'EC8, il est recommandé de considérer que les poteaux d'un même niveau ont des sections transversales approximativement de mêmes dimensions si leurs rigidités à la flexion ne varient pas de plus de 20%.*

10.6.2 Poteaux

10.6.2.1 Définition

Les poteaux sont des éléments de structure généralement verticaux supportant des charges gravitaires par compression. Ils sont soumis à un effort normal réduit de calcul v_d (Equation 10.7) supérieur à 0,1.

10.6.1.2 Relative resistance of beams and columns

Except where noted below, Equation 10.6 must be satisfied at all the joints of primary or secondary seismic beams with primary seismic columns, for the two principal horizontal directions of the structure (say X and Y) and for each direction of the seismic action. Thus Equation 10.6 must be checked for four conditions, namely positive X, negative X, positive Y and negative Y.

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad (10.6)$$

where:

$\sum M_{Rc}$ is the sum of design values of the flexural strengths of the columns connected to the joint. The lowest value of the flexural strengths of the columns for the range of the axial forces under the design seismic situation must be considered;

$\sum M_{Rb}$ is the sum of design values of the flexural strengths of the beams connected to the joint.

Slab reinforcement parallel to the beam and within the effective flange width contributes to the flexural capacities of the beams, if it is anchored beyond the beam section at the face of the joint.

Equation (10.6) need not apply in the following cases:

- at the top level of multi-storey buildings,
- in single storey buildings,
- at the bottom storey of two-storey buildings if the value of the normalised axial load v_d does not exceed 0.3 in any column, where:

$$v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd} \quad (10.7)$$

In plane frames with at least four columns of about the same cross-sectional size, it is not necessary to comply with Equation 10.6 in more than three columns out of every four. *Though not stated in EC8, it is recommended that columns at the level considered may be assumed to be of about the same cross-sectional size if their flexural stiffness does not vary by more than 20%.*

10.6.2 Columns

10.6.2.1 Definition

The columns are generally vertical structural elements supporting gravity loads in compression. They are subjected to a normalised design axial force v_d (Equation 10.7) higher than 0.1.

10.6.2.2 Dimensions

A moins que θ (coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages, voir Section 9.5) ne soit $\leq 0,1$, les dimensions de la section transversale des poteaux ne doivent pas être inférieures à un dixième de la plus grande distance d_c entre le point d'inflexion et les extrémités du poteau, pour la flexion dans un plan parallèle à la dimension de poteau considérée.

Le plus souvent, cette distance peut être prise égale à la demie hauteur du poteau (voir la Figure 10.1). *Néanmoins, cette dimension peut être non conservatrice à la base des poteaux quand la flexibilité des fondations est importante. De plus, il est noté que la dimension minimale d'un poteau recommandée par l'EC8 n'est pas adaptée au cas des systèmes préfabriqués avec des poteaux en console ; l'Annexe Nationale française autorise une dimension minimale moitié de la recommandation de l'EC8.*

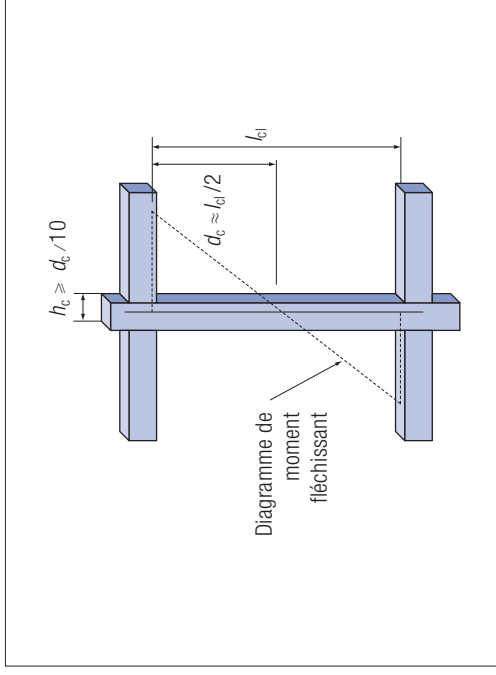


Fig 10.1 Dimensions d'un poteau

10.6.2.3 Valeurs de calcul des actions internes

Les valeurs de calcul des moments fléchissants sont celles obtenues par l'analyse, modifiées quand nécessaire pour respecter l'Equation 10.6.

En revanche, les valeurs de calcul des efforts tranchants sont obtenues à partir de considérations de dimensionnement en capacité en appliquant l'Equation 10.8 dans les deux sens positif et négatif du séisme.

10.6.2.2 Dimensions

Unless θ (the interstorey drift sensitivity coefficient, see Section 9.5) is $\leq 0,1$, the cross-sectional dimensions of the columns should not be less than one tenth of the larger distance d_c between the point of contraflexure and the ends of the column, for bending within a plane parallel to the column dimension considered.

Generally, this distance may be taken as equal to half the height of the column (see Figure 10.1). *However this may be unconservative at the base of columns where the foundation flexibility is significant. Moreover, it is noted that the minimum column dimension recommended by EC8 is not suitable in the case of precast systems with cantilevered columns; the French National Annex permits a minimum dimension which is half the EC8 recommendation.*

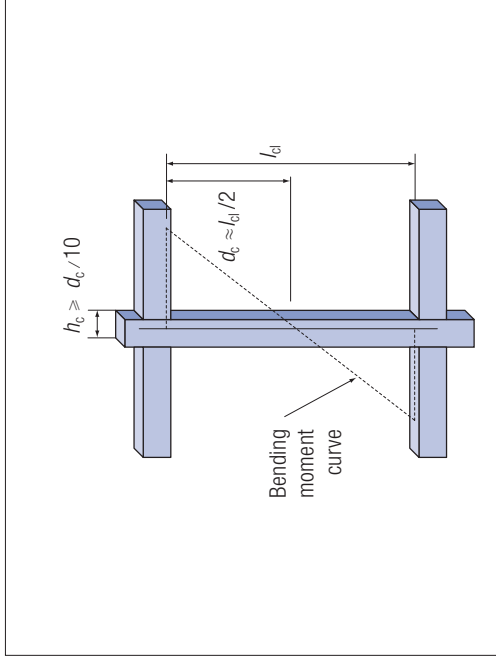


Fig 10.1 Column dimensions

10.6.2.3 Design action effects

The design values of the bending moments are obtained directly from the seismic analysis, modified when necessary to comply with Equation 10.6.

By contrast, the design values of the shear forces are obtained from capacity design considerations, by applying Equation 10.8 in both positive and negative directions of the earthquake.

$$V_d = \frac{|M_{2,d}| + |M_{1,d}|}{I_d} \tag{10.8}$$

$M_{1,d}$ sont les moments d'extrémité dont les valeurs sont déterminées par :

$$M_{1,d} = \chi (1,1 M_{Rc,i}) \tag{10.9}$$

$$\chi = \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \text{ mais pas plus grand que } 1 \tag{10.10}$$

où :
 $M_{Rc,i}$ est la valeur de calcul de la résistance à la flexion du poteau à l'extrémité i dans le sens du moment fléchissant sismique pour le sens considéré de l'action sismique, calculée suivant la Section 10.6.2.4 ;
 $\sum M_{Rb}$ et $\sum M_{Rc}$ sont définis dans la Section 10.6.1.

Il est noté qu'il est toujours acceptable et conservatif de prendre pour χ une valeur égale à 1. Néanmoins, dans les situations où l'Equation 10.6 s'applique (ce qui est généralement le cas, mais voir la Section 10.6.1.2 pour les exceptions), χ ne dépasse pas 0,77.

10.6.2.4 Résistance

La valeur de l'effort normal réduit v_d (Equation 10.7) ne doit pas dépasser 0,65.

Les résistances à la flexion et à l'effort tranchant doivent être calculées conformément à l'EC2 Partie 1-17, en utilisant la valeur de l'effort normal issue de l'analyse pour la situation sismique de calcul.

La flexion déviée peut être prise en compte de manière simplifiée en effectuant la vérification séparément dans les deux directions perpendiculaires, avec la résistance à la flexion simple réduite de 30%. *Il est noté qu'une approximation similaire peut être adoptée pour un effort tranchant biaxial, bien qu'aucune indication ne soit donnée par l'EC8.*

10.6.2.5 Dispositions constructives pour la ductilité locale

(i) Conditions générales
 Le pourcentage total des armatures longitudinales ρ_l ne doit pas être inférieur à 0,01 et ne doit pas être supérieur à 0,04 (sans compter les recouvrements). Dans les sections transversales symétriques, il faut prévoir des armatures symétriques ($\rho = \rho'$).

Au moins une armature intermédiaire doit être prévue entre les armatures d'angle le long de chaque face du poteau.

$$V_d = \frac{|M_{2,d}| + |M_{1,d}|}{I_d} \tag{10.8}$$

$M_{1,d}$ are end moments, with values determined by:

$$M_{1,d} = \chi (1,1 M_{Rc,i}) \tag{10.9}$$

$$\chi = \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \text{ but not greater than } 1 \tag{10.10}$$

where:
 $M_{Rc,i}$ is the design value of the flexural resistance at the end i of the column with the sign of the bending moment for the direction considered for the seismic action, calculated according to Section 10.6.2.4;
 $\sum M_{Rb}$ and $\sum M_{Rc}$ are defined in Section 10.6.1.

It may be observed that it is always acceptable and conservative to take the value of χ as 1. However, in situations where Equation 10.6 applies (which is generally the case, but see Section 10.6.1.2 for the exceptions), χ will not exceed 0.77.

10.6.2.4 Resistance

The value of the normalised axial force v_d (Equation 10.7) must not exceed 0.65.

The flexural and shear resistances must be derived in accordance with EC2 Part 1-17, using the value of the axial force for the design seismic situation taken from the seismic analysis.

Biaxial bending may be taken into account in a simplified way by checking separately in the two orthogonal directions, with the uniaxial moment of resistance reduced by 30%. *It is recommended that a similar approximation may be adopted for biaxial shear, although no guidance is given by EC8.*

10.6.2.5 Detailing for local ductility

(i) General conditions
 The total longitudinal reinforcement ratio ρ_l should be not less than 0.01 and not more than 0.04 (excluding any laps). In symmetrical cross-sections symmetrical reinforcement should be provided ($\rho = \rho'$).

At least one intermediate bar should be provided between corner bars along each column side.

(ii) Dimensions des zones critiques

Doivent être considérées comme des zones critiques les zones à l'extrémité des poteaux primaires où des dispositions constructives particulières sont requises, s'étendant sur une longueur l_{cr} telle que :

$$l_{cr} = \max \{ h_c; l_{cl}/6; 0,45 \} \quad (\text{en mètres}) \tag{10.11}$$

où (Figure 10.1) :

h_c est la plus grande dimension de la section transversale du poteau ;

l_{cl} est la longueur libre du poteau.

Si $l_{cl}/h_c < 3$, la hauteur totale du poteau sismique doit être considérée comme zone critique et doit être armée en conséquence, conformément aux règles ci-après.

(iii) Armatures dans les régions critiques

Dans les zones critiques des poteaux primaires tels que définis plus haut, les armatures de confinement et les épingles doivent avoir un diamètre minimal de 6mm. La forme des armatures de confinement doit être telle que la section de béton bénéficie de l'état de contrainte triaxial créé par ces armatures (voir les Figures 10.2, 10.3 et 10.22). Leur espacement ne doit pas dépasser :

$$s = \min \{ b_0/2; 175; 8d_{bL} \} \quad (\text{en millimètres}) \tag{10.12}$$

où :

b_0 est la dimension minimale du noyau de béton (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ;

d_{bL} est le diamètre minimal des barres longitudinales.

La distance entre des barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ne doit pas dépasser 200mm.

Il est noté que des informations plus détaillées et des schémas d'armatures et de détails constructifs des poteaux sont donnés dans le chapitre 2.4.6.3.2 du guide AFPS²⁰.

10.6.2.6 Dimensionnement pour la ductilité au pied des poteaux, à la base du bâtiment

(i) Dimensionnement des armatures de confinement

Les armatures transversales dans la zone critique à la base des poteaux peuvent être déterminées comme spécifié dans l'EC2 Partie 1-17, sous réserve que ν_d (Equation 10.7) $\leq 0,2$ et que la valeur du coefficient de comportement q utilisée dans le dimensionnement ne dépasse pas 2,0.

Dans ce cas, les conditions données ci-dessous dans la Section 10.6.2.6 ne s'appliquent pas.

(ii) Dimensions of critical regions

The regions up to a distance l_{cr} from both end sections of a primary seismic column should be considered as being critical regions, in which special seismic detailing is required, where:

$$l_{cr} = \max \{ h_c; l_{cl}/6; 0.45 \} \quad (\text{in metres}) \tag{10.11}$$

where (Figure 10.1):

h_c is the larger cross sectional dimension of the column;

l_{cl} is the clear height of the column.

If $l_{cl}/h_c < 3$, the total height of a primary seismic column must be considered as being a critical region and reinforced as such, in accordance with the rules below.

(iii) Reinforcement in critical regions

Within the critical regions of the primary seismic columns as defined above, hoops and cross-ties must have a minimum diameter of 6mm. The hoop pattern should be such that the cross-section benefits from the triaxial stress conditions produced by the hoops (see Figures 10.2, 10.3 and 10.22). The spacing of the hoops should not exceed:

$$s = \min \{ b_0/2; 175; 8d_{bL} \} \quad (\text{in millimetres}) \tag{10.12}$$

where:

b_0 is the minimum dimension of the concrete core (to the centreline of the hoops);

d_{bL} is the minimum diameter of the longitudinal bars.

The distance between consecutive longitudinal bars engaged by hoops or cross-ties must not exceed 200mm.

It is observed that further guidance and illustrations regarding reinforcement detailing of columns are provided in chapter 2.4.6.3.2 of the AFPS guide²⁰.

10.6.2.6 Design for ductility of the bottom of columns at the base of the building

(i) Designing confining reinforcement

The transverse reinforcing reinforcement in the critical zone at the bottom of columns at the base of the building can be determined as in EC2 Part 1-17, provided that ν_d (Equation 10.7) ≤ 0.2 and that the value of the behaviour factor q used in design does not exceed 2.0. In that case, the conditions given below in Section 10.6.2.6 do not apply.

Quand les conditions ci-dessus ne sont pas remplies, le béton doit être confiné au moyen d'armatures transversales conformes à l'Equation 10.13, ainsi que les dispositions Section 10.6.2.5.

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}\nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (10.13)$$

où :

ω_{wd} pourcentage mécanique en volume des armatures de confinement :

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] \quad (10.14)$$

f_{yd} limite d'élasticité de calcul de l'acier ;
 f_{cd} résistance de calcul à la compression du béton.

μ_{ϕ} est la valeur requise du coefficient de ductilité en courbure (définie dans 'Terminologie et Notations'), qui peut être obtenue par les Equations 10.15 et 10.16 quand la classe B ou la classe C de l'acier est utilisée pour les armatures.

$$\mu_{\phi} = \kappa [2q_0 - 1] \quad \text{si } T_1 \geq T_C \quad (10.15)$$

$$\mu_{\phi} = \kappa [1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1] \quad \text{si } T_1 < T_C \quad (10.16)$$

où :

$\kappa = 1,5$ pour des armatures de Classe B,

$1,0$ pour des armatures de Classe C ;

q_0 est le coefficient de comportement pris en compte dans les calculs ;

T_1 est la période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical où la flexion se produit ;

T_C est la période à la limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre ;

ν_d est l'effort normal réduit de calcul (Equation 10.7) ;

$\varepsilon_{sy,d}$ est la valeur de calcul de la déformation de l'acier en traction à la limite d'élasticité ;

h_c est la hauteur brute de la section transversale dans la direction considérée ;

h_0 est la hauteur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ;

b_c est la largeur brute de la section transversale ;

b_0 est la largeur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ;

α est le coefficient d'efficacité du confinement (voir ci-dessous).

When the conditions above are not met, the concrete must be confined by the means of transverse reinforcement conforming to Equation 10.13, as well as the provisions of Section 10.6.2.5.

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}\nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad (10.13)$$

where:

ω_{wd} is the mechanical volumetric ratio of the confining hoops;

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume of confining hoops}}{\text{volume of concrete core}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] \quad (10.14)$$

f_{yd} is the design yield strength of steel;
 f_{cd} is the design compressive strength of concrete.

μ_{ϕ} is the required value of the curvature ductility factor (defined in Terminology and Notation) which may be obtained from Equations 10.15 and 10.16 when class B or C steel is used for longitudinal reinforcement.

$$\mu_{\phi} = \kappa [2q_0 - 1] \quad \text{if } T_1 \geq T_C \quad (10.15)$$

$$\mu_{\phi} = \kappa [1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1] \quad \text{if } T_1 < T_C \quad (10.16)$$

where:

$\kappa = 1.5$ for Class B reinforcement,

1.0 for Class C reinforcement.

q_0 is the behaviour factor taken into account in calculations;

T_1 is the fundamental period of the building, taken within the vertical plane in which bending takes place;

T_C is the period at the upper limit of the constant acceleration region of the spectrum;

ν_d is the normalised design axial force (Equation 10.7);

$\varepsilon_{sy,d}$ is the design value of tension steel strain at yield;

h_c is the gross cross-sectional depth in the horizontal direction considered;

h_0 is the depth of confined core (to the centreline of the hoops);

b_c is the gross cross-sectional width;

b_0 is the width of confined core (to the centreline of the hoops);

α is the confinement effectiveness factor (see below).

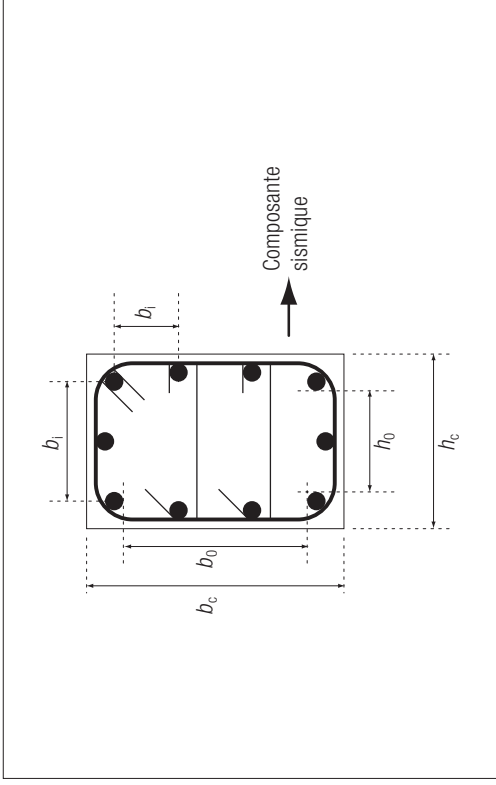


Fig 10.2 Dimensions d'un noyau de poteau confiné

Il est noté pour guider le lecteur que la valeur du produit $\alpha\omega_{wd}$ de l'Equation 10.13 est couramment comprise entre 0 et 0.3. α ne peut pas être plus grand que 1 et ses valeurs habituelles sont de l'ordre de 0.5.

Le pourcentage ω_{wd} doit être au moins égal à 0.08 dans la zone critique à la base des poteaux primaires.

(ii) Evaluation du coefficient d'efficacité du confinement α

Le coefficient d'efficacité du confinement est égal à $\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$, avec :

Pour les sections transversales rectangulaires :

$$\alpha_n = \frac{1 - \sum \frac{b_l^2}{n}}{6b_0h_0} \quad (10.17)$$

$$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2b_0} \right) \left(\frac{1-s}{2h_0} \right) \quad (10.18)$$

n est le nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ;
 b_l est la distance entre des barres maintenues consécutives ; b_l ne doit pas être supérieur à 200mm (voir la Section 10.6.2.5) ;
 s est la distance entre deux plans de confinement successifs.

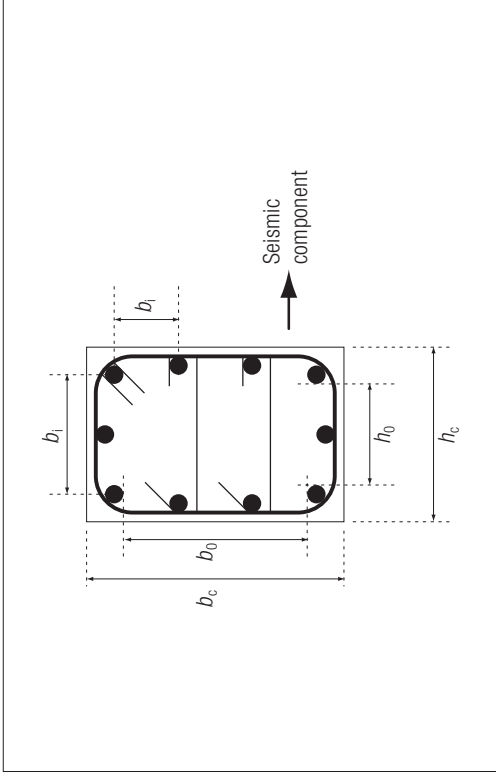


Fig 10.2 Dimensions of confined column core

As a guide, it may be observed that the value of the product $\alpha\omega_{wd}$ in Equation 10.13 usually lies between 0 and 0.3. α cannot be higher than 1 and usual values are of the order of 0.5.

A minimum value of ω_{wd} equal to 0.08 should be provided within the critical region at the base of the primary seismic columns.

(ii) Evaluating the confinement effectiveness factor α

The confinement effectiveness factor is equal to $\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$, with:

For rectangular cross-sections:

$$\alpha_n = \frac{1 - \sum \frac{b_l^2}{n}}{6b_0h_0} \quad (10.17)$$

$$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2b_0} \right) \left(\frac{1-s}{2h_0} \right) \quad (10.18)$$

n is the total number of longitudinal bars laterally engaged by hoops or cross ties;
 b_l is the distance between consecutive engaged bars; b_l should not be greater than 200mm (see Section 10.6.2.5);
 s is the distance between two consecutive planes of confining bars.

Pour les sections transversales circulaires avec armatures de confinement circulaires et noyau confiné de diamètre D_0 (par rapport à l'axe des cerces ou des spirales) :

$\alpha_n = 1$

(10.19)

pour un confinement circulaire

$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2D_0}\right)^2$

(10.20a)

pour un confinement spirale

$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2D_0}\right)$

(10.20b)

(iii) Application à des situations courantes
Il est noté que quand les armatures de confinement sont disposées comme sur la Figure 10.3, α_n est donné par l'Equation 10.21.

For circular cross-sections with hoops or spirals and diameter of confined core D_0 (to the centreline of hoops or spirals):

$\alpha_n = 1$

(10.19)

for circular hoops

$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2D_0}\right)^2$

(10.20a)

for spiral confinement

$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2D_0}\right)$

(10.20b)

(iii) Application to common cases
It may be observed that where confinement is arranged in accordance with Figure 10.3, α_n is given by Equation 10.21.

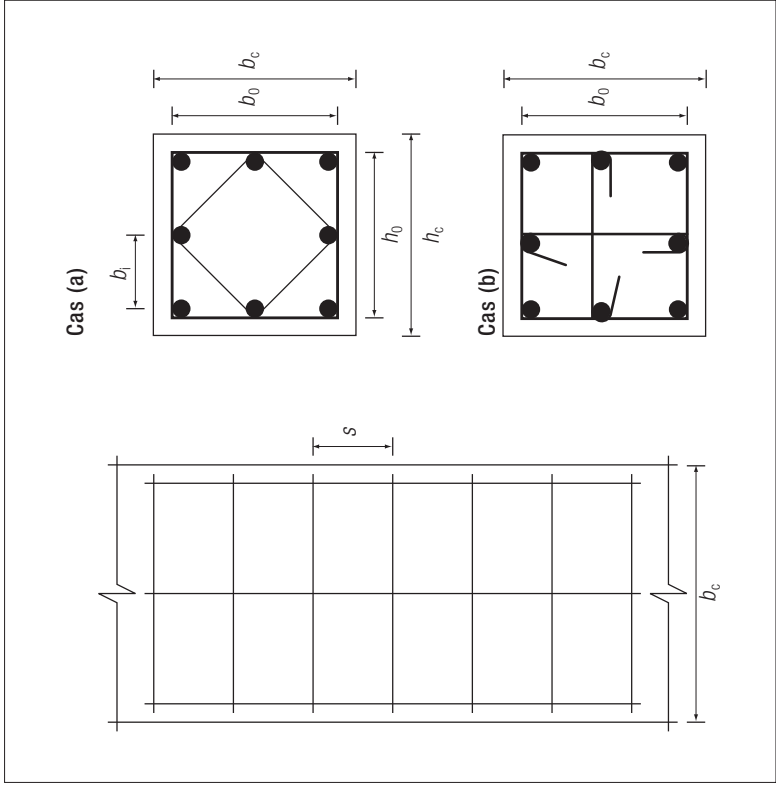


Fig 10.3 Dispositions typiques des armatures de confinement dans un poteau

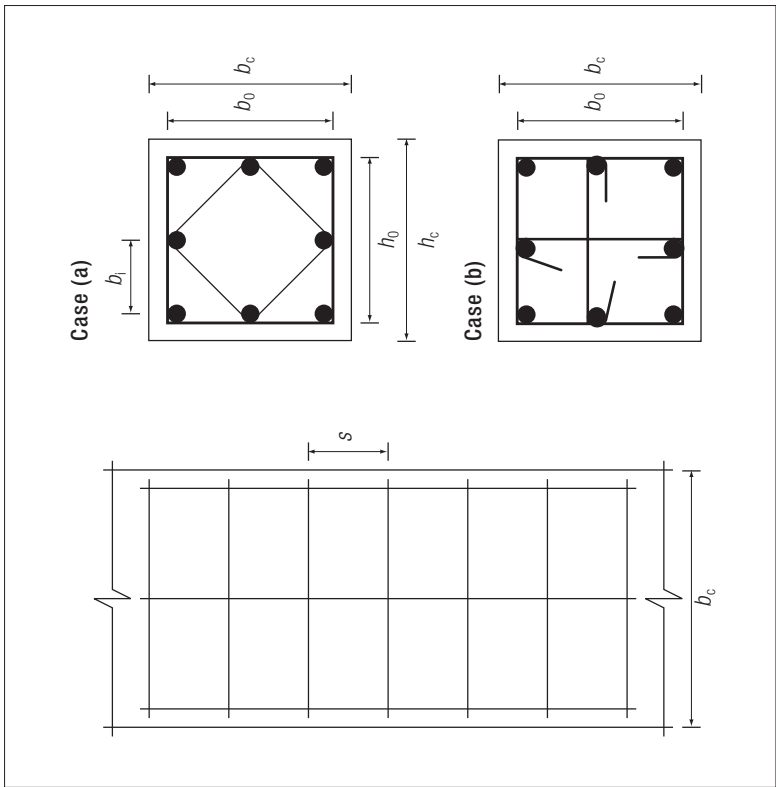


Fig 10.3 Typical arrangements of confining bars in a column

$$\alpha_n = 1 - \frac{h_0^2 + b_0^2}{6h_0 b_0} = 0,66 \text{ pour } h_0 = b_0 \quad (10.21)$$

Quand les nappes d'armatures de confinement sont de même diamètre, les valeurs de ω_{wd} sont :

$$\text{Cas (a), Figure 10.3 : } \omega_{wd} = \frac{2(h_0 + b_0) + 2\sqrt{h_0^2 + b_0^2}}{h_0 \cdot b_0 \cdot s} \cdot A_s \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (10.22)$$

$$\text{Cas (b), Figure 10.3 : } \omega_{wd} = \frac{3(h_0 + b_0)}{h_0 \cdot b_0 \cdot s} \cdot A_s \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (10.23)$$

A_s : aire de la section de chaque armature transversale.

Il est noté que les Figures 10.4 et 10.5 montrent l'espacement maximal des cadres au pied des poteaux primaires à la base des bâtiments, dans différents cas, avec du béton C25/30 (Figure 10.4) et C32/40 (Figure 10.5) et avec une limite d'élasticité caractéristique de $f_{yk}=500\text{MPa}$ pour les deux types d'armatures, longitudinales et de confinement. L'espacement maximal peut aussi être déduit des Figures 10.4 et 10.5 pour les poteaux ayant pour constituants un grade de béton approprié mais avec des nuances d'acier plus faibles ; cela conduirait à des résultats légèrement conservatifs (c.à.d. l'espacement maximal sera légèrement plus faible). Néanmoins, l'espacement maximal est significativement plus faible pour de meilleurs bétons et significativement plus grand pour de moins bons bétons, les autres paramètres étant inchangés.

10.6.2.7 Longueurs d'ancrage et de recouvrement

Les longueurs d'ancrage et de recouvrement des armatures doivent être calculées pour leur traction maximale (ou leur compression maximale quand approprié), sans prendre en compte la réduction liée à l'aire des armatures réellement mises en place, comme prévue par l'EC2 Partie 1-17, Equation (8.3), dans les situations non sismiques.

Si, dans les situations sismiques de calcul, l'effort normal dans un poteau est une traction, les longueurs d'ancrage doivent être augmentées de 50%.

$$\alpha_n = 1 - \frac{h_0^2 + b_0^2}{6h_0 b_0} = 0,66 \text{ for } h_0 = b_0 \quad (10.21)$$

When layers of transverse confining bars are of same diameters, values of ω_{wd} are:

$$\text{Case (a), Figure 10.3: } \omega_{wd} = \frac{2(h_0 + b_0) + 2\sqrt{h_0^2 + b_0^2}}{h_0 \cdot b_0 \cdot s} \cdot A_s \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (10.22)$$

$$\text{Case (b), Figure 10.3: } \omega_{wd} = \frac{3(h_0 + b_0)}{h_0 \cdot b_0 \cdot s} \cdot A_s \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (10.23)$$

where:

A_s is the cross-section area of each individual transverse bar.

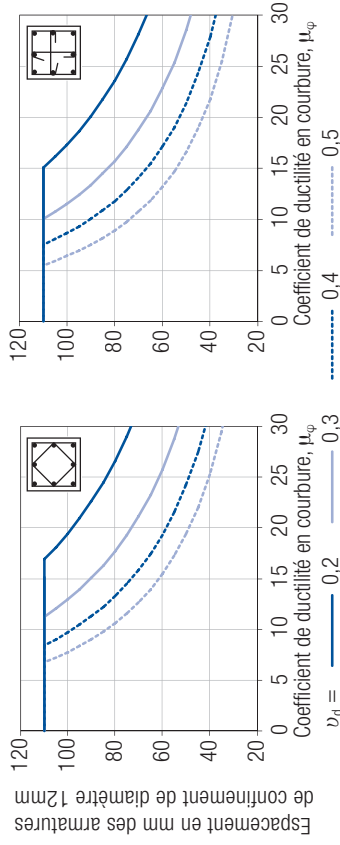
It may be observed that Figures 10.4 and 10.5 show the maximum hoop spacing at the bottom of primary columns at the base of buildings, for various specific cases, with concrete grade C25/30 (Figure 10.4) and C32/40 (Figure 10.5) and with steel characteristic yield strength $f_{yk}=500\text{MPa}$ for both longitudinal and confining steel. The maximum spacing may also be taken from Figures 10.4 and 10.5 for columns with the appropriate concrete grade but lower grades of steel; this will give slightly conservative results (i.e. the maximum spacing will be slightly greater). However, the maximum spacing is significantly less for higher concrete grades and significantly greater for lower concrete grades, assuming the other parameters do not change.

10.6.2.7 Anchorage and lap lengths

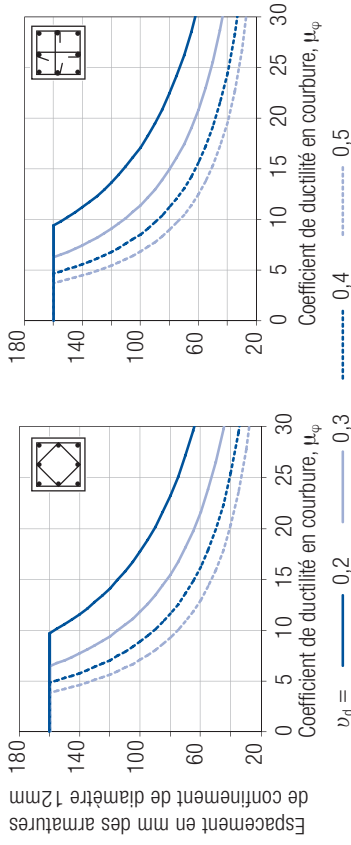
Anchorage and lap lengths must be calculated as their full tension (or, if appropriate, compression) value, without the reduction for the actual area of reinforcement provided, as allowed for non-seismic design in EC2 Part 1-17, equation (8.3).

If, under the seismic design situation, the axial force in a column is tensile, the anchorage lengths should be increased by a further 50%.

Armatures de confinement en pied d'un poteau primaire pour un poteau 300mm x 300mm (Eq 10.13 avec $C25/30$, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, enrobage des armatures longitudinales $\leq 40\text{mm}$)



Armatures de confinement en pied d'un poteau primaire pour un poteau 400mm x 400mm (Eq 10.13 avec $C25/30$, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, enrobage des armatures longitudinales $\leq 40\text{mm}$)



Armatures de confinement en pied d'un poteau primaire pour un poteau 500mm x 500mm (Eq 10.13 avec $C25/30$, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, enrobage des armatures longitudinales $\leq 40\text{mm}$)

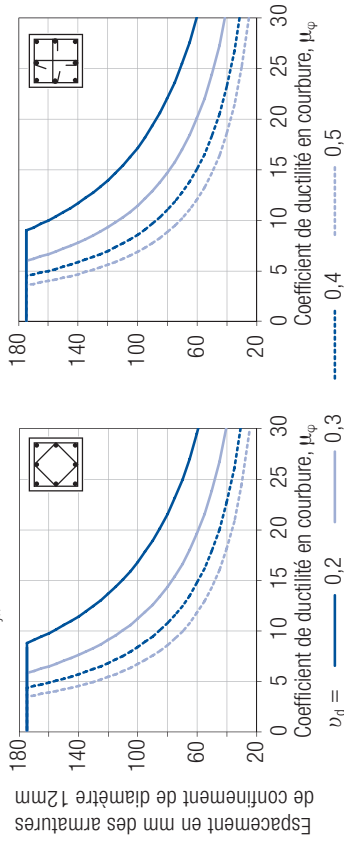
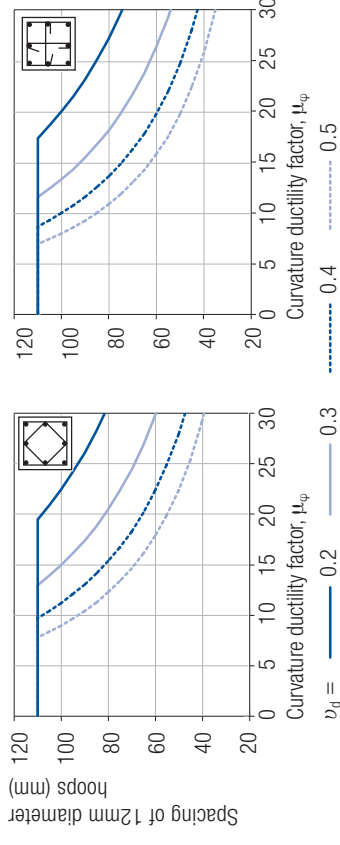
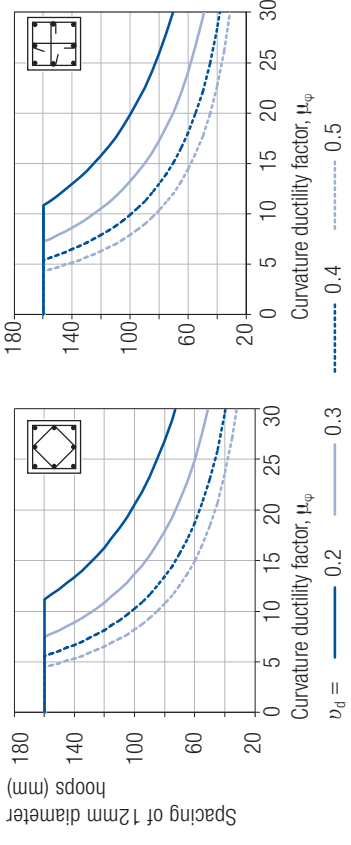


Fig 10.4 Abaques pour l'espacement des armatures de confinement au pied des poteaux primaires, à la base des bâtiments BE-TON 25/30

Confining steel at the bases of primary columns (Eq 10.13) for a 300mm x 300mm column $C25/30$, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, cover to main steel $\leq 40\text{mm}$)



Confining steel at the bases of primary columns (Eq 10.13) for a 400mm x 400mm column $C25/30$, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, cover to main steel $\leq 40\text{mm}$)



Confining steel at the bases of primary columns (Eq 10.13) for a 500mm x 500mm column $C25/30$, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, cover to main steel $\leq 40\text{mm}$)

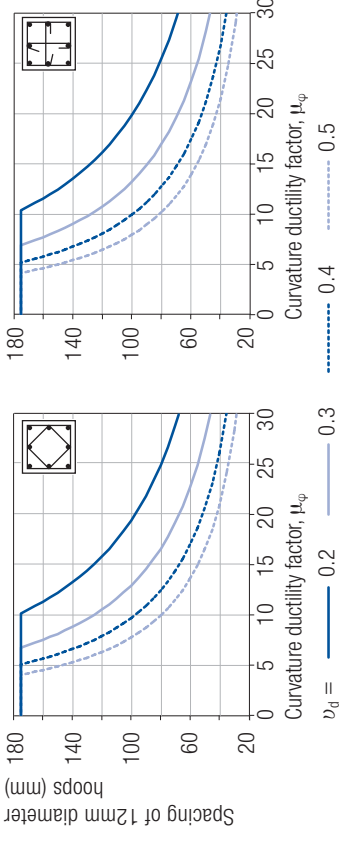
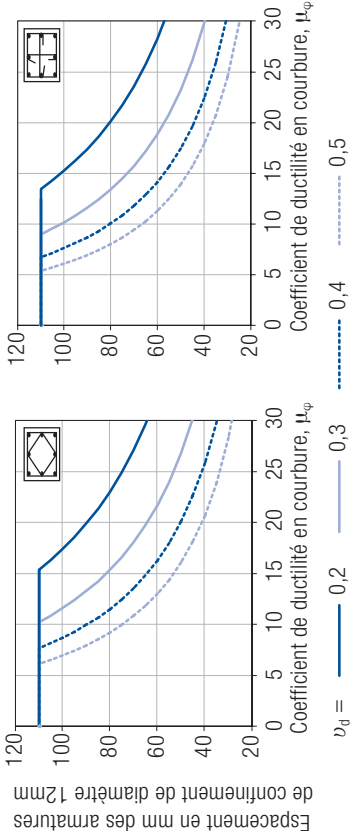


Fig 10.4 Charts for maximum hoop spacing at the bottom of primary columns at the base of buildings GRADE 25/30 CONCRETE

Armatures de confinement en pied d'un poteau primaire pour un poteau 500mm x 300mm (Eq 10.13 avec C25/30, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, enrobage des armatures longitudinales $\leq 40\text{mm}$)

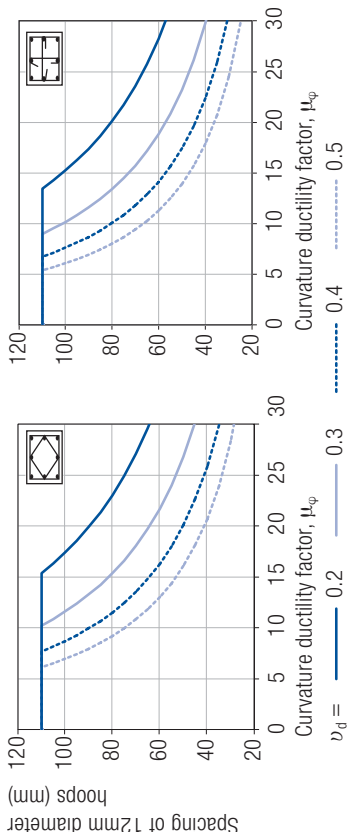


Notes

- a les γ_m sont 1,3 pour le béton et 1,0 pour les armatures
- b En outre, il convient de vérifier que l'espacement des armatures transversales n'excède pas $8d_{bl}$ (voir l'Equation 10.12).
- c Dans ces abaques, les propriétés du béton données dans l'EC2 Partie 1-1⁷ Tableau 3.1 sont prises en compte et le module E_s des armatures est pris égal à 200GPa, conformément à la Clause 3.2.7(4) de l'EC2 Partie 1-1.
- d Sous réserve de la vérification de la Note b, ces abaques peuvent être utilisées pour toutes valeurs des diamètres d_{bl} des armatures longitudinales, mais donnent des résultats légèrement conservatifs pour des grands diamètres d_{bl} .

Fig 10.4 ...Suite

Confining steel at the bases of primary columns (Eq 10.13) for a 500mm x 300mm column C25/30, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, cover to main steel $\leq 40\text{mm}$)



Notes

- a γ_m taken as 1.5 for concrete and 1.15 for reinforcement
- b It must be additionally checked that the hoop spacing does not exceed $8d_{bl}$ (see Equation 10.12).
- c The concrete properties of EC2 Part 1-1⁷ Table 3.1 are assumed, and the reinforcement steel modulus E_s is assumed to be 200GPa, according to Clause 3.2.7(4) of EC2 Part 1-1.
- d Subject to the check in Note b, these tables may be used for all values of longitudinal steel diameter d_{bl} , but will be slightly conservative for large values of d_{bl} .

Fig 10.4 ...Continued

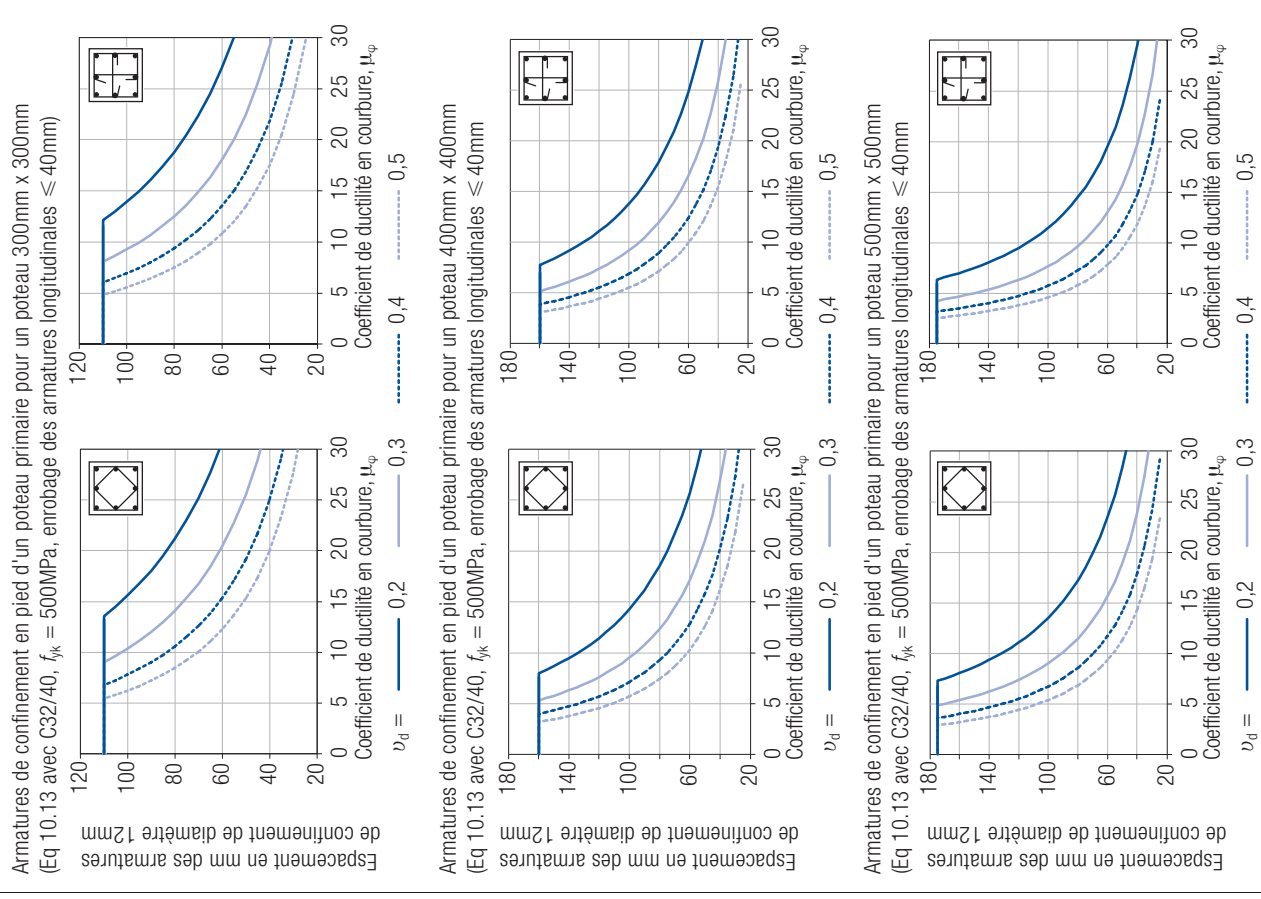


Fig 10.5 Abaques pour l'espacement des armatures de confinement au pied des poteaux primaires, à la base des bâtiments BETON 32/40

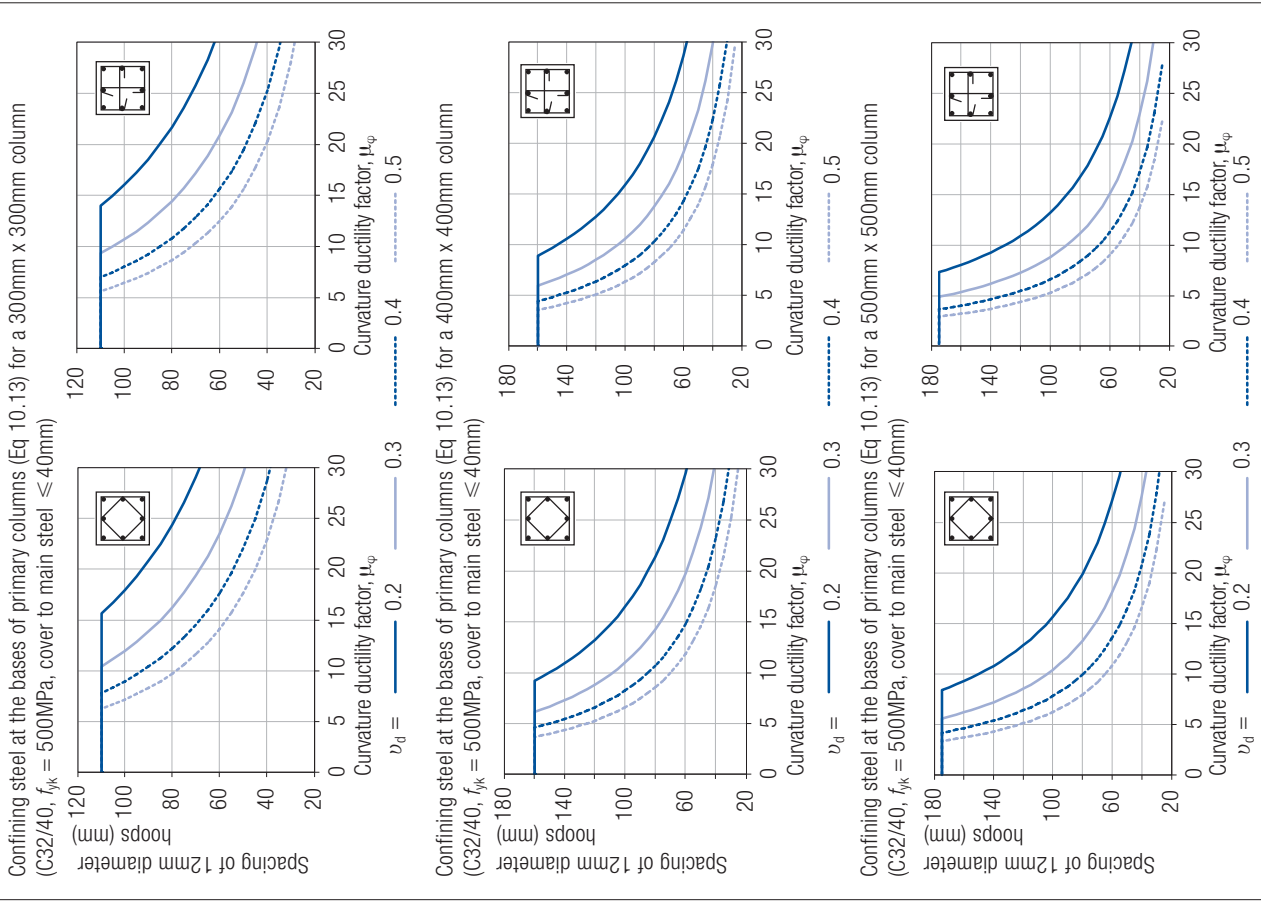
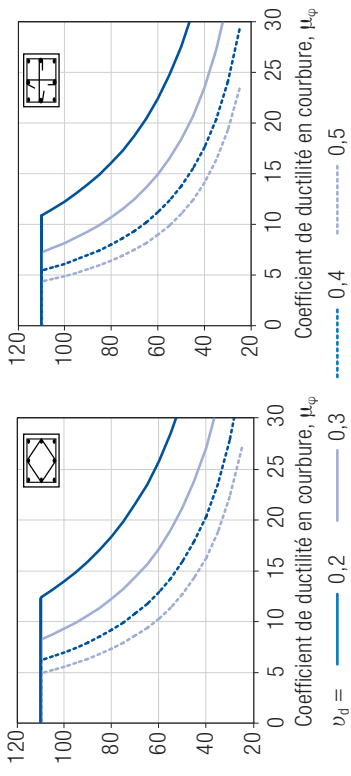


Fig 10.5 Charts for maximum hoop at the bottom of primary columns at the base of buildings GRADE 32/40 CONCRETE

Armatures de confinement en pied d'un poteau primaire pour un poteau 500mm x 300mm (Eq 10.13 avec C32/40, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, enrobage des armatures longitudinales $\leq 40\text{mm}$)

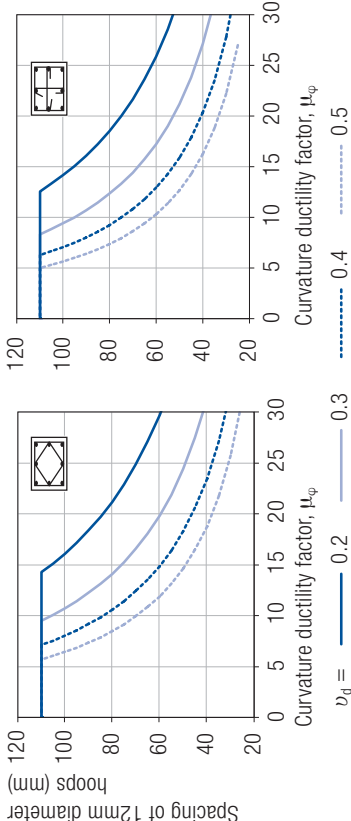


Notes

- a les γ_M sont 1,3 pour le béton et 1,0 pour les armatures**
- b** En outre, il convient de vérifier que l'espacement des armatures transversales n'excède pas $8d_{hl}$ (voir l'Equation 10.12).
- c** Dans ces abaques, les propriétés du béton données dans l'EC2 Partie 1-1* Tableau 3.1 sont prises en compte et le module E_s des armatures est pris égal à 200GPa, conformément à la Clause 3.2.7(4) de l'EC2 Partie 1-1.
- d** Sous réserve de la vérification de la Note b, ces abaques peuvent être utilisées pour toutes valeurs des diamètres d_{hl} des armatures longitudinales, mais donnent des résultats légèrement conservatifs pour des grands diamètres d_{hl} .

Fig 10.5 ... Suite

Confining steel at the bases of primary columns (Eq 10.13) for a 500mm x 300mm column (C32/40, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, cover to main steel $\leq 40\text{mm}$)



Notes

- a γ_M taken as 1.5 for concrete and 1.15 for reinforcement**
- b** It must be additionally checked that the hoop spacing does not exceed $8d_{hl}$ (see Equation 10.12).
- c** The concrete properties of EC2 Part 1-1* Table 3.1 are assumed, and the reinforcement steel modulus E_s is assumed to be 200GPa, according to Clause 3.2.7(4) of EC2 Part 1-1.
- d** Subject to the check in Note b, these charts may be used for all values of longitudinal steel diameter d_{hl} but will be slightly conservative for large values of d_{hl} .

Fig 10.5 ... Continued

10.6.3 Poutres

10.6.3.1 Définition

Les poutres sont des éléments de structure généralement horizontaux soumis principalement à des charges transversales et à un effort normal réduit de calcul (Equation 10.7) inférieur à 0,1 (compression positive).

10.6.3.2 Dimensions

L'excentricité de l'axe d'une poutre par rapport à l'axe du poteau auquel elle est connectée doit être limitée à $b_c/4$, b_c étant la plus grande dimension de section transversale du poteau perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre.

10.6.3 Beams

10.6.3.1 Definition

Beams are generally horizontal structural elements subjected mainly to transverse loads and a design normalised axial force v_d (Equation 10.7) less than 0.1, taking compressive axial forces as positive.

10.6.3.2 Dimensions

The eccentricity of the axis of a beam to the axis of the column to which it is connected should be limited to $b_c/4$, where b_c is the largest cross-sectional dimension of the column normal to the longitudinal axis of the beam.

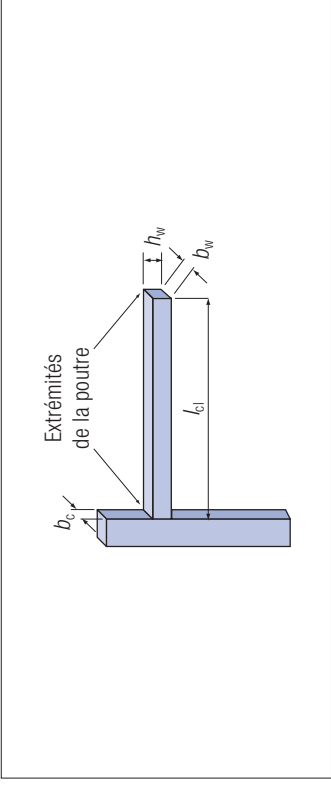


Fig 10.6 Dimensions de la poutre

La largeur b_w d'une poutre doit respecter la condition donnée par l'expression suivante :

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2b_d\} \quad (10.24)$$

où h_w est la hauteur de la poutre.

10.6.3.3 Valeurs de calcul de l'effort tranchant pour la vérification de résistance

Les rotules plastiques se forment normalement aux deux extrémités de la poutre. Les efforts tranchants de calcul sont déterminés en considérant d'une part les moments de dimensionnement $M_{1,d}$ aux deux extrémités de la poutre, avec considération des valeurs extrêmes obtenues lors du mouvement sismique, d'autre part les charges transverses appliquées le long de la poutre.

En se basant sur les exigences de dimensionnement en capacité, l'effort tranchant de calcul des poutres doit être égal à l'effort tranchant correspondant aux moments plastiques qui se développent dans la poutre (normalement à ses extrémités), en prenant en compte les actions transverses appliquées le long de la poutre (Figure 10.7) et en considérant les deux sens (positif et négatif) du séisme.

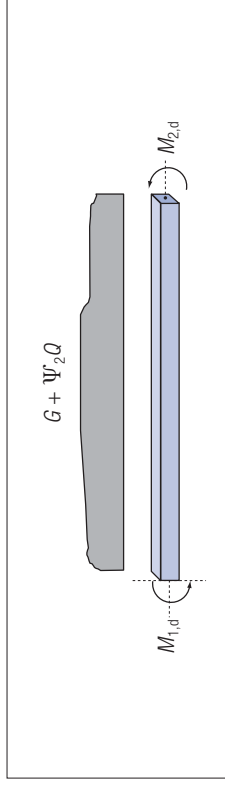


Fig 10.7 Actions appliquées à la poutre

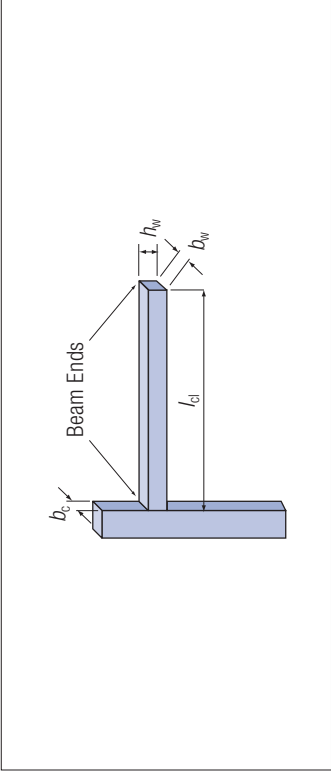


Fig 10.6 Beam dimensions

The width b_w of a beam must comply with the following expression:

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2b_d\} \quad (10.24)$$

where h_w is the depth of the beam.

10.6.3.3 Design values of the shear force for the verification of resistance

The plastic hinges usually form at the two ends of the beam. The design shear forces are determined as the sum of the shears corresponding to development of the design flexural strengths at each end of the beam, $M_{1,d}$, during the seismic excitation, plus those corresponding to the transverse loads applied along the length of the beam.

Based on capacity design requirements, the design shear force of beams should equal the shear that develops when plastic flexural moments develop in the beams (normally at their ends), taking due account of the transverse loads applied along the beam (Figure 10.7) and considering each direction (i.e. positive and negative) of the earthquake.

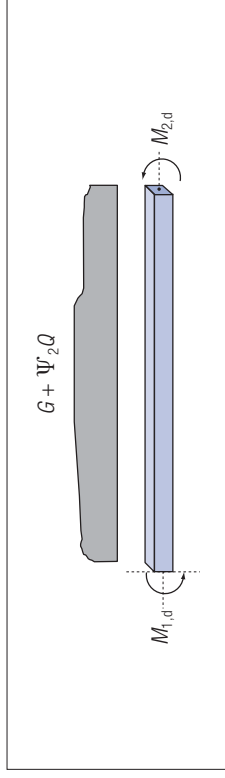


Fig 10.7 Actions applied to the beam

Plus précisément, l'équation suivante s'applique.

$$V_d = \frac{|M_{2,d}| + |M_{1,d}|}{l_d} + V_g + V_q \quad (10.25)$$

où :

V_g et V_q sont les efforts tranchants aux extrémités de la poutre dans la situation sismique de calcul, dus aux actions permanentes et variables respectivement ;

$M_{1,d}$ sont les moments aux extrémités ; leurs valeurs sont déterminés par :

$$M_{1,d} = \chi(1,0M_{Rb,i}) \quad (10.26)$$

$$\chi = \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \text{ mais pas plus grand que } 1 \quad (10.27)$$

où :

$M_{Rb,i}$ est la valeur de calcul de la résistance à la flexion à l'extrémité i de la poutre, le signe du moment correspondant à celui obtenu quand est appliqué le sens considéré de l'action
 $\sum M_{Rc}$ et $\sum M_{Rb}$ sont définis dans la Section 10.5.1.

Il est noté que quand l'Equation 10.6 s'applique (ce qui est généralement le cas, voir la Section 10.6.1.2 pour les exceptions), χ est égal à 1.

Lorsqu'à une de ses extrémités la poutre est supportée indirectement par une autre poutre au lieu d'être connectée à un élément vertical, le moment d'extrémité de la poutre $M_{1,d}$ peut être pris égal au moment sollicitant la section d'extrémité de la poutre dans la situation sismique de calcul.

10.6.3.4 Résistance

Les résistances à la flexion et à l'effort tranchant sont calculées conformément à l'EC2 Partie 1-1'.

Pour une poutre en forme de T ou de L, la largeur participante b_{eff} de la membrure est calculée comme suit :

- (a) pour les poutres primaires connectées à un poteau de rive :
 - en l'absence d'une poutre transversale, b_{eff} est égale à la largeur b_c du poteau (Figure 10.8a(i)), ou
 - s'il y a une poutre transversale de hauteur similaire, b_{eff} est égale à b_c , augmentée de $2h_t$ de chaque côté de la poutre (Figure 10.8b(i)).
- (b) pour les poutres primaires connectées à un poteau intermédiaire :
 - en l'absence d'une poutre transversale, b_{eff} est égale à b_c , augmentée de $2h_t$ de chaque côté de la poutre (Figure 10.8a(ii)), ou
 - s'il y a une poutre transversale de hauteur similaire, b_{eff} est égale à b_c , augmentée de $4h_t$ de chaque côté de la poutre (Figure 10.8b(ii)).

Specifically, the following equation applies.

$$V_d = \frac{|M_{2,d}| + |M_{1,d}|}{l_d} + V_g + V_q \quad (10.25)$$

where:

V_g and V_q are the shear forces at the ends of the beam in the seismic design situation due to permanent and variable loads respectively;

$M_{1,d}$ are end moments; their values are determined by:

$$M_{1,d} = \chi(1,0M_{Rb,i}) \quad (10.26)$$

$$\chi = \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \text{ but not greater than } 1 \quad (10.27)$$

where:

$M_{Rb,i}$ is the design value of the flexural resistance at the end i of the beam with the sign of the bending moment for the direction considered for the seismic action
 $\sum M_{Rc}$ and $\sum M_{Rb}$ are defined in Section 10.5.1.

It may be observed that where Equation 10.6 applies (which is generally the case, but see Section 10.6.1.2 for the exceptions), χ equals 1.

At a beam end where the beam is supported indirectly by another beam instead of framing into a vertical member, the beam end moment $M_{1,d}$ there may be taken as being equal to the acting moment at the beam end section in the seismic design situation.

10.6.3.4 Resistance

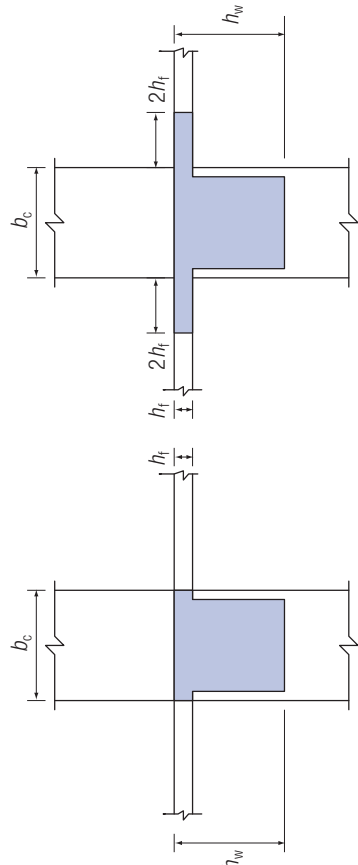
The flexural and shear resistances are calculated in accordance with EC2 Part 1-1'.

For a beam with a T- or L-shaped section, the effective flange width b_{eff} is as follows:

- (a) for primary seismic beams framing into exterior columns:
 - in the absence of a transverse beam, b_{eff} is equal to the width b_c of the column (Figure 10.8a(i)), or
 - if there is a transverse beam of similar depth, b_{eff} is equal to b_c increased by $2h_t$ on each side of the beam (Figure 10.8b(i)).
- (b) for primary seismic beams framing into interior columns:
 - in the absence of a transverse beam, b_{eff} is equal to b_c increased by $2h_t$ on each side of the beam (Figure 10.8a(ii)), or
 - if there is a transverse beam of similar depth, b_{eff} is equal to b_c increased by $4h_t$ on each side of the beam (Figure 10.8b(ii)).

(a) Portique avec des poutres dans une seule direction

(i) Poutres de rive
(ii) Poutres intermédiaires



(b) Portique avec des poutres dans deux directions

(i) Poutres de rive
(ii) Poutres intermédiaires

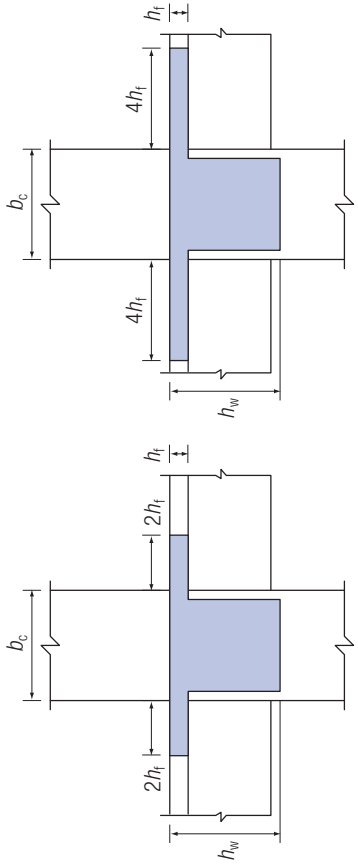


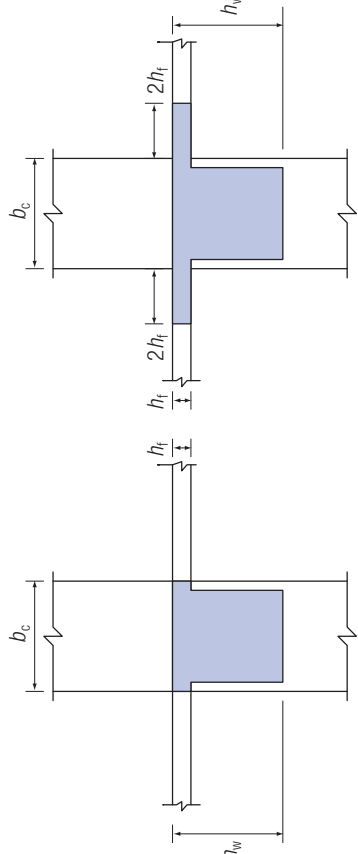
Fig 10.8 Largeur participante d'une poutre en T

10.6.3.5 Dispositions constructives pour la ductilité locale

Les armatures supérieures des sections transversales d'extrémité des poutres en forme de T ou de L doivent être placées principalement dans l'épaisseur de l'âme. Seule une partie de ces armatures peut être placée à l'extérieur de l'âme, tout en restant à l'intérieur de la largeur participante b_{eff} des membrures. *Bien que cela ne soit pas indiqué par l'EC8, il est recommandé que pas plus de 25% des armatures soient placées à l'extérieur de l'âme.*

(a) Beams in frames spanning in one direction

(i) Beams in exterior frames
(ii) Beams in interior frames



(b) Beams in frames spanning in two directions

(i) Beams in exterior frames
(ii) Beams in interior frames

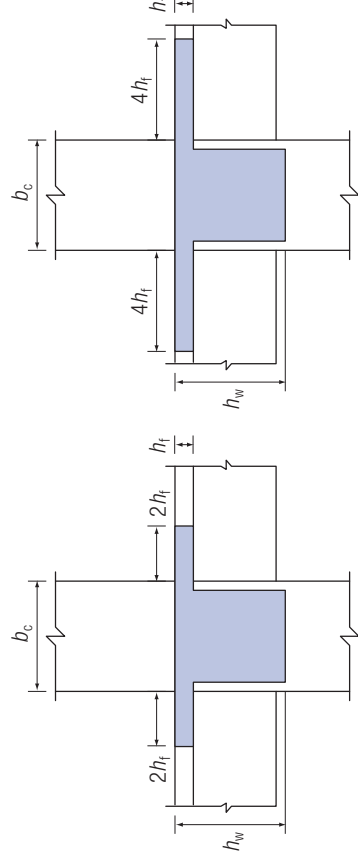


Fig 10.8 Effective flange width of T beams

10.6.3.5 Detailing for local ductility

The top reinforcement of the end cross-sections of primary seismic beams with a T- or L-shaped section should be placed mainly within the width of the web. Only part of this reinforcement may be placed outside the width of the web, but within the effective flange width b_{eff} . *Although not stated in EC8, it is recommended that no more than 25% of the reinforcement be placed outside the web.*

Les zones d'une poutre primaire s'étendant sur une distance $l_{cr} = h_w$ (h_w étant la hauteur de la poutre – voir la Figure 10.8) à partir d'une section d'extrémité où la poutre est connectée à un nœud poteau-poutre, ou de part et d'autre de toute autre section susceptible de se plastifier dans la situation sismique de calcul, doivent être considérées comme des zones critiques.

Dans les zones critiques des poutres, les conditions suivantes doivent être respectées :

- (a) Dans la zone comprimée, des armatures de section au moins égale à la moitié de la section des armatures présentes dans la zone tendue sont placées en complément des armatures comprimées nécessaires à la vérification de la poutre à l'état limite ultime dans la situation sismique de calcul.

- (b) Le pourcentage d'armatures dans la zone tendue ρ ne dépasse pas la valeur $\rho_{\max}$ égale à :

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (10.28)$$

avec ρ et ρ' pourcentages d'armatures de la zone tendue et de la zone comprimée respectivement, tous deux normalisés par bd , où b est la largeur de la membrure comprimée de la poutre et d est la hauteur efficace de la poutre. Si la zone tendue comprend une dalle, la quantité d'armatures de dalle parallèles à la poutre dans la largeur effective b_{eff} de membrure est incluse dans ρ . μ_{ϕ} et $\varepsilon_{sy,d}$ sont définis dans l'Equation 10.13.

Il est noté que la Figure 10.9 donne des valeurs typiques des pourcentages d'armatures maximal et minimal. Les propriétés du béton données dans l'EC2 Partie 1-17 Tableau 3.1 sont prises en compte et le module E_s des armatures est pris égal à 200GPa, conformément à la Clause 3.2.7(4) de l'EC2 Partie 1-1.

- (c) Le diamètre d_{bw} des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6mm.

- (d) L'espacement s des armatures de confinement ne doit pas être supérieur à :

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bl}\} \quad (\text{en millimètres}) \quad (10.29)$$

où d_{bl} est le diamètre minimal des barres longitudinales et h_w la hauteur de la poutre.

- (e) La première armature de confinement ne doit pas être placée à plus de 50mm de la section d'extrémité de la poutre.

10.6.4 Nœuds poutre-poteau

Dans les nœuds à l'intersection des poutres avec les poteaux, les armatures de confinement horizontales ne doivent pas être inférieures à celles spécifiées dans la Section 10.6.2.5(i) pour les zones critiques des poteaux correspondants (Figure 10.10a), sauf si des poutres sont connectées aux quatre côtés du nœud et si leur largeur correspond à au moins les trois quarts de la dimension parallèle de la section transversale du poteau, auquel cas l'espacement des armatures de confinement horizontales dans le nœud peut être doublé par rapport à cette valeur, sans toutefois dépasser 150mm (Figure 10.10b).

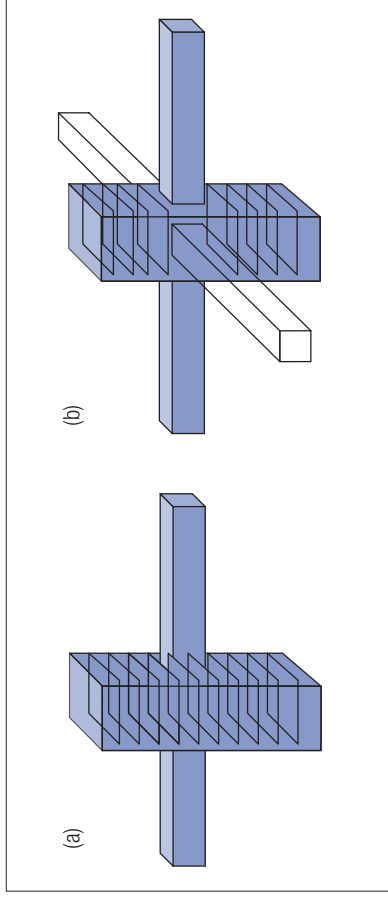


Fig 10.10 Confinement des nœuds poutre-poteau

Au moins une barre verticale intermédiaire (entre les armatures d'angle du poteau) doit être prévue de chaque côté des nœuds.

La partie de l'armature longitudinale des poutres, quand elle est ancrée par crosse dans les nœuds, doit toujours être placée à l'intérieur des armatures de confinement correspondantes du poteau.

Le diamètre d_{bl} des barres longitudinales des poutres ancrées dans des nœuds poteau-poutre doit être limité conformément aux expressions suivantes :

(a) pour des nœuds poteau-poutre intermédiaires :

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0.8 \cdot v_d}{1 + 0.5 \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (10.31)$$

10.6.4 Beam-column joints

The horizontal confinement reinforcement in joints of beams with columns should not be less than that specified in Section 10.6.2.5(i) for the critical zones of the corresponding columns (Figure 10.10a), except that if beams are connected to all four sides of the joint and if their width is at least three-quarters of the parallel cross-sectional dimension of the column, the spacing of the horizontal confinement reinforcement in the joint may be increased to twice this value, but may not however exceed 150mm (Figure 10.10b).

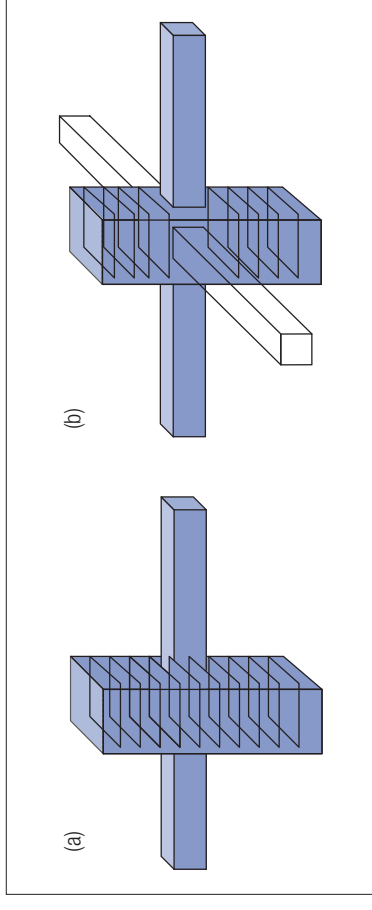


Fig 10.10 Confinement of beam-column joints

At least one intermediate vertical bar should be provided between column corner bars at each side of a joint.

Where the beam longitudinal reinforcement is bent into joints for anchorage, the anchorage bend should always be placed inside the corresponding column hoops.

The diameter d_{bl} of longitudinal bars of beams passing through a joint should be limited in accordance with the following expressions:

(a) for internal beam-column joints:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0.8 \cdot v_d}{1 + 0.5 \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (10.31)$$

(b) pour des nœuds poteau-poutre de rive :

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot (1 + 0.8 \cdot \nu_d) \tag{10.32}$$

où :

- h_c longueur du poteau parallèlement aux armatures ;
- f_{ctm} valeur moyenne de la résistance du béton à la traction ;
- f_{yd} valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier ;
- ν_d effort normal réduit de calcul dans le poteau, pris à sa valeur minimale pour la situation sismique de calcul ($\nu_d = N_{Ed} / f_{cd} A_c$) ;
- ρ' pourcentage d'armatures comprimées de la poutre traversant le nœud ;
- ρ_{max} pourcentage d'armatures tendues maximal admissible.

La Figure 10.11 donne les diamètres maximaux des barres longitudinales passant à travers les nœuds poteau-poutre, obtenus par les Equations 10.31 et 10.32.

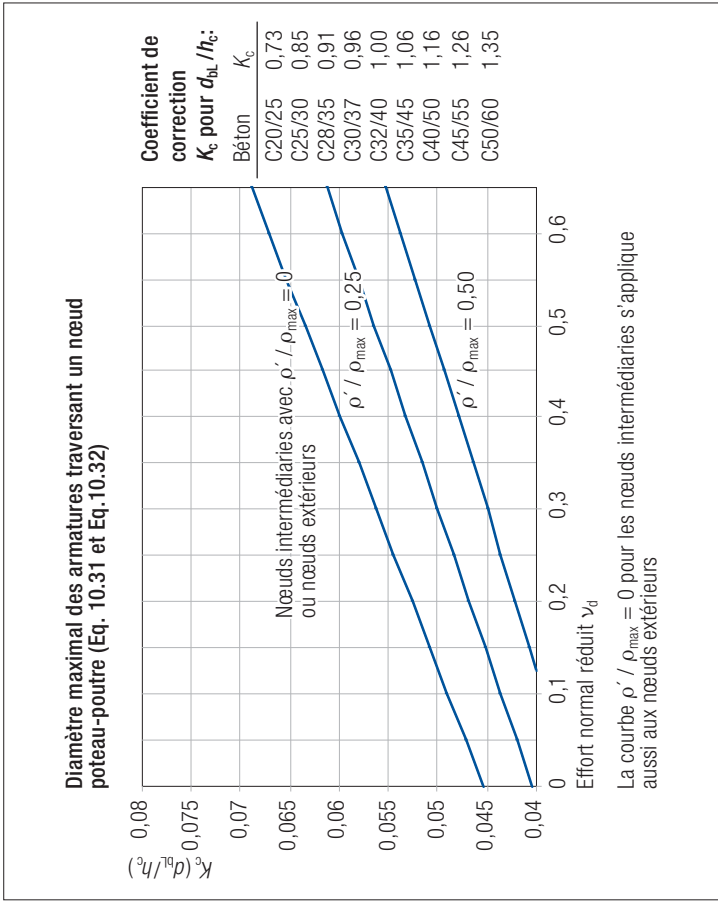


Fig 10.11 Diamètres maximaux des barres horizontales dans les nœuds poteau-poutre intermédiaires et de rive

(b) for exterior beam-column joints:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot (1 + 0.8 \cdot \nu_d) \tag{10.32}$$

where:

- h_c is the width of the column parallel to the bars;
- f_{ctm} is the mean value of the tensile strength of concrete;
- f_{yd} is the design value of the yield strength of steel;
- ν_d is the normalised design axial force in the column, taken with its minimum value for the seismic design situation ($\nu_d = N_{Ed} / f_{cd} A_c$);
- ρ' is the compression steel ratio of the beam bars passing through the joint;
- ρ_{max} is the maximum allowed tension steel ratio.

Figure 10.11 plots the maximum bar diameters of longitudinal beam steel passing through beam column joints from Equations 10.31 and 10.32.

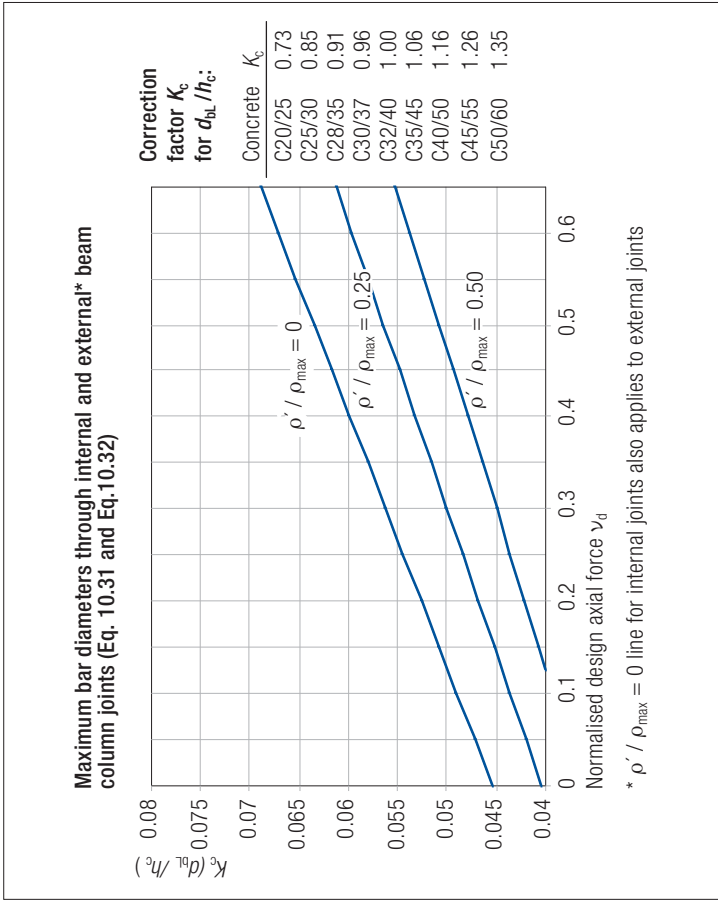


Fig 10.11 Maximum bar diameters of horizontal steel in internal and external beam column joints

Dans les nœuds poutre-poteau intermédiaires, les armatures supérieures ou inférieures doivent traverser sans être arrêtées à l'intérieur du nœud. Elles ne doivent pas être arrêtées à une distance inférieure à l_{cr} (longueur de la zone critique de l'élément) du nu du nœud.

Dans les nœuds poteau-poutre de rive, si la longueur h_c du poteau parallèlement aux armatures est trop faible pour respecter l'Equation 10.32, les dispositions suivantes peuvent être prises afin d'assurer l'ancrage des armatures longitudinales des poutres :

- La poutre ou la dalle peut être prolongée sous forme d'ergots extérieurs.
- Des armatures aboutées ou des plaques d'ancrage soudées aux extrémités des armatures peuvent être utilisées.
- Des coudes d'une longueur minimale de $10d_{bL}$ et des armatures transversales regroupées à l'intérieur du coude au contact des armatures peuvent être mis en place.

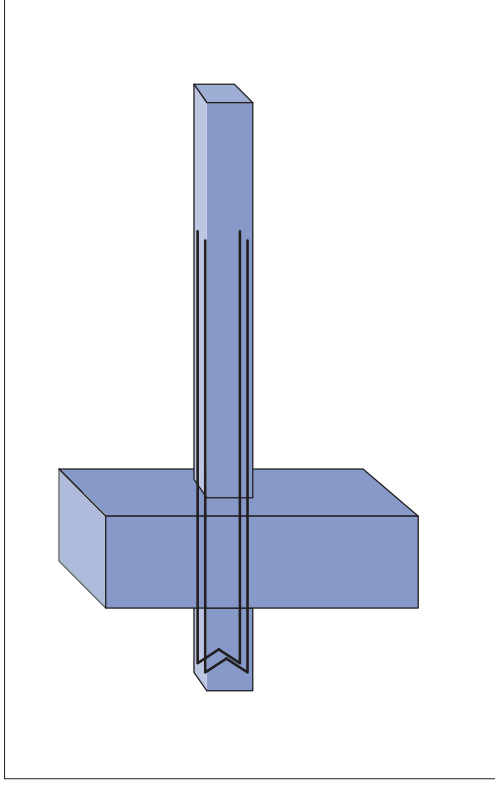


Fig 10.12 Ergot extérieur au nœud poutre-poteau

In interior beam-column joints, top and bottom bars should pass without curtailment through the joint. They should not terminate within l_{cr} (length of the member critical region) of the face of the joint.

In exterior beam-column joints, when the depth, h_c , of the column parallel to the bars is too shallow to achieve Equation 10.32, the following additional measures may be taken, to ensure anchorage of the longitudinal reinforcement of beams:

- The beam or slab may be extended horizontally in the form of exterior stubs.
- Headed bars or anchorage plates welded to the end of the bars may be used.
- Bends with a minimum length of $10d_{bL}$ and transverse reinforcement placed tightly inside the bend of a group of bars may be added.

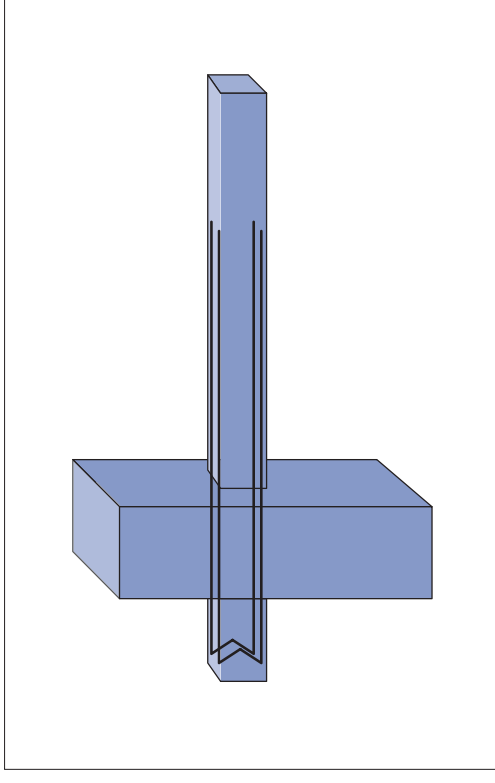


Fig 10.12 Exterior stub of an exterior beam-column joint

10.7 Murs

10.7.1 Définitions

Un mur est un élément de structure supportant d'autres éléments et ayant une section transversale allongée, avec un rapport longueur / épaisseur l_w/b_w supérieur à 4. Seuls les murs jouant un rôle sismique primaire sont considérés dans ce paragraphe.

10.7.2 Dimensions

L'épaisseur b_{wo} de l'âme doit respecter la condition suivante :

$b_{wo} \geq 0,15 \text{ ou } h_s/20 \text{ (le plus grand) (en mètres)}$ (10.33)

où h_s est la hauteur libre d'étage.

10.7.3 Murs ductiles et murs couplés

10.7.3.1 Définitions

Les murs ductiles et les murs couplés sont définis dans la Section 10.5 et dans la Figure 10.13.

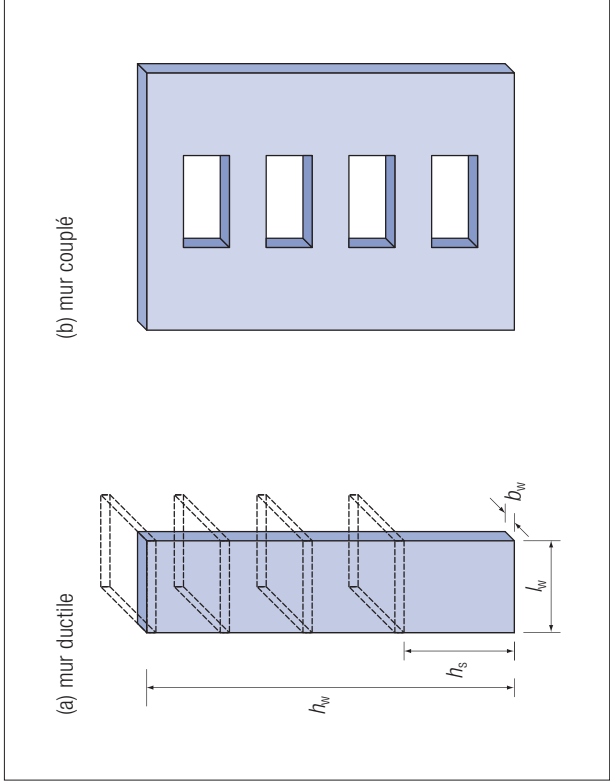


Fig 10.13 Murs ductiles et murs couplés

10.7 Walls

10.7.1 Definitions

A wall is a structural element of structure supporting other elements and having an elongated cross-section with a length to thickness ratio l_w/b_w greater than 4. Only primary seismic walls are considered in this paragraph.

10.7.2 Dimensions

The thickness of the web, b_{wo} , (in metres) should satisfy the following expression:

$b_{wo} \geq 0.15 \text{ or } h_s/20 \text{ if greater (in metres)}$ (10.33)

where h_s is the clear storey height.

10.7.3 Ductile walls and coupled walls

10.7.3.1 Definitions

Ductile walls and coupled walls are defined in the definitions in Section 10.5 and in Figure 10.13.

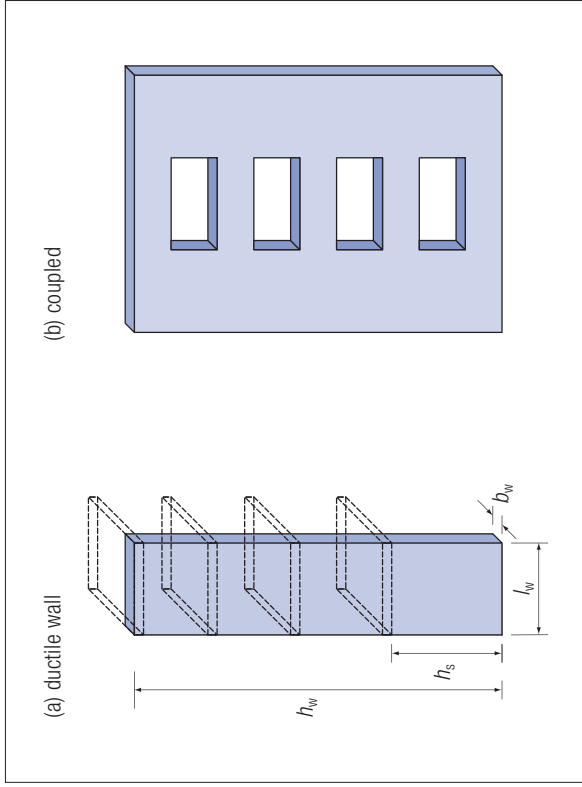


Fig 10.13 Ductile and coupled walls

10.7.3.2 Effets de l'action de calcul

(i) Redistribution

La redistribution des effets de l'action sismique entre des murs primaires est admise jusqu'à 30%, sans que la résistance totale ne puisse être réduite. Les efforts tranchants et les moments fléchissants sont alors redistribués de sorte que, dans chaque mur pris individuellement, le rapport entre moment fléchissant et effort tranchant ne soit pas sensiblement affecté. Dans les murs soumis à d'importantes fluctuations d'effort normal, comme par exemple dans les murs couplés, les moments et les efforts tranchants doivent être redistribués du ou des murs peu comprimés ou tendus vers les murs qui sont très comprimés.

Dans les murs couplés, une redistribution des effets de l'action sismique entre les linéaux de différents étages est admise jusqu'à 20%, sous réserve que l'effort normal sismique à la base de chaque mur (résultant des efforts tranchants dans les linéaux) ne soit pas affecté.

(ii) Mesures de dimensionnement en capacité

Pour assurer la localisation du comportement post-élastique à la base du mur dans la zone critique, les dispositions suivantes doivent être prises :

- (a) Quand le rapport h_w/l_w entre la hauteur et la longueur du mur est supérieur à 2,0 :
 - le diagramme des moments fléchissants de calcul sur la hauteur du mur est donné par une enveloppe du diagramme des moments fléchissants issu de l'analyse, déplacée verticalement (décalage de traction) comme suit :
 - L'enveloppe peut être supposée linéaire (étape 1 de la Figure 10.14), à condition que la valeur absolue de la valeur ainsi obtenue ne soit pas inférieure à la valeur initiale. Ceci est supposé être le cas si la structure ne montre pas des discontinuités significatives de masse, de rigidité ou de résistance sur sa hauteur.
 - Le déplacement de cette enveloppe (étape 2 de la Figure 10.14) doit être cohérent avec l'inclinaison des bielles considérées dans la vérification de l'effort tranchant à l'état limite ultime, avec une forme en éventail possible des bielles à proximité de la base, les planchers agissant alors comme des tirants.
 - Bien qu'il soit conseillé de profiter de la présence des planchers pour disposer les tirants horizontaux, ce qui impose la valeur de θ , il est noté que selon l'EC2 Partie 1-17, clause 6.2.3, $\cotg \theta$ doit être pris égal à 1, ce qui est la limite inférieure acceptable et la plus conservatrice. Dans ce cas, le décalage est égal à l_w .
 - Bien que cela ne soit pas requis par l'EC8, il est recommandé que, quand M_{Ed} est plus grand que M_{Ed} ce qui peut se produire par exemple si l'action du vent est plus défavorable que l'action sismique, M_{Ed} soit substitué à M_{Ed} dans la méthode ci-dessus.
- Les efforts tranchants de calcul doivent alors être augmentés de 50% par rapport aux efforts tranchants issus de l'analyse.

10.7.3.2 Design action effects

(i) Redistribution

Redistribution of seismic action effects between primary seismic walls of up to 30% is allowed, provided that the total resistance demand is not reduced. Shear forces should be redistributed along with the bending moments, so that in the individual walls the ratio of bending moments to shear forces is not appreciably affected. In walls, for example coupled walls subjected to large fluctuations of axial force, moments and shears should be redistributed from the wall(s) which are under low compression or under net tension, to those which are under high axial compression.

In coupled walls, redistribution of seismic action effects between coupling beams of different storeys of up to 20% is allowed, provided that the seismic axial force at the base of each individual wall (the resultant of the shear forces in the coupling beams) is not affected.

(ii) Capacity design measures

To ensure the localisation of the post elastic behaviour at the base of the wall within the critical region, the following measures should be taken:

- (a) When the height to length ratio h_w/l_w of a wall is greater than 2.0:
 - the diagram of the design bending moments on the height of the wall is given by an envelope of the diagram of the bending moments resulting from the analysis, vertically displaced due to 'tension shift' as follows:
 - The envelope may be assumed linear (step 1 of Figure 10.14), on the condition that the absolute value of the linear value is not lower than that of the initial diagram. This is assumed to be the case when the structure does not exhibit significant discontinuities of mass, stiffness or resistance over its height.
 - The tension shift (step 2 of Figure 10.14) should be consistent with the strut inclination taken in the ULS verification for shear, with a possible fan-type pattern of struts near the base, and with the floors acting as ties.
 - Although it is advisable to take advantage of the presence of floors to place horizontal ties therein, which controls the value of θ , it is observed that, according to EC2 Part 1-17, clause 6.2.3, $\cotan \theta$ may be assumed to be 1, which is the lower acceptable and more conservative value. In that case, the tension shift is equal to l_w .
 - Although it is not required by EC8, it is recommended that, when M_{Ed} is greater than M_{Ed} , which may happen for instance when the wind loads are more unfavourable than the seismic actions, M_{Ed} be substituted for M_{Ed} in the above procedure.
- The design shear forces are taken as being 50% higher than the shear forces obtained from the analysis.

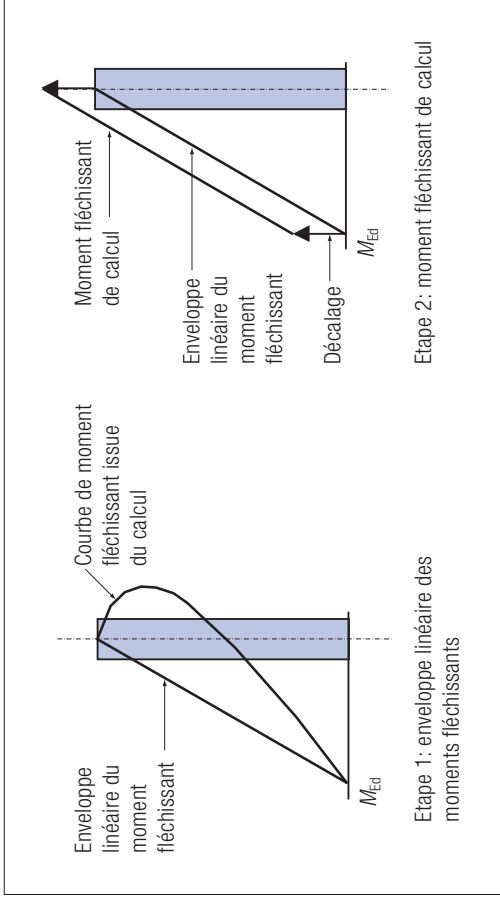


Fig 10.14 Valeurs de calcul du moment fléchissant

(b) Dans les systèmes à contreventement mixte contenant des murs élancés, l'effort tranchant dans un mur ne doit pas être pris inférieur à la moitié de sa valeur à la base du mur, après l'amplification visée en (a). L'enveloppe de calcul doit être tracée comme indiqué sur la Figure 10.15, en suivant les étapes 1 à 3.

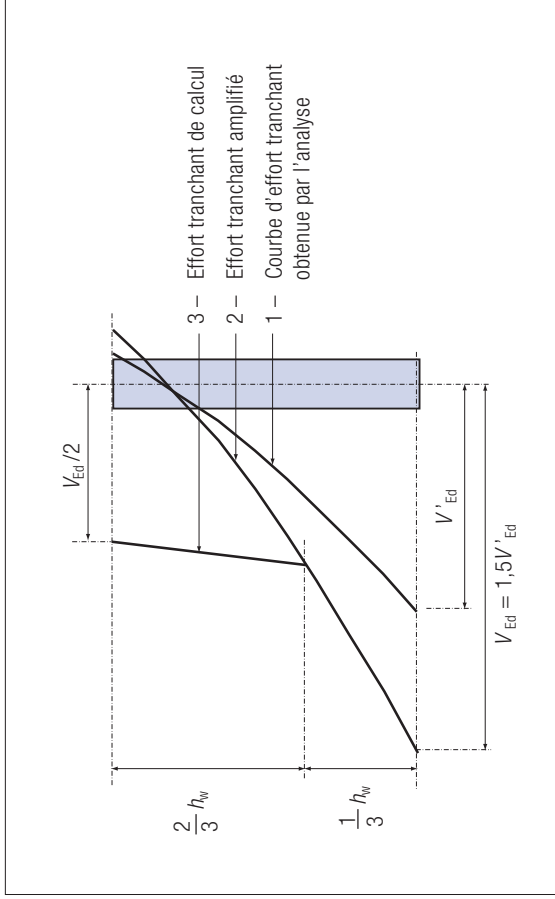


Fig 10.15 Valeur de calcul de l'effort tranchant dans les systèmes mixtes contenant des murs élancés

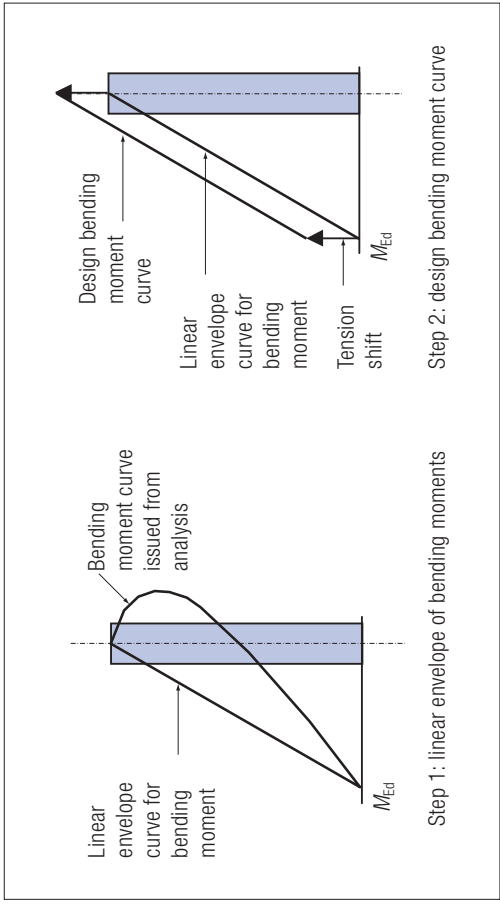


Fig 10.14 Design value of the bending moment

(b) In dual systems containing slender walls, the design envelope of shear forces should not be lower than half of its value at the base of the wall, after amplification as in (a). The design envelope should be drawn as shown on Figure 10.15, following steps 1 to 3.

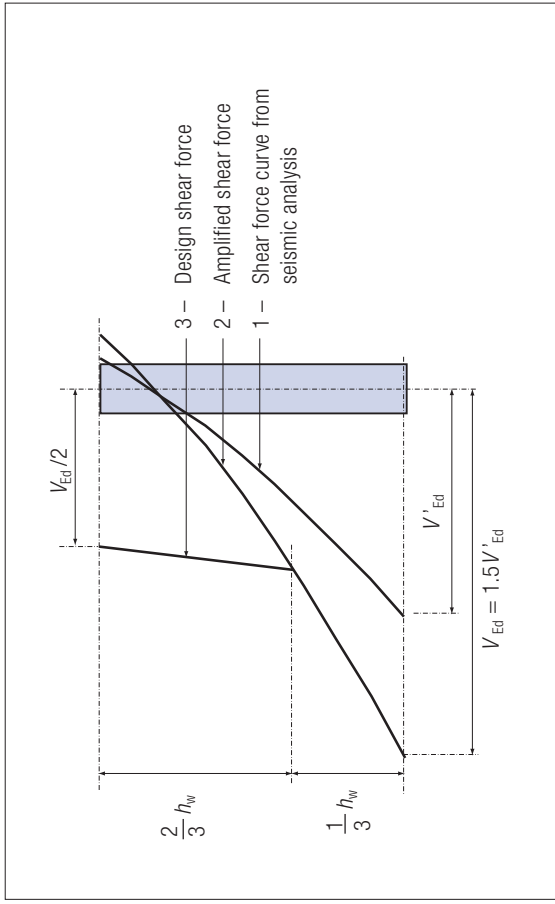


Fig 10.15 Design value of shear forces in dual systems containing slender walls

10.7.3.3 Résistance

Les résistances à la flexion et à l'effort tranchant doivent être calculées conformément à l'EC2 Partie 1-17, sauf spécification contraire dans les alinéas suivants, en utilisant la valeur de l'effort normal résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul.

La valeur de l'effort normal réduit ν_d (Equation 10.7) ne doit pas dépasser 0,4.

Les armatures verticales d'âme doivent être prises en compte dans le calcul de la résistance à la flexion des sections de mur.

Il convient de considérer des sections de mur composées de parties rectangulaires liées entre elles (sections en L, T, U, I ou similaires) comme des sections uniques composées d'une ou de plusieurs âmes parallèles ou approximativement parallèles à la direction de l'effort tranchant sismique et d'un ou de plusieurs raidisseurs (approximativement) perpendiculaires.

Pour le calcul de la résistance à la flexion, il convient de prendre en compte la largeur participante de membrure de part et d'autre de chaque âme, dont la valeur comptée à partir de la face de l'âme est la plus petite des quantités suivantes :

- la longueur réelle de la membrure (Figure 10.16(a)) ;
- la moitié de la distance à une âme adjacente du mur (Figure 10.16(b)) ;
- 25% de la hauteur totale du mur au-dessus du niveau considéré.

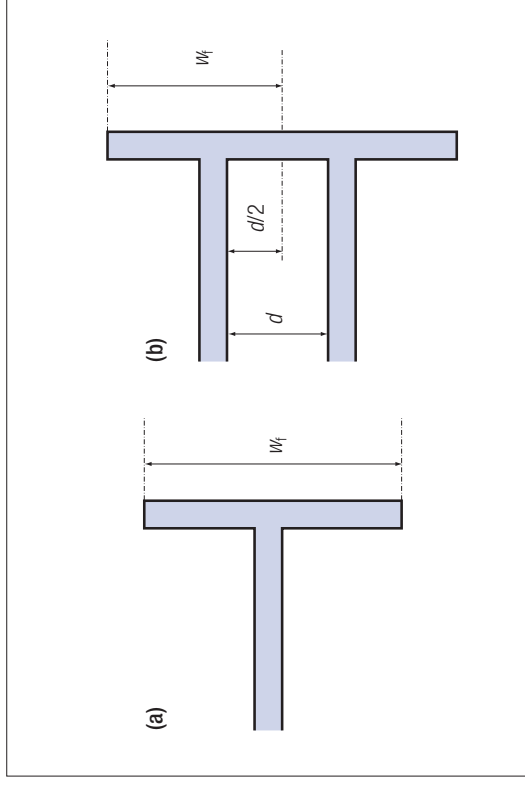


Fig 10.16 Largeur effective de membrure w_f

10.7.3.3 Résistance

The flexural and shear resistance must be calculated in accordance with EC2 Part 1-17, except as otherwise specified in the following paragraphs, by using the value of the axial force resulting from the seismic analysis.

The value of the normalised axial load ν_d (Equation 10.7) should not exceed 0.4.

Vertical web reinforcement should be taken into account in the calculation of the flexural resistance of wall sections.

Composite wall sections consisting of connected or intersecting rectangular segments (L-, T-, U-, I- or similar sections) should be taken as integral units, consisting of a web or webs parallel or approximately parallel to the direction of the acting seismic shear force and a flange or flanges normal or approximately normal to it.

For the calculation of flexural resistance, the effective flange width on each side of a web should be taken to extend from the face of the web by the minimum of:

- the actual flange width (Figure 10.16(a));
- one-half of the distance to an adjacent web of the wall (Figure 10.16(b));
- 25% of the total height of the wall above the level considered.

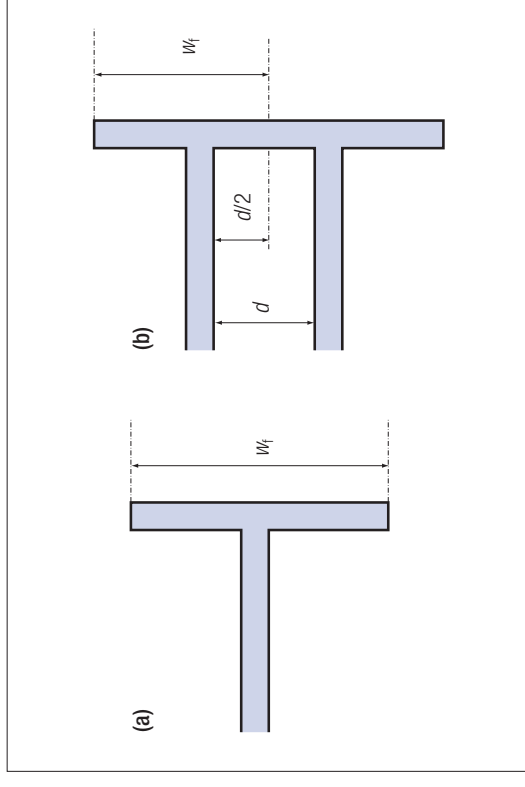


Fig 10.16 Effective flange width w_f

10.7.3.4 Dispositions constructives pour la ductilité locale

(i) Zone critique

Le concept de mur ductile implique une zone critique à la base du mur, conçue pour se comporter comme une rotule plastique.

La hauteur de la zone critique h_{cr} au-dessus de la base du mur peut être estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max[l_w, h_w/6] \quad (10.34)$$

Mais cette hauteur est limitée de la façon suivante :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s \end{cases} \quad \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \quad (10.35)$$

$$\begin{cases} 2 \cdot l_w \\ 2 \cdot h_s \end{cases} \quad \text{pour } n \geq 7 \text{ niveaux}$$

où h_s est la hauteur libre de chaque niveau et la base est définie comme le niveau des fondations ou du sommet d'un soubassement avec des diaphragmes rigides et des murs périphériques.

(ii) Exigences de ductilité dans la zone critique

Pour permettre une bonne capacité de rotation des rotules plastiques dans le domaine post-élastique, il faut assurer une valeur minimale μ_ϕ du coefficient de ductilité en courbure, déterminée par une des relations suivantes :

$$\mu_\phi = \kappa[2q_0 M_{Ed}/M_{Rd} - 1] \quad \text{si } T_1 \geq T_C \quad (10.36)$$

$$\mu_\phi = \kappa[1+2(q_0 M_{Ed}/M_{Rd} - 1)]T_C/T_1 \quad \text{si } T_1 < T_C \quad (10.37)$$

où :

q_0 est la valeur du coefficient de comportement prise en compte dans les calculs ;

κ = 1,5 pour la Classe B des armatures,
1,0 pour la Classe C des armatures ;

T_1 est la période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical dans lequel la flexion a lieu ;

T_C est la période à la limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre ;

M_{Ed} est le moment fléchissant de calcul à la base du mur, issu de l'analyse dans la situation sismique de calcul ;

M_{Rd} est la résistance à la flexion de calcul à la base du mur.

(iii) Méthode pour respecter les prescriptions de ductilité dans la zone critique
En variante à une justification détaillée de la valeur de μ_ϕ utilisée pour le dimensionnement, la ductilité en courbure requise peut être obtenue en satisfaisant les conditions (1) à (6) ci-dessous.

10.7.3.4 Detailing for local ductility

(i) Critical region

The concept of a ductile wall involves a critical region at the base of the wall which is designed to act as a plastic hinge.

The height of the critical region h_{cr} above the base of the wall may be estimated as:

$$h_{cr} = \max[l_w, h_w/6] \quad (10.34)$$

But this height is limited according to the following expression:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s \end{cases} \quad \text{for } n \leq 6 \text{ storeys} \quad (10.35)$$

$$\begin{cases} 2 \cdot l_w \\ 2 \cdot h_s \end{cases} \quad \text{for } n \geq 7 \text{ storeys}$$

where h_s is the clear storey height and where the base is defined as the level of the foundation or of the embedment in basement storeys with rigid diaphragms and perimeter walls.

(ii) Ductility requirements in the critical region

To allow for a good rotational behaviour of the plastic hinge in the post-elastic domain, a value μ_ϕ of the curvature ductility factor should be provided at the critical regions of walls, which is determined by one of the following relations:

$$\mu_\phi = \kappa[2q_0 M_{Ed}/M_{Rd} - 1] \quad \text{if } T_1 \geq T_C \quad (10.36)$$

$$\mu_\phi = \kappa[1+2(q_0 M_{Ed}/M_{Rd} - 1)]T_C/T_1 \quad \text{if } T_1 < T_C \quad (10.37)$$

where:

q_0 is the value of the behaviour factor taken into account in calculations;

κ = 1.5 for Class B reinforcement,
1.0 for Class C reinforcement;

T_1 fundamental period of the building, taken within the vertical plane in which bending takes place;

T_C period at the upper limit of the constant acceleration region of the spectrum;

M_{Ed} design bending moment at the base of the wall, from the analysis;

M_{Rd} design flexural resistance at the base of the wall.

(iii) Procedure to fulfil ductility requirements in the critical region
As an alternative to a detailed justification of the value of μ_ϕ used in the design, the curvature ductility can be achieved by satisfying conditions (1) to (6) below.

- (1) Le béton situé aux extrémités des murs (élément de rive) est confiné sur une longueur l_c , déterminée en (2) ci-dessous. Cet élément de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au mur.

Il n'est pas nécessaire de prévoir d'élément de rive confiné dans les membrures de mur ayant une épaisseur $b_f \geq h_s/15$ et une largeur $l_f \geq h_s/5$, h_s étant la hauteur libre d'étage (Figure 10.17). Néanmoins, de tels éléments de rive peuvent s'avérer nécessaires du fait de la flexion hors plan du mur.

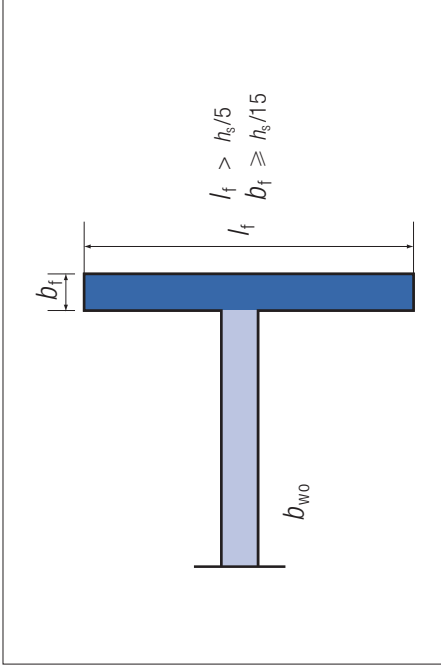


Fig 10.17 Membrane de mur en l'absence d'élément de rive confiné

- (2) La longueur de l'élément de rive est donnée par :

$$l_c = \max(0,15l_w; 1,50b_w; x_u(1 - 0,0035/\varepsilon_{cu2,c})) \quad (10.38)$$

où :

x_u est la profondeur de l'axe neutre ; x_u correspond à une courbure ultime et est donnée par :

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o} \quad (10.39)$$

- (1) The concrete located at the ends of the walls (boundary element) is confined over a length l_c , defined in (2) below. This boundary element can include flanges perpendicular to the wall.

No confined boundary element is required over wall flanges with thickness $b_f \geq h_s/15$ and width $l_f \geq h_s/5$, where h_s denotes the clear storey height (Figure 10.17). Nonetheless, confined boundary elements may be required at the ends of such flanges due to out-of-plane bending of the wall.

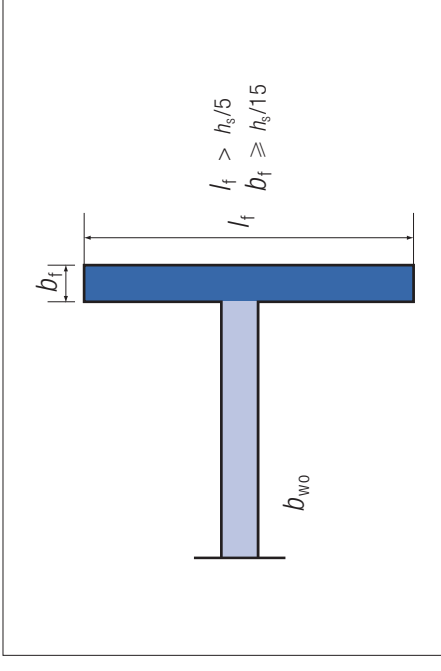


Fig 10.17 Wall flange without confined boundary element

- (2) The length of the boundary element is given as:

$$l_c = \max(0,15l_w; 1,50b_w; x_u(1 - 0,0035/\varepsilon_{cu2,c})) \quad (10.38)$$

where:

x_u is the neutral axis depth; x_u corresponds to the ultimate curvature and is given by:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o} \quad (10.39)$$

$\varepsilon_{cu2,c}$ est la déformation ultime du béton confiné calculée comme :

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0.0035 + 0.1 \alpha \omega_{wd} \quad (10.40)$$

ω_y est le rapport mécanique des armatures verticales d'âme

$$(\omega_y = \rho_y f_{yd} / f_{cd}) ;$$

α est le coefficient d'efficacité du confinement défini dans la Section 10.6.2.6 (ii), appliqué à l'élément de rive ;

ω_{wd} est défini dans l'Equation 10.14.

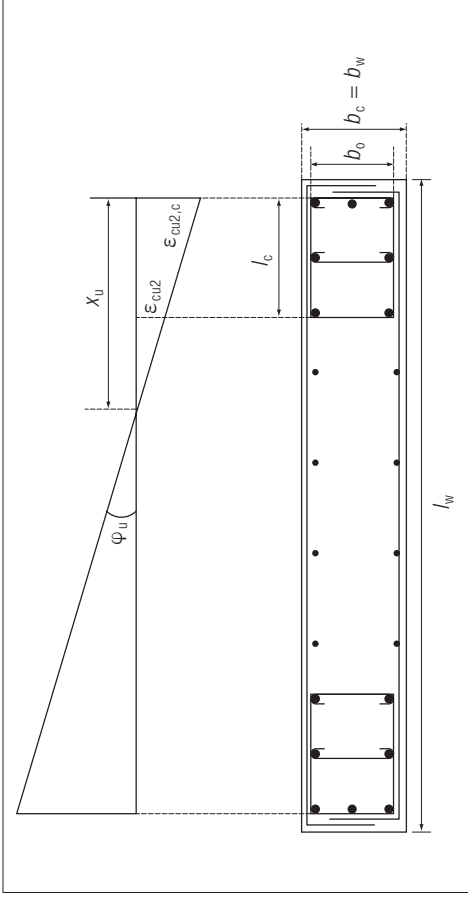


Fig 10.18 Longueur des rives confinées des murs

(3) L'épaisseur b_w des éléments de rive confinés ne doit pas être inférieure à 200mm. De plus :

- si la longueur de la partie confinée ne dépasse pas la valeur maximale de $2b_w$ et $0.2l_w$, b_w ne doit pas être inférieure à $h_s/15$, h_s étant la hauteur d'étage ;
- si la longueur de la partie confinée excède la valeur maximale de $2b_w$ et $0.2l_w$, b_w ne doit pas être inférieure à $h_s/10$.

(4) Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive ne doit pas être inférieur à 0,005.

(5) Les armatures transversales des éléments de rive peuvent être

déterminées en accord avec l'EC2 Partie 1-17 sans autre condition si les conditions suivantes sont remplies :

- la valeur de l'effort normal réduit de calcul ν_d n'est pas supérieure à 0,15, ou
- la valeur de ν_d n'est pas supérieure à 0,20 et le coefficient q utilisé dans le calcul est réduit de 15%.

$\varepsilon_{cu2,c}$ is the ultimate strain of confined concrete calculated from :

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0.0035 + 0.1 \alpha \omega_{wd} \quad (10.40)$$

ω_y is the mechanical ratio of vertical web reinforcement

$$(\omega_y = \rho_y f_{yd} / f_{cd}) ;$$

α is the confinement effectiveness factor defined in Section 10.6.2.6(ii), applied to the boundary element;

ω_{wd} is defined in Equation 10.14.

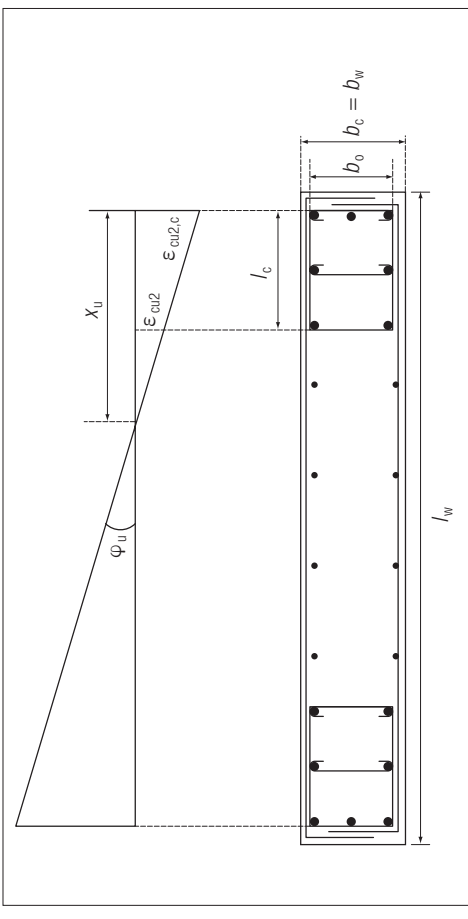


Fig 10.18 Length of confined walls ends

(3) The thickness b_w of the confined parts of the wall section (boundary elements) should not be less than 200mm. Moreover :

- if the length of the confined part does not exceed the maximum of $2b_w$ and $0.2l_w$, b_w should not be less than $h_s/15$, where h_s is the storey height;
- if the length of the confined part exceeds the maximum of $2b_w$ and $0.2l_w$, b_w should not be less than $h_s/10$.

(4) The longitudinal reinforcement ratio in the boundary elements should be not less than 0.005.

(5) The transverse reinforcement of the boundary elements may be

determined in accordance with EC2 Part 1-17 alone, if one of the following conditions is fulfilled :

- the value of the normalised design axial force ν_d is not greater than 0.15, or
- the value of ν_d is not greater than 0.20 and the q -factor used in the analysis is reduced by 15%.

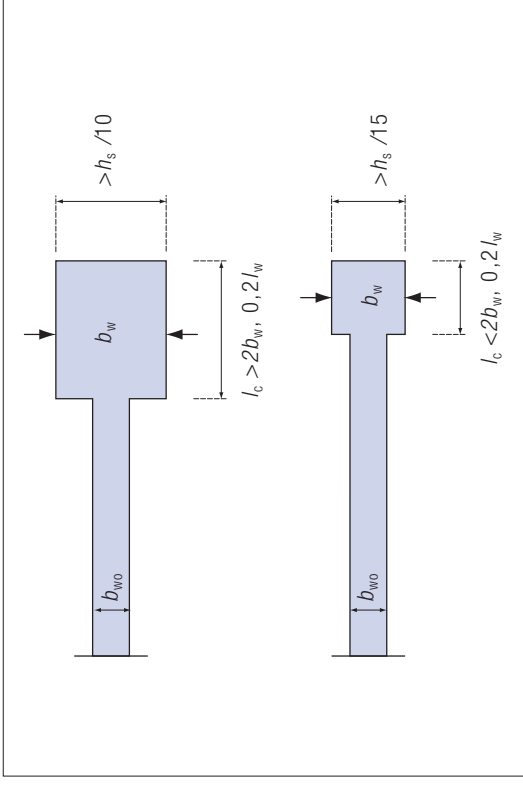


Fig 10.19 Parties confinées du mur

(6) Quand (5) ne s'applique pas, les armatures transversales des éléments de rive sont déterminées par application des dispositions (a) à (c) ci-dessous.

(a) Le rapport mécanique en volume des armatures de confinement, ω_{wd} , doit être au moins égal à 0,08.

(b) En outre, dans les éléments de rive d'un mur de section rectangulaire, ω_{wd} doit respecter la condition :

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}(V_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d}\frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (10.41)$$

où les paramètres ont la même définition que donnée pour les poteaux dans la Section 10.6.2.6.

Il est noté que la valeur du second membre de l'inégalité dans l'Equation 10.41 est de l'ordre de 0,002, mais peut varier largement.

L'Equation 10.41 peut également être utilisée dans les murs avec excroissances ou membrures, ou avec une section composée de plusieurs parties rectangulaires (sections en L, T, U, I, etc.). Dans de tels cas, v_{dt} , ω_v , b_c et b_0 se réfèrent à l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure et à la longueur du mur l_w (i.e. $v_d = N_{Ed} / l_w b_c f_{cd}$, $\omega_v = (A_{sv} / l_w b_c) f_{yd} / f_{cd}$), sous réserve que la position de l'axe neutre x_u ne dépasse pas l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure après

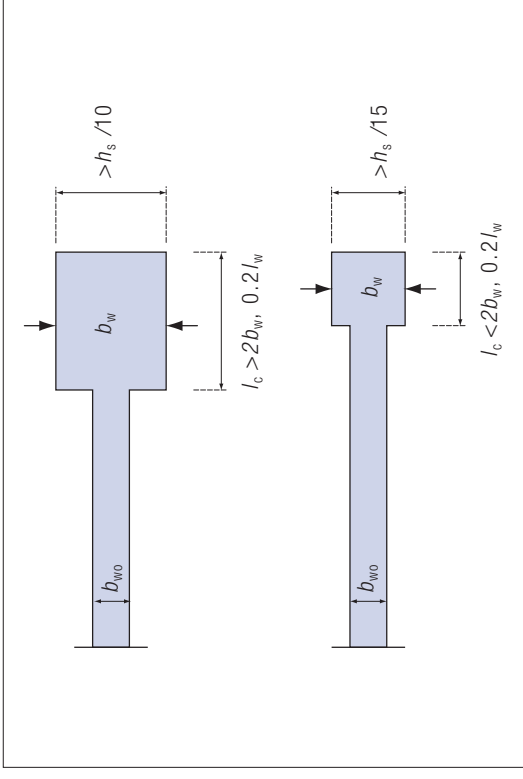


Fig 10.19 Confined parts of walls

(6) When (5) does not apply, the transverse reinforcement of the boundary elements are determined in accordance with provisions (a) to (c) below.

(a) The mechanical volumetric ratio of the required confining reinforcement ω_{wd} , must be at least equal to 0.08.

(b) Moreover, in the boundary elements of a wall of rectangular section, ω_{wd} must comply with the condition:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}(V_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d}\frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (10.41)$$

where the parameters have the same definition as given for columns in Section 10.6.2.6.

It may be observed that the value of the right hand side of the inequality in Equation 10.41 is of the order of 0.002, with large variations.

Equation 10.41 also applies to walls with barbells or flanges, or with a section consisting of several rectangular parts (L-, T-, U-, I-shaped sections, etc.). In such cases, v_{dt} , ω_v , b_c and b_0 are based on the barbell or flange thickness times the wall length l_w (i.e. $v_d = N_{Ed} / l_w b_c f_{cd}$, $\omega_v = (A_{sv} / l_w b_c) f_{yd} / f_{cd}$), with the condition that the neutral axis depth x_u does not exceed the length of the barbell or flange after spalling of the concrete cover. (It may be

éclatement du béton d'enrobage. Il est noté que ces expressions sont écrites $\nu_d = N_{Ed} / h_c b_c f_{cd}$, $\omega_v = (A_{sv} / h_c b_c) f_{yd} / f_{cd}$ dans l'EC8, mais ceci est une erreur. Dans les autres cas (sections de formes différentes), il convient de se reporter à l'EC8 Partie 1³, Clause 5.4.3.4.2 (5).

- (c) Les armatures de confinement calculées comme indiqué ci-dessus s'étendent verticalement sur la hauteur h_{cr} de la zone critique et horizontalement sur la longueur l_c de l'élément de rive confiné.

- (iv) Dispositions constructives des armatures de confinement
Les armatures de confinement et les épingles doivent avoir un diamètre minimal de 6mm ; leur forme doit être choisie pour produire un état de contraintes triaxiales dans la section de la partie confinée et leur espacement ne doit pas dépasser :

$$s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\} \text{ (en millimètres)} \quad (10.42)$$

où :

b_o dimension minimale du noyau de béton (par rapport à l'axe des armatures de confinement),

d_{bL} diamètre minimal des barres longitudinales.

La distance entre des barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ne doit pas dépasser 200mm.

- (v) Régions du mur au-dessus de la zone critique
Sur la hauteur du mur au-dessus de la zone critique, seules les règles concernées de l'EC2 Partie 1-1⁷ relatives aux armatures verticales, horizontales et transversales s'appliquent. Toutefois, dans les parties de la section où, dans la situation sismique de calcul, la déformation de compression ϵ_c est supérieure à 0,002, il convient de prévoir un pourcentage minimal d'armatures verticales égal à 0,005.

10.7.3.5 Dimensionnement des linteaux entre trumeaux couplés

Les linteaux sont dimensionnés comme des poutres (voir la Section 10.6.3).

Il est recommandé que le rapport de forme (l_c / h_w) d'un linteau soit inférieur à 2 et que, si la contrainte de cisaillement est supérieure à $0,3 \times \sqrt{f_{cd}}$, des armatures diagonales soient utilisées pour procurer de la résistance au cisaillement.

10.7.4 Longs murs faiblement armés

10.7.4.1 Définition

Les longs murs faiblement armés sont définis dans "Terminologie et Notation". Il est noté qu'un mur long faiblement armé ne suit pas le concept de ductilité exposé dans la Section 10.1. Son comportement repose sur les non linéarités géométriques engendrées par la fissuration et sa longueur, qui produisent au cours du séisme un soulèvement des masses portées par le

observed that these equations appear in EC8 as $\nu_d = N_{Ed} / h_c b_c f_{cd}$, $\omega_v = (A_{sv} / h_c b_c) f_{yd} / f_{cd}$ but this appears to be an error. In the cases of other sections shapes, refer to EC8 Part 1³, Clause 5.4.3.4.2 (5).

- (c) The confining reinforcement calculated above should extend vertically over the height h_{cr} of the critical region and horizontally along the length l_c of the confined boundary element.

(iv) Detailing of confining bars

The confining hoops and cross-ties must have a diameter of at least 6mm; the pattern of the confining reinforcement must be selected in such a way that they produce a state of triaxial stress in the boundary element and their spacing should not exceed:

$$s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\} \text{ (in millimetres)} \quad (10.42)$$

where:

b_o minimum dimension of the concrete core (to the centreline of the hoops);

d_{bL} minimum diameter of the longitudinal bars.

The distance between consecutive longitudinal bars engaged by hoops or cross-ties should not exceed 200mm.

- (v) Regions of the wall above the critical region

In the part of the wall above the critical region, only the relevant rules of EC2 Part 1-1⁷ regarding vertical, horizontal and transverse reinforcement need apply. However, in those parts of the section where under the seismic design situation the compressive strain ϵ_c exceeds 0.002, a minimum vertical reinforcement ratio of 0.005 should be provided.

10.7.3.5 Design of coupling beams in coupled shear walls

Coupling beams are designed as beams (see Section 10.6.3).

It is recommended that when the aspect ratio (l_c / h_w) of a coupling beam is lower than 2 and the shear stress is higher than $0.3 \times \sqrt{f_{cd}}$, diagonal bars should be used to provide shear resistance.

10.7.4 Large lightly reinforced walls

10.7.4.1 Definition

Large lightly reinforced walls are defined in "Terminology and Notation". It may be observed that large lightly reinforced walls do not conform to the ductile concept as described in Section 10.1. Their behaviour relies on geometric non-linearities due to cracking and to their length, which result in lifting of the mass supported by the walls during an earthquake. Provision of the minimum required vertical reinforcement at all levels should result in cracks being well distributed along the height of each

mur. Les dispositions d'armatures verticales minimales à tous les niveaux doivent conduire à une bonne distribution de la fissuration sur la hauteur de chaque mur. La Figure 10.20 propose un diagramme logique pour le dimensionnement. Des informations complémentaires sur le comportement des murs longs en béton faiblement armés peuvent être trouvées dans Coin⁴⁸ et Bisch⁴⁹.

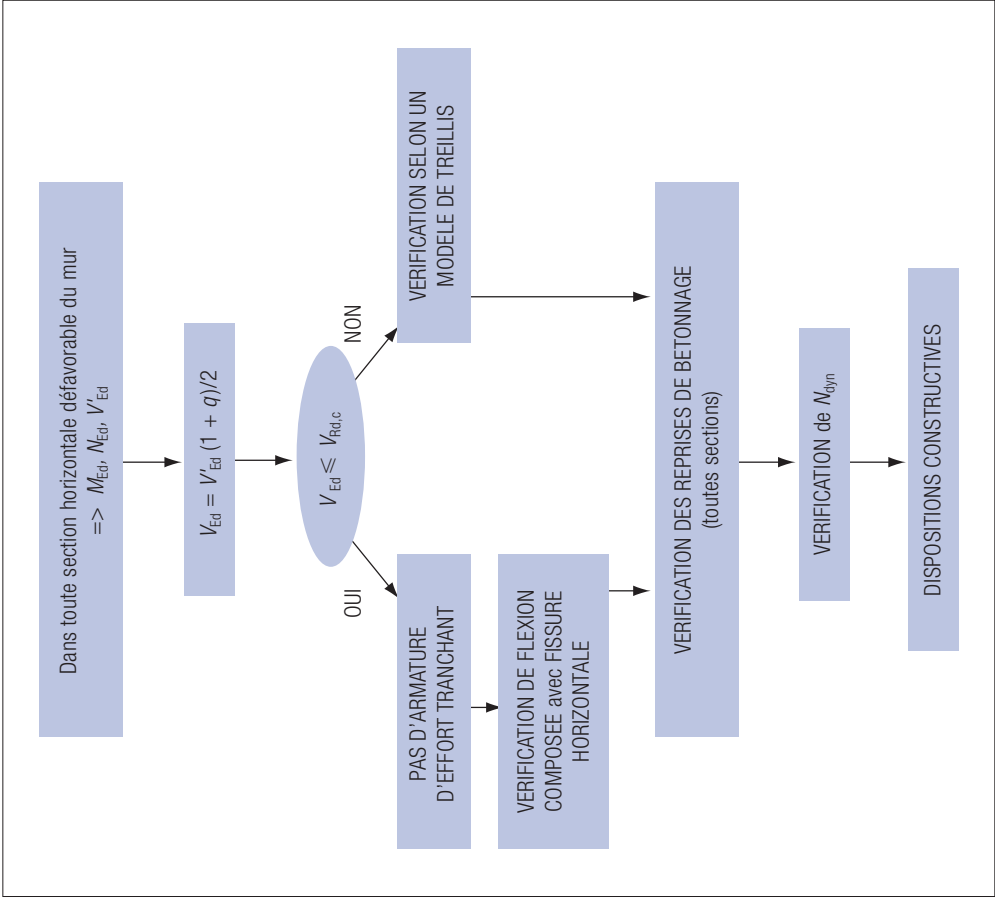


Fig 10.20 Diagramme pour le dimensionnement des murs longs en béton faiblement armés

wall. Figure 10.20 provides a suggested flow chart for design. Additional information concerning the behaviour of lightly reinforced walls may be found in Coin⁴⁸ and Bisch⁴⁹.

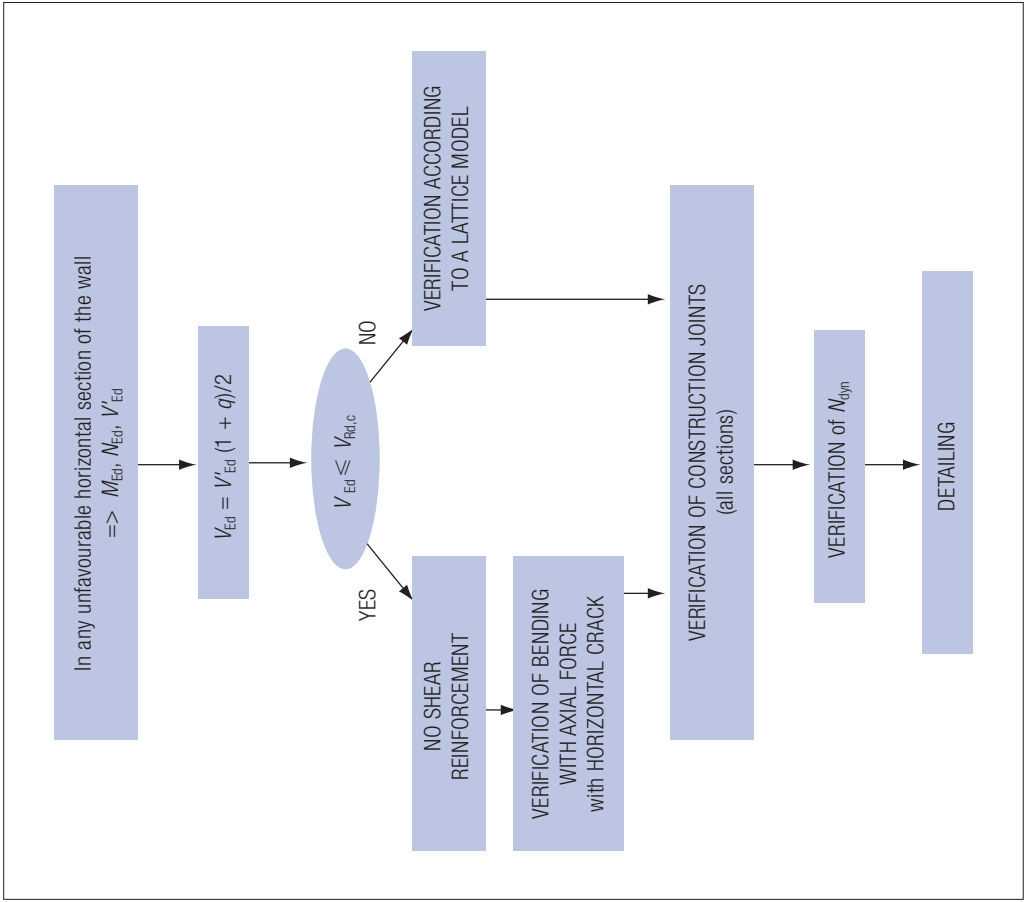


Fig 10.20 Flow chart for the design of large lightly reinforced walls

10.7.4.2 Valeurs de calcul des actions internes

L'effort tranchant de calcul V_{Ed} est obtenu à partir de l'effort tranchant V'_{Ed} issu de l'analyse conformément à l'expression suivante :

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q+1}{2} \quad (10.43)$$

Les efforts normaux dynamiques supplémentaires développés dans les murs de grandes dimensions sous l'effet des composantes horizontales du séisme peuvent être pris comme correspondant à $\pm 50\%$ de l'effort normal dans le mur dû aux charges gravitaires présentes dans la situation sismique de calcul. Ces efforts peuvent être négligés si la valeur du coefficient de comportement q ne dépasse pas 2,0.

10.7.4.3 Résistance

(i) Flexion

L'état limite ultime en flexion composée doit être vérifié en supposant une fissuration horizontale, conformément aux dispositions pertinentes de l'EC2 Partie 1-1*, y compris l'hypothèse des sections planes.

L'instabilité hors plan du mur est empêchée en limitant les contraintes normales dans le béton, ce qui est obtenu en respectant les règles de l'EC2 Partie 1-1 pour les effets du second ordre.

Lorsque l'effort normal dynamique est pris en compte dans la vérification à l'état limite ultime pour la flexion composée, la déformation limite $\epsilon_{cu,2}$ pour le béton non confiné peut être augmentée à 0,005. Une valeur plus élevée peut être prise en compte pour le béton confiné, conformément à l'EC2 Partie 1-1, Clause 3.1.9, sous réserve que l'éclatement du béton d'enrobage non confiné soit pris en compte dans la vérification.

Il est recommandé de procéder à la vérification sous effort normal dynamique comme suit.

- (1) Déterminer le diagramme de déformation dans la section à l'ELU en flexion composée avec l'effort normal de calcul hors séisme N_{Ed} .
- (2) Réduire l'effort normal à $0,5N_{Ed}$ et recalculer les déformations dans le béton et dans l'acier, avec la même courbure que celle trouvée dans l'étape 1) (c.-à.d. pour un effort normal égal à N_{Ed}).
- (3) Augmenter l'effort normal à $1,5N_{Ed}$ et recalculer les déformations dans le béton et dans l'acier, avec la même courbure que celle trouvée dans l'étape 1) (c.-à.d. pour un effort normal égal à N_{Ed}).
- (4) Vérifier les déformations de l'acier et du béton dans les étapes 2 et 3 vis-à-vis des limites données plus haut. Habituellement, ces vérifications complémentaires portant sur les déformations ne sont pas plus contraignantes que celles à faire à l'étape 1.

10.7.4.2 Design action effects

The design shear force V_{Ed} is obtained from the shear force V'_{Ed} resulting from the analysis according to the following expression:

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q+1}{2} \quad (10.43)$$

The additional dynamic axial forces developed in large walls under the effect of the horizontal components of the earthquake may be taken as being $\pm 50\%$ of the axial force in the wall due to the gravity loads present in the seismic design situation. These forces can be neglected if the value of the behaviour factor q is not taken as greater than 2.0.

10.7.4.3 Resistance

(i) Flexure

The ULS in bending with axial force should be verified assuming horizontal cracking, in accordance with the relevant provisions of EC2 Part 1-1*. Plane sections should be assumed to remain plane.

Out-of-plane instability of the wall is prevented by limiting the normal stresses in the concrete, which is obtained by complying with the rules of EC2 Part 1-1 for second-order effects.

When the dynamic axial force is taken into account in the ULS verification for bending with axial force, the limiting strain $\epsilon_{cu,2}$ for unconfined concrete may be increased to 0.005. A higher value may be taken into account for confined concrete, in accordance with EC2 Part 1-1, Clause 3.1.9, provided that spalling of the unconfined concrete cover is accounted for in the verification.

It is recommended that the verification under dynamic axial force may be performed as follows.

- (1) Determine the deformation diagram of the section under ULS in bending with the design axial load N_{Ed} .
- (2) Reduce the axial load to $0,5N_{Ed}$ and recalculate the strains in concrete and steel corresponding to the same curvature as that found in step 1 (i.e. for an axial load N_{Ed}).
- (3) Increase the axial load to $1,5N_{Ed}$ and recalculate the strains in concrete and steel corresponding to the same curvature as that found in step 1 (i.e. for an axial load N_{Ed}).
- (4) Check the steel and concrete strains from steps 2 and 3 against the limits given above. Usually, these additional checks on strains are not found to be more onerous than those corresponding to step 1.

La quantité d'armatures longitudinales disposée dans les murs ne doit pas excéder significativement celles requises pour la vérification de flexion composée à l'ELU ou pour la durabilité. *Il est recommandé que cette condition puisse être considérée comme remplie quand l'aire réelle des armatures sur la hauteur du mur n'excède pas 110% de la valeur obtenue par le calcul ou 110% de l'aire minimale requise par l'EC8, si elle est supérieure.*

(ii) Effort tranchant

Lorsque la valeur de V_{Ed} résultant de l'application de l'Equation 10.43 est inférieure à la valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant $V_{Rd,c}$ donnée par l'EC2 Partie 1-17, Clause 6.2.2, il n'est pas nécessaire de disposer d'autres armatures d'âme que les armatures minimales prescrites par l'EC2 Partie 1-1.

Lorsque la condition $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ n'est pas satisfaite, un pourcentage d'armatures d'effort tranchant doit être mis en place pour résister à V_{Ed} avec un pourcentage minimal $\rho_{w,min}$. NB: $\rho_{w,min}$ est un Paramètre Déterminé Nationalement (NDP).

$$\rho_{w,min} = \begin{cases} \frac{(0,08\sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} & \text{pour les murs Section 6 de L'EC2-1-1} \\ 0 & \text{pour les murs Section 12 de L'EC2-1-1} \end{cases} \left[\frac{(0,08\sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \right] \quad (10.44)$$

Les armatures d'âme doivent être calculées selon l'EC2 Partie 1-1, sur la base d'un modèle à bielles multiples avec des inclinaisons variables, ou un modèle bielle-tirant, selon ce qui est le plus approprié compte tenu de la géométrie particulière du mur. *Il est noté que la Figure 10.21 donne des exemples de modèles de bielles dans le cas usuel où la hauteur d'un niveau est inférieure à la longueur du mur.*

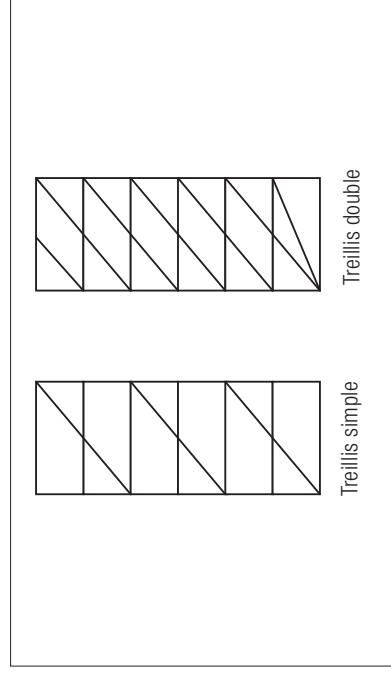


Fig 10.21 Modèles de treillis dans les murs longs

The amount of vertical reinforcement placed in the wall section should not exceed significantly the amount required for the ULS verification of flexure with axial load and for durability considerations. *It is recommended that this condition may be considered as achieved when the actual reinforcement area over the height of the wall does not exceed 110% of the value required by analysis or 110% of the minimum area required by EC8, if greater.*

(ii) Shear

When the value of V_{Ed} from Equation 10.43 is less than the design value of the shear resistance $V_{Rd,c}$ in EC2 Part 1-17, Clause 6.2.2, designed shear steel is not required, and the minimum horizontal web reinforcement is governed by EC2 Part 1-1.

Wherever the condition $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ is not fulfilled, shear reinforcement ratio should be designed to resist V_{Ed} subject to a minimum ratio $\rho_{w,min}$. NB: $\rho_{w,min}$ is a Nationally Determined Parameter.

$$\rho_{w,min} = \frac{(0,08\sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \left[\frac{(0,08\sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \right] \quad (10.44)$$

The web shear reinforcement should be calculated in accordance with EC2 Part 1-1, on the basis of a variable inclination truss model, or a strut-and-tie model, whichever is most appropriate for the particular geometry of the wall. *It may be observed that Figure 10.21 gives examples of truss models in the usual case where a floor height is lower than the wall length.*

If a strut-and-tie model is used, the width of the strut should take into account the presence of openings and should not exceed $0.25l_w$ or $4b_{w0}$, whichever is smaller, where l_w is the length of the wall and b_{w0} is its web thickness.

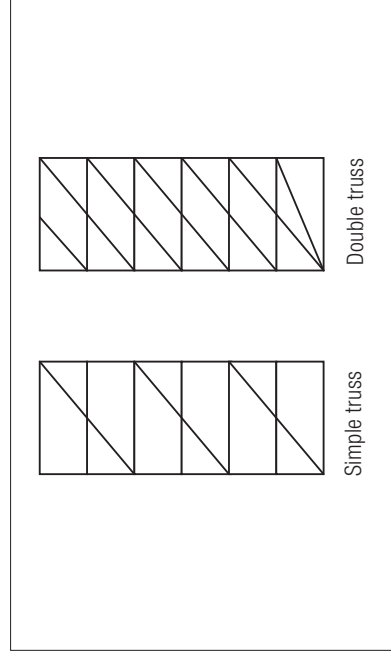


Fig 10.21 Truss models in large walls

Si un modèle bielle/tirant est utilisé, il convient que la largeur de la bielle tienne compte de la présence d'ouvertures et qu'elle ne dépasse pas $0,25l_w$ ou $4b_{w0}$, en prenant la plus petite valeur, où l_w est la longueur du mur et b_{w0} est l'épaisseur de l'âme.

Il est noté que, dans la plupart des cas, les armatures longitudinales ou transversales ou les deux sont nécessaires pour apporter une résistance suffisante à la flexion et à l'effort tranchant. Dans ce cas, le mur est vérifié selon les Clauses 6.1 et 6.2 de l'EC2 Partie 1-17. Néanmoins, pour les murs longs, quand de telles armatures ne sont pas nécessaires, il est possible de procéder à la vérification selon la Clause 12.6 de l'EC2 Partie 1-1; en ce cas, les armatures minimales et les dispositions constructives sont celles prescrites par l'EC8 Partie 13 et il convient de vérifier le glissement sous l'effet de l'effort tranchant (Section 10.7.4.4).

10.7.4.4 Glissement aux reprises de bétonnage

L'état limite ultime par rapport à l'effort tranchant vis-à-vis du glissement au niveau des reprises de bétonnage horizontales doit être vérifié conformément à l'EC2 Partie 1-17, Clause 6.2.5, la longueur d'ancrage des armatures traversant l'interface jouant le rôle de goujon étant augmentée de 50% par rapport à la longueur requise dans l'EC2 Partie 1-1.

10.7.4.5 Dispositions constructives pour la ductilité locale

Les barres verticales nécessaires pour la vérification à l'état limite ultime en flexion composée, ou pour le respect de toute disposition concernant les armatures minimales, doivent être maintenues par une armature de confinement ou une épingle d'un diamètre supérieur ou égal à 6mm ou correspondant à un tiers du diamètre de la barre verticale, d_{bl} . Les armatures de confinement et les épingles doivent avoir un espacement vertical inférieur ou égal à 100mm ou $8d_{bl}$, en prenant la plus petite valeur.

Les armatures verticales nécessaires pour la vérification à l'état limite ultime en flexion composée doivent être concentrées dans les éléments de rive aux extrémités de la section transversale. Ces éléments de rive ont une longueur non inférieure à b_w et non inférieure à $3b_w \sigma_{cm}/f_{cd}$, σ_{cm} étant la valeur moyenne de la contrainte du béton dans la zone comprimée à l'état limite ultime en flexion composée et b_w est la largeur confinée de l'élément de rive.

Le diamètre des barres verticales ne doit pas être inférieur à 12mm sur le premier niveau du bâtiment ou dans tout étage où la longueur l_w du mur est réduite par rapport à celle de l'étage inférieur de plus d'un tiers de la hauteur d'étage h_s . Dans tous les autres étages, le diamètre minimal des barres verticales ne doit pas être inférieur à 10mm.

Des chaînages continus, horizontaux et verticaux, doivent être mis en place :

(a) le long des intersections de voiles ou de leurs intersections avec leurs membrures ; (b) à tous les niveaux de planchers ; et (c) autour des ouvertures. Au minimum, ces chaînages doivent satisfaire l'EC2 Partie 1-17, clause 9.10.

It may be observed that in most cases, longitudinal or transverse reinforcement or both are needed to provide sufficient resistance in bending and shear. In that case, the wall is verified to Clauses 6.1 and 6.2 of EC2 Part 1-17. However, for long walls, when such reinforcement is not necessary, verification is possible to clause 12.6 of EC2 Part 1-1; in that case, minimum reinforcement and detailing as prescribed by EC8 Part 13 should be provided and verification of sliding shear performed (Section 10.7.4.4).

10.7.4.4 Sliding shear at construction joints

The ULS against sliding shear at horizontal construction joints should be verified in accordance with EC2 Part 1-17, Clause 6.2.5, with the anchorage length of clamping bars crossing the interface increased by 50% over that required by EC2 Part 1-1.

10.7.4.5 Detailing for local ductility

Vertical bars required to resist ULS bending and axial forces, or to satisfy any minimum reinforcement provisions, should be engaged by a hoop or a cross-tie with a diameter of not less than 6mm or one third of the vertical bar diameter, d_{bl} . Hoops and cross-ties should be at a vertical spacing of not more than 100mm or $8d_{bl}$, whichever is less.

Vertical bars required to resist ULS bending and axial forces should be concentrated in boundary elements at the ends of the cross-section. These boundary elements should have a length along the wall cross section of at least b_w (or $3b_w \sigma_{cm}/f_{cd}$ if less), where σ_{cm} is the mean value of the concrete stress in the compression zone due to bending and axial forces at ULS and b_w is the confined width of the boundary element.

The diameter of the vertical bars should not be less than 12mm in the lowest storey of the building or in any storey where the length l_w of the wall is reduced over that of the storey below by more than one-third of the storey height h_s . In all other storeys the diameter of vertical bars should not be less than 10mm.

Continuous steel ties, horizontal or vertical, should be provided: (a) along all intersections of walls or connections with flanges; (b) at all floor levels; and (c) around openings in the wall. As a minimum, these ties should satisfy EC2 Part 1-17, clause 9.10.

10.7.5 Information complémentaire sur la conception des murs en béton armé

Il est noté qu'une information complémentaire sur le comportement des murs élancés est donnée dans CAMUS⁵⁰ et sur les murs trapus fortement armés dans SAFE⁵¹.

10.8 Façonnage des armatures de confinement

Pour les armatures de confinement utilisées comme armatures transversales dans les poutres, les poteaux ou les murs, des cadres fermés avec des extrémités coudées à 135° et ayant des retours de longueur $10 d_{bw}$ doivent être utilisés (Figure 10.22(a)).

Il est recommandé d'utiliser des épingles avec un crochet à 180° à une extrémité et un retour à 135° à l'autre extrémité (Figure 10.22(b)). Des recommandations supplémentaires sur les dispositions constructives des armatures dans le Guide AFPS²⁰.

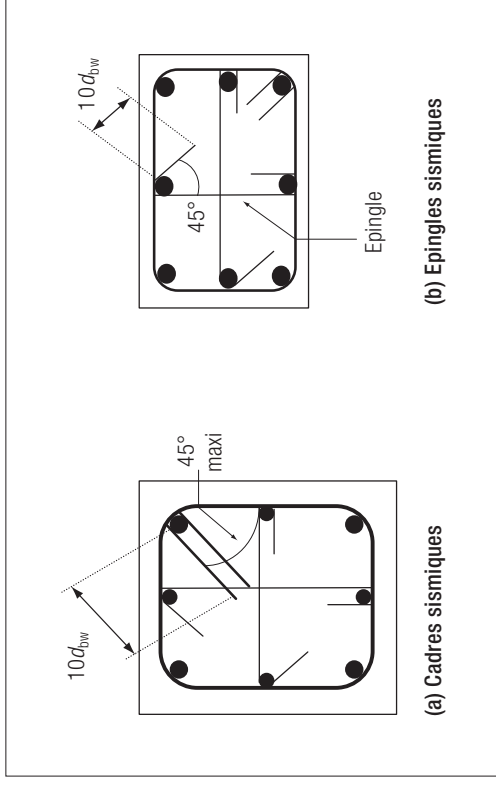


Fig 10.22 Façonnage des armatures de confinement

10.7.5 Further information on reinforced concrete wall design

It may be observed that further information on the design of slender ductile shear walls is given by CAMUS⁵⁰ and on squat heavily reinforced walls is given by SAFE⁵¹.

10.8 Detailing of confinement reinforcement

For hoops used as transverse reinforcement in beams, columns or walls, closed stirrups with 135° hooks and extensions of length $10 d_{bw}$ should be used (Figure 10.22(a)).

It is recommended that cross ties should be detailed with a 180° hook at one end and a 135° hook at the other (Figure 10.22(b)). Reference may be made to an AFPS guide²⁰ for further guidance on reinforcement detailing.

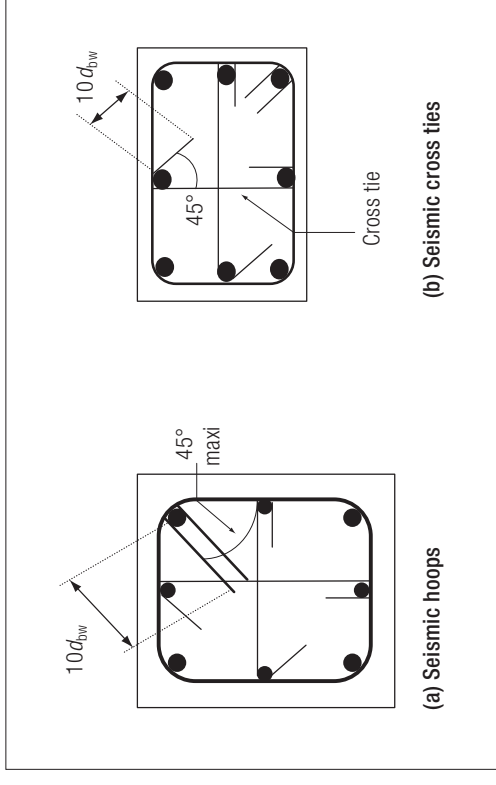


Fig 10.22 Detailing of confinement reinforcement

10.9 Jonctions des armatures

Les règles ci-après s'ajoutent à celles de l'EC2 Partie 1-17.

Il ne doit pas y avoir de jonction par recouvrement par soudure à l'intérieur des zones critiques des éléments de structure. Il peut y avoir des jonctions par coupleurs mécaniques dans les poteaux et les murs si le fonctionnement de ces dispositifs est validé par des essais appropriés, réalisés dans des conditions compatibles avec la classe de ductilité DCM.

Les armatures transversales à prévoir sur la longueur de recouvrement doivent respecter les prescriptions complémentaires suivantes :

- Si les armatures ancrées et en continuité sont disposées dans un plan parallèle aux armatures transversales (Figure 10.23 (a)), la somme ΣA_{sl} des sections de toutes les armatures faisant l'objet du recouvrement doit être utilisée dans le calcul des armatures transversales.
- Si les armatures ancrées et en continuité sont disposées dans un plan perpendiculaire aux armatures transversales (Figure 10.23 (b)), la section des armatures transversales doit être calculée sur la base de la plus grande section A_{sl} des armatures longitudinales recouvertes.
- L'espacement s des armatures transversales à placer dans la zone de recouvrement ne doit pas dépasser :

$$s = h/4 \text{ ou } 100\text{mm, en prenant le plus petit} \quad (10.45)$$

où h est la plus petite dimension de la section transversale (en millimètres).

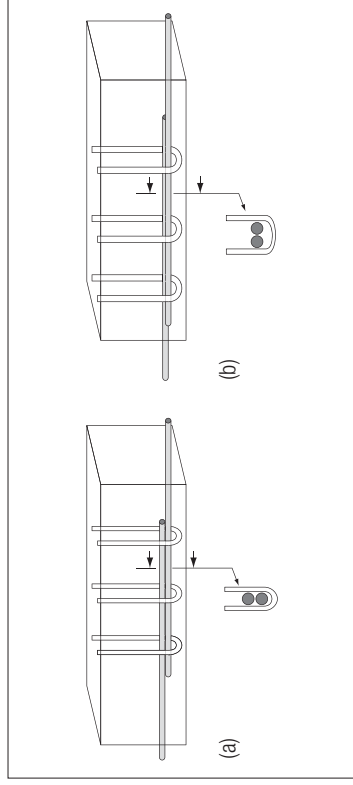


Fig 10.23 Armatures de couture le long des recouvrements

10.9 Laps and splices

The rules hereafter are additional to those of EC2 Part 1-17.

Within the critical regions of structural elements, lap-splicing by welding is not permitted. There may be splicing by mechanical couplers in columns and walls, if these devices are covered by appropriate testing under conditions compatible with ductility class DCM.

The transverse reinforcement to be provided within the lap length must comply with the following complementary requirements:

- If the anchored and the continuing bar are arranged in a plane parallel to the transverse reinforcement (Figure 10.23 (a)), the sum of the areas of all spliced bars, ΣA_{sl} , should be used in the calculation of the transverse reinforcement.
- If the anchored and the continuing bar are arranged within a plane normal to the transverse reinforcement (Figure 10.23 (b)), the area of transverse reinforcement should be calculated on the basis of the area of the larger lapped longitudinal bar, A_{sl} .
- The spacing, s , of the transverse reinforcement in the lap zone should not exceed:

$$s = h/4 \text{ or } 100\text{mm, if less} \quad (10.45)$$

where h is the minimum cross-sectional dimension (in millimetres).

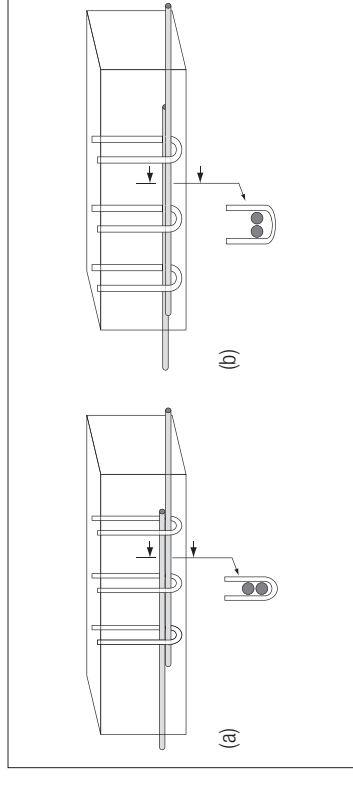


Fig 10.23 Transverse reinforcement within lap length

La section requise A_{st} des armatures transversales dans la zone de recouvrement, soit des armatures longitudinales des poteaux, dont la jonction est faite au même endroit (comme défini dans l'EC2 Partie 1-17), soit des armatures longitudinales des éléments de rive des murs, peut être calculée par l'expression suivante :

$$A_{st} = s \left(\frac{d_{bl}}{50} \right) \left(\frac{f_{yld}}{f_{ywd}} \right) \quad (10.46)$$

où :

- A_{st} section d'une branche des armatures transversales ;
- d_{bl} diamètre des armatures en recouvrement ;
- s espacement des armatures transversales ;
- f_{yld} valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures longitudinales ;
- f_{ywd} valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures transversales.

10.10 Conception et dimensionnement des éléments sismiques secondaires

Il convient de prendre des mesures appropriées contre de possibles effets locaux défavorables dus à l'interaction entre les éléments structuraux et non structuraux (voir le Chapitre 15 et aussi la Section 10.12 pour les remplissages de maçonnerie dans les portiques).

Les éléments sismiques secondaires (Section 5.2) doivent être dimensionnés et conçus dans le détail de manière à conserver leur capacité à supporter les charges gravitaires présentes dans la situation sismique de calcul lorsqu'ils sont soumis aux déformations maximales imposées. Les déformations maximales dans la situation sismique de calcul sont évaluées conformément au Chapitre 9 du présent *Manuel*, en tenant compte des effets $P-\Delta$. Ces déformations sont obtenues à partir d'une analyse de la structure dans la situation sismique de calcul en négligeant la contribution des éléments sismiques secondaires à la raideur latérale et dans laquelle les éléments sismiques primaires sont modélisés avec leur raideur fissurée en flexion et en cisaillement.

La résistance des éléments secondaires est justifiée si ces effets ne dépassent pas leurs résistances de calcul à la flexion et à l'effort tranchant, respectivement M_{Rd} et V_{Rd} , déterminées selon l'EC2 Partie 1-17.

The required area of transverse reinforcement A_{st} within the lap zone of the longitudinal reinforcement of columns spliced at the same location (as defined in EC2 Part 1-17), or of the longitudinal reinforcement of boundary elements in walls, may be calculated from the following expression:

$$A_{st} = s \left(\frac{d_{bl}}{50} \right) \left(\frac{f_{yld}}{f_{ywd}} \right) \quad (10.46)$$

where:

- A_{st} area of one leg of the transverse reinforcement;
- d_{bl} diameter of the spliced bar;
- s spacing of the transverse reinforcement;
- f_{yld} design value of the yield strength of the longitudinal reinforcement;
- f_{ywd} design value of the yield strength of the transverse reinforcement.

10.10 Design and detailing of secondary elements

Suitable measures against possible unfavourable local effects due to the interaction between the structural and non structural elements should be taken (see Chapter 15 and also Section 10.12 for masonry infills in moment resisting frames).

Secondary elements (Section 5.2) should be designed and detailed to maintain their capacity to support the gravity loads present in the seismic design situation, when subjected to the maximum deformations under the seismic design situation.

Maximum deformations due to the seismic design situation should be calculated in accordance with Chapter 9 of this *Manual* and should account for $P-\Delta$ effects. These deformations should be calculated from an analysis of the structure in the seismic design situation, in which the contribution of secondary seismic elements to lateral stiffness is neglected and primary seismic elements are modelled with their cracked flexural and shear stiffness. The resistance of the secondary elements is justified with their design flexural and shear resistance M_{Rd} and V_{Rd} , respectively, determined from EC2 Part 1-17.

10.11 Dispositions pour les diaphragmes en béton

Une dalle pleine en béton armé peut agir comme un diaphragme si son épaisseur est d'au moins 70mm et si les sections d'armatures horizontales disposées dans les deux directions sont au moins égales aux armatures minimales spécifiées dans l'EC2 Partie 1-17.

Lorsqu'une dalle rapportée coulée sur un plancher ou une toiture préfabriquée est conçue pour assurer seule la fonction de diaphragme, elle doit respecter les prescriptions données ci-dessus pour les dalles pleines ; elle doit en outre être coulée sur un support propre et rugueux ou bien connectée au support par des connecteurs. La Section 10.13 présente d'autres prescriptions s'appliquant aux planchers réalisés à partir d'éléments préfabriqués en béton.

Bien que cela ne soit pas requis par l'EC8, il est recommandé, pour la conception DCM, de procéder à la vérification des planchers en béton dans les situations où l'EC8 demande une vérification pour la conception DCH.

Ces situations sont :

- formes irrégulières ou complexes en plan avec entailles ou excroissances ;
- ouvertures grandes ou irrégulières dans le diaphragme ;
- distribution irrégulière des masses et/ou des rigidités (comme par exemple dans le cas d'excroissances ou de retraits) ;
- sous-sol avec murs périphériques partiels ou murs dans une partie seulement du rez-de-chaussée.

Pour ces vérifications, le modèle structural utilisé pour la détermination des sollicitations et des efforts dans le diaphragme peut être une poutre haute, un treillis plan ou un modèle à bielles et tirants (Figure 10.24) ; des supports élastiques doivent être intégrés au modèle en cas de rigidité limitée et/ou non uniforme des éléments supports (par exemple, murs d'élancements différents, système à contreventement mixte, etc.). La vérification de la résistance interne du diaphragme et de la résistance au niveau des supports doit être effectuée selon l'EC2 Partie 1-17.

Les sollicitations sismiques doivent être multipliées par un coefficient de surdimensionnement γ_d , pris égal à :

$\gamma_d = 1.3 [1, 3]$ pour les modes de rupture fragiles (Exemple : cisaillement horizontal...)

$\gamma_d = 1.1 [1, 1]$ pour les modes de rupture ductiles (Exemple : flexion...).

10.11 Provisions for concrete floor diaphragms

A solid concrete slab may be considered to serve as a diaphragm if it has a thickness of not less than 70mm and is reinforced in both horizontal directions with at least the minimum reinforcement specified in EC2 Part 1-17.

When a topping cast on a precast floor or roof system is designed to serve alone as diaphragm it should conform to the provisions given above for solid slabs and be cast over a clean and rough substrate, or connected to it through shear connectors. Others provisions for floors made with precast concrete elements can be found in Section 10.13.

Although not required by EC8 for DCM, it is recommended that a formal verification of concrete floors should be performed under the same circumstances specified by EC8 for DCH structures, as follows:

- irregular geometries or divided shapes in plan, diaphragms with recesses and re-entrances;
- irregular and large openings in the diaphragm;
- irregular distribution of masses and/or stiffnesses (as e.g. in the case of set-backs or off-sets);
- basements with walls located only in part of the perimeter or only in part of the ground floor area.

For this verification, the structural model used for the determination of action-effects and internal forces in concrete diaphragms can either be a deep beam or a plane truss or strut-and-tie model (Figure 10.24); elastic supports should be considered in the model in case of limited and/or non uniform stiffness of supporting elements (e.g. walls of different slenderness, dual systems etc.) Verification of internal slab strength and strength at supports should be in accordance with EC2 Part 1-17.

Seismic action effects should be multiplied by an overstrength factor γ_d , equal to:

$\gamma_d = 1.3 [1.3]$ for brittle failure modes (e.g. horizontal shear ...)

$\gamma_d = 1.1 [1.1]$ for ductile failure modes (e.g. flexure ...).

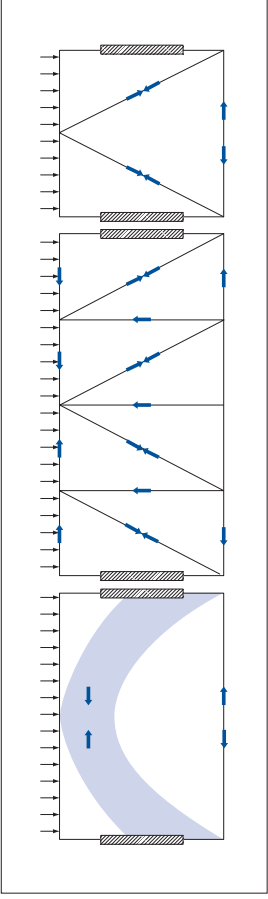


Fig 10.24 Poutre haute, treillis, modèle bielle et tirants

10.12 Effets locaux dus aux remplissages en maçonnerie ou en béton

Les règles générales pour la vérification des panneaux de maçonnerie de remplissage sont données en Section 15.3.

Les règles qui suivent s'appliquent aux poteaux formant des ossatures, avec des remplissages en maçonnerie qui ne sont pas désolidarisés de ces dernières.

Lorsque le remplissage en maçonnerie s'étend d'un côté d'un poteau seulement (Figure 10.25), la hauteur totale du poteau doit être renforcée par des étriers et des épingles tels que requis pour les zones critiques (Section 10.6.2.5). Il en est de même pour tous les poteaux du premier niveau au dessus du sol et pour les poteaux associés à un remplissage partiel (Figure 10.26) et formant un « poteau court ».

Pour les « poteaux courts » (voir Figure 10.26), la longueur libre l_{ci} du poteau est la longueur qui n'est pas en contact avec la maçonnerie. Le long de cette zone l_{ci} , étendue d'une longueur additionnelle h_c (où h_c est la hauteur de la section du poteau), les armatures d'effort tranchant doivent être calculées pour un effort tranchant de calcul donné par :

$$V_d = \gamma_{Rd} M_{Rc} / (l_{ci} / 2) \quad (10.47)$$

où :

M_{Rc} est le moment résistant de calcul du poteau

$\gamma_{Rd} = 1.1$.

Si la hauteur sans contact avec la maçonnerie est inférieure à $1.5h_c$, l'effort tranchant doit être repris par des armatures diagonales (voir Figure 10.26).

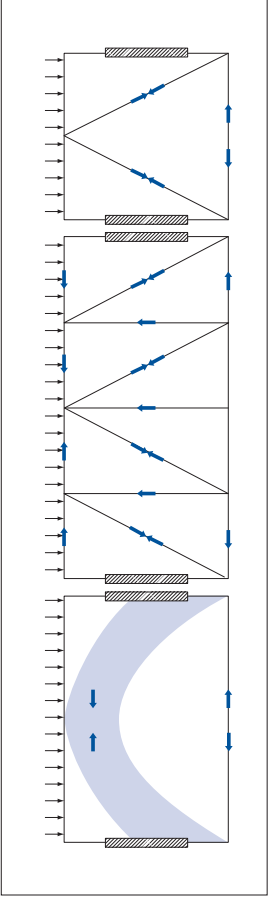


Fig 10.24 Deep beam, truss, strut and tie models

10.12 Local effects due to masonry or concrete infills

General considerations for the design of masonry infill panels are given in Section 15.3.

Special rules for the design of columns in concrete moment frames where the infill masonry has not been separated from the frame are as follows.

In cases where the masonry infill covers one face of a column but not the opposite face (Figure 10.25), the entire length of the column should be reinforced with the hoops and ties required for a critical region (Section 10.6.2.5). This also applies to all ground floor columns and those where the infill does not extend over the full height of the column (Figure 10.26) to form a 'short column'.

In 'short columns' (see Figure 10.26), the clear length l_{ci} of the column should be taken as the length not in contact with the infill. Along this length l_{ci} extended by an additional length h_c (where h_c is the column width), the shear reinforcement should be calculated for a design shear force given by:

$$V_d = \gamma_{Rd} M_{Rc} / (l_{ci} / 2) \quad (10.47)$$

where:

M_{Rc} is the design value of the moment of resistance of the column

$\gamma_{Rd} = 1.1$.

If the length of the column not in contact with the masonry infill is less than $1.5h_c$, the shear force should be resisted by diagonal reinforcement (see Figure 10.26).

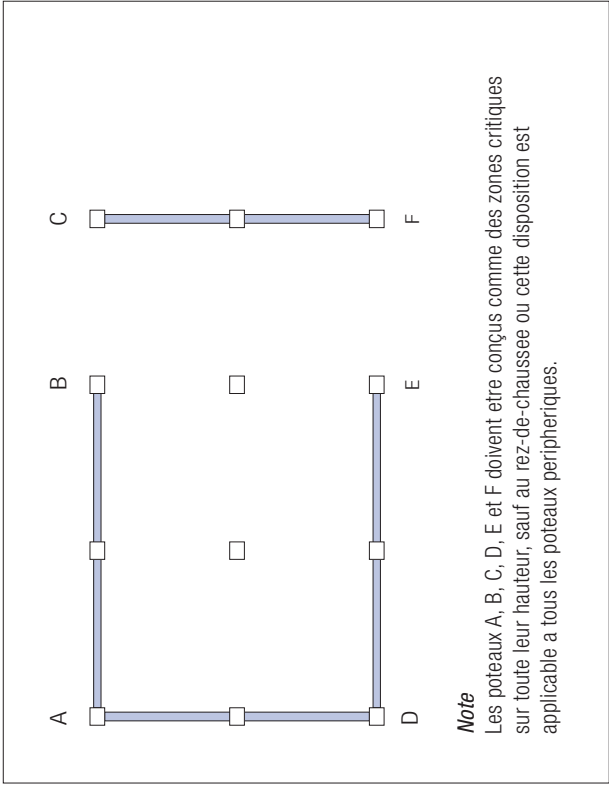


Fig 10.25 Exemple de poteaux en interaction avec la maçonnerie et nécessitant des dispositions constructives spécifiques

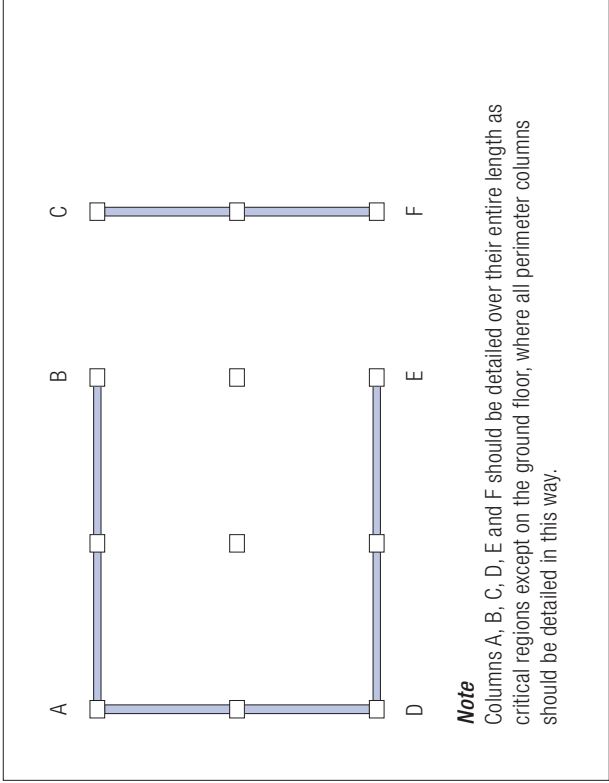


Fig 10.25 Illustration of columns interacting with masonry requiring special detailing

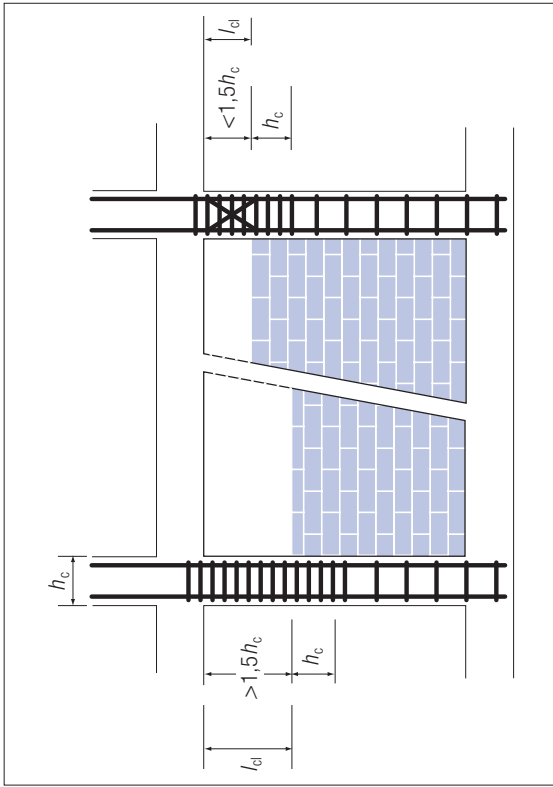


Fig 10.26 Remplissage partiel en maçonnerie – disposition des armatures d'effort tranchant dans les poteaux

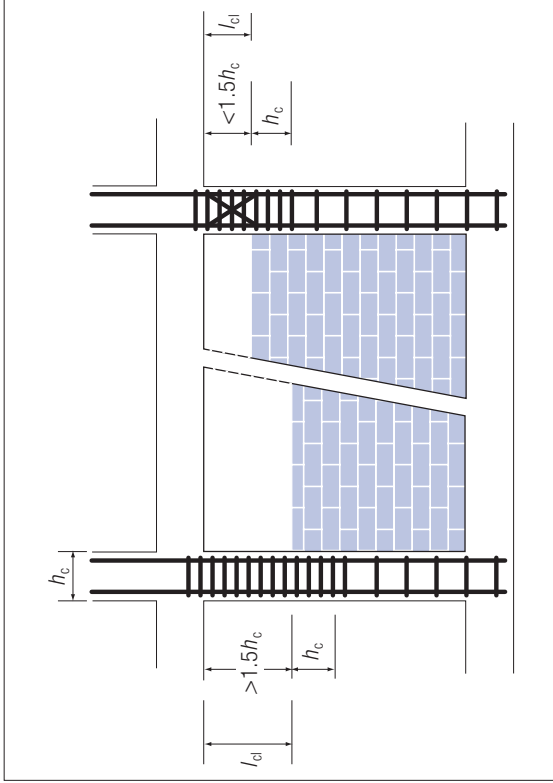


Fig 10.26 Partial masonry infill – arrangement of shear reinforcement in the columns

Quand la hauteur du remplissage couvre la hauteur du poteau, il est admis que la longueur l_c sur laquelle la bielle diagonale du remplissage exerce un effort horizontal sur le poteau est égale à l'étendue verticale de la bielle. Il est recommandé de prendre l_c égal à $l_d/5$, où l_d est la longueur de la bielle diagonale (Figure 10.27). Le long de cette longueur l_c , les armatures d'effort tranchant doivent être déterminées avec un effort tranchant de calcul égal à :

$$V_d = \gamma_{Rd} M_{Rc} / (l_c / 2) \text{ ou } V_j \text{ si } V_d \text{ lui est inférieur} \quad (10.48)$$

où :

M_{Rc} moment résistant de calcul du poteau,

$\gamma_{Rd} = 1,1$,

V_j résistance au cisaillement du panneau de remplissage estimée à partir de la résistance au cisaillement des joints.

Il est recommandé de négliger l'effet de la maçonnerie lorsqu'elle péricite sous de faibles charges (inférieures à 5% de la capacité résistante en cisaillement des poteaux), avec une déformation de la diagonale à la rupture supérieure au déplacement horizontal entre étages, sous réserve que sa présence ne cause pas d'irrégularité en élévation (transparence), voir Fardis et al¹⁹.

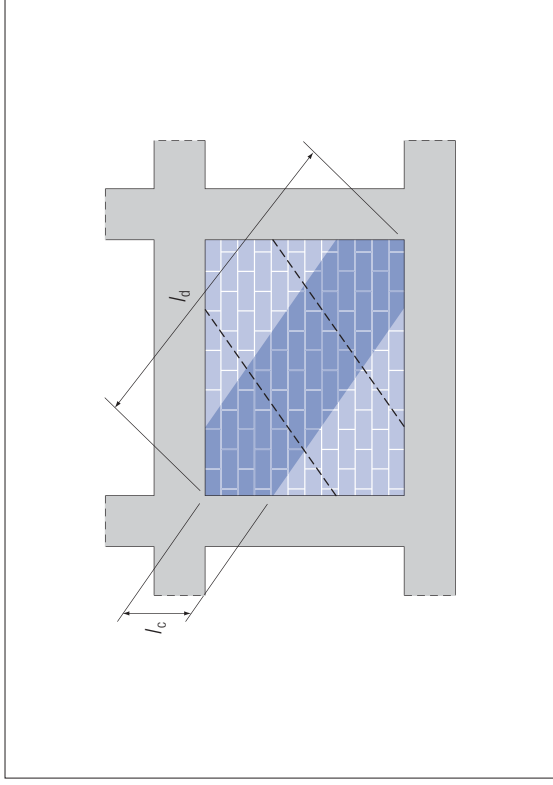


Fig 10.27 Bielle diagonale dans un remplissage en maçonnerie

When the height of the infill is equal to the length of the column, the length l_c over which the diagonal strut of the infill applies a horizontal force to the column is assumed to be equal to the vertical width of the diagonal strut. It is recommended that l_c can be taken equal to $l_d/5$, where l_d is the length of the diagonal strut (Figure 10.27). Along this length l_c , the shear reinforcement in the column should be calculated with a design shear force as follows:

$$V_d = \gamma_{Rd} M_{Rc} / (l_c / 2) \text{ or } V_j \text{ if less} \quad (10.48)$$

where:

M_{Rc} design flexural resistance of the column

$\gamma_{Rd} = 1.1$

V_j shear strength of the panel estimated on the basis of the shear strength of the bed joints.

It is recommended that if the masonry infill crushes under low loads (under 5% of the shear capacity of the columns), and the deformation of the diagonal at failure is greater than the design interstorey drift, the effect of the masonry may be ignored, provided that their presence does not cause irregularity in elevation (soft storey), see Fardis et al¹⁹.

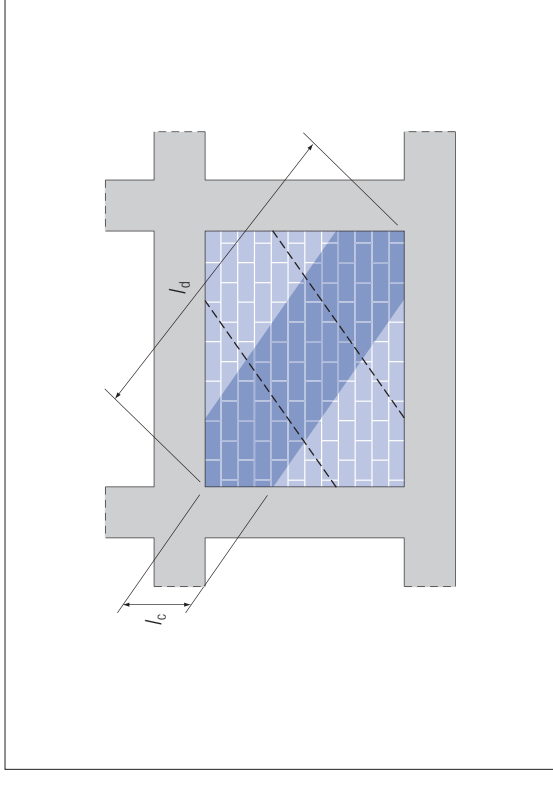


Fig 10.27 Diagonal strut in masonry infill

10.13 Ossatures et planchers préfabriqués

10.13.1 Introduction

Cette Section présente des règles additionnelles pour les structures préfabriquées conçues selon les règles applicables aux structures coulées en place présentées dans les Sections précédentes. Les prescriptions qui suivent s'appliquent aux éléments structuraux primaires comportant des assemblages résistants.

Il est recommandé de se référer au NF-DTU 23-3⁵² pour plus de détails.

10.13.2 Ossatures préfabriquées

10.13.2.1 Considérations préliminaires

Les ossatures préfabriquées présentant des irrégularités nécessitent des études particulières qui ne sont pas abordées.

La conception d'ossatures préfabriquées suppose la présence de poteaux verticaux continus depuis la fondation sans interruption.

Les coefficients de comportement à appliquer aux structures préfabriquées sont déduits de ceux applicables aux structures coulées en place moyennant un coefficient de réduction k_p :

$k_p = 1,0$ [1,0] pour les ossatures à assemblages surdimensionnés.

D'autres types d'assemblages, non couverts par ce *Manuel* sont traités dans l'EC8-1 Partie 1³.

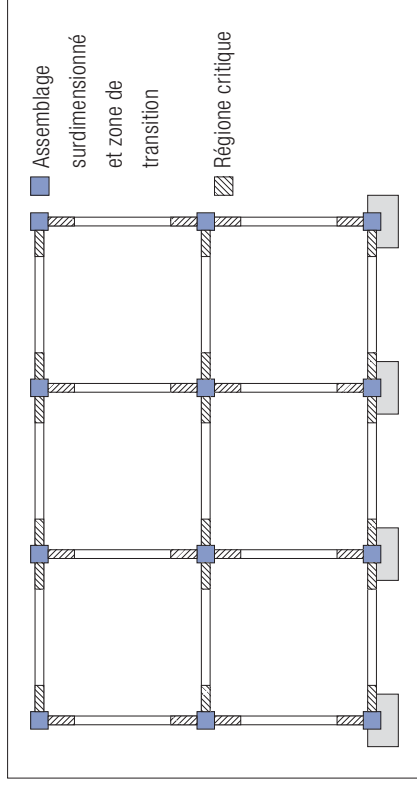


Fig 10.28 Ossature préfabriquée avec assemblages surdimensionnés

10.13 Precast frames and precast floor systems

10.13.1 Introduction

This section gives additional rules for precast structures designed to the rules given in the other sections of this chapter for cast *in situ* structures. The following provisions apply to primary structural elements with connections designed to develop the strength of the members they connect.

It is recommended that reference should be made to NF-DTU 23-3⁵² for further guidance.

10.13.2 Precast frames

10.13.2.1 Initial considerations

Precast frames with irregularities need special attention and are not covered here.

The design of precast frame structures supposes continuous vertical columns from the foundation level without break.

The behaviour factors to be used for precast structures should be derived from those for cast *in situ* structures reduced by a factor k_p :

$k_p = 1.0$ [1.0] for frames with overstrength connections.

Other connections types are considered in EC8 Part 1³, but are beyond the scope of this *Manual*.

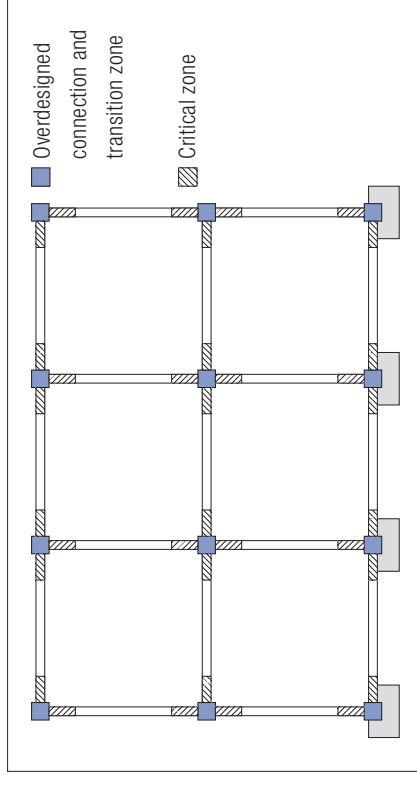


Fig 10.28 Precast frame with overstrength connections

10.13.2.2 Poutres préfabriquées

Les prescriptions qui suivent sont complémentaires à celles applicables aux structures coulées en place et aux prescriptions de l'EC2 Partie 1-17 pour les structures préfabriquées :

- Les poutres isostatiques doivent être assemblées à leur support de façon à assurer la transmission des forces sismiques horizontales : les efforts de friction engendrés par les forces de pesantEUR doivent être négligés pour le calcul de la résistance.
- En cas d'assemblages articulés entre une poutre et ses supports, il convient de vérifier les tolérances et les jeux pour éviter les épaufures au niveau des appuis, en fonction des déplacements prévisibles des éléments supports (Figure 10.29).

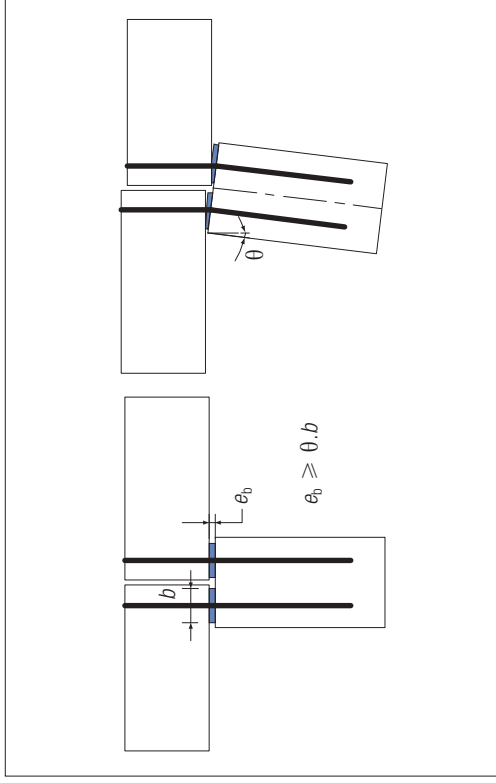


Fig 10.29 Déplacements dans un assemblage poteau-poutre articulé

10.13.2.3 Poteaux préfabriqués

Les prescriptions qui suivent sont complémentaires à celles applicables aux structures coulées en place et aux prescriptions de l'EC2 Partie 1-17 pour les structures préfabriquées :

- Dans les ossatures à assemblages poteau-poutre articulés, les poteaux doivent être encastrés en pied dans des plots à encastrement conçus selon les règles de surdimensionnement (voir la Section 10.13.2.4).
- Les assemblages poteau-poteau situés en zone critique sont possibles seulement en conception DCL et DCM.

10.13.2.2 Precast beams

In addition to provisions for cast *in situ* beams and the rules of EC2 Part 1-17 for precast concrete structures, the followings provisions apply:

- Simply supported beams should be connected positively to their supports in order to ensure the transmission of seismic horizontal forces; friction due to gravity forces may not be taken into account when evaluating resistance.
- When the connections of beams with supporting elements are hinged, tolerances and spalling allowances of bearings should be checked with regard to expected displacements of supporting elements (Figure 10.29).

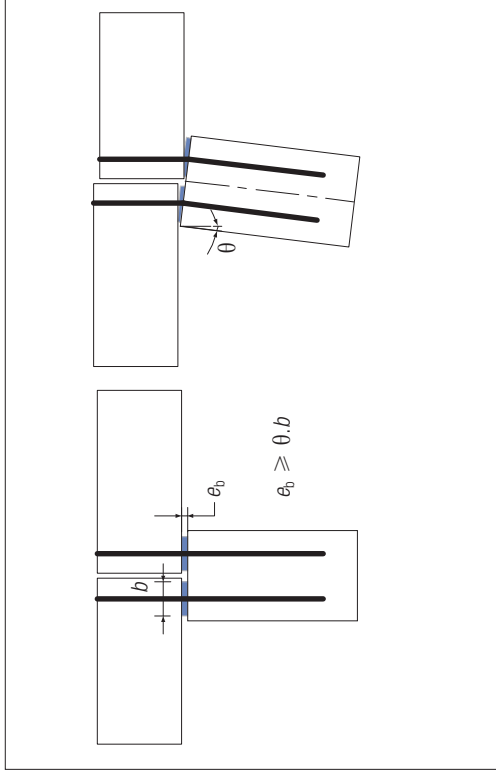


Fig 10.29 Displacements in a hinged beam-column connection

10.13.2.3 Precast columns

In addition to provisions for cast *in situ* columns and the rules of EC2

- Part 1-17 for precast concrete structures, the followings provisions apply:
- For precast frame systems with hinged column-to-beam connections, the columns should be fixed at the base with full supports in pocket foundations designed in accordance with overstrength rules (see Section 10.13.2.4).
- Column to column connections in critical regions are possible with DCL and DCM design only.

10.13.2.4 Assemblages surdimensionnés et assemblages poteau – poutre

Les assemblages surdimensionnés doivent être conçus pour rester dans le domaine élastique pendant les séismes.

La sollicitation de calcul pour un assemblage surdimensionné est donnée par :

$$M_d = \gamma_{Rd} M_{Rd} \quad (10.49)$$

où :

M_{Rd} valeur de calcul du moment résistant dans la zone critique adjacente à l'assemblage (extrémité de poutre ou de poteau)

γ_{Rd} coefficient de sur-résistance = **1,2 [1,2]**.

Les armatures entrant dans l'assemblage doivent être entièrement ancrées sur la longueur de l'assemblage avant d'entrer dans la zone critique adjacente (Figure 10.30).

Afin d'assurer que les armatures principales des poutres ne se plastifient pas à l'entrée dans l'assemblage, il est recommandé de ménager une zone de transition entre chaque zone critique et la zone d'assemblage. Les armatures complémentaires assurant le surdimensionnement de l'assemblage doivent être entièrement ancrées dans cette zone de transition (voir Figure 10.30).

Les prescriptions de la Section 10.6.4 s'appliquent aux assemblages surdimensionnés.

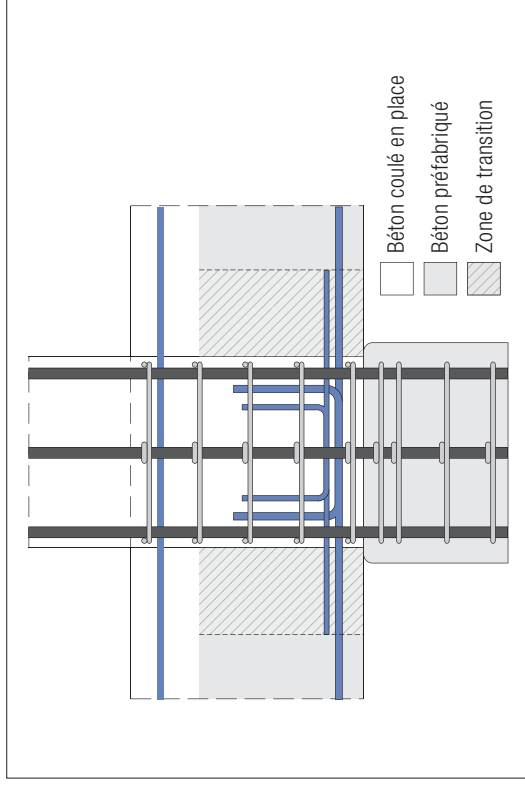


Fig 10.30 Assemblage poteau – poutre surdimensionné

10.13.2.4 Overstrength connections and beam column joints

Overstrength connections should be designed to remain elastic during an earthquake.

The design action effect for overstrength connections is given by:

$$M_d = \gamma_{Rd} M_{Rd} \quad (10.49)$$

where:

M_{Rd} design value of the resisting moment of the critical zone adjacent to the connection (beam end or column end)

γ_{Rd} overstrength factor = **1.2 [1.2]**.

Reinforcing bars terminating in the connection should be fully anchored within the connection length and before entering in the adjacent critical zone (Figure 10.30).

In order to ensure that the main beam reinforcement does not yield at the point of entry into the connection, it is recommended that an additional transition zone between each critical zone and the connection may be considered. Additional reinforcing bars used to fulfil the over strength prescription of the connection should be fully anchored in that transition zone (see Figure 10.30).

For beam column connections, the provisions of Section 10.6.4 apply.

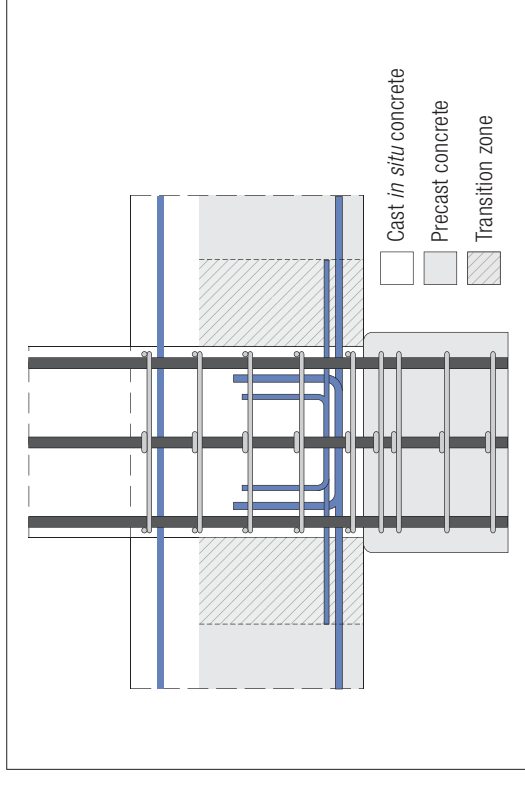


Fig 10.30 Overstrength beam – column connection

10.13.3 Planchers préfabriqués en béton

Les systèmes de planchers visés ici sont ceux constitués d'éléments de dalle préfabriqués (par exemple les dalles alvéolées) reliées à une dalle rapportée coulée en place. Les planchers sans dalle rapportée requièrent des dispositions spécifiques, non traitées par ce Manuel.

Il est recommandé de prendre 50mm pour épaisseur minimale d'une dalle rapportée agissant avec les éléments de dalle préfabriqués pour résister aux efforts sismiques, ou 40mm si sa portée est inférieure à 8m. Une épaisseur de dalle rapportée plus faible peut être acceptable pour des systèmes de planchers spécifiques à faible portée, comme les planchers à poutrelles et entrevous, ces systèmes de planchers ne sont pas traités dans ce Manuel.

Le fonctionnement composite du plancher doit être vérifié selon l'EC2 Partie 1-17. Si nécessaire, des armatures verticales en U peuvent être placées dans les joints afin de faire l'office de connecteurs. Voir également la Section 10.11.

La résistance aux efforts dans le plan doit être vérifiée dans le plancher et au niveau des liaisons plancher – support selon les bases suivantes :

- un coefficient de sur-résistance égal à 1,30 est appliqué aux sollicitations ;
- les vérifications sont effectuées selon l'EC2 Partie 1-17 (Clauses 6.2 et 10.9) en négligent les contributions de friction apportées par les efforts externes (par exemple la pesanteur).

Un système continu de chaînage doit être disposé sur la périphérie du diaphragme et relié aux éléments assurant la résistance latérale. Le dimensionnement doit prendre en compte le coefficient de surdimensionnement pour les modes de rupture fragiles (voir la Section 10.11 de ce Manuel).

Il est noté que le système de chaînage périphérique a pour fonction de résister aux efforts internes de traction dus aux sollicitations de flexion dans le diaphragme et de participer à la transmission des efforts horizontaux aux éléments assurant la résistance latérale (par exemple les murs de cisaillement ou les ossatures résistantes).

Les chaînages intérieurs doivent être dimensionnés pour résister aux efforts de traction et reliés aux éléments assurant la résistance latérale ; ils peuvent être placés dans certains joints entre éléments ou bien dans la dalle rapportée. Leur dimensionnement doit prendre en compte le coefficient de surdimensionnement pour les modes de rupture ductile (voir la Section 10.11).

Il est noté que le système de chaînage intérieur a pour fonction de résister aux efforts de traction qui se développent entre le plancher et les éléments assurant la résistance latérale. Ces efforts surviennent, par exemple, du

10.13.3 Precast concrete floors

Precast concrete floors considered here are those made with precast slab elements (e.g. hollow core slabs) connected to a cast *in situ* topping. Slabs without a topping require special provisions which are beyond the scope of this Manual.

It is recommended that the minimum thickness for a topping acting together with precast slab elements to resist in-plane seismic forces should generally be taken as 50mm, or 40mm if the span between supports is less than 8m. Thinner toppings may be acceptable for short span special floor systems, such as beam and block floors, but these are outside the scope of this Manual.

The composite behaviour of the floor should be checked according to the provisions of EC2 Part 1-17. If necessary vertical U-shaped bars can be placed in joints acting as connectors. See also Section 10.11.

In-plane shear forces at internal or slab-to-support connections should be checked on the following basis:

- an overstrength factor equal to 1.30 for the derivation of action effects;
- a design according to clauses 6.2 and 10.9 of EC2 Part 1-17, neglecting the friction effect resistance brought by external forces (e.g. gravity).

A continuous peripheral tying system should be provided along the perimeter of the diaphragm and connected to the lateral support system. The design should include the overstrength factor for ductile failures (see Section 10.11 of this Manual).

It may be observed that this peripheral tying system is intended to resist in-plane tensile forces due to flexural action effects in the diaphragm and to assist in the transmission of horizontal forces into the lateral support system (for example shear walls or moment resisting frames).

Internal ties should be designed to resist tensile forces and connected to the points of lateral load support; they should be provided along some joints and/or in the cast *in situ* topping. The design should include the overstrength factor for ductile failures (see Section 10.11).

It may be observed that this internal tying system is intended to resist tensile forces which develop between the floor and the points of lateral support. These forces may arise, for example, due to the acceleration of the participating mass of the floor. The internal ties also contribute to the shear resistance at the slab-to-support interface, see above. In any

fait de l'accélération des masses participantes du plancher. Les chaînages intérieurs participent également à la résistance au cisaillement au niveau de l'interface plancher – support, voir ci-dessus. Dans tous les cas, la capacité totale des chaînages intérieurs constitués par des armatures incluses dans les éléments préfabriqués ou additionnelles et reliées au système de chaînage périphérique doit satisfaire aux dispositions minimales prévues par l'EC2 Partie 1-17, Clause 9.10.2.3.

case, the total capacity of the internal ties connected to the peripheral tying system, accounting for reinforcement anchored into the precast elements and/or additional reinforcement, should fulfil the minimum requirement of EC2 Part 1-17, clause 9.10.2.3.

11 Bâtiments en acier

11.1 Domaine d'application

Le présent chapitre traite de la conception des bâtiments en charpente métallique dont la structure appartient à l'une des trois catégories suivantes :

- Ossatures en portique pour lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par flexion ;
- Ossatures pour lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée par des palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées ;
- Ossatures en portique combinées avec des remplissages en maçonnerie.

Les ossatures pour lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée par des palées de stabilité avec triangulation à diagonales excentrées, les ossatures en portique avec poutres mixtes acier-béton, et les structures conçues avec des assemblages dissipatifs ne sont pas traitées dans le présent *Manuel*.

Il est noté que les bâtiments contreventés par des palées de stabilité avec triangulation à diagonales centrées et comportant des planchers mixtes acier-béton peuvent être conçus en utilisant le présent Manuel.

11.2 Matériaux

11.2.1 Propriétés des matériaux

11.2.1.1 Acier de construction

L'acier de construction doit être conforme aux normes indiquées dans l'EC3.

11.2.1.2 Limite d'élasticité maximale dans les zones dissipatives

La limite d'élasticité doit être contrôlée afin d'éviter une résistance excessive des pièces situées dans les zones dissipatives.

Il est à noter que les zones dissipatives sont conçues conformément au principe de dimensionnement en capacité : elles sont dimensionnées pour développer, pendant un séisme, une rotule plastique alors que les autres zones restent dans le domaine élastique.

11 Steel buildings

11.1 Scope

This chapter covers design of steel buildings of three types.

- Moment resisting frames (unbraced frames).
- Centrally braced frames.
- Moment resisting frames with masonry infill.

Eccentrically braced frames, and moment resisting frames where the beams act compositely with concrete floor slabs are excluded from the scope of this *Manual*, as are structures where the connections are designed as dissipative.

It may be observed that braced frames with composite floors may still be designed using this Manual.

11.2 Material specification

11.2.1 Material properties

11.2.1.1 Steel specification

Structural steel should conform to the relevant standards specified in EC3.

11.2.1.2 Maximum yield strength in dissipative zones

Strength should be controlled to avoid excessive strength in dissipative zones.

It may be observed that dissipative zones are designed to yield before other zones leave the elastic range during the earthquake, using the capacity design method.

La condition précédente peut être considérée comme satisfaite si la limite d'élasticité maximale réelle $f_{y,max}$ de l'acier des zones dissipatives respecte l'Equation 11.1.

$$f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y \quad (11.1)$$

où :

f_y est la limite d'élasticité nominale spécifiée pour la nuance d'acier,

γ_{ov} est le coefficient de sur-résistance utilisé dans le calcul :

- $\gamma_{ov} = 1,20$ [1,25] pour les aciers de nuance S235,
- $\gamma_{ov} = 1,15$ [1,25] pour les aciers de nuance S355,
- $\gamma_{ov} = 1,05$ [1,25] pour les aciers de nuances S420 et S460.

Une solution alternative au respect de l'équation 11.1 consiste :

- d'une part à utiliser un acier de limite d'élasticité plus élevée pour les assemblages et éléments structuraux situés dans les zones non dissipatives, et à utiliser un acier à plus faible limite d'élasticité pour les zones dissipatives.
- d'autre part, à effectuer le dimensionnement des éléments structuraux des zones dissipatives et non dissipatives et des assemblages en considérant la limite d'élasticité la plus faible de l'acier.

La limite d'élasticité maximale réelle $f_{y,max}$ de l'acier des zones dissipatives doit être spécifiée et ne doit pas être supérieure à la limite d'élasticité nominale spécifiée pour la nuance d'acier des éléments structuraux situés dans les zones non dissipatives. Dans ce cas, lors du dimensionnement des éléments structuraux non dissipatifs, le coefficient de sur-résistance γ_{ov} utilisé dans le calcul peut être pris égal à 1 dans les équations 11.1, 11.2, 11.9, 11.10, 11.11 et 11.17. Cette méthode trouve une illustration dans l'exemple générique suivant :

- les éléments structuraux non dissipatifs sont dimensionnés avec une nuance d'acier S235 avec $f_y = 235\text{MPa}$ et $\gamma_{ov} = 1$, mais sont réalisés avec un acier de nuance S355 ;
- les éléments structuraux dissipatifs sont dimensionnés avec une nuance d'acier S235 avec $f_y = 235\text{MPa}$ et $\gamma_{ov} = 1$, mais sont réalisés avec un acier dont la limite d'élasticité maximale réelle $f_{y,max}$ est égale à 355MPa.

Il est noté que cette méthode est susceptible d'être conservative comparativement à celle consistant à respecter l'Equation 11.1.

11.2.1.3 Contrôle de la qualité de la limite d'élasticité au cours de la fabrication

La limite d'élasticité maximale $f_{y,max}$ doit être spécifiée sur les plans d'exécution. Au cours de la fabrication des éléments structuraux situés dans les zones dissipatives, il est nécessaire de s'assurer que la limite d'élasticité de l'acier réellement mis en œuvre n'excède pas de plus de 10% la limite d'élasticité maximale $f_{y,max}$.

This may be considered as satisfied if the actual maximum yield strength $f_{y,max}$ of the steel in dissipative zones conforms to Equation 11.1.

$$f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y \quad (11.1)$$

where:

f_y is the nominal yield strength for the steel grade

γ_{ov} is the overstrength factor = **1.25 [1.25]**.

In lieu of satisfying Equation 11.1, a higher grade material may be used for non-dissipative members and connections and a lower grade for dissipative members, but design of both dissipative and non-dissipative elements is made on the basis of the lower steel grade. The maximum actual yield strength $f_{y,max}$ of dissipative elements is specified as not more than the nominal yield strength of the higher grade of steel used in non-dissipative members. In this case, γ_{ov} is taken as 1 for the design of non-dissipative elements in Equations 11.1, 11.2, 11.9, 11.10, 11.11 and 11.17. The most usual example is as follows.

- *Non-dissipative members:* design to steel grade S235 using $f_y = 235\text{N/mm}^2$ and $\gamma_{ov} = 1$ but use steel grade S355 in construction.
- *Dissipative members:* design to steel grade S235 using $\gamma_{ov} = 1$, and use steel grade S235 in construction. Specify $f_{y,max} = 355\text{N/mm}^2$.

It may be observed that this method is likely to prove conservative, compared to satisfying Equation 11.1.

11.2.1.3 Quality control of yield stress during construction

$f_{y,max}$ for dissipative elements should be noted on the drawings. During construction it should be ensured that the yield stress of the actual steel used for dissipative elements does not exceed $f_{y,max}$ by more than 10%.

11.2.1.4 Exigences relatives à la ténacité

La ténacité requise pour l'acier de construction et les soudures à la plus basse température de service à considérer en situation sismique doit être définie dans la spécification du projet. *Il est noté que l'Annexe Nationale Française de l'EC8 spécifie des prescriptions complémentaires pour les propriétés de l'acier des éléments structuraux dissipatifs, la qualité de l'acier dépendant de la classe de ductilité choisie et du climat. Pour les structures soumises à la température extérieure construites sur un site d'altitude inférieure à 500m et lorsque l'épaisseur des pièces est inférieure ou égale à 30mm, l'Annexe Nationale Française stipule que les nuances d'acier à retenir sont respectivement JO et J2 pour les classes DCM et DCH. Pour les structures chauffées ou dont la température est contrôlée et lorsque l'épaisseur des pièces est inférieure ou égale à 30mm, les nuances d'acier à retenir sont respectivement JR et JO pour les classes DCM et DCH.*

11.2.2 Coefficients partiels applicables aux matériaux

Les valeurs des coefficients partiels γ_m à considérer sont les suivants :

- résistance des sections transversales, quelle que soit la classe de section :
 $\gamma_{M0} = 1,00$ [1,00]
- résistance des éléments structuraux aux instabilités : $\gamma_{M1} = 1,00$ [1,00]
- résistance à la rupture des sections transversales en traction au droit des trous de fixation :
 - si l'élément n'est pas dissipatif :
 $\gamma_{M2} = 1,15$ [1,25]
 - si l'élément est dissipatif :
 $\gamma_{M2} = 1,25$ [1,25]
- résistance des assemblages :
 - boulons, soudures et plaques en pression diamétrale : $\gamma_{M2} = 1,15$ [1,25]
 - résistance des boulons au glissement :
 $\gamma_{M3} = 1,10$ [1,25]

11.2.1.4 Required toughness

The required toughness of the steel and welds at the lowest service temperature adopted in combination with seismic action should be defined in the project specification. *It may be observed that the French National Annex to EC8 specifies additional requirements for the steel properties of dissipative members of structures, the steel grade depending on the chosen ductility class and on the climate. For structures submitted to external temperature built at sites lower than 500m and where the thickness of the elements is not higher than 30mm, the steel grades should be JO or J2 for ductility classes DCM and DCH respectively. For heated structures or at controlled temperature and where the thickness of the elements is not higher than 30mm, the steel grades should be JR or JO for ductility classes DCM and DCH respectively.*

11.2.2 Partial factors for materials

The material factor γ_m should be taken as:

- $\gamma_{M0} = 1.0$ [1.0]
- $\gamma_{M1} = 1.0$ [1.0]
- $\gamma_{M2} = 1.25$ [1.25] from EC3 Part 1-1⁵²
- $\gamma_{M3} = 1.25$ [1.25] from EC3 Part 1-8⁵³

11.3 Dimensionnement selon l'Eurocode 3 (ductilité DCL)

Dans les zones de faible sismicité, le dimensionnement des structures peut être effectué pour la classe de ductilité DCL, ce qui implique qu'une résistance latérale suffisante est obtenue en utilisant les méthodes de calcul indiquées dans le présent *Manuel*, mais où il est seulement fait appel aux prescriptions « non parasismiques » de l'EC3 relatives aux règles de détail et aux vérifications de résistance. Le coefficient de comportement ne doit pas excéder **1,5 [1,5]**, sauf justification particulière, sans pouvoir dépasser 2,0.

Il est recommandé de considérer une valeur du coefficient de comportement q au plus égale à 2 lorsque les sections transversales des éléments de la structure primaire sont de classes 1, 2 ou 3. Cette valeur est limitée à 1,5 lorsque la structure primaire comporte un ou plusieurs éléments dont la section transversale est de classe 4.

Il peut être observé que les structures de classe de ductilité L sont définies comme étant « faiblement dissipatives » et aucune plastification significative n'est attendue dans la situation sismique de calcul. Les autres Sections du présent chapitre ne sont pas applicables aux structures de classe de ductilité DCL.

11.4 Dimensionnement ductile (DCM et DCH)

Dans les zones de sismicité modérée ou élevée, le dimensionnement des structures doit être effectué afin d'obtenir un niveau de ductilité approprié dans les classes de ductilité M (moyenne) ou H (élevée). Pour ces structures, il est nécessaire de satisfaire à la fois les règles énoncées dans l'EC3 et les exigences supplémentaires spécifiques à la situation sismique prescrites dans le présent chapitre et qui sont résumées dans le Tableau 11.1.

Il est noté que les structures de classe DCM ou DCH sont définies comme étant « dissipatives » ; au cours d'un séisme, une plastification significative est prévue dans les zones conçues comme dissipatives et les exigences de dimensionnement spécifiques à la situation sismique permettent la plastification cyclique de ces zones.

11.3 Design to Eurocode 3 (DCL Design)

In areas of low seismicity, the structure may be designed to ductility class DCL, which involves providing sufficient lateral strength using analysis procedures covered in the *Manual*, but using only the 'non-seismic' provisions of EC3 for detailing rules and strength checks. The q factor adopted for DCL structures should not exceed **2 [1.5]** in cases where all the primary members are of cross-sectional class 1, 2 or 3. It should not exceed 1.5 where any of the primary members are of cross-sectional class 4.

It may be observed that DCL structures are described as having 'low dissipative structural behaviour', and significant yielding is not anticipated in the design earthquake. The remainder of this chapter therefore does not apply to DCL structures.

11.4 Ductile design (DCM and DCH design)

In areas of moderate and high seismicity, the structure should be designed to ductility class DCM or DCH, which involves meeting the requirements of EC3 and additionally meeting the seismic detailing requirements as prescribed in this chapter, which are summarised in Table 11.1.

It may be observed that DCM and DCH structures are described as 'dissipative'; significant yielding is anticipated in designated dissipative regions during the design earthquake, and the need to sustain this inelastic reverse-cycling behaviour lies behind most of the seismic design requirements.

Tableau 11.1 Résumé des exigences supplémentaires requises dans les structures dissipatives par rapport à celles de l'EC3

Composant	Exigence	Section du <i>Manuel</i>
Assemblages boulonnés non dissipatifs	Il convient de s'assurer de la sur-résistance des boulons (pas de plastification). La résistance de calcul au cisaillement des boulons doit être supérieure à la résistance de calcul à la pression diamétrale et à la rupture par traction et/ou cisaillement des pièces assemblées. Il y a lieu d'utiliser des boulons à haute résistance (de classe 8-8 ou 10-9) dans les assemblages des éléments primaires.	11.7
Assemblages soudés non dissipatifs	Les assemblages soudés doivent être plus résistants que les éléments assemblés. Il convient de se prémunir d'une rupture fragile des assemblages situés à proximité des zones dissipatives.	11.7
Assemblages dissipatifs	Ces assemblages sortent du domaine d'application du présent <i>Manuel</i> .	
Éléments structuraux dissipatifs	La limite d'élasticité maximale doit être spécifiée et il y a lieu de s'assurer qu'elle n'est pas dépassée de plus de 10%. Il convient de respecter les exigences relatives à la classe des sections transversales.	11.2.1 Tableau 11.3
Ossatures en portique	Les rotules plastiques doivent se former principalement dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Les restrictions relatives aux valeurs de calcul des efforts normaux et tranchants dans les poteaux et les poutres doivent être respectées. Les assemblages doivent être correctement conçus afin de s'assurer que la réponse d'ensemble de la structure est ductile.	11.8

Table 11.1 Summary of requirements for dissipative structures additional to EC3

Component	Requirement	Section in <i>Manual</i>
Non-dissipative bolted connections	Ensure the bolts are overstrength (do not yield). Bolt shear strength to be higher than bearing strength of connected ply. Use high strength bolts (grade 8.8 or 10.9) in connections of primary members.	11.7
Non-dissipative welded connections	Ensure the weld itself is stronger than the connected member. Guard against brittle failure in connections adjacent to dissipative regions.	11.7
Dissipative connections	Not covered by the <i>Manual</i> .	
Dissipative members	Specify maximum steel strength and ensure this is not exceeded by more than 10%. Comply with requirements for cross section class.	11.2.1 Table 11.3
Moment resisting (unbraced) frames	Ensure that dissipative regions are formed predominantly in the beams rather than columns. Observe additional restrictions on axial load and shear in columns and beams. Connection design should be adequate to ensure that the overall response of the structure is ductile.	11.8

Tableau 11.1 Suite

Composant	Exigence	Section du Manuel
Palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées (en V ou en X)	Sous les inversions d'efforts, la résistance latérale de la structure doit être quasiment identique. Il convient de respecter les valeurs maximales d'élanement pour les diagonales des palées triangulées en X et en V et la valeur minimale d'élanement pour les diagonales des palées triangulées en X. Dans les palées triangulées en V, les poutres doivent être dimensionnées en tenant compte du flambement des diagonales comprimées. Les poutres et poteaux soumis à des efforts normaux doivent respecter les principes de dimensionnement en capacité. Les poutres et poteaux de la structure doivent être dimensionnés pour résister à la totalité des charges gravitaires, c'est-à-dire en ignorant la présence des diagonales des palées de stabilité. L'analyse globale et le dimensionnement doivent permettre d'assurer une contrainte sensiblement égale dans les diagonales de contreventement situées sur l'ensemble des niveaux de la structure.	11.9
Ossatures en portique avec remplissages en maçonnerie	L'influence des remplissages sur la réponse au séisme de la structure doit être prise en compte, notamment l'augmentation de la rigidité en résultant et qui peut se traduire par une augmentation des efforts sismiques et/ou rendre la structure irrégulière. Il convient de prendre en compte les efforts locaux de cisaillement qui sont susceptibles d'être transmis aux poteaux de l'ossature par les remplissages en maçonnerie. Les panneaux de maçonnerie doivent être correctement maintenus hors de leur plan et leur stabilité doit être vérifiée.	11.10 15.3.2

Table 11.1 Continued

Component	Requirement	Section in Manual
Concentrically braced frames (V or X bracing)	Lateral resistance of frame must be essentially the same in both positive and negative displacement directions. Comply with maximum slenderness for diagonal bracing in X- and V-braced frames and minimum slenderness for diagonal bracing in X-braced frames. Horizontal members in V braced members should resist unbalanced bracing load after buckling of diagonal brace. Axial loads in columns and beams should be designed following capacity design principles. The columns and beams of the frame should be designed to resist gravity actions ignoring the presence of the bracing. Analysis and design should ensure that the design seismic stress in diagonal bracing at all levels in the structure does not vary significantly.	11.9
Moment resisting frames with masonry infill	Potential adverse effects on seismic response need to be considered – especially with respect to increased structural stiffness which may increase loads or cause irregularity. Account for additional local shear loads that masonry infill may apply to columns. Panels should be adequately restrained out of plane and their stability should be checked.	11.10 15.3.2

11.5 Types de bâtiments métalliques et coefficients de comportement

11.5.1 Ossatures en portique

Les trois types d'ossatures en portique considérés sont représentés sur la Figure 11.1 :

- Portique à une travée et à un niveau,
- Portique à une travée comportant plusieurs niveaux,
- Portique comportant plusieurs travées et plusieurs niveaux.

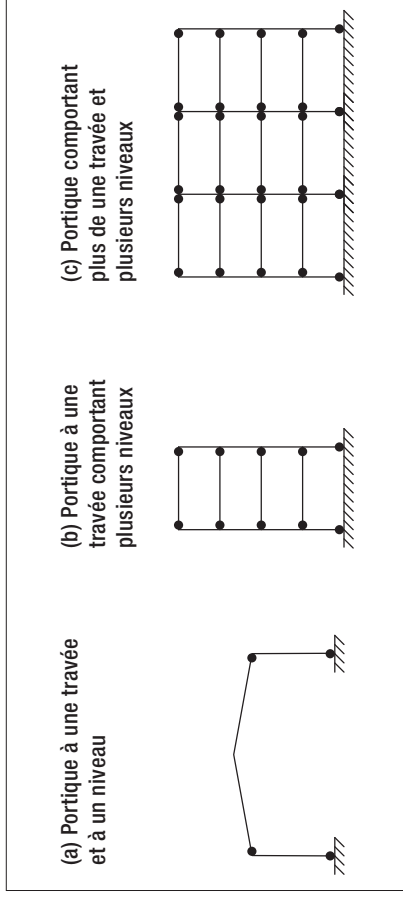


Fig 11.1 Ossatures en portique (zones dissipatives situées aux extrémités des poutres et à la base des poteaux)

11.5.2 Palées de stabilité avec triangulation centrée

Les trois types de palées de stabilité triangulées considérés sont représentés sur la Figure 11.2 :

- Triangulation avec diagonales disposées en X,
- Triangulation avec diagonales découplées,
- Triangulation avec diagonales disposées en V (ou V inversé).

Les triangulations en K (voir Figure 11.3) ne sont pas autorisées.

11.5.3 Coefficients de comportement

Les coefficients q de comportement pour les structures de classes de ductilité DCM et DCH sont donnés dans le Tableau 11.2.

11.5 Types of steel buildings and behaviour factors

11.5.1 Moment resisting frames

Three types of moment resisting frame are considered, as shown in Figure 11.1:

- Portal frames
- One bay multi-storey frames
- Multi bay multi-storey frames

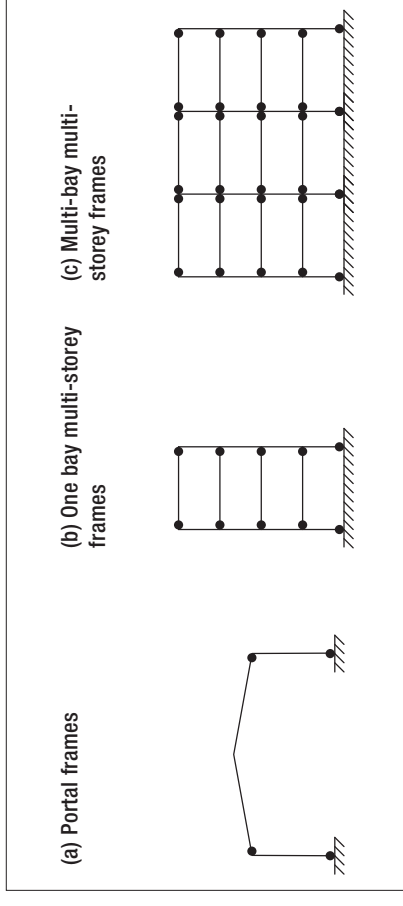


Fig 11.1 Moment resisting frames (dissipative zones in beams and column bases)

11.5.2 Concentrically braced frames

Three types of concentric braced frame are considered, shown in Figure 11.2.

- X bracings
- Decoupled diagonal bracings
- V (or inverted V) bracings

K bracings are not allowed – see Figure 11.3.

11.5.3 Behaviour factors

Behaviour factors q for DCM and DCH structures are given in Table 11.2.

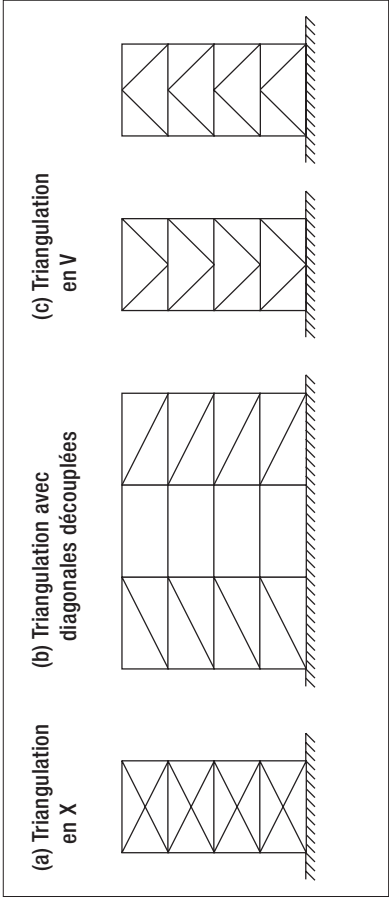


Fig 11.2 Palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées (zones dissipatives dans les diagonales tendues)

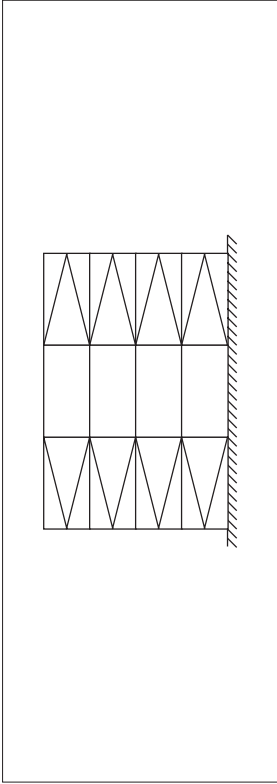


Fig 11.3 Palée de stabilité triangulée en K (non autorisée)

Tableau 11.2 Coefficients q de comportement

(i) Structures régulières

Type de structure	Régulière en plan et en élévation	
	DCM	DCH
Ossatures en portique (voir Figure 11.1)		
Portique à une travée et à un niveau	4,0	5,5
Portique à une travée comportant plusieurs niveaux	4,0	6,0
Portique à plusieurs travées et plusieurs niveaux	4,0	6,5
Palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées (voir Figure 11.2)		
Triangulation en X ou avec diagonales découplées	4,0	4,0
Triangulation en V	2,0	2,5
Ossatures en portique avec remplissages en maçonnerie	2,0	2,0

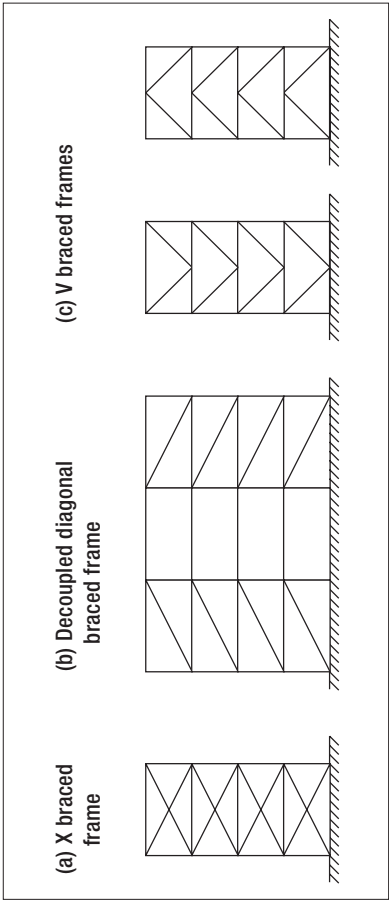


Fig 11.2 Concentrically braced frames (dissipative zones in tension braces)

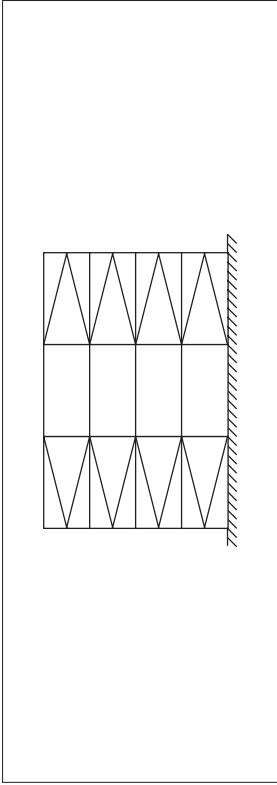


Fig 11.3 K Bracing (not allowed)

Table 11.2 Behaviour factors q

(i) Regular structures

Structural type	Regular in plan and elevation	
	DCM	DCH
Moment resisting frame (see Figure 11.1)		
Single storey portal	4.0	5.5
One bay multi-storey	4.0	6.0
Multi-bay, multi-storey	4.0	6.5
Concentrically braced frame (see Figure 11.2)		
Diagonal bracings	4.0	4.0
V bracings	2.0	2.5
Frame with masonry infill panels	2.0	2.0

Tableau 11.2 Suite
(ii) Structures modérément irrégulières

Type de structure	Modérément irrégulière			
	DCM	DCH	En plan seulement	En élévation seulement
	En élévation ^d			En plan et en élévation
Ossatures en portique (voir Figure 11.1)				
Portique à une travée et à un niveau	3,2	5,25	4,4	4,2 ^c
Portique à une travée comportant plusieurs niveaux	3,2	5,5	4,8	4,4 ^c
Portique à plusieurs travées et plusieurs niveaux	3,2	5,75	5,2	4,6 ^c
Palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées (voir Figure 11.2)				
Triangulation en X ou avec diagonales découpées	3,2	4,0	3,2	3,2
Triangulation en V	1,6	2,5	2,0	2,0
Ossatures en portique avec remplissages en maçonnerie	1,6	2,0	1,6	1,6
Notes				
a L'utilisation des Tableaux 11.2(i) et 11.2(ii) nécessite le choix de classes de section transversale appropriées telles que définies dans le Tableau 11.3.				
b Les irrégularités modérées en plan et en élévation sont définies dans les Sections 6.3.4 et 6.4.2. Une irrégularité élevée est autorisée (mais pas conseillée) par l'EC8, mais les structures fortement irrégulières ne sont pas traitées dans le présent Manuel.				
c Les valeurs de q indiquées dans les tableaux prennent en compte des valeurs approximatives du rapport α_v/α_1 , ce rapport étant représentatif de l'hyperstaticité présente dans la structure (voir Clauses 6.3.2 (3) et (4) de l'EC8 Partie 1 ³).				
d Une irrégularité modérée en plan n'a pas d'influence sur les valeurs du coefficient de comportement q données pour les structures métalliques de classe de ductilité DCM.				

Table 11.2 Continued
(ii) Moderately irregular structures

Structural type	Moderately irregular			
	DCM	DCH	In plan only	In elevation and elevation
	In elevation ^d			
Moment resisting frame (see Figure 11.1)				
Single storey portal	3.2	5.25	4.4	4.2 ^c
One bay multi-storey	3.2	5.5	4.8	4.4 ^c
Multi-bay, multi-storey	3.2	5.75	5.2	4.6 ^c
Concentrically braced frame (see Figure 11.2)				
Diagonal bracings	3.2	4.0	3.2	3.2
V bracings	1.6	2.5	2.0	2.0
Frame with masonry infill panels	1.6	2.0	1.6	1.6
Notes				
a Tables 11.2(i) and 11.2(ii) assume the use of the appropriate class of sections shown in Table 11.3.				
b Moderate irregularity in plan and elevation are defined in Sections 6.3.4 and 6.4.2. High irregularity is permitted (but not encouraged) by EC8, but highly irregular structures are beyond the scope of this Manual.				
c The values indicated here take account of approximate values of α_v/α_1 , coefficient representative of the redundancy of the structure (see EC8 Part 1 ³ , clauses 6.3.2 (3) and (4)).				
d Moderately irregularity in plan does not affect the q factors of DCM steel structures.				

11.6 Exigences relatives à la classe des sections dans les zones dissipatives

Une ductilité locale suffisante des éléments dissipatifs doit être assurée en limitant le rapport largeur sur épaisseur b/t des parois des sections transversales selon les classes de section spécifiées dans l'EC3 Partie 1-1⁵³, Clause 5.5. Le Tableau 11.3 précise les classes de section appropriées pour les différentes classes de ductilité.

Tableau 11.3 Exigences relatives à la classe des sections dans les zones dissipatives

Classes de ductilité	Coefficient q	Classe de section requise
DCM	$1.5 < q \leq 2$	Classe 1, 2 ou 3
	$2 < q \leq 4$	
DCH	$q \geq 4$	Classe 1
Note Les valeurs du coefficient de comportement q données dans le Tableau 11-3 ne tiennent pas compte de l'abattement de 20% pour irrégularité structurale.		

11.7 Règles générales de dimensionnement des assemblages

- Les assemblages boulonnés des éléments de la structure primaire doivent comporter des boulons à haute résistance de classe 8-8 ou 10-9. Pour les assemblages boulonnés sollicités au cisaillement, il convient de plus que la résistance de calcul au cisaillement des boulons soit 1,2 fois supérieure à la résistance de calcul en pression diamétrale.
- La résistance R_d des assemblages non dissipatifs soudés ou boulonnés doit satisfaire au critère de sur-résistance défini par l'Equation 11.2.
(Les assemblages dissipatifs ne sont pas traités dans le présent Manuel).

$$R_d \geq 1,1\gamma_{ov}R_{ty} \tag{11.2}$$

R_{ty} est la résistance plastique de l'élément dissipatif assemblé ;

γ_{ov} est le coefficient de sur-résistance :

- $\gamma_{ov} = 1,20$ [1.25] pour les aciers de nuance S235,
- $\gamma_{ov} = 1,15$ [1.25] pour les aciers de nuance S355,
- $\gamma_{ov} = 1,05$ [1.25] pour les aciers de nuances S420 et S460.

Les assemblages réalisés par des soudures bout à bout à pleine pénétration peuvent être considérés comme satisfaisant au critère de sur-résistance.

- Il convient d'utiliser les catégories B et C (assemblages résistant au glissement) pour les assemblages boulonnés sollicités au cisaillement

11.6 Requirements for compactness of sections in dissipative zones

Local ductility of dissipative members should be ensured by restricting the width-thickness ratio b/t according to EC3 Part 1-1⁵³ Clause 5.5. Table 11.3 shows the section classifications appropriate to the various ductility classes.

Table 11.3 Requirements for cross-sectional class of dissipative elements

Ductility class	q factor	Required cross-sectional class
DCM	$1.5 < q \leq 2$	Class 1, 2 or 3
	$2 < q \leq 4$	
DCH	$q \geq 4$	Class 1
Note The q factor in the above table is the q factor before any reductions to take account of irregularity.		

11.7 General rules for connection design

- In bolted connections of primary seismic members, high strength bolts grade 8.8 or 10.9 should be used. In addition the bolt shear strength should be at least 20% higher than the bearing strength of the connected ply.
- Design resistance R_d of non-dissipative welded or bolted connections should satisfy the overstrength criterion of Equation 11.2.
(It should be noted that dissipative connections are not covered in this Manual).

$$R_d \geq 1.1\gamma_{ov} R_{ty} \tag{11.2}$$

R_{ty} is the plastic resistance of connected member.

γ_{ov} is the overstrength factor = **1.25 [1.25]**.

The use of full penetration butt welds may be deemed to satisfy this overstrength criterion.

- Categories B and C (slip resistant) bolted joints in shear in accordance with EC3 Part 1-8⁵⁴, Clause 3.4.1 and Category E (preloaded) bolted joints in tension in accordance with EC3 Part 1-8, Clause 3.4.2 should be used. Shear joints with fitted bolts to EC3 Part 1-8, Clause 3.6.1 are also allowed. Friction surfaces should belong to class A or B as defined in ENV 1090-1⁵⁵.
- The design of connections in dissipative zones (adjacent to plastic hinge regions in moment frames or yielding braces in braced frames) should

conformément à l'EC3 Partie 1-8⁵⁴, Clause 3.4.1, et la catégorie E (assemblages avec boulons précontraints) pour les assemblages boulonnés sollicités en traction conformément à l'EC3 Partie 1-8.

Clause 3.4.2. Les assemblages sollicités au cisaillement et comportant des boulons calibrés sont également autorisés. Les surfaces de frottement doivent être de classe A ou B, telles que définies dans l'ENV 1090-1⁵⁵.

- La conception des assemblages situés dans les zones dissipatives (c'est-à-dire voisins d'une zone de formation d'une rotule plastique dans une ossature en portique ou situés à une des extrémités d'une diagonale de contreventement dans une palée de stabilité) doit être effectuée en vue de se prémunir de l'apparition locale de déformations plastiques élevées, d'éviter les contraintes résiduelles importantes résultant du façonnage pendant la fabrication et de minimiser les risques de défauts de fabrication. Des règles spécifiques pour la conception des assemblages dans les ossatures en portique sont données dans la Section 11.8.4.

- *Il est noté qu'un des moyens pour réduire la résistance de calcul à la traction d'un contreventement, tout en en maîtrisant le comportement inélastique, est de pratiquer une encoche qui en réduit la section sur une certaine longueur. Cette méthode permet de satisfaire la prescription visant à protéger les assemblages et les éléments devant être dimensionnés pour rester élastiques lorsque la structure subit des déformations plastiques. En l'absence de règle appropriée dans l'EC8, il est noté que des dispositions constructives pour la conception de tels éléments de contreventement peuvent être trouvées dans les règles néo-zélandaises NZS 3404: Partie 1: 1997⁵⁶ clause 12.12.7.*

- *Il est recommandé que les assemblages soient conçus, dimensionnés et détaillés par le concepteur de la structure. Il n'est en effet pas suffisant de spécifier la résistance des assemblages, puis de confier leur conception et leur dimensionnement à un autre intervenant.*

be such as to prevent high plastic strains occurring locally, to limit high residual stresses from forming during fabrication and to minimise the risk of fabrication defects. Special rules for connections in moment resisting frames are given in Section 11.8.4.

- *It is observed that notching of braces, whereby a length of brace is reduced in area, is a means of reducing the design tension capacity of the brace, while maintaining dependable inelastic action. This may assist in satisfying the requirement to protect the connections and other elements designed to respond elastically from experiencing plastic strains. In the absence of direct advice in EC8, it is observed that suitable guidance on detailing of such brace elements may be found in NZS 3404: Part 1: 1997⁵⁶ clause 12.12.7.*
- *It is recommended that connections are specified in detail by the designer. It is not sufficient to specify connection resistance (strength) alone and leave the detailing of connections to another party.*

11.8 Ossatures en portique (poutres, poteaux, nœuds « poteau-poutre »)

11.8.1 Généralités

Il est noté que, dans les ossatures en portique, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par flexion des éléments structuraux.

Il est recommandé, lors de la conception des ossatures en portique, de porter une attention particulière à la présence d'éléments considérés comme non structuraux et qui sont susceptibles de modifier significativement la rigidité de l'ossature en portique, comme par exemple des cloisons séparatives non structurales. Ces éléments peuvent participer au système de contreventement et modifier le comportement de la structure, par exemple en rendant cette dernière irrégulière en plan et/ou en élévation.

11.8.2 Zones dissipatives

Les ossatures en portique doivent être conçues de telle sorte que les rotules plastiques (zones dissipatives) se forment principalement dans les poutres. Dans ce but, il convient de respecter les Equations 11.8 à 11.11.

Des schémas de localisation acceptable des rotules plastiques dans des ossatures en portique sont représentés sur la Figure 11.1.

Il est noté que les règles données dans ce Manuel n'excluent pas la formation de rotules plastiques dans les poteaux, mais visent à éviter un mécanisme dans lequel des rotules plastiques se forment simultanément à chacune des deux extrémités des poteaux d'un étage donné.

11.8.3 Poutres

La conception des ossatures mixtes en portique comportant des poutres en acier et un plancher en béton nécessite le respect d'exigences spécifiques qui ne sont pas abordées dans le présent *Manuel*. Pour ce type d'ossature, il convient de se reporter à la Clause 7 de l'EC8 Partie 1³.

Les poutres doivent disposer d'une résistance suffisante vis-à-vis du flambement latéral et du déversement conformément à l'EC3, en supposant qu'une rotule plastique se forme à chaque extrémité des poutres.

Dans les sections des poutres où sont susceptibles de se former des rotules plastiques, il convient de vérifier que le moment plastique résistant et la capacité de rotation ne sont pas diminués par l'effort normal de compression et l'effort tranchant. Pour les sections transversales de classes 1 et 2, cet objectif peut être atteint en limitant l'effort tranchant dans les

11.8 Moment resisting frames (beams, columns and joints)

11.8.1 General

It may be observed that moment resisting frames (also called unbraced frames) are those where horizontal forces are mainly resisted by members acting in a flexural manner.

In the design of moment resisting frames, it is recommended that particular attention should be paid to the possible presence of unintentional stiffening that may be provided to the structure, for example by 'non-structural' partition walls. These could act as bracing and may adversely affect the behaviour of the structure, for example by introducing irregularity in plan and/or in elevation. Further discussion is provided in Section 11.9.

11.8.2 Dissipative regions

Unbraced frames should be designed to ensure that plastic hinges (dissipative zones) form predominantly in the beams. Equations 11.8 to 11.11 are intended to achieve this.

Figure 11.1 illustrates a number of acceptable options for the position of plastic hinges.

It may be observed that the rules in the Manual do not preclude hinging in columns but aim to avoid a mechanism where hinges form simultaneously at both the top and bottom of the columns of a given storey.

11.8.3 Beams

Moment resisting frames where the steel beams act compositely with concrete flooring need special design consideration not covered in this *Manual*. The reader is referred to Clause 7 of EC8 Part 1³.

Beams should be shown to have adequate resistance against lateral and lateral-torsional buckling to EC3, assuming a plastic hinge forms at one end of each beam.

At the location of the plastic hinges, the plastic moment capacity and the rotation capacity should not be decreased by compression and shear forces. For class 1 or 2 sections this may be demonstrated by restricting the maximum shear at the plastic hinge locations to 50% design resistance and restricting the maximum compression to 15% of the design resistance, based on plastic limits, as shown in the following equations.

rotules plastiques à 50% de la résistance de calcul et la compression à 15% de la résistance de calcul, en se basant sur les limites plastiques, ce qui se traduit par les relations suivantes :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (11.3)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (11.4)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (11.5)$$

L'effort tranchant de calcul V_{Ed} dans la poutre doit être déterminé sur la base du dimensionnement en capacité (voir Figure 11.4) :

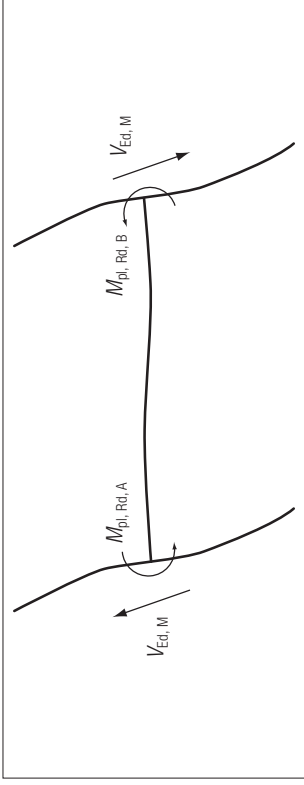


Fig 11.4 Comportement d'un portique en situation sismique montrant l'effort tranchant résultant des moments de flexion imposés aux extrémités de la poutre.

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (11.6)$$

et

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L \quad (11.7)$$

où :

L est la portée de la poutre entre les zones plastiques situées à ses extrémités ;

$M_{pl,Rd,A}$ est le moment plastique de calcul dans la zone dissipative située à l'origine A de la poutre ;

$M_{pl,Rd,B}$ est le moment plastique de calcul dans la zone dissipative située à l'extrémité B de la poutre ;

$V_{Ed,G}$ est la valeur de calcul de l'effort tranchant dû aux actions non sismiques ;

$V_{Ed,M}$ est la valeur de calcul de l'effort tranchant dû à l'application des moments plastiques $M_{pl,Rd,A}$ et $M_{pl,Rd,B}$ avec des signes opposés aux sections d'extrémité A et B de la poutre.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (11.3)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (11.4)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (11.5)$$

The design shear force considered in the beam is calculated on a capacity design basis as follows (see Figure 11.4):

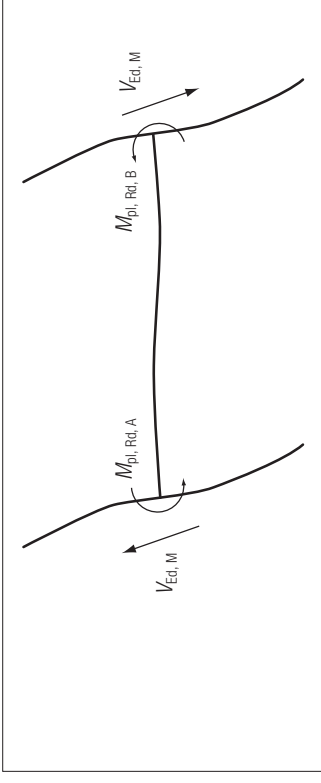


Fig 11.4 Behaviour of moment resisting frame showing shear arising from seismically induced moments in the beam ends

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (11.6)$$

and

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L \quad (11.7)$$

where:

L is the length of the beam between the plastic regions at either end of the beam

$M_{pl,Rd,A}$ is the design plastic resistance moment at the left end of the beam

$M_{pl,Rd,B}$ is the design plastic resistance moment at the right end of the beam

$V_{Ed,G}$ is the design shear force due to the non-seismic actions

$V_{Ed,M}$ is the design shear force resulting from plastic moments with opposite signs being developed at the dissipative regions at both ends of the beam.

11.8.4 Assemblages

Les assemblages adjacents aux zones dissipatives doivent être dimensionnés de telle sorte que la capacité de rotation de la zone de rotule plastique θ_p ne soit pas inférieure à 35mrd pour les structures appartenant à la classe de ductilité DCH et de 25mrd pour les structures appartenant à la classe de ductilité DCM pour lesquelles $q > 2$. La rotation θ_p est prise égale à $\delta/0,5L$ (L et δ étant respectivement la portée et la flèche à mi-portée de la poutre, voir Figure 11.5). La démonstration de la capacité de rotation des rotules plastiques n'est pas requise pour les ossatures de classe de ductilité DCM pour lesquelles $q \leq 2$ et qui satisfont à toutes les autres exigences décrites dans le présent *Manuel* pour les structures de classe de ductilité DCM. *Il est noté que le FEMA 350⁵⁷ section 2.5.3 donne des indications complémentaires pour le calcul de θ_p .*

L'EC8 ne fixe pas de règles relatives à la conception des assemblages pour lesquels une capacité minimale de rotation est exigée. La conception des assemblages peut être effectuée à partir de données existantes (« assemblages préqualifiés ») ou de résultats d'essais réalisés sur des prototypes. Une justification de la conception basée sur des résultats de calculs obtenus à l'aide de modèles analytiques n'est pas autorisée. Lorsque des essais sont réalisés pour déterminer la valeur de θ_p , la résistance du panneau d'âme du poteau situé dans le prolongement de la poutre doit être telle que : $V_{wp,Ed}/V_{wp,Rd} \leq 1,0$ (voir la Section 11.8.6) et la rotation due à la déformation de ce panneau ne doit pas représenter plus de 30% de la valeur de θ_p .

En l'absence d'indications dans l'EC8, il est recommandé d'utiliser une méthodologie appropriée pour réaliser de tels essais, cette dernière pouvant être établie en se basant sur l'ANSI/AISC 358⁵⁸.

Pour les ossatures en portique de classe de ductilité DCH ou DCM qui sont conçus sur la base du présent *Manuel*, il est recommandé l'utilisation d'assemblages préqualifiés pour les ossatures en portique spéciales (« Special Moment Resisting Frames » ou « SMF ») tels que définis dans les références ANSI/AISC 358⁵⁸ et FEMA 350⁵⁷. La préqualification de ces assemblages leur confère une capacité minimale de rotation de 40mrd. Les assemblages préqualifiés pour les ossatures en portique intermédiaires (« Intermediate Moment Resisting Frames » ou « IMF ») tels que définis dans les références ANSI/AISC 358 et FEMA 350 ont une capacité minimale de rotation de 20mrd et leur utilisation n'est donc pas recommandée.

Il est noté que les assemblages encastrés standards représentés sur la Figure 11.6, qui restituent la capacité de résistance en flexion des poutres attachées, ne sont pas recommandés car ils ne permettent pas d'obtenir la capacité de rotation requise avec une fiabilité suffisante. Des exemples d'assemblages préqualifiés selon les références ANSI/AISC 358⁵⁸ et FEMA 350⁵⁷, issus de la référence ANSI/AISC 358, sont représentés sur les Figures 11.7 et 11.8. L'affaiblissement local de la section de la poutre à

11.8.4 Connections

Connections adjacent to dissipative zones should be designed such that the rotation capacity of the dissipative zones θ_p should be at least 35mrad for DCH, or at least 25mrad for DCM with $q > 2$, where θ_p is calculated as $\delta/0,5L$ (δ is the beam deflection at midspan and L is beam span, see Figure 11.5). Demonstration of rotation capacity is not required in DCM moment frames designed for $q \leq 2$ which satisfy all the other requirements of this *Manual* for DCM structures. *It may be observed that FEMA 350⁵⁷ section 2.5.3 provides further discussion of the calculation of θ_p .*

EC8 does not provide normative application rules for the design of connections to achieve these rotation capacities. Connection designs can be based either on existing data ('prequalified connections') or on prototype tests; justification of design on the basis of analytical models is not permitted. Where prototype testing is performed to establish θ_p , the column web panel resistance should conform to: $V_{wp,Ed}/V_{wp,Rd} \leq 1,0$ (see Section 11.8.6) and the web panel shear deformation should not contribute more than 30% of θ_p .

In the absence of direct advice in EC8, it is recommended that suitable guidance for carrying out such testing may be found in ANSI/AISC 358⁵⁸.

It is recommended that the 'prequalified connections' for Special Moment Resisting Frames (SMFs) defined in ANSI/AISC 358⁵⁸ and FEMA 350⁵⁷ may be used for DCH or DCM frames designed to this Manual. These connections are prequalified to a minimum rotation capacity of 40mrad. The prequalified connections in ANSI/AISC 358 and FEMA 350 for Intermediate Moment Resisting Frames (IMFs) are prequalified to a minimum of 20mrad and are therefore not recommended as suitable.

It may be observed that standard full strength moment connections as shown in Figure 11.6 are unlikely to achieve the required rotation capacity with sufficient reliability, and are not recommended. Examples of prequalified connections from ANSI/AISC 358⁵⁸ and FEMA 350⁵⁷ are shown in Figures 11.7 and Figure 11.8, taken from ANSI/AISC 358. The Reduced Beam Section (RBS) connection prevents brittle failure in the region of the weld by local weakening of the adjacent part of the beam (Figure 11.7), the Bolted Stiffened End Plate connection prevents brittle failure in the region of the weld by strengthening in the region of the connection (Figure 11.8). Such connection details vary considerably from normal full strength connections e.g. the Reduced Beam Section connection shown in Figure 11.7 requires reduction in flange width of typically 20% to 50%.

proximité de l'assemblage (« Reduced Beam Section » ou « RBS ») permet de protéger les soudures contre la rupture fragile (voir Figure 11.7). Le renforcement d'une platine d'extrémité boulonnée par ajout d'un raidisseur soudé permet également de protéger les soudures contre la rupture fragile (voir la Figure 11.8). De tels détails d'assemblages présentent des différences importantes par rapport aux assemblages normaux restituant la capacité de résistance de la pièce assemblée : par exemple, une réduction de l'ordre de 20 à 50% de la largeur des semelles est nécessaire pour réaliser un assemblage avec affaiblissement de la section de la poutre tel que celui représenté sur la Figure 11.7.

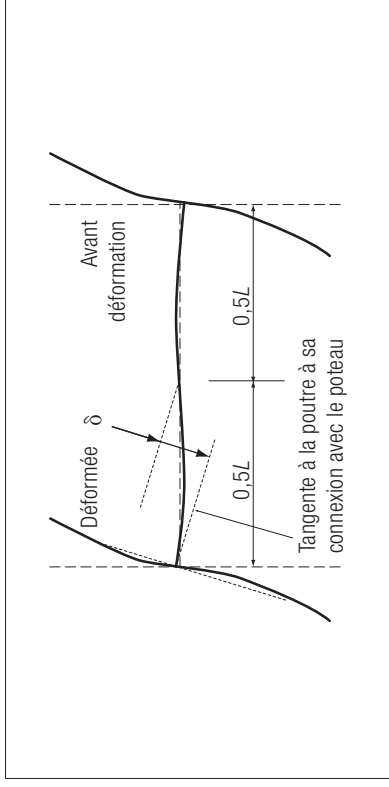
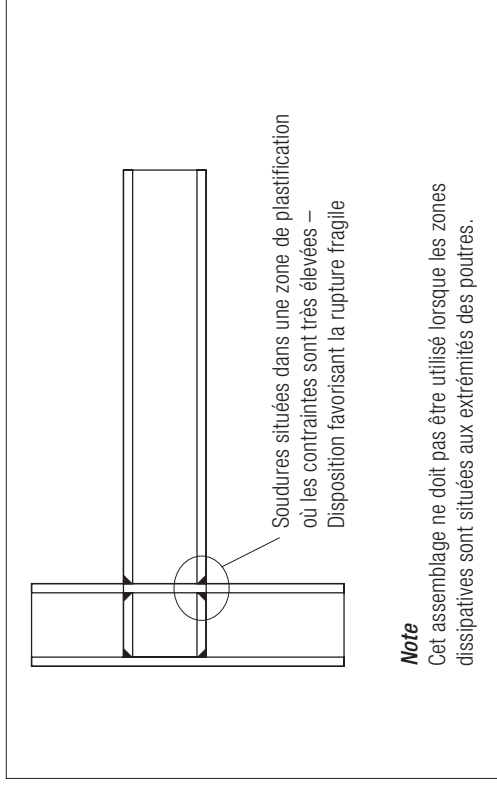


Fig 11.5 Flèche de la poutre à considérer pour le calcul de la capacité de rotation plastique θ_p



Note

Cet assemblage ne doit pas être utilisé lorsque les zones dissipatives sont situées aux extrémités des poutres.

Fig 11.6 Assemblage encasturé standard restituant la capacité de résistance en flexion de la poutre

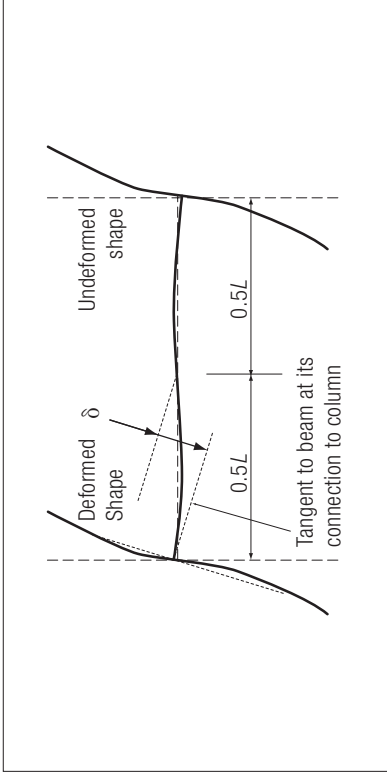
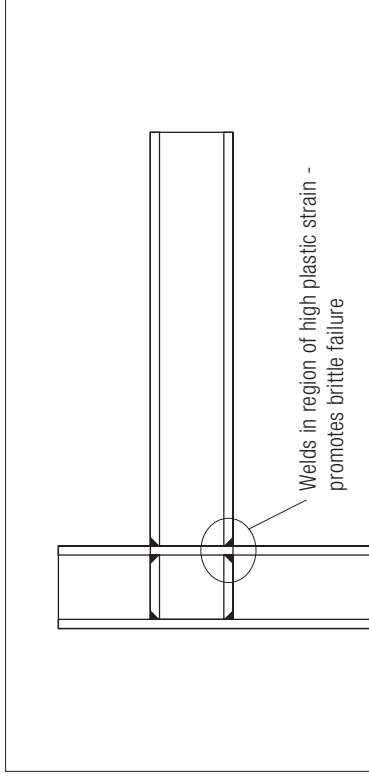


Fig 11.5 Beam deflection for the calculation of plastic rotation capacity θ_p



Note

The above detail is inadequate where the beam end is in a dissipative region.

Fig 11.6 Standard full strength moment connection

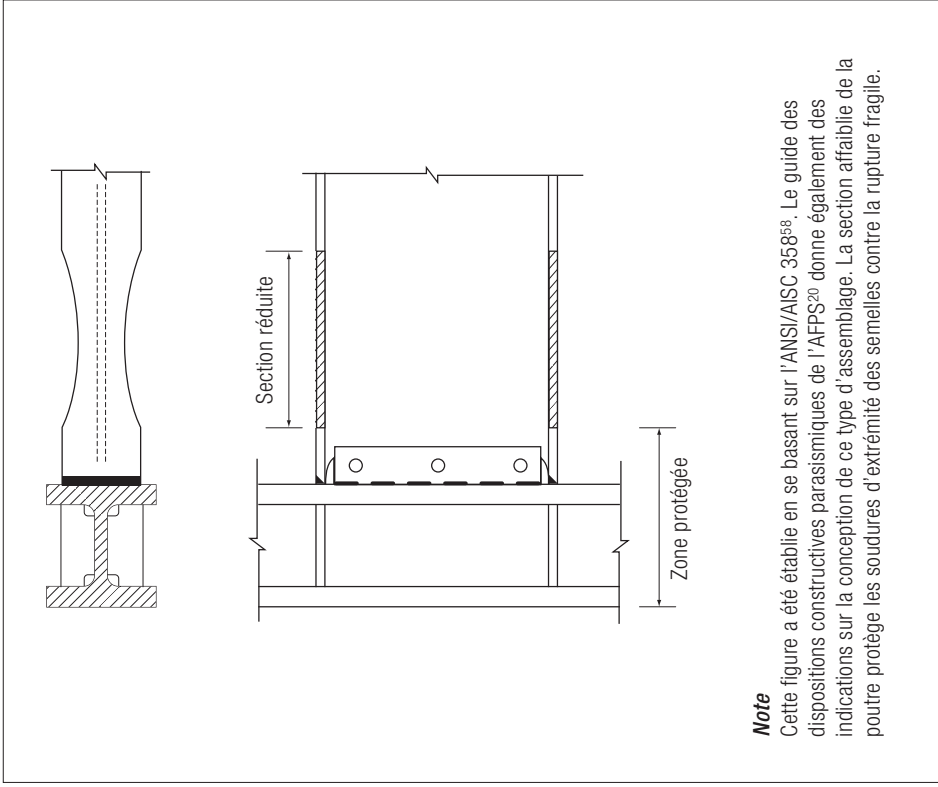


Fig 11.7 Assemblage d'une poutre dont la section est affaiblie

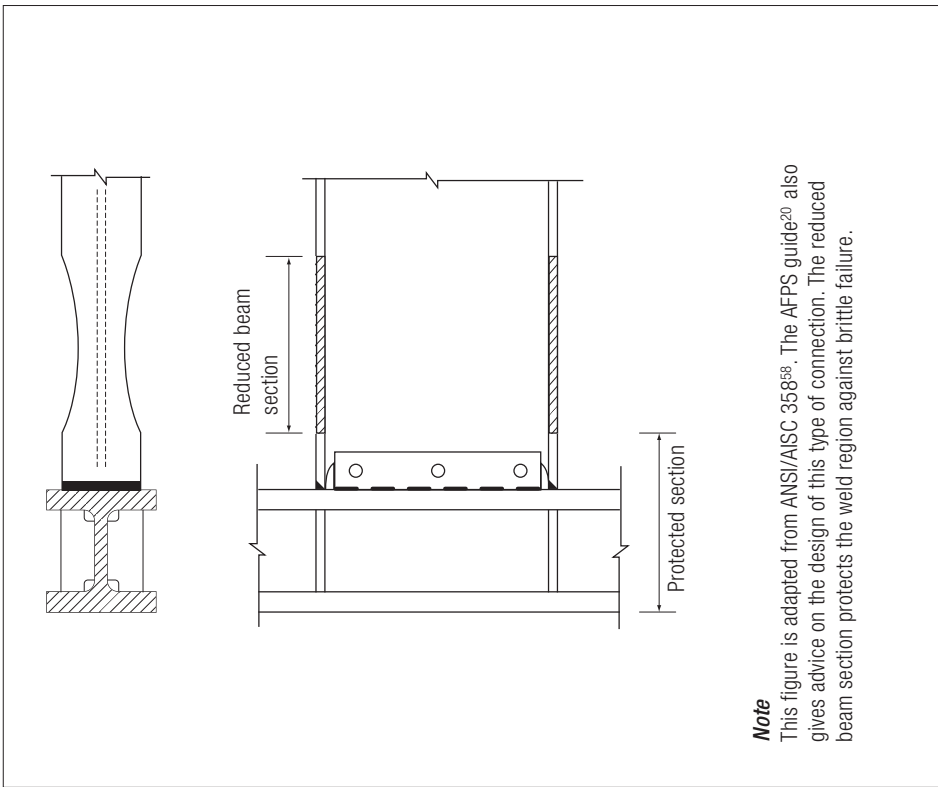
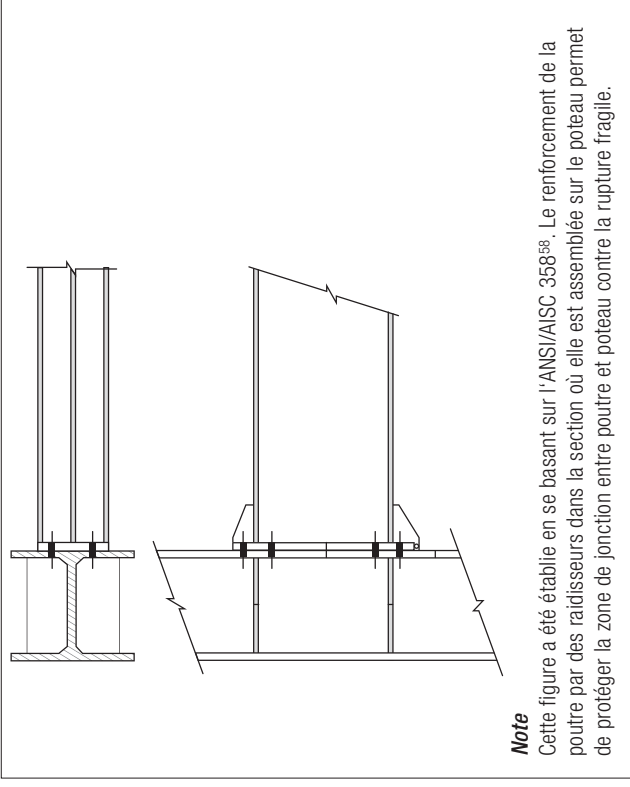


Fig 11.7 Reduced beam section (RBS) connection



Note

Cette figure a été établie en se basant sur l'ANSI/AISC 358⁵⁸. Le renforcement de la poutre par des raidisseurs dans la section où elle est assemblée sur le poteau permet de protéger la zone de jonction entre poutre et poteau contre la rupture fragile.

Fig 11.8 Platine d'extrémité boulonnée avec raidisseurs

11.8.5 Poteaux

L'Equation 11.8 doit être satisfaite à tous les nœuds des poteaux primaires :

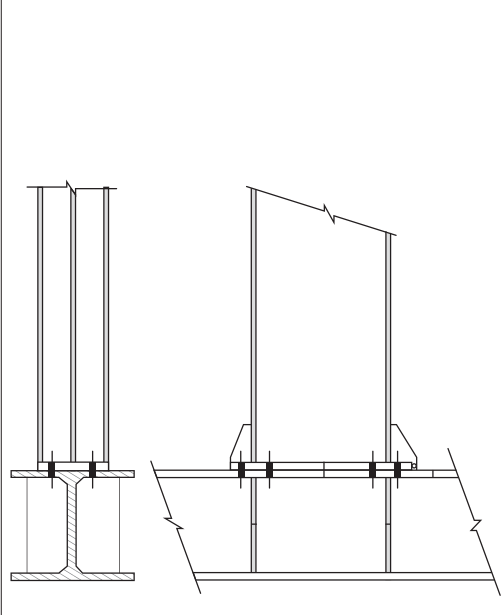
$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (11.8)$$

où :

$\sum M_{Rc}$ est la somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux connectés au nœud ;
 $\sum M_{Rb}$ est la somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres connectées au nœud.

L'Equation 11.8 ne s'applique pas au dernier étage des bâtiments à plusieurs étages.

Il est noté que le respect de l'Equation 11.8 permet de s'assurer que les rotules plastiques se formeront principalement dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Bien que cela ne soit pas exigé dans l'EC8, il est recommandé de satisfaire à la fois les Equations 11.8 et 11.10.



Note

This figure is adapted from ANSI/AISC 358⁵⁸. The strengthening of the beam with stiffeners at the connection section protects the beam-column junction region against brittle failure.

Fig 11.8 Bolted stiffened end plate connection

11.8.5 Columns

The resistance of primary columns should satisfy Equation 11.8.

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (11.8)$$

where:

$\sum M_{Rc}$ is the sum of design values of the flexural strengths of the columns connected to the joint.
 $\sum M_{Rb}$ is the sum of design values of the flexural strengths of the beams connected to the joint.

Equation 11.8 need not apply at the top of multi-storey buildings.

It may be observed that Equation 11.8 is intended to ensure that yield occurs primarily in the beams in preference to the columns. Although not required by EC8, it is recommended that Equation 11.8 should be satisfied in addition to Equation 11.10.

Les poteaux doivent être vérifiés en compression en prenant en compte la combinaison la plus défavorable de l'effort normal et des moments de flexion. Dans ces vérifications, il convient de calculer N_{Ed} , M_{Ed} et V_{Ed} comme suit :

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \tag{11.9}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E} \tag{11.10}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E} \tag{11.11}$$

où :

$N_{Ed,G}$ est l'effort de compression dans le poteau, dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul ;
 $M_{Ed,G}$ est le moment fléchissant dans le poteau, dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul ;
 $V_{Ed,G}$ est l'effort tranchant dans le poteau, dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul ;

$N_{Ed,E}$ est l'effort de compression dans le poteau, dû à l'action sismique de calcul ;
 $M_{Ed,E}$ est le moment fléchissant dans le poteau, dû à l'action sismique de calcul ;

$V_{Ed,E}$ est l'effort tranchant dans le poteau, dû à l'action sismique de calcul ;
 γ_{ov} est le coefficient de sur-résistance (voir la Section 11.2) ;
 Ω est la valeur minimale de $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ de toutes les poutres dans lesquelles se situent des zones dissipatives ; $M_{Ed,i}$ est la valeur de calcul du moment fléchissant dans la poutre i dans la situation sismique de calcul et $M_{pl,Rd,i}$ est le moment plastique correspondant.

Il est noté que les Equations 11.9 à 11.11 peuvent sous estimer les effets de l'action dans les poteaux lorsque les moments de flexion dus aux actions non sismiques représentent une part importante des moments dans les zones dissipatives, comparativement à celle due à l'action sismique, voir Elghazouli^[59].

L'effort tranchant de calcul V_{Ed} dans les poteaux doit être inférieur à 50% de la résistance de calcul :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \tag{11.12}$$

où $V_{pl,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement du poteau.

Columns should be checked in compression under the worst combination of axial force and bending moments. In these checks N_{Ed} , M_{Ed} and V_{Ed} should be calculated as follows:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \tag{11.9}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E} \tag{11.10}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E} \tag{11.11}$$

where:

$N_{Ed,G}$ is the compression force in the column due to the non-seismic actions included in the combination of actions for the seismic design situation

$M_{Ed,G}$ is the non-seismic bending moment

$V_{Ed,G}$ is the non-seismic shear force

$N_{Ed,E}$ is the compression force in the column due to the design seismic actions

$M_{Ed,E}$ is the seismic bending moment

$V_{Ed,E}$ is the seismic shear force

γ_{ov} is the overstrength factor (see Section 11.2)

Ω is the minimum value of $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ of all the beams in which dissipative zones are located; $M_{Ed,i}$ is the design value of the bending moment in beam i in the seismic design situation and $M_{pl,Rd,i}$ is the corresponding plastic moment.

It is observed that Equations 11.9 to 11.11 may underestimate the action effects in columns in cases where the moments in the dissipative beams represent a high proportion of moments due to gravity, compared with seismic – see Elghazouli^[59].

The design shear in the column should be less than 50% of design shear resistance:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \tag{11.12}$$

where $V_{pl,Rd}$ is the design plastic shear resistance of a steel beam.

11.8.6 Panneaux d'âme

Les panneaux d'âme situés dans les nœuds "poteaux-poutres" doivent avoir également une résistance suffisante vis-à-vis du cisaillement et du voilement. Un panneau d'âme est représenté sur la Figure 11.9.

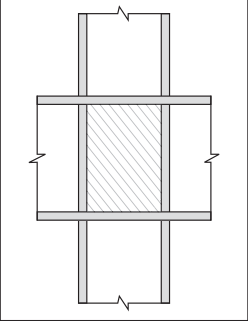


Fig. 11.9 Panneau d'âme encadré par des raidisseurs horizontaux et les semelles du poteau

L'effort tranchant de calcul $V_{wp,Ed}$ correspondant à l'atteinte de la capacité de résistance des poutres ne doit pas excéder la résistance plastique en cisaillement du panneau d'âme du poteau.

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd} \quad (11.13)$$

où :

$V_{wp,Ed}$ est l'effort tranchant susceptible de solliciter le panneau d'âme lorsque les poutres assemblées atteignent leur capacité de résistance en flexion dans les zones dissipatives situées de part et d'autre du poteau (voir l'Equation 11.14) ;

$V_{wp,Rd}$ est la résistance plastique en cisaillement du panneau d'âme définie dans la Clause 6.2.6 de l'EC3 Partie 1-8⁵⁴.

Il est recommandé de déterminer la valeur de l'effort tranchant $V_{wp,Ed}$ en utilisant l'équation 11.14.

$$V_{wp,Ed} = M_{pl,Rd,left}/Z_{left} + M_{pl,Rd,right}/Z_{right} \quad (11.14)$$

où :

z est le bras de levier défini dans la Clause 6.2.7. de l'EC3 Partie 1-8 ;

$M_{pl,Rd,left}$ est le moment plastique de la poutre située à gauche du panneau ;

$M_{pl,Rd,right}$ est le moment plastique de la poutre située à droite du panneau ;

L'effort tranchant $V_{wp,Ed}$ ne doit également pas excéder la résistance au voilement par cisaillement $V_{bw,Rd}$ du panneau d'âme :

$$V_{wp,Ed} < V_{bw,Rd} \quad (11.15)$$

où :

$V_{bw,Rd}$ est défini dans la Clause 5.2 de l'EC3 Partie 1-5⁶⁰.

Il est noté que, dans le cas où le renforcement de panneaux d'âme s'avérerait nécessaire, il est possible de prévoir des plats formant doubles d'âme soudés entre les semelles et les raidisseurs horizontaux.

11.8.6 Web panels

Web panels (the parts of the column web in the beam-column joint regions) should also be designed to ensure adequate shear resistance and shear buckling resistance. A web panel is shown in Figure 11.9.

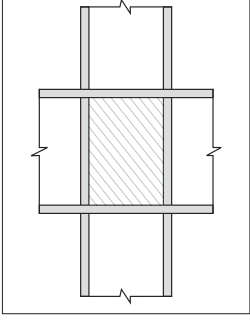


Fig 11.9 Web panel framed by flanges and stiffeners

The design shear assuming plasticity in the beams $V_{wp,Ed}$ should not exceed the web panel plastic resistance to shear $V_{wp,Rd}$:

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd} \quad (11.13)$$

where:

$V_{wp,Ed}$ is the shear developing in the web panel corresponding to the development of plastic moments in the dissipative zones to either side of the web panel (see Equation 11.14)

$V_{wp,Rd}$ is the plastic shear resistance of the web panel according to EC3 Part 1-8⁵⁴ Clause 6.2.6.

It is recommended that $V_{wp,Ed}$ should be calculated according to Equation 11.14.

$$V_{wp,Ed} = M_{pl,Rd,left}/Z_{left} + M_{pl,Rd,right}/Z_{right} \quad (11.14)$$

where:

z is the lever arm defined in EC3 Part 1-8 Clause 6.2.7

$M_{pl,Rd,left}$ is the plastic moment resistance of the beam on the left hand side

$M_{pl,Rd,right}$ is the plastic moment resistance of the beam on the right hand side.

$V_{wp,Ed}$ should also not exceed the buckling resistance of the web panel $V_{wb,Rd}$:

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd} \quad (11.15)$$

where:

$V_{wb,Rd}$ is the shear buckling resistance of the web defined as $V_{bw,Rd}$ in EC3 Part 1-5⁶⁰ Clause 5.2.

It may be observed that if strengthening is required to the web panel, extra plates in parallel to the web can be welded between the framing flanges and stiffeners.

11.9 Dimensionnement des palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées

11.9.1 Généralités

Il est noté que, dans les palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées, la résistance aux forces horizontales est principalement assurée en sollicitant axialement les éléments structuraux.

11.9.2 Distribution de la résistance des diagonales de contreventement

Il convient de respecter les deux conditions suivantes :

- (a) En désignant par Ω_i le rapport de la résistance de calcul à la valeur de calcul de l'effort normal dans la situation sismique dans la diagonale i et par $\Omega_{i,min}$ la valeur minimale de ce rapport dans la structure, les valeurs de Ω_i doivent rester comprises entre $\Omega_{i,min}$ et $1,25\Omega_{i,min}$.

Il est noté que cette règle a pour but d'obliger le concepteur à réduire les sections des diagonales de contreventement sur la hauteur de la structure. Son objectif est d'obtenir que les mécanismes plastiques qui se développent impliquent des diagonales réparties sur toute la hauteur de la structure. Il est noté que l'utilisation de poteaux de raideurs relativement constantes permet d'atteindre un objectif similaire, même avec des diagonales dont les sections ne sont pas réduites sur la hauteur – voir Elghazouli⁵⁹.

- (b) L'Equation 11.16 doit être satisfaite à chaque étage et dans chaque sens, et dans les deux directions principales.

Il est noté que cette équation a pour but de s'assurer que, sous chargement latéral, les performances de la structure sont similaires à la fois dans les phases de déplacement positif et négatif qui résultent du chargement cyclique.

$$\frac{A^+ - A^-}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (11.16)$$

où A^+ et A^- sont les aires des projections horizontales des sections droites des diagonales tendues, lorsque les actions sismiques horizontales sont respectivement dans le sens positif et dans le sens négatif.

Le calcul doit être effectué dans les deux directions principales et à chaque niveau.

Il est noté que les conditions présentées ci-avant visent à s'assurer que les éléments conçus comme dissipatifs sont mobilisés en nombre suffisant lors de la formation d'un « mécanisme plastique global ».

11.9 Design of concentrically braced frames

11.9.1 General

It may be observed that frames with concentric bracing are those in which the horizontal forces are mainly resisted by members subject to axial forces.

11.9.2 Distribution of bracing strength

The following two conditions apply.

- (a) Denoting the ratio of plastic strength to design seismic load in the i^{th} diagonal brace as Ω_i , and the minimum value of this ratio in the structure as $\Omega_{i,min}$, all values of Ω_i should be in the range $\Omega_{i,min}$ to $1,25\Omega_{i,min}$.

It may be observed that this tends to force the designer to reduce the sections of the diagonal members over the height of the structure. The objective is to ensure that the yielding mechanisms that develop involve diagonal braces well distributed over the height of the structure. It may be observed that the use of continuous relatively stiff columns can achieve a similar objective, even with diagonal members whose cross section does not reduce with height – see Elghazouli⁵⁹.

- (b) Equation 11.16 should be satisfied at every storey and in both principal directions.

It may be observed that this is intended to ensure that similar performance is achieved under lateral loading in both positive and negative displacement phases of the loading cycle.

$$\frac{A^+ - A^-}{A^+ + A^-} \leq 0.05 \quad (11.16)$$

Where A^+ and A^- are the areas of the horizontal projections of the cross sections of the tension diagonals resisting seismic load in the two directions.

The calculation should be performed in both principal directions, at every storey level.

It may be observed that the conditions listed above are intended to ensure that a large enough number of dissipative members are mobilised upon formation of a 'global plastic mechanism'.

11.9.3 Poteaux et poutres

Les poutres et poteaux soumis à des efforts normaux doivent respecter l'exigence de résistance minimale suivante :

$$N_{b,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (11.17)$$

où :

$N_{b,Rd}(M_{Ed})$ est la résistance de calcul vis-à-vis du flambement de la poutre ou du poteau, calculée conformément à l'EC3, en tenant compte de l'interaction de la résistance au flambement avec le moment fléchissant M_{Ed} défini par sa valeur de calcul dans la situation sismique de calcul ;

$N_{Ed,G}$ est l'effort normal dans la poutre ou le poteau, dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions, pour la situation sismique de calcul ;

$N_{Ed,E}$ est l'effort normal dans la poutre ou le poteau, dû à l'action sismique de calcul ;

γ_{ov} est le coefficient de sur-résistance ;

Ω est la valeur minimale de $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ sur toutes les diagonales du système de triangulation, où :

$N_{pl,Rd,i}$ est la résistance de calcul de la diagonale i ;
 $N_{Ed,i}$ est la valeur de calcul de l'effort normal dans la même diagonale i dans la situation sismique de calcul.

11.9.4 Assemblages

Les règles énoncées dans la Section 11.7 sont applicables sans exigence supplémentaire aux assemblages des éléments des palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées.

Il est noté que le présent Manuel couvre l'étude des palées de stabilité dans lesquelles les zones dissipatives sont principalement constituées par les diagonales de contreventement. Les assemblages dissipatifs des éléments situés dans des palées de stabilité triangulées doivent répondre à d'autres exigences qui ne sont pas traitées dans le présent Manuel.

11.9.5 Règles supplémentaires spécifiques aux différents types de triangulation

11.9.5.1 Triangulation en X (Figure 11.2(a))

Dans les ossatures à triangulation en X, seules les diagonales tendues doivent être prises en compte. Lors de l'analyse, il convient par conséquent de ne pas considérer les diagonales comprimées. Le dimensionnement des poteaux doit être effectué en capacité, c'est-à-dire qu'ils doivent être en mesure de résister aux efforts normaux obtenus en considérant que les diagonales tendues sont sollicitées à leurs résistances plastiques.

11.9.3 Colonnes et beams

Colonnes et beams with axial forces should meet the following minimum resistance requirement:

$$N_{b,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (11.17)$$

where:

$N_{b,Rd}(M_{Ed})$ is the design buckling resistance of the beam or the column in accordance with EC3, taking in account the interaction of the buckling resistance with the bending moment M_{Ed} , defined as its design value in the seismic design situation

$N_{Ed,G}$ is the axial force in the beam or in the column due to non-seismic actions included in the combination of actions for the seismic design situation

$N_{Ed,E}$ is the axial force in the beam or in the column due to the design seismic action

γ_{ov} is the overstrength factor

Ω is the minimum value of $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ over all the diagonals of the braced frame system; where

$N_{pl,Rd,i}$ is the design resistance of the diagonal i

$N_{Ed,i}$ is the design value of the axial force in the same diagonal i in the seismic design situation.

11.9.4 Connections

No additional rules apply to connections in concentrically braced frames, beyond those given in Section 11.7.

It may be observed that the Manual only covers braced frames in which the dissipative zones are primarily in the bracing members. Dissipative joints in braced frames are subject to additional rules and are not covered by the Manual.

11.9.5 Additional rules for specific types of concentrically braced frames

11.9.5.1 X bracing (Figure 11.2(a))

X bracings should be designed as tension-only bracing. Analysis thus assumes buckling of half of the braces. Columns should be capacity designed to ensure that they are able to resist the actions applied by the tension diagonals at yield.

L'élancement réduit $\bar{\lambda}$ des diagonales doit respecter les valeurs limites données dans le Tableau 11.4.

Il est noté que, dans une triangulation en X, le respect de la limite inférieure de l'élancement réduit ($\bar{\lambda} = 1,3$) permet de s'assurer que, d'une part, le flambement des diagonales se produit à un niveau d'accélération sismique relativement faible et, d'autre part, qu'il n'y a pas de charges excessives dans les poteaux pendant la phase précédant le flambement des diagonales ($\bar{\lambda}$ est l'élancement réduit défini dans la partie 1-1 de l'EC3⁵³). Après initialisation du flambement et l'obtention de déformations permanentes dans ces dernières, il est en effet exigé que le développement ultérieur du flambement des diagonales se produise sous un niveau de chargement plus faible. Le respect de la limite supérieure de l'élancement réduit ($\bar{\lambda} = 2,0$) donnée dans le Tableau 11.4 permet de s'assurer qu'il n'y a pas de remise en charge brutale au moment de l'inversion des efforts dans les diagonales et d'éviter une dégradation excessive de la capacité de résistance des diagonales au cours du chargement cyclique. Ces limites ne s'appliquent pas aux structures comportant au plus deux étages, ce qui autorise pour ces structures l'utilisation de ronds ou de câbles pour la réalisation des diagonales de contreventement.

Tableau 11.4 Elancements réduits limites des diagonales de contreventement

Type de triangulation	Limites de l'élancement réduit ($\bar{\lambda}$)	
	Bâtiments comportant au plus deux étages	Bâtiments comportant plus de deux étages
Triangulation en X	Pas de limite requise	$1,3 < \bar{\lambda} < 2$
Triangulation avec diagonales découpées	en supplément de celle éventuellement fixée par l'EC3	$\bar{\lambda} < 2$
Triangulation en V		$\bar{\lambda} < 2$

11.9.5.2 Triangulation avec diagonales découpées (Figure 11.2(b))

Dans les ossatures à triangulation avec diagonales découpées, seules les diagonales tendues doivent être prises en compte. Lors de l'analyse, il convient donc de ne pas tenir compte des diagonales comprimées. Le dimensionnement des poteaux doit être effectué en capacité, c'est-à-dire qu'ils doivent être en mesure de résister aux efforts transmis par les diagonales tendues à la plastification.

Il n'y a pas de valeur minimale à considérer pour l'élancement réduit des diagonales. En revanche, il convient de respecter la valeur maximale de l'élancement réduit donnée dans le Tableau 11.4.

Il est noté que la plupart des règles de conception des palées de stabilité avec diagonales découpées sont similaires à celles des palées de stabilité triangulées en X. Cependant, le problème de l'éventuelle sur-résistance des diagonales comprimées avant flambement est traité différemment.

The bracing should comply with the slenderness limits of Table 11.4.

It may be observed that the lower limit of $\bar{\lambda} = 1.3$ for X bracing is intended to ensure that the diagonals buckle at a relatively low seismic acceleration, and thus ensure that excessive load is not developed in the columns before buckling. ($\bar{\lambda}$ is the non-dimensional slenderness as defined in EC3 Part 1-1⁵³). It is expected that after initial buckling and some permanent deformation, subsequent buckling would take place under lower loads. The upper limit $\bar{\lambda} = 2$ in Table 11.4 is to ensure that the diagonals do not produce 'shock effects' during load reversal and to avoid excessive strength degradation during cyclic loading. This limitation does not apply to structures up to 2 storeys, allowing rods or cables to be used as tension bracings for these cases.

Table 11.4 Slenderness limits for bracing members

Frame type	Limits of non dimensional slenderness ($\bar{\lambda}$)	
	Buildings of 1 or 2 storeys	Buildings of ≥ 3 storeys
X bracing	No limits additional to EC3	$1.3 < \bar{\lambda} < 2$
Decoupled diagonal bracing	No limits additional to EC3	$\bar{\lambda} < 2$
V bracing	No limits additional to EC3	$\bar{\lambda} < 2$

11.9.5.2 Decoupled diagonal bracings (Figure 11.2(b))

Decoupled diagonal bracings should be designed as tension-only bracing. Analysis thus assumes buckling of half of the braces. Columns should be capacity designed to ensure that they are able to resist the actions applied by the tension diagonals at yield.

There is no lower limit on $\bar{\lambda}$ for decoupled diagonal bracings, but the upper limit shown in Table 11.4 should be observed.

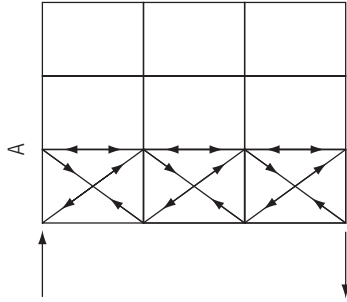
It may be observed that in most respects design of decoupled diagonal bracings is similar to X bracings. However, the issue of possible overstrength prior to buckling of diagonal compression braces is treated differently.

Dans les triangulations en X et avec diagonales découplées, la sur-résistance en compression d'une ou de plusieurs diagonales se traduit par un effort sismique de compression dans un poteau, ce dernier résultant des efforts de compression qui sollicitent les diagonales. L'analyse considère que les diagonales ne sont pas sollicitées en compression au cours d'un séisme et l'effort de compression dans les poteaux est ainsi sous estimé. Dans le cas des triangulations avec diagonales découplées, cet effet se produit aussi, mais les efforts de compression supplémentaires dans les diagonales se répartissent sur deux fois plus de poteaux que dans les triangulations en X – voir la Figure 11.10.

Cependant, il est recommandé que l'effet des diagonales comprimées soit au moins considéré qualitativement et ce afin que le concepteur soit en mesure de s'assurer qu'il n'y a pas d'effets défavorables significatifs liés à la non prise en compte des diagonales comprimées lors de l'analyse (par exemple, une sous estimation significative des sollicitations dans les poteaux et leurs dispositifs d'ancrage – voir la Section 11.9.5.4).

Triangulation en X

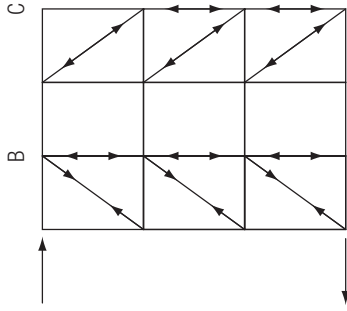
L'effort de compression dans le poteau intérieur A résulte des efforts sollicitant trois diagonales tendues et deux diagonales comprimées.



Éléments comprimés
Éléments tendus
Direction de l'effort sismique

Triangulation avec diagonales découplées

L'effort de compression dans le poteau intérieur B résulte des efforts sollicitant trois diagonales tendues. L'effort de compression dans le poteau extérieur C résulte des efforts sollicitant deux diagonales comprimées.



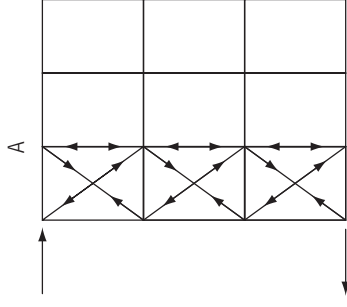
Éléments comprimés
Éléments tendus
Direction de l'effort sismique

In the case of both X and decoupled diagonal bracings the overstrength of one or more braces leads to a seismic compression load being induced in a column by compression in the bracing. The analysis assumes no seismically induced compression in the bracing and thus compression in the column is underestimated. In the case of decoupled diagonal bracings this effect still occurs but the additional compression in the braces is distributed over twice as many columns, compared with X bracing – see Figure 11.10.

However, it is recommended that the effect of compression in the diagonals should be considered at least qualitatively so that the designer is able to be satisfied that there are no significant adverse effects of neglecting the load in the compression diagonals in the analysis (e.g. significant underestimate of the force in the columns and their anchorage – see Section 11.9.5.4.).

X Bracing

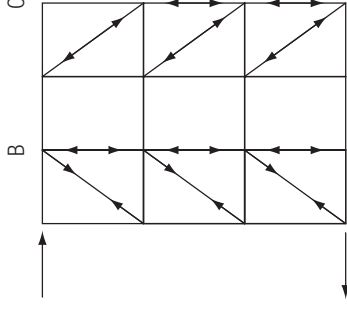
Inner column A takes compression from 3 tension braces and in addition 2 compression braces.



Compression members
Tension members
Direction of shear

Decoupled diagonal bracing

Inner column B only takes compression from 3 tension braces. Outer column C only takes load from 2 compression braces.



Compression members
Tension members
Direction of shear

Fig 11.10 Comparaison entre triangulations en X et avec diagonales découplées

11.9.5.3 Triangulation en V (Figure 11.11)

Dans les ossatures avec triangulation en V, les poutres doivent être dimensionnées de telle sorte qu'elles résistent à l'effet de l'action sismique verticale non équilibrée par les diagonales qui résulte du flambement de la diagonale comprimée. Cette effet de l'action est calculé en prenant en compte la résistance de calcul $N_{pl,Rd}$ pour la diagonale tendue et $\gamma_{pb} N_{pl,Rd}$ pour la diagonale comprimée, où :

$$\gamma_{pb} = 0,7 \frac{N_{b,Rd}(\bar{\lambda})}{N_{pl,Rd}} \quad [0,3]$$

où $N_{b,Rd}(\bar{\lambda})$ est la résistance de calcul au flambement de la diagonale comprimée d'élanement réduit égal à $\bar{\lambda}$.

Il n'y a pas de valeur minimale à considérer pour l'élanement réduit des diagonales des triangulations en V. En revanche, il convient de respecter la valeur maximale de l'élanement réduit donnée dans le Tableau 11.4.

Vis-à-vis des actions non sismiques, le dimensionnement des poutres et des poteaux doit être effectué en ignorant la présence des diagonales (c'est-à-dire que les poutres soumises à des charges verticales ne doivent pas être considérées comme appuyées sur les diagonales).

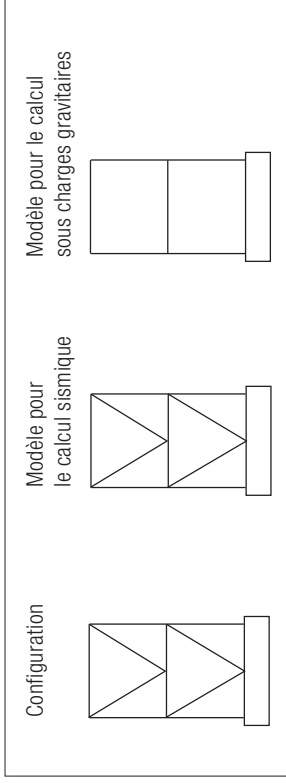


Fig 11.11 Modèles à considérer pour le calcul d'une palée triangulée en V

11.9.5.4 Dimensionnement des dispositifs d'ancrage des poteaux des palées de stabilité

Lors du dimensionnement du dispositif d'ancrage des poteaux des palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées (dispositif intégrant la platine d'extrémité, les boulons d'ancrage, la bêche...), il est recommandé de considérer une valeur de l'effort normal dans une diagonale comprimée au moins égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- la capacité de résistance au flambement de la diagonale,
- 30% de la résistance en traction calculée à partir de la section brute de la diagonale.

Cette recommandation vise à se prémunir de la rupture du dispositif d'ancrage des poteaux.

11.9.5.3 V bracings (Figure 11.11)

Beams should be designed to resist the seismic loads exerted by the braces when the compression brace buckles – namely the plastic tension load $N_{pl,Rd}$ in one brace simultaneously with the buckling load $\gamma_{pb} N_{pl,Rd}$ in the other, where $\gamma_{pb} = 0.3$ [0.3].

There is no lower limit on $\bar{\lambda}$ for V bracings, but the upper limit shown in Table 11.4 should be observed.

Beams and columns in V-braced systems should be designed to resist gravity actions ignoring the diagonals (i.e. the diagonals do not provide an intermediate support to beams to resist vertical load).

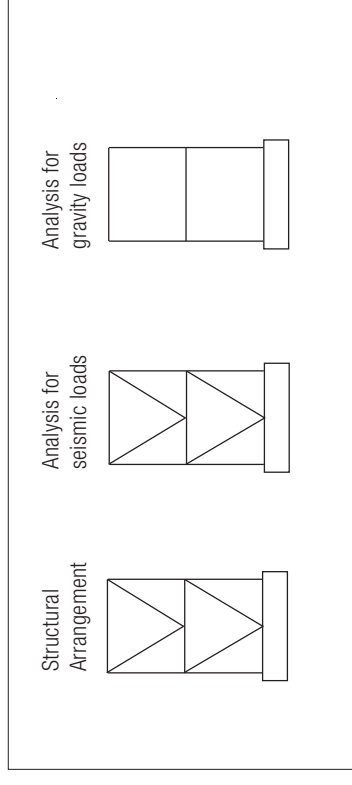


Fig 11.11 Analysis models for gravity loads and seismic loads

11.9.5.4 Design of column anchorages for braced frames

In the design of column anchorages for braced frames (including base plates, anchor bolts, shear keys, etc) it is recommended that the maximum compression load in a diagonal brace should be taken as the greater of the following:

- brace buckling capacity
 - 30% compression capacity of the brace gross section.
- This is to guard against column anchorage failure.

11.10 Ossatures en portique avec remplissages en maçonnerie

Des indications générales pour la conception des panneaux de remplissage en maçonnerie sont données dans la Section 15.3.

Lorsqu'un remplissage en maçonnerie est au contact d'une ossature en portique, leur interaction qui est susceptible de se produire sous chargement latéral doit être prise en compte lors de l'analyse si aucune disposition spécifique n'est prévue pour l'éviter. Les sollicitations dans les poutres et les poteaux de l'ossature dues à l'action des bielles diagonales comprimées qui se forment dans les panneaux de remplissage doivent être considérées, en se basant sur les indications données dans la Section 10.11 pour les ossatures en béton.

11.10 Unbraced frames with masonry infill

General considerations for the design of masonry infill panels are given in Section 15.3.

Where the masonry infill is in contact with a steel moment frame, without special measures to prevent structural interaction under lateral loading, this interaction should be taken in account. The internal forces in the beams and columns due to the diagonal strut action in the infill panels should be considered, using the assumptions given in Section 10.11 for concrete frames.

12 Foundations

12.1 Principes généraux

Les fondations ont pour fonction le transfert des charges depuis la superstructure vers le sol ; elles doivent être dimensionnées en respectant les règles générales de l'EC7 Partie 1^o. De plus, les principes généraux suivants, spécifiques à la situation sismique, doivent être respectés :

- (1) Les fondations de type mixte, par exemple l'emploi de pieux avec des fondations superficielles, doivent être évitées et ne peuvent être employées que pour des entités dynamiquement indépendantes d'une même structure.

- (2) Les forces provenant de la superstructure ne doivent pas induire de déformations permanentes significatives de la fondation ; ces déformations doivent rester compatibles avec les exigences de fonctionnement de la structure.
- (3) Les fondations doivent être suffisamment rigides pour assurer une transmission uniforme au sol des actions en provenance de la superstructure ; à cette fin, une attention particulière doit être portée aux effets des déplacements horizontaux entre les éléments verticaux de la superstructure.

12.2 Dimensionnement en capacité des fondations

Il est noté que le dimensionnement en capacité est accepté comme une méthode standard de dimensionnement pour la superstructure et qu'elle peut être mise en œuvre pour le dimensionnement des fondations. Le principe de base est que l'ordre séquentiel de formation des mécanismes plastiques doit être déterminé et que les résistances relatives de la superstructure, des fondations et du sol doivent être proportionnées en conséquence. La situation la plus directe est celle pour laquelle les résistances des fondations et du sol support sont suffisantes pour supporter les actions correspondant au mécanisme plastique ductile choisi pour la superstructure. Dans ce cas, les fondations sont supposées conserver un comportement élastique (c.à.d. elles sont non dissipatives) et des dispositions constructives ductiles ne sont pas requises pour les fondations. Cette approche est celle suivie dans l'EC8 Partie 5⁴, qui requiert que les actions de calcul (agissant sur la fondation) soient inférieures à la résistance de calcul vis-à-vis du glissement et de la rupture par perte de capacité

12 Foundations

12.1 General principles

Foundations are used to transfer the loads from the superstructure to the ground; they should be designed according to the general rules of EC7 Part 1^o. In addition, the following general principles should be observed which are specific to the seismic situation:

- (1) Mixed foundation types, e.g. piles with shallow foundations, should be avoided and may be used only in dynamically independent units of the same structure.
- (2) The forces from the superstructure should not induce significant foundation permanent deformations, which must remain compatible with the functional requirements of the structure.
- (3) The foundations should be stiff enough to ensure a uniform transmission of the actions received from the superstructure into the ground; to this end, special attention should be paid to the effects of horizontal displacements between vertical elements of the superstructure.

12.2 Capacity design of foundations

It may be observed that capacity design is accepted as a standard procedure for superstructure and can be implemented in foundation design. The basic principle is that the order of formation of yielding mechanisms must be determined and the relative strength of the superstructure, foundations and soil must be arranged in the proper way. The most straightforward case is where the strength of the foundation and its underlying soils is sufficient to support the actions corresponding to the ductile yielding mechanism chosen for the superstructure. In this case, the foundations are assumed to remain elastic (i.e. they are non-dissipative) and special ductile detailing of the foundation is not required. This is the approach followed in EC8 Part 5⁴, which requires that the design action (acting on the foundation) should be smaller than its design capacity with respect to sliding or bearing capacity failure. The main underlying reason for adopting non-dissipative foundations is that foundation structures are usually difficult to inspect for possible damage and to repair after an earthquake.

portante. La raison principale sous-jacente à l'adoption de fondations non dissipatives est que les fondations sont généralement difficiles à inspecter, pour détecter des dommages éventuels, et à réparer après séisme.

La résistance sismique de fondations non dissipatives est évaluée de la façon suivante. La demande sismique dépend du parti structurel choisi pour la structure comme indiqué dans l'EC8 Partie 5⁴, Clause 5.3.1 :

- Pour les structures non dissipatives les effets des actions sur les fondations doivent être obtenues à partir de l'analyse sans prise en compte de considération de dimensionnement en capacité.
- Pour les structures dimensionnées pour dissiper de l'énergie pendant le séisme, les effets des actions sur les fondations, E_{Fd} , doivent être obtenus à partir des considérations de dimensionnement en capacité, tenant compte du développement d'une possible sur-résistance ; cependant, il n'est pas nécessaire qu'ils soient supérieurs aux effets des actions correspondant à un comportement élastique de la superstructure (coefficient de comportement q égal à 1,0). De façon simplifiée, pour les types usuels de fondations tels que les semelles filantes et les radiers, supportant plus d'un élément vertical, les effets des actions peuvent être calculés selon l'Equation 12.1. Des règles moins conservatives sont données dans l'EC8 Partie 1³, Clause 4.4.2.6.

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} E_{F,E} \quad (12.1)$$

où :

γ_{Rd} est le coefficient de sur-résistance pris égal à 1,4,

$E_{F,G}$ est l'effet de l'action du aux actions non sismiques,

$E_{F,E}$ est l'effet de l'action résultant de l'analyse pour la situation sismique de calcul.

Des méthodes plus précises sont acceptables, par exemple en établissant les effets sur la fondation des actions résultant du dimensionnement en capacité à partir d'une analyse statique non linéaire (Section 9.4.4).

12.3 Résistance sismique des fondations superficielles

12.3.1 Etats Limites Ultimes

Conformément aux critères de calcul à l'état limite ultime, les semelles doivent être vérifiées afin d'éviter la rupture par glissement et la rupture par perte de capacité portante. Les conditions indiquées ci après s'appliquent de façon indifférenciée aux semelles isolées, radiers et fondations en caissons.

The seismic capacity of non-dissipative foundations is assessed as follows. The seismic demand depends on the assumed structural design of the structure as indicated in EC8 Part 5⁴, Clause 5.3.1:

- For non dissipative structures the action effects on the foundation should be obtained from the analysis without capacity design considerations.
- For structures that are designed to dissipate energy during the earthquake, the action effects for the foundations E_{Fd} should be based on capacity design principles accounting for the development of possible overstrength; however, they do not need to exceed the action effects corresponding to an elastic behaviour of the superstructure (behaviour factor q equal to 1.0). As a simplified rule, for common foundations types such as strip footings and rafts, supporting more than one vertical element, the action effects can be calculated from equation 12.1. Less conservative rules are given in EC8 Part 1³, Clause 4.4.2.6.

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} E_{F,E} \quad (12.1)$$

where:

γ_{Rd} is the overstrength factor taken equal to 1.4

$E_{F,G}$ is the action effect due to non-seismic actions

$E_{F,E}$ is the action effect from the analysis of the seismic design situation.

More accurate methods are permissible, for example establishing the capacity design action effects on the foundation from a non-linear static analysis (Section 9.4.4).

12.3 Seismic capacity for shallow foundations

12.3.1 Ultimate limit state conditions

In accordance with the ultimate limit state design criteria, shallow foundations should be checked against failure by sliding and against bearing capacity failure. The provisions listed below equally apply to individual footings, raft foundations and box-type foundations.

12.3.2 Glissement

L'effort tranchant horizontal de calcul sur la fondation V_{Ed} doit être équilibré par la somme des contributions des trois quantités suivantes :

- (1) Valeur de calcul de la force de frottement F_{Rd} entre la base horizontale d'une semelle ou d'un radier et le sol. Pour des fondations situées au dessus de la nappe, F_{Rd} peut être calculée selon :

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M} \quad (12.2)$$

où :

- N_{Ed} est la force normale de calcul agissant sur la base horizontale,
- δ est l'angle de frottement de l'interface sol-structure sous la base de la semelle,
- γ_M est le coefficient partiel de matériau, pris à une valeur égale à celle applicable à $\tan \phi$.

Pour les fondations situées en dessous du niveau de la nappe phréatique, la valeur de calcul de la force de frottement doit être évaluée sur la base de la résistance non drainée de l'interface.

- (2) Valeur de calcul de la force de frottement E_{fd} entre les faces verticales de la fondation et le terrain, sous réserve que des dispositions adéquates soient prises sur site pour assurer un contact satisfaisant entre la fondation et le terrain (compactage du remblai contre les faces verticales de la semelle, coulage du béton directement contre les parements verticaux de la fouille).

- (3) Une fraction, inférieure à 30%, de la résistance découlant de la mobilisation de la butée passive totale des terres E_{pd} contre les faces de la fondation perpendiculaires à la direction de l'action sismique.

La valeur de calcul de la force horizontale agissant sur la fondation doit alors satisfaire l'inégalité :

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{fd} + 0.3E_{pd} \quad (12.3)$$

Pour les fondations situées au dessus du niveau de la nappe, et pour autant que les caractéristiques des sols ne soient pas altérées par la sollicitation sismique et que le glissement n'affecte pas le fonctionnement des réseaux connectés à la structure, un glissement limité peut être toléré, car il constitue un moyen efficace de dissipation de l'énergie.

Note Pour les semelles, une condition complémentaire sue V_{Ed} doit être remplie. Elle est donnée par l'équation 5.2 dans L'EC8 Partie 5⁴, Clause 5.4.1.1 (6)P.

12.3.2 Sliding

The design horizontal shear force on the foundation V_{Ed} should be taken as being resisted by the sum of the contributions from the following three mechanisms:

- (1) A design shear resistance F_{Rd} between the horizontal base of the footing or a foundation slab and the ground. For footings above the water table F_{Rd} can be calculated as:

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M} \quad (12.2)$$

where:

- N_{Ed} is the design normal force on the horizontal base
- δ is the structure-ground interface friction angle on the base of the footing
- γ_M is the partial factor for material property taken with the same value as for $\tan \phi$.

For foundations below the water table the design shearing resistance should be evaluated on the basis of the interface undrained shear strength.

- (2) A design shear resistance E_{fd} between the vertical sides of the foundation and the ground, provided appropriate measures are taken on site to ensure a proper bonding between the foundation and the ground (compaction of the backfill against the sides of the footing, pouring of concrete directly against the vertical soil face).

- (3) A fraction, not larger than 30%, of the passive resistance E_{pd} against the foundation faces perpendicular to the direction of the seismic action.

The design horizontal shear force on the foundation should then satisfy:

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{fd} + 0.3E_{pd} \quad (12.3)$$

For foundations above the water table, provided the soil properties remain unaltered during the earthquake and sliding does not affect the performance of lifelines connected to the structure, a limited amount of sliding may be tolerated because it is an efficient way of dissipating energy.

Note For footings, a complementary condition on V_{Ed} must be fulfilled. It is given in equation 5.2 in EC8 Part 5⁴, Clause 5.4.1.1 (6)P.

12.3.3 Capacité portante

La vérification de la capacité portante de la fondation doit être effectuée sous la combinaison de l'effet des actions appliquées N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed} et si possible de l'effet des forces d'inertie dans le sol support. L'Annexe F de l'EC8 Partie 5⁴, à laquelle il est possible de se référer, fournit une expression générale pour la vérification de la capacité portante d'une fondation filante superficielle reposant sur un sol purement cohérent ou purement pulvérulent.

Sur la base d'études récentes (par exemple Chatzigogos⁶¹), l'utilisation des équations de l'Annexe F de l'EC8 Partie 5⁴ peut être étendue à des fondations circulaires, en retenant pour N_{max} la valeur applicable aux fondations circulaires.

L'attention est attirée sur le fait que l'évaluation de la capacité portante doit prendre en compte les possibles dégradations de résistance, telle que celle induite par l'accroissement de pression interstitielle.

12.4 Dimensionnement structurel des fondations superficielles en béton

12.4.1 Effets des actions de calcul

Les éléments de fondation (semelles, longrines, radiers et murs de fondation) doivent être dimensionnés pour prévenir la formation de mécanismes dissipatifs se développant dans la fondation elle-même. À cette fin, des considérations de dimensionnement en capacité (Section 12.2) sont requises pour s'assurer que la résistance de la fondation n'est pas dépassée sous l'effet des actions correspondant à la plastification de la superstructure.

Dans les infrastructures de type caisson de structures dissipatives comportant des murs de contreventement en superstructure, des mesures spéciales doivent être prises pour les murs. Les infrastructures de type caisson consistent en un radier, un réseau de longrines ou des poutres de fondation au niveau de la fondation, des planchers à divers niveaux dans l'infrastructure et des murs périphériques, ainsi qu'éventuellement des murs internes. Les murs de la superstructure, qui doivent être poursuivis sans réduction d'épaisseur jusqu'à la base des fondations, sont dimensionnés pour que s'y développent des rotules plastiques juste au dessus du plus haut niveau de plancher de l'infrastructure. Pour ces murs, il est nécessaire de considérer que la zone critique s'étend dans l'infrastructure jusqu'à une profondeur h_{cr} , correspondant à la hauteur critique du mur de cisaillement donnée par les Equations 10.34 et 10.35 du Chapitre 10. La hauteur totale libre h_w du mur dans la partie en infrastructure doit être dimensionnée vis-à-

12.3.3 Bearing capacity

The bearing capacity of the foundation should be verified under a combination of applied action effects N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed} , and possibly the effect of the soil inertia forces in the supporting soil. Annex F of EC8 Part 5⁴ provides a general expression for the verification of the bearing capacity for shallow strip foundations resting on a purely cohesive or purely cohesionless medium, to which reference may be made.

Based on recent studies (for example Chatzigogos⁶¹), it is recommended that the equations in Annex F of EC8 Part 5⁴ can be extended to circular foundations, provided N_{max} takes the value applicable to circular foundations.

Attention must be paid to the fact that the evaluation of the bearing capacity should take into account possible strength degradations, such as those induced by pore pressure build up.

12.4 Structural design of shallow concrete foundations

12.4.1 Design actions effects

The foundation elements (footings, tie beams, raft slabs and foundation walls) should be designed to avoid dissipative mechanisms forming in the foundation structure itself. To achieve this, capacity design considerations (Section 12.2) are required to ensure that the foundation resistance is not exceeded under the actions corresponding to yield of the superstructure.

In box-type basements of dissipative structures supporting shear walls in the superstructure, special considerations are required in the walls. Box-type basements comprise a raft slab or grillage of tie-beams or foundation-beams at foundation level, slabs at the various basement levels, together with perimeter and possibly also internal walls. The shear walls in the superstructure, which should continue unreduced to the base of the foundation, are designed to develop plastic hinges just above the highest basement slab level. For these shear walls, the critical region should be considered to extend into the basement to a depth of h_{cr} , being the critical height of the shear wall given in Equations 10.34 and 10.35 in Chapter 10.

vis de l'effort tranchant en considérant un encastrement au sommet et une rotation en pied, conduisant à l'Equation 12.4 :

$$V_d = \gamma_{Rd} M_{Rd} / h_w \quad (12.4)$$

où :

M_{Rd} est le moment résistant de calcul en flexion à la base du mur, et

$$\gamma_{Rd} = 1,1.$$

12.4.2 Longrines et poutres de fondation

Pour éviter les effets des actions induites dans la superstructure par les déplacements horizontaux relatifs entre éléments de fondation, un dispositif de liaisonnement entre fondations doit être mis en œuvre (EC8 Partie 5^e Clause 5.4.1.2). Ce dispositif de liaisonnement n'est pas obligatoire pour la classe de sol A, quel que soit le niveau de sismicité de la région ou pour la classe de sol B (dans les régions de faible sismicité). Ce dispositif de liaisonnement peut être réalisé avec des longrines ou des longrines noyées dans les radiers de fondation. Les poutres ou tirants du premier niveau peuvent être considérées comme jouant le rôle de longrines si la distance au sommet du massif des pieux ou à la base des éléments de fondation est inférieure à 1,0m. Pour les semelles ou les pieux, les longrines ou les radiers de fondation doivent reposer sur les éléments de fondation sans interposition de poteau court. Un plancher de fondation peut tenir lieu de longrines s'il est situé à moins de 1,0m de la face inférieure des semelles ou des massifs des pieux.

Les actions à prendre en compte pour le dimensionnement structurel des longrines sont celles résultant de l'analyse de la structure agissant conjointement avec les forces axiales suivantes (EC8 Partie 5 Clause 5.4.1.2), fonctions de la classe de sol :

- Force axiale pour la classe de sol B :
+/- 0,3 ($a_g/9,8$) $S N_{Ed}$ (12.5)
- Force axiale pour la classe de sol C :
+/- 0,4 ($a_g/9,8$) $S N_{Ed}$ (12.6)
- Force axiale pour la classe de sol D :
+/- 0,6 ($a_g/9,8$) $S N_{Ed}$ (12.7)

où N_{Ed} est la force verticale moyenne sous la combinaison sismique des actions pour les éléments verticaux connectés à la fondation, a_g est l'accélération de calcul du sol (m/s^2) (voir Section 8.2) et S est le coefficient de sol (voir Section 8.4).

The full free height h_w of the wall within the basement should be dimensioned for shear considering a fixed connection at the top and a hinge at the bottom, leading to Equation 12.4:

$$V_d = \gamma_{Rd} M_{Rd} / h_w \quad (12.4)$$

where:

M_{Rd} is the design flexural resistance at the base of the wall, and

$$\gamma_{Rd} = 1.1.$$

12.4.2 Tie beams and foundation beams

To prevent the effects of actions induced in the structure by relative horizontal displacements between foundation elements, a tying system should be provided (EC8 Part 5⁴ Clause 5.4.1.2). This tying system is not required for ground type A in regions of all levels of seismicity or (for regions of low seismicity) ground type B. This tying system can be achieved by tie-beams or tie-zones in foundation slabs. Beams or ties in the first floor can be considered as tie beams if the distance to the top of pile cap or bottom of foundation elements is lower than 1.0m. In the case of footings or piles, tie beams or foundation slabs should bear directly on top of foundation elements without stub columns. A foundation slab may replace the tie-beams, provided that it is located within 1.0m from the bottom face of the footings or pile caps.

The actions to be considered for the structural design of tie beams are those obtained from the structural analysis acting together with the following axial forces (EC8 Part 5 Clause 5.4.1.2), depending on ground type:

- Axial force for ground type B:
+/- 0.3 ($a_g/9.8$) $S N_{Ed}$ (12.5)
- Axial force for ground type C:
+/- 0.4 ($a_g/9.8$) $S N_{Ed}$ (12.6)
- Axial force for ground type D:
+/- 0.6 ($a_g/9.8$) $S N_{Ed}$ (12.7)

where N_{Ed} is the mean vertical force under seismic combination of actions for the vertical elements connected to the foundation, a_g is the design ground acceleration (m/s^2) (see Section 8.2) and S is the soil factor (see Section 8.4).

Les dimensions minimales et le pourcentage d'armatures pour les longrines et les poutres de fondation sont :

- Largeur de la section $b_{w,min} = 0,15\text{m}$ [0,25m] pour les bâtiments jusqu'à trois niveaux, et **0,30m** [0,25m] pour quatre niveaux et plus;
- Hauteur de la section $h_{w,min} = 0,20\text{m}$ [0,40m] (ou **0,15m** mais avec $b_{w,min} = 0,20\text{m}$), pour les bâtiments jusqu'à trois niveaux, et **0,30m** [0,50m] pour quatre niveaux et plus ;
- Armatures longitudinales sur les faces supérieure ou inférieure, totalement ancrées dans la fondation ou dans la longrine au-delà de la fondation, au total : $\rho_{b,min} = 0,4\%$ [0,4%].

Quand des dalles de fondation relient des semelles isolées ou des massifs de pieux, l'épaisseur et le pourcentage d'armatures doivent être au moins égaux à :

- épaisseur $t_{min} = 0,12\text{m}$ [0,2m];
- armatures en face supérieure et en face inférieure, totalement ancrées dans la fondation ou dans l'épaisseur de la dalle au-delà de la fondation : $\rho_{s,min} = 0,4\%$ [0,2%].

12.5 Dimensionnement des fondations sur pieux

12.5.1 Analyse sismique

12.5.1.1 Effets de l'action sismique sur les pieux

Par rapport aux fondations superficielles, les effets suivants doivent être pris en compte pour les fondations sur pieux sous sollicitation sismique :

- Forces d'inerties (voir la Section 12.5.1.2 ci après)
- Forces cinématiques, dans certains cas (voir la Section 12.5.1.2 ci après)
- Interaction sol structure, dans certains cas (voir la Section 12.5.1.3 ci après)

12.5.1.2 Forces cinématiques et inertielles

Les forces inertielles dans les pieux proviennent de la réponse dynamique de la superstructure et doivent toujours être prises en compte.

Les effets de l'action due à l'interaction cinématique doivent être calculés lorsque les trois conditions suivantes sont simultanément remplies :

- Les structures fondées sur pieux sont de catégorie d'importance III or IV (voir la Section 8.2).
- La classe de sol est de type D (voir la Section 8.3) et comporte des couches consécutives dont les rigidités diffèrent notablement, telle qu'une couche d'argile molle surmontant le rocher.
- L'accélération du sol en surface ($a_g S$) est plus grande que 1m/s^2 .

The minimum dimensions and reinforcement ratio for tie-beams and foundations-beams are :

- cross sectional width $b_{w,min} = 0,25\text{m}$ [0,25m];
- cross sectional depth $h_{w,min} = 0,4\text{m}$ [0,4m] for buildings with up to three storeys and **0,5m** [0,5m] for 4 storeys or more;
- longitudinal reinforcement at top and bottom, fully anchored in the foundation or in the tie-beam beyond the foundation : $\rho_{b,min} = 0,4\%$ [0,4%].

When foundation slabs connect individual footings or pile caps, the thickness and reinforcement ratio should be at least:

- thickness $t_{min} = 0,2\text{m}$ [0,2m];
- reinforcement at top and bottom, fully anchored in the foundation or in the slab depth beyond the foundation : $\rho_{s,min} = 0,2\%$ [0,2%].

12.5 Design of piled foundations

12.5.1 Seismic analysis

12.5.1.1 Seismic action effects in piles

In contrast to shallow foundations, the following effects should be considered in piled foundations under seismic loading:

- Inertia forces (see Section 12.5.1.2 below)
- Kinematic forces, under certain circumstances (see Section 12.5.1.2 below)
- Soil structure interaction, under certain circumstances (see Section 12.5.1.3 below)

12.5.1.2 Inertia and kinematic forces

Inertia forces in piles arise due to the dynamic response of the superstructure and must always be considered.

Action effects due to kinematic interaction should be calculated when all three of the following conditions are met:

- the structures supported by the piles belong to Importance Class III or IV (see Section 8.2)
- the ground profile is of type D (see Section 8.3) and contains consecutive layers of sharply differing stiffnesses, such as a soft layer overlying the bedrock
- the peak ground surface acceleration ($a_g S$) exceeds 1m/s^2 .

Il est noté que, la plupart du temps sous sollicitation sismique, les fondations superficielles sont dimensionnées uniquement pour reprendre les forces d'inertie émanant de la superstructure. En revanche, les pieux et puits doivent reprendre des efforts ayant deux origines :

- les forces d'inertie développées dans la superstructure et transférées à la fondation,
- les forces cinématiques provenant de la déformation du sol environnant engendrée lors du passage des ondes sismiques.

Bien que l'EC8 ne fournisse aucune indication pour le calcul des moments de flexion d'origine cinématique, et sous réserve que les pieux puissent être considérés comme flexibles par rapport au sol environnant, une évaluation approchée peut être obtenue en calculant la courbure en champ libre et en imposant cette courbure aux pieux. Lorsque les pieux sont rigides par rapport au sol, cette méthode peut être excessivement conservatrice et une véritable analyse dynamique d'interaction sol pieu est requise.

12.5.1.3 Interaction sol structure

L'interaction sol structure doit toujours être considérée pour les fondations sur pieux.

Il est noté que l'interaction sol structure pour les structures sur pieux peut être prise en compte de deux façons différentes :

- soit en représentant la rigidité et l'amortissement du sol et des pieux par la rigidité en tête de pieu, pour laquelle des formules approchées sont données dans l'annexe C de l'EC8 Partie 5⁴,
- soit en modélisant le pieu par des éléments de poutre connectés à des ressorts (et amortisseurs) représentant l'interaction entre le sol et le pieu.

La première approche ne fournit que les efforts en tête de pieu, qui doivent être redistribués le long du pieu pour obtenir les efforts internes à celui-ci. La deuxième approche donne directement les efforts internes au pieu résultant de l'interaction inertielle.

Dans les deux approches de modélisation, il convient de porter attention :
 – aux effets des non linéarités locales qui se développent le long du fût du pieu et réduisent l'appui latéral,
 – à l'effet de groupe dynamique (interaction pieu-sol-pieu),
 – à la rigidité de la connexion entre la tête de pieu et le massif de tête.

Tous ces facteurs affectent fortement la réponse dynamique de fondations sur pieux. Il n'existe aucune solution totalement acceptable pour appréhender ces problèmes et seules des solutions approchées peuvent être mises en œuvre. Par exemple, l'effet de groupe dynamique est plus facilement pris en compte avec les rigidités en tête de pieux, alors que les non linéarités locales sont plus facilement modélisées avec des ressorts distribués.

It may be observed that most of the time under seismic excitation, shallow foundations are only designed to carry the inertia forces coming from the superstructure. By contrast, piles and pier foundations have to withstand forces from two different origins:

- inertia forces developed in the superstructure and transferred back to the foundation,
- kinematic forces arising from the deformation of the surrounding soil due to the passage of the seismic waves.

Although EC8 does not provide any indication for the calculation of the kinematic bending moments, and provided the piles are flexible with respect to the surrounding soil, an approximate solution can be obtained by computing the free field curvatures and by imposing these curvatures on the piles. When the piles are stiff with respect to the ground, this method may be overly conservative and a true dynamic soil pile analysis is required.

12.5.1.3 Soil structure interaction

Soil structure interaction must always be considered in piled structures.

It may be observed that soil structure interaction in pile structures can be accounted for in two different ways:

- either by representing the stiffness and damping of the soil and piles with a pile head stiffness for which approximate formulae are provided in annex C of EC8 Part 5⁴,
- or by modelling the pile with beam elements connected to springs (and dashpots) representing the interaction between the soil and the pile.

The first technique only provides the pile head forces, which need to be redistributed along the pile length to yield the pile internal forces. The second technique directly provides the pile internal forces due to inertial interaction.

In both modelling techniques attention should be paid to the following:

- local non-linear effects that develop along the pile shaft and reduce the lateral support
- the dynamic pile group effect (pile-soil-pile interaction)
- the stiffness of the connection between the pile cap and the pile heads.

All these factors strongly affect the dynamic response of piled foundations. There is no totally acceptable solution to solve all these problems and only approximate solutions can be implemented. For instance, the dynamic group effect is more easily taken into account with the pile head stiffness, whereas local non-linearities are more easily modelled with distributed soil springs.

12.5.2 Dimensionnement et dispositions constructives

En principe, les pieux doivent être dimensionnés pour demeurer élastiques sous la sollicitation sismique. Cependant, cette exigence peut s'avérer très sévère et difficile à satisfaire à la connexion entre les pieux et le massif de tête, où des moments de flexion élevés se développent dans l'hypothèse d'un comportement élastique. La possibilité de formation d'une rotule plastique à cette connexion est par suite tolérée. Pour les pieux en béton, cette zone de rotule plastique doit être dimensionnée comme pour un poteau suivant la Clause 5.8.4 de l'EC8 Partie 1³.

Pour satisfaire le troisième principe général énuméré dans la Section 12.1, les têtes de pieux ou les massifs de tête doivent être reliés par des longrines ou par une dalle de fondation appropriée. Le dimensionnement de la longrine doit suivre les règles données dans la Section 12.4.2 pour les fondations superficielles.

Il est recommandé de ne pas utiliser de pieux inclinés en situation sismique, car ils peuvent induire des torsions parasites s'ils ne sont pas disposés symétriquement autour d'un axe vertical. De plus, travaillant principalement en compression – traction, ils constituent un système moins ductile que des pieux verticaux travaillant en flexion. Néanmoins, si l'utilisation de pieux inclinés est retenue, les pieux doivent être dimensionnés de façon à reprendre non seulement les charges axiales mais également les moments de flexion engendrés par exemple par les tassements des terrains. Il est recommandé de se reporter au guide AFPS²⁰ pour plus de conseils.

12.5.2 Design and detailing

Piles should in principle be designed to remain elastic under the seismic action. However, this requirement may be very severe and difficult to meet at the connection between the piles and the pile cap where high bending moments develop under elastic behaviour. Allowance for the development of a plastic hinge at this connection is therefore permitted. In concrete piles, this region of plastic hinge should then be designed as a column to Clause 5.8.4 of EC8 Part 1³.

To satisfy the third general principle listed in Section 12.1, pile heads or pile caps should be linked with tie beams or with an adequate foundation slab. The tie beam design should follow the rules provided in Section 12.4.2 for shallow foundations.

It is recommended that inclined piles should not usually be employed in seismic situations because they may induce parasitic torsional motions if they are not arranged symmetrically around a vertical axis. In addition, working essentially in tension-compression they constitute a less ductile system than vertical piles working in bending. If nevertheless inclined piles are chosen, they must be designed to carry not only the axial forces but also the bending loads arising for example from the soil settlements. It is recommended that reference be made to an AFPS guide²⁰ for further guidance.

13 Joints sismiques

Les déplacements sismiques induits par le séisme de calcul, calculés comme indiqué dans la Section 9.3.5, ne doivent pas donner naissance à des entrechoquements du bâtiment avec des structures adjacentes ou entre des unités structurellement indépendantes du même bâtiment.

Cette prescription peut être considérée comme satisfaite si les conditions 1 ou 2 ci-dessous sont remplies. Les déplacements doivent être calculés suivant les indications de la Section 9.3.5.

- (1) Pour les bâtiments, ou unités structurellement indépendantes, appartenant à différentes propriétés, la distance entre la limite de propriété et les points d'impact potentiel ne doit pas être inférieure au déplacement maximal horizontal du bâtiment au niveau correspondant.
- (2) Pour les bâtiments, ou unités structurellement indépendantes, appartenant à la même propriété, la distance entre eux ne doit pas être inférieure à la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) des déplacements horizontaux maximaux des deux bâtiments, ou unités, aux niveaux correspondants.

Si les niveaux des planchers du bâtiment ou des unités indépendantes considérées sont les mêmes que ceux des bâtiments adjacents, ou unités, la distance minimale définie ci-dessus peut être réduite par un facteur 0,7. Il est noté que ce facteur de réduction de 0,7 introduit un risque de dommage localisé et non structurel dû à l'entrechoquement entre structures adjacentes sous le séisme de calcul. Cependant le risque d'effondrement lié à l'entrechoquement est fortement réduit lorsque les planchers susceptibles d'entrer en contact sont situés au même niveau, par opposition au cas de planchers situés à des niveaux différents.

Selon la clause 8.3.2 des PS92¹⁰, il est recommandé de retenir une largeur minimale de joint de 4 ou 6cm suivant la zone de sismicité. Lors du dimensionnement des joints dans des structures irrégulières, il convient de prendre en considération l'effet des déplacements dus à la torsion.

13 Seismic joints

Seismically induced deflections under the design earthquake, calculated as described in Section 9.3.5, must be shown not to give rise to pounding damage across joints within a building structure, or between adjacent structures.

This requirement can be taken as satisfied by meeting condition 1 or 2 below, as applicable. The displacement should be calculated from Section 9.3.5.

- (1) For buildings or structurally independent units belonging to different properties, the distance from the property line to the potential points of impact should be not less than the maximum horizontal displacement of the building at the corresponding level.
- (2) For buildings, or structurally independent units, belonging to the same property, the distance between them should not be less than the square root of the sum of the squares (SRSS) of the maximum horizontal displacements of the two buildings or units at the corresponding level.

If the floor elevations of the building or independent unit under design are the same as those of the adjacent building or unit, the minimum distance defined above may be reduced by a factor of 0.7. *It may be observed that this reduction factor of 0.7 introduces some risk of localised and non-structural damage due to impact between the adjacent structures in the design event. However the risk of collapse caused by impact is greatly reduced where the impacting floor slabs coincide in level, compared to the case of slabs at different levels.*

Following PS92¹⁰ Clause 8.3.2, it is recommended to use a minimum joint width of 4 or 6cm, depending on the seismicity of the area. When sizing joints in irregular structures, due consideration should be taken of the effect of torsional displacements.

14 Limitation des dommages

Il est noté que le critère de limitation des dommages de l'EC8 Partie 1³ décrit dans la Section 4.3 est généralement satisfait en respectant le déplacement relatif entre étages (c.à.d. le déplacement relatif entre un étage et le suivant) défini ci-dessous. Cependant, des vérifications complémentaires peuvent être nécessaires pour les bâtiments de grande importance pour la protection civile ou pour ceux contenant des équipements sensibles. Dans les bâtiments de grande hauteur non contreventés, la prescription visant à fournir une rigidité latérale suffisante pour limiter le déplacement relatif entre étages peut être plus onéreuse que la prescription visant à conférer de la résistance vis-à-vis des efforts latéraux.

Les limitations portant sur les déplacements relatifs entre étages données dans l'EC8 Partie 1 Clause 4.4.3.2 sont les suivantes.

- (a) Pour les bâtiments comportant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure :

$$d_r \nu \leq 0,005h \quad (14.1)$$

- (b) Pour les bâtiments comportant des éléments non structuraux ductiles :

$$d_r \nu \leq 0,0075h \quad (14.2)$$

- (c) Pour les bâtiments comportant des éléments non structuraux fixés de manière à ne pas interférer avec les déformations de la structure ou ne comportant pas d'éléments non structuraux :

$$d_r \nu \leq 0,010h \quad (14.3)$$

où :

d_r est le déplacement relatif de calcul entre étages, calculé comme indiqué dans la Section 9.3.5 ;

h est la hauteur de l'étage ;

ν est le coefficient de réduction qui prend en compte la plus faible période de retour de l'action sismique associée au critère de limitation des dommages.

$\nu = 0,4$ [0,4] pour les catégories d'importance III et IV (voir le Tableau 8.1),

$\nu = 0,4$ [0,5] pour les catégories d'importance I and II (voir le Tableau 8.1).

14 Damage limitation

It may be observed that the damage limitation of EC8 Part 1³ described in Section 4.3 is generally satisfied by meeting the inter-storey drifts (i.e. relative deflections between one storey and the next) set out below. However, additional verifications may be necessary for buildings of high importance for civic protection or those containing sensitive equipment. In tall unbraced buildings, the requirement to provide sufficient lateral stiffness to limit inter-storey drifts may prove more onerous than the requirement to provide lateral strength.

The limitations on inter-storey drift given in EC8 Part 1 Clause 4.4.3.2 are as follows.

- (a) for buildings having non-structural elements of brittle materials attached to the structure:

$$d_r \nu \leq 0.005h \quad (14.1)$$

- (b) for buildings having ductile non-structural elements:

$$d_r \nu \leq 0.0075h \quad (14.2)$$

- (c) for buildings having non-structural elements fixed in a way so as not to interfere with structural deformations, or without non-structural elements:

$$d_r \nu \leq 0.010h \quad (14.3)$$

where:

d_r is the design inter-storey drift, calculated as described in Section 9.3.5

h is the storey height

ν is the reduction factor which takes into account the lower return period of the seismic action associated with the damage limitation requirement.

$\nu = [0.4]$ for importance classes III and IV (see Table 8.1)

$\nu = [0.5]$ for importance classes I and II. (see Table 8.1).

Il est noté que les valeurs recommandées pour ν impliquent que les mouvements sismiques de calcul pour l'état limite de limitation des dommages sont reliés aux mouvements sismiques associés à la période de retour de 475 ans comme indiqué dans le Tableau 14.1. Le tableau donne aussi des estimations des périodes de retour, basées sur la note de l'EC8 Partie 1³ Clause 2.1(4), utilisant pour l'exposant k défini dans cette clause la valeur $k=2,3$. Les périodes de retour correspondant à la limitation des dommages dans les zones de faible sismicité devraient être plus longues, si les mêmes valeurs de ν et γ_1 sont adoptées, alors que les périodes de retour dans les zones de forte sismicité pourraient être plus courtes.

Aucune période de retour n'est mentionnée par les Autorités Françaises pour la définition des actions sismiques relatives à la limitation des dommages. En conséquence, le Tableau 14.1 n'est pas applicable à la situation française.

L'Annexe Nationale du Royaume-Uni stipule : "Pour les bâtiments de conséquence CC3, les déplacements relatifs entre étages doivent être vérifiés vis-à-vis des limites spécifiées en utilisant la valeur recommandée du facteur de réduction ν " (les bâtiments de conséquence CC3 sont définis dans la Section 8.2). Le PD 6698:2009¹ indique que, dans la plupart des cas au Royaume Uni, le niveau des mouvements de calcul appropriés pour la vérification de limitation des dommages est suffisamment faible pour que cet état limite ne soit pas prépondérant. Cependant, la vérification du déplacement relatif entre étages est toujours souhaitable, particulièrement pour des considérations de prévention d'effondrement plutôt que de limitation des dommages.

Tableau 14.1 Facteurs de réduction à appliquer au mouvement sismique de période de retour 475 ans pour l'Etat Limite de Limitation des Dommages

Catégorie d'importance	Coefficient d'importance γ_1	Coefficient de réduction ν	Mouvement sismique de limitation des dommages par référence au mouvement à 475 ans de période de retour $\gamma_1 \nu$	Période de retour approximative pour le critère de limitation des dommages
IV	1,4	0,4	0,56	125 ans
III	1,2	0,4	0,48	88 ans
II	1,0	0,5	0,50	96 ans
I	0,8	0,5	0,40	58 ans

It may be observed that the recommended values of ν imply that the design ground motions for the damage limitation limit state are related to the 475 year motions as shown in Table 14.1. The table also estimates the associated return periods, based on the note to EC8 Part 1³ Clause 2.1(4), using the exponent k defined in that clause as $k=2.3$. The damage limitation return periods in areas of low seismicity would be expected to be longer, if the same values of ν and γ_1 are adopted, while the return periods in areas of very high seismicity might be shorter.

A return period is not referred to by the French Authorities in the definition of seismic actions for the damage limitation limit state. Therefore Table 14.1 is not applicable to the French situation.

The UK National Annex states: "In consequence class CC3 buildings, storey drifts should be checked against the specified limits using the recommended values of reduction factor ν ". (Consequence class CC3 is defined in Section 8.2). PD 6698:2009¹ advises that in most cases, the level of design motions appropriate for damage limitation considerations in the UK is sufficiently low that this limit state will not govern. However, a check on storey drifts is still advisable, primarily for considerations of collapse prevention rather than damage limitation.

Table 14.1 Reduction factors on 475 year motions for Damage Limitation limit state

Importance Class	Importance factor γ_1	Reduction factor ν	Damage Limitation (475 year motions) $\gamma_1 \nu$	Approx return period for Damage Limitation limit state
IV	1.4	0.4	0.56	125 years
III	1.2	0.4	0.48	88 years
II	1.0	0.5	0.50	96 years
I	0.8	0.5	0.40	58 years

15 Éléments non structuraux

15.1 Considérations générales

Il est noté que les éléments non structuraux peuvent se rompre lors d'un séisme, à cause des accélérations ou des déformations qui leur sont imposées. Les éléments non structuraux doivent être protégés vis-à-vis de la rupture si celle-ci présente un risque pour les personnes ou si elle affecte le comportement de la structure ou si elle met en cause des fonctions essentielles. Les éléments non structuraux sont définis ici comme des éléments qui ne sont pas conçus comme participant au système de contreventement, ni au système porteur. Néanmoins, certains éléments non structuraux, tels les grands réservoirs d'eau ou les cheminées, peuvent eux-mêmes constituer une structure. Les panneaux de remplissage en maçonnerie dans les ossatures en acier ou en béton sont aussi qualifiés de "non structuraux", mais leur interaction avec le système de contreventement primaire nécessite d'être examiné avec soin – voir la Section 15.3.2.

15.2 Protection des éléments non structuraux sensibles à l'accélération

15.2.1 Introduction

La Clause 4.3.5 de l'EC8 Partie 1³ définit les règles suivantes de vérification des éléments non structuraux et de leurs supports.

15.2.2 Procédure simplifiée

Les éléments d'importance particulière ou dont la rupture aurait des conséquences particulières doivent être vérifiés sur une base rationnelle adaptée, par exemple en utilisant des spectres de plancher (c.-à-d. les spectres de réponse du mouvement de leur point d'ancrage lors du séisme de calcul). Il est recommandé d'adopter la méthode complète proposée en annexe 9.4 du Cahier Technique AFPS n°28⁶² dans le cas d'une installation ou d'un équipement pour lesquels seulement un dommage limité est acceptable. Dans les autres cas, des procédures simplifiées sont autorisées, telle celle donnée ci-après.

15 Non-structural elements

15.1 General considerations

It may be observed that non-structural elements may fail in an earthquake as a result of either the accelerations or the deformations imposed on them. Non-structural elements must be protected against failure in cases where failure would cause risk to people or affect the main building structure or jeopardise essential services. 'Non-structural elements' are defined here as components which are not designed as part of the main lateral load or gravity supporting system. However, some non-structural elements, such as large water storage tanks or chimneys, may constitute substantial structure in their own right. Masonry infill panels in steel or concrete frames are also described as 'non-structural elements'; but their interaction with the primary lateral load resisting structure needs careful consideration – see Section 15.3.2.

15.2 Protection of acceleration-sensitive non-structural elements

15.2.1 Introduction

Clause 4.3.5 of EC8 Part 1³ provides the following rules for checking non-structural elements and their supports.

15.2.2 Simplified procedure

Elements of particular importance or with particular consequences of failure should be checked on a suitable rational basis, for example using 'floor response spectra' (i.e. the response spectra of motions at their attachment point during the design earthquake). It is recommended that in the case of special plant or equipment where only limited failure or damage is acceptable, the detailed method proposed in annex 9.4 of Cahier Technique AFPS n°28⁶² may be adopted. For other cases, simplified procedures are allowed, for example as set out below.

Les effets de l'action sismique peuvent être déterminés en appliquant à l'élément non structural une force horizontale F_a telle que définie ci-après :

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad (15.1)$$

où :

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

W_a est le poids de l'élément ;

S_a est le coefficient sismique applicable aux éléments non structuraux (voir la Section 15.2.3 ci-dessous) ;

γ_a est le coefficient d'importance de l'élément (voir la Section 15.2.4 ci-dessous) ;

q_a est le coefficient de comportement de l'élément, voir le Tableau 15.1.

15.2.3 Coefficient sismique

Le coefficient sismique S_a peut être calculé par l'expression suivante :

$$S_a = \frac{a_g S}{g} \left[\frac{3(1+z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0.5 \right] \quad (15.2)$$

où :

a_g est l'accélération de sol de calcul sur un sol de type A ;

g est l'accélération de la gravité (9.81 m/s²) ;

S est le coefficient de sol ;

T_a est la période fondamentale de l'élément non structural, déterminée par la mesure ou par le calcul. Il est noté qu'il est toujours conservatif de supposer $T_a = T_1$;

T_1 est la période fondamentale du bâtiment dans la direction considérée ;

z est la hauteur de l'élément non structural par rapport à la base effective du bâtiment (sommet de la fondation ou d'un soubassement rigide) ; et

H est la hauteur du bâtiment comptée à partir de la base effective du bâtiment.

La valeur du coefficient sismique S_a ne doit pas être prise inférieure à $a_g/g \cdot S$. L'Equation 15.2 peut être non conservative pour des éléments non structuraux ayant une très longue période et il est recommandé de limiter à 2 la valeur de (T_a/T_1) dans l'Equation 15.2.

Il est noté que le rapport $\frac{S_a}{(a_g S/g)}$ (coefficient sismique divisé par l'accélération réduite maximale du sol) prend les valeurs données dans le Tableau 15.1 pour certaines situations particulières.

The effects of the seismic action may be determined by applying to the non-structural element a horizontal force F_a which is defined as follows:

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad (15.1)$$

where:

F_a is the horizontal seismic force, acting at the centre of mass of the non-structural element in the most unfavourable direction

W_a is the weight of the element

S_a is the seismic coefficient applicable to non-structural elements, (see Section 15.2.3 below)

γ_a is the importance factor of the element, (see Section 15.2.4 below)

q_a is the behaviour factor of the element, see Table 15.1.

15.2.3 Seismic coefficient

The seismic coefficient S_a may be calculated using the following expression:

$$S_a = \frac{a_g S}{g} \left[\frac{3(1+z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0.5 \right] \quad (15.2)$$

where :

a_g is the design ground acceleration on type A ground

g is the acceleration of gravity (9.81m/s²)

S is the soil factor

T_a is the fundamental vibration period of the non-structural element, determined by measurement or by calculation. It may be observed that it is always conservative to assume $T_a = T_1$

T_1 is the fundamental vibration period of the building in the relevant direction

z is the height of the non-structural element above the effective base of the building (top of foundation or rigid basement) and

H is the building height measured from the effective base.

The value of the seismic coefficient S_a may not be taken less than $a_g/g \cdot S$. Equation 15.2 may be unconservative for very long period non-structural elements, and it is recommended that the value of (T_a/T_1) in Equation 15.2 should be limited to a maximum of 2.

It may be observed that the ratio $\frac{S_a}{(a_g S/g)}$ (seismic coefficient divided by normalised peak ground acceleration) is equal to the values in Table 15.1 in particular cases.

Tableau 15.1 Valeurs typiques du coefficient sismique pour les éléments non structuraux

z/h (hauteur relative de l'élément non structural dans le bâtiment)	T_a/T_1 (période de l'élément non structural divisée par la période fondamentale du bâtiment)	S_a ($a_g S/g$) (coefficient sismique divisé par l'accélération réduite maximale du sol)
0 (rez-de-chaussée)	0 (rigide)	1,0
	0,5	1,9
	1,0	2,5
	1,5	1,9
0,5 (mi-hauteur)	0 (rigide)	1,75
	0,5	3,1
	1,0	4,0
	1,5	3,1
1 (sommet du bâtiment)	0 (rigide)	2,5
	0,5	4,3
	1,0	5,5
	1,5	4,3

15.2.4 Coefficients d'importance

Pour les éléments non structuraux ci-dessous, le coefficient d'importance γ_a ne doit pas être inférieur à 1,5 :

- éléments d'ancrage des machineries et des équipements nécessaires aux systèmes de sécurité vitaux ;
- réservoirs et bidons contenant des substances toxiques ou explosives considérées comme dangereuses pour les personnes.

Dans tous les autres cas, le coefficient d'importance γ_a de l'élément non structural peut être pris égal à $\gamma_a = 1,0$.

15.2.5 Coefficient de comportement

Des valeurs maximales du coefficient de comportement q_a pour les éléments non structuraux sont données dans le Tableau 15.2.

Table 15.1 Typical values of seismic coefficient for non-structural elements

z/h (relative height in building of non-structural element)	T_a/T_1 (vibration period of non-structural element divided by fundamental building period)	S_a ($a_g S/g$) (seismic coefficient divided by normalised peak ground acceleration)
0 (ground level)	0 (rigid)	1.0
	0.5	1.9
	1.0	2.5
	1.5	1.9
0.5 (mid-height)	0 (rigid)	1.75
	0.5	3.1
	1.0	4.0
	1.5	3.1
1 (top of building)	0 (rigid)	2.5
	0.5	4.3
	1.0	5.5
	1.5	4.3

15.2.4 Importance factors

For the following non-structural elements the importance factor γ_a should not be less than 1.5:

- anchorage elements of machinery and equipment required for life safety systems
- tanks and vessels containing toxic or explosive substances considered to be hazardous to the safety of the general public.

In all other cases the importance factor γ_a of non-structural elements may be assumed to be $\gamma_a = 1.0$.

15.2.5 Behaviour factors

Upper limit values of the behaviour factor q_a for non-structural elements are given in Table 15.2.

Tableau 15.2 Valeurs de q_a pour les éléments non structuraux

Type d'élément non structural	q_a
Parapet ou ornement en console Enseigne ou panneau d'affichage Cheminée, mât ou réservoir sur pieds se comportant en console non contreventées sur plus de la moitié de leur hauteur totale ^a	1,0
Murs extérieurs ou intérieurs Cloisons et façades Cheminée, mât ou réservoir sur pieds se comportant en consoles non contreventées sur moins de la moitié de leur hauteur totale, ou butonnés ou guidés par la structure au dessus de leur centre de masse ^a Éléments d'ancrage pour les armoires et bibliothèques permanentes sur plancher Éléments d'ancrage pour les faux plafonds et les appareils d'éclairage	2,0
Note a Il est noté que ce tableau est adapté au dimensionnement d'ancrages d'éléments relativement mineurs, mais les cheminées et mâts importants doivent être dimensionnés suivant l'EC8 Partie 6 ⁶³ et les réservoirs importants suivant l'EC8 Partie 4 ⁶⁴ .	

15.3 Protection des éléments non structuraux sensibles au déplacement relatif

15.3.1 Généralités

Il est noté que les éléments non structuraux tels les bardages ou les maçonneries de remplissage des portiques sont sensibles aux déformations relatives imposées lors du mouvement sismique, de même que les tuyauteries, les gaines et autres éléments linéaires, notamment lorsqu'ils entrent ou passent d'une structure à l'autre. Des dispositions peuvent être prises pour concevoir ces éléments de telle sorte que les mouvements relatifs entre la structure et les éléments non structuraux lors du séisme n'affectent pas les éléments non structuraux, tout en les maintenant suffisamment vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux. Massey et Megget⁶⁵ proposent des solutions pour atteindre ces objectifs.

Quand aucune disposition particulière n'est prise, la limitation des déplacements relatifs entre étages donnée dans la Chapitre 14 permet d'assurer une certaine protection. Des règles spéciales pour les remplissages de maçonnerie qui ne sont pas séparés des ossatures en portique sont données dans la Section suivante. Les lignes de tuyauterie sont couvertes par l'EC8 Partie 4⁶⁴, mais ne sont pas traitées plus avant dans le présent Manuel.

Table 15.2 Values of q_a for non-structural elements

Type of non-structural element	q_a
Cantilevering parapets or ornamentations Signs and billboards Chimneys, masts and tanks on legs acting as unbraced cantilevers along more than one half of their total height ^a	1.0
Exterior and interior walls Partitions and façades Chimneys, masts and tanks on legs acting as unbraced cantilevers along less than one half of their total height, or braced or guyed to the structure at or above their centre of mass ^a Anchorage elements for permanent cabinets and book stacks supported by the floor Anchorage elements for false (suspended) ceilings and light fixtures	2.0
Note a It is observed that this table is adequate for the design of anchorage of relatively minor elements, but major chimneys and masts should be designed with reference to EC8 Part 6 ⁶³ and major tanks with reference to EC8 Part 4 ⁶⁴ .	

15.3 Protection of drift-sensitive non-structural elements

15.3.1 General

It may be observed that non-structural elements such as cladding and masonry infill within frames are sensitive to the relative deformations imposed on them during earthquakes, as are pipelines, trunking and other linear elements, particularly where they enter or cross between structures. Provision may be made to detail these elements so that relative movement between the structure and non-structural element during an earthquake does not distress the non-structural element, whilst maintaining adequate restraint against vertical and horizontal forces. Massey and Megget⁶⁵ provide possible details for achieving this.

Where no special detailing measures are undertaken, the inter-storey drift limits set out in Chapter 14 offer some protection. Special rules for masonry infill which are not specially separated from moment resisting frames are discussed in the next section. Pipelines are covered by EC8 Part 4⁶⁴, but not dealt with further in this Manual.

15.3.2 Maçonneries de remplissage au contact d'ossatures en acier ou en béton

15.3.2.1 Définitions

Ces règles s'appliquent aux remplissages en maçonnerie introduits dans les ossatures en acier ou en béton après la construction de l'ossature et qui sont en contact avec elle sans qu'aucune disposition ne soit prise pour assurer une séparation flexible. Leur contribution à la résistance sismique est négligée dans le dimensionnement, bien que leur effet éventuel sur la réponse sismique globale de la structure doive être pris en considération, comme indiqué dans les Sections suivantes.

Les règles sont obligatoires pour les structures de la classe DCH et conseillées pour les structures des classes DCM et DCL, mais il est recommandé de les appliquer aux structures de la classe DCM, sauf dans les zones de faible sismicité.

Les murs en maçonnerie construits avant les éléments d'ossature et qui restent au contact de façon permanente sont considérés par l'EC8 comme des maçonneries chaînées. De tels murs participent au contreventement principal et sont couverts par les Clauses 9.1 à 9.10 de l'EC8 Partie 1³, mais ne sont pas traités dans ce *Manuel*. Lorsque des mesures particulières sont prises pour séparer les murs en maçonnerie des éléments d'ossature qui les entourent en prenant en compte leur déplacement latéral, les dispositions ci-après ne s'appliquent pas.

15.3.2.2 Interaction structurelle entre les panneaux de maçonnerie et la structure primaire

Dans les ossatures en portique, les effets des panneaux de maçonnerie sur la régularité en plan ou en élévation et l'interaction entre les éléments du portique et les panneaux doivent être pris en compte comme décrit ci-dessous. Ces effets peuvent être négligés dans les ossatures triangulées en acier, les murs de contreventement en béton et les structures mixtes équivalents à des murs.

(a) Irrégularité en plan

Quand les panneaux ne sont pas uniformément distribués en plan, mais n'incluent pas une « irrégularité sévère » telle que définie ci-dessous, la structure primaire doit être dimensionnée en prenant en compte une excentricité additionnelle (Section 9.2.3) double de celle donnée dans l'Equation 9.3.

« L'irrégularité sévère » en plan due au remplissage en maçonnerie est caractérisée typiquement par deux files de panneaux le long de deux façades contiguës du bâtiment, mais n'existant pas le long des deux autres côtés. De telles circonstances peuvent se produire à des coins de rues. Le présent *Manuel* ne couvre pas un tel cas, qui doit être évité autant que possible.

15.3.2 Maçonnerie infill in contact with concrete and steel moment resisting frames

15.3.2.1 Definitions

These rules apply to masonry infill introduced into steel or concrete moment frames after the construction of the frame, and which are in contact with the frames with no provision for a flexible separation. Their contribution to seismic resistance is neglected in design, although their possible deleterious effect on overall seismic response must be considered, as set out in subsequent sections.

The rules are mandatory for DCH structures and advisory for DCM and DCL structures, but it is recommended that they should be applied to DCM structures, except in areas of low seismicity.

Masonry walls where the concrete frame is cast after building the walls, which therefore act as permanent formwork, are considered by EC8 to be 'confined masonry'. Such walls provide the main seismic resisting elements and are covered by clauses 9.1 to 9.10 of EC8 Part 1³ but not by this *Manual*. Where special measures have been taken to separate the masonry walls from the lateral deflections of the moment resisting frames they are built into, the provisions below do not apply.

15.3.2.2 Structural interaction between masonry panels and primary structure

In moment resisting frames, the effect of masonry panels on regularity in plan and elevation, and the interaction between frame members and the panels must be taken into account, as described below. These effects can be neglected in braced steel frames, shear wall structures and wall-equivalent dual structures.

(a) Irregularity in plan

Where the panels are not uniformly distributed in plan, but avoid 'severe irregularity' as defined below, the primary structure should be designed with an accidental eccentricity (Section 9.2.3) double that given in Equation 9.3.

'Severe irregularity' in plan due to masonry infill is typified by infill panels that extend along two adjacent sides of a building, but which are absent from the other two sides. Such conditions may apply on buildings on street corners. This *Manual* does not cover the treatment of this arrangement, which should be avoided if possible.

(b) Irrégularité en élévation

Quand un niveau a moins de remplissages en maçonnerie que le niveau immédiatement au dessus (transparence), les effets de l'action sismique de calcul qui lui sont appliqués doivent être augmentés par un coefficient multiplicatif η donné par :

$$\eta = (1 + \Delta V_{RW} / \sum V_{Ed}) \leq q \quad (15.3)$$

où :

ΔV_{RW} = réduction totale de résistance des panneaux de maçonnerie du niveau concerné, par rapport au niveau du dessus

$\sum V_{Ed}$ = somme des efforts tranchants sismiques agissant sur tous les éléments verticaux primaires du niveau concerné

Quand η est inférieur à 1,1, cet effet peut être négligé.

(c) Conception des éléments primaires vis-à-vis des effets des interactions locales

L'effet d'une interaction entre poteau et remplissage doit être considéré, en prenant en compte les effets de l'effort tranchant appliqué au poteau par le remplissage et les effets négatifs induits par un remplissage partiel sur la hauteur du poteau ou lorsque le remplissage n'existe que sur un côté du poteau. Des mesures spécifiques, décrites dans la Section 10.12, peuvent être nécessaires pour les poteaux en béton du niveau inférieur.

15.3.2.3 Limitation des dommages aux panneaux de maçonnerie

Pour limiter les pertes économiques et les dangers dus à la chute des maçonneries, des mesures doivent être prises pour éviter une rupture dans le plan ou hors plan des panneaux. Des panneaux avec un ratio de hauteur libre entre deux liaisons latérales (ou de longueur libre, si elle est plus petite) sur l'épaisseur supérieur à 15 sont particulièrement vulnérables et doivent être évités.

Limiter le déplacement relatif entre étages, comme recommandé dans le Chapitre 14, réduit les risques de rupture en plan. Le comportement vis-à-vis des deux effets dans le plan et hors du plan est amélioré en prévoyant des liaisons suffisantes au panneau, par exemple par des attaches ancrées dans les éléments du portique ou un treillis soudé léger lié au panneau et au portique. Les larges ouvertures de portes ou de fenêtres peuvent être entourées d'un chaînage horizontal et vertical.

(b) Irregularity in elevation

Where a floor level has less masonry infill than the floor above, its design seismic action effects should be increased by a factor η given by:

$$\eta = (1 + \Delta V_{RW} / \sum V_{Ed}) \leq q \quad (15.3)$$

where:

ΔV_{RW} = the total reduction in the resistance of masonry walls in the storey concerned, compared with the wall above

$\sum V_{Ed}$ = the sum of the seismic shear forces acting on all vertical primary seismic members of the storey concerned.

Where η is less than 1.1, this effect can be neglected.

(c) Design of primary elements for local interaction effects

The effect of the interaction between columns and infill should be considered, taking into account the effect of shear forces imposed on the columns by the infill, and the adverse effects of cases where the infill does not extend up the full height of the column, or is present on only one side of the column. Particular measures, described in Section 10.12, may be necessary on ground floor concrete columns.

15.3.2.3 Damage limitation to masonry panels

To limit economic loss and hazards from falling masonry, measures should be taken to protect the panels from in-plane and out-of-plane failure. Panels with a ratio of height between lateral restraints (or width, if less) to thickness of greater than 15 are particularly vulnerable and should be avoided.

Limiting inter-storey drifts as recommended in Chapter 14 reduces the risk of in-plane failure. Both in-plane and out-of-plane effects are ameliorated by providing restraint to the panels, for example by means of wall ties into the frame or light wire meshes bonded to the panels and attached to the frame. Large door or window openings may be trimmed with concrete belts and posts.

Références

- * Les références marquées d'un astérisque sont des Eurocodes publiés par les institutions nationales de normalisation. Au Royaume-Uni, il s'agit de la British Standards Institution (BSI), Londres, et « EN » est précédé de « BS ». En France, il s'agit de l'Association Française de Normalisation (AFNOR), Paris, et « EN » est précédé de « NF ».
- 1 PD 6698: 2009: *Recommendations for the design of structures for earthquake resistance to BS EN 1998*. London: BSI, 2009
 - 2 Booth, E.D., Skipp, B. and Watt, P. *Establishing the need for seismic design in the UK: final report [for the] Institution of Civil Engineers Research Enabling Fund*. Issue 2, January 2008. Available at: http://www.seced.org.uk/news/Research%20enabling%20fund%20project%20_%20Booth_and_Skippp_Issue_2.pdf [Accessed: 2 March 2009]
 - 3* EN 1998-1: 2004: *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*
 - 4* EN 1998-5: 2004: *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*
 - 5* EN 1990: 2002: *Eurocode: Basis of structural design*
 - 6* EN 1991: *Eurocode 1: Actions on structures* [10 parts]
 - 7* EN 1992-1-1: 2004: *Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*
 - 8* EN 1993: *Eurocode 3: Design of steel structures* [20 parts]
 - 9* EN 1997-1: 2004: *Eurocode 7: Geotechnical design. Part 1: General rules*
 - 10 NF P06-013: *Règles de construction parasismique. Règles PS applicables aux bâtiments, dites règles PS 92*. Paris: AFNOR, 1995
 - 11 Institution of Structural Engineers. *Manual for the design of concrete building structures to Eurocode 2*. London: IStructE, 2006
 - 12 Institution of Structural Engineers. *Manual for the design of building structures to Eurocode 1 and basis of structural design*. London: IStructE, 2010
 - 13 Institution of Structural Engineers. *Manual for the design of steel building structures to Eurocode 3*. London: IStructE, 2010 [Not yet published]
 - 14 Gulvanessian, H., Calgaro, J.-A. and Holicky, M. *Designers' guide to EN 1990. Eurocode: basis of structural design*. London: Thomas Telford, 2002
 - 15 Moore, D. et al. *Designers' guide to EN 1991-1-2, EN 1992-1-2, EN 1993-1-2 and EN 1994-1-2. Handbook for the fire design of steel, composite and concrete structures to the Eurocodes*. London: Thomas Telford, 2007

References

- * Those references noted by an asterisk are Eurocodes published by the National Standards Body. In the UK the publisher is British Standards Institution, London and 'EN' is preceded by 'BS'. In France the publisher is the Association Française de Normalisation, Paris and the 'EN' is preceded by 'NF'.
- 1 PD 6698: 2009: *Recommendations for the design of structures for earthquake resistance to BS EN 1998*. London: BSI, 2009
 - 2 Booth, E.D., Skipp, B. and Watt, P. *Establishing the need for seismic design in the UK: final report [for the] Institution of Civil Engineers Research Enabling Fund*. Issue 2, January 2008. Available at: http://www.seced.org.uk/news/Research%20enabling%20fund%20project%20_%20Booth_and_Skippp_Issue_2.pdf [Accessed: 2 March 2009]
 - 3* EN 1998-1: 2004: *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*
 - 4* EN 1998-5: 2004: *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*
 - 5* EN 1990: 2002: *Eurocode: Basis of structural design*
 - 6* EN 1991: *Eurocode 1: Actions on structures* [10 parts]
 - 7* EN 1992-1-1: 2004: *Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*
 - 8* EN 1993: *Eurocode 3: Design of steel structures* [20 parts]
 - 9* EN 1997-1: 2004: *Eurocode 7: Geotechnical design. Part 1: General rules*
 - 10 NF P06-013: *Règles de construction parasismique. Règles PS applicables aux bâtiments, dites règles PS 92*. Paris: AFNOR, 1995
 - 11 Institution of Structural Engineers. *Manual for the design of concrete building structures to Eurocode 2*. London: IStructE, 2006
 - 12 Institution of Structural Engineers. *Manual for the design of building structures to Eurocode 1 and basis of structural design*. London: IStructE, 2010
 - 13 Institution of Structural Engineers. *Manual for the design of steel building structures to Eurocode 3*. London: IStructE, 2010 [Not yet published]
 - 14 Gulvanessian, H., Calgaro, J.-A. and Holicky, M. *Designers' guide to EN 1990. Eurocode: basis of structural design*. London: Thomas Telford, 2002
 - 15 Moore, D. et al. *Designers' guide to EN 1991-1-2, EN 1992-1-2, EN 1993-1-2 and EN 1994-1-2. Handbook for the fire design of steel, composite and concrete structures to the Eurocodes*. London: Thomas Telford, 2007

- 16 Cook, N. *Designers' guide to EN 1991-1-4. Eurocode 1: Actions on structures, general actions. Part 1-4: Wind actions*. London: Thomas Telford, 2007
- 17 Gardner, L. and Nethercot, D. *Designers' guide to EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of Steel Structures - General Rules and Rules for Buildings*. London: Thomas Telford, 2005
- 18 Frank, R. et al. *Designers' guide to EN 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical Design - General Rules*. London: Thomas Telford, 2004
- 19 Fardis, M. et al. *Designers' guide to EN 1998-1 and 1998-5. Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistant structures*. London: Thomas Telford, 2005
- 20 AFPS. *Guide des dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie*. Paris: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2006
- 21 AFPS. *Guide de la conception parasismique des bâtiments*. Paris: Eyrolles, 2003
- 22 Nazé, P.-A. et al. *Méthodes en déplacement: principe-codification-application. AFPS Cahier Technique 26*. Paris: AFPS, 2006
- 23 ASCE/SEI 7-05: *Minimum design loads for buildings and other structures*. Reston, VA: ASCE, 2006
- 24 California Geological Survey. *Guidelines for evaluating the hazard of surface fault rupture. Note 49*. Sacramento, CA: CGS, 2002
- 25 Kerr, J. et al. *Planning for development of land on or close to active faults: a guideline to assist resource management planners in New Zealand. Institute of Geological & Nuclear Sciences Client Report 2002/124*. Wellington: Ministry for the Environment, 2003
- 26 Kramer, S.L. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall, 1996
- 27 Keefer, D.K. 'Rock avalanches caused by earthquakes – source characteristics', *Science*, 223 (4642), 1984, pp1288-1290
- 28 Baker, R. et al. 'Stability charts for pseudo-static slope stability analysis', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(9), September 2006, pp813-823
- 29 Youd, T.L. and Perkins, D.M. 'Mapping of liquefaction-induced ground failure potential', *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(4), 1978, pp433-446
- 30 Boulanger, R.W. and Idriss, I.M. *Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays. Report no UCD/CGM 04-01*. Davis, CA: University of California, Davis. Centre for Geotechnical Modelling, 2004
- 31 Seed, R.B. et al. 'Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework', *26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, HMS Queen Mary, Long Beach, California, 2003*. Available at: <http://www.fugrovest.com/pdf/QueenMaryPaper.pdf> [Accessed: 2 March 2009]
- 32 Jefferies, M. and Been, K. *Soil liquefaction: a critical state approach*. Abingdon: Taylor & Francis, 2006
- 33 Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. *Soil liquefaction during earthquakes*. Oakland, CA: Earthquake Engineering Research Institute, 2008
- 34 Tokimatsu, K. and Seed, H.B. 'Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking', *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 113(8), 1987, pp861-878

- 16 Cook, N. *Designers' guide to EN 1991-1-4. Eurocode 1: Actions on structures, general actions. Part 1-4: Wind actions*. London: Thomas Telford, 2007
- 17 Gardner, L. and Nethercot, D. *Designers' guide to EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of Steel Structures - General Rules and Rules for Buildings*. London: Thomas Telford, 2005
- 18 Frank, R. et al. *Designers' guide to EN 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical Design - General Rules*. London: Thomas Telford, 2004
- 19 Fardis, M. et al. *Designers' guide to EN 1998-1 and 1998-5. Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistant structures*. London: Thomas Telford, 2005
- 20 AFPS. *Guide des dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie*. Paris: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2006
- 21 AFPS. *Guide de la conception parasismique des bâtiments*. Paris: Eyrolles, 2003
- 22 Nazé, P.-A. et al. *Méthodes en déplacement: principe-codification-application. AFPS Cahier Technique 26*. Paris: AFPS, 2006
- 23 ASCE/SEI 7-05: *Minimum design loads for buildings and other structures*. Reston, VA: ASCE, 2006
- 24 California Geological Survey. *Guidelines for evaluating the hazard of surface fault rupture. Note 49*. Sacramento, CA: CGS, 2002
- 25 Kerr, J. et al. *Planning for development of land on or close to active faults: a guideline to assist resource management planners in New Zealand. Institute of Geological & Nuclear Sciences Client Report 2002/124*. Wellington: Ministry for the Environment, 2003
- 26 Kramer, S.L. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall, 1996
- 27 Keefer, D.K. 'Rock avalanches caused by earthquakes – source characteristics', *Science*, 223 (4642), 1984, pp1288-1290
- 28 Baker, R. et al. 'Stability charts for pseudo-static slope stability analysis', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(9), September 2006, pp813-823
- 29 Youd, T.L. and Perkins, D.M. 'Mapping of liquefaction-induced ground failure potential', *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(4), 1978, pp433-446
- 30 Boulanger, R.W. and Idriss, I.M. *Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays. Report no UCD/CGM 04-01*. Davis, CA: University of California, Davis. Centre for Geotechnical Modelling, 2004
- 31 Seed, R.B. et al. 'Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework', *26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, HMS Queen Mary, Long Beach, California, 2003*. Available at: <http://www.fugrovest.com/pdf/QueenMaryPaper.pdf> [Accessed: 2 March 2009]
- 32 Jefferies, M. and Been, K. *Soil liquefaction: a critical state approach*. Abingdon: Taylor & Francis, 2006
- 33 Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. *Soil liquefaction during earthquakes*. Oakland, CA: Earthquake Engineering Research Institute, 2008
- 34 Tokimatsu, K. and Seed, H.B. 'Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking', *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 113(8), 1987, pp861-878

- 35** ASCE/SEI 41-06: *Seismic rehabilitation of existing buildings*. Reston, VA: ASCE, 2007 [developed from FEMA 356]
- 36** Musson, R. and Sargeant, S. *Eurocode 8 seismic hazard zoning maps for the UK. British Geological Survey Seismology and Geomagnetism Programme Technical Report CR/07/125, 2007*. Available at: http://www.seced.org.uk/news/UK_seismic_hazard_report-issue3.pdf [Accessed: 2 March 2009]
- 43** Fajfar, P. and Krawinkler, H. eds. *Performance-based seismic design: concepts and implementation: proceedings of an international workshop, Bled, Slovenia, 28 June-1 July 2004. PEER Report 2004/05*. Richmond, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2004. Available at: http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2004/0405.pdf [Accessed: 2 March 2009]
- 44** ATC-40: *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Redwood City, CA: ATC, 1996
- 45** FEMA 440: *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Available at: <http://wija.ija.csic.es/gt/earthquakes> [Accessed: 2 March 2009]
- 37** European Seismological Commission. *European-Mediterranean seismic hazard map*. Available at: <http://wija.ija.csic.es/gt/earthquakes> [Accessed: 2 March 2009]
- 38** FEMA 450: *NEHRP Recommended provisions and commentary for seismic regulations for new buildings and other structures. 2003 edition*. Available at: <http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=2020> [Accessed: 2 March 2009]
- 40** Chopra, A.K. and Goel, R.K. *A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: theory and preliminary evaluation*. PEER Report 2001/03. [s.l.]: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2001. Available at: http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2001/0103.pdf [Accessed: 2 March 2009]
- 47*** EN 1998-3: 2005: *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*
- 48** Coin, A. et al. 'Bâtiment à structures en béton: orientation pour l'actualisation des règles parasismiques', *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 495, Serie TGC 128, Juillet-Août 1991, pp93-104
- 49** Bisch P. and Coin A. 'Comportement sismique des murs banchés', *Revue Européenne de Génie Civil*, 10(2), 2006, pp137-164
- 50** Résultats du 'Benchmark' International CAMUS. AFPS Cahier Technique 19. Paris: AFPS, 2000

- 35** ASCE/SEI 41-06: *Seismic rehabilitation of existing buildings*. Reston, VA: ASCE, 2007 [developed from FEMA 356]
- 36** Musson, R. and Sargeant, S. *Eurocode 8 seismic hazard zoning maps for the UK. British Geological Survey Seismology and Geomagnetism Programme Technical Report CR/07/125, 2007*. Available at: http://www.seced.org.uk/news/UK_seismic_hazard_report-issue3.pdf [Accessed: 2 March 2009]
- 43** Fajfar, P. and Krawinkler, H. eds. *Performance-based seismic design: concepts and implementation: proceedings of an international workshop, Bled, Slovenia, 28 June-1 July 2004. PEER Report 2004/05*. Richmond, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2004. Available at: http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2004/0405.pdf [Accessed: 2 March 2009]
- 44** ATC-40: *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Redwood City, CA: ATC, 1996
- 45** FEMA 440: *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Available at: <http://wija.ija.csic.es/gt/earthquakes> [Accessed: 2 March 2009]
- 37** European Seismological Commission. *European-Mediterranean seismic hazard map*. Available at: <http://wija.ija.csic.es/gt/earthquakes> [Accessed: 2 March 2009]
- 38** FEMA 450: *NEHRP Recommended provisions and commentary for seismic regulations for new buildings and other structures. 2003 edition*. Available at: <http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=2020> [Accessed: 2 March 2009]
- 39** Abrahamson, N.A. and Silva, W.J. 'Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes', *Seismological Research Letters*, 68(1), Jan/Feb 1997, pp94-127
- 47*** EN 1998-3: 2005: *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*
- 48** Coin, A. et al. 'Bâtiment à structures en béton: orientation pour l'actualisation des règles parasismiques', *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 495, Serie TGC 128, Juillet-Août 1991, pp93-104
- 49** Bisch P. and Coin A. 'Comportement sismique des murs banchés', *Revue Européenne de Génie Civil*, 10(2), 2006, pp137-164
- 50** Résultats du 'Benchmark' International CAMUS. AFPS Cahier Technique 19. Paris: AFPS, 2000

- 51** SAFE *Présentation et interprétation des essais SAFE. AFPS Cahier Technique hors série*. Paris: AFPS, 2002
- 52** NF DTU 23-3: *Ossatures en éléments industrialisés en béton*. Paris: CSTB, 2008
- 53*** EN 1993-1-1: 2005: *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1: General rules and rules for buildings*
- 54*** EN 1993-1-8: 2005: *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 8: Design of joints*
- 55*** ENV 1090-1: 1996: *Execution of steel structures. Part 1: General rules and rules for building*
- 56** NZS 3404: *Part 1: 1997: Steel Structures Standard*. Wellington: Standards New Zealand, 1997
- 57** FEMA 350: *Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings*. Available at: <http://www.fema.gov/plan/prevent/earthquake/pdf/fema-350.pdf> [Accessed: 2 March 2009]
- 58** ANSI/AISC 358-05: *Prequalified connections for special and intermediate steel moment resisting frames for seismic applications*. Chicago. IL: AISC, 2005. Available at: <http://www.aisc.org/WorkArea/showcontent.aspx?id=6798> [Accessed: 2 March 2009]
- 59** Elghazouli A. 'Seismic design of steel structures to Eurocode 8', *The Structural Engineer*, 85(12), 19 June 2007, pp26-31
- 60*** EN 1993-1-5: 2005 *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 5: Plated structural elements*
- 61** Chatzigogos, C., Pecker, A. and Salençon, J. 'Seismic bearing capacity of circular footing on an heterogeneous cohesive soil', *Soils and Foundations*, 47(4), 2007, pp783-797
- 62** Viallet, E. et al. *Guide méthodologique pour la conception, l'installation et le diagnostic des équipements en zone sismique. AFPS Cahier Technique 28*. Paris: AFPS, 2007
- 63*** EN 1998-6: 2005: *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 6: Towers, masts and chimneys*
- 64*** EN 1998-4: 2006: *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 4: Silos, tanks and pipelines*
- 65** Massey, W., Meggett, L. and Charleson, A. *Architectural design for earthquake: a guide to the design of non-structural elements*. 2nd ed. Wellington: New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2007. Available at: <http://www.nzsee.org.nz/PUBS/ADE2007.pdf> [Accessed: 2 March 2009]

- 51** SAFE *Présentation et interprétation des essais SAFE. AFPS Cahier Technique hors série*. Paris: AFPS, 2002
- 52** NF DTU 23-3: *Ossatures en éléments industrialisés en béton*. Paris: CSTB, 2008
- 53*** EN 1993-1-1: 2005: *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1: General rules and rules for buildings*
- 54*** EN 1993-1-8: 2005: *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 8: Design of joints*
- 55*** ENV 1090-1: 1996: *Execution of steel structures. Part 1: General rules and rules for building*
- 56** NZS 3404: *Part 1: 1997: Steel Structures Standard*. Wellington: Standards New Zealand, 1997
- 57** FEMA 350: *Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings*. Available at: <http://www.fema.gov/plan/prevent/earthquake/pdf/fema-350.pdf> [Accessed: 2 March 2009]
- 58** ANSI/AISC 358-05: *Prequalified connections for special and intermediate steel moment resisting frames for seismic applications*. Chicago. IL: AISC, 2005. Available at: <http://www.aisc.org/WorkArea/showcontent.aspx?id=6798> [Accessed: 2 March 2009]
- 59** Elghazouli A. 'Seismic design of steel structures to Eurocode 8', *The Structural Engineer*, 85(12), 19 June 2007, pp26-31
- 60*** EN 1993-1-5: 2005 *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 5: Plated structural elements*
- 61** Chatzigogos, C., Pecker, A. and Salençon, J. 'Seismic bearing capacity of circular footing on an heterogeneous cohesive soil', *Soils and Foundations*, 47(4), 2007, pp783-797
- 62** Viallet, E. et al. *Guide méthodologique pour la conception, l'installation et le diagnostic des équipements en zone sismique. AFPS Cahier Technique 28*. Paris: AFPS, 2007
- 63*** EN 1998-6: 2005: *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 6: Towers, masts and chimneys*
- 64*** EN 1998-4: 2006: *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 4: Silos, tanks and pipelines*
- 65** Massey, W., Meggett, L. and Charleson, A. *Architectural design for earthquake: a guide to the design of non-structural elements*. 2nd ed. Wellington: New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2007. Available at: <http://www.nzsee.org.nz/PUBS/ADE2007.pdf> [Accessed: 2 March 2009]

Annexe A: Exemples de calcul des rayons de torsion et du rayon de giration

Exemple 1: Batiment a ossature tridimensionnelle avec excentricité des masses et rigidités concentriques

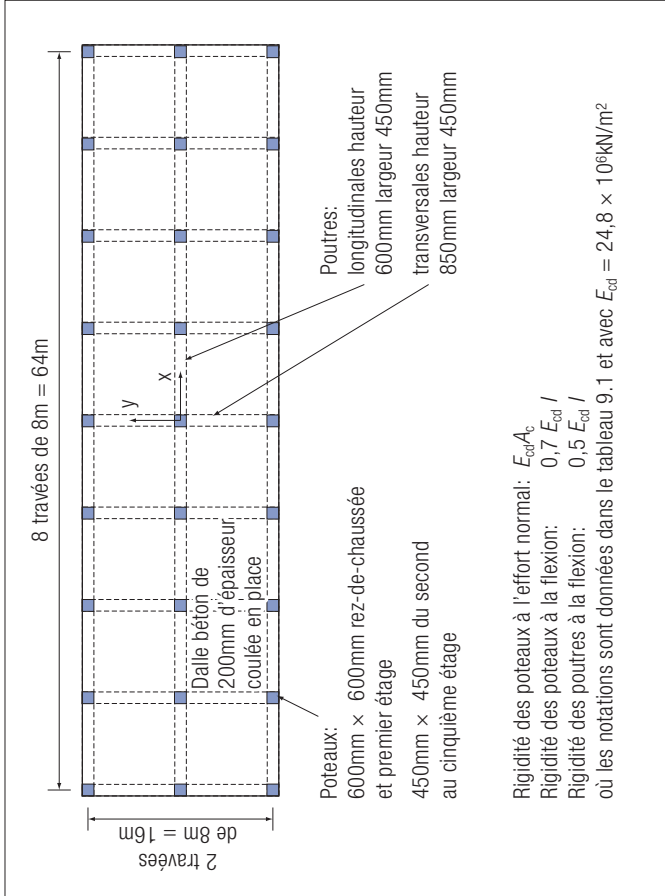


Fig A1 Exemple de bâtiment à ossature tridimensionnelle

La Figure A.1 montre la vue en plan d'un bâtiment de 5 niveaux avec une ossature tridimensionnelle en béton consistant en une trame régulière de poutres et poteaux. Les hauteurs d'étage sont de 3m pour tous les niveaux ; la hauteur totale est de donc de 15m. Pour prendre en compte les charges permanentes (incluant les cloisons intérieures, les panneaux de façade externes et les revêtements de sol) et une part des charges d'exploitation, l'épaisseur totale moyenne des planchers est, pour l'analyse qui suit, prise égale à 350mm.

Appendix A: Example calculations of torsional radii and radius of gyration

Example 1: Space frame building with eccentric mass and concentric stiffness

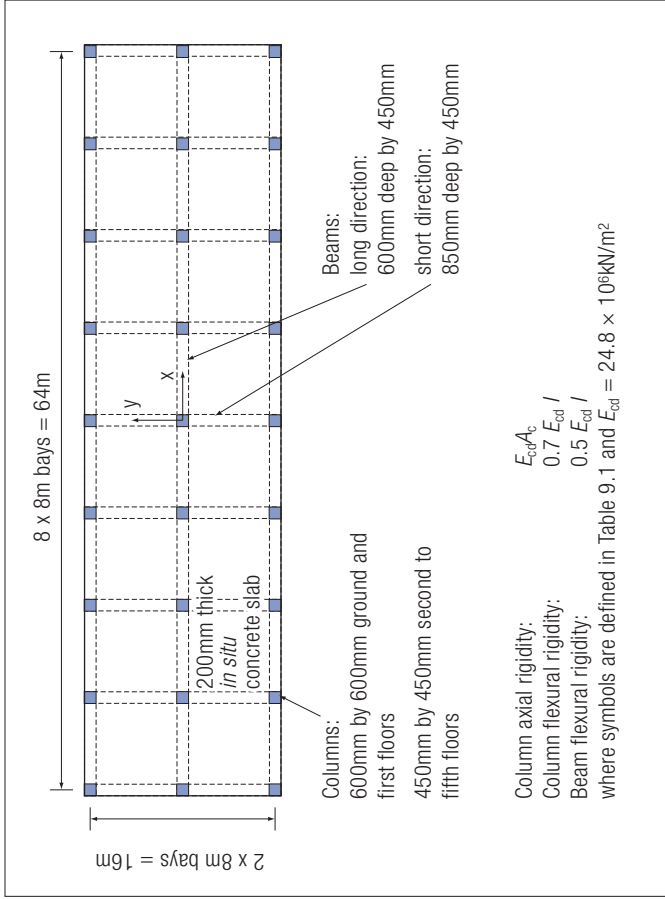


Fig A1 Example space frame building

Figure A.1 shows the plan view of a 5 storey building with a concrete space frame consisting of a uniform grid of columns and beams. The storey height for all storeys is 3m; thus the total height is 15m. To allow for permanent floor loads (including internal partitions external cladding and floor finishes) and some floor live load, the total average slab thickness for the analysis described below was taken as 350mm.

L'examen du bâtiment montre que le centre de rigidité est situé au centre géométrique du bâtiment. Les poteaux et poutres sont identiques dans toutes les directions, ainsi la rigidité est globalement identique dans chaque direction.

La figure montre les hypothèses adoptées pour les propriétés de raideur des éléments, basées sur le Tableau 9.1 de ce *Manuel*. Tous les nœuds sont supposés rigides.

Évaluation préliminaire de la régularité en plan, selon la Section 6.3.2.

- **Point 1.** La forme en plan est rectangulaire – ok.
- **Point 2.** Les planchers sont constitués d'une dalle de béton coulé en place de 200mm – épaisseur supérieure à 70mm – ok.
- **Point 3.** Le rapport de raideurs latérales dans les deux directions est compris entre 0,77 et 1,3 et le rapport des longueurs en plan est $(64/16) = 4$. Il se déduit du Tableau 6.1 que l'excentricité maximale autorisée entre le centre de raideur et le centre de masse est $0,1 \times 64 = 6,4\text{m}$ dans le sens de la longueur et $0,1 \times 16 = 1,6\text{m}$ dans le sens de la largeur. Le centre de raideur est situé au centre géométrique, ainsi il faut que le centre de masse ne soit pas éloigné du centre géométrique des valeurs supérieures à celles ci-dessus pour classer la structure dans la catégorie régulière en plan.

L'étude préliminaire permet de classer la structure dans la catégorie régulière en plan.

Étude détaillée pour l'évaluation de la régularité en plan, selon la Section 6.3.3 (étude nécessaire pour l'étape d'exécution). Dans le cas de cet exemple, le centre de masse est supposé déplacé du centre géométrique de 4,8m dans le sens de la longueur et de 1m dans le sens de la largeur, le centre de raideur étant inchangé.

- **Point 1.** La distribution des raideurs en plan est totalement symétrique. La distribution des masses n'est pas symétrique mais, pour autant que ceci ne soit pas dû à un petit nombre de masses concentrées représentant une part importante de la masse totale, la distribution de masses peut être classée comme « approximativement » symétrique si les points 5 et 6 sont vérifiés.
- **Point 2.** La forme est compacte, sans angle rentrant.
- **Point 3.** La portée réduite des planchers leur permet d'avoir une très grande raideur vis-à-vis des éléments de contreventement successifs. Une vérification quantitative permet de confirmer que l'adoption d'un modèle infiniment rigide pour les diaphragmes impacte les déplacements horizontaux d'une valeur beaucoup plus faible que 10%.
- **Point 4.** Le rapport de longueur des côtés est de 4.

By inspection, the centre of stiffness is at the geometric centre of the building. The columns and beams are the same in both directions, and hence the stiffness in both directions is roughly equal.

The figure shows the assumptions made about member stiffness properties, which are based on Table 9.1 of this *Manual*. It is assumed that all joints are fully rigid.

Carry out a preliminary assessment for regularity in plan, according to Section 6.3.2.

- **Point 1.** The plan shape is rectangular – ok.
- **Point 2.** The concrete slab is 200mm thick *in situ* concrete – greater than 70mm – ok.
- **Point 3.** The stiffness ratio in the two directions lies between 0.77 and 1.3, and the side length ratio is $(64/16) = 4$. Therefore, from Table 6.1, the maximum eccentricity between centres of stiffness and mass that can be permitted is $0.1 \times 64 = 6.4\text{m}$ in the long direction, and $0.1 \times 16 = 1.6\text{m}$ in the short direction. The centre of stiffness lies at the geometric centre, so provided the centre of mass is not displaced by more than these amounts from the geometric centre, then the preliminary assessment is that the structure may be classified as regular in plan.

The conclusion from the preliminary assessment is that the structure can be classified as regular in plan.

Carry out a detailed assessment for regularity in plan, according to Section 6.3.3 (necessary at final design stage). Assume, for the purpose of this worked example, that the centre of mass is displaced from the geometric centre by 4.8m in the long direction and 1m in the short direction, but that the stiffness centre remains unchanged.

- **Point 1.** The distribution of stiffness in plan is highly symmetrical. The distribution of mass in plan is not symmetrical, but provided this is not caused by a small number of concentrated masses which are a significant proportion of the total mass, the mass distribution can be accepted as 'approximately' symmetrical, provided Points 5 and 6 are satisfied.
- **Point 2.** The plan shape is compact, with no re-entrant corners.
- **Point 3.** By inspection, the short span of the floor slab between successive lateral load resisting elements results in very high effective stiffness. A quantitative check confirms that modelling the diaphragms as infinitely rigid changes the horizontal deflections in the slab by much less than 10%.
- **Point 4.** The ratio of side lengths is 4.

- **Point 5.** Le rayon de torsion est calculé comme suit :

Calculs manuels des rayons de torsion

Application de l'équation 6.4:

$$r_x \approx \sqrt{\frac{\sum \{(x - x_{cs})^2 E_{I_y} + (y - y_{cs})^2 E_{I_x}\}}{\sum (E_{I_i})}}; r_y \approx \sqrt{\frac{\sum \{(x - x_{cs})^2 E_{I_y} + (y - y_{cs})^2 E_{I_x}\}}{\sum (E_{I_x})}}$$

En notant que la raideur de flexion de tous les poteaux est la même dans les deux directions ($E_{I_x} = E_{I_y}$),

$$r_x \approx r_y \approx \sqrt{\frac{(3 \times 0^2 + 6 \times 8^2 + 6 \times 16^2 + 6 \times 24^2 + 6 \times 32^2) + (2 \times 9 \times 8^2)}{27}}$$

$$= \sqrt{12672/27} = 21,7\text{m}$$

Comme défini précédemment, l'excentricité de la masse par rapport au centre de raideur est de 4,8m et de 1m, respectivement selon les directions X et Y,

$$r_x/e_{ox} \approx 21,7/4,8 = 4,52 > 3,33 \quad ok$$

$$r_y/e_{oy} \approx 21,7/1 = 21,7 > 3,33 \quad ok$$

Note e_{ox} et e_{oy} définissent l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion de chaque plancher. Compte tenu de la distribution symétrique des poteaux, il est clair que le centre de torsion est situé au centre géométrique du plancher. D'autres informations concernant le calcul du rayon de torsion sont données en Section 6.3.6.

En conclusion, le rayon de torsion dans les deux directions est suffisamment grand en comparaison de l'excentricité de la masse par rapport au centre de raideur pour que la structure puisse être classée dans la catégorie régulière vis-à-vis de cet aspect.

Calcul du rayon de torsion par ordinateur (voir Section 6.3.6)

Les calculs simplifiés précédents sont maintenant vérifiés en utilisant des résultats plus précis obtenus par une modélisation 3D de la structure.

Les déplacements trouvés en haut du bâtiment sont :

1,57x10⁻⁴m selon X pour une charge arbitraire L kN appliquée dans la direction X,

1,16 x10⁻⁴m selon Y pour une charge arbitraire L kN appliquée dans la direction Y,

2,54 x10⁻⁷ radians selon l'axe vertical, pour un moment arbitraire L kNm appliqué sur l'axe vertical.

- **Point 5.** The torsional radius is calculated as follows.

Hand calculation of torsional radii

Use Equation 6.4:

$$r_x \approx \sqrt{\frac{\sum \{(x - x_{cs})^2 E_{I_y} + (y - y_{cs})^2 E_{I_x}\}}{\sum (E_{I_i})}}; r_y \approx \sqrt{\frac{\sum \{(x - x_{cs})^2 E_{I_y} + (y - y_{cs})^2 E_{I_x}\}}{\sum (E_{I_x})}}$$

Noting that the flexural stiffness of all columns is the same in both directions ($E_{I_x} = E_{I_y}$),

$$r_x \approx r_y \approx \sqrt{\frac{(3 \times 0^2 + 6 \times 8^2 + 6 \times 16^2 + 6 \times 24^2 + 6 \times 32^2) + (2 \times 9 \times 8^2)}{27}}$$

$$= \sqrt{12672/27} = 21.7\text{m}$$

Given the mass to stiffness eccentricities of 5m and 1m in X and Y directions respectively,

$$r_x/e_{ox} \approx 21.7/4.8 = 4.52 > 3.33 \quad ok$$

$$r_y/e_{oy} \approx 21.7/1 = 21.7 > 3.33 \quad ok$$

Note e_{ox} and e_{oy} are defined as the eccentricity between the centre of mass of each floor and the torsional centre of each floor. Because of the symmetrical layout of the columns, the torsional centre is (by inspection) located at the geometric centre of the floor. Additional information regarding the calculations of torsional radii are given in Section 6.3.6.

Hence the torsional radii in both directions are sufficiently large in relation to the mass to stiffness centre eccentricity that the structure may be classified as regular on this point.

Computer calculation of torsional radii (see Section 6.3.6)

The approximate hand calculations of the previous paragraphs are now checked using the more precise results obtained from a computer analysis of a 3-D model of the structure.

Deflection of top of building is found to be:

1.57x10⁻⁴m in X direction for arbitrary load L kN in X direction.

1.16 x10⁻⁴m in Y direction for arbitrary load L kN in Y direction.

2.54 x10⁻⁷ radians about vertical axis for arbitrary moment L kNm about vertical axis.

NB : Etant donné que les calculs nécessitent uniquement les rapports des déplacements, la valeur de L peut être choisie de façon à obtenir des résultats pratiques à manipuler. Cependant, la charge appliquée L doit être la même dans les directions X et Y et le moment appliqué doit être égal à L kNm. La valeur de la charge appliquée à chaque niveau est fixée proportionnellement à la hauteur du niveau. Dans cet exemple, la force L appliquée est égale à 15kN.

$$\text{Ainsi : } r_x = \sqrt{\frac{1,16 \times 10^{-4}}{2,54 \times 10^{-7}}} = 21,4\text{m}; \quad r_y = \sqrt{\frac{1,57 \times 10^{-4}}{2,54 \times 10^{-7}}} = 24,9\text{m}$$

Les valeurs du rayon de torsion calculées en utilisant les résultats par ordinateur diffèrent des valeurs obtenues par calculs simplifiés, ces derniers négligeant la contribution de la flexibilité des poutres sur la flexibilité globale.

– **Point 6.** Pour une distribution des masses uniforme, le rayon de giration I_s est égal à :

$$I_s = \sqrt{(I^2 + b^2)/12} = \sqrt{(64^2 + 16^2)/12} = 19,0\text{m}$$

La distribution des masses est en réalité non uniforme, aussi I_s dépasse cette valeur.

Avec la distribution exacte des masses à chaque niveau, il est relativement simple de calculer manuellement I_s , la valeur ainsi obtenue est 19,5m. Les valeurs calculées à la main de r_x et r_y (voir ci-dessus) sont supérieures à cette dernière valeur.

Le tableau A.1 présente les valeurs de pourcentage de masse modale en translation et des moments d'inertie modaux obtenus pour les 6 premiers modes de la structure par un calcul par ordinateur.

NB: since the calculations all involve ratios of deflections, the value of L can be chosen to give convenient results. However, the load L applied in the X direction must equal that in the Y direction, and the applied moment must equal L kNm. The magnitude of the load at each level is taken as proportional to the mass at each level times its height. For this example, the applied load L was equal to 15kN.

$$\text{Hence: } r_x = \sqrt{\frac{1,16 \times 10^{-4}}{2,54 \times 10^{-7}}} = 21,4\text{m}; \quad r_y = \sqrt{\frac{1,57 \times 10^{-4}}{2,54 \times 10^{-7}}} = 24,9\text{m}$$

The values of torsional radius calculated using a computer analysis are different from the approximate calculation, which neglects the contribution of beam flexibility to the overall structural flexibility.

– **Point 6.** For a uniform mass distribution, the radius of gyration I_s would equal:

$$I_s = \sqrt{(I^2 + b^2)/12} = \sqrt{(64^2 + 16^2)/12} = 19,0\text{m}$$

In fact, the non-uniform mass distribution means that I_s exceeds this value.

Given the exact distribution of the masses at each floor, it would be relatively simple to calculate I_s by hand as about 19.5m. The hand calculation of r_x and r_y (see above) gives values which are greater than this.

A computer analysis gives the values for the first six modes of vibration of the structure shown in Table A.1, together with translational mass and moment of inertia attributed to each mode, as a percentage of the total.

Tableau A.1 Périodes et participations modales pour le bâtiment à ossature tridimensionnelle

	Période (s)	Masse modale en translation			Moment d'inertie total		
		Masse totale			Moment d'inertie total		
		U_x/M_{tot}	U_y/M_{tot}	U_z/M_{tot}	R_x	R_y	R_z
Mode 1	1,21	76%	0%	0%	0%	20%	1%
Mode 2	1,11	1%	52%	0%	51%	0%	24%
Mode 3	0,93	0%	24%	0%	24%	0%	52%
Mode 4	0,39	12%	0%	0%	0%	0%	0%
Mode 5	0,37	0%	9%	0%	0%	0%	4%
Mode 6	0,31	0%	4%	0%	0%	0%	9%
Participation totale des 6 premiers modes		90%	90%	0%	75%	20%	90%

Il apparaît que le mode 1 est un mode de translation pur dans la direction X. Le mode 2 est un mode couplé de translation et de torsion, mais mobilise plus de la moitié de la masse dans la direction Y et seulement un quart du moment d'inertie autour de l'axe vertical relié à la réponse en torsion. Le mode 3 peut être qualifié de premier mode à prédominance de torsion ; en effet, le moment d'inertie d'axe vertical prédomine devant l'inertie en translation selon Y. Les masses modales dans la direction Z ainsi que les moments d'inertie modaux dans les directions X et Y ont également été donnés dans le tableau A.1 mais n'affectent pas les mouvements latéraux en plan et ainsi ne sont pas à considérer vis-à-vis de la régularité en plan.

En résumé :

- T₁ – premier mode de translation dans la direction X = 1,21s
- T₂ – premier mode où la translation selon Y est prépondérante = 1,11s
- T₃ – premier mode à torsion prépondérante = 0,93s

Ainsi, le premier mode de torsion a une période plus courte que les premiers modes de translation : la structure peut être qualifiée de « rigide en torsion ».

Les calculs détaillés confirment que la structure peut être classée comme régulière en plan.

Table A.1 Modal periods and participations for space frame building

	Period (secs)	Modal translational mass			Modal moment of inertia Total moment of inertia		
		U_x/M_{tot}	U_y/M_{tot}	U_z/M_{tot}	R_x	R_y	R_z
Mode 1	1.21	76%	0%	0%	0%	20%	1%
Mode 2	1.11	1%	52%	0%	51%	0%	24%
Mode 3	0.93	0%	24%	0%	24%	0%	52%
Mode 4	0.39	12%	0%	0%	0%	0%	0%
Mode 5	0.37	0%	9%	0%	0%	0%	4%
Mode 6	0.31	0%	4%	0%	0%	0%	9%
Total participation in the first 6 modes		90%	90%	0%	75%	20%	90%

It can be seen that Mode 1 is a pure translational mode in the X direction. Mode 2 is a coupled lateral torsional mode, but captures over half the Y direction mass, and only one quarter of the moment of inertia about the vertical axis, which relates to torsional response. Mode 3 can be characterised as the first predominantly torsional mode, because the vertical moment of inertia now dominates over the Y translational inertia. The translational masses in the Z direction, and the moments of inertia about the X and Y axes have been shown in Table A.1 for completeness, but do not affect lateral motions in plan, and so are not relevant to plan regularity.

To summarise:

- T₁ = first translational mode in X direction = 1.21secs
- T₂ = first predominantly translational mode in Y direction = 1.11secs
- T₃ = first predominantly torsional mode = 0.93secs

Hence the first torsional mode is lower than both the first translational modes, and the structure can be classified as 'torsionally rigid'.

The detailed assessment confirms that the structure can be classified as regular in plan.

Exemple 2: Bâtiment à noyau et ossature périphérique avec un centre de masse concentrique et un centre de rigidité excentré

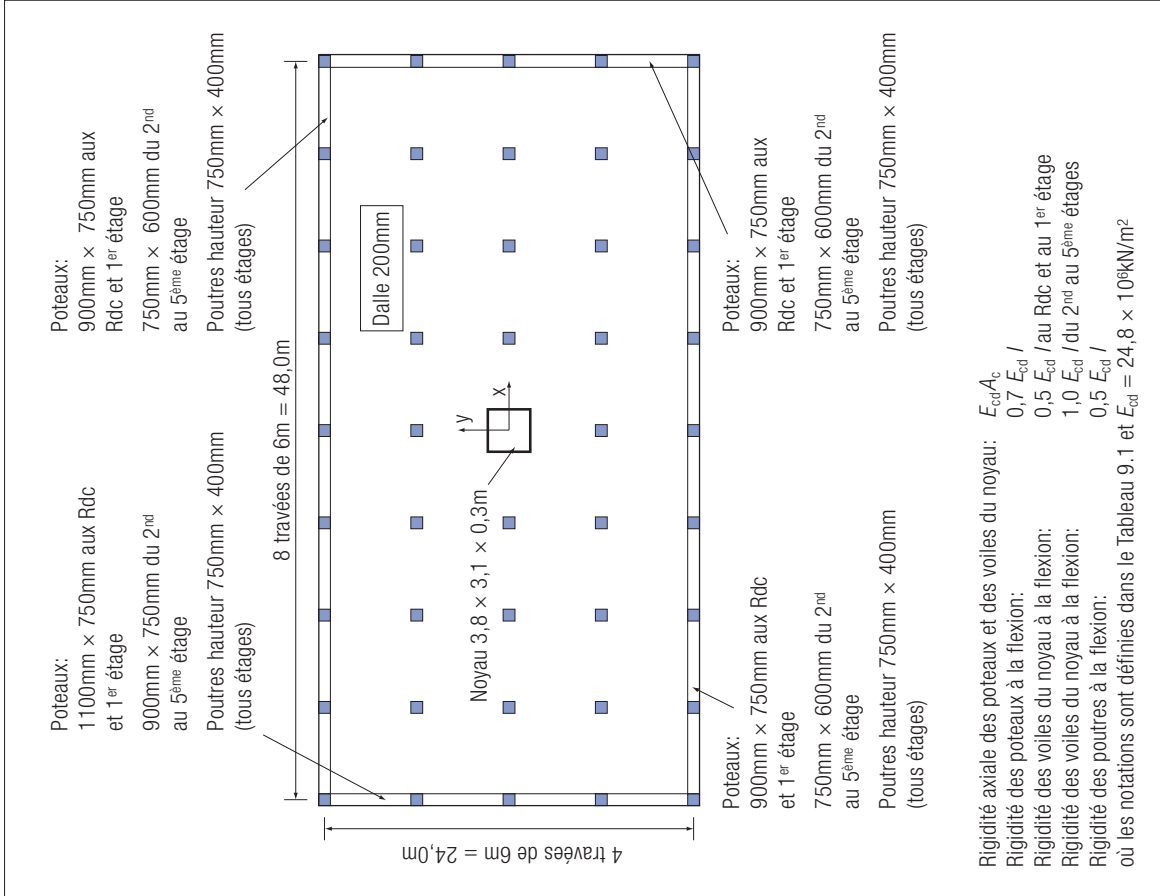


Fig A2 Exemple de bâtiment à noyau et ossature périphérique

Exemple 2: Core plus perimeter frame building with concentric mass and eccentric stiffness

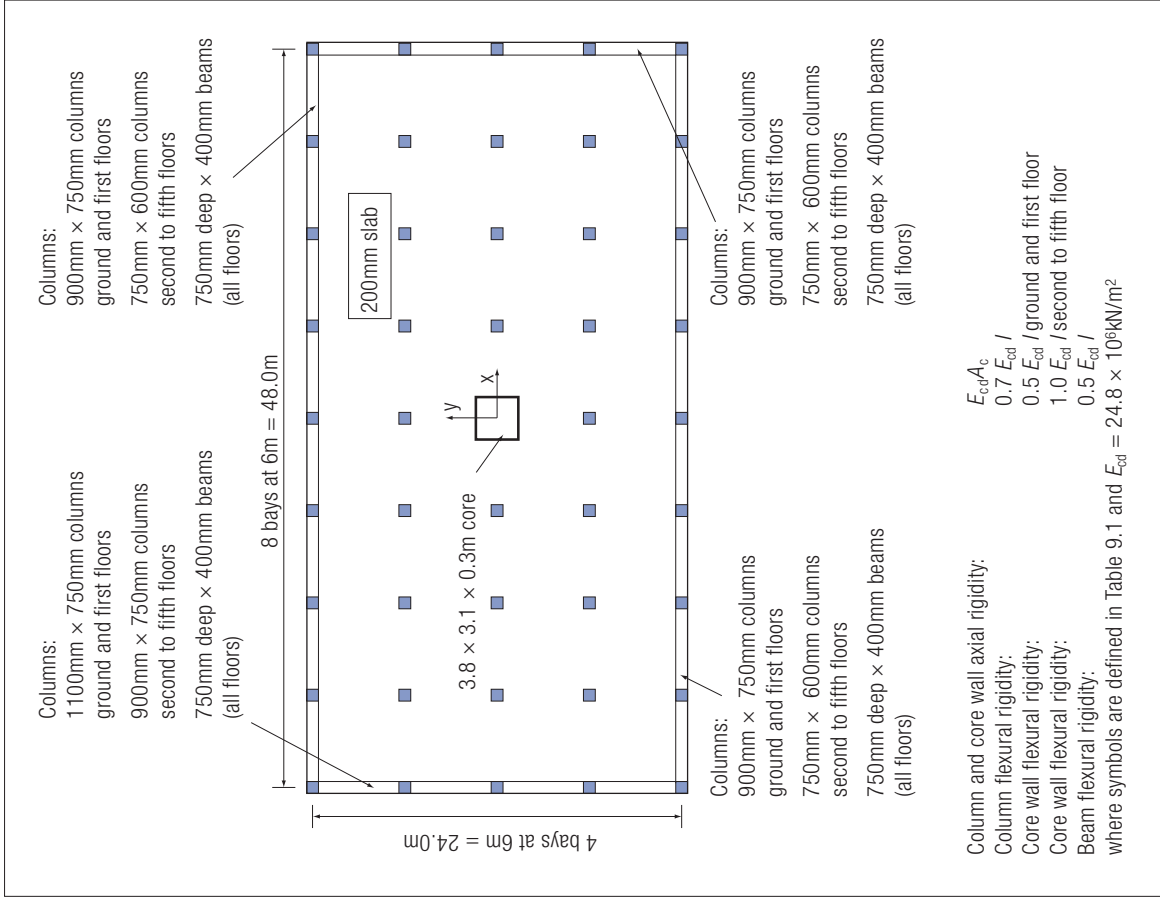


Fig A2 Example core plus perimeter frame building

La Figure A.2 présente la vue en plan d'un bâtiment à 5 niveaux comportant une ossature périphérique en béton et un noyau central en béton. Les poteaux intermédiaires sont considérés comme des éléments secondaires qui ne contribuent pas à la résistance sismique. La hauteur d'étage est de 3m, soit une hauteur totale de 15m. La structure est régulière en élévation. Sont également indiquées les hypothèses en matière de rigidité des éléments, basées sur le Tableau 9.1 du présent *Manuel*. Afin de prendre en compte les charges permanentes de plancher (incluant les cloisons, les panneaux de façade et les revêtements de sols), l'épaisseur totale de plancher considérée pour l'analyse décrite plus loin est de 350mm.

Afin de mettre en évidence l'effet de l'excentricité des rigidités, les poteaux périphériques du côté gauche sur la Figure A2 ont une section plus importante que ceux du côté droit. Les ossatures périphériques des deux long pans sont identiques. Le centre du noyau est placé au centre géométrique et la masse est supposée uniformément distribuée, ainsi le centre de masse est supposé correspondre au centre géométrique.

Un calcul sur une structure 3D à barres a été mené et permet d'obtenir les résultats suivants, en utilisant les procédures de la Section 6.3.6.

Déplacement au centre et en haut du bâtiment (i.e. au centre de masse) :

- (a) $45,3 \times 10^{-3}$ m dans la direction X pour une charge arbitraire L kN dans la direction X (en prenant en compte le noyau),
- (b) $76,7 \times 10^{-3}$ m dans la direction X pour une charge arbitraire L kN dans la direction X (en déconnectant le noyau de la structure),
- (c) $65,6 \times 10^{-3}$ m dans la direction Y pour une charge arbitraire L kN dans la direction Y (en prenant en compte le noyau),
- (d) 112×10^{-3} m dans la direction Y pour une charge arbitraire L kN dans la direction Y (en déconnectant le noyau de la structure),
- (e) $1,09 \times 10^{-3}$ radians autour de l'axe vertical pour une charge arbitraire L kN dans la direction Y (en prenant en compte le noyau),
- (f) $0,139 \times 10^{-3}$ radians autour de l'axe vertical pour un moment arbitraire L kNm selon l'axe vertical (en prenant en compte le noyau),
- (g) $1,11 \times 10^{-3}$ m dans la direction Y pour un moment arbitraire L kNm selon l'axe vertical (en prenant en compte le noyau),
- (h) zéro selon la direction X pour un moment arbitraire L kNm selon l'axe vertical (en prenant en compte le noyau).

NB : Comme dans l'exemple, étant donné que les calculs nécessitent uniquement les rapports des déplacements, la valeur de L peut être choisie de façon à obtenir des résultats pratiques à manipuler. Cependant, la charge appliquée L doit être la même dans les directions X et Y et le moment appliqué doit être égal à L kNm. La valeur de la charge appliquée à chaque niveau est fixée proportionnellement à la hauteur du niveau. Dans cet exemple, la force L appliquée est égale à 15MN.

Figure A.2 shows the plan view of a 5 storey building with a concrete perimeter frame and central concrete core. Internal columns are taken as secondary elements which do not contribute to seismic resistance. The storey height for all storeys is 3m; thus the total height is 15m. The structure is regular in elevation. The figure shows the assumptions made about member stiffness properties, which are based on Table 9.1 of this *Manual*. To allow for permanent floor loads (including internal partitions external cladding and floor finishes) and some floor live load, the total average slab thickness for the analysis described below was taken as 350mm.

In order to demonstrate the effect of stiffness eccentricity, the perimeter columns on the left hand side of Figure A.2 have been sized larger than those on the right hand side. The perimeter frames along the two long sides are identical. The centre core is placed at the geometric centre and the mass is assumed as uniformly distributed, so the centre of mass is assumed to lie at the geometric centre.

A 3-D space frame analysis has been carried out, with the following results, using the procedure of Section 6.3.6.

Deflection at centre of top of building (i.e. at the centre of mass) :

- (a) $45,3 \times 10^{-3}$ m in X direction for arbitrary load L kN in X direction – assuming core is present
- (b) $76,7 \times 10^{-3}$ m in X direction for arbitrary load L kN in X direction – disconnecting core
- (c) $65,6 \times 10^{-3}$ m in Y direction for arbitrary load L kN in Y direction – assuming core is present
- (d) 112×10^{-3} m in Y direction for arbitrary load L kN in Y direction – disconnecting core
- (e) $1,09 \times 10^{-3}$ radians about vertical axis for arbitrary load L kN in Y direction (core present)
- (f) $0,139 \times 10^{-3}$ radians about vertical axis for arbitrary moment L kNm about vertical axis (core present)
- (g) $1,11 \times 10^{-3}$ m in Y direction for arbitrary moment L kNm about vertical axis (core present)
- (h) zero in X direction for arbitrary moment L kNm about vertical axis (core present).

NB: as in the previous example, since the calculations all involve ratios of deflections, the value of L can be chosen to give convenient results. However, the load L applied in the X direction must equal that in the Y direction, and the applied moment must equal L kNm. The magnitude of the load at each level is taken as proportional to the mass at each level times its height. For this example, the applied load L was equal to 15MN.

Excentricité du centre de raideur selon la direction X :

$$e_{ox} = - \left[\frac{1,09 \times 10^{-3}}{0,139 \times 10^{-3}} \right] = -7,9 \text{ m} \quad (\text{i.e. avec la présence du noyau}).$$

Rapport de la raideur totale (i.e. avec la présence du noyau) selon la direction X à la raideur totale selon la direction Y

$$= \frac{65,6 \times 10^{-3}}{45,3 \times 10^{-3}} = 1,43$$

Rapport de la raideur du noyau à la raideur de l'ossature périphérique dans la direction X

$$= \frac{1 / (45,3 \times 10^{-3}) - 1 / (76,7 \times 10^{-3})}{1 / (76,7 \times 10^{-3})} = 0,69$$

Rapport de la raideur du noyau à la raideur de l'ossature périphérique dans la direction Y

$$= \frac{1 / (65,6 \times 10^{-3}) - 1 / (112 \times 10^{-3})}{1 / (112 \times 10^{-3})} = 0,71$$

Ces calculs doivent théoriquement être menés à partir des déplacements au centre de *raideur* et pas au centre de *masse*. Les effets sont cependant faibles et les calculs ci-dessus sont suffisamment précis.

Pour le calcul du rayon de torsion au point 5, il est cependant important d'utiliser le déplacement selon Y au centre de raideur plutôt qu'au centre de masse. Ceci est nécessaire car la raideur selon Y est égale à la force divisée par le déplacement du centre de *raideur* (et pas du centre de *masse*). Les centres de raideur et de masse coïncident pour la direction X et il n'est pas nécessaire de faire d'ajustement. Les calculs s'écrivent comme suit :

Déplacement du centre de raideur pour une charge arbitraire L selon la direction Y appliqué au centre de raideur

$$= \{65,6 \quad + \quad (-1,09) \quad * \quad (1,11/0,139) \} \times 10^{-3} \text{ m}$$

Dépl. Ctr. de M sous charge en Y Dépl. Ctr. de M sous moment Rotation sous charge en Y Rotation sous moment

= 56,9 x10⁻³m au centre de raideur (à comparer à 65,6 x10⁻³m au centre de masse).

Eccentricity of total stiffness in X direction:

$$e_{ox} = - \left[\frac{1,09 \times 10^{-3}}{0,139 \times 10^{-3}} \right] = -7,9 \text{ m} \quad (\text{i.e. with core connected})$$

Ratio of total stiffness (i.e. with core connected) in X direction to total stiffness in Y direction

$$= \frac{65,6 \times 10^{-3}}{45,3 \times 10^{-3}} = 1,43$$

Ratio of core to perimeter frame stiffness in X direction

$$= \frac{1 / (45,3 \times 10^{-3}) - 1 / (76,7 \times 10^{-3})}{1 / (76,7 \times 10^{-3})} = 0,69$$

Ratio of core to perimeter frame stiffness in Y direction

$$= \frac{1 / (65,6 \times 10^{-3}) - 1 / (112 \times 10^{-3})}{1 / (112 \times 10^{-3})} = 0,71$$

These calculations of stiffness ratio should strictly be carried out on the basis of deflections at the centre of stiffness, not the centre of mass. However, the effect is quite small, and the above calculations are sufficiently accurate.

However, for the calculation of torsional radius in Point 5, it is important to calculate the Y deflection at the centre of *stiffness*, rather than the centre of *mass*. This is necessary, because the Y direction stiffness equals force divided by deflection at centre of *stiffness* (not *mass*). (Centre of stiffness and mass coincide in the X direction, so no adjustment is necessary). The calculation is as follows.

Deflection at centre of stiffness for arbitrary load L in Y direction applied at centre of stiffness

$$= \{65,6 \quad + \quad (-1,09) \quad * \quad (1,11/0,139) \} \times 10^{-3} \text{ m}$$

Y defln at CofM under Y load Y defln at CofM under moment Rotation under Y load Rotation under moment

= 56.9 x10⁻³ m at centre of *stiffness* (compared with 65.6 x10⁻³ m at centre of *mass*).

Évaluation préliminaire de la régularité en plan selon la Section 6.3.2.

- **Point 1.** La forme en plan est rectangulaire.
- **Point 2.** Les planchers sont constitués d'une dalle de béton coulé en place de 200mm.
- **Point 3.** Le rapport des raideurs latérales dans les deux directions est $(48/24) = 2$, ce qui est correct.

Il résulte des calculs par ordinateur présentés ci-dessus que le rapport de la raideur du noyau à la raideur de l'ossature est 0,69 dans la direction X et 0,71 dans la direction Y. 0,69 est juste à la limite des valeurs du Tableau 6.1(ii) et 0,71 est juste en dehors. En prenant 0,7 comme valeur des rapports, le rapport maximal des raideurs dans les deux directions doit être limité à 1,2 et l'excentricité maximale autorisée entre le centre de raideur et le centre de masse est $0,1 \times 48 = 4,8\text{m}$ selon la direction du long pan, et $0,1 \times 24 = 2,4\text{m}$ selon la direction du pignon.

Le rapport réel des raideurs est 1,43, ce qui est plus grand que 1,2.

L'excentricité du centre de raideur par rapport au centre géométrique (et donc au centre de masse) dans la direction X est 7,9m, ce qui est plus grand que 4,8m. Ainsi cette condition n'est pas satisfaite et la structure ne peut pas être classée comme régulière en plan selon l'évaluation préliminaire. Une évaluation détaillée de la régularité en plan selon la Section 6.3.3 est donc nécessaire.

Ce qui suit présente l'évaluation détaillée de la régularité en plan selon la Section 6.3.3.

- **Point 1.** La distribution des masses en plan est symétrique. La distribution des raideurs en plan n'est pas symétrique, mais la présence d'une ossature périphérique complète avec un noyau en béton au centre géométrique semble satisfaire l'esprit des conditions, pour autant que les points 5 et 6 soient satisfaits (NB : en fait, il apparaît plus loin qu'ils ne sont pas satisfaits !)
- **Point 2.** La forme est compacte, sans angle rentrant.
- **Point 3.** Un simple examen montre que la courte portée des dalles de plancher entre les éléments successifs de contreventement conduit à considérer que leur raideur est très importante.
- **Point 4.** Le rapport de longueur des côtés est de 2, ce qui est moins que 4 – ok.
- **Point 5.** Le rayon de torsion est calculé comme suit.

Carry out a preliminary assessment for regularity in plan, according to Section 6.3.2.

- **Point 1.** The plan shape is rectangular.
 - **Point 2.** The concrete slab is 200mm thick *in situ* concrete.
 - **Point 3.** The side length ratio is $(48/24) = 2$, which is ok.
- From the computer analysis results quoted above, the ratio of core stiffness to frame stiffness is 0.69 in the x-direction and 0.71 in the y-direction. 0.69 is just within the limiting ratio of Table 6.1(ii) and 0.71 is just outside it. Taking the ratio as 0.7, the maximum stiffness ratio in the two directions must be limited to 1.2 and the maximum eccentricity between centres of stiffness and mass that can be permitted is $0.1 \times 48 = 4.8\text{m}$ in the long direction, and $0.1 \times 24 = 2.4\text{m}$ in the short direction.

The actual total stiffness ratio is 1.43, which is greater than 1.2. The eccentricity of stiffness from the geometric centre (and hence the centre of mass) in the X direction is 7.9m, which is greater than 4.8m. Hence, these conditions are not satisfied, and the structure cannot be classified as regular in plan according to the preliminary assessment. A detailed assessment for regularity in plan according to Section 6.3.3 is therefore necessary.

The following sections show the detailed assessment for regularity in plan according to Section 6.3.3.

- **Point 1.** The distribution of mass in plan is symmetrical. The distribution of stiffness in plan is not symmetrical, but the presence of a complete perimeter frame with a concrete core at the geometric centre would seem to satisfy the spirit of this requirement, provided Points 5 and 6 are satisfied (NB: it turns out that they are not satisfied!).
- **Point 2.** The plan shape is compact, with no re-entrant corners.
- **Point 3.** By inspection, the short span of the floor slab between successive lateral load resisting elements results in high effective stiffness.
- **Point 4.** The ratio of side lengths is 2, which is less than 4 – ok.
- **Point 5.** The torsional radius is calculated as follows.

L'utilisation de l'équation simplifiée 6.4 n'est pas possible compte tenu de la mixité noyau – ossature. Les résultats de calcul par ordinateur donnés ci-dessus permettent d'effectuer un calcul direct.

$$r_x = \sqrt{\frac{56,9 \times 10^{-3}}{1,39 \times 10^{-4}}} = 20,2\text{m}; \quad r_y = \sqrt{\frac{45,3 \times 10^{-3}}{1,39 \times 10^{-4}}} = 18,0\text{m}$$

Les rapports d'excentricité dans chaque direction sont :

$$r_x/e_{ox} \approx 20,2/7,9 = 2,56 < 3,33 \quad \text{non satisfaisant};$$

$$r_y/e_{oy} \approx 18,0/0 = \infty > 3,33 \quad \text{ok}$$

Ainsi le rayon de torsion dans la direction X n'est pas suffisant pour contre l'excentricité des raideurs dans cette direction, mais une légère modification des raideurs permettrait d'amener le rapport dans les limites. La structure est « modérément » irrégulière en plan. Cependant le rapport excède 2,5 et ainsi, selon la Section 6.3.4, la structure n'est pas « très » irrégulière en plan et reste dans le domaine d'application du *Manuel*.

– **Point 6.** La distribution des masses est uniforme, l'Equation 6.5 permet d'obtenir la valeur du rayon de giration I_s :

$$I_s = \sqrt{(I^2 + b^2)/12} = \sqrt{(48^2 + 24^2)/12} = 15,5\text{m}$$

Ainsi les rayons de torsion dans les deux directions dépassent sensiblement la valeur du rayon de giration. Ce type de résultat est obtenu dans la plupart des bâtiments à ossature périphérique lorsque la raideur de l'ossature est significative par rapport à la raideur du noyau. A titre de vérification, les périodes et contributions modales des six premiers modes de vibration, issues d'un calcul par ordinateur, sont, donnés dans le Tableau A.2.

Use of approximate Equation 6.4 is not possible, because of the mixture of a frame and core. The computer results quoted above enable a direct calculation to be made.

$$r_x = \sqrt{\frac{56,9 \times 10^{-3}}{1,39 \times 10^{-4}}} = 20,2\text{m}; \quad r_y = \sqrt{\frac{45,3 \times 10^{-3}}{1,39 \times 10^{-4}}} = 18,0\text{m}$$

The eccentricity ratios in each direction are therefore as follows.

$$r_x/e_{ox} \approx 20,2/7,9 = 2,56 < 3,33 \quad \text{not ok};$$

$$r_y/e_{oy} \approx 18,0/0 = \infty > 3,33 \quad \text{ok}$$

Therefore the torsional radius in the X direction is not quite sufficient to balance the stiffness eccentricity in that direction, but a relatively small rebalancing of the stiffness would bring it within limits. The structure is 'moderately' irregular in plan. However the ratio exceeds 2.5 therefore, from Section 6.3.4, it is not 'highly' irregular in plan, and so still falls within the scope of the *Manual*.

– **Point 6.** The distribution of mass is uniform, hence from Equation 6.5 the radius of gyration I_s equals:

$$I_s = \sqrt{(I^2 + b^2)/12} = \sqrt{(48^2 + 24^2)/12} = 15,5\text{m}$$

Hence the torsional radii in both directions comfortably exceed the radius of gyration. This result would be expected for most perimeter frame structures where the stiffness of the perimeter frame is significant with respect to the core stiffness. As a check, the periods and modal contributions of the first six vibration modes are shown in Table A.2, from a computer analysis.

Tableau A.2 Périodes et participations modales pour le bâtiment à noyau et ossature périphérique

	Période (s)	Masse modale en translation			Moment d'inertie total		
		Masse totale			Moment d'inertie total		
		U_x/M_{tot}	U_y/M_{tot}	U_z/M_{tot}	R_x	R_y	R_z
Mode 1	0.92	0%	58%	0%	50%	0%	15%
Mode 2	0.73	74%	0%	0%	0%	32%	0%
Mode 3	0.58	0%	14%	0%	12%	0%	61%
Mode 4	0.23	0%	11%	0%	0%	0%	6%
Mode 5	0.18	18%	0%	0%	0%	0%	0%
Mode 6	0.16	0%	8%	0%	0%	0%	7%
Participation totale des 6 premiers modes		92%	92%	0%	63%	32%	89%

Il est à noter que le Mode 1 est un mode couplé de translation selon Y et de torsion et le mode 2 un mode principalement de translation selon X. Le mode 3 se caractérise comme le premier mode où la torsion prédomine, car la contribution du moment d'inertie d'axe vertical domine par rapport aux inerties en translation d'axe X et Y. Les masses modales dans la direction Z ainsi que les moments d'inertie modaux dans les directions X et Y ont également été donnés dans le tableau A.2, mais n'affectent pas les mouvements latéraux en plan et ainsi ne sont pas à considérer vis-à-vis de la régularité en plan.

En résumé :

T_1 = premier mode de translation prédominante dans la direction Y = 0,92s

T_2 = premier mode de translation dans la direction X = 0,73s

T_3 = premier mode de torsion = 0,58s

Ainsi le premier mode de torsion a une période plus courte que les deux premiers modes de translation, ce qui confirme que la structure peut être qualifiée de « rigide en torsion ».

Comme mentionné dans la Section 6.3.6, le calcul du centre de raideur et par conséquent du rayon de torsion peut être imprécis dans les systèmes mixtes qui combinent des murs de cisaillement et des ossatures, comme dans cet exemple. Ainsi les calculs du point 5 ont été repris, pour une même distribution des forces sur la hauteur (c'est-à-dire en appliquant une force proportionnelle à la hauteur), mais les résultats sont calculés à la toiture et au 3^{ème} niveau. La même opération a été répétée en appliquant une distribution de forces latérales constante sur la hauteur. Les résultats sont présentés dans le Tableau A.3.

Table A.2 Modal periods and participations for core and perimeter frame building

	Period (secs)	Modal translational mass			Modal moment of inertia		
		Total mass			Total moment of inertia		
		U_x/M_{tot}	U_y/M_{tot}	U_z/M_{tot}	R_x	R_y	R_z
Mode 1	0.92	0%	58%	0%	50%	0%	15%
Mode 2	0.73	74%	0%	0%	0%	32%	0%
Mode 3	0.58	0%	14%	0%	12%	0%	61%
Mode 4	0.23	0%	11%	0%	0%	0%	6%
Mode 5	0.18	18%	0%	0%	0%	0%	0%
Mode 6	0.16	0%	8%	0%	0%	0%	7%
Total participation in the first 6 modes		92%	92%	0%	63%	32%	89%

It can be seen that Mode 1 is a coupled lateral torsional mode in the Y direction, and mode 2 is a mainly translational mode in the X direction. Mode 3 can be characterised as the first predominantly torsional mode, because the vertical moment of inertia now dominates over the X and Y translational inertias. The translational masses in the Z direction, and the moments of inertia about the X and Y axes have been shown in Table A.2 for completeness, but do not affect lateral motions in plan, and so are not relevant to plan regularity.

To summarise:

T_1 = first predominantly translational mode in Y direction = 0.92secs

T_2 = first translational mode in X direction = 0.73secs

T_3 = first predominantly torsional mode = 0.58secs

Hence the first torsional mode is lower than both the first translational modes, confirming that the structure can be classified as 'torsionally rigid'.

As noted in Section 6.3.6, the calculation of stiffness centre and hence torsional radius may be somewhat uncertain in dual systems which combine shear walls and frames, such as in this example. Therefore the calculations of Point five above have been repeated for the same distribution of loading with height (i.e. lateral force proportional to height), but the results calculated at the third floor. They have also been repeated for both top and third floors for a loading where the lateral force remains constant with height. The results are shown in Table A.3.

Tableau A.3 Comparaison des résultats en utilisant deux distributions des forces latérales en fonction de la hauteur

	Rayon de torsion x (m)	Excentricité du centre de raideur x (m)	Rayon de torsion Excentricité du centre de raideur
(i) Force latérale proportionnelle à la hauteur			
Toiture	20,2	7,9	2,6
Niveau 3	17,7	7,2	2,5
(ii) Force latérale constante			
Toiture	20,1	6,9	2,9
Niveau 3	17,6	7,0	2,5

Les rapports obtenus sont légèrement différents avec la force latérale constante, mais maintiennent la structure dans la catégorie irrégulière en plan et donc la nécessité d'utiliser un modèle d'analyse 3D.

Ceci confirme que la structure est sur ou proche de la limite des structures « modérément irrégulières », elle peut ainsi relever de ce *Manuel*.

La section 6.3.3 propose une méthode alternative pour l'évaluation de la régularité en plan basée sur l'ASCE 7-05²³. Pour être complet, cette méthode est maintenant appliquée, bien que les résultats ci-dessus puissent être considérés comme suffisants.

Dernier niveau

Déplacement (différentiel) d'étage du côté gauche de la structure
= Y déplacement toiture – Y déplacement au niveau 4 = 9,9mm.
(NB: ces calculs comprennent une tolérance due aux 'torsions accidentelles' – voir Section 9.2.3).
Déplacement d'étage du côté droit de la structure = 23,0mm
Déplacement d'étage moyen = (9,9+23,0)/2 = 16,5mm
Rapport du déplacement extrême au déplacement moyen = 23,0/16,5 = 1,4

Troisième niveau

Déplacement d'étage du côté gauche de la structure
= Y déplacement au niveau 3 – Y déplacement au niveau 2 = 12,0mm
Déplacement d'étage du côté droit de la structure = 27,7mm
Déplacement d'étage moyen = (12,0+27,7)/2 = 19,9mm
Rapport du déplacement extrême au déplacement moyen = 27,7/19,9 = 1,4

Les rapports du déplacement extrême au déplacement moyen sont à la limite recommandée de transition entre irrégularité « modérée » et « élevée » donnée dans la Section 6.3.4. Ceci indique la nécessité de procéder à une analyse 3D, mais permet de ne pas exclure cette structure du domaine d'application de ce *Manuel*.

Table A.3 Comparison of results using two different distributions of horizontal load with height

	Torsional radius x (m)	Stiffness eccentricity x (m)	Torsional radius Stiffness eccentricity
(i) Lateral force proportional to height			
Roof	20.2	7.9	2.6
Level 3	17.7	7.2	2.5
(ii) Lateral force constant with height			
Roof	20.1	6.9	2.9
Level 3	17.6	7.0	2.5

The ratios are somewhat different for the constant lateral force set, but still point to the need to classify the structure as irregular in plan, and hence for a 3-D analysis model. It confirms that the structure is on or near the limit of 'moderate irregularity' but need not be classified as 'highly irregular'. Hence the structure can be considered as remaining within the scope of the *Manual*.

Section 6.3.3 proposes an alternative method of assessing plan regularity, using ASCE 7-05²³. For completeness, this is now done, although normally the results presented above could be regarded as sufficient.

Top storey

Storey drift at left hand edge of structure
= Y defln at roof – Y defln at level 4 = 9.9mm
(NB: this calculation includes an allowance for 'accidental torsion' – see Section 9.2.3).
Storey drift at right hand edge of structure = 23.0mm
Average storey drift = (9.9+23.0)/2 = 16.5mm
Ratio of extreme to average drift = 23.0/16.5 = 1.4

Third storey

Storey drift at left hand edge of structure
= Y defln at level 3 – Y defln at level 2 =12.0mm
Storey drift at right hand edge of structure = 27.7mm
Average storey drift = (12.0+27.7)/2 = 19.9mm
Ratio of extreme to average drift = 27.7/19.9= 1.4

The ratio of extreme to average drift is on the limit given in Section 6.3.4 of the recommended transition between 'moderate' and 'high' irregularity. It points to the need for a 3-D analysis model, but suggests that the irregularity is not sufficiently large to exclude the structure from the scope of the *Manual*.

Pour résumer, l'évaluation détaillée confirme que cette structure doit être considérée comme modérément irrégulière en plan, car le rayon de torsion dans la direction X est insuffisant vis-à-vis de l'excentricité du centre de raideur. Cependant la structure est encore (à la limite) dans le domaine d'application du *Manuel*, mais une analyse 3D doit être utilisée.

To summarise, the detailed assessment confirms that the structure must be classified as moderately irregular in plan, because the torsional radius in the X direction is insufficiently large in relation to the stiffness eccentricity. However, the structure still (just) falls within the scope of the *Manual*, but must be analysed with a 3-D model.

This *Manual* supports the seismic design of buildings to BS EN 1998-1: 2004 and BS EN 1998-5: 2004 and their National Annexes. It covers fully the seismic aspects of the design of steel and concrete buildings up to 40m high which do not have significant structural irregularity. However, the *Manual* may also be useful for the seismic design of taller or more unusual structures.

The text is fully presented in both French and English, the former incorporating the French Nationally Determined Parameters (NDPs) of EN 1998 and the latter the UK NDPs. The *Manual* is primarily intended for application in areas of moderate to high seismicity, although the much simpler rules applicable to areas of low seismicity are also covered.

The *Manual* is part of a suite of manuals for the Eurocodes.

Le présent *Manuel* est consacré à la conception de bâtiments selon les normes NF EN 1998-1: 2004 et NF EN 1998-5: 2004 et leurs annexes nationales. Il couvre complètement la conception des bâtiments modérément irréguliers en béton ou en acier dont la hauteur n'excède pas 40m. Néanmoins, il peut être utilisé pour le prédimensionnement de bâtiments plus élevés ou de configuration moins courante.

Le texte est présenté parallèlement en Français et en Anglais, dans sa totalité. Les Paramètres Déterminés Nationalement (NDPs) français sont donnés dans la version française et les NDPs britanniques dans la version anglaise. Le *Manuel* est conçu pour être appliqué dans les zones de sismicité modérée à forte, mais les règles plus simples applicables aux zones de faible sismicité sont également couvertes.

Le *Manuel* fait partie d'une collection de manuels sur les Eurocodes.

The Institution of Structural Engineers
International HQ
11 Upper Belgrave Street
London SW1X 8BH
UK

T. +44 (0)20 7235 4535
F. +44 (0)20 7235 4294
mail@istructe.org
www.istructe.org

Registered with the Charity Commission for England
and Wales No. 233392 and in Scotland No. SC038263

