

norme européenne**NF EN 1998-3**

Décembre 2005

norme française

Indice de classement : P 06-033-1

ICS : 91.080.01 ; 91.120.25

Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Partie 3 : Évaluation et renforcement des bâtiments

E : Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance —
Part 3: Assessment and retrofitting of buildings

D : Eurocode 8 : Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben —
Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden

Norme française homologuée

par décision du Directeur Général d'AFNOR le 15 décembre 2005 pour prendre effet le 31 décembre 2005.

Correspondance La Norme européenne EN 1998-3:2005 a le statut d'une norme française.

Analyse

La présente partie de l'Eurocode 8 :

- fournit des critères d'évaluation de la performance sismique des constructions existantes considérées isolément ;
- décrit une approche permettant de sélectionner les mesures correctives nécessaires ;
- expose les critères de dimensionnement pour la mise à niveau.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : bâtiment, construction résistant au séisme, conception antisismique, structure, structure en béton, structure métallique, maçonnerie, structure en bois, calcul, dimension, renforcement, réparation.

Modifications

Corrections



Membres de la commission de normalisation

Président : M PECKER

Secrétariat : M RUTMAN — BNTB

M	AMIR-MAZAHERI	PX-DAM CONSULTANTS
M	ARIBERT	CTICM — INSA DE RENNES
M	ASHTARI	CETEN-APAVE
M	BALOCHE	CSTB
M	BISCH	SECHAUD ET METZ
M	CAPRA	CAMPENON BERNARD
M	CHABROLIN	CTICM
M	CHAMMAS	CTTB
M	CHENAF	CSTB
M	COIN	EGF — BTP
M	DAVIDOVICI	DYNAMIQUE CONCEPT
M	DE CHEFDEBIEN	CERIB
M	DEMERCASTEL	UNCM
M	DIMITROV	METATM-CGPC
M	FALIPH	ENTREPOSE CONTRACTING
M	FOURE	CEBTP
M	GIANQUINTO	EXPERT
M	GILBERT	UMGO
M	GUILLON	ARCADIS ESG
M	JALIL	AFPS
M	LAMADON	BUREAU VERITAS
M	LE MAGOROU	CTBA
M	MOUROU	GEPP — GROUPE ZONAGE
MME	OSMANI	EIFFAGE
MME	PATROUILLEAU	AFNOR
M	PECKER	GEODYNAQIQUE ET STRUCTURE
M	SABOURAULT	MINISTERE DE L'ECOLOGIE ET DU DEVELOPPEMENT DURABLE
M	SAINT JEAN	SOCOTEC
M	SENECAT	METLTM — DGUHC
M	SOLLOGOUB	CEA
M	THEVENIN	BUREAU VERITAS
M	TOURET	EDF — SEPTEN
M	WALTER	GEODYNAMIQUE ET STRUCTURE

Avant-propos national

A.P. 1 : Introduction

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

(1) La présente publication reproduit la norme européenne EN 1998-3 «Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes — Partie 3 : Évaluation et renforcement des bâtiments», ratifiée par le CEN le 15 mars 2005 et mise à disposition le 31 décembre 2005. Elle fait partie d'un ensemble de normes constituant la collection des Eurocodes, qui dépendent dans une certaine mesure les uns des autres pour leur application. Certaines d'entre elles sont encore en cours d'élaboration. C'est pourquoi le CEN a fixé une période de transition nécessaire à l'achèvement de cet ensemble de normes européennes, période durant laquelle les membres du CEN ont l'autorisation de maintenir leurs propres normes nationales adoptées antérieurement.

(2) Cette publication, faite en application des règles du CEN, peut permettre aux différents utilisateurs de se familiariser avec le contenu (concepts et méthodes) de la norme européenne.

(3) L'application en France de cette norme appelle toutefois un ensemble de précisions et de compléments pour lesquels une Annexe Nationale est en préparation (future NF P 06-033-2) dans le cadre de la Commission de normalisation CN/PS. En attendant la publication de cette Annexe Nationale, si la norme européenne est employée, ce ne peut être qu'avec les compléments précisés par l'utilisateur et sous sa responsabilité.

(4) En raison des normes provisoires ENV relatives à d'autres parties de la collection des Eurocodes, qui font référence à la norme ENV 1998-1-4 et qui ne sont pas encore remplacées par des normes EN, le CEN avait décidé de maintenir en vigueur l'ensemble des ENV pendant la période de coexistence nécessaire.

(5) Cette publication est destinée à être utilisée conjointement avec les NF EN 1990 et NF EN 1998-1.

A.P. 2 : Références aux normes françaises

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

EN 1990 : NF EN 1990 (indice de classement : P 06-100-1)

EN 1998-1 : NF EN 1998-1 (indice de classement : P 06-031)

La correspondance entre les normes mentionnées dans le corps du document et les normes françaises identiques est la suivante :

EN 1992-1-1 : NF EN 1992-1-1 (indice de classement : P 18-711-1)

EN 1993-1-8 : NF EN 1993-1-8 (indice de classement : P 22-380-1)

EN 1993-1-10 : NF EN 1993-1-10 (indice de classement : P 22-318-1)

Version française

**Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes —
Partie 3 : Évaluation et renforcement des bâtiments**

Eurocode 8 : Auslegung von Bauwerken
gegen Erdbeben — Teil 3: Beurteilung
und Ertüchtigung von Gebäuden

Eurocode 8 : Design of structures
for earthquake resistance — Part 3: Assessment
and retrofitting of buildings

La présente Norme européenne a été adoptée par le CEN le 15 mars 2005.

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

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

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

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

CEN

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Europäisches Komitee für Normung
European Committee for Standardization

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

Sommaire

	Page
Avant-propos	4
1 Généralités	8
1.1 Domaine d'application	8
1.2 Références normatives	8
1.2.1 Références normatives générales	8
1.3 Hypothèses	9
1.4 Distinction entre principes et règles d'application	9
1.5 Définitions	9
1.6 Symboles	9
1.6.1 Généralités	9
1.6.2 Symboles utilisés dans l'Annexe A	9
1.6.3 Symboles utilisés dans l'Annexe B	11
1.7 Unités SI	12
2 Exigences de performance et critères de conformité	12
2.1 Exigences fondamentales	12
2.2 Critères de conformité	13
2.2.1 Généralités	13
2.2.2 État limite de quasi-effondrement (NC)	14
2.2.3 État limite de dommages significatifs (SD)	14
2.2.4 État limite de limitation des dommages (DL)	14
3 Information concernant l'évaluation de la structure	15
3.1 Information générale et historique	15
3.2 Données d'entrée requises	15
3.3 Niveaux de connaissance	15
3.3.1 Définition des niveaux de connaissance	15
3.3.2 KL1 : Connaissance limitée	17
3.3.3 KL2 : Connaissance normale	17
3.3.4 KL3 : Connaissance intégrale	17
3.4 Identification du niveau de connaissance	18
3.4.1 Géométrie	18
3.4.2 Dispositions constructives	18
3.4.3 Matériaux	19
3.4.4 Définition des niveaux d'inspection et d'essais	19
3.5 Coefficients de confiance	20
4 Évaluation	20
4.1 Généralités	20
4.2 Action sismique et combinaison d'actions sismique	20
4.3 Modélisation de la structure	21
4.4 Méthodes d'analyse	21
4.4.1 Généralités	21
4.4.2 Analyse par les forces latérales	22
4.4.3 Analyse multi-modale avec utilisation du spectre de réponse	22
4.4.4 Analyse statique non linéaire	22
4.4.5 Analyse temporelle non linéaire	23
4.4.6 Approche par coefficient de comportement	23
4.4.7 Combinaison des composantes de l'action sismique	23
4.4.8 Mesures complémentaires pour les structures avec remplissage en maçonnerie	23
4.4.9 Coefficients de combinaison pour les actions variables	23
4.4.10 Catégories d'importance et coefficients d'importance	23

Sommaire (fin)

	Page
4.5	Vérifications de sécurité 24
4.5.1	Méthodes d'analyse linéaire (méthode des forces latérales ou analyse spectrale avec utilisation d'un spectre de réponse) 24
4.5.2	Méthodes d'analyse non linéaire (statiques ou dynamiques) 24
4.5.3	Approche par coefficient de comportement 24
4.6	Résumé des critères pour l'analyse et les vérifications de sécurité 24
5	Décisions concernant l'intervention sur la structure 25
5.1	Critères d'intervention sur la structure 25
5.1.1	Introduction 25
5.1.2	Critères techniques 26
5.1.3	Type d'intervention 26
5.1.4	Éléments non structuraux 26
5.1.5	Justification du type d'intervention choisi 27
6	Conception de l'intervention sur la structure 27
6.1	Procédure de conception du renforcement 27
Annexe A	(informative) Structures en béton armé 28
Annexe B	(informative) Structures métalliques et structures mixtes 45
Annexe C	(informative) Bâtiments en maçonnerie 67

Avant-propos

Cette Norme européenne EN 1998-3, «Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes : Tours, mâts et cheminées», a été élaborée par le Comité Technique CEN/TC 250 «Eurocodes structuraux», dont le secrétariat est tenu par BSI. Le CEN/TC 250 est responsable de tous les Eurocodes Structuraux.

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

Le présent document remplace l'/le/la ENV 1998-1-4:1996.

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

Historique du programme des Eurocodes

En 1975, la Commission des Communautés européennes arrêta un programme d'action dans le domaine de la construction, sur la base de l'Article 95 du Traité. L'objectif de ce programme était la levée des obstacles aux échanges commerciaux et l'harmonisation des spécifications techniques.

Dans le cadre de ce programme d'action, la Commission prit l'initiative d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées pour le calcul des ouvrages de construction. Ces règles, dans un premier stade, serviraient d'alternative aux règles nationales en vigueur dans les États Membres et, à terme, les remplaceraient.

Pendant quinze ans, la Commission, avec l'aide d'un Comité directeur comportant des représentants des États Membres, pilota le développement du programme des Eurocodes, ce qui conduisit au cours des années 80 à la première génération de codes européens.

En 1989, la Commission et les États membres de l'Union européenne (EU) et de l'Association Européenne de Libre Echange (AELE) décidèrent, sur la base d'un accord ¹⁾ entre la Commission et le CEN, de transférer au CEN par une série de Mandats, l'élaboration et la publication des Eurocodes, afin de leur conférer par la suite un statut de Normes Européennes (EN). Ceci établit de facto un lien entre les Eurocodes et les dispositions de toutes les Directives du Conseil et/ou Décisions de la Commission concernant les normes européennes (par exemple, la Directive du Conseil 89/106/CEE sur les Produits de Construction — DPC — et les Directives du Conseil 93/37/CEE, 92/50/CEE et 89/440/CEE sur les marchés publics de travaux et services, ainsi que les Directives équivalentes de l'AELE destinées à la mise en place du marché intérieur).

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

EN 1990, Eurocode : Base de calcul des structures

EN 1991, Eurocode 1 : Actions sur les structures

EN 1992, Eurocode 2 : Calcul des structures en béton

EN 1993, Eurocode 3 : Calcul des structures en acier

EN 1994, Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton

EN 1995, Eurocode 5 : Calcul des structures en bois

EN 1996, Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie

EN 1997, Eurocode 7 : Calcul géotechnique

EN 1998, Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

EN 1999, Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium

Les normes Eurocodes reconnaissent la responsabilité des autorités de réglementation dans chaque État Membre et ont préservé le droit de celles-ci de déterminer, au niveau national, des valeurs relatives aux questions

1) *Accord entre la Commission des Communautés Européennes et le Comité européen de Normalisation (CEN) concernant le travail sur les EUROCODES pour le calcul des ouvrages de bâtiments et de génie civil (BC/CEN/03/89).*

réglementaires de sécurité, là où ces valeurs continuent à différer d'un État à un autre.

Statut et domaine d'application des Eurocodes

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

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

Les Eurocodes, dans la mesure où ils concernent les ouvrages de construction eux-mêmes, ont un lien direct avec les Documents Interprétatifs ²⁾ auxquels il est fait référence dans l'Article 12 de la DPC, bien qu'ils soient de nature différente de celle des normes de produits harmonisées ³⁾. Par conséquent, les aspects techniques résultant des travaux effectués pour les Eurocodes nécessitent d'être dûment étudiés par les Comités Techniques du CEN et/ou les Groupes de travail de l'EOTA œuvrant sur les normes de produits en vue d'obtenir une totale compatibilité de ces spécifications techniques avec les Eurocodes.

Les normes Eurocodes donnent des règles de calcul structural communes en vue d'une utilisation quotidienne pour le calcul de structures entières et de composants, de nature tant traditionnelle qu'innovante. Les formes de construction ou les conceptions inhabituelles ne sont pas spécifiquement couvertes, et il appartiendra en ces cas au concepteur de se procurer des bases spécialisées supplémentaires.

Normes nationales transposant les Eurocodes

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

L'Annexe Nationale (informatif) ne peut contenir que des informations sur les paramètres laissés ouverts au choix national dans l'Eurocode, appelés Paramètres Déterminés au niveau national (PDN), et destinés à être utilisés pour les projets de bâtiments et ouvrages de génie civil devant être construits dans le pays concerné ; il s'agit :

- de valeurs de coefficients partiels et/ou classes lorsque des alternatives sont données dans l'Eurocode,
- de valeurs à utiliser lorsque seul un symbole est donné dans l'Eurocode,
- de données géographiques et climatiques spécifiques à l'Etat Membre, par ex. carte d'enneigement,
- de la procédure à utiliser lorsque des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode.

2) Conformément à l'article 3.3 de la DPC, les exigences essentielles (EE) doivent prendre une forme concrète dans des documents interprétatifs (DI) pour assurer les liens nécessaires entre les exigences essentielles et les mandats pour les normes européennes (EN) harmonisées, les ATE et les guides pour ces ATE.

3) Conformément à l'Art. 12 de la DPC, les documents interprétatifs doivent :

- a) donner une forme concrète aux exigences essentielles (EE) en harmonisant la terminologie et les bases techniques, et en indiquant des classes ou niveaux pour chaque exigence si nécessaire ;
- b) indiquer des méthodes de corrélation de ces classes ou niveaux d'exigence avec les spécifications techniques, par ex. des méthodes de calcul et d'essais, des règles techniques pour le calcul de projets, etc. ;
- c) servir de référence pour l'établissement de normes et directives harmonisées pour des agréments techniques européens (ATE).

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

Elle peut également contenir :

- des décisions sur l'usage des annexes informatives,
- des références à des informations complémentaires non contradictoires destinées à assister l'utilisateur pour l'application de l'Eurocode.

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

Une cohérence est nécessaire entre les spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction et les règles techniques pour les ouvrages ⁴⁾. En outre, il convient que toutes les informations accompagnant le Marquage CE des produits de construction faisant référence aux Eurocodes mentionnent clairement quels Paramètres Déterminés au niveau National (PDN) ont été pris en compte.

Informations additionnelles spécifiques à l'EN 1998-3

Bien que la réévaluation et le renforcement des structures existantes n'aient pas encore été traitées pour les actions non sismiques par les Eurocodes relatifs aux différents matériaux, cette partie de l'Eurocode 8 a été spécifiquement élaborée pour les raisons suivantes :

- Pour la plupart des structures existantes, il n'y a pas eu de dimensionnement sismique à l'origine, alors que les actions non sismiques ont été prises en compte, au moins par des règles traditionnelles de construction.
- La réévaluation de l'aléa sismique, compte tenu des connaissances actuelles, peut conduire à des campagnes de mise à niveau.
- Les dommages dus à un séisme peuvent rendre nécessaires des réparations importantes.

Par ailleurs, puisque dans la philosophie de l'Eurocode 8 la conception sismique des constructions neuves est basée sur l'acceptation d'un certain niveau de dommages de la structure sous séisme de calcul, les critères de réévaluation sismique (des structures dimensionnées conformément à l'Eurocode 8 et donc endommagées lors de ce séisme), font partie intégrante de la démarche parasismique.

En vue de procéder à la mise à niveau parasismique, les vérifications qualitatives relatives à l'identification et à l'élimination des principaux défauts de la structure sont très importantes, et il convient de ne pas empêcher cette démarche par l'approche analytique quantitative développée dans la présente partie de l'Eurocode 8. La préparation de documents plus qualitatifs relève de l'initiative des Autorités Nationales.

La présente norme ne traite que des aspects structuraux de l'évaluation et de la mise à niveau parasismiques, qui constituent seulement un volet d'une stratégie plus vaste de prévention du risque sismique, incluant des mesures pré- et/ou post-sismiques à prendre par les autorités compétentes. La présente norme ne s'applique que lorsque la décision de réévaluer un bâtiment donné a été prise. Les conditions qui déterminent la décision de réévaluer des bâtiments — pouvant entraîner leur mise à niveau — n'entre pas dans le cadre de la présente norme.

Des programmes développés dans chaque Etat pour la réduction du risque sismique en procédant à la réévaluation et la mise à niveau des bâtiments peuvent distinguer entre des programmes «actifs» et des programmes «passifs». Les premiers peuvent imposer aux Maîtres d'Ouvrages de certains catégories de bâtiments de respecter des objectifs stricts dans la réévaluation et — en fonction de ses résultats — la mise à niveau. Les types de bâtiments visés par de tels objectifs peuvent être sélectionnés en fonction de la sismicité et des conditions de sol, de leur classe d'importance et de leur occupation, et de leur vulnérabilité apparente (déterminée par le type de matériau utilisé, le type de construction, le nombre d'étages, l'âge du bâtiment en considération des normes utilisées à la date de construction, etc.). Les programmes passifs associent la réévaluation sismique — pouvant conduire à une mise à niveau — à d'autres événements ou activités liés à l'usage du bâtiment et à la continuité de son utilisation, comme un changement d'utilisation qui augmente son taux d'occupation ou sa classe d'importance, ou sa restructuration au delà de certaines proportions (en termes de surface concernée ou de valeur économique), ou sa réparation après des dommages dus à un séisme, etc. Le choix des États Limites à vérifier et des périodes de retour à considérer pour ces États Limites peuvent dépendre des programmes développés pour la réévaluation et la mise à niveau. Les prescriptions pertinentes peuvent être moins contraignantes dans les programmes actifs que dans les programmes passifs ; par exemple, dans les programmes passifs déclenchés par une restructuration des surfaces, les prescriptions pertinentes peuvent être graduées en fonction de l'étendue et du coût des travaux de restructuration.

4) Voir le paragraphe 3.3 et l'article 12 de la DPC, ainsi que les paragraphes 4.2, 4.3.1, 4.3.2 et 5.2 du DI 1.

Dans les cas de faible sismicité (voir EN1998-1, **3.2.1(4)**), la présente norme peut être adaptée aux conditions locales par l'application d'Annexes Nationales appropriées.

Annexe Nationale pour l'EN 1998-3

La présente norme propose des alternatives concernant des procédures, des valeurs et des recommandations de classes, avec des Notes indiquant où des choix nationaux peuvent devoir être faits. C'est pourquoi il convient de doter la norme nationale mettant en application l'EN 1998-3:2005 d'une Annexe Nationale contenant tous les Paramètres Déterminés au niveau National à utiliser pour le dimensionnement de bâtiments et d'ouvrages de génie civil à construire dans le pays concerné.

Un choix national est autorisé dans l'EN 1998-3:2005 aux paragraphes suivants :

Référence	Élément
1.1(4)	Annexes informatives A, B et C.
2.1(2)P	Nombre d'états limites à envisager
2.1(3)P	Période de retour des actions sismiques pour lesquelles il convient de ne pas dépasser les états limites.
2.2.1(7)P	Coefficients partiels pour les matériaux
3.3.1(4)	Coefficients de confiance
3.4.4(1)	Niveaux d'inspection et de tests
4.4.2(1)P	Valeur maximale du rapport ρ_{\max}/ρ_{\min}
4.4.4.5(2)	Information complémentaire et non contradictoire sur la façon de prendre en compte les effets des modes d'ordre supérieur dans la méthode d'analyse statique non linéaire.

1 Généralités

1.1 Domaine d'application

(1) Le domaine d'application de l'Eurocode 8 est défini dans l'EN 1998-1:2004, **1.1.1** et celui de la présente norme est défini en **(2)**, **(4)** et **(5)**. Les autres parties de l'Eurocode 8 sont décrites dans l'EN 1998-1:2004, **1.1.3**.

(2) Le domaine d'application de l'EN 1998-3 est le suivant :

— Fournir des critères d'évaluation de la performance sismique des constructions existantes considérées isolément.

— Décrire une approche permettant de sélectionner les mesures correctives nécessaires.

— Exposer les critères de dimensionnement pour la mise à niveau (c'est-à-dire conception, analyse de la structure y compris les mesures à prendre, le dimensionnement final des éléments de structure et de leurs liaisons avec les éléments existants).

NOTE Pour les besoins de la présente norme, la mise à niveau couvre à la fois le renforcement des structures non endommagées et la réparation des structures endommagées par un séisme.

(3) Il convient, lors de la conception d'une intervention sur la structure afin de lui assurer une résistance adéquate vis-à-vis des actions sismiques, de vérifier également ladite structure vis-à-vis des combinaisons d'actions non sismiques.

(4) En reflétant les exigences fondamentales de l'EN 1998-1:2004, la présente norme traite de l'évaluation et de la mise à niveau parasismiques des bâtiments constitués de matériaux de construction couramment utilisés : béton, acier et maçonnerie.

NOTE Les Annexes informatives A, B et C contiennent des informations supplémentaires relatives à l'évaluation des bâtiments en béton armé, des structures métalliques ou mixtes, et des bâtiments en maçonnerie, respectivement, et à leur mise à niveau, le cas échéant.

(5) Bien que les dispositions de la présente norme soient applicables à toutes les catégories de bâtiments, l'évaluation et la mise à niveau parasismiques des monuments et des bâtiments historiques requièrent souvent des types de dispositions et d'approches différents, selon la nature des monuments.

(6) Tenant compte du fait que les structures existantes :

i. reflètent le niveau des connaissances à l'époque de leur construction,

ii. peuvent cacher d'importants défauts,

iii. peuvent avoir subi des séismes antérieurs ou d'autres actions accidentelles dont les effets ne sont pas connus,

l'évaluation de la structure et l'intervention éventuelle sur cette même structure sont généralement soumises à un degré d'incertitude (niveau de connaissances) différent de celui lié à la conception de nouvelles structures. Différents ensembles de coefficients de sécurité applicables aux matériaux et aux structures sont par conséquent requis, ainsi que différentes méthodes d'analyse, en fonction du caractère exhaustif et de la fiabilité des informations disponibles.

1.2 Références normatives

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

1.2.1 Références normatives générales

EN 1990, *Eurocode — Bases de calcul des structures*.

EN 1998-1, *Eurocode 8 — Calcul des structures pour leur résistance aux séismes — Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*.

1.3 Hypothèses

- (1) Il est fait référence à l'EN 1998-1:2004, **1.3**.
- (2) Les dispositions de la présente norme supposent que la collecte des données et que les essais sont effectués par du personnel expérimenté et que l'ingénieur responsable de l'évaluation, du dimensionnement éventuel de la mise à niveau et de l'exécution des travaux dispose d'une expérience appropriée relativement au type de structures faisant l'objet d'un renforcement ou d'une réparation.
- (3) Il convient de documenter et de classer les procédures d'inspection, les listes des points à contrôler et les autres procédures de collecte de données, de même qu'il convient que les documents de conception y fassent référence.

1.4 Distinction entre principes et règles d'application

- (1) Les règles données dans l'EN 1990:2002, **1.4** s'appliquent.

1.5 Définitions

- (1) Il est fait référence à l'EN 1998-1:2004, **1.5**.

1.6 Symboles

1.6.1 Généralités

- (1) Il est fait référence à l'EN 1998-1:2004, **1.6**.
- (2) D'autres notations utilisées dans la présente norme sont définies dans le texte, au fur et à mesure qu'elles apparaissent.

1.6.2 Symboles utilisés dans l'Annexe A

b	largeur des bandes en acier du chemisage en acier
b_o et h_o	dimension du noyau de béton fretté limité par l'axe des armatures de confinement
b_i	espacement des axes des barres longitudinales
c	béton d'enrobage des armatures
d	hauteur utile de la section (hauteur par rapport à l'armature tendue)
d'	hauteur par rapport à l'armature comprimée
d_{bL}	diamètre de l'armature tendue
f_c	résistance du béton à la compression (MPa)
f_{cc}	résistance du béton confiné
f_{cd}	valeur de calcul de la résistance du béton
f_{ctm}	résistance moyenne du béton à la traction
$f_{dd,e}$	valeur de calcul de la résistance effective vis-à-vis du décollement du polymère renforcé de fibres
$f_{fu,W}(R)$	résistance ultime d'une feuille de polymère renforcé de fibres enveloppée autour d'un angle de rayon R , expression (A.25)
f_y	valeur moyenne estimée de la limite d'élasticité de l'acier
f_{yd}	valeur de calcul de la limite d'élasticité d'une armature (longitudinale)

$f_{y,j,d}$	valeur de calcul de la limite d'élasticité du chemisage en acier
f_{yw}	limite d'élasticité d'une armature transversale ou de confinement
h	hauteur de section transversale
$k_b = \sqrt{1,5 \cdot (2 - w_f/s_f) / (1 + w_f/100 \text{ mm})}$	coefficient d'enrobage des bandes/feuilles de polymère renforcé de fibres
n	nombre d'armatures recouvertes le long du périmètre p
p	longueur de la ligne périphérique inscrite dans la section de poteau le long de la face intérieure des armatures longitudinales
s	espacement des axes des cadres
s_f	espacement des axes des bandes de polymère renforcé de fibres (= w_f pour les feuilles de polymères)
t_f	épaisseur d'une feuille de polymère renforcé de fibres
t_j	épaisseur d'un chemisage en acier
x	hauteur de la zone comprimée
w_f	largeur des bandes/feuilles de polymère renforcé de fibres
z	longueur d'un bras de levier interne de section
A_c	aire de la section transversale d'un poteau
A_f	= $t_f \cdot w_f \cdot \sin \beta$: aire de la projection horizontale de la section transversale d'une bande/feuille de polymère renforcé de fibres d'épaisseur t_f , de largeur w_f et d'angle β
A_s	aire de la section transversale des armatures longitudinales
A_{sw}	aire de la section transversale d'un cadre
E_f	module du polymère renforcé de fibres
$L_V = M/V$	portée d'effort tranchant calculée au droit de l'extrémité d'un élément
N	effort normal (positif en compression)
$V_{R,c}$	résistance à l'effort tranchant d'un élément sans armature d'âme
$V_{R,max}$	résistance à l'effort tranchant telle que déterminée par l'écrasement de la bielle de compression diagonale
V_w	contribution des armatures transversales à la résistance à l'effort tranchant
α	coefficient d'efficacité du confinement
γ_{el}	coefficient, supérieur à 1,0 pour les éléments sismiques primaires et égal à 1,0 pour les éléments sismiques secondaires
γ_d	coefficient partiel vis-à-vis du décollement des polymères renforcés de fibres
δ	angle compris entre la diagonale et l'axe du poteau
ε_{cu}	déformation ultime du béton
ε_{ju}	déformation ultime du polymère renforcé de fibres
$\varepsilon_{su,w}$	déformation ultime des armatures de confinement
θ	angle d'inclinaison des bielles dans le calcul de l'effort tranchant

θ_y	rotation de corde à la plastification de l'élément en béton
θ_u	rotation ultime de corde de l'élément en béton
ν	$= N / bhf_c$ (b largeur de la zone comprimée)
ρ_d	pourcentage d'armatures diagonales
ρ_f	rapport volumétrique de polymère renforcé de fibres
ρ_s	pourcentage géométrique d'armatures
ρ_{sx}	$= A_{sx} / b_w s_h =$ pourcentage d'armatures transversales parallèles au sens x de chargement ($s_h =$ espacement des cadres)
ρ_{tot}	pourcentage total d'armatures longitudinales
ρ_{sw}	rapport volumétrique d'armatures de confinement
ρ_w	pourcentage d'armatures transversales
φ_u	courbure ultime au droit d'une section d'extrémité
φ_y	courbure à la limite élastique au droit de la section d'extrémité
ω, ω'	pourcentages mécaniques d'armatures tendues et comprimées

1.6.3 Symboles utilisés dans l'Annexe B

b_{cp}	largeur du couvre-joint
b_f	largeur de semelle
d_c	hauteur de poteau
d_z	hauteur de la zone de panneau entre les raidisseurs
e	distance entre la rotule plastique et la face du poteau
f_c	résistance du béton à la compression
f_{ct}	résistance du béton à la traction
f_{uw}	résistance des soudures à la traction
f_{ywh}	limite d'élasticité des armatures transversales
$f_{y,pl}$	limite d'élasticité nominale de chaque semelle
l_{cp}	longueur du couvre-joint
t_{cp}	épaisseur du couvre-joint
t_f	épaisseur
t_{hw}	épaisseur d'âme
w_z	largeur de la zone de panneau d'âme entre les semelles de poteaux
A_g	aire brute de la section
A_{hf}	section de la semelle du jarret
A_{pl}	section de chaque semelle
B_S	largeur du contreventement en acier sous forme de plat
B	largeur de la section mixte

E	module de Young de la poutre
E_B	module d'élasticité du panneau en béton armé
F_t	effort tranchant sismique à la base
H	hauteur d'ossature
H_c	hauteur d'étage de l'ossature
K_φ	rigidité en rotation de l'assemblage
I	moment d'inertie
L	portée de poutre
$M_{pb,Rd}$	moment plastique de la poutre
N_d	effort normal de calcul
N_y	limite d'élasticité du contreventement en acier
S_x	module d'élasticité (selon l'axe fort) de la poutre
T_C	épaisseur du panneau
$V_{pl,Rd,b}$	effort tranchant au droit d'une rotule plastique de poutre
Z_b	module plastique de la poutre
Z_e	module plastique utile de la section au droit de l'emplacement de la rotule plastique
ρ_w	pourcentage d'armatures transversales

1.7 Unités SI

(1) Il est fait référence à l'EN 1998-1:2004, 1.7.

2 Exigences de performance et critères de conformité

2.1 Exigences fondamentales

(1)P Les exigences fondamentales font référence à l'état d'endommagement de la structure, défini dans le présent document par les trois états limites (LS) suivants, à savoir Quasi-effondrement (NC), Dommages significatifs (SD), et Limitation des dommages (DL). Ces états limites doivent être caractérisés comme suit :

État limite de quasi-effondrement (NC). La structure est fortement endommagée, avec une résistance et une rigidité latérales résiduelles faibles, bien que les éléments verticaux demeurent capables de supporter des charges verticales. La plupart des éléments non structuraux se sont effondrés. Des déplacements permanents importants sont observés. La structure est proche de l'effondrement et ne résisterait vraisemblablement pas à un autre séisme, même d'intensité modérée.

État limite de dommages significatifs (SD). La structure est endommagée de manière significative, avec une certaine résistance et une certaine rigidité latérales résiduelles, les éléments verticaux étant capables de supporter des charges verticales. Les éléments non structuraux sont endommagés, bien que les cloisons et des remplissages n'aient pas subi de rupture hors plan. Des déplacements permanents modérés sont observés. La structure peut supporter des répliques d'intensité modérée. La réparation de la structure est vraisemblablement non rentable.

État limite de limitation des dommages (DL). La structure n'est que faiblement endommagée, ses éléments structuraux n'ayant pas subi d'incursion post-élastique significative et conservant leurs propriétés de résistance et de rigidité. Les éléments non structuraux, tels que les cloisons et les remplissages, peuvent révéler une fissuration répartie, mais la réparation du dommage demeure rentable. Les déplacements permanents sont négligeables. La structure ne requiert aucune mesure de réparation.

NOTE La définition de l'état limite de quasi-effondrement donnée dans la présente Partie 3 de l'Eurocode 8 est plus proche de l'effondrement réel du bâtiment que celle donnée dans l'EN1998-1:2004, et correspond à l'exploitation maximale de la capacité de déformation des éléments structuraux. L'état limite associé à l'exigence de «non-effondrement» définie dans l'EN1998-1:2004 équivaut globalement à celui défini dans le présent document comme l'état limite de dommages significatifs.

(2)P Les Autorités Nationales décident de la vérification ou non de l'ensemble des trois états limites, de deux états limites ou d'un état limite uniquement.

NOTE L'Annexe Nationale au présent document peut spécifier le choix de vérification des états limites dans un pays donné, parmi les trois états limites définis en **2.1(1)P**.

(3)P Les niveaux de protection appropriés sont atteints en choisissant, pour chacun des états limites, une période de retour relative à l'action sismique.

NOTE Les périodes de retour assignées aux différents états limites devant être vérifiés dans un pays donné sont indiquées dans l'Annexe Nationale au présent document. La protection généralement considérée appropriée pour les nouveaux bâtiments ordinaires est considérée atteinte en choisissant les valeurs suivantes pour les périodes de retour :

- État limite de quasi-effondrement (NC) : 2475 ans, correspondant à une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans.
- État limite de dommages significatifs (SD) : 475 ans, correspondant à une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans.
- État limite de limitation des dommages (DL) : 225 ans, correspondant à une probabilité de dépassement de 20 % en 50 ans.

2.2 Critères de conformité

2.2.1 Généralités

(1)P L'adoption de l'action sismique, de la méthode d'analyse, des procédures de vérification et de celles relatives aux dispositions constructives contenues dans la présente partie de l'EN 1998, appropriées pour les différents matériaux structuraux relevant du domaine d'application du présent document (c'est-à-dire béton, acier, maçonnerie), permet de satisfaire aux exigences spécifiées en **2.1**.

(2)P Pour la vérification de conformité dans les approches autres que celle par coefficient de comportement, il est fait usage de l'action sismique complète (non réduite, élastique), telle que définie en **2.1** et **4.2** pour la période de retour appropriée.

(3)P Pour la vérification des éléments structuraux, une distinction est faite entre les éléments «ductiles» et les éléments «fragiles». Sauf dans l'approche par coefficient de comportement, la vérification des éléments structuraux ductiles doit s'assurer que les demandes n'excèdent pas les capacités correspondantes en termes de déformations. La vérification des éléments structuraux fragiles doit s'assurer que les demandes n'excèdent pas les capacités correspondantes en termes de résistances.

NOTE Les informations permettant de classer les composants/mécanismes comme «ductiles» ou «fragiles» figurent dans les annexes relatives aux matériaux correspondants.

(4)P En variante, une approche par coefficient de comportement peut être utilisée, avec une action sismique réduite par un coefficient de comportement, tel qu'indiqué au **4.2(3)P**. Dans les vérifications de sécurité, tous les éléments structuraux doivent être vérifiés en s'assurant que les demandes dues à l'action sismique réduite n'excèdent pas les capacités correspondantes en termes de résistances évaluées conformément à **(5)P**.

(5)P Pour le calcul des capacités des éléments ductiles ou fragiles, faisant l'objet d'une comparaison par rapport aux demandes correspondantes pour les vérifications de sécurité conformément à **(3)P** et **(4)P**, les valeurs moyennes des propriétés des matériaux existants doivent être utilisées telles qu'obtenues directement à partir d'essais in situ et des sources d'informations supplémentaires et divisées par les coefficients de confiance appropriés définis en **3.5**, en tenant compte du niveau de connaissance atteint. Les propriétés nominales doivent être utilisées pour les matériaux nouveaux ou ajoutés.

(6)P Certains éléments structuraux existants peuvent être désignés comme «sismiques secondaires», conformément aux définitions de l'EN 1998-1:2004, **4.2.2 (1)P**, **(2)** et **(3)**. Les éléments «sismiques secondaires» doivent être vérifiés avec les mêmes critères de conformité que les éléments sismiques primaires, mais sur la base d'estimations de leur capacité moins conservatives que les éléments considérés comme «sismiques primaires».

(7)P Dans le calcul des capacités de résistance des éléments «sismiques primaires» fragiles, les résistances des matériaux doivent être divisées par le coefficient partiel du matériau.

NOTE Les valeurs assignées aux coefficients partiels applicables à l'acier, au béton, à l'acier de construction, à la maçonnerie et aux autres matériaux, destinées à être utilisées dans un pays donné, sont données dans l'Annexe Nationale à la présente norme. Les notes des alinéas **5.2.4(3)**, **6.1.3(1)**, **7.1.3(1)** et **9.6(3)** de l'EN 1998-1:2004 font référence aux valeurs des coefficients partiels applicables à l'acier, au béton, à l'acier de construction et à la maçonnerie, destinés à être utilisés pour le dimensionnement de nouveaux bâtiments dans un pays donné.

2.2.2 État limite de quasi-effondrement (NC)

(1)P Les demandes doivent être déterminées pour l'action sismique de calcul appropriée pour cet état limite. Pour les éléments ductiles et fragiles, les demandes doivent être évaluées sur la base des résultats de l'analyse. Dans le cas d'une analyse linéaire, les demandes relatives aux éléments fragiles peuvent devoir être modifiées conformément à **4.5.1(1)P**.

(2)P Les capacités doivent être évaluées à partir de définitions appropriées des déformations ultimes pour les éléments ductiles et des résistances ultimes pour les éléments fragiles.

(3) En règle générale, l'approche par coefficient de comportement (voir **2.2.1(4)P**, **4.2(3)P**) n'est pas adaptée à la vérification de l'état limite défini ici.

NOTE Les valeurs $q = 1,5$ et $2,0$ citées au **4.2(3)P** pour les structures en béton armé et en acier respectivement, ainsi que des valeurs plus élevées de q justifiées éventuellement par référence aux ductilités locale et globale disponibles conformément aux dispositions appropriées de l'EN 1998-1:2004, correspondent à la satisfaction de l'état limite de dommages significatifs. Lorsque le choix se porte sur cette approche pour vérifier l'état limite de quasi-effondrement, le paragraphe **2.2.3(3)P** peut alors s'appliquer, avec une valeur du facteur q supérieure d'environ un tiers à celle spécifiées au **4.2(3)P**.

2.2.3 État limite de dommages significatifs (SD)

(1)P Les demandes doivent être déterminées pour l'action sismique de calcul appropriée pour cet état limite. Pour les éléments ductiles et fragiles, les demandes doivent être évaluées sur la base des résultats de l'analyse. Dans le cas d'une analyse linéaire, les demandes relatives aux éléments fragiles peuvent devoir être modifiées conformément à **4.5.1(1)P**.

(2)P Sauf dans l'approche par coefficient de comportement, les capacités doivent être évaluées sur la base de déformations représentatives des dommages pour les éléments ductiles et sur des évaluations prudentes des résistances des éléments fragiles.

(3)P Dans l'approche par coefficient de comportement (voir **2.2.1(4)P** et **4.2(3)P**), les demandes doivent être déterminées pour l'action sismique réduite et les capacités doivent être évaluées comme dans le cas des situations de calcul non sismique.

2.2.4 État limite de limitation des dommages (DL)

(1)P Les demandes doivent être déterminées pour l'action sismique de calcul appropriée pour cet état limite.

(2)P Sauf dans l'approche par coefficient de comportement, les capacités doivent être évaluées sur la base des limites d'élasticité pour tous les éléments structuraux, tant ductiles que fragiles. Les capacités des remplissages doivent être évaluées à partir de la capacité moyenne vis-à-vis du déplacement relatif applicable aux remplissages.

(3)P Dans l'approche par coefficient de comportement (voir **2.2.1(4)P** et **4.2(3)P**), les demandes et les capacités doivent être comparées en termes de déplacement relatif entre étages.

3 Information concernant l'évaluation de la structure

3.1 Information générale et historique

(1)P Lors de l'évaluation de la résistance aux séismes des structures existantes, les données d'entrée doivent être recueillies à partir de sources diverses comprenant :

- la documentation disponible spécifique au bâtiment concerné,
- les sources de données génériques pertinentes (par exemple codes et normes contemporains de la construction),
- les reconnaissances sur le terrain et,
- dans la plupart des cas, des mesures et des essais réalisés in situ et/ou en laboratoire, tels que décrits plus en détail en **3.2** et **3.4**.

(2) Il convient de vérifier la cohérence entre les données recueillies à partir de différentes sources afin de réduire les incertitudes.

3.2 Données d'entrée requises

(1) Il convient, en règle générale, que l'information nécessaire à l'évaluation de la structure couvre les points suivants définis aux alinéas a) à i).

- a) identification du système structural et de sa conformité aux critères de régularité définis dans l'EN 1998-1:2004, **4.2.3**. Il convient de recueillir l'information soit à partir d'une reconnaissance sur le terrain, soit à partir des plans de projet d'origine, lorsqu'ils sont disponibles. Dans ce dernier cas, il est également recommandé de recueillir l'information relative aux transformations de la structure depuis sa construction ;
- b) identification du type de fondations du bâtiment ;
- c) identification des conditions de sols selon la classification donnée dans l'EN 1998-1:2004, **3.1** ;
- d) information sur les dimensions hors tout et les propriétés des sections transversales des éléments du bâtiment, ainsi que l'information sur les propriétés mécaniques et l'état des matériaux constitutifs ;
- e) Information sur les défauts identifiables des matériaux et les dispositions constructives inadéquates ;
- f) information sur les critères de calcul sismique utilisés pour le dimensionnement initial, notamment la valeur du coefficient de réduction de force (coefficient q), le cas échéant ;
- g) description de l'utilisation actuelle et/ou prévue du bâtiment (avec l'identification de sa catégorie d'importance, telle que décrite dans l'EN 1998-1:2004, **4.2.5**) ;
- h) ré-évaluation des actions appliquées au bâtiment, compte tenu de son usage ;
- i) information concernant la nature et l'étendue des dommages antérieurs et actuels de la structure, s'il y en a, y compris les réparations précédemment effectuées.

(2)P Différents types d'analyse et différentes valeurs des coefficients de confiance doivent être adoptés selon le volume et la qualité de l'information recueillie relativement aux points susmentionnés, tel qu'indiqué en **3.3**.

3.3 Niveaux de connaissance

3.3.1 Définition des niveaux de connaissance

(1) Afin de choisir le type d'analyse admissible et les valeurs appropriées des coefficients de confiance, les trois niveaux de connaissance suivants sont définis :

KL1 : Connaissance limitée

KL2 : Connaissance normale

KL3 : Connaissance intégrale

(2) Les facteurs qui déterminent le niveau de connaissance approprié (c'est-à-dire KL1, KL2 ou KL3) sont les suivants :

- i) *géométrie* : les propriétés géométriques du système structural et des éléments non structuraux (par exemple les panneaux de remplissage en maçonnerie) susceptibles d'affecter la réponse de la structure.
- ii) *dispositions constructives* : elles comprennent la quantité et les dispositions constructives relatives aux armatures de béton armé, les assemblages entre les éléments métalliques, les liaisons des planchers fonctionnant en diaphragme aux structures de contreventement, le liant et le mortier des joints de maçonnerie, ainsi que la nature de tout élément de renfort dans la maçonnerie,
- iii) *matériaux* : les propriétés mécaniques des matériaux constitutifs.

(3) Le niveau de connaissance atteint détermine la méthode d'analyse admissible (voir 4.4), ainsi que les valeurs à adopter pour les coefficients de confiance (CF). Les méthodes permettant d'obtenir les données requises sont définies en 3.4.

(4) La relation entre les niveaux de connaissance et les méthodes d'analyse et les coefficients de confiance applicables est illustrée dans le Tableau 3.1. Les définitions des termes «visuel», «intégral», «limité», «étendu» et «complet» indiquées dans le Tableau sont données en 3.4.

Tableau 3.1 — Niveaux de connaissance et méthodes d'analyse correspondantes (LF : Méthode des forces latérales, MRS : Analyse modale avec réponse spectrale) et coefficients de confiance (CF)

Niveau de connaissance	Géométrie	Dispositions constructives	Matériaux	Analyse	CF
KL1		Dimensionnement simulé conformément à la pratique d'origine <i>et</i> à partir d'une inspection <i>in-situ</i> limitée	Valeurs par défaut conformément aux normes en vigueur à la période de construction <i>et</i> à partir d'essais <i>in situ</i> limités	LF- MRS Coefficient q	CF_{KL1}
KL2	À partir des plans d'ensemble avec examen visuel d'un échantillon <i>ou</i> à partir d'un examen intégral	À partir de plans de construction détaillés d'origine incomplets avec une inspection <i>in-situ</i> limitée <i>ou</i> à partir d'une inspection <i>in-situ</i> étendue	À partir des spécifications de conception d'origine avec essais <i>in-situ</i> limités <i>ou</i> à partir d'essais <i>in-situ</i> étendus	Toutes analyses	CF_{KL2}
KL3		À partir des plans de construction détaillés d'origine avec une inspection <i>in-situ</i> limitée <i>ou</i> à partir d'une inspection <i>in-situ</i> complète	À partir des rapports d'essai d'origine avec essais <i>in-situ</i> limités <i>ou</i> à partir d'essais <i>in-situ</i> complets	Toutes analyses	CF_{KL3}

NOTE Les valeurs assignées aux coefficients de confiance devant être utilisés dans un pays donné sont indiquées dans l'Annexe Nationale au présent document. Les valeurs recommandées sont les suivantes : $CF_{KL1} = 1,35$, $CF_{KL2} = 1,20$ et $CF_{KL3} = 1,00$.

3.3.2 KL1 : Connaissance limitée

(1) KL1 correspond au niveau de connaissance suivant :

- i) *géométrie* : l'ensemble de la géométrie de la structure et les dimensions des éléments sont déterminés soit (a) à partir d'un examen *in situ* ; soit (b) à partir des plans d'ensemble utilisés à la fois pour la construction d'origine et pour les modifications ultérieures éventuelles. Dans le cas (b), il convient de vérifier *in situ* un échantillonnage suffisant des dimensions relatives à l'ensemble de la géométrie et aux dimensions des éléments ; en présence de différences significatives par rapport aux plans, il convient de procéder à un relevé plus complet des dimensions.
- ii) *dispositions constructives* : Les dispositions constructives de la structure ne peuvent pas être déterminées à partir de plans de construction détaillés, mais elles peuvent être évaluées de manière approximative sur la base d'un dimensionnement simulé, conformément à la pratique usuelle au moment de la construction ; dans ce cas, il convient de soumettre les éléments les plus critiques à des inspections limitées afin de vérifier que les hypothèses correspondent à la situation réelle. À défaut, une inspection *in-situ* plus étendue est requise.
- iii) *matériaux* : aucune information directe concernant les propriétés mécaniques des matériaux de construction n'est disponible, que ce soit à partir des spécifications de conception d'origine ou à partir des rapports d'essai d'origine. Il convient de prendre des valeurs par défaut conformément aux normes en vigueur au moment de la construction, en les accompagnant d'essais *in-situ* limités effectués sur les éléments les plus critiques.

(2) Il convient que l'information recueillie permette d'effectuer les vérifications locales de capacité des éléments et d'établir un modèle d'analyse linéaire de la structure.

(3) Il convient d'évaluer la structure sur la base d'un état de connaissance limité par l'intermédiaire de méthodes d'analyse linéaire, statiques ou dynamiques (voir 4.4).

3.3.3 KL2 : Connaissance normale

(1) KL2 correspond au niveau de connaissance suivant :

- i) *géométrie* : l'ensemble de la géométrie de la structure et les dimensions des éléments sont déterminés soit (a) à partir d'un examen étendu, soit (b) à partir des plans d'ensemble utilisés à la fois pour la construction d'origine et pour les modifications ultérieures éventuelles. Dans le cas (b), il convient de vérifier *in situ* un échantillonnage suffisant des dimensions relatives à l'ensemble de la géométrie et aux dimensions des éléments ; en présence de différences significatives par rapport aux plans d'ensemble, un relevé plus complet des dimensions se révèle nécessaire.
- ii) *dispositions constructives* : les dispositions constructives de la structure sont déterminées soit à partir d'une inspection *in-situ* étendue, soit à partir de plans de construction détaillés incomplets. Dans ce dernier cas, il convient de procéder à des inspections *in-situ* limitées aux éléments les plus critiques afin de vérifier que l'information disponible correspond à la situation réelle.
- iii) *matériaux* : l'information concernant les propriétés mécaniques des matériaux de construction est disponible, soit à partir d'essais *in-situ* étendus, soit à partir des spécifications de conception d'origine. Dans ce dernier cas, il convient d'effectuer des essais *in-situ* limités.

(2) Il convient que l'information recueillie permette d'effectuer des vérifications locales de la capacité des éléments et d'établir un modèle de structure linéaire ou non linéaire.

(3) Une évaluation de la structure sur la base du présent état de connaissance peut être effectuée par des méthodes d'analyse linéaire ou non linéaire, statiques ou dynamiques (voir 4.4).

3.3.4 KL3 : Connaissance intégrale

(1) KL3 correspond au niveau de connaissance suivant :

- i) *géométrie* : l'ensemble de la géométrie de la structure et les dimensions des éléments sont déterminées soit (a) à partir d'un examen complet, soit (b) à partir de l'ensemble complet des plans d'ensemble utilisés à la fois pour la construction d'origine et pour les modifications ultérieures éventuelles. Dans le cas (b), il convient de vérifier *in situ* un échantillonnage suffisant des dimensions relatives à l'ensemble de la géométrie et aux dimensions des éléments ; en présence de différences significatives par rapport aux plans d'ensemble, un relevé plus complet des dimensions se révèle nécessaire.

- ii) *dispositions constructives* : les dispositions constructives de la structure sont déterminées soit à partir d'une inspection *in-situ* complète, soit à partir d'un ensemble complet de plans de construction détaillés. Dans ce dernier cas, il convient de soumettre les éléments les plus critiques à des inspections *in-situ* limitées afin de vérifier que l'information disponible correspond à la situation réelle.
 - iii) *matériaux* : l'information concernant les propriétés mécaniques des matériaux de construction est disponible, soit à partir d'essais *in-situ* complets, soit à partir des rapports d'essai d'origine. Dans ce dernier cas, il convient d'effectuer des essais *in-situ* limités.
- (2) **3.3.3(2)** s'applique.
 - (3) **3.3.3(3)** s'applique.

3.4 Identification du niveau de connaissance

3.4.1 Géométrie

3.4.1.1 Plans d'ensemble

(1) Les plans d'ensemble sont les documents qui décrivent la géométrie de la structure et qui permettent d'identifier les éléments structuraux et leurs dimensions, ainsi que le système structural permettant de résister à la fois aux actions verticales et horizontales.

3.4.1.2 Plans de construction détaillés

(1) Les plans de construction détaillés sont les documents qui décrivent la géométrie de la structure et qui permettent d'identifier les éléments structuraux et leurs dimensions, ainsi que le système structural permettant de résister à la fois aux actions verticales et horizontales. Ces plans contiennent, par ailleurs, des informations relatives aux dispositions constructives (telles que spécifiées en **3.3.1(2)**).

3.4.1.3 Examen visuel

(1) L'examen visuel est une méthode permettant de vérifier la correspondance entre la géométrie réelle de la structure et les plans d'ensemble disponibles. Il convient de soumettre des éléments sélectionnés à des mesures de la géométrie. Il convient également d'examiner, conformément à **3.4.1.4**, les modifications éventuelles de la structure qui ont pu intervenir au cours ou après la construction.

3.4.1.4 Examen intégral

(1) Un examen intégral est une méthode qui permet de générer des plans de structure décrivant sa géométrie et permettant d'identifier les éléments structuraux et leurs dimensions, ainsi que le système structural résistant à la fois aux actions verticales et horizontales.

3.4.2 Dispositions constructives

(1) Des méthodes non destructives fiables peuvent être adoptées dans le cadre des inspections spécifiées ci-dessous :

3.4.2.1 Dimensionnement simulé

(1) Un dimensionnement simulé est une méthode permettant de déterminer la quantité et la configuration des armatures, à la fois longitudinales et transversales, de tous les éléments qui contribuent à la résistance verticale et horizontale du bâtiment. Il convient d'effectuer le dimensionnement sur la base des documents réglementaires utilisés et de l'état de la pratique au moment de la construction.

3.4.2.2 Inspection *in-situ* limitée

(1) Une inspection *in-situ* limitée est une méthode permettant de vérifier la correspondance entre les dispositions constructives réelles de la structure et les plans de construction détaillés disponibles ou les résultats du dimensionnement simulé défini en **3.4.2.1**. Ceci implique d'effectuer des inspections telles qu'indiquées en **3.4.4(1)P**.

3.4.2.3 Inspection in-situ étendue

(1) Une inspection *in-situ* étendue est une méthode utilisée en l'absence des plans de construction détaillés d'origine. Ceci implique d'effectuer des inspections telles qu'indiquées en **3.4.4(1)P**.

3.4.2.4 Inspection in-situ complète

(1) Une inspection *in-situ* complète est une méthode utilisée en l'absence des plans de construction détaillés d'origine et lorsque le meilleur niveau de connaissance est recherché. Ceci implique d'effectuer des inspections telles qu'indiquées en **3.4.4(1)P**.

3.4.3 Matériaux

3.4.3.1 Essais destructifs et non-destructifs

(1) Il convient de prendre en considération l'utilisation de méthodes d'essais non destructifs (par exemple essai au scléromètre, etc.) ; il convient toutefois de ne pas utiliser ces essais isolément, mais uniquement associés à des essais destructifs.

3.4.3.2 Essais in-situ limités

(1) Un programme limité d'essais *in-situ* est une méthode permettant de compléter l'information concernant les propriétés des matériaux déduites soit des normes en vigueur au moment de la construction, soit des spécifications de conception d'origine, soit des rapports d'essai d'origine. Ceci implique d'effectuer des essais tels qu'indiqués en **3.4.4(1)P**. Toutefois, si les valeurs déduites des essais sont inférieures aux valeurs par défaut conformes aux normes en vigueur au moment de la construction, des essais *in-situ* étendus se révèlent nécessaires.

3.4.3.3 Essais in-situ étendus

(1) Un programme étendu d'essais *in-situ* est une méthode permettant d'obtenir des informations quand ni la spécification de conception d'origine, ni les rapports d'essai ne sont disponibles. Ceci implique d'effectuer des essais tels qu'indiqués en **3.4.4(1)P**.

3.4.3.4 Essais in-situ complets

(1) Un programme complet d'essais *in-situ* est une méthode permettant d'obtenir des informations quand ni la spécification de conception d'origine, ni les rapports d'essai ne sont disponibles, et lorsque le meilleur niveau de connaissance est recherché. Ceci implique d'effectuer des essais tels qu'indiqués en **3.4.4(1)P**.

3.4.4 Définition des niveaux d'inspection et d'essais

(1)P La classification des niveaux d'inspection et d'essais dépend du pourcentage d'éléments structuraux dont les dispositions constructives doivent faire l'objet d'une vérification, ainsi que du nombre d'échantillons de matériaux par plancher devant être pris en compte pour les essais.

NOTE L'Annexe Nationale au présent document fournit le volume des inspections et le nombre d'essais à utiliser dans un pays donné. Les valeurs minimales recommandées pour les situations ordinaires sont données dans le Tableau 3.2. Dans certains cas, il peut être nécessaire d'augmenter certaines de ces valeurs. Ces cas sont indiqués dans l'Annexe Nationale au présent document.

Tableau 3.2 — Exigences minimales recommandées pour différents niveaux d'inspection et d'essais

	Inspection (des dispositions constructives)	Essais (des matériaux)
	Pour chaque type d'élément primaire (poutre, poteau, mur) :	
Niveaux d'inspection et d'essai	Pourcentage d'éléments soumis à une vérification des dispositions constructives	Échantillons de matériaux par plancher
Limité(e)	20	1
Étendu(e)	50	2
Complet/et	80	3

3.5 Coefficients de confiance

(1)P Afin de déterminer les propriétés des matériaux existants à utiliser pour le calcul de la capacité, lorsque cette dernière doit être comparée à la demande dans les vérifications de sécurité, les valeurs moyennes obtenues à partir des essais *in-situ* et des sources d'information supplémentaires doivent être divisées par le coefficient de confiance, CF, donné dans le Tableau 3.1 pour le niveau de connaissance approprié (voir **2.2.1(5)P**).

(2)P Afin de déterminer les propriétés à utiliser pour le calcul de la capacité en termes de force (résistance) des éléments ductiles déterminant les effets des actions sur les éléments/mécanismes fragiles, destinés à être utilisés en **4.5.1(1)P(b)**, la valeur moyenne des propriétés des matériaux existants obtenue à partir des essais *in-situ* et des sources d'information supplémentaires doit être multipliée par le coefficient de confiance, CF, donné dans le Tableau 3.1 pour le niveau de connaissance approprié.

4 Évaluation

4.1 Généralités

(1) L'évaluation est une procédure quantitative permettant de vérifier si un bâtiment non endommagé ou endommagé existant satisfait à l'état limite requis correspondant à l'action sismique considérée, telle que spécifiée en **2.1**.

(2)P La présente norme est destinée à l'évaluation de bâtiments individuels, afin de décider de la nécessité d'une intervention sur la structure et d'élaborer les mesures de mise à niveau pouvant se révéler nécessaires. Elle n'est toutefois pas destinée à l'évaluation de la vulnérabilité de populations ou de groupes de bâtiments pour une évaluation des risques sismiques dans le cadre d'objectifs variés (par exemple pour déterminer le risque en termes d'assurance, pour établir les priorités en termes de réduction du risque, etc.).

(3)P L'évaluation doit être menée en utilisant les méthodes d'analyse spécifiées dans l'EN 1998-1:2004, **4.3**, telles que modifiées dans la présente norme afin de répondre aux problèmes spécifiques rencontrés lors de l'évaluation.

(4) Il convient, dans toute la mesure du possible, que la méthode utilisée intègre l'information recueillie lors de séismes précédents sur le comportement du même type de bâtiments ou de bâtiments similaires.

4.2 Action sismique et combinaison d'actions sismique

(1)P Les modèles de base pour la définition du mouvement sismique sont ceux présentés dans l'EN 1998-1:2004, **3.2.2** et **3.2.3**.

(2)P Il est notamment fait référence au spectre de réponse élastique spécifié dans l'EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**, calé aux différentes valeurs de l'accélération de calcul du sol associées à la vérification des différents états limites. Les représentations alternatives admises dans l'EN 1998-1:2004, **3.2.3**, par des accélérogrammes artificiels ou enregistrés sont également applicables.

(3)P Dans l'approche par coefficient de comportement (voir **2.2.1(4)P**), le spectre de calcul pour l'analyse linéaire est obtenu à partir de l'EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**. Une valeur $q = 1,5$ ou $2,0$ pour les structures en béton armé ou en acier, respectivement, peut être adoptée indépendamment du type de structure. Des valeurs plus grandes de q peuvent être adoptées lorsqu'elles sont justifiées en faisant référence aux ductilités locale et d'ensemble disponibles, évaluées conformément aux dispositions pertinentes de l'EN 1998-1:2004.

(4)P L'action sismique de calcul doit être combinée aux autres actions permanentes et variables appropriées conformément à l'EN 1998-1:2004, **3.2.4**.

4.3 Modélisation de la structure

(1)P Un modèle de structure doit être établi sur la base de l'information recueillie, conformément à **3.2**. Ce modèle doit permettre de déterminer les effets des actions sur tous les éléments structuraux pour la combinaison d'actions sismique donnée en **4.2**.

(2)P Toutes les dispositions de l'EN 1998-1:2004 concernant la modélisation (EN 1998-1:2004, **4.3.1**) et les effets accidentels de torsion (EN 1998-1:2004, **4.3.2**) doivent être appliquées sans modifications.

(3) L'analyse peut, en règle générale, négliger la résistance et la rigidité des éléments sismiques secondaires (voir **2.2.1(6)P**) vis-à-vis des actions horizontales.

(4) Il est toutefois recommandé de tenir compte des éléments sismiques secondaires dans le modèle de structure global, lors de l'application d'une analyse non linéaire. Le choix des éléments à considérer comme éléments sismiques secondaires peut être changé au vu des résultats d'une analyse préliminaire. Il convient qu'en aucun cas la sélection de ces éléments soit en mesure de modifier la classification de la structure — d'irrégulière à régulière — conformément aux définitions de l'EN 1998-1:2004, **4.2.3**.

(5)P Le modèle de structure doit utiliser les valeurs moyennes des propriétés de matériaux.

4.4 Méthodes d'analyse

4.4.1 Généralités

(1) Les effets des actions sismiques, devant être combinés aux effets des autres actions permanentes et variables conformément à la combinaison d'actions sismique définie en **4.2(4)P**, peuvent être évalués à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

- analyse par forces latérales (linéaire),
- analyse modale avec utilisation d'un spectre de réponse (linéaire),
- analyse statique non linéaire (en poussée progressive),
- analyse dynamique temporelle non linéaire,
- approche par coefficient de comportement.

(2)P À l'exception de l'approche par coefficient de comportement des **2.2.1(4)P** et **4.2(3)P**, l'action sismique à utiliser doit être celle qui correspond au spectre de réponse élastique (*c'est-à-dire* non réduit par le coefficient de comportement q) défini dans l'EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**, ou ses représentations alternatives équivalentes définies dans l'EN 1998-1:2004, **3.2.3**.

(3)P Dans l'approche par coefficient de comportement définie en **2.2.1(4)P**, l'action sismique est définie en **4.2(3)P**.

(4) L'EN 1998-1:2004, **4.3.3.1(5)**, s'applique.

(5) Les méthodes d'analyse énumérées dans le présent paragraphe sont applicables dans le cadre des conditions spécifiées dans les paragraphes **4.4.2** à **4.4.5**, à l'exception des structures en maçonnerie pour lesquelles il est nécessaire d'utiliser des méthodes tenant compte des particularités de ce type de construction.

NOTE L'Annexe informative, relative au matériau correspondant, fournit des informations complémentaires concernant ces méthodes.

4.4.2 Analyse par les forces latérales

(1)P Les conditions d'application de cette méthode sont données dans l'EN 1998-1:2004, **4.3.3.2.1**, avec en complément les conditions suivantes :

En désignant par $\rho_i = D_i/C_i$, le rapport entre la demande D_i , obtenue à partir de l'analyse pour la combinaison d'actions sismique, et la capacité correspondante C_i pour le i -ème élément primaire « ductile » de la structure (se rapportant au moment fléchissant dans un portique ou un mur de contreventement, à l'effort normal dans un contreventement d'ossature, etc.), et par ρ_{\max} et ρ_{\min} , les valeurs maximale et minimale de ρ_i , respectivement, sur tous les éléments primaires « ductiles » de la structure tels que $\rho_i > 1$, le rapport ρ_{\max}/ρ_{\min} ne dépasse pas une valeur acceptable maximale comprise entre 2 et 3. Au voisinage des nœuds poteau-poutre, il n'est nécessaire d'évaluer le rapport ρ_i que dans les sections où il est déduit que les rotules plastiques sont susceptibles de se former en comparant la somme des capacités en flexion des poutres avec la même somme pour les poteaux.

4.3(5)P s'applique au calcul des capacités C_i . Pour la détermination des capacités vis-à-vis du moment fléchissant C_i des éléments verticaux, la valeur de l'effort normal peut être prise égale uniquement à celle due aux charges verticales.

NOTE 1 L'Annexe Nationale au présent document fournit la valeur assignée à la limite de ρ_{\max}/ρ_{\min} destinée à être utilisée dans un pays donné (dans la plage indiquée ci-dessus). La valeur recommandée est 2,5.

NOTE 2 Il convient, en tant que condition supplémentaire, que la capacité C_i des éléments ou mécanismes « fragiles » soit supérieure à la demande correspondante D_i , évaluée conformément aux alinéas **4.5.1(1)P**, **(2)** et **(3)**. Néanmoins, l'application de cette condition en tant que critère d'applicabilité d'une analyse linéaire serait redondante, dans la mesure où, conformément aux alinéas **2.2.2(2)P**, **2.2.3(2)P** et **2.2.4(2)P**, cette condition sera finalement satisfaite pour tous les éléments de la structure évaluée ou renforcée, indépendamment de la méthode d'analyse utilisée.

(2)P La méthode doit être appliquée telle que décrite dans l'EN 1998-1:2004, **4.3.3.2.2**, **4.3.3.2.3** et **4.3.3.2.4**, à l'exception du fait que le spectre de réponse défini dans l'expression (4.5) doit être le spectre élastique $S_e(T_1)$ et non le spectre de calcul $S_d(T_1)$.

4.4.3 Analyse multi-modale avec utilisation du spectre de réponse

(1)P Les conditions d'applicabilité de cette méthode sont données dans l'EN 1998-1:2004, **4.3.3.3.1**, avec en complément les conditions spécifiées en **4.4.2**.

(2)P La méthode doit être appliquée telle que décrite dans l'EN 1998-1:2004, **4.3.3.3.2/3**, en utilisant le spectre de réponse élastique $S_e(T_1)$.

4.4.4 Analyse statique non linéaire

4.4.4.1 Généralités

(1)P L'analyse statique non linéaire (en poussée progressive) est une analyse statique non linéaire où les charges gravitaires restent constantes et les forces horizontales croissent de façon monotone.

(2)P Les bâtiments ne respectant pas les critères définis dans l'EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.2.1(2)** et **(3)**, pour leur régularité en plan doivent être analysés à l'aide d'un modèle spatial.

(3)P Pour les bâtiments respectant les critères de régularité définis dans l'EN 1998-1:2004, **4.2.3.2**, l'analyse peut être effectuée à l'aide de deux modèles plans, avec un modèle pour chaque direction horizontale principale du bâtiment.

4.4.4.2 Forces latérales

(1) Il convient d'appliquer au moins deux distributions verticales de forces latérales :

- une distribution « uniforme », avec des forces latérales proportionnelles aux masses quelle que soit la hauteur (accélération uniforme) ;
- une distribution « modale », proportionnelle aux forces latérales correspondant à la distribution de forces latérales déterminée dans l'analyse élastique.

(2) Il convient d'appliquer les forces latérales à l'emplacement des masses introduites dans le modèle. Il convient de prendre en compte l'excentricité accidentelle.

4.4.4.3 Courbe de capacité

(1) Il convient de déterminer la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement au point de contrôle (la «courbe de capacité») conformément à l'EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.2.3(1)** et **(2)**.

4.4.4.4 Déplacement cible

(1)P Le déplacement cible est défini dans l'EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.2.6(1)**.

NOTE Le déplacement cible peut être déterminé conformément à l'EN 1998-1:2004, Annexe informative B.

4.4.4.5 Procédure d'estimation des effets de la torsion et des modes d'ordre supérieur

(1)P La procédure donnée dans l'EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.2.7(1)** à **(3)**, s'applique pour l'estimation des effets de la torsion.

(2) Dans les bâtiments qui ne respectent pas les critères de l'EN1998-1:2004, **4.3.3.2.1(2)a**, la contribution des modes d'ordre supérieur au mode fondamental à la réponse dynamique doit être prise en compte dans chaque direction principale.

NOTE Les dispositions de l'alinéa **(2)** peuvent être satisfaites soit en faisant une analyse non linéaire temporelle conformément à **4.4.5**, soit en utilisant une méthode d'analyse statique non linéaire apte à rendre compte des effets des modes d'ordre supérieur sur des variables globales (telles les déplacements entre étages) permettant ensuite d'estimer les demandes locales en termes de déformations (telles les rotations des rotules plastiques des éléments). L'Annexe Nationale au présent document peut contenir des références à des informations complémentaires non contradictoires sur de telles méthodes.

4.4.5 Analyse temporelle non linéaire

(1)P La procédure donnée dans l'EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.3(1)** à **(3)**, s'applique.

4.4.6 Approche par coefficient de comportement

(1)P Dans l'approche par coefficient de comportement, la méthode doit être appliquée comme indiqué dans l'EN 1998-1:2004, **4.3.3.2** ou **4.3.3.3**, comme il convient.

4.4.7 Combinaison des composantes de l'action sismique

(1)P Les deux composantes horizontales de l'action sismique doivent être combinées conformément à l'EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.1**.

(2)P La composante verticale de l'action sismique doit être prise en compte dans les cas spécifiés dans l'EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.2**, et, le cas échéant, combinée aux composantes horizontales comme indiqué dans le même paragraphe.

4.4.8 Mesures complémentaires pour les structures avec remplissage en maçonnerie

(1) Les dispositions de l'EN 1998-1:2004, **4.3.6**, s'appliquent, le cas échéant.

4.4.9 Coefficients de combinaison pour les actions variables

(1) Les dispositions de l'EN 1998-1:2004, **4.2.4**, s'appliquent.

4.4.10 Catégories d'importance et coefficients d'importance

(1) Les dispositions de l'EN 1998-1:2004, **4.2.5**, s'appliquent.

4.5 Vérifications de sécurité

4.5.1 Méthodes d'analyse linéaire (méthode des forces latérales ou analyse spectrale avec utilisation d'un spectre de réponse)

(1)P Les éléments/mécanismes «fragiles» doivent être vérifiés en tenant compte des demandes calculées à partir des conditions d'équilibre, sur la base des effets des actions appliquées par les éléments ductiles sur l'élément/mécanisme fragile. Dans ce calcul, chaque effet d'action dû à l'élément ductile sur l'élément/mécanisme fragile considéré, doit être pris égal à :

(a) la valeur D obtenue à partir de l'analyse, si la capacité C de l'élément ductile, évaluée en utilisant les valeurs moyennes des propriétés de matériaux, satisfait la relation $\rho = D/C \leq 1$,

(b) la capacité de l'élément ductile, évaluée en utilisant les valeurs moyennes des propriétés de matériaux multipliées par les coefficients de confiance, tels que définis en 3.5 compte tenu du niveau de connaissance atteint, si $\rho = D/C > 1$, avec D et C définis en (a) du présent alinéa.

(2) Dans l'alinéa (1)b du présent paragraphe, il convient de calculer les capacités des sections de poutres au voisinage des nœuds poteau-poutre en béton à partir de l'expression (5.8) de l'EN 1998-1:2004 et celles des sections de poteaux au voisinage de ces nœuds à partir de l'expression (5.9), en utilisant, au second membre de ces expressions, la valeur $\gamma_{Rd} = 1$ et les valeurs moyennes des propriétés de matériaux multipliées par les coefficients de confiance définis au 3.5.

(3) Pour le calcul des demandes en termes de force applicables au mécanisme de cisaillement «fragile» des murs en béton pour l'application de l'alinéa (1)b du présent paragraphe, l'expression (5.26) de l'EN 1998-1:2004 peut être appliquée, avec $\gamma_{Rd} = 1$ et en utilisant pour la valeur M_{Rd} la capacité en termes de moment fléchissant à la base, évaluée à partir des valeurs moyennes des propriétés de matériaux multipliées par les coefficients de confiance définis au 3.5.

(4) Dans les alinéas (1)P à (3) du présent paragraphe, les capacités en termes de moment fléchissant C_i des éléments verticaux peuvent être évaluées avec la valeur de l'effort normal dû aux seules charges verticales.

(5)P La valeur de la capacité des éléments et des mécanismes ductiles et fragiles devant être comparée à la demande dans le cadre des vérifications de sécurité doit être conforme à 2.2.1(5)P.

NOTE Les Annexes informatives A, B et C relatives aux matériaux correspondants donnent l'information nécessaire à l'évaluation de la capacité des éléments et des mécanismes.

4.5.2 Méthodes d'analyse non linéaire (statiques ou dynamiques)

(1)P Les demandes relatives à la fois aux éléments «ductiles» et «fragiles» doivent être celles obtenues à partir de l'analyse effectuée conformément à 4.4.4 ou à 4.4.5, en utilisant la valeur moyenne des propriétés des matériaux.

(2)P 4.5.1(5) s'applique.

NOTE L'information relative à l'évaluation de la capacité des éléments ou des mécanismes peut être trouvée dans les Annexes informatives A, B et C correspondantes.

4.5.3 Approche par coefficient de comportement

(1)P Les valeurs de la demande et de la capacité des éléments ductiles et fragiles doivent être conformes à 2.2.1(4)P et 2.2.3(3)P.

4.6 Résumé des critères pour l'analyse et les vérifications de sécurité

(1)P Le Tableau 4.3 suivant donne un résumé :

- des valeurs des propriétés de matériaux à adopter pour l'évaluation de la demande et des capacités des éléments dans tous les types d'analyses,
- des critères à suivre pour la vérification de sécurité des éléments ductiles et fragiles dans les types d'analyses.

Tableau 4.3 — Valeurs des propriétés de matériaux et critères pour l'analyse et les vérifications de sécurité

		Modèle linéaire (LM)		Modèle non linéaire		Approche par coefficient de comportement	
		Demande	Capacité	Demande	Capacité	Demande	Capacité
Type d'élément ou de mécanisme (e/m)	Ductile	Acceptabilité du modèle linéaire (pour la vérification des valeurs du rapport $\rho_1 = D_1/C_1$): À partir de l'analyse. Utiliser les valeurs moyennes des propriétés dans le modèle.		À partir de l'analyse. Utiliser les valeurs moyennes des propriétés dans le modèle.		En termes de déformation. Utiliser les valeurs moyennes des propriétés <u>divisées</u> par les coefficients de confiance (CF). À partir de l'analyse.	
		Vérifications (si modèle linéaire accepté): À partir de l'analyse.					
	Fragile	Vérifications (si modèle linéaire accepté): Si $\rho_1 \leq 1$: à partir de l'analyse. Si $\rho_1 > 1$: à partir de l'équilibre en introduisant la résistance des éléments/ mécanismes ductiles. Utiliser les valeurs moyennes des propriétés <u>multipliées</u> par les coefficients de confiance (CF).		À partir de l'analyse. Utiliser les valeurs moyennes des propriétés dans le modèle.		En termes de résistance. Utiliser les valeurs moyennes des propriétés <u>divisées</u> par les coefficients de confiance (CF) et par le coefficient partiel. Conformément aux articles correspondants de l'EN1998-1:2004.	
	En termes de résistance. Utiliser les valeurs moyennes des propriétés <u>divisées</u> par les coefficients de confiance (CF) et par le coefficient partiel.						

5 Décisions concernant l'intervention sur la structure

5.1 Critères d'intervention sur la structure

5.1.1 Introduction

(1) Il convient de prendre des décisions concernant l'intervention en fonction des conclusions de l'évaluation de la structure et/ou de la nature et de l'étendue des dommages.

NOTE Les décisions optimales sont appliquées, comme dans le cas du dimensionnement des structures neuves, en tenant compte des aspects sociaux, tels que l'interruption de l'utilisation ou de l'occupation au cours de l'intervention.

(2) La présente norme décrit les aspects techniques des critères pertinents.

5.1.2 Critères techniques

(1)P Le choix du type d'intervention, sa technique, son ampleur et son urgence, doivent être fondés sur les informations recueillies lors de l'évaluation du bâtiment.

(2) Il convient de prendre en compte les aspects suivants :

- a) il convient de corriger de manière appropriée tous les défauts locaux importants ;
- b) dans le cas de bâtiments très irréguliers (autant en ce qui concerne la rigidité que la répartition des sur-résistances), il convient d'améliorer la régularité de la structure dans toute la mesure du possible, à la fois en élévation et en plan ;
- c) les caractéristiques de régularité et de résistance requises peuvent être obtenues soit en modifiant la résistance et/ou la rigidité d'un nombre approprié d'éléments existants, soit en introduisant de nouveaux éléments structuraux ;
- d) il convient d'augmenter effectivement la ductilité locale où nécessaire ;
- e) il convient que l'augmentation de résistance après l'intervention ne réduise pas la ductilité d'ensemble disponible ;
- f) concerne plus particulièrement les structures en maçonnerie : il convient de remplacer les linteaux non ductiles, d'améliorer les liaisons inadéquates entre le plancher et les murs et d'éliminer les poussées horizontales hors plan s'exerçant sur les murs.

5.1.3 Type d'intervention

(1) Une intervention peut être choisie, parmi les types suivants, donnés à titre indicatif :

- a) modification locale ou générale des éléments endommagés ou non (réparation, renforcement ou remplacement intégral), en tenant compte de leur rigidité, de leur résistance et/ou de leur ductilité ;
- b) adjonction d'éléments structuraux nouveaux (par exemple des contreventements ou des murs de remplissage, des ceinturages en acier, en bois ou en béton armé dans les constructions en maçonnerie ; etc.) ;
- c) modification du système structural (élimination de certains joints structuraux ; élargissement de joints ; élimination d'éléments vulnérables ; augmentation de la régularité et/ou de la ductilité de certaines dispositions)⁵⁾ ;
- d) adjonction d'un nouveau système structural pour reprendre tout ou partie de l'action sismique ;
- e) transformation éventuelle d'éléments non structuraux existants en éléments structuraux ;
- f) mise en place de dispositifs de protection passive par l'intermédiaire d'un contreventement dissipatif ou d'une isolation à la base ;
- g) réduction des masses ;
- h) restriction ou changement de l'utilisation du bâtiment ;
- i) démolition partielle.

(2) Un type ou une combinaison de plusieurs types peuvent être choisis. Il convient, dans tous les cas, de tenir compte de l'effet des modifications de structure sur les fondations.

(3)P Dans le cas de l'adoption d'une isolation à la base, les dispositions de l'EN 1998-1:2004, **10**, doivent être suivies.

5.1.4 Éléments non structuraux

1(P) Chaque fois que, en plus des exigences fonctionnelles, le comportement sismique des éléments non structuraux peut mettre en danger la vie des habitants ou affecter la valeur des biens meubles, des décisions concernant la réparation ou le renforcement de ces éléments doivent aussi être prises.

5) Ceci est le cas lorsque des poteaux vulnérables à faible rapport d'effort tranchant, ou des niveaux de transparence, sont transformés en vue d'une plus grande ductilité ; de même lorsque des irrégularités dues aux sur-résistance en élévation, ou des excentricités en plan sont réduites en modifiant le système structural.

- (2) Dans ces cas, il convient d'éviter l'effondrement partiel ou total de ces éléments par les moyens suivants :
- a) liaisons appropriées avec les éléments de structure (voir l'EN 1998-1:2004, **4.3.5**) ;
 - b) augmentation de la résistance des éléments non structuraux (voir l'EN 1998-1:2004, **4.3.5**) ;
 - c) mesures d'ancrage destinées à prévenir les chutes possibles de parties de ces éléments.
- (3) Il y a lieu de tenir compte des conséquences possibles de ces dispositions sur le comportement des éléments structuraux.

5.1.5 Justification du type d'intervention choisi

- (1)P Dans tous les cas, les documents afférents à la conception du renforcement doivent comprendre la justification du type d'intervention choisi et la description de l'effet prévu de ce dernier sur la réponse de la structure.
- (2) Il convient que cette justification soit mise à la disposition du maître d'ouvrage.

6 Conception de l'intervention sur la structure

6.1 Procédure de conception du renforcement

- (1)P La procédure de conception du renforcement doit comprendre les étapes suivantes :

- a) Conception de base,
- b) Analyse,
- c) vérifications.

- (2)P La conception de base doit couvrir ce qui suit :

- (i) choix des techniques et/ou des matériaux, ainsi que du type et de la nature de l'intervention,
- (ii) estimation préliminaire des dimensions des parties rapportées de structure,
- (iii) estimation préalable de la modification de rigidité des éléments renforcés.

- (3)P Les méthodes d'analyse de la structure spécifiées en **4.4** doivent être utilisées, en tenant compte des caractéristiques modifiées du bâtiment.

- (4)P Les vérifications de sécurité doivent en général être effectuées conformément à **4.5**, tant pour les éléments de structure existants ou modifiés, que pour les éléments ajoutés. Pour les matériaux existants, les valeurs moyennes obtenues à partir des essais in-situ et les sources d'information supplémentaires doivent être utilisées pour la vérification de sécurité, modifiées par le coefficient de confiance CF, tel que spécifié en **3.5**. Toutefois, dans le cas de matériaux nouveaux ou ajoutés, les propriétés nominales doivent être utilisées sans être modifiées par le coefficient de confiance CF.

NOTE L'information relative aux capacités des éléments de structure existants et ajoutés figure dans l'Annexe informative A, B ou C relative au matériau correspondant.

- (5)P Lorsque le système structural, comprenant à la fois des éléments existants et ajoutés, peut être réalisé pour satisfaire les exigences de l'EN 1998-1:2004, les vérifications peuvent être effectuées conformément aux dispositions de ladite norme.

Annexe A

(informative)

Structures en béton armé

A.1 Domaine d'application

(1) La présente annexe contient les informations spécifiques relatives à l'évaluation des bâtiments en béton armé dans leur état actuel, et à leur mise à niveau, si nécessaire.

A.2 Identification de la géométrie, des dispositions constructives et des matériaux

A.2.1 Généralités

Il convient d'examiner les aspects suivants avec la plus grande attention :

- i. état physique des éléments en béton armé et présence de toute dégradation due à une carbonatation, une corrosion des armatures, etc.
- ii. continuité des descentes de charges entre les éléments de contreventement.

A.2.2 Géométrie

(1) Il convient que les données recueillies comprennent les éléments suivants :

- i. Identification du système de contreventement dans chacune des deux directions,
- ii. Orientation des dalles de plancher portant dans une seule direction.
- iii. Hauteur et largeur des poutres, poteaux et murs.
- iv. Largeurs des semelles de poutres en T.
- v. Excentricités potentielles entre les axes des poutres et des poteaux au droit des nœuds.

A.2.3 Dispositions constructives

(1) Il convient que les données recueillies comprennent les éléments suivants :

- i. Quantité d'armatures longitudinales dans les poutres, poteaux et murs.
- ii. Quantité et dispositions constructives des armatures de confinement dans les régions critiques et au niveau des nœuds poteau-poutre.
- iii. Quantité d'armatures dans les dalles de plancher contribuant au moment négatif de résistance à la flexion des poutres en T.
- iv. Longueurs d'assise et conditions d'appui des éléments horizontaux.
- v. Épaisseur d'enrobage en béton.
- vi. Longueurs de recouvrement des armatures longitudinales.

A.2.4 Matériaux

- (1) Il convient que les données recueillies comprennent les éléments suivants :
- i. Résistance du béton.
 - ii. Limite d'élasticité, résistance et allongement à la rupture de l'acier.

A.3 Modèles de capacité résistante pour la réévaluation

A.3.1 Introduction

- (1) Les dispositions du présent paragraphe s'appliquent à la fois aux éléments sismiques primaires et aux éléments sismiques secondaires.
- (2) Classification des éléments/mécanismes :
- i. « ductiles » : poutres, poteaux et murs soumis à flexion avec et sans effort normal,
 - ii. « fragiles » : mécanisme de cisaillement des poutres, poteaux, murs et nœuds.

A.3.2 Poutres, poteaux et murs soumis à flexion avec et sans effort normal

A.3.2.1 Introduction

(1) La capacité de déformation des poutres, poteaux et murs, qui doit être vérifiée conformément aux **2.2.2(2)P**, **2.2.3(2)P** et **2.2.4(2)P**, est définie en termes de rotation de corde θ , c'est-à-dire de l'angle entre la tangente de la fibre moyenne de l'élément au droit de l'extrémité plastifiée et la corde reliant ladite extrémité à l'extrémité de la portée d'effort tranchant ($L_V = M/V =$ moment/effort tranchant calculée au droit de la section d'extrémité), c'est-à-dire le point d'inflexion. La rotation de corde est aussi égale au déplacement relatif, c'est-à-dire, la flèche au droit de l'extrémité de la portée d'effort tranchant par rapport à la tangente de la fibre moyenne de l'élément au droit de l'extrémité plastifiée, divisée par cette même portée.

A.3.2.2 Etat limite de quasi-effondrement (NC)

(1) La valeur de la capacité totale de rotation de corde (parties élastique et non élastique) à la limite ultime, θ_{um} , des éléments en béton sous l'action de charges cycliques peut être calculée à partir de l'expression suivante :

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^{\nu}) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}) \quad \dots \text{(A.1)}$$

où :

γ_{el} est égal à 1,5 pour les éléments sismiques primaires et à 1,0 pour les éléments sismiques secondaires (tels que définis en **2.2.1(6)P**),

h est la hauteur de la section transversale,

$L_V = M/V$ est le rapport moment/effort tranchant au droit de la section d'extrémité,

$\nu = N/bhf_c$ (b largeur de la zone comprimée, N effort normal positif en compression),

ω, ω' est le pourcentage mécanique d'armatures longitudinales tendues (y compris les armatures d'âme), et comprimées, respectivement,

f_c et f_{yw} sont respectivement la résistance à la compression du béton (MPa) et la limite d'élasticité des cadres (MPa), obtenues directement comme valeurs moyennes à partir des essais *in-situ* et des sources d'information supplémentaires, divisées par les coefficients de confiance appropriés, tels que définis en **3.5(1)P** et dans le Tableau 3.1, en tenant compte du niveau de connaissance atteint,

$\rho_{sx} A_{sx}/b_w s_h$ = pourcentage d'armatures transversales parallèles au sens x de chargement (s_h = espacement des cadres),

ρ_d est le pourcentage d'armatures diagonales (lorsqu'elles existent), dans chaque direction diagonale,

α est le coefficient d'efficacité du confinement, qui peut être pris égal à :

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o}\right) \quad \dots \text{(A.2)}$$

où :

b_o et h_o sont les dimensions du noyau confiné limité par l'axe des armatures de confinement,

b_i est l'espacement entre axes des barres longitudinales (d'indice i) retenues latéralement par un angle d'étrier ou une épingle le long du périmètre de la section transversale.

Dans le cas des murs, la valeur donnée par l'expression (A.1) est divisée par 1,6.

Lorsque de l'acier fragile écroui est utilisé, la capacité totale de rotation de corde ci-dessus est divisée par 1,6.

(2) La valeur de la partie plastique de la capacité de rotation de corde des éléments en béton sous chargement cyclique peut être calculée à partir de l'expression suivante :

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 \cdot (0,25)^v \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \left(1,275^{100 \rho_d} \right) \quad \dots \text{(A.3)}$$

où il convient de calculer la rotation de corde à la plastification, θ_y , conformément à **A.3.2.4**, γ_{el} est égal à 1,8 pour les éléments sismiques primaires et à 1,0 pour les éléments sismiques secondaires et où toutes les autres variables sont définies comme pour l'expression (A.1).

Dans le cas des murs, la valeur donnée par l'expression (A.3) est multipliée par 0,6.

Lorsque de l'acier fragile écroui est utilisé, la partie plastique de la capacité de rotation de corde est divisée par 2.

(3) Dans le cas des éléments pour lesquels aucune disposition constructive relative à la résistance aux séismes n'est présente, les valeurs données par les expressions (A.1) et (A.3) sont multipliées par 0,825.

(4) Les alinéas **(1)** et **(2)** s'appliquent aux éléments comprenant des barres longitudinales crénelées (à haute adhérence) sans recouvrement à proximité de la région d'extrémité soumise à plastification. Lorsque le recouvrement des extrémités droites des barres longitudinales à haute adhérence commence au droit de la section d'extrémité de l'élément — comme cela est souvent le cas des poteaux et des murs où la jonction par recouvrement commence au niveau du plancher — il convient d'utiliser les expressions (A.1) et (A.3) avec une valeur du pourcentage d'armatures comprimée, ω' , double de la valeur qui s'applique à l'extérieur de la jonction par recouvrement. Par ailleurs, si la longueur de recouvrement l_o est inférieure à $l_{ou,min}$, il convient de multiplier la partie plastique de la capacité de rotation de corde donnée en **(2)** par $l_o/l_{ou,min}$, tandis qu'il y a lieu que la valeur de la rotation de corde à la plastification, θ_y , qui lui est ajoutée pour obtenir la capacité totale de rotation de corde, tienne compte de l'effet du recouvrement conformément à **A.3.2.4(3)**. La valeur de la longueur $l_{ou,min}$ est égale à $l_{ou,min} = \alpha_{bL} f_{yL} / [(1,05 + 14,5 \alpha \rho_{sx} f_{yw} / f_c) \sqrt{f_c}]$, où

α_{bL} est le diamètre des barres en recouvrement,

f_{yL} est la valeur moyenne de la limite d'élasticité de l'acier des barres en recouvrement, obtenue à partir des essais *in-situ* et des sources d'information supplémentaires, multipliée par le coefficient de confiance correspondante, tel que défini en **3.5** et dans le Tableau 3.1, en tenant compte du niveau de connaissance atteint (voir **3.5(2)P**),

f_c , f_{yw} et ρ_{sx} sont définis en **(1)**, et

$\alpha_l = (1 - s_h/(2b_o))(1 - s_h/(2h_o))n_{restr}/n_{tot}$, où

— n_{restr} est le nombre de barres longitudinales en recouvrement retenues latéralement par un angle d'étrier ou une épingle, et

— n_{tot} est le nombre total de barres longitudinales en recouvrement le long du périmètre de la section transversale.

(5) Les éléments dont les barres longitudinales lisses sont sans recouvrement à proximité de la région d'extrémité soumise à plastification, la capacité totale de rotation de corde peut être prise égale à la valeur calculée conformément à **(1)**, multipliée par 0,575, tandis que la partie plastique de la capacité de rotation de corde peut être prise égale à celle calculée conformément à **(2)**, multipliée par 0,375 (ces coefficients incluant le coefficient de réduction 0,825 défini en **(3)** pour rendre compte de l'absence de dispositions constructives relatives à la résistance aux séismes). Si le recouvrement des barres longitudinales commence au droit de la section d'extrémité de l'élément et si les extrémités desdites barres comportent des crochets standards et présentent une longueur de recouvrement l_o au moins égale à $15 d_{bL}$, la capacité de rotation de corde peut être calculée comme suit :

— Dans les expressions (A.1) et (A.3), la portée d'effort tranchant L_V (rapport M/V – moment/effort tranchant au droit de la section d'extrémité) est réduite de la longueur de recouvrement l_o , dans la mesure où la condition ultime est contrôlée par la région immédiatement après la fin du recouvrement.

— La capacité totale de rotation de corde peut être prise égale à la valeur calculée conformément à **(1)**, multipliée par $0,0025 (180 + \min(50, l_o/d_{bL}))(1 - l_o/L_V)$, tandis que la partie plastique de la capacité de rotation de corde peut être prise égale à celle calculée conformément à **(2)**, multipliée par $0,0035 (60 + \min(50, l_o/d_{bL}))(1 - l_o/L_V)$.

(6) L'expression alternative suivante peut être utilisée pour l'évaluation de la capacité ultime de rotation de corde :

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5 L_{pl}}{L_V} \right) \right) \quad \dots (A.4)$$

où :

θ_y est la rotation de corde à la plastification, telle que définie par les expressions (A.10) ou (A.11),

ϕ_u est la courbure ultime au droit de la section d'extrémité,

ϕ_y est la courbure à la limite élastique au droit de la section d'extrémité.

La valeur de la longueur L_{pl} de la rotule plastique dépend de la façon dont l'augmentation de la résistance et de la capacité de déformation du béton due au confinement est prise en compte dans le calcul de la courbure ultime de la section d'extrémité, ϕ_u .

(7) Si la courbure ultime de la section d'extrémité ϕ_u , sous chargement cyclique, est calculée avec :

a) la déformation ultime des armatures longitudinales, ε_{su} , prise égale :

- aux valeurs minimales données dans l'EN 1992-1-1, Tableau C.1, pour la déformation caractéristique à la force maximale, ε_{uk} , pour les classes d'acier A ou B,
- à 6 % pour l'acier de classe C, et

b) le modèle de confinement défini dans l'EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**, avec la contrainte transverse effective de confinement σ_2 prise égale à $\alpha \rho_{sx} f_{yw}$, où ρ_{sx} , f_{yw} et α ont été définis en **(1)**,

alors, pour les éléments comportant des dispositions constructives relatives à la résistance aux séismes et sans recouvrement des barres longitudinales à proximité de la section soumise à plastification, L_{pl} peut être calculé à partir de l'expression suivante :

$$L_{pl} = 0,1 L_V + 0,17 h + 0,24 \frac{d_{bL} f_y (\text{MPa})}{\sqrt{f_c (\text{MPa})}} \quad \dots (A.5)$$

où :

h est la hauteur de la section de l'élément et d_{bL} est le diamètre (moyen) des armatures tendues.

(8) Si la courbure ultime de la section d'extrémité ϕ_u , sous chargement cyclique, est calculée avec :

a) la déformation ultime des armatures longitudinales, ε_{su} , prise égale à celle donnée en **(7)a**, et

b) un modèle de confinement qui représente mieux que le modèle défini dans l'EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**, l'amélioration de ϕ_u due au confinement sous chargement cyclique, à savoir un modèle dans lequel :

- la résistance du béton confiné est évaluée par :

$$f_{cc} = f_c \left[1 + 3,7 \left(\frac{\alpha \rho_{sx} f_{yw}}{f_c} \right)^{0,86} \right] \quad \dots \text{(A.6)}$$

- la déformation à laquelle la résistance f_{cc} est observée est considérée comme augmentant au delà de la valeur ε_{c2} du béton non confiné, suivant l'expression :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c2} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad \dots \text{(A.7)}$$

- et la déformation ultime de la fibre extrême de la zone comprimée est prise égale à :

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + 0,5 \frac{\alpha \rho_{sx} f_{yw}}{f_{cc}} \quad \dots \text{(A.8)}$$

où :

α , f_{yw} et ρ_{sx} sont définis en **(1)** et **(7)** et f_{cc} est la résistance du béton, améliorée par le confinement,

alors, pour les éléments comportant des dispositions constructives relatives à la résistance aux séismes et sans recouvrement des barres longitudinales à proximité de la section plastifiée, L_{pl} peut être calculée à partir de l'expression suivante :

$$L_{pl} = \frac{L_V}{30} + 0,2h + 0,11 \frac{d_{bL} f_y (\text{MPa})}{\sqrt{f_c} (\text{MPa})} \quad \dots \text{(A.9)}$$

(9) Si le modèle de confinement défini dans l'EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**, est adopté dans le calcul de la courbure ultime de la section d'extrémité, ϕ_u , et la valeur de L_{pl} obtenue par l'expression (A.5) est utilisée dans l'expression (A.4), alors le facteur γ_{el} qui y est défini peut être pris égal à 2 pour les éléments sismiques primaires et à 1,0 pour les éléments sismiques secondaires. Si, en revanche, le modèle de confinement donné par les expressions (A.6) à (A.8) est utilisé, ainsi que l'expression (A.9), alors la valeur du coefficient γ_{el} peut être prise égale à 1,7 pour les éléments sismiques primaires et à 1,0 pour les éléments sismiques secondaires.

NOTE Les valeurs de la capacité totale de rotation de corde calculée conformément à **(1)** et **(2)** ci-dessus (compte tenu des expressions **(3)** à **(5)**) sont généralement très similaires. L'expression (A.1) est plus appropriée lorsque les calculs et les demandes sont fondés sur les rotations totales de corde, tandis que l'expression (A.3) convient davantage aux cas où les calculs et les demandes sont fondés sur la partie plastique des rotations de corde. Par ailleurs, l'expression **(4)** donne la capacité de rotation de corde des éléments comprenant des barres longitudinales à haute adhérence et des extrémités droites dont le recouvrement commence au droit de la section d'extrémité seulement avec l'expression (A.3). L'expression (A.4) avec $\gamma_{el} = 1$ donne des résultats pratiquement similaires lorsqu'elle est utilisée avec **(7)** ou avec **(8)**, mais les différences par rapport aux estimations données par **(1)** ou **(2)** sont plus importantes. La dispersion des résultats d'essai eu égard aux résultats de l'expression (A.4) pour $\gamma_{el} = 1$ utilisée avec **(8)** est moins importante que ce qu'elle est lorsque ladite expression est utilisée avec **(7)**. Ceci se traduit dans les différentes valeurs de γ_{el} spécifiées en **(1)**, **(2)** et **(9)**, pour les éléments sismiques primaires, dans la mesure où γ_{el} est destiné à convertir les valeurs moyennes en valeurs moyennes moins un écart type. Enfin, les effets de l'absence de dispositions constructives relatives à la résistance aux séismes et de la présence d'une jonction par recouvrement dans la zone des rotules plastiques sont spécifiés dans les expressions **(3)** à **(5)** seulement pour l'utilisation des expressions (A.1) et (A.3).

(10) Les murs existants conformes à la définition des «Murs de grandes dimensions en béton peu armé» donnée dans l'EN 1998-1:2004 peuvent faire l'objet d'une vérification conformément à l'EN 1992-1-1:2004.

A.3.2.3 État limite de dommages significatifs (SD)

(1) La capacité de rotation de corde correspondant au dommage significatif θ_{SD} peut être supposée égale à 3/4 de la valeur de la rotation ultime de la corde θ_U donnée en **A.3.2.2**.

A.3.2.4 État limite de limitation des dommages (DL)

(1) La capacité applicable à cet état limite et utilisée dans les vérifications est le moment fléchissant à la plastification concomitant à la valeur de calcul de l'effort normal.

(2) Lorsque la vérification est effectuée en termes de déformations, la capacité correspondante est donnée par la rotation de corde à la plastification θ_y , évaluée comme suit :

Pour les poutres et les poteaux :

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + \alpha_V z}{3} + 0,00135 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d-d'} \frac{d_b f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad \dots \text{(A.10a)}$$

Pour les murs de section rectangulaire, en T ou murs de rive en retour :

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + \alpha_V z}{3} + 0,002 \left(1 - 0,135 \frac{L_V}{h} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d-d'} \frac{d_b f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad \dots \text{(A.11b)}$$

ou à partir des expressions alternatives (et équivalentes) pour les poutres et les poteaux :

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + \alpha_V z}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \dots \text{(A.10b)}$$

et pour les murs de section rectangulaire, en T ou murs de rive en retour :

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + \alpha_V z}{3} + 0,002 \left(1 - 0,125 \frac{L_V}{h} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \dots \text{(A.11b)}$$

où :

- ϕ_y est la courbure à la limite élastique de la section d'extrémité,
- $\alpha_V z$ est le décalage du diagramme des moments fléchissants (voir EN 1992-1-1:2004, **9.2.1.3(2)**), avec :
- z bras de levier interne, pris égal à $d-d'$ dans les poutres, les poteaux ou les murs à section avec murs de rive en retour ou en T, ou à $0,8h$ pour les murs à section rectangulaire, et
- $\alpha_V = 1$ si la fissuration d'effort tranchant précède la plastification en flexion au droit de la section d'extrémité (c'est-à-dire lorsque le moment à la plastification au droit de la section d'extrémité, M_y , est supérieur au produit de L_V par la résistance à l'effort tranchant de l'élément considéré sans armature d'effort tranchant, $V_{R,c}$, prise conformément à l'EN 1992-1-1:2004, **6.2.2(1)**) ; dans les autres cas, (c'est-à-dire si $M_y < L_V V_{R,c}$), $\alpha_V = 0$,
- f_y et f_c sont la limite d'élasticité de l'acier et la résistance à la compression du béton, respectivement, telles que définies pour l'expression (A.1), et toutes les deux en MPa,
- ε_y est égal à f_y/E_s ,
- d et d' sont les hauteurs utiles des armatures tendues et des armatures comprimées, respectivement, et
- d_{bL} est le diamètre (moyen) des armatures tendues.

Le premier terme des expressions (A.10) et (A.11) tient compte de la contribution de la flexion. Le deuxième terme représente la contribution de la déformation d'effort tranchant, tandis que le troisième terme représente le glissement d'ancrage des barres.

NOTE Les deux ensembles alternatifs d'expressions (A.10a), (A.11a) d'une part, et (A.10b), (A.11b) d'autre part, sont pratiquement équivalents. Les expressions (A.10a) et (A.11a) sont plus rationnelles, mais les expressions (A.10b) et (A.11b) sont plus pratiques, et leur utilisation peut dans l'ensemble être plus adaptée, dans la mesure où le calcul de ϕ_y peut se révéler difficile et plus enclin à provoquer des erreurs.

(3) Les alinéas (1) et (2) s'appliquent aux éléments comprenant des barres longitudinales sans recouvrement à proximité de la région d'extrémité soumise à plastification. Si les barres longitudinales sont à haute adhérence avec des extrémités droites dont le recouvrement commence au droit de la section d'extrémité de l'élément (comme dans le cas des poteaux et murs où la jonction par recouvrement commence au niveau du plancher), il convient de calculer le moment à la plastification M_y et la courbure à la limite élastique ϕ_y dans les expressions (A.10), (A.11) avec une valeur du pourcentage d'armatures comprimées double de la valeur qui s'applique à l'extérieur de la jonction par recouvrement. Si la longueur de recouvrement droit l_o est inférieure à $l_{oy,min} = 0,3d_{bL}f_{yL}/\sqrt{f_c}$, où d_{bL} est le diamètre des barres en recouvrement, f_{yL} (MPa) est la valeur moyenne de la limite d'élasticité de l'acier des barres en recouvrement, obtenue à partir des essais *in-situ* et des sources d'information supplémentaires, multipliées par les coefficients de confiance appropriés, tels que définis en 3.5 et dans le Tableau 3.1, en tenant compte du niveau de connaissance atteint (voir 3.5(2)P) et f_c (MPa) est tel que défini pour l'expression (A.1), alors :

- il convient de calculer M_y et ϕ_y avec la limite d'élasticité, f_y , multipliée par $l_o/l_{oy,min}$,
- il convient de multiplier la déformation à la limite d'élasticité, ε_y , dans le dernier terme des expressions (A.10a), (A.11a) par $l_o/l_{oy,min}$,
- il convient de multiplier le deuxième terme des expressions (A.10), (A.11) par le rapport de la valeur du moment à la plastification M_y tel que modifié pour tenir compte de la jonction par recouvrement, et du moment à la plastification à l'extérieur de ladite jonction,
- afin de déterminer si le terme α_{VZ} contribue au premier terme des expressions (A.10), (A.11) avec $\alpha_V = 1$, le produit $L_V V_{R,c}$ est comparé au moment à la plastification M_y tel que modifié pour tenir compte de l'effet du recouvrement.

(4) Les alinéas (1) et (2) peuvent être considérés comme s'appliquant également aux éléments comportant des barres longitudinales lisses, même lorsque le recouvrement de leurs extrémités, munies de crochets standards, commence au droit de la section d'extrémité de l'élément (comme dans le cas des poteaux et des murs pour lesquels la jonction par recouvrement commence au niveau du plancher), sous réserve que la longueur de recouvrement l_o soit au moins égale à $15d_{bL}$.

(5) Si la vérification est effectuée en termes de déformations, il convient de calculer les demandes de déformation à partir d'une analyse basée sur un modèle structural dans lequel la rigidité de chaque élément est prise comme étant égale à la valeur moyenne de $M_y L_V / 3\theta_y$ au droit des deux extrémités de l'élément. Dans ce calcul, la portée d'effort tranchant au droit de la section d'extrémité, L_V , peut être prise égale à la demi-longueur de l'élément.

A.3.3 Poutres, poteaux et murs : effort tranchant

A.3.3.1 État limite de quasi-effondrement (NC)

(1) La résistance à l'effort tranchant cyclique, V_R , diminue en fonction de la partie plastique de la demande en ductilité, exprimée en termes de ductilité de la flèche transversale à l'extrémité de la portée d'effort tranchant ou de la rotation de corde au droit de l'extrémité de l'élément : $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$. Dans ce but, μ_{Δ}^{pl} peut être calculée comme le rapport de la partie plastique de la rotation de corde, θ , à la rotation de corde à la plastification, θ_y , déterminée conformément à A.3.2.4(2) à (4).

L'expression ci-dessous peut être utilisée pour la résistance à l'effort tranchant, lorsqu'elle est contrôlée par les cadres, compte tenu de la réduction ci-dessus (les unités étant MN et mètres) :

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min\left(5; \mu_{\Delta}^{pl}\right) \right) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad \dots \text{(A.12)}$$

où :

γ_{el} est égal à 1,15 pour les éléments sismiques primaires et à 1,0 pour les éléments sismiques secondaires (tels que définis en **2.2.1(6)P**),

h est la hauteur de la section transversale (égale au diamètre D pour les sections circulaires),

x est la hauteur de la zone comprimée,

N est l'effort normal en compression (positif, pris égal à zéro en traction),

$L_V = M/V$ est le rapport moment/effort tranchant au droit de la section d'extrémité,

A_c est l'aire de la section transversale, prise égale à $b_w d$ pour une section transversale à âme rectangulaire de largeur (épaisseur) b_w et une hauteur utile d , ou égale à $\pi D_c^2/4$ (où $D_c = D - 2c - 2d_{bh}$ est le diamètre du noyau de béton à l'intérieur des armatures de confinement, où D et c sont tels que définis en b) ci-dessous et d_{bw} est le diamètre des armatures transversales) pour les sections circulaires,

f_c est la résistance à la compression du béton, telle que définie pour l'expression (A.1) pour les éléments sismiques primaires, f_c doit ensuite être divisée par le coefficient partiel pour le béton conformément à l'EN 1998-1:2004, **5.2.4**,

ρ_{tot} est le pourcentage total d'armatures longitudinales,

V_w est la contribution des armatures transversales à la résistance à l'effort tranchant, prise égale à :

a) pour les sections transversales à âme rectangulaire de largeur (épaisseur) b_w

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad \dots \text{(A.13)}$$

où :

ρ_w est le pourcentage d'armatures transversales,

z est la longueur du bras de levier interne, comme spécifié en **A.3.2.4(2)**, et

f_{yw} est la limite d'élasticité des armatures transversales, telle que définie pour l'expression (A.1) ; pour les éléments sismiques primaires, f_{yw} doit ensuite être divisée par le coefficient partiel pour l'acier conformément à l'EN 1998-1:2004, **5.2.4** ;

b) pour les sections transversales circulaires :

$$V_w = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sw}}{s} f_{yw} (D - 2c) \quad \dots \text{(A.14)}$$

où :

D est le diamètre de la section,

A_{sw} est l'aire de la section d'un cadre circulaire,

s est l'espacement entre les axes des cadres,

f_{yw} est tel que défini en (a) ci-dessus, et

c est l'enrobage de béton.

(2) La résistance à l'effort tranchant d'un mur en béton, V_R , ne peut pas être prise supérieure à la valeur correspondant à une rupture par écrasement des âmes, $V_{R,max}$, qui, sous l'application de charges cycliques, peut être calculée à partir de l'expression suivante (avec les unités : MN et mètres) :

$$V_{R,max} = \frac{0,85 \left(1 - 0,06 \min\left(5; \mu_{\Delta}^{pl}\right) \right)}{\gamma_{el}} \left(1 + 1,8 \min\left(0,15; \frac{N}{A_c f_c}\right) \right) \left(1 + 0,25 \max\left(1,75; 100\rho_{tot}\right) \right) \left(1 - 0,2 \min\left(2; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} b_w z \quad \dots \text{(A.15)}$$

où $\gamma_{el} = 1,15$ pour les éléments sismiques primaires et 1,0 pour les éléments sismiques secondaires, f_c est donnée en MPa, b_w et z sont données en mètres et $V_{R,max}$ est donnée en MN, et où toutes les autres variables sont telles que définies en (1).

La résistance à l'effort tranchant sous l'application de charges cycliques, contrôlée par l'écrasement des âmes préalablement à la plastification en flexion est obtenue à partir de l'expression (A.15) pour $\mu_{\Delta}^{pl} = 0$.

(3) Si, dans un poteau en béton, le rapport de portée d'effort tranchant, L_V/h , calculé au droit de la section d'extrémité avec la valeur maximale des deux moments d'extrémité, est inférieur ou égal à 2, il convient que sa résistance à l'effort tranchant, V_R , ne soit pas prise supérieure à la valeur correspondant à la rupture par écrasement des âmes le long de la diagonale du poteau après une plastification en flexion, $V_{R,max}$, qui, sous l'application de charges cycliques, peut être calculée à partir de l'expression suivante (avec unités : MN et mètres) :

$$V_{R,max} = \frac{\frac{4}{7} \left(1 - 0,02 \min \left(5 ; \mu_{\Delta}^{pl} \right) \right)}{\gamma_{el}} \left(1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c} \right) \left(1 + 0,45 \left(100 \rho_{tot} \right) \right) \sqrt{\min \left(40 ; f_c \right)} b_w z \sin 2\delta \quad \dots \text{(A.16)}$$

où :

δ est l'angle compris entre la diagonale et l'axe du poteau ($\tan \delta = h/2L_V$),

toutes les autres variables étant telles que définies en (3).

(4) Il convient d'utiliser, pour la réévaluation, la valeur minimale de la résistance à l'effort tranchant calculée conformément à l'EN 1992-1-1:2004 ou à l'aide des expressions (A.12)-(A.16).

(5) Il convient d'utiliser dans les calculs les propriétés moyennes des matériaux déterminées à partir des essais *in-situ* et des sources d'information supplémentaires.

(6) Dans le cas des éléments sismiques primaires, il convient que les résistances moyennes des matériaux, outre le fait qu'elles soient divisées par les coefficients de confiance appropriés associés au niveau de connaissance, soient également divisées par les coefficients partiels applicables aux matériaux conformément à l'EN 1998-1:2004, 5.2.4.

A.3.3.2 État limite de dommages significatifs (SD) et de limitation des dommages (DL)

(1) La vérification par rapport au dépassement de ces deux états limites n'est pas nécessaire, à moins que ces deux états ne soient les seuls à devoir faire l'objet d'une vérification. Dans ce cas, l'alinéa A.3.3.1 s'applique.

A.3.4 Nœuds poteau-poutre

A.3.4.1 État limite de quasi-effondrement (NC)

(1) La demande vis-à-vis du cisaillement sur les nœuds est évaluée conformément à l'EN 1998-1:2004, 5.5.2.3.

(2) La capacité résistante des nœuds vis-à-vis du cisaillement est évaluée conformément à l'EN 1998-1:2004, 5.5.3.3.

(3) Les alinéas A.3.3.1(5) et (6) s'appliquent aux nœuds entre les éléments sismiques primaires et les autres éléments.

A.3.4.2 État limite de dommages significatifs (SD) et de limitation des dommages (DL)

(1) La vérification vis-à-vis du dépassement de ces deux états limites n'est pas nécessaire, à moins que ces deux états ne soient les seuls à devoir faire l'objet d'une vérification. Dans ce cas, l'alinéa A.3.4.1 s'applique.

A.4 Modèles de capacité pour le renforcement

A.4.1 Généralités

(1) Les règles relatives aux capacités de résistance et de déformation des éléments indiquées dans les paragraphes suivants pour les éléments renforcés font référence aux capacités à l'état limite de quasi-effondrement définies en **A.3.2.2** et **A.3.3.1**, préalablement à l'application du coefficient global γ_{el} . Il convient d'appliquer les coefficients γ_{el} spécifiés en **A.3.2.2** et **A.3.3.1** aux capacités de résistance et de déformation de l'élément réparé, telles que déterminées conformément aux paragraphes suivants.

(2) Les coefficients partiels à appliquer au nouvel acier ou au nouveau béton utilisés pour le renforcement sont ceux donnés dans l'EN 1998-1:2004, **5.2.4**, et les coefficients partiels à appliquer au nouvel acier de construction utilisé également pour le renforcement sont ceux donnés dans l'EN 1998-1:2004, **6.1.3(1)P**.

A.4.2 Chemisage en béton

A.4.2.1 Introduction

(1) Les chemisages en béton sont appliqués aux poteaux et aux murs pour tout ou partie des besoins suivants :

- augmentation de la portance,
- augmentation de la résistance en flexion et/ou au cisaillement,
- augmentation de la capacité de déformation,
- amélioration de la résistance des jonctions par recouvrement défailtantes.

(2) Il convient que l'épaisseur des chemisages permette de disposer à la fois des armatures longitudinales et transversales avec un enrobage adéquat.

(3) Lorsque les chemisages ont pour objectif d'augmenter la résistance en flexion, il convient de prolonger les barres longitudinales jusqu'à l'étage contigu par l'intermédiaire de percées dans la dalle, tandis qu'il convient de disposer des épingles horizontales au niveau des nœuds par le truchement de trous horizontaux percés dans les poutres. Les épingles ne sont pas nécessaires dans le cas de nœuds intérieurs entièrement confinés.

(4) Lorsque seule une augmentation de capacité de résistance et de déformation vis-à-vis de l'effort tranchant est à considérer, éventuellement avec une amélioration de la jonction par recouvrement, il convient que l'extrémité des chemisages (à la fois le béton et les armatures) préserve un espace par rapport à la dalle de l'ordre de 10 mm.

A.4.2.2 Amélioration de la résistance, de la rigidité et de la capacité de déformation

(1) Afin d'évaluer la résistance et les capacités de déformation des éléments chemisés, les hypothèses simplificatrices approximatives suivantes peuvent être prises :

- le comportement de l'élément chemisé est monolithique, avec un comportement mixte complet des bétons ancien et ajouté,
- il n'est pas tenu compte du fait que l'effort normal s'applique à l'origine uniquement à l'ancien poteau, et l'effort normal total est supposé agir sur l'élément chemisé,
- les propriétés du béton du chemisage sont supposées s'appliquer à toute la section de l'élément.

(2) Les relations suivantes sont supposées prévaloir entre les valeurs de V_R , M_y , θ_y , et θ_u , calculées avec les hypothèses susmentionnées et les valeurs V_R^* , M_y^* , θ_y^* , et θ_u^* à adopter pour les vérifications de capacité :

— Pour V_R^* :

$$V_R^* = 0,9 V_R \quad \dots \text{(A.17)}$$

— Pour M_y^* :

$$M_y^* = M_y \quad \dots \text{(A.18)}$$

— Pour θ_y^* :

Si les mesures prises pour relier le chemisage au béton ancien incluent l'indentation de l'interface :

$$\theta_y^* = 1,05 \theta_y \quad \dots \text{(A.19a)}$$

Pour tous les autres types de mesures visant à relier le chemisage au béton ancien, ou si aucune mesure spéciale n'est prise pour relier le chemisage au béton ancien :

$$\theta_y^* = 1,2\theta_y \quad \dots \text{(A.19b)}$$

— Pour θ_u^* :

$$\theta_u^* = \theta_u \quad \dots \text{(A.20)}$$

(3) Il convient de calculer les valeurs de θ_u^* , θ_y^* , M_y^* de l'élément chemisé, devant être utilisées pour les comparaisons par rapport aux demandes dans les vérifications de sécurité, sur la base de : (a) la valeur moyenne de la résistance de l'acier existant, directement obtenue à partir des essais *in-situ* et des sources d'information supplémentaires, divisée de manière appropriée par le coefficient de confiance défini en **3.5**, en tenant compte du niveau de connaissance atteint ; et (b) de la résistance nominale du béton et des armatures ajoutés.

(4) Il convient de calculer la valeur de V_R^* de l'élément chemisé, devant être comparée à la demande dans les vérifications de sécurité, sur la base de : (a) la valeur moyenne de la résistance du béton et de l'acier existants telle que directement obtenue à partir des essais *in-situ* et des sources d'information supplémentaires, divisée par le coefficient de confiance approprié défini au **3.5**, en tenant compte du niveau de connaissance atteint ; et (b) de la résistance nominale du béton et des armatures ajoutés. Dans le cas des éléments sismiques primaires, il convient de diviser la valeur moyenne de la résistance du béton et de l'acier existants et de la résistance nominale des matériaux ajoutés par les coefficients partiels applicables à l'acier et au béton conformément à l'EN 1998-1:2004, **5.2.4**.

(5) Il convient de calculer la valeur de M_y^* des éléments chemisés dont les effets des actions s'exercent sur les éléments/mécanismes fragiles, lorsque **4.5.1(1)P(b)** est utilisé, sur la base de : (a) la valeur moyenne de la résistance du béton et de l'acier existants telle que directement obtenue à partir des essais *in-situ* et des sources d'information supplémentaires, multipliée par le coefficient de confiance approprié défini en **3.5**, en tenant compte du niveau de connaissance atteint ; et (b) de la résistance nominale du béton et des armatures ajoutés (voir **3.5(2)P**).

A.4.3 Chemisage en acier

A.4.3.1 Introduction

(1) Les chemisages en acier sont appliqués principalement aux poteaux afin d'augmenter leur résistance à l'effort tranchant et d'améliorer la résistance des jonctions par recouvrement insuffisantes. Ils peuvent également être considérés comme contribuant à l'augmentation de la ductilité par le confinement qu'ils apportent.

(2) Les chemisages en acier disposés autour des poteaux rectangulaires sont généralement constitués de quatre cornières auxquelles sont soudées soit des plaques en acier continues, soit des bandes d'acier horizontales discontinues plus épaisses. Les cornières peuvent être collées au béton par l'intermédiaire d'un liant époxydique ou peuvent y être plaquées, sans aucun espace sur toute leur hauteur. Les bandes peuvent être soumises à un traitement thermique préalable au soudage, afin d'assurer par la suite un certain confinement positif sur le poteau.

A.4.3.2 Résistance à l'effort tranchant

(1) La contribution du chemisage à la résistance à l'effort tranchant peut être supposée complémentaire à la résistance existante, à condition que le chemisage demeure dans le domaine élastique. Cette condition est nécessaire pour que le chemisage puisse contrôler la largeur des fissures intérieures et assurer l'intégrité du béton, permettant ainsi au mécanisme de résistance à l'effort tranchant d'origine de pouvoir continuer à fonctionner.

(2) Lorsque seuls 50 % de la limite d'élasticité de l'acier du chemisage sont utilisés, l'expression donnant la résistance supplémentaire V_j à l'effort tranchant, due au chemisage, est la suivante :

$$V_j = 0,5 \frac{2t_j b}{s} f_{y,j,d} \frac{1}{\cos \alpha} \quad \dots \text{(A.21)}$$

où :

t_j est l'épaisseur des bandes d'acier,

b est la largeur des bandes d'acier, et

s est l'espacement des bandes d'acier ($b/s = 1$, dans le cas de plaques en acier continues), et

$f_{y,j,d}$ est la limite d'élasticité de calcul de l'acier du chemisage, égale à sa résistance nominale divisée par le coefficient partiel applicable à l'acier de construction conformément à l'EN 1998-1:2004, **6.1.3(1)P**.

A.4.3.3 Couture des jonctions par recouvrement

(1) Les chemisages en acier peuvent assurer une couture efficace des jonctions par recouvrement, afin d'améliorer la capacité de déformation cyclique. Les dispositions suivantes sont nécessaires à l'obtention de ce résultat :

- la longueur du chemisage est supérieure à la longueur de la jonction d'au moins 50 %,
- le chemisage est comprimé contre les faces du poteau par au moins deux rangées de boulons, sur chaque face perpendiculaire au sens du chargement,
- lorsque la jonction s'effectue au droit de l'embase du poteau, il convient que les rangées de boulons soient disposées comme suit : une rangée au sommet de la jonction et l'autre rangée située à une distance de 1/3 de la longueur de ladite jonction, en partant de la base.

A.4.4 Placage et enrobage par des polymères renforcés de fibres

A.4.4.1 Introduction

(1) Les polymères renforcés de fibres à collage externe destinés à un renforcement parasismique des éléments en béton armé existants sont utilisés principalement dans les cas suivants :

- renforcement de la capacité de résistance à l'effort tranchant des poteaux et des murs, par application de polymères renforcés de fibres à collage externe, les fibres étant disposées dans le sens de l'armature de confinement,
- renforcement de la ductilité disponible au droit des extrémités des éléments, par l'ajout d'un confinement sous la forme de chemisages de polymères renforcés de fibres, ces dernières étant disposées le long du périmètre,
- prévention de toute rupture d'une jonction par recouvrement, par un meilleur confinement le long du recouvrement, les fibres étant une nouvelle fois disposées le long du périmètre.

(2) L'effet du placage et de l'enrobage des éléments, par polymère renforcé de fibres, sur la résistance en flexion de la section d'extrémité et sur la valeur de la rotation de corde à la plastification, θ_y , peut être négligé (θ_y peut être calculé conformément à **A.3.2.4(2)** à **(4)**, avec $l_{oy,min}$ égal à $0,2d_b L f_{yL} / \sqrt{f_c}$, en **A.3.2.4(4)**).

A.4.4.2 Résistance à l'effort tranchant

(1) Il est possible d'améliorer la capacité de résistance à l'effort tranchant des éléments fragiles des poutres, des poteaux ou des murs de contreventement par l'application de bandes ou de feuilles de polymère renforcé de fibres. Ces dernières peuvent être appliquées soit par un enrobage complet de l'élément, soit en les collant sur les côtés et la face inférieure de la poutre (bande ou feuille en forme de U), soit en les collant sur les côtés uniquement.

(2) La capacité de résistance totale à l'effort tranchant, telle que contrôlée par les cadres et le polymère renforcé de fibres, est déterminée comme étant la somme d'une contribution de l'élément en béton existant, évaluée conformément à l'EN 1998-1:2004 et d'une autre contribution, V_f , du polymère renforcé de fibres.

(3) La capacité de résistance totale à l'effort tranchant ne peut pas être prise supérieure à la résistance maximale au cisaillement de l'élément en béton, $V_{R,max}$, contrôlée par la compression diagonale de l'âme. La valeur de $V_{R,max}$ peut être calculée conformément à l'EN 1992-1-1:2004. Dans le cas des murs en béton et des poteaux avec un rapport de portée d'effort tranchant, L_v/h , inférieur ou égal à 2, la valeur de $V_{R,max}$ est la valeur minimale entre celle prise conforme à l'EN 1992-1-1:2004 et la valeur calculée à partir de **A.3.3.1(2)** et **A.3.3.1(3)**, respectivement, sous l'application de charges cycliques non élastiques.

(4) Pour les éléments de section rectangulaire, la contribution du polymère renforcé de fibres à la capacité de résistance peut être évaluée comme suit :

- pour un enrobage total par un polymère renforcé de fibres, ou pour des bandes ou des feuilles de polymère renforcé de fibres en forme de U,

$$V_{Rd,f} = 0,9d \cdot f_{tdd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f} \right)^2 \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta \quad \dots \text{(A.22)}$$

— pour des bandes ou des feuilles de polymère renforcé de fibres collées sur les côtés :

$$V_{Rd,f} = 0,9d \cdot f_{fdd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \frac{\sin \beta}{\sin \theta} \cdot \frac{w_f}{s_f} \quad \dots \text{(A.23)}$$

où :

d est la hauteur utile,

θ est l'angle d'inclinaison des bielles,

$f_{fdd,e}$ est la résistance efficace de calcul vis-à-vis du décollement du polymère renforcé de fibres, qui dépend de la configuration du renforcement conformément à **(5)** pour le polymère renforcé de fibres à enrobage total, à **(6)** pour le polymère renforcé de fibres en forme de U ou à **(7)** pour le polymère renforcé de fibres collé sur les côtés,

t_f est l'épaisseur de la bande, de la feuille ou de la toile de polymère renforcé de fibres (sur un seul côté),

β est l'angle compris entre la direction (résistante) des fibres (d'une bande, d'une feuille ou d'une toile de polymère renforcé de fibres et l'axe de l'élément,

w_f est la largeur de la bande ou de la feuille de polymère renforcé de fibres, mesurée dans le sens orthogonal à la direction (résistante) des fibres (pour les feuilles : $w_f = \min(0,9d, h_w) \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin \theta$), et

s_f est l'espacement des bandes de polymère renforcé de fibres (= w_f pour les feuilles), mesuré dans le sens orthogonal à la direction (résistante) des fibres.

(5) Dans le cas des chemisages entièrement enrobés (c'est-à-dire fermés) ou ancrés de façon appropriée (dans la zone comprimée), la résistance efficace de calcul vis-à-vis du décollement du polymère renforcé de fibres peut être prise, dans les expressions (A.22) et (A.23), égale à :

$$f_{fdd,e,W} = f_{fdd} \cdot \left[1 - k \frac{L_e \sin \beta}{2z} \right] + \frac{1}{2} (f_{fu,W}(R) - f_{fdd}) \cdot \left[1 - \frac{L_e \sin \beta}{z} \right] \quad \dots \text{(A.24)}$$

où :

$z = 0,9d$ est le bras de levier interne,

$k = \left(1 - \frac{2}{\pi} \right)$, et :

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{0,6 \frac{E_f f_{ctm} k_b}{t_f}} \quad (\text{unités : N, mm}) \quad \dots \text{(A.25)}$$

est la résistance de calcul vis-à-vis du décollement, avec :

γ_{fd} coefficient partiel applicable au décollement du polymère renforcé de fibres,

NOTE La valeur assignée à γ_{fd} destinée à être utilisée dans un pays donné est indiquée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée est $\gamma_{fd} = 1,5$.

E_f module des feuilles/plaques de polymère renforcé de fibres,

f_{ctm} résistance moyenne du béton à la traction,

$k_b = \sqrt{1,5 \cdot (2 - w_f / s_f) / (1 + w_f / 100 \text{ mm})}$ le coefficient d'enrobage,

dans lequel :

w_f, s_f, t_f sont tels que définis en **(4)**, et

$f_{fu,W}(R)$ est la résistance ultime de la bande ou de la feuille de polymère renforcé de fibres qui enrobe l'angle avec un rayon R, donnée par :

$$f_{fu,W}(R) = f_{fdd} + \langle \eta_R \cdot f_{fu} - f_{fdd} \rangle \quad \dots \text{(A.26)}$$

où il convient de prendre le terme entre $\langle . \rangle$ uniquement s'il est positif et où le coefficient η_R dépend du rayon d'arrondi R et de la largeur de la poutre b_w comme suit :

$$\eta_R = 0,2 + 1,6 \frac{R}{b_w} \quad 0 \leq \frac{R}{b_w} \leq 0,5 \quad \dots \text{(A.27)}$$

L_e est la longueur d'adhérence utile :

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{\sqrt{4} \cdot \tau_{\max}}} \quad (\text{unités : N, mm}) \quad \dots \text{(A.28)}$$

avec :

$\tau_{\max} = 1,8 f_{ctm} k_b$ = résistance maximale par adhérence.

(6) Pour les chemisages en forme de U (c'est-à-dire ouverts), la résistance efficace de calcul vis-à-vis du décollement du polymère renforcé de fibres peut être prise, dans les expressions (A.22) et (A.23), égale à :

$$f_{fdd,e,U} = f_{fdd} \cdot \left[1 - k \frac{L_e \sin \beta}{z} \right] \quad \dots \text{(A.29)}$$

où toutes les variables sont telles que définies en (5).

(7) Pour les feuilles/bandes à collage sur le(s) côté(s), la résistance efficace de calcul vis-à-vis du décollement du polymère renforcé de fibres peut être prise, dans les expressions (A.22) et (A.23), égale à :

$$f_{fdd,e,S} = f_{fdd} \cdot \frac{z_{rid,eq}}{z} \cdot \left(1 - \sqrt{k \frac{L_{eq}}{z_{rid,eq}}} \right)^2 \quad \dots \text{(A.30)}$$

où :

$$z_{rid,eq} = z_{rid} + L_{eq}, \quad z_{rid} = z - L_e \cdot \sin \beta, \quad L_{eq} = \frac{u_1}{\varepsilon_{fdd}} \cdot \sin \beta \quad \dots \text{(A.31)}$$

avec :

$$\varepsilon_{fdd} = f_{fdd} / E_f, \text{ et}$$

$$u_1 = k_b / 3.$$

(8) Pour les éléments à section circulaire de diamètre D , la contribution du polymère renforcé de fibres est évaluée comme suit :

$$V_f = 0,5 A_c \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{f,ed} \quad \dots \text{(A.32)}$$

où :

A_c est l'aire de section transversale des poteaux,

ρ_f égale à $4 t_f / D$ est le rapport volumétrique du polymère renforcé de fibres, et

$$\varepsilon_{f,ed} = 0,004.$$

(10) Dans le cas des éléments dont les rotules plastiques sont entièrement enrobées d'un chemisage de polymère renforcé de fibres sur une longueur au moins égale à la hauteur de la section de l'élément h , la résistance cyclique à l'effort tranchant, V_R , peut être considérée comme décroissant avec la partie plastique de la demande de ductilité à la rotation de corde, calculée au droit de l'extrémité de l'élément : $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$, conformément à l'expression (A.12), en ajoutant à V_w (c'est-à-dire à la contribution des armatures transversales à la résistance à l'effort tranchant) la résistance supplémentaire due au chemisage de polymère renforcé de fibres. La contribution à V_w du chemisage de polymère renforcé de fibres peut être calculée en supposant que la contrainte dans le polymère renforcé de fibres atteint la valeur de calcul de la résistance ultime dudit polymère, $f_{u,fd}$, au droit des fibres extrêmes tendues et diminue de façon linéaire pour atteindre la valeur zéro sur la hauteur utile d :

$$V_{w,f} = 0,5 \rho_f b_w z f_{u,fd} \quad \dots \text{(A.33)}$$

où :

ρ_f égal à $2t_f/b_w$ est le rapport géométrique de polymère renforcé de fibres,

z est la longueur du bras de levier interne, pris égal à d , et

$f_{u,fd}$ est la valeur de calcul de la résistance ultime du polymère renforcé de fibres, égale à ladite résistance, $f_{u,f}$ divisée par le coefficient partiel γ_{fd} affecté à ce même polymère.

NOTE La valeur assignée à γ_{fd} destinée à être utilisée dans un pays donné est indiquée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée est $\gamma_{fd} = 1,5$.

A.4.4.3 Action de confinement

(1) Le confinement du béton au moyen de chemisages de polymères renforcés de fibres permet d'améliorer la capacité de déformation. Les chemisages sont appliqués autour de l'élément dont les rotules plastiques potentielles doivent être renforcées.

(2) Le niveau de pression de confinement devant être appliquée dépend du rapport $l_\chi = \mu_{\phi,tar}/\mu_{\phi,ava}$, entre la ductilité en courbure cible $\mu_{\phi,tar}$ et la ductilité en courbure disponible $\mu_{\phi,ava}$, et peut être calculée comme suit :

$$f_l = 0,4 f_c^2 \frac{f_c \cdot \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{ju}^{1,5}} \quad \dots \text{ (A.34)}$$

où :

f_c est la résistance du béton, définie comme dans l'expression (A.1),

ε_{cu} est la déformation ultime du béton, et

ε_{ju} est la déformation ultime adoptée pour le chemisage de polymère renforcé de fibres, qui est inférieure à la déformation ultime desdits polymères, ε_{fu} .

(3) Dans le cas des sections transversales circulaires enrobées de feuilles continues (et non de bandes), la pression de confinement exercée par la feuille de polymère renforcé de fibres est égale à $f_l = 1/2 \rho_f E_f \varepsilon_{ju}$, E_f étant le module d'élasticité du polymère et ρ_f étant le rapport géométrique du chemisage de polymère renforcé de fibres par rapport à son épaisseur, avec : $t_f = \rho_f D/4$, où D est le diamètre du chemisage autour de la section transversale circulaire.

(4) Dans le cas des sections transversales rectangulaires dont les angles ont été arrondis afin de permettre l'enrobage par un polymère renforcé de fibres (voir Figure A.1), la pression de confinement exercée par la feuille de polymère est évaluée comme suit : $f_l = k_s f_l$, avec $k_s = 2R_c/D$ et $f_l = 2 E_f \varepsilon_{ju} t_f / D$, où D est la plus grande largeur de section.

(5) Dans le cas d'un enrobage au moyen de bandes avec un espacement s_f , la pression de confinement exercée par la feuille de polymère renforcé de fibres est évaluée comme suit : $f_l = k_g f_l$, avec $k_g = (1 - s_f/2D)^2$.

(6) Pour les éléments de section rectangulaire dont les angles sont arrondis comme illustré sur la Figure A.1, une solution alternative à (2) et (4) consiste à calculer la capacité totale de rotation de corde ou sa partie plastique à l'aide des expressions (A.1) ou (A.3), respectivement, en ajoutant à l'exposant du terme dû au confinement (c'est-à-dire la puissance 25 précédant le dernier terme des expressions (A.1) et (A.3) le terme $\alpha \rho_f f_{f,e}$, où :

(a) $\rho_f = 2t_f/b_w$, est le pourcentage de polymère renforcé de fibres parallèlement au sens de chargement ;

(b) $f_{f,e}$ est une contrainte effective donnée par l'expression suivante :

$$f_{f,e} = \min\left(f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} E_f\right) \left(1 - 0,7 \min\left(f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} E_f\right) \frac{\rho_f}{f_c}\right) \quad \dots \text{ (A.35)}$$

où :

$f_{u,f}$ et E_f représentent la résistance et le module d'élasticité du polymère renforcé de fibres et $\varepsilon_{u,f}$ représente une déformation limite, égale à 0,015 pour les polymères armés de fibres de carbone ou aramide et à 0,02 pour les polymères renforcés de fibres de verre ; et

(c) α est le coefficient d'efficacité du confinement, donné par :

$$\alpha = 1 - \frac{(b - 2R)^2 + (h - 2R)^2}{3bh} \quad \dots (A.36)$$

où :

R est le rayon de l'angle arrondi de la section et b, h sont les dimensions totales de la section transversale (voir Figure A.1).

(7) L'alinéa (6) s'applique aux éléments comportant des barres longitudinales continues crénelées (à haute adhérence) ou lisses, avec ou sans dispositions constructives relatives à la résistance aux séismes, à condition que la zone d'extrémité soit enrobée de polymère renforcé de fibres jusqu'à une distance par rapport à la section d'extrémité suffisante pour s'assurer que le moment à la plastification M_y de la partie non enrobée ne sera pas dépassé avant que ne soit atteinte la résistance en flexion prenant en compte la surcapacité $\gamma_{Rd} M_y$ au droit de la section d'extrémité. Il convient, afin de tenir compte de l'augmentation de la résistance en flexion de la section d'extrémité due au confinement par le polymère renforcé de fibres, que la valeur γ_{Rd} soit au moins égale à 1,3.

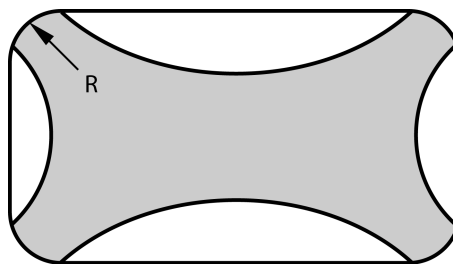


Figure A.1 — Surface à confinement effectif d'une section enrobée de polymères renforcés de fibres

A.4.4.4 Couture des jonctions par recouvrement

(1) L'application d'une pression latérale σ par l'intermédiaire d'un chemisage par polymère renforcé de fibres permet de prévenir tout glissement des jonctions par recouvrement. Pour les poteaux circulaires, d'un diamètre D , l'épaisseur nécessaire peut être estimée comme suit :

$$t_f = \frac{D(\sigma_1 - \sigma_{sw})}{2E_f \cdot 0,001} \quad \dots (A.37)$$

où :

σ_{sw} est la contrainte de couture due aux cadres atteignant une déformation de 0,001 ($\sigma_{sw} = 0,001 \rho_w E_s$), ou la pression active due à l'injection entre le polymère renforcé de fibres et le poteau, le cas échéant, tandis que σ_1 représente la contrainte de couture sur la longueur de jonction par recouvrement L_s , donnée par :

$$\sigma_1 = \frac{A_s f_{yL}}{\left[\frac{p}{2n} + 2(d_{bL} + c) \right] L_s} \quad \dots (A.38)$$

où :

A_s est la section de chaque armature longitudinale recouverte,

f_{yL} est la limite d'élasticité des armatures longitudinales, prise égale à la valeur moyenne obtenue à partir des essais *in-situ* et des sources d'information supplémentaires, multipliée par le coefficient de confiance approprié, CF, donné dans le Tableau 3.1 pour le niveau de connaissance approprié (voir 2.2.1(5)P),

p est le périmètre, dans la section transversale du poteau, de la ligne longeant l'intérieur des armatures longitudinales,

n est le nombre d'armatures recouvertes le long de p ,

d_{bL} est le (plus grand) diamètre des barres longitudinales, et

c est l'épaisseur de l'enrobage en béton.

(2) Dans le cas des poteaux rectangulaires, les expressions ci-dessus peuvent être utilisées en remplaçant D par b_w , la largeur de la section, et en réduisant l'efficacité du chemisage de polymère renforcé de fibres au moyen du coefficient défini en **A.4.4.3(4)**.

(3) Pour les éléments de section rectangulaire comportant des barres longitudinales recouvertes sur une longueur l_o à partir de la section d'extrémité de l'élément, une solution alternative à **(1)** et **(2)**, permettant de déterminer l'effet de l'enrobage de polymère renforcé de fibres disposé sur une longueur supérieure d'au moins 25 % à la longueur de recouvrement, consiste à appliquer **A.3.2.2(4)** :

- a) en tenant compte dans l'expression (A.3) seulement du confinement dû aux armatures transversales (exposant de la puissance 25 précédant le dernier terme), et
- b) en calculant $l_{ou,min}$ comme $l_{ou,min} = d_{bL} f_{yl} / [(1,05 + 14,5 \alpha_{i,f} \rho_f f_{f,e} / f_c) \sqrt{f_c}]$ sur la base seulement du polymère renforcé de fibres, avec $\alpha_{i,f} = 4/n_{tot}$, et avec ρ_f , $f_{f,e}$ et n_{tot} définis comme mentionné au **A.4.4.3(6)** pour le polymère renforcé de fibres

Annexe B

(informative)

Structures métalliques et structures mixtes

B.1 Domaine d'application

La présente section contient des informations relatives à la réévaluation des bâtiments à ossature métallique et à ossature mixte dans leur état actuel, et à leur mise à niveau, si nécessaire.

La mise à niveau parasismique peut être locale ou globale.

B.2 Identification de la géométrie, des dispositions constructives et des matériaux

B.2.1 Généralités

- (1) Il convient d'examiner les aspects suivants avec la plus grande attention :
- i. Conditions physiques actuelles du métal de base et des matériaux d'assemblage y compris la présence de déformations.
 - ii. Condition physique actuelle des éléments sismiques primaires et secondaires y compris la présence de toute dégradation.

B.2.2 Géométrie

- (1) Il convient que les données recueillies comprennent les éléments suivants :
- i. Identification des systèmes de contreventement.
 - ii. Identification des diaphragmes horizontaux.
 - iii. Forme et dimensions d'origine des sections transversales.
 - iv. Aire, moment statique, moment d'inertie et propriétés de torsion pour les sections transversales critiques.

B.2.3 Dispositions constructives

- (1) Il convient que les données recueillies comprennent les éléments suivants :
- i. Dimension et épaisseur des autres éléments liés aux précédents, y compris les plats, les contreventements et les raidisseurs.
 - ii. Quantité d'armatures longitudinales et transversales, et des connecteurs dans les poutres, les poteaux et les murs mixtes.
 - iii. Quantité et dispositions constructives appropriées des armatures de confinement dans les zones critiques.
 - iv. Configuration et propriétés conformes à l'exécution des assemblages intermédiaires, de continuité et d'extrémité.

B.2.4 Matériaux

(1) Il convient que les données recueillies comprennent les éléments suivants :

i. Résistance du béton.

ii. Limite d'élasticité, module d'érouissage, résistance et allongement ultimes de l'acier.

(2) Il convient, dans toute la mesure du possible, de choisir pour les inspections des zones soumises à des contraintes réduites, telles que les extrémités des ailes au droit des extrémités poteau-poutre et des bords extérieurs de plaques.

(3) Il convient, afin d'évaluer les propriétés des matériaux, de prélever des échantillons sur les âmes des profilés laminés à chaud pour les éléments conçus comme dissipatifs.

(4) Il convient d'utiliser des échantillons de semelles afin de caractériser les propriétés des matériaux des éléments non dissipatifs et/ou des nœuds.

(5) Une radiographie gamma, un essai aux ultrasons à travers la vêtture ou un examen endoscopique par des orifices perforés constituent autant de méthodes d'essai valables en cas d'accessibilité restreinte ou pour les éléments mixtes.

(6) Il convient de démontrer que les matériaux de base et de remplissage sont sains sur la foi des informations chimiques et métallurgiques.

(7) Il convient d'utiliser des essais de résilience Charpy sur éprouvette avec entaille en V afin de démontrer que les zones affectées par la chaleur, lorsqu'elles existent, et que les matériaux environnants ont une résistance adéquate vis-à-vis de la rupture fragile.

(8) Des essais destructifs et/ou non destructifs (ressuage, magnétoscopie, émission acoustique), ainsi que des méthodes par ultrasons ou tomographie peuvent être utilisées.

B.3 Exigences relatives à la géométrie et aux matériaux des éléments nouveaux ou modifiés

B.3.1 Géométrie

(1) Il convient que les profilés en acier des éléments ajoutés satisfassent les restrictions du rapport largeur/épaisseur, sur la base du classement des sections tel que défini dans les articles 6 et 7 de l'EN 1998-1:2004.

(2) Des liaisons transversales augmentent les capacités de rotation des poteaux et poutres existants ou ajoutés, même avec des semelles et des âmes élancées. Il convient de souder des barres transversales entre les semelles conformément à l'EN 1998-1:2004, 7.6.5.

(3) Il convient d'espacer les liaisons transversales définies en (2) comme des cadres transversaux dans les éléments enrobés.

B.3.2 Matériaux

B.3.2.1 Acier de construction

(1) Il convient d'utiliser l'acier satisfaisant à l'EN 1998-1:2004, 6.2 pour les éléments ajoutés ou pour remplacer les éléments structuraux existants.

(2) Il convient de tenir compte des effets de toutes les composantes de l'action pour évaluer la résistance et la rigidité des éléments structuraux à chaque état limite.

(3) Il convient d'évaluer la résistance des semelles de poteaux dans le sens de l'épaisseur à partir de la résistance réduite suivante :

$$f_u = 0,90 \cdot f_y \quad \dots \text{(B.1)}$$

(4) Il convient que l'épaisseur des éléments satisfasse aux exigences de l'EN 1993-1-10:2004, Tableau 2.1, en fonction de l'énergie de l'essai de résilience Charpy sur éprouvette avec entaille en V et d'autres paramètres pertinents.

- (5) Il convient que les matériaux d'apport de soudage satisfassent les exigences de l'EN 1993-1-8:2004, **4.2**.
- (6) Pour les sections à larges ailes, il convient de prélever les échantillons dans les zones de raccordement entre l'aile et l'âme. Il s'agit d'une zone où la résistance à l'effet d'entaille est potentiellement réduite en raison du procédé de refroidissement lent utilisé lors de la fabrication.

B.3.2.2 Acier pour armatures

- (1) Il convient que l'acier de béton armé ajouté soit dans les zones dissipatives, soit dans les zones non dissipatives des éléments ajoutés ou renforcés soit de classe C, telle que définie dans l'EN 1992-1-1:2004.

B.3.2.3 Béton

- (1) Il convient que le béton ajouté des éléments ajoutés ou renforcés soit conforme à l'EN 1998-1:2004, **7.2.1(1)**.

B.4 Renforcement des systèmes

B.4.1 Généralités

- (1) Il convient que les méthodes de renforcement d'ensemble permettent d'augmenter la capacité des systèmes de contreventement et des diaphragmes horizontaux et/ou de réduire la demande résultant des actions sismiques.

- (2) Il convient que le système structural renforcé satisfasse les exigences suivantes :

- i. Régularité de la répartition de masse, de rigidité et de résistance pour éviter les effets de torsion préjudiciables et/ou les mécanismes de transparence sur un niveau.
- ii. Masses et rigidité suffisantes permettant d'éviter les structures extrêmement flexibles, pouvant entraîner des dommages non structuraux importants et des effets P- Δ significatifs.
- iii. Continuité et redondance entre les éléments, de manière à assurer une descente de charge claire et uniforme et à prévenir les ruptures fragiles.

- (3) Il convient que les interventions d'ensemble incluent une ou plusieurs des méthodes suivantes :

- i. Raidissement et renforcement de la structure et de son système de fondation.
- ii. Amélioration de la ductilité de la structure.
- iii. Réduction des masses.
- iv. Isolation parasismique.
- v. Amortissement supplémentaire.

- (4) Pour tous les systèmes structuraux, les méthodes définies dans les sections **B.5** et **B.6** permettent d'obtenir le raidissement, le renforcement et l'amélioration de la ductilité.

- (5) L'application de l'une des mesures suivantes permet de réduire les masses :

- i. Remplacement des systèmes d'enveloppes lourds par des systèmes plus légers.
- ii. Retrait des équipements non utilisés et suppression des charges stockées.
- iii. Remplacement des cloisons de maçonnerie par des systèmes plus légers.
- iv. Suppression d'un ou plusieurs étages.

- (6) Il convient de ne pas recourir à l'isolation à la base pour les structures dont les périodes fondamentales sont supérieures à 1,0 sec. Il convient de calculer ces périodes par l'analyse modale.

- (7) Il convient de concevoir l'isolation à la base conformément à l'EN 1998-1:2004 pour les nouveaux bâtiments.

- (8) Il est recommandé de procéder à la réévaluation du système de fondation (après le renforcement) conformément à l'EN 1998-1:2004, **4.4.2.6**. Dans le cas d'une analyse linéaire, les valeurs de Ω données dans l'EN 1998-1:2004, **4.4.2.6(4)** sont généralement inférieures à 1,0.

B.4.2 Ossatures en portique

- (1) Il convient d'améliorer le comportement mixte des poutres en acier et des dalles en béton par l'intermédiaire de goujons travaillant au cisaillement, et d'utiliser l'enrobage des poutres et des poteaux par du béton armé, afin d'augmenter la rigidité d'ensemble à tous les états limites.
- (2) Il convient que la longueur des zones dissipatives soit conforme à l'emplacement des rotules indiqué dans la première colonne du Tableau B.6.
- (3) Des nœuds d'assemblage semi-rigides et/ou à résistance partielle, en acier ou mixtes, contribuent à la mise à niveau des ossatures en portique.
- (4) La période fondamentale des ossatures à assemblages semi-rigides peut être calculée comme suit :

$$T = 0,085 \cdot H^{\left(0,85 - \frac{m}{180}\right)} \quad \text{si } 5 < m < 18 \text{ (semi-rigides)} \quad \dots \text{ (B.2)}$$

$$T = 0,085 \cdot H^{3/4} \quad \text{si } m \geq 18 \text{ (rigides)} \quad \dots \text{ (B.3)}$$

où :

H est la hauteur de l'ossature en mètres et le paramètre m est défini comme suit :

$$m = \frac{\left(K_{\phi}\right)_{\text{con}}}{\left(\frac{EI}{L}\right)_{\text{b}}} \quad \dots \text{ (B.4)}$$

où :

K_{ϕ} est la rigidité en rotation de l'assemblage,

I est le moment d'inertie de la poutre,

L est la portée de la poutre,

E est le module de Young de la poutre.

- (5) Outre la distribution de forces horizontales donnée dans l'EN 1998-1:2004, **4.3.3.2.3**, et en **4.4.4.2(1)** de la présente norme, il convient d'utiliser la distribution de forces ($F_{x,i}$) suivante pour l'analyse (linéaire) des forces latérales et pour l'analyse statique non linéaire (en poussée progressive) afin de déterminer l'apparition de tous les états limites :

$$F_{x,i} = \frac{W_{x,i} \cdot h_{x,i}^{\delta}}{\sum W_{x,i} \cdot h_{x,i}^{\delta}} \cdot F_b \quad \dots \text{ (B.5)}$$

où F_b est l'effort tranchant sismique à la base et δ est donné par :

$$\delta = \begin{cases} 1,0 & \text{si } T \leq 0,25 \text{ s} \\ 0,50 \cdot T + 0,75 & \text{si } 0,50 < T < 2,50 \text{ s} \\ 2,0 & \text{si } T > 2,50 \text{ s} \end{cases} \quad \dots \text{ (B.6)}$$

B.4.3 Ossatures avec triangulation à barres

- (1) Il convient d'utiliser de préférence des ossatures avec triangulation à barres excentrées et à jambes de force plutôt que des ossatures avec triangulation à barres centrées pour le renforcement des bâtiments.
- (2) Les ossatures avec triangulation à jambes de force sont des systèmes dans lesquels les contreventements sont assemblés à une zone dissipative, plutôt qu'à l'assemblage poteau-poutre.
- (3) De l'aluminium ou de l'acier inoxydable peuvent être utilisés pour les zones dissipatives des ossatures avec triangulation centrée, excentrée ou à jambes de force, uniquement si leur utilisation est validée par des essais.

- (4) Il est possible d'utiliser des murs en acier, en béton et/ou mixtes pour le renforcement des bâtiments afin d'améliorer le comportement ductile et de prévenir l'instabilité poteau-poutre. Il convient que leur dimensionnement et celui de leur assemblage avec les éléments en acier soient conformes à l'EN 1998-1:2004.
- (5) Il convient que les panneaux en acier, pouvant utiliser de l'acier à faible limite d'élasticité, soient soudés en atelier et boulonnés *in situ*.
- (6) Il est possible d'intégrer une triangulation dans les ossatures en portique afin d'augmenter leur rigidité latérale.

B.5 Réévaluation et renforcement des éléments

B.5.1 Exigences générales

- (1) Il convient que les poutres développent leur moment plastique sans présenter de voilement au niveau de la semelle ou de l'âme à l'état limite de dommages significatifs. Il convient que le voilement local soit limité à l'état limite de quasi-effondrement.
- (2) Il convient qu'aucune plastification ou qu'aucun flambement en flexion ou sous effort normal ne se produise dans les poteaux aux états limites de limitation des dommages et de dommages significatifs.
- (3) Il convient que les contreventements diagonaux supportent les déformations plastiques et dissipent l'énergie par des cycles successifs de plastification et de flambement. Il convient d'éviter tout flambement à l'état limite de limitation des dommages.
- (4) Il convient de souder des plats en acier aux semelles et/ou âmes afin de réduire leur élancement.
- (5) Il convient de calculer le moment résistant $M_{pb,Rd}$ de la poutre à l'emplacement de la rotule plastique de la manière suivante :

$$M_{pb,Rd,b} = Z_e \cdot f_{yb} \quad \dots \text{(B.7)}$$

où :

Z_e est le module plastique utile de la section à l'emplacement de la rotule plastique, calculé en utilisant les dimensions mesurées réelles de la section, et

f_{yb} est la limite d'élasticité de l'acier de la poutre ; pour l'acier existant, f_{yb} peut être prise égale à la valeur moyenne obtenue à partir des essais *in-situ* et des sources d'information supplémentaires, multipliée par le coefficient de confiance, CF, donné dans le Tableau 3.1 pour le niveau de connaissance approprié (voir **3.5(2)P**) ; pour l'acier ajouté, f_{yb} peut être prise égale à la valeur nominale multipliée par le coefficient de sur-résistance γ_{ov} pour l'acier de la poutre, déterminé conformément à l'EN 1998-1:2004, **6.2(3)**, alinéas **(4)** et **(5)**.

- (6) La demande de moment $M_{cf,Ed}$ de la section critique au droit de la face du poteau est évaluée comme suit :

$$M_{cf,Ed} = M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot e \quad \dots \text{(B.8)}$$

où :

$M_{pl,Rd,b}$ est le moment plastique de la poutre au droit de la rotule plastique,

$V_{pl,Rd,b}$ est l'effort tranchant au droit de la rotule plastique de la poutre,

e est la distance entre la rotule plastique de la poutre et la face du poteau.

- (7) La demande de moment $M_{cc,Ed}$ dans la section critique peut être calculée dans l'axe du poteau comme suit :

$$M_{cc,Ed} = M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot \left(e + \frac{d_c}{2} \right) \quad \dots \text{(B.9)}$$

où :

d_c est la hauteur de la section du poteau.

B.5.2 Capacités de déformation des éléments

(1) Les capacités de déformation post-élastique des éléments structuraux pour les trois états limites donnés peuvent être prises comme indiqué dans les paragraphes suivants.

(2) Les capacités de déformation post-élastique des nœuds poteau-poutre peuvent être prises égales à celles données dans le Tableau B.6 (paragraphe B.6.2.1), à condition que les éléments satisfassent aux exigences indiquées dans les cinq premières colonnes dudit tableau.

(3) Pour les poutres et les poteaux en flexion, il convient d'exprimer la capacité de déformation post-élastique en termes de rotation plastique au droit de l'extrémité de l'élément comme valeur multiple de la rotation de corde à la plastification, θ_y , au droit de l'extrémité concernée. Pour les poutres et les poteaux soumis à un effort normal adimensionnel ν inférieur ou égal à 0,30, les capacités de déformation post-élastique aux trois états limites concernés peuvent être prises égales à celles données dans le Tableau B.1.

Tableau B.1 — Capacité de rotation plastique au droit de l'extrémité des poutres ou des poteaux soumis à un effort normal adimensionnel ν inférieur ou égal à 0,30

Classe de section transversale	État limite		
	DL	SD	NC
1	1,0 θ_y	6,0 θ_y	8,0 θ_y
2	0,25 θ_y	2,0 θ_y	3,0 θ_y

(4) Pour les contreventements comprimés, il convient d'exprimer la capacité de déformation post-élastique en termes de déformation axiale du contreventement comme valeur multiple de la déformation axiale du contreventement soumis à la charge de flambement, Δ_c . Pour les contreventements comprimés (à l'exception des contreventements des ossatures avec triangulation à barres excentrées), les capacités de déformation post-élastique aux trois états limites donnés peuvent être prises égales à celles données dans le Tableau B.2.

Tableau B.2 — Capacité de déformation axiale des contreventements comprimés (à l'exception des contreventements des ossatures avec triangulation à barres excentrées)

Classe de section transversale	État limite		
	DL	SD	NC
1	0,25 Δ_c	4,0 Δ_c	6,0 Δ_c
2	0,25 Δ_c	1,0 Δ_c	2,0 Δ_c

(5) Pour les contreventements soumis à la traction, il convient d'exprimer la capacité de déformation post-élastique en termes de déformation axiale du contreventement comme valeur multiple de la déformation axiale du contreventement soumis à la force de plastification en traction, Δ_t . Pour les contreventements soumis à la traction (à l'exception des contreventements des ossatures avec triangulation à barres excentrées) avec section transversale de classe 1 ou 2, les capacités de déformation post-élastique aux trois états limites donnés peuvent être prises égales à celles données dans le Tableau B.3.

Tableau B.3 — Capacité de déformation axiale des contreventements soumis à la traction (à l'exception des contreventements des ossatures avec triangulation à barres excentrées)

État limite		
DL	SD	NC
0,25 Δ_t	7,0 Δ_t	9,0 Δ_t

(6) Pour les poutres ou les poteaux soumis à la traction, il convient d'exprimer la capacité de déformation post-élastique en termes de déformation axiale de l'élément comme valeur multiple de la déformation axiale dudit élément soumis à la force de plastification en traction, Δ_t . Pour les poutres ou les poteaux soumis à la traction (à l'exception de ceux des ossatures avec triangulation à barres excentrées) avec section transversale de classe 1 ou 2, les capacités de déformation post-élastique aux trois états limites donnés peuvent être prises égales à celles données dans le Tableau B.4.

Tableau B.4 — Capacité de déformation axiale des poutres ou poteaux soumis à la traction (à l'exception des poutres ou poteaux des ossatures avec triangulation à barres excentrées)

État limite		
DL	SD	NC
0,25 Δ_t	3,0 Δ_t	5,0 Δ_t

B.5.3 Poutres

B.5.3.1 Insuffisances de stabilité

(1) Il convient d'utiliser de préférence des poutres dont les rapports portée/hauteur sont compris entre 15 et 18 pour une meilleure dissipation d'énergie. Il convient par conséquent d'introduire des appuis intermédiaires lors de la mise à niveau afin de réduire les longues portées.

(2) Il convient d'empêcher les déplacements latéraux des semelles présentant une insuffisance de stabilité. Il n'est pas nécessaire d'appliquer une telle mesure à la semelle supérieure si le comportement mixte avec la dalle est fiable. Dans le cas contraire, il convient d'améliorer ce comportement mixte en satisfaisant les exigences données en **B.5.3.5**.

B.5.3.2 Insuffisances de résistance

(1) Il convient d'ajouter des plats en acier aux semelles des poutres afin d'améliorer leur capacité en flexion si elle est insuffisante. Il n'est pas nécessaire d'appliquer une telle mesure à la semelle supérieure, si le comportement mixte avec la dalle est fiable. En variante, il convient que les poutres métalliques ayant une capacité en flexion insuffisante soient enrobées de béton armé.

(2) Il convient que les armatures longitudinales destinées à améliorer la capacité en flexion si elle est insuffisante soient de classe C conformément à l'EN 1992-1-1:2004, Tableau C.1.

(3) Il convient que les poutres renforcées en raison d'une insuffisance de résistance soient conformes aux exigences de l'EN 1998-1:2004 pour la classe de ductilité M.

(4) Il convient d'ajouter des plats en acier à l'âme des poutres pour un profilé H, ou à la paroi pour des profils creux, afin d'améliorer la capacité vis-à-vis de l'effort tranchant, lorsqu'elle est insuffisante.

B.5.3.3 Réparation des semelles cloquées et endommagées

(1) Il convient de renforcer ou de remplacer les semelles cloquées et/ou endommagées par de nouveaux plats.

(2) Il convient de réparer les semelles inférieures et/ou supérieures cloquées en ajoutant des raidisseurs d'âme sur toute la hauteur des deux côtés des âmes des poutres conformément à **(3)** ci-dessous, et par un redressement thermique de la semelle cloquée, ou en retirant et en remplaçant cette dernière par un plat similaire conformément aux alinéas **(4)** et **(5)** du présent paragraphe.

(3) Il convient de disposer les raidisseurs d'âme au bord et au centre de cloque de voilement de la semelle, respectivement ; il convient que l'épaisseur des raidisseurs soit égale à celle de l'âme des poutres.

(4) Il convient de souder les nouveaux plats soit directement à la place de la semelle d'origine (c'est-à-dire directement sur l'âme de la poutre), soit sur la semelle existante. Dans les deux cas, il convient que le sens de laminage des plats ajoutés soit dans la direction longitudinale.

(5) Il convient de prévoir un maintien adapté des plats des semelles lors des opérations de découpe et de remplacement.

(6) Plutôt que de procéder au soudage d'un plat épais sur la semelle, il convient de préférence que la poutre en acier soit enrobée de béton armé.

B.5.3.4 Affaiblissement des poutres

(1) Il est possible d'améliorer la ductilité des poutres en acier par un affaiblissement de la semelle de la poutre aux emplacements souhaités, afin d'éloigner les zones dissipatives des assemblages.

(2) Les sections réduites de poutres (RBSs) se comportent comme un fusible qui assure la protection des assemblages poteau-poutre vis à vis d'une rupture prématurée. Il convient que les sections réduites de poutres soient en mesure de développer les rotations minimales spécifiées dans le Tableau B.5 pour chaque état limite.

Tableau B.5 — Capacité de rotation requise des sections réduites de poutres, RBSs (en radians)

DL	SD	NC
0,010	0,025	0,040

(3) Les rotations indiquées dans le Tableau B.5 peuvent être considérées comme obtenues, si le dimensionnement des sections réduites de poutres suit la procédure spécifiée ci-après :

i. Calculer la distance, a , du début de la section réduite de la poutre à la face du poteau et la longueur de réduction de la semelle, b , comme suit :

$$a = 0,60 b_f \quad \dots \text{(B.10)}$$

$$b = 0,75 d_b \quad \dots \text{(B.11)}$$

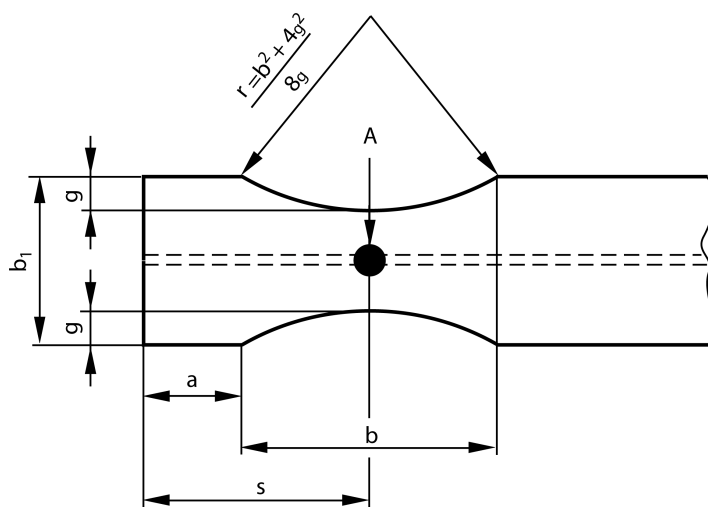
où :

b_f est la largeur de la semelle,

d_b est la hauteur de la poutre.

ii. Calculer la distance, s , de la section de la rotule plastique prévue (au centre de la partie réduite de la poutre) à partir de la face du poteau, de la manière suivante :

$$s = a + \frac{b}{2} \quad \dots \text{(B.12)}$$



Légende

A = Rotule plastique

Figure B.1 — Géométrie de la réduction des semelles pour une section réduite de poutre (RBS)

- iii. Déterminer la profondeur de découpe de la semelle (g) de chaque côté ; il convient que cette profondeur ne soit pas supérieure à $0,25 \cdot b_f$. Pour un premier essai, elle peut être prise égale à :

$$g = 0,20 b_f \quad \dots \text{(B.13)}$$

- iv. Calculer le module plastique (Z_{RBS}) et le moment plastique ($M_{\text{pl,Rd,RBS}}$) de la section de rotule plastique à l'axe de la section réduite de poutre :

$$Z_{\text{RBS}} = Z_b - 2 \cdot g \cdot t_f \cdot (d_b - t_f) \quad \dots \text{(B.14)}$$

$$M_{\text{pl,Rd,RBS}} = Z_{\text{RBS}} \cdot f_{yb} \quad \dots \text{(B.15)}$$

où :

Z_b est le module plastique de la poutre et f_{yb} est telle que définie au **B.5.1(5)**.

- v. Calculer l'effort tranchant ($V_{\text{pl,RBS}}$) dans la section de formation de la rotule plastique en écrivant l'équilibre de la partie de poutre (L') entre les deux rotules plastiques prévues (Figure B.2). Dans le cas d'une charge uniforme w exercée sur la poutre dans la situation sismique de calcul :

$$V_{\text{pl,RBS}} = \frac{2M_{\text{pl,Rd,RBS}}}{L'} + \frac{wL'}{2} \quad \dots \text{(B.16)}$$

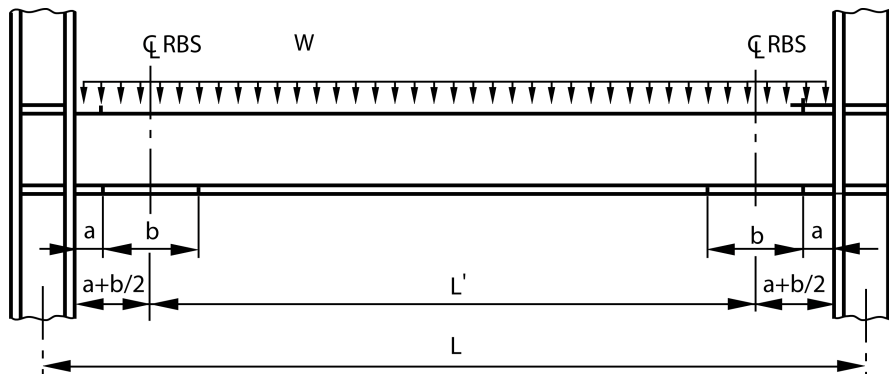
Il convient que (le dernier terme de) l'expression (B.16) tienne compte de différentes répartitions des charges gravitaires le long de la portée de poutre.

- vi. Calculer le moment plastique de la poutre hors de la section réduite de poutre, $M_{\text{pl,Rd,b}}$, de la manière suivante :

$$M_{\text{pl,Rd,b}} = Z_b \cdot f_{yb} \quad \dots \text{(B.17)}$$

où :

Z_b et f_{yb} sont tels que définis à l'étape (iv) ci-dessus.



Légende

- w = charge gravitaire uniforme dans la situation sismique de calcul
- L' = distance entre les centres des parties découpées des poutres
- L = distance entre les axes des poteaux

Figure B.2 — Sous-ensemble type d'une ossature avec sections réduites de poutres (RBS)

- vii. Vérifier que $M_{\text{pl,Rd,b}}$ est supérieur au moment fléchissant observé au droit de la face du poteau lorsqu'une rotule plastique se forme au centre de la partie réduite de la poutre : $M_{\text{cf,Ed}} = M_{\text{pb,Rd,RBS}} + V_{\text{pl,RBS}} \cdot e$. Si tel n'est pas le cas, augmenter la profondeur de découpe c et répéter les étapes (iv) à (vi). Il convient de choisir la longueur g de sorte que la valeur $M_{\text{cf,Ed}}$ se situe dans une plage comprise environ entre 85 % et 100 % de la valeur $M_{\text{pl,Rd,b}}$.
- viii. Vérifier les rapports largeur/épaisseur au droit de la section réduite de poutre afin de prévenir tout flambement local. Il convient de prendre la largeur des semelles au droit des extrémités des deux tiers de la partie centrale de la section réduite de poutre.

- ix. Calculer le rayon (r) des découpes dans les semelles supérieure et inférieure sur la longueur b de la section réduite de poutre :

$$r = \frac{b^2 + 4g^2}{8g} \quad \dots \text{(B.18)}$$

- x. Vérifier que le procédé de fabrication garantit une rugosité de surface adéquate (c'est-à-dire entre 10 et 15 μm) pour les découpes finies et s'assurer de l'absence de marques de meulage.

B.5.3.5 *Éléments mixtes*

- (1) Il convient que le calcul de la capacité des poutres mixtes tienne compte du degré de connexion au cisaillement entre l'élément métallique et la dalle.
- (2) Il convient de ne pas utiliser de connecteurs entre les poutres métalliques et les dalles mixtes dans les zones dissipatives. Il est recommandé de retirer de tels connecteurs des poutres mixtes existantes.
- (3) Il convient de fixer les goujons aux semelles par des soudures à l'arc par points, sans pénétration complète de la semelle. Il y a lieu d'éviter les connecteurs cloués ou vissés.
- (4) Il convient de vérifier que les déformations de traction maximales dues à la présence de dalles mixtes ne provoquent pas de déchirure des semelles.
- (5) Il convient que les poutres enrobées comportent des cadres.

B.5.4 Poteaux

B.5.4.1 *Insuffisances de stabilité*

- (1) Il est possible de réduire le rapport largeur/épaisseur en soudant des plats en acier sur les semelles et/ou les âmes.
- (2) Il est possible de réduire le rapport largeur/épaisseur des sections creuses en soudant des plats en acier extérieurs.
- (3) Il convient de maintenir latéralement les semelles par des raidisseurs de résistance au moins égale à :

$$0,06f_{yc} \cdot b_f \cdot t_f \quad \dots \text{(B.19)}$$

où :

b_f est la largeur de la semelle

t_f est l'épaisseur de la semelle, et

f_{yc} est la limite d'élasticité de l'acier du poteau ; pour l'acier existant, f_{yc} peut être prise égale à la valeur moyenne obtenue à partir des essais *in-situ* et des sources d'information supplémentaires, multipliée par le coefficient de confiance, CF, donné dans le Tableau 3.1 pour le niveau de connaissance approprié (voir **3.5(2)P**) ; pour l'acier ajouté, f_{yc} peut être prise égale à la valeur nominale multipliée par le coefficient de sur-résistance γ_{ov} pour l'acier du poteau, déterminé conformément à l'EN 1998-1:2004, **6.2**, alinéas **(3)**, **(4)** et **(5)**.

B.5.4.2 *Insuffisances de résistance*

- (1) Pour augmenter la capacité en flexion de la section, des plats d'acier peuvent être soudés sur les semelles et/ou sur les âmes des profilés H et sur les parois des profils creux.
- (2) Les poteaux métalliques peuvent être enrobés de béton armé, afin d'augmenter leur capacité en flexion.
- (3) Il convient de s'assurer que, après renforcement, pour tous les poteaux sismiques primaires, la compression axiale dans la situation sismique de calcul n'est pas supérieure à 1/3 de la valeur de calcul de la résistance plastique aux efforts normaux de la section transversale brute du poteau $N_{pl,Rd} = (A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd})$ à l'état limite de limitation des dommages et à 1/2 de la valeur $N_{pl,Rd}$ aux états limites de dommages significatifs ou de quasi-effondrement.

B.5.4.3 Réparation des semelles cloquées et endommagées et des raboutagés endommagés

- (1) Il convient de renforcer ou de remplacer les semelles cloquées et/ou endommagées ainsi que les raboutagés endommagés par de nouveaux plats.
- (2) Il convient de réparer les semelles cloquées et endommagées en retirant le plat cloqué et en le remplaçant par un plat similaire ou en procédant à un redressage à chaud.
- (3) Il convient de réparer les raboutagés endommagés par l'adjonction de plats externes sur les semelles de poteaux au moyen de soudures bout à bout à pleine pénétration. Il convient de retirer la partie endommagée et de la remplacer par un matériau sain. Il convient que l'épaisseur des plats ajoutés soit égale à celle des plats existants. Il convient que le matériau de remplacement soit disposé de façon telle que le sens de laminage corresponde à celui du poteau.
- (4) Il convient de percer de petits trous aux extrémités des fissures présentes dans les poteaux afin d'éviter toute propagation.
- (5) Il convient de recourir à un contrôle magnétoscopique ou à un contrôle par ressuage pour s'assurer de l'absence de tout autre défaut et/ou toute autre discontinuité sur une distance de 150 mm par rapport aux fissures.

B.5.4.4 Exigences relatives aux raboutagés de poteaux

- (1) Il convient que les raboutagés ajoutés se situent au niveau du tiers central de la hauteur libre du poteau. Il convient que le dimensionnement de ces assemblages leur permette de développer une résistance de calcul au cisaillement non inférieure à la plus basse des résistances au cisaillement prévues des deux éléments assemblés et une résistance de calcul en flexion non inférieure à 50 % de la plus basse des résistances en flexion prévues pour les deux sections assemblées. Ainsi, il convient que les assemblages de poteaux soudés satisfasse l'expression suivante pour chaque semelle :

$$A_{spl} \cdot f_{yd} \geq 0,50 \cdot f_{yc} \cdot A_{fl} \quad \dots \text{ (B.20)}$$

où :

A_{spl} est la section de chaque semelle du raboutage,

f_{yd} est la limite d'élasticité de calcul de la semelle du raboutage,

A_{fl} est la section de la plus petite semelle des deux poteaux assemblés, et

f_{yc} est la limite d'élasticité du matériau constitutif du poteau, définie tel qu'indiqué en **B.5.4.1(3)**.

B.5.4.5 Zones de panneau d'âme des poteaux

- (1) Il convient que la zone du panneau d'âme d'un poteau renforcé, au niveau des assemblages poteau-poutre, demeure élastique à l'état limite de limitation des dommages.
- (2) Il convient que l'épaisseur, t_w , de la zone du panneau d'âme des poteaux (y compris la fourrure, lorsqu'elle existe, voir **(3)**) satisfasse l'expression suivante afin de prévenir tout voilement local prématuré sous l'action de déformations de cisaillement inélastiques significatives :

$$t_w \leq \frac{d_z + w_z}{90} \quad \dots \text{ (B.21)}$$

où :

d_z est la hauteur du panneau entre les raidisseurs de continuité,

w_z est la largeur du panneau entre les semelles de poteaux.

Il convient d'utiliser des soudures en bouchon entre l'âme et le plat ajouté.

- (3) Des plats en acier parallèles à l'âme et soudés au bord des ailes (fourrures) peuvent être utilisés pour raidir et renforcer l'âme du poteau.
- (4) Il convient de souder des raidisseurs transversaux sur l'âme du poteau, au niveau des semelles des poutres.
- (5) Afin de s'assurer d'un fonctionnement satisfaisant à tous les états limites, il convient de disposer de manière symétrique des raidisseurs de continuité, d'une épaisseur non inférieure à celle des semelles des poutres, des deux côtés de l'âme du poteau.

B.5.4.6 *Éléments mixtes*

(1) Un enrobage en béton armé peut être utilisé pour améliorer la rigidité, la résistance et la ductilité des poteaux métalliques.

(2) Il convient, afin de s'assurer d'un comportement mixte effectif, de transférer les contraintes de cisaillement entre l'acier et le béton armé par l'intermédiaire de connecteurs disposés le long du poteau.

(3) Pour prévenir toute rupture d'adhérence par cisaillement, il convient que le rapport de la largeur des semelles en acier et de la largeur du poteau mixte, b_f/B , ne soit pas supérieur à la valeur critique de ce rapport définie comme suit :

$$\left(\frac{b_f}{B}\right)_{cr} = 1 - 0,35 \cdot \left[0,17 \cdot \left(1 + 0,073 \cdot \frac{N_{Ed}}{A_g} \right) \cdot \sqrt{f_{cd}} + 0,20 \cdot \rho_w \cdot f_{yw,d} \right] \quad \dots (B.22)$$

où :

N_{Ed} est l'effort normal dans la situation sismique de calcul,

A_g est l'aire brute de la section mixte,

f_{cd} est la valeur de calcul de la résistance du béton à la compression,

ρ_w est le pourcentage d'armatures transversales,

$f_{yw,d}$ est la valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures transversales,

B est la largeur de la section mixte,

b_f est la largeur de la semelle en acier.

B.5.5 Contreventements

B.5.5.1 *Insuffisances de stabilité*

(1) **B.5.4.1(1)** s'applique aux contreventements composés de profilés tubulaires.

(2) **B.5.4.2(1)** s'applique.

(3) Il convient que tout enrobage destiné au renforcement de contreventements métalliques soit conforme à l'EN 1998-1:2004.

(4) Il est possible d'améliorer la rigidité latérale des contreventements diagonaux par une meilleure rigidité des assemblages d'extrémité.

(5) Il convient, pour le renforcement, d'utiliser de préférence des contreventements en X plutôt que des contreventements en V ou en V inversé. Les contreventements en K ne peuvent pas être utilisés.

(6) Des barrettes de liaison suffisamment rapprochées permettent d'améliorer efficacement la réponse post-flambement des contreventements, notamment des doubles cornières et des doubles U. Lorsque des barrettes de liaison équipent déjà les poteaux existants, il est possible de souder de nouveaux plats et/ou il convient de renforcer les assemblages ou les barrettes de liaison existants.

B.5.5.2 *Insuffisances de résistance*

(1) À l'état limite de limitation des dommages, il convient que la compression axiale dans la situation sismique de calcul ne soit pas supérieure à 80 % de la valeur de calcul de la résistance plastique vis-à-vis des efforts normaux de la section transversale du contreventement, $N_{pl,Rd}$.

(2) À moins que seul l'état limite de quasi-effondrement ne soit vérifié, il convient que la capacité en compression des diagonales des ossatures avec triangulation centrée ne soit pas inférieure à 50 % de la résistance plastique vis-à-vis des efforts normaux de la section transversale, $N_{pl,Rd}$.

B.5.5.3 *Éléments mixtes*

- (1) Un enrobage des contreventements en acier par du béton armé améliore la rigidité, la résistance et la ductilité de ces éléments. Dans le cas de contreventements en acier avec profilé H, un enrobage partiel ou complet peut être utilisé.
- (2) Il convient que les contreventements complètement enrobés comportent des raidisseurs et des cadres, alors qu'il est recommandé que les contreventements à enrobage partiel comportent des liaisons droites conformément à l'EN 1998-1:2004, **7.6.5**. Il convient que l'espacement des cadres soit uniforme sur toute la longueur du contreventement et il est recommandé que ces mêmes cadres satisfassent aux exigences relatives à la classe de ductilité M spécifiées dans l'EN 1998-1:2004, **7.6.4 (3) et (4)**.
- (3) Il convient que le calcul de la capacité des contreventements mixtes soumis à la traction tienne compte uniquement du profilé métallique.

B.5.5.4 *Contreventements non adhérents*

- (1) L'augmentation de rigidité des contreventements peut être obtenue en les intégrant dans des murs en béton armé ou dans des tubes remplis de béton sans adhérence.
- (2) Il convient que le contreventement soit revêtu d'un matériau permettant de réduire l'adhérence entre l'élément métallique et le panneau en béton armé ou le béton de remplissage du tube.
- (3) Des aciers à limite d'élasticité peu élevée conviennent au contreventement métallique ; du béton renforcé de fibres d'acier peut être utilisé comme matériau anti-adhérence.
- (4) Il convient que les contreventements raidis par une intégration aux murs en béton armé sans adhérence soient conformes à l'équation suivante :

$$\left(1 - \frac{1}{n_E^B}\right) \cdot m_y^B > 1,30 \cdot \frac{a}{l} \quad \dots \text{(B.23)}$$

où :

a est l'imperfection initiale du contreventement métallique,

l est la longueur du contreventement métallique,

m_y^B est le paramètre de résistance adimensionnel du panneau en béton armé :

$$m_y^B = \frac{M_y^B}{N_{pl,R} \cdot l} \quad \dots \text{(B.24)}$$

n_E^B est le paramètre de rigidité adimensionnel du panneau en béton armé :

$$n_E^B = \frac{N_E^B}{N_{pl,R}} \quad \dots \text{(B.25)}$$

avec :

$$M_y^B = \frac{5 \cdot B_S \cdot t_c^2 \cdot f_{ct}}{6} \quad \dots \text{(B.26)}$$

$$N_E^B = \frac{5 \cdot \pi^2 \cdot B_S \cdot E_c \cdot t_c^3}{12 \cdot l^2} \quad \dots \text{(B.27)}$$

où :

E_c est le module d'élasticité du béton,

B_S est la largeur du contreventement métallique ayant la forme d'un plat,

t_c est l'épaisseur du panneau en béton armé,

f_{ct} est la résistance du béton à la traction,

$N_{pl,R}$ est la capacité plastique du contreventement métallique en traction, calculée sur la base de la valeur moyenne de la limite d'élasticité de l'acier obtenue à partir des essais *in-situ* et des sources d'information supplémentaires, divisée par le coefficient de confiance, CF, donné dans le Tableau 3.1 pour le niveau de connaissance approprié.

(6) Il convient de fixer correctement l'armature de rive du panneau en béton armé afin de prévenir toute rupture par cisaillement.

(7) Il convient que les tubes remplis de béton comportant le matériau anti-adhérence permettent d'éviter tout flambement du contreventement en acier.

B.6 Réparation des assemblages

B.6.1 Généralités

(1) Il convient de vérifier les assemblages des éléments renforcés en tenant compte de la résistance de ces derniers, qui peut être supérieure à celle des éléments d'origine (avant le renforcement).

(2) Les méthodes de renforcement prévues peuvent être appliquées aux ossatures en portique et avec triangulation à barres en acier ou mixtes.

B.6.2 Assemblages poteau-poutre

B.6.2.1 Généralités

(1) Il convient que la mise à niveau ait pour objectif l'éloignement de la rotule plastique de la poutre par rapport à la face du poteau (voir première colonne du Tableau B.6).

(2) La mise à niveau des assemblages poteau-poutre peut s'effectuer par remplacement des soudures ou par l'application d'une méthode d'affaiblissement, voire de renforcement.

(3) Afin de s'assurer du développement de rotules plastiques dans les poutres, plutôt que dans les poteaux, il convient que le rapport du moment poteau/poutre (*CBMR*) satisfasse la condition suivante :

$$CBMR = \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{pl,R,b}} \geq 1,30 \quad \dots (B.28)$$

où :

(a) pour les poteaux métalliques :
$$\sum M_{Rd,c} = \sum \left[Z_c \cdot \left(f_{yd,c} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right) \right]_i \quad \dots (B.29)$$

où la sommation s'étend aux sections de poteaux au voisinage du nœud, et :

Z_c est le module plastique de la section de poteau, évalué sur la base des propriétés géométriques réelles, lorsque disponibles, et en tenant compte des jarrets, lorsqu'ils existent,

N_{Ed} est l'effort normal dans le poteau dans la situation sismique de calcul,

A_c est l'aire de la section du poteau,

$f_{yd,c}$ est la limite d'élasticité de calcul de l'acier du poteau, calculée sur la base de la valeur moyenne de la limite d'élasticité de l'acier obtenue à partir des essais *in-situ* et des sources d'information supplémentaires, divisée par le coefficient de confiance, CF, donnée dans le Tableau 3.1 pour le niveau de connaissance approprié.

(b) $\sum M_{pl,R,b}$ est la somme des résistances en flexion aux emplacements des rotules plastiques dans les poutres connectées au nœud, en tenant compte de l'excentricité par rapport à l'axe du poteau :

$$\sum M_{pl,R,b} = \sum \left(Z_b \cdot f_{yb} + M_{cc,Ed} \right)_j \quad \dots \text{(B.30)}$$

où :

Z_b est le module plastique de la section de poutre à l'emplacement potentiel de la rotule plastique, calculé sur la base de la géométrie réelle,

f_{yb} est la limite d'élasticité de l'acier de la poutre, définie tel que mentionné au **B.5.1(5)**,

$M_{cc,Ed}$ est le moment supplémentaire au droit de l'axe du poteau dû à l'excentricité de l'effort tranchant au niveau de la rotule plastique dans la poutre.

(4) Les exigences relatives aux poutres et aux poteaux pour le renforcement des assemblages sont spécifiées dans le Tableau B.6. Ce même tableau donne la capacité de rotation fournie par l'assemblage aux trois états limites concernés, si ces exigences sont satisfaites.

Tableau B.6 — Exigences relatives aux assemblages renforcés et aux capacités de rotation qui en résultent

	IWUFCs	WBHCs	WTBHCs	WCPFCs	RBSCs
Emplacement des rotules (à partir de l'axe des poteaux)	$(d_c/2) + (d_b/2)$	$(d_c/2) + l_h$	$(d_c/2) + l_h$	$(d_c/2) + l_{cp}$	$(d_c/2) + (b/2) + a$
Hauteur de poutre (mm)	$\leq 1\ 000$	$\leq 1\ 000$	$\leq 1\ 000$	$\leq 1\ 000$	$\leq 1\ 000$
Rapport portée/hauteur de poutre	≥ 7	≥ 7	≥ 7	≥ 7	≥ 7
Épaisseur des semelles de poutre (mm)	≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 44
Hauteur de la section de poteau (mm)	Aucune restriction	≤ 570	≤ 570	≤ 570	≤ 570
Rotation à l'état limite de limitation des dommages (rad)	0,013	0,018	0,018	0,018	0,020
Rotation à l'état limite de dommages significatifs (rad)	0,030	0,038	0,038	0,040	0,030
Rotation à l'état limite de quasi-effondrement (rad)	0,050	0,054	0,052	0,060	0,045

Légendes

IWUFCs = Assemblages soudés améliorés sans renforts de semelles.

WBHCs = Assemblages soudés avec jarrets inférieurs.

WTBHCs = Assemblages soudés avec jarrets supérieurs et inférieurs.

WCPFCs = Assemblages de semelles avec couvre-joints soudés.

RBSCs = Assemblages avec sections réduites de poutres.

d_c = Hauteur de section de poteau.

d_b = Hauteur de poutre.

l_h = Longueur de jarret.

l_{cp} = Longueur de plaque de recouvrement.

a = Distance du bord de la découpe à l'extrémité de la poutre.

b = Longueur de la découpe de la semelle de poutre

B.6.2.2 Remplacement des soudures

- (1) Il convient de retirer le matériau d'apport existant et de le remplacer par un matériau sain.
- (2) Il convient de retirer les lattes supports après soudage dans la mesure où elles peuvent contribuer à l'amorce de fissures.
- (3) Il convient d'utiliser des raidisseurs transversaux aux parties supérieure et inférieure de la zone de panneau, afin de renforcer et de raidir le panneau d'âme de poteau (voir **B.5.4.5(4)**). Il convient que l'épaisseur des raidisseurs ne soit pas inférieure à celle des semelles de poutres.
- (4) Il convient que les raidisseurs transversaux et les raidisseurs d'âme soient soudés aux ailes des poteaux et à l'âme au moyen de soudures à pleine pénétration.

B.6.2.3 Méthodes d'affaiblissement

B.6.2.3.1 Assemblages avec des sections réduites de poutres

- (1) Les sections réduites de poutres (RBS), dimensionnées conformément à **(5)**, peuvent imposer la présence de rotules plastiques au sein de la section réduite, réduisant ainsi la possibilité d'une rupture au droit des soudures des semelles de poutre et dans les zones affectées thermiquement environnantes.
- (2) Il convient que l'assemblage de la poutre et de la semelle du poteau comporte soit le soudage de l'âme de poutre sur la semelle de poteau, soit des plats soudés à la face sur la semelle du poteau et sur l'âme de la poutre. Il convient que la longueur des plats soit égale à la distance entre les découpes d'accès pour le soudage, avec un décalage de 5 mm. Une épaisseur minimale de 10 mm est requise pour les plats. Il convient que les plats soient découpés à angles droits ou comportent des délardages (bords obliques à 15°) et soient disposés des deux côtés de l'âme de la poutre.
- (3) Il convient que le soudage sur la semelle du poteau s'effectue par des soudures bout à bout ou des soudures d'angle, et que le soudage sur l'âme de la poutre s'effectue par des soudures d'angle. Il est également admis de boulonner les plats sur l'âme de la poutre.
- (4) Il convient de ne pas disposer de goujons connecteurs dans les zones de sections réduites de poutres.
- (5) La procédure de dimensionnement des assemblages de sections réduites de poutres est décrite ci-dessous :
 - i. Utiliser des sections réduites de poutres dimensionnées conformément à la procédure définie au **B.5.3.4**, et calculer le moment plastique de la poutre, $M_{pl,Rd,b}$, comme suit :

$$M_{pl,Rd,b} = Z_{RBS} \cdot f_{yb} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot b} \right) \quad \dots \text{(B.31)}$$

où :

f_{yb} est la limite d'élasticité de l'acier de la poutre, définie tel que mentionné en **B.5.1(5)**,

L est la distance entre les axes des poteaux,

d_c est la hauteur de section du poteau, et

b est la longueur de la section réduite de poutre.

- ii. Calculer l'effort tranchant dans la poutre, $V_{pl,Rd,b}$, conformément au **B.5.3.4(3)v** pour une longueur de portée entre les rotules plastiques, L' :

$$L' = L - d_c - 2 \cdot b \quad \dots \text{(B.32)}$$

- iii. Vérifier l'attache des âmes, par exemple le plat soudé, pour l'effort tranchant $V_{pl,Rd,b}$, à partir de ii ci-dessus.

iv. Vérifier que le rapport de capacité en flexion poutre/poteau, *CBMR*, satisfait la condition suivante :

$$CBMR = \frac{\sum Z_c \left(f_{yd,c} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right)}{\sum Z_b \cdot f_{yb} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot b} \right)} \geq 1,20 \quad \dots (B.33)$$

où :

Z_b et Z_c sont les modules plastiques des poutres et des poteaux, respectivement,

N_{Ed} est l'effort normal dans le poteau dans la situation sismique de calcul,

A_c est l'aire de la section du poteau,

f_{yb} est la limite d'élasticité de l'acier de la poutre, définie tel que mentionné en **B.5.1(5)**

$f_{yd,c}$ est la limite d'élasticité de calcul de l'acier du poteau, définie tel qu'indiqué en **B.6.2.1(3)**.

v. Déterminer l'épaisseur des raidisseurs de continuité sur l'âme du poteau au niveau des semelles de poutre supérieure et inférieure. Il convient que cette épaisseur soit au moins égale à celle de la semelle de la poutre.

vi. Vérifier que la résistance et la rigidité de la zone de panneau d'âme permettent au panneau de demeurer élastiques :

$$d_c \cdot t_{wc} \cdot \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{3}} \geq \frac{\sum Z_b \cdot f_{yb}}{d_b} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot b} \right) \cdot \left(\frac{H - d_b}{H} \right) \quad \dots (B.34)$$

où :

d_c est la hauteur de l'âme du poteau,

t_{wc} est l'épaisseur de l'âme du poteau, y compris les renforts, lorsqu'ils existent,

$f_{yw,d}$ est la limite d'élasticité de calcul de la zone du panneau d'âme,

Z_b est le module plastique des poutres,

N_{Ed} est l'effort normal dans le poteau dans la situation sismique de calcul,

A_c est l'aire de la section du poteau,

f_{yb} est la limite d'élasticité de l'acier de la poutre, définie tel que mentionné en **B.5.1(5)**, et

H est la hauteur d'étage de l'ossature.

Calculer et définir dans le détail les soudures entre les parties assemblées.

B.6.2.3.2 Assemblages semi-rigides

(1) Les assemblages semi-rigides et/ou à résistance partielle, en acier ou mixtes, peuvent être utilisés pour obtenir des déformations plastiques importantes sans risque de rupture.

(2) Il convient de souder des goujons connecteurs sur la semelle supérieure de la poutre, en réalisant une connexion complète.

(3) Il est possible de dimensionner les assemblages semi-rigides en supposant que la résistance à l'effort tranchant est assurée par les éléments d'attache de l'âme et que la résistance à la flexion est assurée par les semelles des poutres et les armatures de la dalle, lorsqu'elles existent.

B.6.2.4 Méthodes de renforcement

B.6.2.4.1 Assemblages avec jarrets

(1) Les assemblages poteau-poutre peuvent être renforcés par l'ajout de jarrets soit uniquement au niveau de la partie inférieure, soit au niveau de la partie supérieure et de la partie inférieure des semelles de la poutre, en amenant la zone dissipative vers l'extrémité du jarret. L'ajout de jarrets sur la semelle inférieure uniquement est plus approprié dans la mesure où les semelles inférieures sont généralement bien plus accessibles que les semelles supérieures ; par ailleurs, il n'est alors pas nécessaire de retirer la dalle mixte, lorsqu'elle existe.

(2) Les jarrets triangulaires à section en T se révèlent les plus efficaces parmi les différents types de jarrets existants. Lorsque seuls des jarrets inférieurs sont ajoutés, il convient que leur hauteur soit égale à environ un quart de la hauteur de la poutre. Dans les assemblages avec jarrets supérieurs et inférieurs, il est recommandé que la hauteur des jarrets soit égale à environ un tiers de la hauteur de la poutre.

(3) Il convient d'utiliser des raidisseurs transversaux au niveau des semelles supérieure et inférieure de poutre afin de renforcer la zone de panneau d'âme du poteau.

(4) Il convient également d'utiliser ce type de raidisseurs aux extrémités des jarrets afin de contribuer au raidissement des âmes du poteau et de la poutre.

(5) Il convient de disposer les raidisseurs verticaux sur toute la hauteur de l'âme de la poutre et de les souder sur les deux côtés de l'âme. Il y a lieu que l'épaisseur des raidisseurs leur permette de résister à la composante verticale de la force due à la semelle du jarret en cet emplacement ; il convient également que cette même épaisseur ne soit pas inférieure à celle de la semelle de la poutre. Il convient de satisfaire aux vérifications locales définies dans l'EN 1993-1-8:2004, **6.2.6**.

(6) Il convient que le soudage des jarrets aux semelles du poteau et de la poutre s'effectue par des soudures à pénétration complète.

(7) Les plats boulonnés peuvent demeurer en place, lorsqu'ils existent. Ils peuvent être utilisés dans l'élément renforcé, si nécessaire pour des raisons de résistance ou d'exécution.

(8) Une procédure de dimensionnement par étapes peut être appliquée aux assemblages avec jarrets, de la manière suivante :

- i. Prédimensionner les jarrets sur la base de la limitation d'élançement de l'âme des jarrets. Les relations suivantes peuvent être utilisées dans un premier temps pour la longueur de jarret, a , et pour l'angle entre la semelle de jarret et la semelle de l'élément, θ :

$$a = 0,55 \cdot d_b \quad \dots \text{(B.35)}$$

$$\theta = 30^\circ \quad \dots \text{(B.36)}$$

où d_b est la hauteur de la poutre. Il convient que la hauteur de jarret obtenue b , donnée par :

$$b = a \cdot \tan \theta \quad \dots \text{(B.37)}$$

respecte les contraintes architecturales, par exemple la présence de plafonds et d'éléments non structuraux.

- ii. Calculer le moment plastique de la poutre au droit de l'extrémité du jarret, $M_{pl,Rd,b}$ à partir de l'expression (B.17).
- iii. Calculer l'effort tranchant plastique de la poutre ($V_{pl,Rd,b}$) conformément au **B.5.3.4(3)v** pour la longueur de portée L' entre les rotules plastiques au droit des extrémités des jarrets.
- iv. Vérifier que le rapport de capacité en flexion poteau/poutre, $CBMR$, satisfait la condition suivante :

$$CBMR = \frac{\sum Z_c \left(f_{yd,c} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right)}{\sum M_c} \geq 1,20 \quad \dots \text{(B.38)}$$

où :

Z_c est le module plastique de la section des poteaux,

$f_{yd,c}$ est la limite d'élasticité de calcul de l'acier du poteau, définie tel qu'indiqué en **B.6.2.1(3)**,

- N_{Ed} est l'effort normal dans le poteau dans la situation sismique de calcul,
 A_c est l'aire de la section du poteau,
 M_c est la somme des moments dans le poteau au droit des extrémités supérieure et inférieure de la zone de panneau élargie résultant du développement du moment de la poutre $M_{pl,Rd,b}$, pour chaque poutre liée à l'assemblage :

$$\sum M_c = \left[2M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot (L - L') \right] \cdot \left(\frac{H_c - \bar{d}_b}{H_c} \right) \quad \dots \text{(B.39)}$$

où :

- L est la distance entre les axes des poteaux,
 \bar{d}_b est la hauteur de la poutre y compris le jarret, et
 H_c est la hauteur d'étage de l'ossature.

- v. Calculer la valeur du paramètre adimensionnel β donnée par :

$$\beta = \frac{b}{a} \cdot \left(\frac{3 \cdot L' \cdot d + 3 \cdot a \cdot d + 3 \cdot b \cdot L' + 4 \cdot a \cdot b}{3 \cdot d^2 + 6 \cdot b \cdot d + 4 \cdot b^2 + \frac{12 \cdot I_b}{A_b} + \frac{12 \cdot I_b}{A_{hf} \cos^3 \theta}} \right) \quad \dots \text{(B.40)}$$

où :

- A_{hf} est la section de la semelle du jarret.

- vi. Calculer la valeur du paramètre adimensionnel β_{min} comme suit :

$$\beta_{min} = \frac{\left(\frac{M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot a}{S_x} - 0,80 \cdot f_{uw,d} \right)}{\frac{V_{pl,Rd,b} \cdot a}{S_x} + \frac{V_{pl,Rd,b}}{I_b \cdot \tan \theta} \cdot \left(\frac{d^2}{4} - \frac{I_b}{A_b} \right)} \quad \dots \text{(B.41)}$$

où :

- $f_{uw,d}$ est la résistance de calcul des soudures à la traction,
 S_x est le module d'élasticité (selon l'axe fort) de la poutre,
 d est la hauteur de la poutre,
 A_b et I_b sont respectivement l'aire et le moment d'inertie de la poutre.

- vii. Comparer les valeurs β adimensionnelles, calculées ci-dessus. Si $\beta \geq \beta_{min}$, les dimensions des jarrets sont suffisantes et il convient d'effectuer les vérifications locales ultérieures conformément à viii ci-dessous. Si $\beta < \beta_{min}$, il convient d'augmenter la rigidité des semelles des jarrets, soit en augmentant la section des semelles de jarrets A_{hf} , soit en modifiant la géométrie des jarrets.

- viii. Vérifier la résistance et la stabilité de la semelle de jarret :

$$\text{(résistance)} \quad A_{hf} \geq \frac{\beta \cdot V_{pl,Rd,b}}{f_{yhf,d} \cdot \sin \theta} \quad \dots \text{(B.42)}$$

$$\text{(stabilité)} \quad \frac{b_{hf}}{t_{hf}} \leq 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yhf,d}}} \quad \dots \text{(B.43)}$$

où :

- $f_{yhf,d}$ est la valeur de calcul de la limite d'élasticité de la semelle de jarret,
 b_{hf} et t_{hf} sont la largeur en console et l'épaisseur des semelles du jarret, respectivement.

ix. Vérifier la résistance et la stabilité de l'âme du jarret :

$$\text{(résistance)} \quad t_{hw} = \frac{a \cdot V_{pl,Rd,b}}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot I_b} \left[\frac{L' \cdot \beta}{2 \tan \theta} \left(\frac{d}{2} \right) + \frac{(1 - \beta) \cdot a}{3} \right] \leq \frac{f_{yhw,d}}{\sqrt{3}} \quad \dots \text{(B.44)}$$

$$\text{(stabilité)} \quad \frac{2 \cdot a \cdot \sin \theta}{t_{hw}} \leq 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yhw,d}}} \quad \dots \text{(B.45)}$$

où :

$f_{yhw,d}$ est la valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'âme du jarret,

t_{hw} est l'épaisseur de l'âme,

ν est le coefficient de Poisson de l'acier.

x. Vérifier la capacité de résistance au cisaillement de l'âme de la poutre conformément à l'EN 1993-1-8:2004, **6.2.6**, pour un effort tranchant auquel doit résister l'âme de la poutre, donné par :

$$V_{pl,Rd,bw} = (1 - \beta) \cdot V_{pl,Rd,b} \quad \dots \text{(B.46)}$$

où :

β est donné par l'expression (B.40).

xi. Dimensionner les raidisseurs transversaux et d'âme de la poutre de manière à ce qu'ils résistent à la force concentrée $\beta V_{pl,Rd,b} / \tan \theta$. Il convient que la résistance des raidisseurs d'âme soit suffisante pour leur permettre de résister, ainsi que l'âme de la poutre, à la charge concentrée $(1 - \beta) V_{pl,Rd,b}$. Il convient de limiter les rapports largeur/épaisseur des raidisseurs à 15 afin de prévenir toute voilement local.

xii. Définir les dispositions des soudures à pleine pénétration destinées à assembler les raidisseurs et la semelle de la poutre. Des soudures d'angle doubles de 8 mm conviennent pour assembler les raidisseurs et l'âme de la poutre.

B.6.2.4.2 Assemblages par couvre-joints

(1) Les assemblages par couvre-joints peuvent réduire la contrainte au droit des soudures de la semelle de la poutre et privilégier la plastification de la poutre au droit de l'extrémité des couvre-joints.

(2) Les couvre-joints peuvent être utilisés soit uniquement au droit de la semelle inférieure de la poutre, soit au droit des semelles supérieure et inférieure de la poutre.

(3) Il convient que les couvre-joints métalliques soient rectangulaires et disposés de sorte que le sens de laminage soit parallèle à la poutre.

(4) Il convient d'utiliser de préférence des assemblages avec âmes soudées et avec des couvre-joints relativement minces et de faible longueur, plutôt que des assemblages avec âmes boulonnées et plats épais et de grande longueur.

(5) Il convient de ne pas utiliser de couvre-joint de grande longueur pour les poutres à courtes portées et avec des efforts tranchants élevés.

(6) Une procédure de dimensionnement par étapes peut être appliquée aux assemblages par couvre-joint, comme suit :

i. Sélectionner les dimensions du couvre-joint sur la base de la dimension de la poutre :

$$b_{cp} = b_{bf} \quad \dots \text{(B.47)}$$

$$t_{cp} = 1,20 \cdot t_{bf} \quad \dots \text{(B.48)}$$

$$l_{cp} = \frac{d_b}{2} \quad \dots \text{(B.49)}$$

où :

- b_{cp} est la largeur du couvre-joint,
- t_{cp} est l'épaisseur du couvre-joint,
- b_{cf} est la largeur de la semelle de la poutre,
- t_{cf} est l'épaisseur de la semelle de la poutre,
- l_{cp} est la longueur du couvre-joint, et
- d_b est la hauteur de la poutre.

- ii. Calculer le moment plastique de la poutre ($M_{pl,Rd,b}$) au droit de l'extrémité du couvre-joint tel que donné par l'expression (B.7).
- iii. Calculer l'effort tranchant plastique de la poutre, $V_{pl,Rd,b}$, conformément à **B.5.3.4(3)v** pour la distance, L' , entre les rotules plastiques de la poutre :

$$L' = L - d_c - 2 \cdot l_{cp} \quad \dots (B.50)$$

- iv. Calculer le moment au droit de la semelle du poteau, $M_{cf,Ed}$:

$$M_{cf,Ed} = M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot l_{cp} \quad \dots (B.51)$$

- v. Vérifier que la section du couvre-joint, A_{cp} , satisfait l'exigence suivante :

$$\left[Z_b + A_{cp} \cdot (d_b + t_{cp}) \right] \cdot f_{yd} \geq M_{cf,Sd} \quad \dots (B.52)$$

où :

- f_{yd} est la limite d'élasticité de calcul du couvre-joint.

- vi. Vérifier que le rapport de capacité en flexion poteau/poutre, $CBMR$, satisfait la condition suivante :

$$CBMR = \frac{\sum Z_c (f_{yd,c} - f_a)}{\sum Z_b \cdot f_{yb} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot l_{cp}} \right)} \geq 1,20 \quad \dots (B.53)$$

où :

- Z_b et Z_c sont les modules plastiques des poutres et des poteaux, respectivement,
- f_{yb} est la limite d'élasticité de l'acier de la poutre, définie tel que mentionné en **B.5.1(5)**, et
- $f_{yd,c}$ est la limite d'élasticité de calcul de l'acier du poteau, définie tel qu'indiqué en **B.6.2.1(3)**.

- vii. Déterminer l'épaisseur des raidisseurs de continuité disposés au niveau des semelles supérieure et inférieure de la poutre en vue du raidissement de l'âme du poteau. Il convient que cette épaisseur ne soit pas inférieure à celle de la semelle de la poutre.

- viii. Vérifier que la résistance et la rigidité de la zone de panneau d'âme permettent au panneau de demeurer élastique :

$$d_c \cdot t_{wc} \cdot \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{3}} \geq \frac{\sum M_f}{d_b} \cdot \left(\frac{L}{L - d_c} \right) \cdot \left(\frac{H - d_b}{H} \right) \quad \dots (B.54)$$

où :

- d_c est la hauteur de l'âme du poteau,
- t_{wc} est l'épaisseur de l'âme du poteau, y compris les renforts, lorsqu'ils existent,
- $f_{yw,d}$ est la valeur de calcul de la limite d'élasticité de la zone de panneau d'âme, et
- H est la hauteur d'étage de l'ossature.

- ix. définir les dispositions des soudures entre les parties assemblées, c'est-à-dire entre la poutre et le couvre-joint, entre le poteau et le couvre-joint et entre la poutre et le poteau. Il convient que les recouvrements de soudure utilisent les mêmes électrodes que celles utilisées pour les soudures d'origine, ou au moins des électrodes ayant des propriétés mécaniques similaires.

B.6.3 Assemblages de contreventements et de tronçons d'excentrement

- (1) Il convient de dimensionner les assemblages des contreventements et des tronçons d'excentrement en tenant compte des effets du comportement cyclique post-flambement.
- (2) Il convient d'utiliser de préférence des assemblages rigides plutôt que des assemblages considérés comme articulés (voir l'EN 1998-1-8:2004, **5.2.2**).
- (3) Il convient, afin d'améliorer la stabilité hors plan de l'assemblage du contreventement, de ne pas interrompre la continuité des poutres et des poteaux.
- (4) Il convient que les axes du contreventement et de la poutre ne se croisent pas à l'extérieur du tronçon d'excentrement.
- (5) Dans les assemblages de contreventements diagonaux avec des poutres, il convient que les axes de ces éléments se croisent sur la longueur du tronçon ou au droit de son extrémité.
- (6) Pour l'assemblage d'un tronçon d'excentrement sur un poteau au droit de la face de la semelle du poteau, il convient de disposer des platines d'appui entre les semelles des poutres.
- (7) Le renforcement des assemblages poteau-poutre peut modifier la longueur du tronçon d'excentrement. Il convient par conséquent de vérifier le tronçon après adoption de la méthode de renforcement.
- (8) Il convient que les tronçons d'excentrement assemblés au poteau soient de courte longueur.
- (9) Il est recommandé d'éviter les assemblages soudés d'un tronçon d'excentrement sur un poteau dans son plan de faible inertie.

Annexe C

(informative)

Bâtiments en maçonnerie

C.1 Domaine d'application

- (1) La présente annexe contient des recommandations relatives à la réévaluation et à la conception du renforcement des bâtiments en maçonnerie dans les régions sismiques.
- (2) Les recommandations de la présente section sont applicables aux éléments de contreventement en blocs de béton ou en briques, constitutifs d'un système de construction en maçonnerie non armée, confinée ou armée.

C.2 Identification de la géométrie, des dispositions constructives et des matériaux

C.2.1 Généralités

Il convient d'examiner les aspects suivants avec la plus grande attention :

- i. Type de blocs de maçonnerie (par exemple argile, béton, creux, plein, etc.).
- ii. Condition physique des blocs de maçonnerie et présence de toute dégradation.
- iii. Configuration des blocs de maçonnerie et de leurs assemblages, ainsi que continuité des descentes de charges entre les éléments de contreventement.
- iv. Propriétés des matériaux constitutifs des blocs de maçonnerie et qualité des assemblages.
- v. Présence et fixation des placages, présence d'éléments non structuraux, distance entre les cloisons.
- vi. Information concernant les bâtiments adjacents éventuellement en contact avec le bâtiment considéré.

C.2.2 Géométrie

Il convient que les données recueillies comprennent les éléments suivants :

- i. Dimension et emplacement de tous les murs de contreventement, y compris hauteur, longueur et épaisseur.
- ii. Dimensions des blocs de maçonnerie.
- iii. Emplacement et dimension des ouvertures dans les murs (portes, fenêtres).
- iv. Répartition des charges gravitaires entre les murs porteurs.

C.2.3 Dispositions constructives

Il convient que les données recueillies comprennent les éléments suivants :

- i. Classification des murs en tant que murs non armés, confinés ou armés.
- ii. Présence et qualité du mortier.
- iii. Pour les murs en maçonnerie armée, quantité d'armatures horizontales et verticales.
- iv. Pour les murs en maçonnerie à parois multiples (murs en maçonnerie interne de moellons), identification du nombre de parois, distances respectives et emplacement des chaînages, lorsqu'ils existent.

- v. Pour les murs en maçonnerie liaisonnée par injection, évaluation du type, de la qualité et de l'emplacement des injections de coulis.
- vi. Détermination du type et de l'état du mortier et des joints de mortier ; examen de la résistance, de l'érosion et de la dureté du mortier ; identification des défauts tels que fissures, vides intérieurs, éléments affaiblis et détérioration du mortier.
- vii. Identification du type et de l'état des liaisons entre les murs orthogonaux.
- viii. Identification du type et de l'état des liaisons entre les murs et les planchers ou les toitures.
- ix. Identification et emplacement des fissures horizontales dans les joints de pose, des fissures verticales dans les joints verticaux et les blocs de maçonnerie, et des fissures diagonales à proximité des ouvertures.
- x. Examen des écarts de verticalité des murs et de la séparation des parois extérieures ou autres éléments tels que parapets et cheminées.

C.2.4 Matériaux

(1) Des essais non destructifs peuvent être utilisés pour quantifier et confirmer l'uniformité de la qualité de construction ainsi que la présence et le degré de détérioration. Les types d'essais suivants peuvent être utilisés :

- i. Essai de vitesse par impulsion ultrasonore ou mécanique permettant de détecter les variations de densité et de module des matériaux de la maçonnerie, ainsi que de détecter la présence de fissures et de discontinuités.
- ii. Essai de l'impact-écho permettant de confirmer ou non l'injection de coulis dans les murs armés.
- iii. Radiographie et utilisation de pachomètres, le cas échéant, permettant de confirmer le positionnement des armatures.

(2) Des essais supplémentaires peuvent être effectués pour améliorer le niveau de confiance eu égard aux propriétés des matériaux de la maçonnerie, ou pour évaluer l'état de la maçonnerie. Les essais possibles sont les suivants :

- i. Essai au marteau Schmidt permettant d'évaluer la dureté de surface des murs extérieurs en maçonnerie.
- ii. Essai au vérin plat hydraulique permettant de mesurer la résistance au cisaillement *in situ* de la maçonnerie. Cet essai peut être effectué en appliquant simultanément une charge verticale mesurée avec des vérins plats sur les éléments de maçonnerie soumis à l'essai.
- iii. Essai au vérin plat hydraulique pour mesurer les contraintes en compression verticale in-situ supportées par l'élément de maçonnerie. Cet essai fournit des informations telles que la répartition des charges gravitaires, les contraintes en flexion hors plan dans les murs et les contraintes dans les murs de doublage en maçonnerie comprimés par l'ossature en béton environnante.
- iv. Essai de compression diagonale afin d'évaluer la résistance à l'effort tranchant et le module de cisaillement de l'élément de maçonnerie.
- v. Essais destructifs à grande échelle effectués sur des zones ou des éléments particuliers, afin d'augmenter le niveau de confiance eu égard aux propriétés générales de la structure ou de fournir des informations spécifiques telles que la résistance hors plan, le comportement des liaisons et des ouvertures, la résistance dans le plan et la capacité de déformation.

C.3 Méthodes d'analyse

C.3.1 Généralités

(1) Lors de l'élaboration du modèle pour l'analyse, il convient d'évaluer la rigidité des murs en tenant compte à la fois de leur déformabilité vis-à-vis de la flexion et de l'effort tranchant, sur la base de la rigidité fissurée. En l'absence d'évaluations plus précises, les deux contributions à la rigidité peuvent être considérées comme égales à la moitié de leurs valeurs non fissurées respectives.

(2) La maçonnerie harpée peut être prise en compte dans le modèle de structure en tant que linteau entre deux éléments de mur.

C.3.2 Méthodes linéaires : Méthodes statique et multi-modale

(1) Ces méthodes s'appliquent dans les conditions suivantes, qui viennent compléter les conditions de **4.4.2(1)P** :

- i. Les murs de contreventement sont disposés de manière régulière dans les deux directions horizontales.
- ii. Les murs sont continus sur toute leur hauteur.
- iii. Une rigidité suffisante dans le plan des planchers et les liaisons de ces derniers avec les murs périphériques permettent de supposer que ces mêmes planchers peuvent répartir les forces d'inertie entre les éléments verticaux comme des diaphragmes rigides.
- iv. Les planchers disposés de chaque côté d'un mur commun sont à la même hauteur.
- v. À chaque niveau, le rapport entre les rigidités dans le plan du mur le plus rigide et dans le plan du mur sismique primaire le plus faible, évaluées en tenant compte de la présence des ouvertures, ne doit pas excéder 2,5.
- vi. Les éléments de maçonnerie harpée inclus dans le modèle sont constitués de blocs correctement reliés à ceux des murs adjacents, ou comportent des attaches de liaison.

C.3.3 Méthodes non linéaires : Méthodes statique et dynamique

- (1) Il convient d'appliquer ces méthodes lorsque les conditions définies en **C.3.2** ne sont pas satisfaites.
- (2) La capacité est définie en termes de déplacement au niveau de la toiture. La capacité de déplacement ultime est considérée comme le déplacement de toiture pour lequel la résistance latérale totale (effort tranchant à la base) a chuté en dessous de 80 % de la résistance maximale de la structure, en raison de l'endommagement et de la rupture progressifs des éléments de contreventement.
- (3) La demande, à comparer à la capacité, est le déplacement au niveau de la toiture correspondant au déplacement cible défini dans l'EN 1998-1:2004, **4.4.4.3** et **4.3.3.4.2.6(1)**, pour l'action sismique considérée.

NOTE L'Annexe informative B de l'EN 1998-1:2004 décrit une procédure permettant de déterminer le déplacement cible à partir du spectre de réponse élastique.

C.4 Modèles de capacité pour l'évaluation

C.4.1 Modèles pour une évaluation globale

C.4.1.1 État limite de quasi-effondrement (NC)

- (1) Les critères d'évaluation en termes de réponse globale ne peuvent être appliqués que dans le cas d'une analyse non linéaire.
- (2) La capacité globale à l'état limite de quasi-effondrement (NC) peut être prise égale à la capacité de déplacement ultime définie en **C.3.3(2)**.

C.4.1.2 État limite de dommages significatifs (SD)

- (1) **C.4.1.1(1)** s'applique.
- (2) La capacité globale à l'état limite de dommages significatifs (SD) peut être prise égale aux 3/4 de la capacité de déplacement ultime définie en **C3.3(2)**.

C.4.1.3 État limite de limitation des dommages (DL)

- (1) Dans le cas d'une analyse linéaire, le critère applicable à une évaluation globale est défini en termes d'effort tranchant à la base dans la direction horizontale de l'action sismique. La capacité peut être prise égale à la somme des capacités vis-à-vis de l'effort tranchant dans les murs individuels, dans la mesure où ces capacités sont contrôlées par la flexion (voir **C.4.2.1(1)**) ou par l'effort tranchant (voir **C.4.3.1(1)**), dans la direction horizontale de l'action sismique. La demande est l'estimation de l'effort tranchant maximal dans cette direction sur la base de l'analyse linéaire.

(2) Dans le cas d'une analyse non linéaire, la capacité pour une évaluation globale est définie comme la limite d'élasticité (effort et déplacement à la limite d'élasticité) de la relation idéalisée force/déplacement élasto-plastique parfaite du système à un seul degré de liberté.

NOTE L'Annexe B informative de l'EN 1998-1:2004 décrit une procédure permettant de déterminer l'effort et le déplacement à la limite d'élasticité de la relation idéalisée force/déplacement élasto-plastique parfaite du système à un seul degré de liberté.

C.4.2 Éléments soumis à un effort normal et de flexion

C.4.2.1 État limite de dommages significatifs (SD)

(1) La capacité d'un mur en maçonnerie non armée est contrôlée par la flexion, si la valeur de sa capacité vis-à-vis de l'effort tranchant donnée en **C.4.2.1(3)** est inférieure à la valeur donnée en **C.4.3.1(3)**.

(2) La capacité d'un mur en maçonnerie non armée contrôlée par la flexion peut être exprimée en termes de déplacement relatif et prise égale à $0,008 \cdot H_0/D$ pour les murs sismiques primaires et à $0,012 \cdot H_0/D$ pour les murs sismiques secondaires, où :

D est la dimension horizontale dans le plan du mur (longueur),

H_0 est la distance entre la section où est atteinte la capacité en flexion et le point d'inflexion.

(3) La capacité vis-à-vis de l'effort tranchant d'un mur en maçonnerie non armée contrôlée par la flexion sous un effort normal N , peut être prise égale à :

$$V_f = \frac{DN}{2H_0} (1 - 1,15 v_d) \quad \dots \text{(C.1)}$$

où :

D et H_0 sont tels que définies en **(2)**,

$v_d = N/(Dt f_d)$ est l'effort normal réduit (avec $f_d = f_m/CF_m$, où f_m est la résistance moyenne à la compression telle qu'obtenue à partir des essais *in-situ* et des sources d'information supplémentaires, et CF_m est le coefficient de confiance applicable à la maçonnerie donné dans le Tableau 3.1 pour le niveau de connaissance approprié), et t est l'épaisseur du mur.

C.4.2.2 État limite de quasi-effondrement (NC)

(1) **C.4.2.1(1)** et **C.4.2.1(3)** s'appliquent.

(2) La capacité d'un mur en maçonnerie contrôlée par la flexion peut être exprimée en termes de déplacement relatif et prise égale aux 4/3 des valeurs données en **C.4.2.1(2)**.

C.4.2.3 État limite de limitation des dommages (DL)

(1) **C.4.2.1(1)** s'applique.

(2) La capacité d'un mur en maçonnerie non armée contrôlée par la flexion peut être prise comme la capacité vis-à-vis de l'effort tranchant donnée en **C.4.2.1(3)**.

C.4.3 Éléments soumis à un effort tranchant

C.4.3.1 État limite de dommages significatifs (SD)

(1) La capacité d'un mur en maçonnerie non armée est contrôlée par l'effort tranchant si la valeur de sa capacité vis-à-vis de l'effort tranchant donnée en **C.4.3.1(3)** est inférieure ou égale à la valeur donnée en **C.4.2.1(3)**.

(2) La capacité d'un mur en maçonnerie non armée contrôlée par l'effort tranchant peut être exprimée en termes de déplacement relatif et prise égale à 0,004 pour les murs sismiques primaires et à 0,006 pour les murs sismiques secondaires.

(3) La capacité vis-à-vis de l'effort tranchant d'un mur en maçonnerie non armée contrôlée par l'effort tranchant sous un effort normal N peut être prise égale à :

$$V_f = f_{vd} D' t \quad \dots \text{(C.2)}$$

où :

D' est la longueur comprimée du mur,

t est l'épaisseur du mur, et

f_{vd} est la résistance de la maçonnerie à l'effort tranchant, compte tenu de la présence d'une contrainte verticale : $= f_{vm0} + 0,4 N/D' t \leq 0,065 f_m$, où f_{vm0} est la résistance moyenne au cisaillement en l'absence de charge verticale et f_m est la résistance moyenne en compression, toutes deux étant obtenues à partir des essais *in-situ* et des sources d'information supplémentaires, et divisées par les coefficients de confiance, tels que définis en **3.5(1)P** et dans le Tableau 3.1, en tenant compte du niveau de connaissance atteint. Dans le cas des murs sismiques primaires, ces deux résistances de matériaux sont également divisées par le coefficient partiel applicable à la maçonnerie conformément à l'EN1998-1:2004, **9.6**.

C.4.3.2 État limite de quasi-effondrement (NC)

(1) **C.4.3.1(1)** et **C.4.3.1(3)** s'appliquent.

(2) La capacité d'un mur en maçonnerie non armée contrôlée par l'effort tranchant peut être exprimée en termes de déplacement relatif et prise égale aux 4/3 des valeurs données en **C.4.3.1(2)**.

C.4.3.3 État limite de limitation des dommages (DL)

(1) **C.4.3.1(1)** s'applique.

(2) La capacité d'un mur en maçonnerie non armée contrôlée par l'effort tranchant peut être exprimée en termes de capacité résistante vis-à-vis de l'effort tranchant donnée en **C.4.3.1(3)**.

C.5 Interventions sur la structure

C.5.1 Techniques de réparation et de renforcement

C.5.1.1 Réparation des fissures

(1) Lorsque la largeur des fissures est relativement réduite (par exemple inférieure à 10 mm) et lorsque l'épaisseur du mur est également relativement faible, les fissures peuvent être remplies par du mortier.

(2) Si la largeur des fissures est réduite, contrairement à l'épaisseur de la maçonnerie, il convient de pratiquer des injections avec du coulis de ciment. Il convient, dans toute la mesure du possible, d'utiliser un coulis sans retrait. Pour les fissures fines, il est possible d'utiliser plutôt un coulis à base d'époxy.

(3) Si les fissures sont relativement larges (par exemple supérieures à 10 mm), il convient de reconstruire la zone endommagée en utilisant des briques ou des pierres allongées (de réglage). Autrement, il est recommandé d'utiliser des agrafes en forme de queue d'aronde, des plats métalliques ou des grillages en polymère afin de relier les deux faces de la fissure. Il convient de remplir les espaces vides au mortier de ciment d'une fluidité appropriée.

(4) Là où les joints de pose sont à peu près horizontaux, la résistance d'un mur à la fissuration verticale peut être améliorée considérablement en disposant dans les joints de pose des câbles toronnés de faible diamètre ou des bandes de grillage en polymère.

(5) Pour la réparation des fissures diagonales largement ouvertes, des nervures de renforcement verticales en béton peuvent être coulées dans des rainures irrégulières pratiquées dans le mur en maçonnerie, normalement des deux côtés. Il convient que ces nervures soient armées avec des cadres rapprochés et des armatures longitudinales. Il convient que les câbles toronnés décrits en **(4)** traversent les nervures en béton. En variante, des grillages en polymère peuvent être utilisés pour envelopper une ou les deux faces des murs en maçonnerie, avec l'apport d'un mortier et d'un enduit appropriés.

C.5.1.2 Réparation et renforcement des intersections de murs

(1) Afin d'améliorer la liaison entre des murs concourants, il convient d'utiliser des briques ou des pierres de liaison croisées. La liaison peut être rendue plus efficace par différents moyens :

- i. par la construction d'un chaînage en béton armé,
- ii. par l'adjonction de plats en acier ou de treillis dans les joints de pose,
- iii. par l'insertion d'armatures en acier inclinées dans des trous forés dans la maçonnerie et injectées postérieurement,
- iv. par précontrainte.

C.5.1.3 Renforcement et raidissement des diaphragmes horizontaux

(1) Les planchers en bois peuvent être renforcés et raidis vis-à-vis des déformations dans leur plan par :

- i. clouage d'une couche complémentaire (orthogonale ou oblique) en planches de bois, sur les couches existantes,
- ii. coulage d'une couche mince en béton armée d'un treillis soudé. Il convient que la couche en béton comporte des connecteurs avec le plancher en bois et soit ancrée dans les murs,
- iii. pose d'un maillage disposé dans les deux directions diagonales de tirants en acier ancrés dans les poutres et les murs périphériques.

(2) Il convient que les fermes de toiture soient contreventées et ancrées aux murs qui les supportent. Il convient de constituer un diaphragme (par exemple par l'ajout d'une triangulation) au niveau des membrures inférieures des fermes.

C.5.1.4 Chaînages

(1) Si les chaînages existant entre les murs et les planchers sont endommagés, il convient de les réparer ou de les reconstruire. S'ils n'existent pas dans la structure d'origine du bâtiment, il convient de les ajouter.

C.5.1.5 Renforcement des bâtiments au moyen de tirants en acier

(1) L'adjonction de tirants métalliques, le long ou transversalement aux murs, à l'extérieur ou dans des trous forés dans les murs, est un moyen efficace de relier les murs entre eux et d'améliorer ainsi le comportement d'ensemble des bâtiments en maçonnerie.

(2) Des tirants de précontrainte peuvent être utilisés afin d'améliorer la résistance des murs vis-à-vis des contraintes de traction.

C.5.1.6 Renforcement des murs en maçonnerie interne de moellons (maçonnerie à parois multiples)

(1) La partie centrale en moellons peut être renforcée par jointoiment au mortier de ciment si la pénétration du mortier est satisfaisante. Si l'adhérence du mortier aux moellons a des chances d'être faible, il convient de compléter le jointoiment par des armatures traversant les moellons et ancrées dans les parois extérieures du mur.

C.5.1.7 Renforcement des murs au moyen de chemisages en béton armé ou de profilés métalliques

(1) Il convient d'appliquer le béton par projection et d'armer les chemisages par des treillis soudés ou par des armatures.

(2) Les chemisages peuvent être appliqués sur une seule face du mur, de préférence sur ses deux faces. Il convient de relier les deux couches du chemisage appliqué sur les faces opposées du mur au moyen de tirants transversaux disposés à travers la maçonnerie. Il y a lieu de relier les chemisages appliqués sur une seule face du mur à la maçonnerie au moyen de rainures.

(3) Des profilés métalliques peuvent être utilisés de manière similaire à condition qu'ils soient correctement reliés aux deux faces du mur ou à une seule face.

C.5.1.8 Renforcement des murs au moyen de chemisages avec grillages en polymère

(1) Des grillages en polymère peuvent être utilisés pour renforcer les éléments de maçonnerie ajoutés et les existants. Dans le cas des éléments existants, il convient de relier les grillages aux murs en maçonnerie à partir d'un côté ou des deux côtés et de les ancrer aux murs perpendiculaires. Dans le cas des éléments ajoutés, l'intervention peut impliquer l'insertion supplémentaire de grillages dans les couches horizontales de mortier entre les briques. Il convient que l'enduit recouvrant les grillages en polymère soit ductile et que ce soit de préférence du mortier de chaux avec renfort de fibres.