

ICS 91.120.25

Descripteurs: genie civil, bâtiment, structure, construction résistant au séisme, conception antisismique, renforcement, réparation, calcul

Version Française

**Eurocode 8: Conception et dimensionnement des structures
pour la résistance aux séismes - Partie 1-4: Règles générales -
Renforcement et réparation des bâtiments**

Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben -
Teil 1-4: Grundlagen - Verstärkung und Reparatur von
Hochbauten

Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of
structures - Part 1-4: General rules - Strengthening and
repair of buildings

La présente Prénorme européenne (ENV) a été adoptée par le CEN le 29 juin 1995 comme norme expérimentale pour application provisoire.

La période de validité de cette ENV est limitée initialement à trois ans. Après deux ans, les membres du CEN seront invités à soumettre leurs commentaires, en particulier sur l'éventualité de la conversion de l'ENV en Norme européenne.

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

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



COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION

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

Contenu

Avant-Propos	4
1 Généralités	8
1.1 Domaine d'application	8
1.2 Distinction entre les principes et les règles d'application	8
1.3 Hypothèses	9
1.4 Définitions	9
1.5 Unités S.I.	9
1.6 Notations.....	9
2 Information concernant l'évaluation de la structure.	9
2.1 Information générale et historique.....	9
2.2 Données d'entrée minimales :	10
3 Evaluation	11
3.1 Généralités	11
3.2 Action sismique modifiée. Actions non sismiques	11
3.3 Résistances modifiées des matériaux et coefficients de sécurité partiels concernant leur résistance.....	12
3.4 Données relatives à la structure et combinaisons d'actions.	13
3.4.1 Estimation des caractéristiques mécaniques réelles des éléments du bâtiment avant intervention.....	13
3.4.2 ombinaison sismique.....	14
3.5 alcul de la structure (avant intervention).....	15
3.5.1 énéralités	15
3.5.2 éthodes générales	15
3.5.3 éthodes approchées statiques non linéaires	16
3.6 Vérification (évaluation finale)	16
3.6.1 Vérifications par le calcul	16
3.6.2 Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité	17
4 Décisions concernant l'intervention sur la structure	17
4.1 Mesures immédiates après séisme	17
4.2 Critères d'intervention sur la structure.....	18
4.2.1 Critères généraux	18
4.2.2 Critères techniques	18
4.2.3 Type d'intervention.....	19
4.2.4 Prise en compte de la ductilité	20
4.2.5 Eléments non structuraux	20
4.2.6 Justification du type choisi d'intervention.....	21
4.3 Priorité des interventions.....	21
5 Redimensionnement en vue de la réparation et/ou du renforcement	22
5.1 Procédures de redimensionnement.....	22
5.2 Coefficients γ_M révisés.....	23
5.3 Considérations relatives au transfert des efforts	24
5.3.1 Compression agissant sur les interfaces fissurées.....	24
5.3.2 Adhérence entre matériaux non métalliques	24
5.3.3 Frottement entre matériaux non métalliques	24
5.3.4 Transfert d'effort par des couches de résine.....	25

5.3.5	Effet de contrainte normale due aux armatures traversant les interfaces.....	25
5.3.6	Action de goujon	25
5.3.7	Ancrage des armatures nouvelles.....	26
5.3.8	Soudure des éléments en acier.....	26
5.3.9	Assemblages d'éléments en bois.....	27
5.4	Ductilité locale et d'ensemble.....	27
5.4.1	Généralités	27
5.4.2	Coefficients de comportement modifiés.	28
5.5	Calcul (détermination des effets de l'action) après intervention.....	28
5.6	Raideurs et résistances après intervention.....	28
5.6.1	Généralités	28
5.6.2	Evaluation analytique de la raideur et de la résistance.....	29
5.6.3	Evaluation simplifiée de la raideur et de la résistance	29
5.7	Vérification	31
6	Assurance qualité des interventions.....	31
6.1	L'assurance qualité comme critère de performance.....	31
6.2	Contrôle de qualité des documents de redimensionnement.....	31
6.3	Contrôle de qualité de l'exécution	31
6.4	Entretien	32

Annexes

Annexe A (Informative)	Mesures après le séisme.....	34
Annexe B (Informative)	Informations nécessaires pour l'évaluation de la structure.....	37
Annexe C (Informative)	Bases de conception des documents justificatifs, permettant de prendre des valeurs réduites de a_g (accélération maximale efficace du sol) pour les opérations d'évaluation et de redimensionnement.....	40
Annexe D (Informative)	Méthodes de vulnérabilité.....	42
Annexe E (Informative)	Assurance de la qualité des interventions.....	48
Annexe F (Informative)	Considérations particulières concernant les bâtiments historiques et les monuments.....	52
Annexe G (Informative)	Dispositions particulières pour les structures en béton.....	56
Annexe H (informative)	Dispositions particulières pour les structures en acier	80
Annexe J (Informative)	Dispositions particulières pour les structures en bois	93
Annexe K (Informative)	Dispositions particulières pour les structures en maçonnerie.	104

Avant-Propos

Objectifs des Eurocodes

- (1) Les « Eurocodes structuraux » constituent un groupe de normes pour la conception et le dimensionnement des bâtiments et des ouvrages de génie civil, des points de vue structural et géotechnique.
- (2) Ils couvrent la mise en œuvre et le contrôle en se limitant aux indications nécessaires pour que la qualité des produits de construction et de la mise en œuvre soit conforme aux hypothèses de dimensionnement.
- (3) En attendant que l'ensemble des spécifications techniques relatives aux produits et aux méthodes pour tester leurs performances soit disponible, certains Eurocodes structuraux traitent quelques-uns de ces aspects dans des annexes informatives.

Fondement du programme des Eurocodes

- (4) La Commission des Communautés Européennes (CCE) a lancé l'établissement d'un ensemble de règles techniques harmonisées pour le dimensionnement des bâtiments et des ouvrages de génie civil, qui devaient au départ servir d'alternative aux différentes règles en vigueur dans les Etats Membres, et finalement les remplacer. Ces règles techniques sont connues sous le nom d'Eurocodes structuraux.
- (5) En 1990, après consultation des Etats Membres, la CCE a mandaté le CEN pour assurer les développements ultérieurs, la publication et la mise à jour des Eurocodes structuraux. Le secrétariat de l'EFTA a accepté de soutenir le travail du CEN.
- (6) Le Comité Technique 250 du CEN (CEN/TC 250) est en charge de tous les Eurocodes structuraux.

Programme des Eurocodes.

- (7) Le travail est en cours pour les Eurocodes structuraux suivants, chacun comportant, en général, plusieurs parties.

EN 1991 Eurocode 1	Bases du calcul et 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	Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes
EN 1999 Eurocode 9	Calcul des structures en alliages d'aluminium

- (8) Des sous-comités distincts ont été constitués par le CEN/TC 250 pour élaborer les différents Eurocodes énumérés ci-avant.

- (9) Cette Prénorme est publiée en tant que Prénorme européenne (ENV) avec une durée initiale de trois ans

(10) Cette Prénorme est destinée à des applications expérimentales et à recevoir des commentaires

(11) Après deux ans environ, les membres du CEN seront invités à présenter des commentaires formels en vue de déterminer les actions ultérieures

(12) Entre temps, les retours d'expérience et les commentaires concernant cette Prénorme devront être envoyés au CEN/TC 250/SC 8 à l'adresse suivante :

IPQ c/o LNEC
Avenida do Brasil 101
P - 1799 LISBOA CODEX
PORTUGAL

ou à l'organisme national de normalisation (AFNOR pour la France)

Documents d'Application Nationale (DAN)

(13) Pour faciliter l'exercice de la responsabilité des autorités dans les pays membres, pour ce qui concerne la sécurité, la santé et d'autres aspects couverts par les prescriptions essentielles de la directive Produits de Construction (DPC), on a attribué dans cette ENV des valeurs indicatives à certains paramètres déterminant la sécurité, identifiées par « [] ». Il est entendu que, pour les applications nationales, les autorités de chaque pays membre doivent ré-examiner les valeurs encadrées, et leur substituer le cas échéant des valeurs définitives différentes.

(14) Certaines des norme européennes ou internationale qui viennent à l'appui de cette Prénorme peuvent ne pas être disponibles au moment de leur publication. Il est donc prévu qu'un Document d'Application Nationale (DAN), contenant les valeurs définitives des paramètres concernant la sécurité, soit publié par chaque Etat membre, ou par son organisme de normalisation. Ce document contiendra les références aux normes applicables, ainsi que des directives pour l'application nationale de la présente Prénorme.

(15) Il est entendu que cette Prénorme est à utiliser en liaison avec le DAN en usage dans le pays où le bâtiment ou l'ouvrage de génie civil se trouve situé.

Aspects spécifiques à cette Prénorme

(16) L'objet de l'Eurocode 8 est défini en 1.1.1. de l'ENV 1998-1-1 : 1994 et l'objet de la présente Prénorme est défini en 1.1. Les autres parties de l'Eurocode 8 sont indiquées en 1.1.3. de ENV 1998-1-1 : 1994

(17) Bien que la réparation et le renforcement sous l'effet d'actions non sismiques n'aient pas encore été traités par les Eurocodes relatifs aux différents matériaux, cette partie de l'Eurocode 8 a cependant été 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 courantes 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 la nécessité de campagnes de renforcement.
- L'occurrence d'un séisme peut rendre nécessaires des réparations importantes.

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

(19) Les interventions sur les fondations exigent, lorsqu'elles sont justifiées, une attention particulière. La présente Prénorme ne traite pas complètement des réparations et des renforcements, des fondations, pour lesquels l'avis de spécialistes est généralement requis. Il est prévu de préparer, durant la période ENV de la présente Prénorme, une annexe consacrée à cet aspect.

(20) Pour les opérations de renforcement ou de réparation, comme pour le dimensionnement des structures neuves, une optimisation entre le coût initial et la diminution des coûts futurs, est recherchée. Puisque le coût marginal de l'augmentation de résistance ou de ductilité de la structure peut être supérieur dans le cas de renforcement ou de réparation, il peut être acceptable, sous certaines conditions, d'utiliser pour le redimensionnement une action sismique réduite. (voir 3.2.(2)).

(21) La modélisation des zones endommagées, réparées ou renforcées (discontinues et constituées de plusieurs matériaux) est plus difficile et moins fiable que dans le cas du dimensionnement de structures neuves. En conséquence, la présente Prénorme contient surtout des informations fondamentales visant à créer un cadre rationnel dans un domaine où l'empirisme peut conduire à des solutions peu sûres et non économiques.

(22) Dans les annexes informatives, sont incluses également, sous certaines conditions bien précisées (et séparément pour chacun des principaux matériaux de structure), des règles considérées comme satisfaisantes vis-à-vis des objectifs fixés. Des procédures associées aux techniques d'interventions les plus courantes sont également données.

(23) En vue de procéder au renforcement ou à la réparation d'une construction, il peut être très important d'adopter une démarche qualitative fondée sur l'identification et l'élimination des principaux défauts de la structure. Cette démarche ne doit pas être empêchée par l'approche plutôt qualitative développée dans cette partie de l'Eurocode 8. Dans certaines situations, des recommandations spécifiques peuvent être établies à partir de cette démarche dans laquelle les aspects qualitatifs sont prédominants, bien que celle-ci soit hors de l'objet de la présente Prénorme.

(24) Puisque la réparation et le renforcement dans des conditions non sismiques ne sont pas encore traités par les Eurocodes relatifs aux différents matériaux, la présente Prénorme traite ce sujet de manière plus générale ; en outre, une intervention de renforcement parasismique doit prendre en compte simultanément toutes les autres actions. Toutefois les interventions sur la structure nécessitées par des pathologies particulières, telles qu'un défaut de durabilité des matériaux, ne sont pas traitées par la présente Prénorme.

(25) La présente Prénorme traite des aspects structuraux de la réparation et du renforcement. Cela constitue seulement un volet d'une stratégie plus vaste de prévention du risque sismique, incluant des mesures pré ou post sismiques à prendre par les organismes compétents. Dans l'annexe A est présenté l'enchaînement de ces mesures.

(26) En référence à l'article 2 de l'ENV 1998-1-1:1994, seule la prescription de non-effondrement est exigée lors du redimensionnement des structures existantes ; néanmoins, le respect de la prescription de limitation des dommages doit être recherché chaque fois que c'est possible et économique, et chaque fois que des dangers pour des personnes sont envisageables (par exemple : chute d'éléments non structuraux, etc.)

(27) Dans les zones de faible sismicité, la présente Prénorme doit être adaptée aux conditions locales, par des recommandations appropriées.

(28) Les dispositions de la présente Prénorme supposent que l'ingénieur responsable de la conception et du dimensionnement possède une qualification professionnelle convenable, ainsi qu'une bonne expérience dans le domaine des structures à renforcer ou à réparer.

1 Généralités

1.1 Domaine d'application

(1)P En reflétant les prescriptions fondamentales des ENV 1998-1-1, ENV 1998-1-2 et ENV 1998-1-3, la présente Prénorme traite de la réparation et du renforcement de bâtiments, ainsi que de monuments, lorsqu'elle peut lui être appliquée, en se limitant aux matériaux courants de structure (béton, acier, maçonnerie et bois).

(2)P Son objet est le suivant :

- Fournir des critères d'évaluation de la performance sismique des constructions existantes considérées isolément⁽¹⁾.
- Décrire une approche permettant de sélectionner les mesures correctives nécessaires.
- Exposer les critères de dimensionnement pour les réparations ou les renforcements (c'est à dire conception, analyse de la structure modifiée, dimensionnement final des éléments de structure et de leurs liaisons avec les éléments existants).

Les bâtiments ayant subi des dommages dus à la corrosion ne sont pas visés par cette Prénorme.

Nota : La présente Prénorme peut être utilisée également pour l'évaluation de la structure, pour la réparation et pour le renforcement de bâtiments situés dans des zones non sismiques.

(3)P Bien que les dispositions de cette Prénorme soient applicables à toutes les catégories de bâtiments, la réparation ou le renforcement des monuments et des bâtiments historiques nécessitent normalement des dispositions complémentaires (et parfois des approches différentes). Les solutions, les méthodes et les procédures utilisées, ainsi que l'étendue de leur application, doivent être proportionnées à la valeur des monuments. Des considérations complémentaires particulières aux monuments et aux bâtiments historiques sont traitées dans l'annexe informative F.

(4) 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 inconnus,

l'évaluation des structures ainsi que leur renforcement éventuel, sont sujets à de multiples incertitudes qui diffèrent d'un pays à l'autre.

1.2 Distinction entre les principes et les règles d'application

(1)P En fonction du caractère des différents paragraphes, une distinction est faite, dans cet Eurocode, entre les principes et les règles d'application.

(2)P Les principes comprennent :

- Des exposés généraux et des définitions qui n'ont pas d'alternative
- Des prescriptions et des modèles analytiques pour lesquels aucune alternative n'est permise, sauf si elle est déclarée de manière précise.

(3)P Les règles d'application sont des règles généralement reconnues qui suivent les principes et satisfont leurs prescriptions.

⁽¹⁾ Les méthodes spécifiées dans cette Prénorme (et plus particulièrement la méthode de vulnérabilité décrite dans l'annexe D) peuvent être utilisées, directement, ou après simplifications, pour l'évaluation de zones urbaines dans leur ensemble. Pour chaque bâtiment situé dans ces zones urbaines, nécessitant des réparations ou des renforcements, il y a lieu d'appliquer les articles correspondants de cette partie 1-4.

(4) Les **Principes** sont identifiés par la lettre P, à la suite du numéro de l'alinéa ; les autres alinéas (sans P) sont des **règles d'application**, par exemple comme le présent alinéa.

(5) Il est admis d'utiliser des règles de conception qui diffèrent des Règles d'Application proposées dans cette Prénorme, à condition que ces règles différentes soient en accord avec les Principes correspondants, et qu'elles soient au moins équivalentes à ces Règles d'Application en ce qui concerne la sécurité et l'aptitude au service, obtenues pour les structures.

1.3 Hypothèses

(1) Référence est faite au 1.3 de l'ENV 1998-1-1 : 1994

1.4 Définitions

(1) Référence est faite au 1.4 de l'ENV 1998-1-1 : 1994

1.5 Unités S.I.

(1) Référence est faite au 1.5 de l'ENV 1998-1-1 : 1994

1.6 Notations

(1) Référence est faite au 1.6.1. (1) de l'ENV 1998-1-1 : 1994

(2) D'autres notations utilisées dans cette Prénorme sont définies dans le texte, au fur et à mesure qu'elles apparaissent.

2 Information concernant l'évaluation de la structure.

2.1 Information générale et historique

(1)P Lors de l'évaluation de la résistance sismique des structures existantes, tenant compte également de l'effet des actions dans les autres situations de calcul, les données d'entrée doivent être recueillies à partir de documents publiés, d'informations pertinentes, de reconnaissances sur le terrain, et, dans la majorité des cas, à partir de mesures et d'essais réalisés in situ et/ou en laboratoire.

(2)P La collecte de données et les essais doivent être effectués par un personnel qualifié.

(3)P Afin de minimiser les incertitudes, on doit vérifier la cohérence des résultats provenant des différentes sources de données.

(4) Les procédures de contrôle, les listes des points à contrôler et les autres procédures de collecte de données, doivent suivre les recommandations des organismes professionnels compétents et doivent tenir compte des ressources locales disponibles pour les inspections, les investigations et les mesures de réparation ou de renforcement.

Nota : A défaut de recommandations plus précises, il est possible de suivre la méthode résumée dans l'annexe B.

2.2 Données d'entrée minimales :

(1) Dans tous les cas, l'information nécessaire à l'évaluation de la structure doit traiter des points suivants. Cependant, il peut être très difficile, voire impossible, de rassembler une information complète dans le cas des bâtiments traditionnels. Dans ce cas, il faut tenir compte de l'incertitude complémentaire qui en découle.

- a) L'identification du système structural et sa classification parmi les types de structures décrits dans les ENV 1998-1-1, ENV 1998-1-2 et ENV 1998-1-3 (en incluant la classe de régularité et, si possible, la classe de ductilité).
- b) L'information sur les transformations de la structure depuis la construction, qui ont pu modifier son comportement.
- c) L'identification des sols de fondation selon la classification donnée au paragraphe 3.2. de l'ENV 1998-1-1 : 1994..
- d) L'identification du type de fondation du bâtiment.
- e) L'identification de la classe d'exposition, eu égard à l'influence de l'environnement.
- f) L'information sur les dimensions hors tout et les propriétés des sections transversales des éléments du bâtiment, ainsi que l'information sur la qualité et l'état des matériaux constitutifs.
- g) La description de l'utilisation effective et/ou prévue du bâtiment (avec l'identification de sa catégorie d'importance, telle que décrite au paragraphe 3.7 de l'ENV 1998-1-1 : 1994).
- h) L'évaluation des charges d'exploitation potentielles, en prenant en compte l'utilisation réelle les divers locaux.
- i) L'information concernant la qualité des matériaux existants exprimés en terme quantitatifs lorsque c'est possible.
- j) L'information concernant la nature et l'étendue des dommages antérieurs et actuels s'il en existe, y compris les réparations précédentes.
- k) L'information concernant des défauts importants identifiables de la conception de la structure, des matériaux et des dispositions constructives.

3 Evaluation

3.1 Généralités

(1) L'évaluation consiste en la vérification de la résistance sismique d'un bâtiment existant, endommagé ou non, tenant compte des actions non sismiques ainsi que des actions sismiques, pour une période égale à la durée de vie envisagée.

(2) Dans le domaine d'application de cette Prénorme, l'évaluation se rapporte à un seul bâtiment, mais son utilisation peut être double :

- a) pour la prise de décision concernant la nécessité d'intervention sur la structure d'un bâtiment, et pour l'étude des mesures de renforcement ou de réparation.
- b) pour la prise de décision relative à l'amélioration des zones urbaines à grande échelle, au titre de la réduction du risque sismique ; à cette fin, l'évaluation doit être effectuée sur des bâtiments représentatifs.

(3)P Selon l'importance socio-économique du bâtiment, de l'étendue de ses dommages éventuels, des données du temps et des moyens disponibles (voir 3.5) l'évaluation doit être réalisée par une des méthodes suivantes :

- a) méthodes générales déduites de l'ENV 1998-1-2 : 1994, utilisant des analyses linéaires ou non linéaires (voir 3.5.2).
- b) méthodes non linéaires approchées, spécifiques à la maçonnerie (voir 3.5.3)

(4) Dans tous les cas, la méthode utilisée doit être étalonnée, en tenant compte des observations sur le comportement de bâtiments du même type ou d'un type similaire, recueillies durant le séisme considéré ou des séismes antérieurs (voir également l'annexe B1c).

(5) Afin de tenir compte des durées plus courtes de vie restante, d'incertitudes plus faibles relatives aux charges gravitaires, et des propriétés des matériaux réellement en place, l'analyse et le redimensionnement des structures existantes peuvent être basés sur des actions modifiées de manière appropriée et sur des coefficients de sécurité éventuellement modifiés (par rapport au dimensionnement de structures neuves).

(6) Dans le cas de bâtiments simples fortement endommagés, les réparations urgentes et qui s'imposent peut être exécutées sans nécessiter une évaluation préalable conforme aux conditions de 3.6.3 (2).

(7) Dans le cas d'un seul bâtiment, les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité ne peuvent être utilisées que dans des conditions bien précisées et à des fins limitées. L'annexe D donne des indications sur de telles méthodes, applicables principalement à des populations de bâtiments.

3.2 Action sismique modifiée. Actions non sismiques

(1)P Les modèles de base pour la définition du mouvement sismique sont ceux présentés dans les paragraphes 4.2 et 4.3 de l'ENV 1998-1-1 : 1994.

(2) L'accélération efficace du sol a_g , définie à des fins générales dans les différentes zones sismiques (voir. 4.1 de l'ENV 1998-1-1:1994), peut être réduite pour le redimensionnement en tenant compte² :

a) de la possibilité de prendre pour certaines catégories de bâtiments une durée de vie restante n'appartenant pas à la catégorie I (3.7 de l'ENV 1998-1-2 : 1994), inférieure à celle des bâtiments neufs. Ceci est admis à condition que, à la fin de la période de temps correspondant à leur durée de vie réduite, ces bâtiments soient démolis ou portés au niveau de résistance correspondant à l'accélération de a_g la zone sismique concernée). Cette approche doit être dûment consignée dans des documents appropriés, de telle sorte que les actions nécessaires soient effectivement menées à la fin de la durée de vie considérée.

b) d'une probabilité supérieure de dépassement (voir 4.1 de l'ENV 1998-1-1:1994), acceptables compte tenu d'objectifs sociaux, économiques et/ou historiques moins contraignants.

Nota : Par exemple, dans le cas où les coûts totaux prévus (pour le renforcement de l'ensemble des bâtiments en zone urbaine) augmentent sensiblement pour les valeurs de a_g proches du niveau requis par le code ; ou dans le cas où les valeurs de a_g requises pour la réparation ou le renforcement d'un monument conduiraient à des modifications architecturales totalement inacceptables.

(3)P Les valeurs des actions non sismiques qui entrent dans les combinaisons sismiques (par. 4.4 de l'ENV 1998-1-1 : 1994) ne doivent pas être réduites.

3.3 Résistances modifiées des matériaux et coefficients de sécurité partiels concernant leur résistance.

(1) Des valeurs de calcul basées sur les résistances caractéristiques f_k et données dans les Eurocodes correspondants peuvent être utilisées dans les conditions suivantes :

- a) les documents concernant le dimensionnement et la construction d'origine sont disponibles, fiables et
- b) il n'y a pas d'évidence que la résistance des matériaux est inadéquate ou affaiblie, et
- c) des résultats d'essais réalisés in situ sont disponibles et confirment les hypothèses ci-dessus.

(2)P Lorsque l'une de ces conditions n'est pas satisfaite, on doit évaluer correctement la résistance par des essais ou par référence aux normes de matériaux en vigueur à l'époque de la construction. Si on a recours aux essais, les valeurs de calcul $f_d = f_k/\gamma_M$ à utiliser doivent être établies sur la base de valeurs caractéristiques estimées conformément aux paragraphes ci-après.

(3)P La valeur de f_k doit être estimée sur la base du fractile à 5 % des résultats d'essai. Afin d'obtenir le nombre requis d'essais, on peut utiliser des méthodes non destructives dûment étalonnées.

(4) Pour l'estimation de f_k , les valeurs caractéristiques des résistances doivent être évaluées à partir de populations homogènes, prises dans les zones critiques d'éléments semblables de bâtiment (par exemple dans le cas du béton armé, toutes les zones des poutres peuvent être considérées ensemble ; ou, séparément, les parties supérieures des poteaux ou des murs, etc...).

² L'annexe C précise les fondements possibles de ces réductions et les méthodes à utiliser.

(5) Les valeurs de f_k , obtenues à partir de la population des valeurs de résistance déterminées in situ, peuvent être corrigées pour prendre en compte les écarts dûs à la méthode expérimentale utilisée.

Nota : En tenant compte de la différence entre les résultats des essais en laboratoire et les valeurs de la résistance in situ, les valeurs de γ_M utilisées pour le dimensionnement peuvent être prises inférieures à celles applicables aux constructions neuves, au vu de considérations complémentaires

(6) Les écarts liés à une méthode expérimentale donnée peuvent être estimés à partir d'informations obtenues dans la littérature ou par une campagne de mesures effectuées dans une zone d'essai très uniforme.

(7) Lorsqu'on connaît des valeurs suffisamment représentatives pour des résistances réelles in situ, et lorsque le nombre de vérifications de la géométrie de la section est comparable au nombre d'essais in situ, les valeurs de γ_M utilisées peuvent être réduites par rapport à celles requises pour les structures neuves.

(8) Dans les cas de structures anciennes non calculées, construites avec des matériaux particulièrement non homogènes (par exemple maçonnerie ancienne), des valeurs nominales des résistances des matériaux peuvent être utilisées comme résistances de calcul. Ces valeurs ou leurs conditions d'évaluation doivent être basées sur l'expérience acquise, ou sur des mesures de résistance in situ.

(9)P Lorsque les méthodes d'analyse décrites en 3.5.2 (2) sont appliquées, il y a lieu d'utiliser des coefficients³ γ_{Rd} plus importants tenant compte de l'insuffisance ou des incertitudes des modèles utilisés pour le calcul des éléments de la structure (voir par exemple l'annexe informative G).

3.4 Données relatives à la structure et combinaisons d'actions.

(1) L'article 3 de l'ENV 1998-1-2:1994 s'applique, mais en remplaçant les valeurs nominales par les valeurs réelles.

3.4.1 Estimation des caractéristiques mécaniques réelles des éléments du bâtiment avant intervention.

(1) Les effets de l'action sismique à considérer pour le calcul des structures existantes, doivent être calculés en tenant compte également des modifications éventuelles de la raideur des éléments de structure concernés. De même, lors du choix d'un coefficient de comportement, éventuellement modifié, on doit prendre en compte toutes les évolutions possibles de la ductilité disponible (dus à des séismes antérieurs ou à l'environnement). Dans ce but, les dommages antérieurs éventuels, ainsi que les interventions sur la structure (le cas échéant), doivent être prises en compte afin d'obtenir la meilleure estimation possible de la période fondamentale de vibration naturelle de la structure. Parfois, certaines études paramétriques peuvent quantifier les conséquences des incertitudes existantes, mais ne sont pas requises dans les situations courantes.

³ Dans le cas de structures endommagées, ces coefficients tiennent compte de l'inadéquation des modèles (conçus essentiellement pour des structures non endommagées). Dans le cas de structures non endommagées, ces coefficients tiennent compte surtout d'une insuffisance éventuelle de ductilité liée aux dispositions constructives ; ainsi, pour le choix des valeurs de γ_{Rd} il faut prendre en considération les dispositions des règles en vigueur à l'époque de la construction.

(2) Sur la base de la documentation collectée (voir article 2), le bâtiment doit être caractérisé par :

- a) son type de structure, identifié chaque fois que possible comme un des types satisfaisant à l'ENV 1998-1-3, ou à défaut aux Eurocodes 2 à 7 (pour lesquels la ductilité nominale peut être admise).
- b) son niveau de régularité, conformément à l'ENV 1998-1-2 et à l'ENV 1998 1-3.
- c) sa classe de ductilité, pour les bâtiments en béton armé qui satisfont à l'ENV 1998 1-3.

(3) Ensuite, les caractéristiques suivantes doivent être évaluées :

- a) les caractéristiques mécaniques du bâtiment et de ses éléments, c'est-à-dire la période fondamentale de vibration, la raideur réelle des éléments et leur résistance réelle (aux effets des efforts normaux et des efforts tranchants).
Ces caractéristiques mécaniques doivent être calculées en prenant en compte les dimensions et les positions réelles des éléments de construction, ainsi que la qualité des matériaux (voir également le paragraphe 3.3).
En variante, les vibrations ambiantes peuvent être utilisées pour déterminer les périodes de vibration du bâtiment.
Pour les éléments non endommagés, les calculs des périodes de vibration doivent être faits conformément aux Eurocodes concernés. Les caractéristiques des éléments ayant subi des dommages doivent être calculées sur la base de modèles appropriés en tenant compte des discontinuités réelles et des propriétés des matériaux. Les modèles de transmission de charges décrits en 5.3 peuvent être également utilisés pour estimer les caractéristiques mécaniques résiduelles des éléments.
- b) en variante, il est permis d'estimer les caractéristiques résiduelles des éléments de structure endommagés en utilisant des réductions appropriées des valeurs calculées dans l'hypothèse du non-endommagement, en tenant compte de la nature et de l'étendue du dommage. Dans ce but, on peut utiliser des résultats expérimentaux obtenus dans des conditions comparables, ainsi que des règles empiriques acceptables.

(4)P Dans tous les cas il y a lieu de procéder à une évaluation de la raideur des planchers dans leur plan (raideur de diaphragme) et d'en tenir compte de manière appropriée dans le calcul de la structure (voir 3.5).

3.4.2 Combinaison sismique

(1)P La combinaison de l'action sismique avec d'autres actions doit être conforme à la règle générale de combinaison, présentée en 4.4 de l'ENV 1998-1-1 : 1994.

(2)P Lorsqu'un affaiblissement du sol ou des fondations est possible en cours de service, il y a lieu de tenir également compte dans les calculs des tassements différentiels éventuels causés par le séisme.

3.5 Calcul de la structure (avant intervention)

3.5.1 Généralités

- (1) Le calcul, qui dépend de l'importance du bâtiment, ainsi que des données, du temps et des moyens disponibles, peut être effectué par les méthodes indiquées en 3.1 (3).
- (2) Un coefficient γ_{Sd} , traitant des incertitudes complémentaires liées au modèle de calcul de la structure, peut être introduit ; sa valeur doit être majorée en fonction du degré d'endommagement lorsqu'on n'a pas effectué d'analyse de sensibilité.

3.5.2 Méthodes générales

- (1)P Le calcul doit être basé sur les caractéristiques réelles de la structure telles qu'estimées au paragraphe 3.4, et sur l'action sismique déterminée selon le paragraphe 3.2.
- (2) Une des méthodes suivantes peut être utilisée afin de calculer les effets de l'action de calcul $E_{new,d}$, avec les caractéristiques réelles de la structure.

a) Méthode usuelle

Le calcul est réalisé conformément à l'ENV 1998-1-1 et à l'ENV 1998-1-2 avec les caractéristiques réelles de la structure. Dans ce but, un coefficient de comportement approprié doit être choisi, comme dans l'ENV 1998-1-3, sur la base du type de structure de la classe de régularité et du niveau de ductilité attribués au bâtiment. Les effets de l'action de calcul $E_{new,d}$, seront calculés pour chaque zone critique du bâtiment, selon l'article 3 de l'ENV 1998-1-2:1994, en tenant compte du degré d'encastrement à la base et aux nœuds et assemblages.

b) Calcul chronologique non linéaire

Dans des cas exceptionnels, une méthode de calcul plus sophistiquée peut être utilisée, et plus particulièrement pour les structures en béton armé et en acier.

- (i) Le comportement hystérétique des zones critiques de la structure doit être modélisé de manière appropriée. Des valeurs limites fiables doivent être définies pour permettre la vérification des déformations post-élastiques calculées.
Des lois de comportement des matériaux et/ou des éléments, ainsi que des valeurs limites de déformation peuvent être extraites de la littérature et des parties concernées de l'Eurocode 8.
- (ii) Conformément au 4.2 de l'ENV1998-1-1:1994, des accélérogrammes compatibles avec le spectre de réponse élastique doivent être utilisés.
- (iii) Des intégrations dans le temps sont effectuées pour obtenir la réponse de l'ensemble de la structure, les effets du second ordre étant modélisés de manière adéquate au niveau des planchers.
- (iv) Dans les zones critiques, il est nécessaire de procéder à des vérifications, en comparant les demandes de déformation aux valeurs de calcul de la capacité de déformation.
- (v) Lorsque c'est possible, il y a lieu de tenir compte de l'écroûissage, de l'adoucissement et du cumul des déformations inélastiques ou d'autres sources d'endommagement.
- (vi) La validité des résultats doit être vérifiée par le moyen d'une analyse de sensibilité. En conséquence, la démarche doit être répétée avec des lois de comportement modifiées de manière appropriée (dans les domaines élastique et post-élastique).

Les hypothèses initiales peuvent être rejetées si les résultats de l'analyse de sensibilité sont notablement différents ; à titre indicatif, si les effets des actions de calcul représentent moins de 60 % de ceux calculés par les méthodes usuelles, les résultats doivent être rejetés, à moins qu'on ne dispose de confirmations expérimentales bien étayées.

3.5.3 Méthodes approchées statiques non linéaires

(1) En variante, lorsque cela est justifié, par exemple dans le cas des bâtiments simples en maçonnerie, le calcul peut être réalisé, en utilisant des méthodes statiques non linéaires, basées sur des relations force-déformation non linéaires de tous les éléments de contreventement de la structure. Une méthode pas à pas est suivie, en prenant en compte une dégradation de la raideur sous des charges horizontales croissantes. A condition que les propriétés adéquates des matériaux et que la configuration de la structure le permettent, on doit considérer un comportement élastoplastique conservatif de chaque élément. Une méthode de ce type peut consister dans le suivi cinématique post-élastique d'éléments rigides de maçonnerie jusqu'à obtenir l'équilibre nécessaire de l'action sismique.

(2) Dans certains cas, l'utilisation de méthodes approchées, nécessite un grand nombre de recouvrements par rapport aux résultats obtenus par les méthodes générales (3.5.2).

3.6 Vérification (évaluation finale)

3.6.1 Vérifications par le calcul

(1)P Lorsque le calcul est effectué par des méthodes usuelles (3.5.2 (2) a), l'évaluation doit être basée sur la vérification de toutes les sections au moyen de l'inégalité suivante :

$$\gamma_{Sd} E_{new,d} \leq \frac{1}{\gamma_{Rd}} R_{new,d} \quad (3.1)$$

avec :

γ_{Sd} défini en 3.5.1 (2)

$E_{new,d}$ défini en 3.5.2 (2), tenant compte néanmoins du dimensionnement en capacité comme prescrit dans les articles concernés de l'ENV 1998-1-3

γ_{Rd} défini en 3.3 (9)

$R_{new,d}$ les valeurs de la résistance de calcul des sections des éléments de structure, voir 3.4.1 (3)

(2) Cette vérification doit également être faite pour les éléments de fondation, dans les conditions précisées dans l'ENV 1998-5.

(3)P Lorsqu'on utilise la méthode chronologique (3.5.2. (2) b) les prescriptions de la norme sont considérées satisfaites si toutes les conditions suivantes sont respectées :

a) Les déformations post-élastiques disponibles sont plus élevées que les déformations correspondantes demandées, dans une certaine mesure, des exceptions sont permises, à condition que la stabilité de la structure ne soit pas mise en cause.

b) Le niveau d'endommagement calculé, pour les éléments de la structure et les éléments non structuraux, est maintenu dans des limites acceptables (voir 2.2.2 de l'ENV 1998-1-1:1994) définis au cas par cas.

(4) Lorsque l'on utilise une méthode approchée (3.5.3), on peut réaliser une évaluation approchée et globale du bâtiment en comparant la résistance horizontale maximale (de la structure entière ou de chaque niveau), avec les forces sismiques correspondant à la valeur maximale du spectre de réponse élastique.

3.6.2 Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité

(1) Au cas où une évaluation globale est nécessaire rapidement, des méthodes spéciales d'évaluation, qui permettent d'estimer la vulnérabilité d'un bâtiment, peuvent être utilisées. Ces méthodes doivent être mises en oeuvre dans des conditions précises concernant les matériaux, les techniques constructives, et l'exécution de la construction, et doivent couvrir les démarches de prise de décision. Les conditions suivantes doivent être respectées par ces méthodes :

- a) être basées sur une expérience reconnue ;
- b) se référer à des types et à des configurations de structures, ainsi qu'à des techniques et des matériaux de construction bien définis ;
- c) prendre en compte l'âge du bâtiment, pour qu'en complément des effets éventuels de vieillissement on tienne compte de la philosophie des Codes en vigueur à l'époque de la construction ;
- d) prendre en compte les effets des irrégularités en configuration de la structure et de la distribution des raideurs et des masses, ainsi que de celle des surrésistances.

(2) En complément, pour les bâtiments endommagés, l'évaluation pratique doit se baser sur la description objective du niveau d'endommagement et des modes de ruine.

(3) L'annexe D fournit des informations plus détaillées sur cette catégorie de méthodes.

4 Décisions concernant l'intervention sur la structure

4.1 Mesures immédiates après séisme

(1) Après un séisme sévère, certaines mesures immédiates doivent être prises dès que possible, afin d'assurer la sécurité de la population et de minimiser les autres pertes. La nature et l'étendue de ces mesures dépendent du niveau d'endommagement observé, et de la possibilité de répliques imminentes. L'annexe A contient une liste indicative de telles mesures.

4.2 Critères d'intervention sur la structure

(1) Des décisions doivent être prises en fonction des conclusions de l'évaluation de la structure et/ou de la nature et de l'étendue des dommages, en cherchant à minimiser le coût de l'intervention et les conséquences d'ordre social.

Nota : A cet effet, quelques prescriptions non techniques peuvent peser sur les décisions, par exemple la disponibilité de ressources, l'importance culturelle et sociale ainsi que les priorités liées à des cas particuliers, la possibilité d'implanter ailleurs les fonctions du bâtiment (de manière temporaire ou permanente) etc...

(2) La présent Prénorme décrit les aspects techniques des critères pertinents.

4.2.1 Critères généraux

(1)P Pour définir les mesures d'intervention, il y a lieu de considérer ce qui suit :

- a) les coûts initiaux et à venir (c'est-à-dire les coûts d'entretien et d'éventuels dommages ultérieurs) par rapport à l'importance de la structure considérée ;
- b) la main-d'oeuvre qualifiée disponible (il est fondamental que les mesures soient réalisables avec les moyens disponibles en main-d'œuvre et en équipement).
- c) la disponibilité d'un contrôle de qualité approprié ;
- d) l'occupation du bâti (impact sur son utilisation, pendant et après les travaux) ;
- e) l'esthétique (l'intervention peut varier depuis une solution complètement invisible jusqu'à une solution mettant volontairement et en évidence le nouveau schéma structural) ;
- f) la réservation de l'identité architecturale des bâtiments historiques, prenant en compte le niveau de réversibilité de l'intervention ;
- g) la durée des travaux.

4.2.2 Critères techniques

(1)P Le choix du type d'intervention, sa technique, son ampleur et son urgence, doivent se baser sur les informations recueillies durant l'inspection du bâtiment.

(2) Les recommandations suivantes doivent être prises en considération :

- a) tout défaut local important identifié doit être corrigé ;
- b) dans le cas de bâtiments très irréguliers (autant en ce qui concerne la raideur que la répartition des surrésistances), la régularité de la structure doit être améliorée autant que possible.

- c) lorsque la prescription de limitation des désordres, de l'ENV 1998-1-2, concernant les éléments non-structuraux, n'est pas satisfaite, des mesures d'intervention appropriées doivent être prises (par exemple : raidissements, séparation des éléments non structuraux vulnérables des éléments porteurs, etc.). Toutefois, dans le cas de coûts disproportionnés, ou de conséquences défavorables pour la structure, les critères de l'ENV 1998-1-2 concernant la limitation des désordres, peuvent être modifiés ;
- d) toutes les prescriptions relatives à la résistance, contenues dans l'Eurocode concerné et dans les ENV 1998-1-1 et ENV 1998-1-2, doivent être satisfaites après l'intervention, en tenant compte toutefois des dispositions particulières de la présente Prénorme ;
- e) on doit chercher à modifier le moins possible la raideur locale, sauf si les critères a) et b) ci-avant conduisent à une conclusion contraire ;
- f) lorsqu'il est possible, on doit chercher une augmentation de la ductilité locale, dans les zones critiques. On doit éviter autant que possible que la réparation locale et/ou le renforcement réduisent la ductilité disponible des zones critiques.
- g) On doit tenir compte de la durabilité des éléments d'origine et des éléments neufs, ainsi que de la possibilité de détérioration accélérée lorsqu'ils viennent en contact.

4.2.3 Type d'intervention

(1) Une intervention peut être choisie, parmi les types suivants, donnés à titre indicatif, en observant les critères des paragraphes 4.2.1 et 4.2.2 ; un type, ou une combinaison de plusieurs types, peuvent être choisis. Dans la plupart des cas, il y a lieu de considérer l'effet des modifications de structure sur les fondations.

- a) aucune intervention. A cet égard l'acceptation d'une durée de vie résiduelle réduite peut être pertinente (voir 3.2 (2)) peut être, importante ;
- b) restriction d'utilisation ou changement de destination du bâtiment ;
- c) modification locale ou générale des éléments endommagés ou non (réparation ou renforcement), tenant compte de leur raideur, de leur résistance et/ou de leur ductilité ;
- d) transformation (ou incorporation) d'éléments non structuraux existants en éléments structuraux (par exemple adjonction d'éléments de liaison résistants et élastiques dissipatifs entre les remplissages fragiles et l'ossature, lorsque la résistance de ces remplissages le permet) ;
- e) modification du système de structure, (élimination de certains nœuds de la structure ; élimination d'éléments vulnérables ; augmentation de la régularité et/ou de la ductilité de certaines dispositions ;

Nota : Ceci est le cas lorsque des poteaux vulnérables à faible pourcentage d'armatures d'effort tranchant, ou des niveaux entiers très souples, sont transformés en vue d'une plus grande ductilité ; de même lorsque des irrégularités de surrésistance en élévation, ou des excentricités en plan sont réduites en modifiant le système de structure.

- f) On peut envisager également une modification de la structure visant à obtenir une période fondamentale de la structure plus favorable ;
- g) réduction des masses ;
- h) adjonction d'éléments nouveaux de structure (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.) ;
- i) remplacement total des éléments inadaptés ou fortement endommagés ;
- j) redistribution des effets des actions (par exemple au moyen de remise à niveau des appuis ou en ajoutant une précontrainte extérieure) ;
- k) adjonction d'un nouveau système de structure pour reprendre les actions sismiques ;
- l) adjonction de frottements locaux, de dispositifs d'amortissement global ou de contrôle actif aux emplacements appropriés du bâtiment.
- m) isolation à la base ;
- n) démolition partielle ou totale ;
- o) réimplantation de la structure dans son ensemble.

4.2.4 Prise en compte de la ductilité

(1)P La valeur du coefficient q pour le redimensionnement doit être basé, sur les critères présentées dans l'ENV 1998-1-3, tenant compte en outre des ductilités locales après intervention.

(2) Il faut tenir compte du fait qu'une augmentation de résistance des éléments structuraux est fréquemment accompagnée d'une diminution de ductilité, sauf si on prend des mesures particulières⁴.

4.2.5 Eléments non structuraux

(1)P Chaque fois que 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 répartition ou le renforcement de ces éléments doivent aussi être prises, en plus des prescriptions fonctionnelles.

(2) Dans ces cas, l'effondrement partiel ou total doit être évité par les moyens suivants :

- a) liaison appropriée avec les éléments de structure (voir le paragraphe 3.5 de l'ENV 1998-1-2:1994) ;
- b) augmentation de la résistance des éléments non structuraux (voir 3.5 de l'ENV 1998-1-2:1994) ;

⁴ Par exemple, il se peut que, dans les éléments en béton armé, une augmentation des armatures de traction doit être accompagnée d'un renforcement en armatures de compression et de confinement.

c) étaitements destinés 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 de structure.

4.2.6 Justification du type choisi d'intervention

(1)P Les dossiers de redimensionnement doivent toujours comprendre la justification du type choisi d'intervention et la description des fonctions structurales envisagées ainsi que de leurs conséquences.

(2) Cette justification doit être à la disposition de la personne ou de l'organisme responsable de l'entretien à long terme de la structure.

4.3 Priorité des interventions

(1) Le rythme de l'intervention dans un bâtiment dépend de paramètres tels que :

- a) les marges de sécurité existantes ;
- b) les fonds disponibles ;
- c) la disponibilité de moyens techniques appropriés ;
- d) l'importance de la structure considérée.

(2) On peut établir un indice de priorité, introduit en c) ci-après, quantifiant les niveaux de priorité, en fonction des données relatives aux dommages locaux et tenant compte surtout des aspects liés à la sécurité.

- a) La structure existante doit être vérifiée en conformité avec les critères présentés dans l'ENV 1998-1-1, l'ENV 1998-1-2, l'ENV 1998-1-3 et dans la présente Prénorme, en tenant compte de la possibilité de modifier l'action sismique comme décrit en 3.2.

Pour les bâtiments à structure normalement hyperstatique, les indices L_{Ri} de résistance sismique locale doivent être calculés, pour chaque zone critique, en tenant compte des divers forces internes dues aux effets des actions concernées, à savoir :

$$L_{Ri} = \frac{R_{di} - E_{di}(A.N.S.)}{E_{Ei}} \quad (4.1)$$

avec :

- R_d Résistance de calcul conforme au chapitre de l'Eurocode 8 qui la concerne. On peut utiliser des valeurs modifiées de γ_m , comme indiqué en 5.2.
- $E_d (A.N.S.)$ Somme des effets dus à la totalité des "actions non sismiques" (A.N.S) entrant dans la combinaison sismique prescrite dans l'ENV 1998-1-1.
- E_E Effet de l'action sismique de calcul éventuellement réduite comme décrit au paragraphe 3.2.(2).
- i ième zone critique et type de force interne.

On doit choisir la valeur minimale de L_{Ri} en prenant en compte les diverses forces internes pour chaque zone critique

- b) La résistance sismique globale de la structure existante doit être évaluée à l'aide d'un indice G_R , défini, par niveau, à l'aide de l'expression suivante :

$$G_R = \frac{\sum_i w_i \cdot (L_{Ri})^\lambda}{\sum_i w_i \cdot (1/L_{Ri})^\lambda} \quad (4.2)$$

avec :

L_{Ri} indice de la résistance sismique locale (expression (4.1)) pour chaque zone critique i ; les valeurs de L_{Ri} ne doivent pas être prises inférieures à zéro ni supérieures à 1,3 ;

w_i coefficient de pondération, rendant compte de l'importance de la zone locale et des conséquences de sa ruine, sur le comportement global, coefficient exprimé par le produit :

$$w = w_1 \times w_2$$

avec $w_1 = 1,0$ pour des ruptures fragiles (dues à l'effort tranchant, à des efforts normaux importants, ou à des efforts normaux en l'absence de confinement)

$w_1 = 0,5$ pour des ruptures ductiles

$w_2 = 1,5$ pour les fondations

$w_2 = 1,0$ pour les poteaux et les murs

$w_2 = 0,5$ pour les poutres

γ exposant destiné à réduire l'influence des déficiences locales sur la résistance totale ; sa valeur peut être prise entre 1,0 (pour les structures à faible hyperstaticité) et 0,5 (pour les structures à hyperstaticité normale).

La sommation se reporte à tous les éléments structuraux i du niveau le plus critique.

- c) Un indice de priorité I_p servant à estimer l'urgence de l'intervention à l'intérieur de chaque zone sismique, est défini par la relation :

avec :

$$I_p = (1 - G_R) \times I_o \quad (4.3)$$

G_R Indice de résistance sismique globale tel que défini au 4.3. (2) b.

I_o Indice de référence de priorité, qui prend les valeurs suivantes.

$I_o = 2,5$ pour les bâtiments à occupation importante fréquente

$I_o = 1,5$ pour les écoles, les hôpitaux et les bâtiments à occupation importante mais rare

$I_o = 1,0$ pour bâtiments d'habitation et maisons individuelles.

5 Redimensionnement en vue de la réparation et/ou du renforcement

5.1 Procédures de redimensionnement

(1) Après le choix d'un schéma d'intervention (article 4), il y a lieu d'effectuer une vérification appropriée des critères de dimensionnement (voir 2.2 de l'ENV 1998-1-1 : 1994) en utilisant la méthode des états limites ultimes :

- a) aux liaisons entre les parties rapportées et les parties existantes de la structure.
 - b) aux sections critiques de la totalité de la structure et des fondations.
- (2) Le processus de redimensionnement doit traiter les étapes suivantes :
- a) étude de conception, c'est-à-dire :
 - (i) choix des techniques et/ou des matériaux, ainsi que du type et de la nature des travaux ;
 - (ii) estimation préalable des dimensions des parties rapportées de structure ;
 - (iii) estimation préalable de la modification de raideur des éléments réparés ou renforcés.
 - (iv) estimation préalable de la classe de ductilité et du coefficient de comportement approprié, en se basant sur les dispositions de l'ENV 1998-1-3.
 - b) calcul (voir également le paragraphe 5.5) c'est-à-dire :
 - (i) identification et détermination des actions non sismiques ;
 - (ii) choix de l'action sismique conformément au paragraphe 3.2 ;
 - (iii) détermination de ses effets tenant compte de la modification de raideur, et utilisant une méthode de calcul conforme au paragraphe 3.5.2.
 - c) vérification, c'est-à-dire :
 - (i) définition du modèle de comportement sismique des éléments ou liaisons réparés ou renforcés ;
 - (ii) choix des coefficients γ_M (voir 5.2) ;
 - (iii) calcul des valeurs des effets de l'action, selon le dimensionnement en capacité partout où c'est nécessaire (paragraphe 3.6.1) ;
 - (iv) détermination des valeurs de calcul de la résistance (voir 3.6.1) ;
 - (v) vérification des critères de sécurité relatifs aux actions sismique et non sismique ;
 - (vi) confirmation du coefficient de comportement global, choisi initialement, un fonction du niveau de ductilité obtenu ; à cette fin, on doit utiliser les règles qualitatives appropriées de l'ENV 1998-1-3.
- (3) Pour la réparation et le renforcement de bâtiments simples vis-à-vis des séismes à venir, on peut utiliser, dans des conditions bien définies, des démarches simplifiées de redimensionnement. Ces démarches doivent être consignées dans des documents ad hoc (« Recommandations »), dans lesquels est présentée la définition des bâtiments « simples », et où les règles simplifiées sont considérées comme satisfaisant aux prescriptions de la présente Prénorme.

5.2 Coefficients γ_M révisés

(1)P Les résistances des matériaux existants doivent être divisées par des coefficients γ_M comme indiqué au paragraphe 3.3.

(2)P Les résistances des matériaux rapportés, reliés aux éléments de structure existants par des procédés de réparation ou de renforcement, doivent être divisées par des coefficients γ_M majorés (γ'_M) pour tenir compte d'une réduction éventuelle des résistances lors des travaux (par exemple de soudure), ainsi que d'un contrôle de qualité d'une efficacité moindre, car effectué in situ.

5.3 Considérations relatives au transfert des efforts

(1)P Les caractéristiques structurales des éléments endommagés, réparés ou renforcés (particulièrement en leurs zones critiques) doivent être estimées de manière prudente, en se basant sur les données de l'article 2 et du paragraphe 3.3, en tenant compte du mécanisme de transfert des forces le long des interfaces entre composants existants, ou entre composants existants et rapportés, comme indiqué dans les paragraphes 5.3.1 à 5.3.9.

(2) Dans tous les cas, il y a lieu de tenir compte de l'interaction entre ces modes de fonctionnement (et de la réduction de résistance éventuelle associée).

5.3.1 Compression agissant sur les interfaces fissurées

(1) Une remise en charge après fissuration due à la traction peut produire des forces de compression avant fermeture totale de la fissure ; des déformations inélastiques le long de la fissure, ainsi que la présence de débris à l'intérieur de la fissure, peuvent empêcher cette dernière de se refermer complètement.

(2) Il est admis de tenir compte de ce phénomène à l'aide d'un modèle approprié. Toutefois, ce modèle doit prendre en compte avec une sécurité suffisante la mise en charge cyclique ; ceci implique de prendre une résistance réduite à la compression prématurée des fissures « ouvertes ».

(3) Une simplification prudente consiste à négliger les contraintes de compression, jusqu'à la fermeture complète des fissures.

5.3.2 Adhérence entre matériaux non métalliques

(1) Les lois de comportement reliant le cisaillement par adhérence au glissement, entre matériaux existants et rapportés, peuvent être justifiées au moyen de modèles appropriées, en tenant compte des effets de la cure du béton et des caractéristiques des agents adhésifs éventuels.

(2) Le glissement peut être négligé si les contraintes de cisaillement par adhérence sont inférieures aux estimations prudentes de la résistance correspondante à long terme.

5.3.3 Frottement entre matériaux non métalliques

(1) La résistance de frottement peut être considérée comme une fonction du déplacement relatif (glissement) le long d'une discontinuité ou de l'interface. Une loi de comportement, associée aux contraintes normales (σ), agissant sur l'interface, peut être utilisée dans ce but.

(2) Au cas où le glissement nécessaire pour mobiliser la résistance maximale de frottement (τ_u) est relativement faible, on peut utiliser un coefficient de frottement $\mu = \tau_u/\sigma$. Le fait que le coefficient μ dépende fortement de σ pour des valeurs faibles de ce dernier, doit être pris en compte de manière appropriée.

(3)P Chaque fois qu'une inversion cyclique des déplacements relatifs est prévisible, il y a lieu de tenir compte de la dégradation correspondante de la résistance de frottement.

5.3.4 Transfert d'effort par des couches de résine

(1) La valeur de calcul de la résistance à la traction d'un joint (c'est-à-dire de l'interface de contact) entre une couche de résine et un matériau donné, peut être considérée égale à la plus petite des deux valeurs suivantes : d'une part la résistance à la traction la plus faible des deux matériaux divisée par γ_M (égal au moins à [1,5]), d'autre part la résistance à la traction de l'interface (divisée par [2,0]).

(2)P Lors de l'évaluation de la résistance à la traction, il y a lieu de tenir compte de l'épaisseur de la couche de résine, ainsi que des conditions de préparation de la surface.

(3) L'effort tranchant développé le long d'un tel joint est fonction du glissement et de la contrainte normale agissant sur la surface considérée.

5.3.5 Effet de contrainte normale due aux armatures traversant les interfaces

(1)P Lorsqu'on n'attend pas de déplacements relativement importants le long de l'interface, ou lorsqu'ils ne sont pas admis, la résistance de frottement doit être évaluée en tenant compte de la compatibilité des déplacements des deux faces de l'interface.

(2)P Le frottement mobilisé à travers une interface cisailée, armée transversalement avec des armatures bien ancrées, et au cas où un déplacement relativement important est envisagé le long de l'interface, peut être évalué comme suit :

$$\tau_R = \mu \cdot (\rho f_{sy} + \sigma_o) < \tau_{u,m} \quad (5.1)$$

avec :

- μ coefficient de frottement disponible sous l'effet d'une contrainte normale
 $\sigma_{tot} = \rho f_{sy} + \sigma_o$
- ρ pourcentage d'armatures traversant l'interface
- f_{sy} limite élastique de l'acier
- σ_o contrainte normale extérieure agissant sur l'interface
- $\tau_{u,m}$ résistance au cisaillement propre au matériau

En appliquant ce modèle, des valeurs de calcul appropriées doivent être utilisées pour μ , f_{sy} et $\tau_{u,m}$.

5.3.6 Action de goujon

(1)P La valeur de calcul de l'effort tranchant maximal qui peut être transmis par une armature traversant une interface (action de goujon), doit être calculée de manière appropriée, en tenant compte de la résistance et de la déformabilité du goujon ainsi que des éléments assemblés, de l'espacement entre les goujons et de leur distance aux parements de la section.

5.3.7 Ancrage des armatures nouvelles

(1)P L'ancrage le long des zones critiques (c'est-à-dire des rotules plastiques potentielles) doit être évité.

(2)P La longueur d'ancrage des armatures dans le béton ou dans la maçonnerie doit respecter les critères de l'Eurocode 2 ou de l'Eurocode 6, respectivement, à condition que la résistance au cisaillement par adhérence du produit de scellement, soit suffisante. En raison des effets cycliques et des incertitudes qui leur correspondent dans les zones de forte sismicité, il n'est pas permis de compter uniquement sur l'adhérence pour l'ancrage des armatures nouvelles. Des moyens mécaniques appropriés (tels que plats d'extrémité, goujons etc...) sont requis pour assurer une résistance de la force d'ancrage F_{am} égale à :

$$F_{am} > \max\left(F_a - \frac{2}{3}F_b, F_a / 2\right) \quad (5.2)$$

avec :

F_a force d'ancrage totale requise

F_b force d'ancrage assurée par la résistance au cisaillement par adhérence

(3)P L'ancrage des armatures rapportées, par soudures sur des armatures existantes (directement, ou par l'intermédiaire d'écarteurs soudés), ou sur des éléments de fixation ancrés de manière appropriée, peut être considérée comme rigide ; la soudabilité des éléments en acier existants ou rapportés doit être vérifiée. Il doit être vérifié que l'ancrage par des armatures existantes suffit pour résister à la force totale agissant sur elle-même et sur les armatures rapportées.

(4) La relation force-glissement relative à l'arrachement des armatures scellées ou des éléments de fixation peut être représentée par des modèles appropriés ou par des formules empiriques, en tenant compte du diamètre des armatures, de leur enrobage dans le béton, de la résistance par adhérence locale maximale, de la longueur de scellement et de la limite élastique de l'acier.

(5) Lorsqu'on ne peut pas réaliser l'ancrage complet de l'armature nouvelle, la résistance de cette dernière doit être réduite de manière appropriée, et les conséquences sur la ductilité locale de l'élément de structure doivent être prises en compte.

5.3.8 Soudure des éléments en acier

(1) Lors du dimensionnement des assemblages soudés acier sur acier, on ne doit pas se limiter à la vérification de résistance de la soudure, mais on doit tenir compte également de la raideur de l'assemblage :

- a) La soudure directe d'armatures longitudinales complémentaires ou d'un profil sur une armature ou sur un profil existant, assure un transfert d'effort complet, avec un déplacement presque nul.
- b) Au cas où le transfert d'effort est assuré par des éléments intermédiaires, la souplesse de ces éléments, peut réduire la raideur globale du (ou des) élément(s) renforcé(s), et doit être prise en compte dans la redistribution générale des efforts.
- c) On doit évaluer le comportement en flexion des pièces métalliques ou des armatures soudés avec excentrement en tenant compte des butées ou des limitations de déformation imposée par les éléments existants ou rapportés. Des simplifications doivent être basées sur l'expérience ou sur des justifications expérimentales.

- d) La soudure doit être évitée dans les cas des armatures ou de pièces métalliques fortement sollicitées.

5.3.9 Assemblages d'éléments en bois

(1)P Dans l'évaluation de la résistance ultime de ces assemblages (clouage, chevillage, boulonnage, clavetage), le transfert des efforts entre les éléments en bois existants et rapportés doit être limité en tenant compte des déplacements (dans les assemblages) dus à la déformabilité locale du bois. La vétusté doit être également prise en compte. Des simplifications doivent être basées sur l'expérience ou sur des justifications expérimentales.

5.4 Ductilité locale et d'ensemble

5.4.1 Généralités

(1)P L'opération de réparation ou de renforcement doit tendre à optimiser la capacité de dissipation d'énergie de la structure dans les limites de coût du projet.

(2)P La fragilité locale ou le non-respect des dispositions relatives au dimensionnement en capacité, dus à l'intervention, doivent être pris en compte lorsqu'ils sont inévitables, par une réduction appropriée du coefficient de comportement utilisé dans le calcul de la structure renforcée ; ceci n'est pas nécessaire si les contraintes dues aux combinaisons sismiques de calcul, en prenant $q = 1$, ne dépassent pas la résistance des divers éléments de construction.

(3) Les aspects suivants doivent être considérés :

a) Ductilité locale :

Les zones réparées ou renforcées doivent être étudiées de manière à respecter la classe de ductilité choisie, à moins que ces zones ne se trouvent nettement en dehors des zones critiques où la structure présente un comportement inélastique.

b) Régularité de la structure :

Les modifications brutales de résistance et de raideur des éléments d'un bâtiment doivent être évitées, sauf si elles contribuent à améliorer la régularité de la structure renforcée ou réparée.

La surrésistance et le déplacement relatif entre planchers consécutifs doivent être répartis de manière aussi uniforme que possible sur la hauteur du bâtiment. Dans ce but, le renforcement d'une partie de bâtiment doit aller au delà de ce qui est strictement nécessaire pour la résistance, afin d'éviter la création d'un effet de « niveau souple ».

Les indices de résistance sismique des zones critiques, après l'intervention (tels que définis dans le paragraphe 4.3 (2) a)), doivent être répartis de manière aussi uniforme que possible, tant en plan qu'en élévation.

c) Répartition des zones potentiellement à comportement inélastique :

Les zones où un tel comportement est envisagé ne doivent pas être concentrées à un seul niveau ; chaque fois que possible, des mesures appropriées doivent être prises pour que de telles zones inélastiques soient réparties dans toute la structure.

5.4.2 Coefficients de comportement modifiés.

(1)P Lors de la détermination du coefficient de comportement à utiliser dans le nouveau calcul il y a lieu de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure réparée ou renforcée. L'évaluation de ce coefficient doit être basée sur les critères de l'ENV 1998-1-1 et de l'ENV 1998-1-3 et sur le niveau de ductilité globale résultant des prescriptions du paragraphe 5.4.1.

(2) Dans le même but, on peut utiliser également des justifications expérimentales.

5.5 Calcul (détermination des effets de l'action) après intervention

(1)P La méthode de calcul doit respecter la condition du 3.5.2.

(2) A cet égard, on doit tenir compte de ce qui suit :

- a) La réparation et/ou le renforcement sont appliqué(s) à une structure déjà sollicitée ; ceci doit être pris en considération dûment dans le calcul. Une éventuelle redistribution défavorable des effets de l'action, due à un fort endommagement, doit être prise en considération dans la résistance résiduelle ou dans la ductilité ; ces effets peuvent être négligés lorsque le degré d'endommagement est faible.
- b) Les effets éventuels des forces résultant de l'haubanage, ou d'autres liaisons, doivent être vérifiés afin d'éviter des contraintes excessives ou des déformations résiduelles (qui peuvent produire une redistribution imprévue des effets finaux de l'action).
- c) Les effets des actions qui pourraient apparaître après achèvement de l'intervention sur la structure, doivent être déterminés, en tenant compte des modifications de raideur locale due à l'intervention.
- d) Les conséquences qu'exercent des modifications de raideur locale sur la raideur globale des éléments d'un bâtiment peuvent être estimées par des méthodes de calcul simplifiées (par exemple par une réduction estimée de la raideur locale, etc, voir 5.6).
- e) La raideur et résistance en plan des diaphragmes doivent être vérifiées vis-à-vis du chargement horizontal, chaque fois que l'intervention conduit à des éléments verticaux très rigides.
- f) La distribution des actions nouvelles (gravitaires ou variables) entre les éléments de structure existants et rapportés, de même que la redistribution des actions gravitaires, due au fluage éventuel, doivent être estimées de manière appropriée.

5.6 Raideurs et résistances après intervention

5.6.1 Généralités

(1)P Les caractéristiques structurales (résistance, déformations, ouverture des fissures) des éléments de bâtiment réparés ou renforcés, utilisées lors de la vérification à l'état limite ultime ou à l'état limite de service, doivent être évaluées en tenant compte des modes de transfert d'effort, tels que décrits en 5.3, ainsi que :

- a) des résistances résiduelles des matériaux existants (voir paragraphe 4.3.1),
- b) des résistances complémentaires dues à l'assemblage de matériaux nouveaux avec les matériaux existants (voir 5.3.),
- c) de l'éventuelle influence positive de l'intervention sur les caractéristiques structurales résiduelles des éléments du bâtiment en complément de l'objet principal de l'intervention.

(2)P Il y a lieu d'utiliser des coefficients appropriés, relatifs aux incertitudes du modèle (voir 5.7 (3)).

(3) En fonction de la fiabilité des données disponibles et de l'importance de la structure, deux approches différentes peuvent être suivies pour évaluer les résistances, à savoir :

- a) l'estimation analytique des résistances basée sur des modèles physiques,
- b) l'estimation simplifiée des résistances basée sur des règles pratiques.

5.6.2 Evaluation analytique de la raideur et de la résistance

(1)P Les modèles analytiques doivent être basés sur des lois de comportement qui décrivent les relations force/déformation de tous les matériaux assemblés. Pour chaque mode de transfert d'effort, la valeur de la force mobilisée est calculée en tenant compte de la déformation globale de la zone critique. Il peut être accepté de cumuler toutes les forces effectivement mobilisées sous l'effet de déformations compatibles sous les conditions suivantes :

- a) Des lois de comportement conservatrices, prenant en compte la dégradation de la réponse due aux déformations cycliques post-élastiques, sont à considérer. La branche non linéaire considérée dans ces lois doit être compatible avec la demande globale de ductilité.
- b) Lorsque des mesures structurales appropriées ont été prises (par exemple un encadrement adéquat dans le cas d'éléments en maçonnerie ou un confinement adéquat pour les éléments en béton armé), les matériaux constitutifs peuvent être représentés par leurs lois de comportement monotones. Toutefois, ceci n'est pas le cas des assemblages entre matériaux où, à cause des dégradations cycliques, il est nécessaire de considérer des valeurs de résistance et de déformation notablement conservatives.
- c) Les interactions entre les modes individuels de transfert d'efforts de forces (par exemple l'adhérence s'opposant à l'arrachement et les actions de goujons) doivent être également prises en considération.

(2) On peut introduire également dans ces calculs des simplifications basées sur des justifications par études paramétriques ou par essais.

5.6.3 Evaluation simplifiée de la raideur et de la résistance

(1) Pour des bâtiments simples (voir 5.1.(4) et dans des conditions limitées, il est autorisé d'utiliser des modèles de comportement simplifiés.

(2) Les caractéristiques résiduelles après dommage peuvent être évaluées en appliquant des « coefficients correcteurs » globaux r_k pour les raideurs et r_R pour les résistances, qui dépendent du niveau de dommage estimé.

Ainsi, la résistance résiduelle R_{res} d'un élément de structure endommagé peut être estimée comme suit :

$$R_{res} = r_R R_o \quad (5.3)$$

où R_o représente sa résistance initiale avant de subir le dommage. De manière similaire, la raideur résiduelle K_{res} d'un élément endommagé est :

$$K_{res} = r_k K_o \quad (5.4)$$

où K_o représente sa raideur d'origine avant de subir le dommage.

(3) Lorsqu'on estime le supplément de résistance dû aux matériaux complémentaires (mise en œuvre lors de la réparation ou du renforcement), on peut appliquer des coefficients correcteurs qui tiennent compte des différents niveaux de mobilisation des forces dans chaque mécanisme de transfert.

Nota : Par exemple, le long d'une interface béton-béton ou bois-bois traversée par des connecteurs en acier ancrés, la résistance globale au cisaillement peut être exprimée par :

$$V_R = \delta_1 V_d + \delta_2 V_f$$

avec :

V_R résistance globale au cisaillement

V_d résistance maximale de goujon

V_f résistance maximale de frottement avec effet de couture maximal

$\delta_1 \delta_2$ coefficients de correction partiels. Les valeurs des coefficients δ dépendent de la compatibilité finale des déformations.

(4) Lorsqu'on évalue la résistance R et la raideur K d'une zone réparée ou renforcée, on peut calculer d'abord les caractéristiques correspondantes R_{mon} , K_{mon} , d'une zone de la structure supposée « monolithique », en négligeant les discontinuités existantes ou les interfaces. Par la suite, des « coefficients de correction du modèle » appropriés

k_r pour les résistances

k_k pour les raideurs

peuvent être utilisés afin de tenir compte (de manière empirique) des effets des discontinuités ou des interfaces négligées lors de l'étape précédente. Puisque les interfaces entre les matériaux existants et complémentaires produisent des valeurs initiales plus faibles pour la raideur et la résistance qu'une zone supposée « monolithique »⁵.

$$k_k \leq 1 \text{ et } k_r \leq 1 \quad (5.5)$$

Ainsi, les caractéristiques finales de la zone réparée ou renforcée peuvent être estimées comme suit :

$$R_{res} = k_r R_{mon} \quad (5.6)$$

$$\text{et } K_{res} = k_k K_{mon} \quad (5.7)$$

⁵ Normalement $k_k \leq k_r$

(5) Les valeurs des coefficients susmentionnés r , δ , et K à utiliser pour l'évaluation ou le redimensionnement doivent être choisis de manière prudente en tenant compte des textes techniques disponibles et de l'expérience locale.

(6) Lorsqu'on effectue ces estimations simplifiées, il y a lieu de tenir compte de la performance de structures similaires lors de séismes antérieurs.

5.7 Vérification

(1)P Les vérifications de sécurité doivent être effectuées conformément à l'article 4 de l'ENV 1998-1-2 : 1994.

(2)P Par ailleurs, il y a lieu d'effectuer des vérifications de sécurité des assemblages entre les matériaux existants et rapportés.

(3)P La résistance de calcul des zones critiques, à utiliser lors des vérifications, est calculée comme indiqué en 5.6, en tenant compte des incertitudes des modèles ; à cet effet, on doit utiliser des facteurs d'incertitude appropriés dont les valeurs dépendent de la nature et de la sensibilité des matériaux et des techniques d'interventions, ainsi que des procédures d'assurance de la qualité.

(4) Dans le cas particulier des bâtiments évalués dans les conditions précisées en 3.1(6) et 3.1(7), la vérification est considérée satisfaite si les mesures structurales pratiques de réparation ou de renforcement respectent les dispositions correspondantes des recommandations basées sur l'expérience locale (« approche qualitative »).

6 Assurance qualité des interventions

6.1 L'assurance qualité comme critère de performance

(1)P Pour une intervention réussie sur la structure (réparation ou renforcement), des mesures complémentaires sont nécessaires pour assurer la qualité du dimensionnement, de l'exécution, de l'exploitation et de l'entretien.

(2) Des informations plus détaillées sont données dans l'annexe E, correspondant également aux 6.2 ; 6.3 et 6.4.

6.2 Contrôle de qualité des documents de redimensionnement

(1)P Une procédure adaptée de contrôle des notes de redimensionnement doit être utilisée, conformément à des spécifications appropriées.

6.3 Contrôle de qualité de l'exécution

(1)P Les procédures nécessaires de contrôle doivent être décrites par des spécifications appropriées.

(2)P Chaque note de redimensionnement doit décrire les procédures de contrôle de qualité envisagé.

(3)P Dans tous les cas, l'entrepreneur doit soumettre au client un plan d'assurance qualité complet, tel qu'il est exigé par l'appel d'offre et par les spécifications correspondantes.

(4) Les aspects suivants doivent être dûment traités :

- a) conditions générales,
- b) traitement des surfaces,
- c) réparation des fissures et/ou des vides,
- d) sections transversales complémentaires résultant de l'intervention,
- e) forces supplémentaires induites pendant les opérations d'intervention,
- f) amortisseurs ou appuis parasismiques lorsqu'il y a lieu,
- g) effets sur les fondations.

(5) L'efficacité⁶ et la précision de l'exécution des interventions sur la structure peuvent être vérifiées utilement par des essais in situ (principalement de nature non destructive), en fonction de l'originalité et de la difficulté d'exécution de ces interventions.

6.4 Entretien

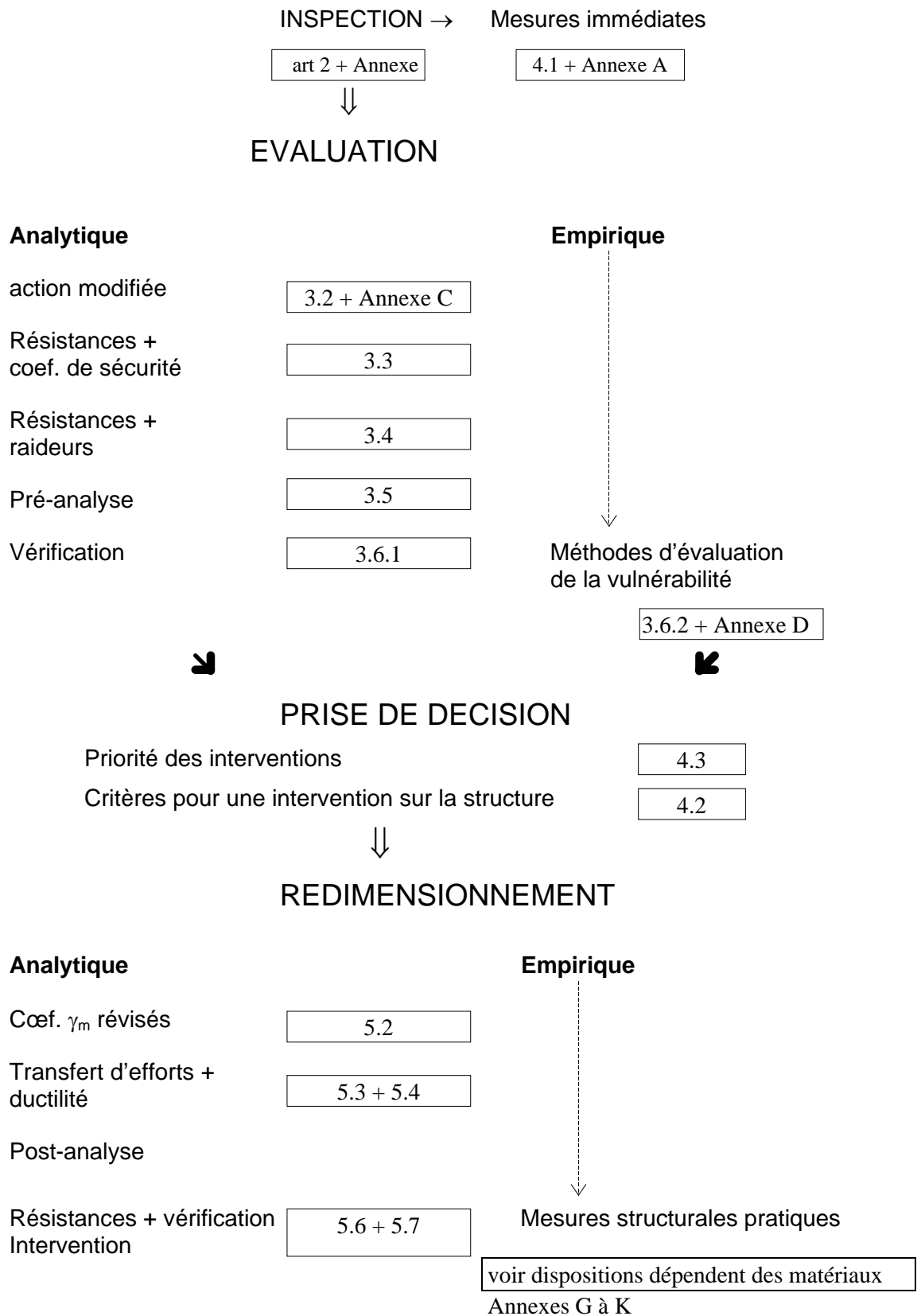
(1)P Les documents de redimensionnement doivent préciser toutes les restrictions d'utilisation à imposer au bâtiment pendant et/ou après l'intervention.

(2) Les documents de redimensionnement doivent comporter, chaque fois qu'il est nécessaire, des recommandations particulières concernant les mesures d'entretien complémentaires, relatives aux zones réparées ou renforcées, telles que :

- a) inspections,
- b) réapplication des mesures destinées à assurer la durabilité,
- c) essais (dans les cas d'importance de premier ordre).

Nota : Toute l'évaluation, les démarches de prise de décision et de redimensionnement spécifiées dans la présente Prénorme sont illustrées dans la Figure 1.

⁶ Les informations résultant de tels essais peuvent être utilisées pour le dimensionnement et l'exécution de cas similaires futurs.



Interventions pratiques sur la structure

Figure 1 : Diagramme des opérations pour les interventions sur la structure vis-à-vis des actions sismiques

ANNEXE A (Informative)

Mesures après le séisme

A.1 Généralités

(1) Normalement, des mesures urgentes sont proposées immédiatement après l'événement par les premières équipes de reconnaissance.

(2) Des recommandations techniques doivent fournir des méthodes pour aider et guider les ingénieurs, dans leur prise de décisions, en urgence, concernant :

- l'évaluation des dommages ;
- l'occupation des locaux ;
- les mesures d'urgence.

A.2 Evaluation des dommages :

(2) Des équipes d'inspection doivent collecter les informations concernant les dommages des éléments aux structures et non structuraux des bâtiments ; le niveau des dommages (type, degré et étendue) doit être quantifié, ou au moins classifié. Les informations suivantes doivent être également fournies :

- évaluation de l'intensité macrosismique du séisme ;
- mesures d'urgence, mesures de réparation/renforcement pouvant être requises ;
- mesures possibles ;
- estimation grossière des coûts de réhabilitation

(3) La marche à suivre et les méthodes à adopter lors de telles inspections doivent faire l'objet de recommandations techniques.

A.3 Décisions relatives à l'occupation des locaux

(1) des mesures à prendre concernant l'occupation des locaux sont basées sur la liste indicative suivante :

- a) Absence de dommages, ou dommages peu importantes :
l'occupation du bâtiment peut continuer sans risque pour les vies humaines. Dans cette évaluation, la possibilité de répliques fortes doit être dûment prise en compte.
- b) Dommages sévères diminuant la résistance sismique :
l'occupation des bâtiments doit être limitée jusqu'à ce qu'une évaluation finale plus précise de la situation soit effectuée. En attendant, des mesures d'urgence doivent être prises (voir A.4).
- c) Dommages importants, avec ou sans effondrement partiel :
l'accès au bâtiment est interdit ; l'accès à la zone environnante doit être limité. Les parties dont l'effondrement soudain est possible, doivent être démolies immédiatement. D'autres zones endommagées doivent être soutenues/étayées, entretoisées etc.... (voir A.4).

A.4 Mesures d'urgence

(1) Dépendant :

- a) du type et de la destination du bâtiment ;
- b) de la nature et du niveau des dommages ;
- c) des moyens disponibles (personnel, équipement etc...) ;
- d) de l'urgence de la situation.

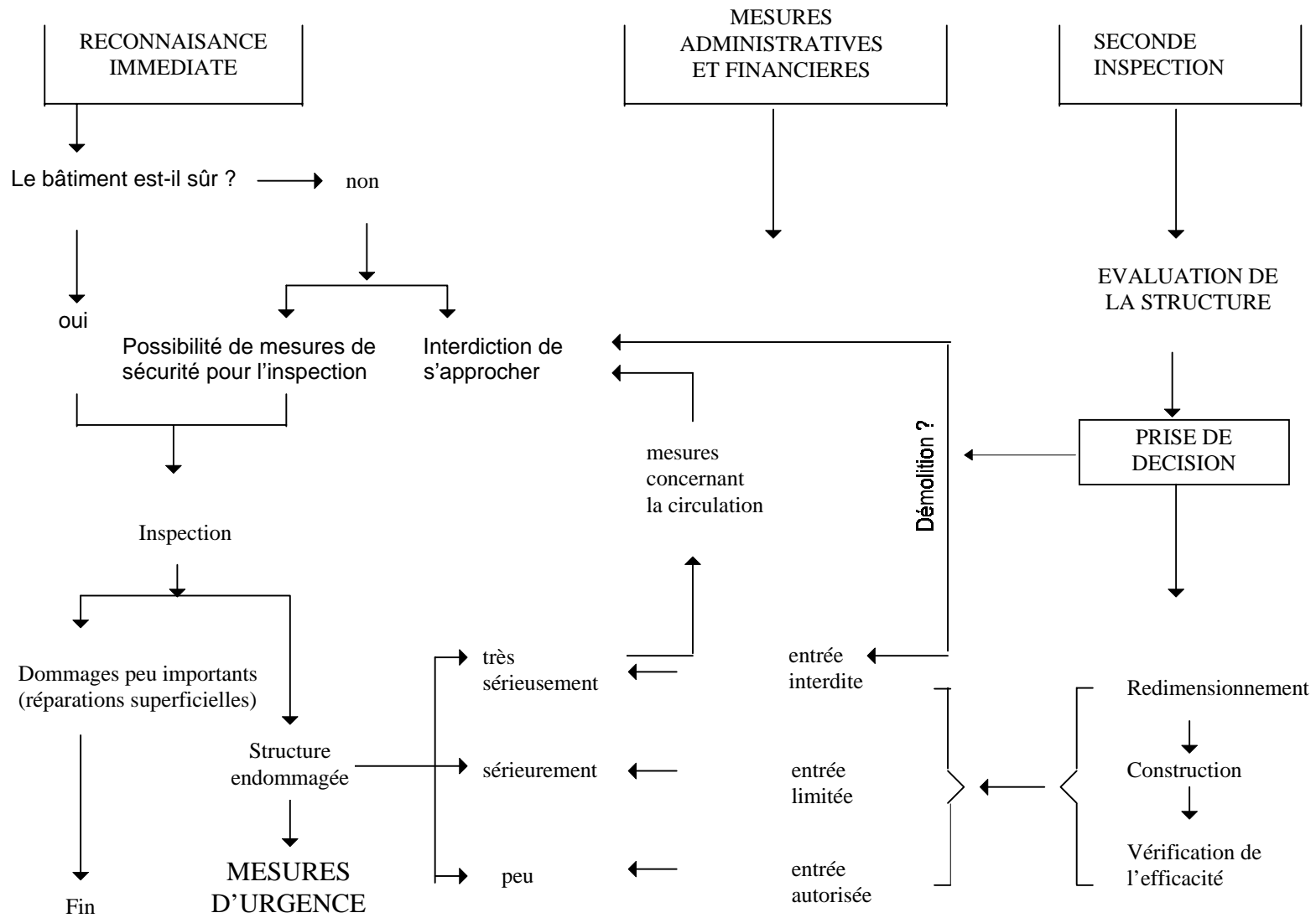
Des mesures immédiates peuvent consister en :

- (i) une démolition urgente des parties dont l'effondrement est possible ;
- (ii) un enlèvement des débris détachés ;
- (iii) une réduction ou un enlèvement des charges lourdes ;
- (iv) un étaieement vertical et un étançonement (par exemple : échafaudage industriel, poutres croisées, éléments en bois ou profilés métalliques etc...) ;
- (v) une mise en place d'appuis horizontaux ;
- (vi) une mise en place de tirants ou de ceinturages, d'étais, de butons, d'éléments de contreventement ou de remplissage et de systèmes de soutènement extérieurs.

(2) Le choix des mesures d'urgence provisoires (combinées parfois avec des mesures d'amélioration définitives) dépend également d'autres paramètres, tels que l'évolution éventuelle des dommages, le comportement global estimé lors de répliques, et les considérations de coût et de planification.

(3) On doit faire attention aux éventuelles interactions défavorables entre les moyens de soutènement et le bâtiment existant (par exemple : effets de cisaillement local, chocs).

Figure A.1 : Organigramme d'ensemble des mesures post-sismiques
Organigramme d'ensemble des mesures post-sismiques



ANNEXE B (Informative)

Informations nécessaires pour l'évaluation de la structure.

B1 Information générale et historique

- a) Date de la construction, code appliqué lors du dimensionnement d'origine, estimation de la valeur économique résiduelle du bâtiment, et informations tirées du dossier du contrôle de la qualité pendant la construction (s'il existe).
- b) Etude des documents de dimensionnement ; elle comporte l'examen des plans d'exécution pour vérifier que les dispositions constructives prévues ont été correctement mises en œuvre, ainsi que des calculs pour vérifier l'évaluation des effets des actions et le dimensionnement, particulièrement pour les éléments endommagés (s'ils existent) etc...
- c) Collecte d'informations concernant les conditions précédentes du bâtiment, incluant les éventuels travaux antérieurs de réparation ou de renforcement, le comportement lors de séismes précédents, les dommages pré-existants, l'existence possible d'excavations dans le voisinage immédiat, etc... Les performances durant des séismes précédents constituent une information qui doit être prise en compte de manière appropriée, en tant que test global et naturel de la structure ; ce type d'information peut contribuer largement à la calibration numérique des méthodes d'évaluation et à la prise de décisions.

B2 Données de l'inspection⁷

- a) Examen visuel et identification du système de structure pour permettre un jugement ultérieur (et/ou des calculs) concernant le bien fondé de la conception structurale (composition, régularité etc...) et l'aptitude des éléments porteurs du bâtiment à reprendre les charges verticales.
- b) Identification d'erreurs grossières possibles :
 - en matière de conception (particulièrement celle concernant la résistance aux séismes),
 - lors de la construction et de la mise en œuvre des dispositions constructives,
 - en matière d'entretien et de mauvaise exploitation éventuelle.
- c) Réalisation d'esquisses (en plan et en élévation) des dommages éventuels des éléments porteurs et secondaires (non structuraux). Photographies des éléments endommagés, permettant une vue d'ensemble du niveau et du caractère des dommages. Description de la cinématique d'effondrement de quelques éléments structuraux ou non structuraux, si le cas se présente. Des enregistrements vidéo sont utiles pour établir les relations spatiales entre les éléments et l'étendue des dommages.
- d) Investigation et description de l'état des éléments non structuraux (puisque leur comportement après endommagement peut affecter défavorablement le comportement des éléments de la structure), et réévaluation de leur éventuelle contribution structurale.
- e) Niveau et étendue des dégradations éventuelles des matériaux, dues aux influences de l'environnement (par exemple : usure mécanique, de composition chimique ou corrosion des matériaux).

⁷ Il y a lieu de s'assurer au préalable que la structure ne présente pas de danger lors de l'inspection par des spécialistes.

f) Examen de bâtiments voisins, ayant des schémas structuraux similaires, dans le but de faire un diagnostic par analyse des différences.

B3 Relevés in situ et essais de laboratoire

(1) Des relevés appropriés et des essais peuvent être réalisés in situ ou au laboratoire. Le choix des relevés et des essais doit être décidé dans chaque cas particulier.

(2) Les investigations suivantes peuvent être effectuées :

a) Relevés géométriques des :

- dimensions des sections et des longueurs des éléments et des finitions, tels qu'ils ont été construits ;
- aplombs, nivellements, excentricités ;
- largeurs des fissures ou des pertes de contact dans les structures en béton ou en maçonnerie ;
- déformations et des discontinuités dans les nœuds des structures métalliques ou en bois ;
- déformations résiduelles de la structure ;
- évolution dans le temps des caractéristiques mentionnées ci-avant, dues particulièrement aux répliques (installation possible de capteurs de surveillance).

b) Reconnaissances de sol comportant :

- la description des fondations ;
- des fouilles en vue de l'inspection ;
- des forages, des prélèvements d'échantillons et des essais.

c) Détermination des propriétés mécaniques des matériaux :

- essais d'éprouvettes prélevées dans la structure ;
- essais in situ semi-destructifs ;
- méthodes non destructives ;
- essais physiques, chimiques et électriques in situ concernant les propriétés de durabilité.

Une évaluation statistique appropriée des résultats doit être réalisée.

d) Caractéristiques particulières des armatures (lorsqu'elles existent) :

- détection des armatures par mise à nu ou magnétique ;
- méthodes ultrasoniques et par radiographie gamma ;
- caractéristiques de résistance et de ductilité des échantillons en acier (estimation in situ et/ou en laboratoire) ;
- examen de l'état de corrosion par mesure du potentiel électrique ou par d'autres méthodes.

e) Caractéristiques particulières aux constructions métalliques :

- dimensions des profils, position par rapport aux axes et imperfections ;
- qualité de l'acier (limite élastique, résistance à la traction, soudabilité, dureté) ;
- type et dimensions des assemblages, position par rapports aux axes ;
- qualité des connecteurs.

f) Caractéristiques particulières à la maçonnerie :

- données géométriques générales ;
- épaisseur moyenne des joints de pose et résistance du mortier ;

- dimensions moyennes et résistance des éléments ;
- raccordement entre les murs transversaux ;
- liaisons transversales entre les unités à travers le mur (telles que tirants, anneaux etc.) ;
- classification des formes des pierres (brutes, blocs), identification d'éventuels panneaux verticaux ;
- essais de résistance de la maçonnerie in situ ;
- estimation du volume des vides intérieurs.

g) Essais sous charge globale :

- quand on peut les obtenir, les caractéristiques vibratoires (période propre et amortissement) de la structure ou d'un sous-ensemble de la structure peuvent fournir des informations importantes sur le niveau des dommages. A cette fin on peut utiliser la microsismicité ou d'autres méthodes d'excitation, ainsi que des vibrations harmoniques forcées ;
- dans quelques cas particuliers, le chargement statique vertical peut également être utile.

Nota : Pour évaluer le risque d'explosion ou d'incendie, il peut être nécessaire d'examiner l'état de certains équipements, notamment ceux qui utilisent l'électricité ou le gaz, bien que cet examen ne fasse pas partie de l'évaluation structurale.

ANNEXE C (Informative)

Bases de conception des documents justificatifs, permettant de prendre des valeurs réduites de a_g (accélération maximale efficace du sol) pour les opérations d'évaluation et de redimensionnement.

Les documents peuvent suivre le schéma présenté ci-dessous :

- (1) Rappel de quelques résultats scientifiques :

$$a_g = \exp [k_1 \log T_m + k_2]$$

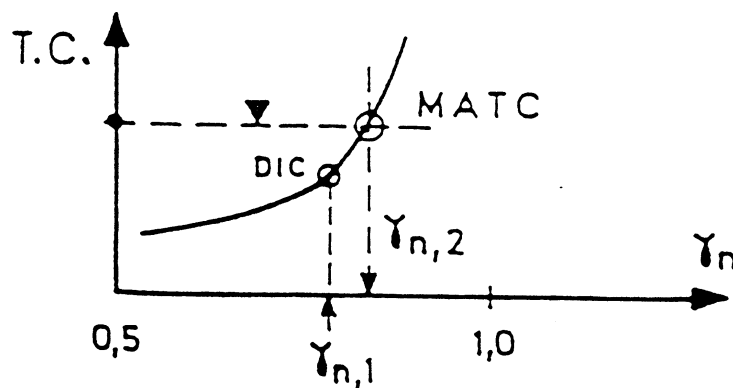
$$T_m = -L_t / \ln (1 - P_f)$$

avec : T_m : la période de retour moyenne de l'accélération du sol
 L_t : la durée (de vie) de référence et
 P_f : la probabilité de dépasser a_g durant L_t
 k_1, k_2 : paramètres dépendant du site

En procédant ainsi, la correspondance entre les valeurs a_g ci-dessus et celles indiquées dans le document de dimensionnement doit être établie.

- (2) En maintenant P_f constant, les périodes de référence L_t plus courtes que les 50 ans usuels (à condition qu'elles aient moins de 20 ans pour fixer les idées), conduisent à des valeurs de a_g dont l'ordre de grandeur représente les deux tiers des valeurs précisées par le code pour le dimensionnement des structures neuves.

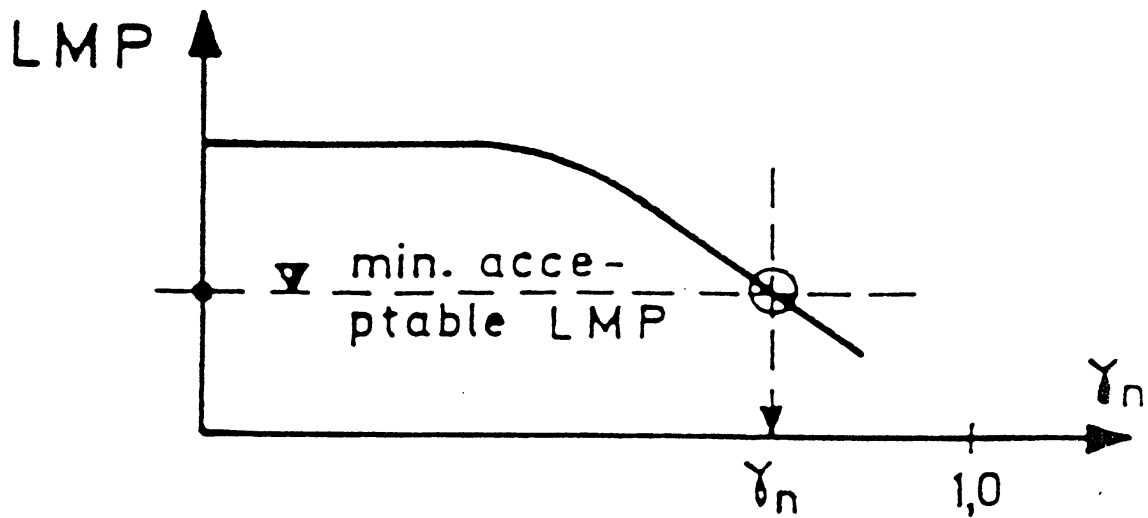
- (3) Dans le cas d'opérations très importantes de réparation ou de renforcement de centres urbains existants, des raisons économiques peuvent conduire à un coefficient de réduction γ_{n1} ou γ_{n2} à appliquer à l'accélération de calcul, suivant la procédure décrite dans la figure C1.



DIC point où commence une 'augmentation disproportionnée des coûts' en fonction de l'accélération de calcul.
 MATC maximum des coûts sociaux totaux compatibles avec le budget de l'opération.
 TC coûts totaux, y compris ceux dus à l'impossibilité d'occupation durant la réparation/renforcement.

Figure C1

- (4) Des considérations historiques (valables seulement pour certaines catégories de monuments) peuvent conduire à un coefficient de réduction γ_n , suivant la procédure décrite dans la figure C2.



LMP "niveau de performance monumentale" atteint, prenant en compte l'intégrité architecturale, le caractère réversible et la durabilité de l'intervention décidée pour la structure. (Des valeurs γ_n supérieures peuvent être obtenues dans le cas de grosses interventions, qui peuvent être inacceptables du point de vue de la "performance monumentale").

Figure C2

(5) Des combinaisons de réductions comme celles décrites aux (2), (3) ou (4) ci-avant ne sont pas acceptables.

ANNEXE D (Informative)

Méthodes de vulnérabilité

D.1 Introduction

D.1.1 Domaine d'application

(1) Typiquement les estimations de la vulnérabilité concernent une population d'objets, plutôt que des objets isolés, et conduisent à l'évaluation du risque (sismique). Le risque est une quantité liée au dommage futur envisagé et dépend de la vulnérabilité, de l'aléa (lié aux actions sismiques) et de l'exposition (liée à la "valeur" des objets concernés et aux conséquences possibles sur les vies humaines).

(2) La vulnérabilité peut être définie (en termes de dommage prévisible), comme la réponse de la structure ou des systèmes à des actions extérieures bien définies ; en particulier la "vulnérabilité sismique" s'il s'agit d'actions sismiques. Les structures peuvent être des bâtiments résidentiels, des usines et des installations, des monuments, des ponts etc.... les systèmes peuvent être des réseaux de distribution, de transports etc... L'évaluation de la vulnérabilité est très importante pour estimer le risque sismique, puisqu'elle est souvent le facteur dominant parmi les trois qui concourent au risque ; dans de nombreuses villes ou villages anciens d'Europe, le risque sismique résulte surtout d'une forte vulnérabilité de la construction plutôt que d'un aléa sismique important.

(3) Dans la présente Annexe, seuls les bâtiments sont considérés, comme les maisons en maçonnerie, et les maisons en béton armé ; les bâtiments industriels et les bâtiments monumentaux sont également pris en considération.

D.1.2 Aléa sismique

(1) La sismicité d'une zone donnée sera définie par les autorités compétentes dans des termes de a_g efficace (voir paragraphe 4.1 de l'ENV 1998-1-1 : 1994). Dans quelques cas particuliers, et en se référant, si possible à l'application des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité, la sismicité peut être définie en termes d'intensité macrosismique. Dans le but d'atténuer le risque sismique dans les zones urbaines existantes, la seconde définition peut être plus appropriée lorsqu'il s'agit de bâtiment en maçonnerie ou en bois, particulièrement dans les villes historiques. Des corrélations entre les deux échelles peuvent être disponibles localement, ou être développées dans l'avenir.

(2) Dans le but d'évaluer le risque, la meilleure approche consiste à définir la sismicité en termes de période de retour en fonction de l'intensité (échelle d'intensité, ou a_g) ou par la probabilité de dépassement, définie comme probabilité $p(i/t)$ de dépassement de l'intensité $I = i$ dans le temps t . Ce type d'information (disponible partout sur un territoire), autorise le dessin de contours d'intensité égale pour une période de retour donnée.

(3) Il est important d'affiner la définition de la sismicité, chaque fois que cela est possible, en indiquant l'amplification locale probable, due aux conditions de sol et à la morphologie de ce dernier, ainsi que la modification éventuelle du spectre de réponse (Spectre de réponse dépendant du site : voir ENV 1998-1-1).

Ce type de données est particulièrement important lorsqu'on a à faire à des bâtiments monumentaux de premier ordre, puisqu'une estimation précise du risque permet l'optimisation de l'intervention sur la structure.

D.1.3 Vulnérabilité

(1) L'évaluation de la vulnérabilité est réalisée en général sur des populations comme les bâtiments des zones urbaines, afin de fournir des informations sur l'ensemble plutôt que sur des spécimens isolés. Une telle information peut être utilisée directement dans un modèle de risque, ou encore comme donnée d'entrée pour un nombre d'analyses de portée plus générale, telles que l'évaluation des priorités, les hypothèses et les coûts de modernisation, les analyses coûts-bénéfices, les stratégies optimales pour l'intervention etc...

(2) Dans certains cas (particulièrement dans les modèles ayant pour but la quantification du risque), les informations recueillies sont résumées de manière significative au moyen d'un indice de vulnérabilité ; mais le plus souvent une telle simplification est trompeuse et l'ensemble des informations de toute nature (calculs d'ingénierie courante, mais également ensembles flous, jugements synthétiques, valeurs culturelles, dessins, photographies, textes, données historiques, implications sociales) doivent être retenues. Ce type d'informations hétérogènes peut être exploité au moyen de la technologie de l'information, destiné plus particulièrement à traiter des données de différentes natures pour aider à l'évaluation et à la prise de décisions.

(3) L'évaluation de la vulnérabilité peut être entreprise à des niveaux différents en termes de complexité et donc de précision : à la limite supérieure on peut considérer une analyse détaillée pour chaque structure ; à l'autre extrême, une démarche très simple et rapide est adoptée, en mesure de fournir une réponse en quelques minutes, en général sur la base d'un avis d'expert. Le niveau à adopter dépend du but poursuivi.

(4) En plus de l'analyse complète de la structure, on peut distinguer les trois niveaux d'évaluation suivants :

Niveau I, très simple et rapide (par ex : moins d'une heure) ; il est approprié pour l'évaluation du risque concernant de fortes populations ; seule une information synthétique est recherchée, comme l'âge du bâtiment ou la typologie de la structure ; les incertitudes liées à une telle information peuvent être prises en compte et introduites dans le modèle de risque ; ceci est fait souvent en utilisant ce qu'on appelle les "Matrices de probabilité des dommages", qui donnent la probabilité des divers niveaux de dommages, pour chaque niveau d'aléa et pour les différentes typologies structurales. Ce niveau d'évaluation n'est pas traité par le présent document.

Niveau II, plus détaillé et plus long (par exemple : au plus une demi-journée pour un bâtiment), impliquant certains relevés géométriques.

Niveau III impliquant des mesurages mécaniques, utilisant par exemple un laboratoire forain.

(5) La définition des données à recueillir pour chaque niveau doit être suffisamment précise afin de leur assurer une validité permanente, alors que les méthodes pour leur traitement et leur utilisation peuvent changer dans le temps :

- a) la plupart de données concernant la structure, mais il faut également considérer des éléments qui, bien qu'ils ne fassent pas partie de la structure exercent une influence sur le risque sismique : ils se rapportent au bâtiment (comme par exemple l'existence de murs de remplissage) et à l'environnement proche (typiquement la largeur de la rue) ;
- b) Lorsqu'elles sont disponibles les données concernant les dommages dûs à des séismes précédents, doivent être collectées avec la plus grande exactitude et la plus grande exhaustivité : la procédure de rassemblement des données doit faire partie de la méthode de vulnérabilité ;
- c) Les données sismiques historiques, potentiellement disponibles pour la zone bâtie, constituent une pièce d'information très importante : ces données doivent être collectées soit dans les documents concernant les bâtiments isolés, soit dans un document séparé relatif à l'ensemble de la zone ;
- d) Lorsqu'on sait que les bâtiments de la zone à laquelle on s'intéresse ont été construits en respectant un code différent du code actuellement en vigueur, il est important d'essayer d'évaluer la pertinence des principales dispositions de l'ancien code et la mesure dans laquelle elles ont été respectées.
- e) Toutes les informations potentiellement utiles pour la conception et le dimensionnement de l'intervention sur la structure de bâtiments isolés et/ou pur la réduction du risque en termes généraux, doivent être collectées ; à savoir :
 - (i) information concernant le comportement des bâtiments typiques de la zone, durant les séismes antérieurs ;
 - (ii) information sur les matériaux de construction et la qualification de la main d'œuvre à l'époque de la construction ;
 - (iii) information sur les mesures de modernisation utilisées avec succès dans le passé ;
 - (iv) information sur les problèmes d'urgence les plus significatifs des séismes antérieurs.
 - (v) information utile pour décider si un procédé de démolition de bâtiments isolés, suivie par la reconstruction, peut constituer une solution meilleure que la réparation (même si la reconstruction a lieu dans une zone différente).

D.1.4 Exposition

(1) L'évaluation de l'exposition aux séismes est une opération importante relativement facile à réaliser, mais qui ne doit pas être sous-estimée. Les données qui doivent être collectées concernent le nombre de vies humaines multiplié par la durée de leur présence (c'est-à-dire de l'occupation), et/ou la valeur économique du bâtiment, et/ou son contenu, et/ou la valeur historique/artistique du bâtiment, et/ou les activités qui ont lieu dans le bâtiment.

(2) En terme d'exposition, on peut considérer plus particulièrement cinq catégories de bâtiments :

- a) Bâtiments courants, où les gens vivent et exécutent des activités courantes : petits magasins, laboratoires etc... ; ici la composante principale de l'exposition est l'occupation, telle que définie ci-dessus.

b) Bâtiments importants, comme les écoles, certains bâtiments sanitaires, les grands magasins, les bureaux publics, les salles de spectacles etc..., une fois de plus la composante principale est l'occupation, accompagnée par un certain genre de coefficient "d'importance" et une description indispensable de la nature de l'occupation et des problèmes éventuels liés aux périodes d'urgence.

c) Bâtiments industriels : là, l'exposition est caractérisée par une forte variabilité due aux situations possibles suivantes :

- (i) exposition très faible en termes de risque : dépôts de matériaux non dangereux, avec l'implication d'un nombre réduit de personnes.
- (ii) expositions "normale", avec un aléa faible en termes de matériaux concernés et avec un nombre de personnes impliquées qui n'est pas particulièrement important ;
- (iii) exposition forte, due à un grand nombre de personnes impliquées dans le bâtiment même ;
- (iv) exposition forte en termes de conséquences des dommages, une zone autour du bâtiment étant affectée par le risque et de nombreuses personnes pouvant être impliquées.

d) Bâtiments stratégiques, qui ont un rôle fonctionnel important, en général et en particulier après un événement sismique majeur. Les bâtiments typiquement stratégiques sont les grands hôpitaux, les bâtiments municipaux et administratifs, les postes de police, les casernes de pompiers, les centrales électriques, les bâtiments de télécommunication etc... Etant donné le rôle de ces bâtiments, ils doivent être capables, non seulement de résister à l'effondrement dans le cas d'un séisme majeur, mais également de maintenir leur capacité opérationnelle, dans une mesure plus ou moins totale. Cet aspect doit être traité de manière explicite dans l'estimation de l'exposition.

e) Bâtiments monumentaux : là aussi, l'occupation est souvent une composante importante, mais le paramètre spécifique de l'exposition est la "valeur culturelle" du bâtiment. Celle-ci est manifestement un paramètre fort difficile à définir, et le problème ne peut être résolu par des personnes chargées de l'estimation de l'exposition ; à ce sujet les décisions doivent être prises par les autorités.

(3) En fonction du type des bâtiment concerné, les données caractérisant l'exposition sont soit groupées avec les données de la vulnérabilité, (particulièrement pour les bâtiments courants), soit conservées séparément (en particulier pour les bâtiments stratégiques).

(4) Le niveau et les détails de l'estimation de la vulnérabilité sont à définir en fonction de la nature et du niveau de l'exposition ; plus particulièrement, un niveau supérieur doit être demandé pour les bâtiments stratégiques. Des approches particulières doivent être indiquées pour les bâtiments monumentaux ou pour les bâtiments industriels caractérisés par des schémas structuraux peu répandus.

D.2 Vulnérabilité des bâtiments

(1) Le présent article est principalement concerné par le II^{ème} niveau de l'estimation de la vulnérabilité. Les cas suivants seront considérés : maisons en maçonnerie, maisons en béton armé, bâtiments industriels, bâtiments monumentaux.

D.2.1 Maisons en maçonnerie

(1) Pour les bâtiments en maçonnerie une définition de niveau II de la vulnérabilité est encore assez simple pour permettre la collecte des données en quelques heures.

(2) Les éléments essentiels sont les suivants :

- a) une typologie de la structure doit être identifiée, afin de déterminer les mécanismes résistants de la structure ;
- b) les éléments principaux de la structure doivent être identifiés dans des termes qualitatifs et quantitatifs ;
- c) les données collectées doivent permettre la définition quantitative d'un indice de vulnérabilité ;
- d) l'indice de vulnérabilité doit permettre la prévision des dommages produits par des intensités sismiques données, selon une définition quantitative appropriée du dommage lui même.

(3) La totalité de la procédure doit être formulée en termes généraux : typologies à prendre en compte, données à collecter, domaine et limites d'application, possibilité d'élaborer et d'appliquer des recommandations ou des codes de bonne pratique particulièrement dans le cas de bâtiments faisant partie des centres historiques.

D.2.2 Maisons en béton armé

(1) Les concepts sont semblables à ceux que l'on applique aux bâtiments en maçonnerie. La disposition la plus commune peut être la structure à portiques , la présence des murs de remplissage doit être identifiée et prise en compte dans la définition de la vulnérabilité. Dans d'autres cas, des murs structuraux peuvent être présents, seuls, ou en complément aux portiques ; leur présence doit être identifiée.

(2) Dans le cas des bâtiments en béton armé des modèles analytiques appropriés peuvent donner à l'indice de vulnérabilité la signification d'accélération maximale à laquelle peut résister la structure , en se référant à deux états limites : "dommages faibles" et "effondrement". De cette façon, l'information de vulnérabilité, utilisée comme donnée d'entrée du modèle de risques, permettrait de prédire directement le dommage, en se basant sur des courbes d'égale probabilité mentionnées en D.1.2.

D.2.3 Bâtiments industriels

(1) Ces bâtiments sont caractérisés par une grande variété de typologies structurales. Des guides spécifiques sont à fournir pour un certain nombre de catégories structurales bien définies.

D.2.4 Bâtiments monumentaux

(1) Dans ce cas, il est utile de faire la distinction entre deux catégories de bâtiments à valeur culturelle :

- Les monuments, c'est-à-dire les bâtiments qui représentent une valeur importante "culturelle" propre justifiant la préservation complète du bâtiment, y compris de son caractère architectural, typologique et matériel ;
- Les bâtiments historiques, c'est-à-dire les bâtiments situés dans des zones qui ont une "valeur culturelle" d'ensemble (zone urbaine historique), alors que le bâtiment même n'est pas un monument. Ceci implique le fait que sa préservation concerne le caractère général des techniques de construction typiques dans toute la zone.

(2) La méthodologie de collecte des données de vulnérabilité et leur utilisation doit accorder une grande importance à tous les aspects spécifiques liés à l'identité architecturale, à l'histoire et à la préservation. Il appartient aux autorités nationales de fournir des instructions pour l'expertise, dépendant de la situation particulière aux diverses régions du pays concerné.

(3) La définition de la vulnérabilité ne peut tenir compte seulement de la sécurité de la structure, particulièrement des dommages potentiels subis par ses éléments ; elle doit rendre compte également des conséquences éventuelles en termes de "dommage culturel". Par exemple une fissure dans un mur décoré, qui peut être désignée comme un dommage mineur du point de vue de la structure, peut constituer un dommage très sérieux du point de vue artistique.

(4) La différence entre monuments et bâtiments historiques doit apparaître uniquement dans la spécificité ; le monument est souvent un bâtiment unique, avec une structure spécifique, alors que les bâtiments historiques sont des composantes d'une population, ayant certains caractères communs. Pour de tels bâtiments, l'étude de vulnérabilité peut prendre, si l'on peut dire, le caractère de l'estimation d'une "structure générale" rassemblant les informations sur la situation, sur l'histoire sous tous ses aspects et sur les interventions possibles, en tenant compte de la protection sismique future ainsi que de la préservation. Dans ce contexte une étude précise de niveau II, menée selon les instructions des autorités compétentes, doit aboutir à une sorte de recommandation, utilisable comme cadre général pour les interventions sur les bâtiments. Les méthodes d'étude applicables aux bâtiments "courants" doivent être évitées ou bien utilisées avec précaution, dû à l'importance prédominante des aspects culturels et historiques.

D.3 Commentaires concernant le niveau III

(1) Les différences principales par rapport au niveau II sont :

- a) la connaissance instrumentale de certaines propriétés mécaniques mesurées directement sur la structure ;
- b) un relevé géométrique plus précis ;
- c) un modèle de calcul plus précis, rendu possible par les données complémentaires mentionnées ci-dessus.

(2) Ainsi, une estimation de niveau III doit suivre en général les dispositions de cette Prénorme. Une évaluation de niveau III avec de telles caractéristiques peut être pourvue, pour des bâtiments uniques de grande importance, comme les bâtiments stratégiques et les bâtiments représentatifs d'une population, afin d'étalonner les résultats d'une étude générale menée à un niveau inférieur.

ANNEXE E (Informative)

Assurance de la qualité des interventions.

E.1 Assurance de la qualité

(1) Pour la réussite d'une intervention sur la structure, des dispositions complémentaires sont nécessaires, afin d'assurer la qualité du dimensionnement, de l'exécution et de l'entretien. Les autorités compétentes peuvent émettre, à ce sujet, des spécifications détaillées pour assurer un niveau d'assurance de la qualité sensiblement supérieur à celui des constructions neuves. Pour ce faire, les aspects exposés dans les alinéas ci-dessous doivent être dûment traités, en fonction de l'importance des structures réparées ou renforcées, ainsi que du degré de complexité des techniques d'intervention utilisées.

(2) Par opposition aux structures neuves, un tel accroissement du niveau de l'assurance qualité est nécessaire dans le cas des structures réparées ou renforcées, pour les raisons suivantes :

- a) des matériaux plus nombreux et/ou plus modernes sont utilisés, augmentant potentiellement la probabilité d'erreurs grossières ;
- b) des sections en matériaux rajoutés, comparativement plus minces, sont utilisées, parfois dans des zones difficilement accessibles ; en conséquence la non-uniformité est plus probable ;
- c) Les propriétés structurales des éléments réparés sont imposées par les caractéristiques des interfaces entre les éléments existants et nouveaux ; ainsi les conditions d'environnement et
- d) les traitements de surface peuvent modifier de façon disproportionnée la performance de la structure finale.

E.2 Contrôle de qualité des documents de redimensionnement

(1) Un schéma approprié de vérification complémentaire des documents de redimensionnement doit être utilisé.

(2) Les schémas suivants peuvent être appliqués, en fonction de l'importance de chaque cas :

- a) Pas de vérification complémentaire dans le cas des structures simples traitées intégralement par des recommandations nationales de redimensionnement, si elles existent.
- b) Contrôle interne des documents de redimensionnement dans les autres cas de bâtiments normaux.
- c) Contrôle externe pour les structures présentant un intérêt public plus important.

(3) Les points suivants nécessitent des vérifications complémentaires particulières :

- a) L'interprétation de l'information et des données à partir des résultats des mesures.
- b) La modélisation de la capacité portante résiduelle.
- c) La pertinence des décisions prises.
- d) Le choix des coefficients de sécurité.
- e) La modélisation du comportement de la structure après l'intervention.
- f) Le dimensionnement des interfaces et des connexions.
- g) le caractère complet des descriptions techniques et des dessins.

E.3 Contrôle de qualité de la construction

- (1) Les documents de dimensionnement doivent décrire les dispositions appropriées de contrôle à appliquer dans des conditions données.
- (2) Dans tous les cas, l'entrepreneur doit soumettre au client un plan d'assurance qualité complet, tel que requis par l'appel d'offre et proportionné à l'importance du cas.
- (3) Les aspects suivants doivent être dûment traités :

E.3.1 Généralités

- a) Examen formel ou vérification des conditions relatives aux connaissances et à l'expérience du personnel.
- b) Vérification des conditions de sécurité durant l'exécution (accès et voies de secours, étaielement provisoire etc.).
- c) Inspection des certificats des matériaux et, éventuellement, essais de réception (composition, stabilité du volume, conditions d'utilisation etc.).
- d) Implications sur la santé de l'utilisation des matériaux potentiellement nocifs, ou de l'instrumentation in situ (par exemple radioactivité dans des radiographies gamma, etc.).
- e) Garantie de l'inspection appropriée par un ingénieur qualifié durant toute la période de construction et de réparation.
- f) Il y a lieu de préparer un plan d'action qui précise les étapes à franchir lorsque les procédures de l'assurance qualité montrent que la qualité requise n'est pas atteinte.

E.3.2 Traitement des surfaces

- a) Identification visuelle et/ou instrumentale de toutes les surfaces nécessitant l'intervention : un traitement de surface peut être nécessaire en tant que tel, ou comme étape préparatoire pour les interventions ultérieures, telles que l'adjonction de nouveaux matériaux de structure (paragraphe 3.4 de cette Annexe), etc.
- b) Des surfaces d'épreuve peuvent être choisies afin de vérifier l'efficacité des méthodes, de l'outillage et du personnel.
- c) Vérification de l'efficacité des techniques de nettoyage (projection d'abrasifs, eau sous pression, desincrustation mécanique, thermique, chimique).
- d) Vérification de l'efficacité du traitement de surface final (protection anticorrosive, peinture, béton projeté etc.), essai éventuel in situ.
- e) Dans des cas importants, il est recommandé de préparer et de signer les protocoles d'acceptation pour chaque surface traitée.

E.3.3 Réparation des fissures et/ou des empochements

- a) Vérification des procédés de nettoyage et de préparation, comme en E.3.2.
- b) Essai des matériaux de remplissage ou adhésifs.
- c) Mesure éventuelle des déformations locales produites pendant les procédures d'injection.
- d) Contrôle des contraintes et des déformations produites par l'application d'actions extérieures destinées à élargir les fissures avant leur remplissage.
- e) Inspection visuelle du travail final, prélèvement éventuel de carottes des aires de vérification choisies pour évaluer l'efficacité de l'injection.

E.3.4 Sections élargies

- a) Vérification de la préparation de la surface (E.3.2).
- b) Soudabilité des éléments en acier existants.
- c) Vérification du comportement structural des interfaces sur des éprouvettes séparées mises à l'échelle de manière appropriée, sous le type de chargement in situ envisagé (principalement des essais de cisaillement et d'arrachement du sandwich matériaux complémentaires/éléments adhésifs/matériaux existants).
- d) Vérification des mesures prises pour la durabilité des dispositions adoptées pour la réparation et le renforcement.
- e) Essais éventuels de chargement ou de vibration des éléments de bâtiment, des sous-ensembles ou de toute la structure.

E.3.5 Forces complémentaires induites

(1) Ce titre se rapporte aux interventions suivantes :

- Tirants
 - Précontraintes
 - Vérinage et calage (pour reniveler des murs ou des appuis).
- a) Examen et réalisation éventuelle d'essais préalables des zones où des forces concentrées seront appliquées (y compris les zones d'ancrage).
 - b) Mesures directes et mesures permettant des vérifications croisées, des forces appliquées et de leur évolution dans le temps (pertes).

- c) Vérification d'interactions éventuelles avec d'autres catégories d'interventions (par exemple : réouverture possible de fissures).
- d) Mesures de contraintes et de déformations de la structure durant l'application des forces et comparaison avec les valeurs envisagées.
- e) Contrôle des déplacements transversaux inacceptables.
- f) Contrôle des mesures anticorrosion.

E.4 Entretien

- (1) La forte sensibilité des interfaces vis-à-vis de la réparation/renforcement, ainsi que l'utilisation de matériaux non-traditionnels, impliquent la nécessité d'accorder une attention particulière aux conditions d'intervention pendant la durée de fonctionnement.
- (2) Dans les documents de redimensionnement des recommandations spéciales doivent être incluses concernant toutes les dispositions complémentaires périodiques éventuellement nécessaires, relatives aux zones réparées ou renforcées telles que :
 - a) L'inspection.
 - b) La vérification de l'efficacité (et l'intensification éventuelles) des mesures prises pour la durabilité.
 - c) Les essais (dans les cas d'importance majeure).

ANNEXE F (Informative)

Considérations particulières concernant les bâtiments historiques et les monuments.

F.1 Domaine d'application

(1) La présente annexe se propose de constituer un guide pour les interventions dans les zones sismiques qui concernent des bâtiments historiques et des monuments, c'est-à-dire des structures qui font l'objet d'un souci de préservation selon les définitions suivantes :

a) Un monument est une structure ayant une "valeur culturelle" tellement importante qu'il est nécessaire de garantir sa préservation en général avec ses caractères architectural, typologique et matériel.

b) Un bâtiment historique est un bâtiment appartenant à une zone urbaine qui représente une "valeur culturelle" dans son ensemble (zone urbaine historique) alors que le bâtiment lui-même n'est pas un monument. Ceci veut dire que la préservation concerne le caractère général des techniques de construction typiques dans toute la zone.

(2) Les dispositions de la présente Prénomme sont valables. Toutefois le nouveau concept de la préservation peut donner lieu à certains problèmes d'évaluation et de prise de décision concernant la protection sismique. Il faut garder à l'esprit que le renforcement, afin d'assurer la résistance sismique théorique, applicable aux structures neuves, peut endommager parfois le caractère architectural d'un bâtiment historique, sans parler des atteintes à l'aspect d'un monument.

(3) En général, la protection sismique d'un bâtiment est destinée à la protection des personnes et à la protection de certaines valeurs matérielles (valeurs qui peuvent être exprimées en termes monétaires). Dans le cas d'un monument, la valeur "culturelle" doit être également préservée, en plus de la sauvegarde des vies humaines impliquées. D'où la nécessité de certains concepts, définitions et méthodes nouvelles.

F.2 Information concernant l'évaluation de la structure

(1) Dans le cas d'un monument ou d'un bâtiment historique, l'information est basée principalement sur l'évidence factuelle assurée par des séismes antérieures et sur la connaissance des technologies du bâtiment appartenant au passé.

(2) Si un monument, ou une zone urbaine historique, ont résisté au plus fort séisme historique du site, en subissant certains dommages connus, cette information peut être généralement suffisante pour prendre des décisions concernant la sécurité sismique et pour suggérer des interventions éventuelles, en supposant néanmoins, que les conditions d'exploitation des bâtiments n'ont pas changé et que les propriétés mécaniques des structures n'ont pas été altérées par le délabrement ou par des modifications structurales.

(3) Dans tous les cas, une recherche plus spécifique et détaillée doit être réalisée, en ce qui concerne les propriétés des matériaux, les aspects géométriques, la typologie de la structure, les formes des fissures et les problèmes de fondations.

La même clause s'applique à une population de bâtiments dans le cadre d'une zone urbaine historique.

(4) Afin de favoriser une évaluation fiable, les documents dont le contenu figure ci-après doivent être consultés chaque fois qu'ils sont disponibles :

- a) catalogues des monuments et des sites historiques ;
- b) inventaire des sites historiques pour lesquels on dispose d'une sismicité historique longue et fiable, ainsi que d'une compilation d'informations concernant le comportement observé de chaque monument ou zone urbaine historique ;
- c) correspondance entre les données historiques macrosismiques et l'accélération maximale efficace du sol.

F.3 Evaluation

F.3.1 Généralités

(1) Dès l'achèvement de la recherche des caractéristiques techniques concernant l'état réel du bâtiment, la sécurité sismique réelle doit être évaluée. Dans une telle évaluation, on doit tenir compte des dommages possibles de parties significatives du bâtiment et d'éléments artistiques, même si ces dommages ne présentent pas d'importance pour la structure.

F.3.2 Evaluation dans le cas d'une sismicité historique sure.

(1) Si c'est le cas, cette information peut être considérée comme suffisante pour les décisions dans le domaine de la sécurité, concernant les monuments et les bâtiments historiques, sans calculs complémentaires.

F.3.3 Evaluation dans les autres cas.

(1) Dans tous les autres cas, les règles générales de cette Prénorme s'appliquent ; des méthodes analytiques appropriées, convenables pour les techniques de construction et les matériaux anciens, doivent être utilisées.

F.4 Prise de décisions pour la protection et la préservation sismique.

F.4.1 Dispositions post-sismiques immédiates.

(1) Les dispositions répertoriées pour les bâtiments courants peuvent être appliquées également aux monuments et aux bâtiments historiques, avec la recommandation supplémentaire que la préservation et les besoins artistiques peuvent exiger des actions spécifiques immédiates, telles que la protection provisoire contre les intempéries, au cas où la toiture serait endommagée et lorsque les décorations intérieures et le contenu constituent une partie majeure de la valeur de l'héritage culturel du bâtiment.

F.4.2 Critères pour l'intervention sur la structure.

(1) L'intervention sur des monuments ou des bâtiments historiques doit être conçue et organisé selon deux points complémentaires :

- a) les aspects historiques et artistiques qui indiquent ce qui est à préserver et dans quelle mesure ;
- b) les aspects d'ingénierie qui attirent l'attention sur les points faibles de la construction, proposant une intervention sur la structure.

(2) Les deux aspects doivent être pris en compte explicitement dans les documents de dimensionnement.

(3) Dans le cas des bâtiments historiques les décisions concernant l'occupation doivent être également prises en liaison avec les interventions proposées. Des codes de bonne pratique valides dans les zones urbaines correspondantes doivent être également pris en compte dans les cas de redimensionnement de bâtiments historiques.

F.4.3 Protection et préservation sismique.

(1) L'intervention doit toujours être conçue et dimensionnée de manière à ce que l'identité architecturale et constructive du bâtiment soit préservée.

(2) Ce n'est que lorsque la structure originale est nettement insuffisante pour résister aux séismes, que l'on doit envisager l'addition d'éléments structuraux contribuant à la résistance sismique. Toutefois, ces éléments complémentaires doivent satisfaire à l'exigence de compatibilité avec les caractéristiques architecturales et mécaniques de la construction.

F.4.4 Préservation et niveaux de sécurité.

(1) Le niveau de « Sécurité d'un monument » correspond à une situation dans laquelle il est envisagé que le séisme maximal probable (durant une période de référence spécifiée, sensiblement plus longue que pour des bâtiments courants), ne produit que des dommages réparables, sans dommages artistiques « fatals ».

(2) Lorsqu'il existe une contradiction entre la sécurité de la structure et l'intégrité architecturale/artistique, une analyse explicite coûts-bénéfices dans laquelle le bénéfice représente une augmentation de la sécurité et le coût une perte de l'intégrité architecturale, doit être effectuée. Dans de tels cas deux équipes de spécialistes des deux disciplines doivent débattre du problème et aboutir à une décision commune.

F.5 Intervention techniques et technologies.

(1) Les dispositions concernant les bâtiments courants ne sont applicables aux monuments et aux bâtiments historiques que si elles ne produisent pas des effets négatifs concernant la préservation.

(2) Les techniques d'intervention proposées pour un monument doivent satisfaire les exigences de préservation par l'application des critères suivants :

- a) Efficacité

L'intervention doit être efficace, et son efficacité doit être démontrée par des preuves qualitatives ou quantitatives.

b) Compatibilité

L'intervention doit être compatible avec la structure d'origine et avec ses matériaux, des points de vue chimique, mécanique, technique et architectural.

c) Durabilité

L'intervention doit être réalisée avec des matériaux et des techniques dont il a été démontré que leur durabilité est comparable à celle des autres matériaux du bâtiment. Une intervention moins durable est acceptée si un remplacement périodique est prévu.

d) Réversibilité

L'intervention doit être aussi réversible que possible, pour qu'elle puisse être supprimée si une décision différente est prise ultérieurement.

F.6 Assurance de qualité des interventions.

(1) Les concepts généraux contenus dans cette Prénorme s'appliquent avec l'attention complémentaire qui doit être accordée à l'aspect de la préservation.

ANNEXE G (Informative)

Dispositions particulières pour les structures en béton.

G.1 Domaine d'application

(1) La présente annexe expose les critères pour l'évaluation et le redimensionnement des bâtiments existants en béton soumis à des actions sismiques.

(2) Bien que les dispositions de l'annexe puissent être appliquées à toutes les catégories de structures en béton, la réparation et le renforcement des structures autres que celles de bâtiments peuvent nécessiter des dispositions complémentaires.

G.2 Informations pour l'évaluation de la structure.

(1) Référence est faite à l'article 2 et à l'annexe B de la présente Prénorme.

(2) Une attention particulière doit être accordée aux défauts « cachés » tels que le confinement insuffisant dans les zones critiques potentielles ou dans les nœuds poteau/poutre, l'insuffisance de longueur de recouvrement des armatures longitudinales, la possibilité de corrosion extensive des armatures, les poches de béton non compacté derrière des armatures denses, etc.

(3) Les décisions concernant la profondeur et l'étendue des investigations destructives locales (entailles) effectuées pour mettre en évidence les défauts cachés mentionnés en (2) ci-dessus, dépendent de facteurs comme l'importance, l'âge et la dégradation de la structure, la disponibilité d'informations sur le comportement durant des séismes antérieurs, la fiabilité et le coût d'investigations non destructives in-situ etc.

G.3 Evaluation de bâtiments existants.

G.3.1 Résistance des matériaux

(1) La résistance des matériaux existants est évaluée comme au paragraphe 3.3. de la présente Prénorme.

(2) La résistance in situ peut être plus faible au sommet du volume coulé ou en proximité d'une surface de coulage libre.

(3) Les carottes forées horizontalement sont généralement de 5 % à 10 % moins résistantes que celles forées verticalement à partir d'une sous-face.

G.3.2 Coefficients de sécurité partiels relatifs aux résistances.

(1) Pour les armatures les valeurs γ_s peuvent être réduites à $\gamma_s = 1,05$ dans les conditions suivantes :

a) La structure n'est pas considérablement endommagée.

b) Un prélèvement adéquate des armatures est effectué, ainsi leur diamètre et leur limite élastique seront connus. Puisque le prélèvement adéquat des armatures principales de gros diamètre de poteaux ou de poutres non endommagés peut conduire à un problème de rétablissement de la résistance des éléments, il y a lieu d'appliquer des méthodes non destructives (telles que l'essai de dureté réalisé in situ), ceci afin d'établir la variabilité et, si possible, de situer l'armature la plus faible de manière à limiter le nombre d'éprouvettes qui doivent être prélevées.

(2) Pour le béton les valeurs de γ_c peuvent être réduites à $\gamma_c = 1,20$ dans les conditions suivantes :

- a) les effets du fluage se sont déjà produits ;
- b) la résistance réelle du béton des éléments concernés du bâtiment a été évaluée expérimentalement in situ.

(3) Chaque fois qu'on a recours à une évaluation par le calcul des résistances, des coefficients appropriés du modèle-incertitude γ_{Rd} , doivent être introduits. A titre indicatif :

$\gamma_{Rd} = 1,30$ pour les catégories d'importance I et II

$\gamma_{Rd} = 1,10$ pour la catégorie d'importance III

$\gamma_{Rd} = 1,00$ pour la catégorie d'importance IV

G.3.3 Caractéristiques réelles de la structure des éléments en béton armé endommagés (résistance et raideur).

G.3.3.1 Méthode de calcul.

(1) Chaque fois que c'est possible, on doit utiliser une méthode basée entièrement sur le calcul (voir le paragraphe 3.4.1. de cette Prénorme) comme suit :

a) Les zones non endommagées doivent être modélisées comme spécifié dans l'Eurocode 8.

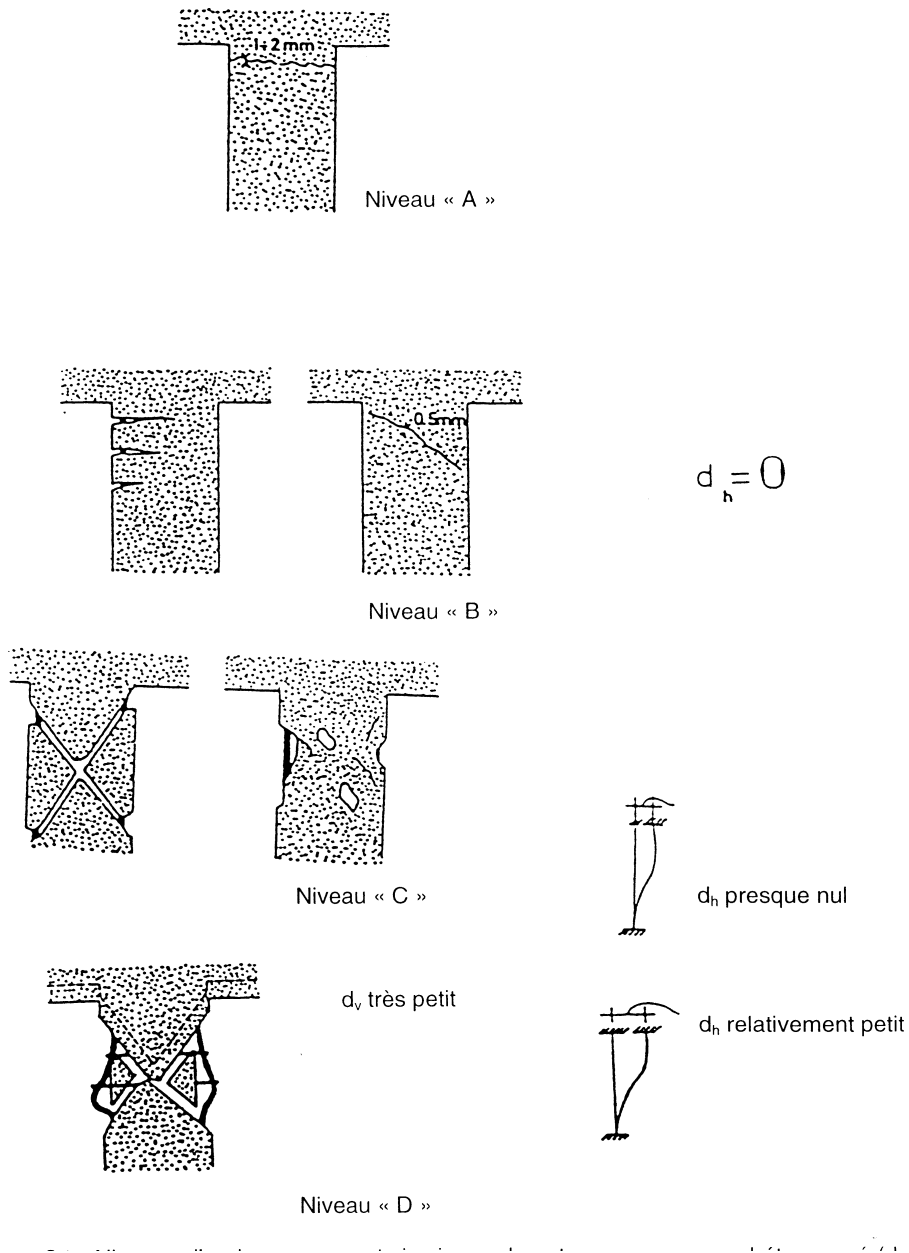
b) Les zones endommagées doivent être modélisées en utilisant des lois constitutives appropriées concernant les matériaux sursollicités et les discontinuités créées par les actions dommageables. Dans ce but, on peut utiliser également les modèles mentionnés en G.5. ci-après.

G.3.3.2 Méthode empirique

(1) Le niveau d'endommagement structural des éléments isolés des bâtiments peut être classé comme suit. Chaque niveau de dommage correspond à des caractéristiques de la structure, réduites par rapport à celles des éléments non endommagés :

Niveau « A » - : Fissures isolées ayant des ouvertures plus petites que 1 à 2 mm, à condition que des calculs simples montrent que ces fissures ne sont pas dues à l'insuffisance de la section d'armatures, mais plutôt à des défauts locaux (par exemple : joints de construction, actions des cloisons, chocs faibles, effets thermiques précoces etc.)

Niveau « B » : Plusieurs fissures importantes de flexion (de différentes ouvertures) ou fissures isolées diagonales d'effort tranchant (ayant en générale des ouvertures inférieures à 0,5 mm) , à conditions qu'elles ne soient pas associées à des déplacements permanents.



Figures G1 : Niveaux d'endommagement sismiques de poteaux ou murs en béton armé (d_h , d_v représentant les déplacements horizontal et vertical résiduels).

Niveau « C » : Fissures d'effort tranchant bidiagonales et/ou avec écaillage local important du béton, dû au cisaillement et à la compression, à condition qu'il ne soit pas associé à un déplacement résiduel appréciable. La fissuration des nœuds poteau-poutre est considéré comme un dommage de niveau « C ».

Niveau « D » : Ruine du noyau en béton ; flambement des armatures (l'élément de bâtiment devient discontinu mais ne s'effondre pas), à condition que de petites déformations résiduelles (autant verticales qu'horizontales) aient été observées. La désagrégation sévère des nœuds poteau-poutre est considérée comme un dommage de niveau « D ».

Niveau « E » : Effondrement partiel de un ou plusieurs éléments verticaux.

(2) Si les conditions présentées pour les déplacements résiduels ne sont pas satisfaites, le niveau de dommage correspondant doit être augmenté d'un niveau (c'est-à-dire le niveau « B » est considéré comme niveau « C » et ainsi de suite).

(3) Par référence au paragraphe 5.6.3 (2) de cette Prénorme, l'estimation de la résistance résiduelle R_{res} et de la raideur K_{res} des zones endommagées, comparées aux valeurs respectives R_o et K_o pour des situations avant endommagement, peut être faite à l'aide du tableau G1.

Tableau G1 : Valeurs de $r_R = \frac{R_{res}}{R_o}$ des poteaux ou des murs en béton armé endommagés.

Etat de l'entretien du bâtiment	Niveau de dommage (G.3.3.2(1))			
	A	B	C	D
Bon	0,95	0,75	0,45	0,15
Médiocre	0,85	0,65	0,35	0,00

Nota :

(i) Les valeurs pour l'évaluation de la raideur sont $r_R = \frac{K_{res}}{K_o} = 0,8 r_R$

(ii) Les caractéristiques résiduelles des poutres en béton armé peuvent être estimées, en gros, au moyen des mêmes rapports r .

G.3.4 Analyse avant intervention.

(1) Se rapporter au paragraphe 3.5 de la présente Prénorme .

G.3.5 Vérification

(1) Se rapporter au paragraphe 3.6.1 de la présente Prénorme.

(2) En l'absence de données quantitatives, un classement des niveaux de dommages du bâtiment dans son ensemble peut être possible. Dans ce but, pour un bâtiment en béton armé, le niveau de dommage global d'un étage, peut être estimé en utilisant le « rapport moyen pondéré de la capacité résiduelle » r_g :

$$r_g = \frac{\sum_{i=1}^n (V_{R0,i} r_{R,i})}{\sum_{i=1}^n V_{R0,i}} \quad (G1)$$

avec :

- i $i^{\text{ème}}$ élément vertical porteur du niveau considéré
- V_{R0} valeur de calcul de l'effort tranchant résistant due au mécanisme de transfert de l'effort tranchant par le béton (V_{cd}) selon l'Eurocode 2 :

$$V_{R0} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_l) + 0,15 v_d f_{cd}] b d$$
- $r_{R,i}$ coefficient de réduction de la résistance, comme dans le tableau G1.

(3) La vérification peut être faite sur la base du « rapport de capacité globale modifiée » r_f

$$r_f = k_R r_g / \gamma_l \quad (G2)$$

avec :

$k_R = 1,00$ pour les systèmes réguliers et $k_R = 0,80$ pour les systèmes non réguliers (tels que définis dans l'ENV 1998-1-2 : 1994)

γ_l coefficient d'importance (défini au paragraphe 3.7 de l'ENV 1998-1-2 : 1994).

(4) Par la suite une évaluation qualitative peut être faite comme ci-dessous :

Tableau G2 : Vérification qualitative d'un niveau des bâtiments en béton armé

Rapport de capacité globale modifiée	Vérification qualitative du niveau considéré
$r_f > 0,80$	défaut faible
$0,80 > r_f > 0,50$	défaut modéré
$0,50 > r_f$	défaut sévère

G4 Décisions pour l'intervention sur la structure

- (1) Référence est faite à l'art. 4 de la présente Prénorme.
- (2) En variante, le planing d'intervention sur les bâtiments endommagés peut être décidé en se basant sur les défauts des niveaux, tels qu'évalués au paragraphe G.3.5 ci-avant. Dans ce sens le tableau G3 peut être utilisé à titre de guide :

Tableau G3 : Priorité des réparations

Niveau considéré	Défaut		
	faible	modéré	severe
Plancher au rez-de-chaussée	1 ^{ère} priorité	immédiate (*)	immédiate (**)
Planchers supérieurs	2 ^{ème} priorité	1 ^{ère} priorité	immédiate (*)
Deux planchers supérieurs dans le cas des bâtiments ayant plus de 6 niveaux	3 ^{ème} priorité	2 ^{ème} priorité	1 ^{ère} priorité
(*) l'étalement doit être installé immédiatement, jusqu'à ce qu'on procède à la réparation.			
(**) la démolition éventuelle doit être également considérée dans ce cas.			

(3) Pour l'importance et le type d'intervention se rapporter au paragraphe 4.2.3 de la présente Prénorme.

(4) On doit également tenir compte de la capacité des fondations existantes de transmettre les effets des actions sismiques au sol, et de la nécessité éventuelle d'augmenter les dimensions des éléments de fondation, d'en ajouter de nouveaux etc.

(5) A cet égard, les charges permanentes existantes seront toujours transmises au sol par la partie ancienne des fondations. Les compléments à cette partie ne seront rendus actifs que par des charges permanentes complémentaires et par l'effet d'actions sismiques futures.

(6) Il y a lieu de tenir compte de la liaison entre les fondations nouvelles et anciennes, et, lorsque c'est réalisable, de relier entre elles les fondations adjacentes.

G5 Redimensionnement de la réparation et/ou du renforcement

G.5.1 Coefficient γ_M révisés

(1) Les coefficients de sécurité partiels, pour les caractéristiques des matériaux existants, doivent être adoptés comme en G.3.2 ci-dessus.

(2) Pour les caractéristiques des matériaux complémentaires, les coefficients γ_M doivent être augmentés, en justifiant :

- a) l'accessibilité et la facilité de la reconstruction ;
- b) le niveau du contrôle de qualité et de l'inspection sur le site.

(3) A défaut de plus de données plus précises, on peut utiliser les valeurs des coefficients des matériaux γ_M présentées dans les tableaux G4 et G5 et dans l'alinéa (4) ci-après, comparées aux valeurs normales de γ_M prévues dans l'Eurocode 2 :

Tableau G4 : Valeurs de γ'_c/γ_c pour le béton coulé sur place

Niveau du contrôle de qualité et de l'inspection sur le terrain	Epaisseur additionnelle			
	< 100 mm		> 100 mm	
	accessibilité		accessibilité	
	faible	normale	faible	normale
Elevé	1,2	1,1	1,0	1,0
Moyen	1,3	1,2	1,1	1,0

Tableau G5 : Valeurs de γ'_c/γ_c pour le béton projeté (mouillé ou sec)

Niveau du contrôle de qualité et de l'inspection sur le terrain	accessibilité	
	faible	normale
Elevé	1,3	1,2
Moyen	1,4	1,3

(4) Partout où on utilise la soudure ou d'autres moyens spéciaux d'ancrage, l'armature nouvelle doit être prise en compte avec $\gamma'_s/\gamma_s = 1,2$, sauf si on s'est assuré d'un contrôle complet de la soudure, et de l'existence de documents réglementaires spécifiques.

G.5.2 Transfert des forces aux interfaces

(1) Les modèles suivants de transfert de forces entre les matériaux existants et complémentaires, peuvent être utilisés dans les conditions suivantes :

- a) directement dans le dimensionnement de cas particuliers ;
- b) seulement pour la prévision de la résistance ultime des "assemblages" ;
- c) comme base commune pour étalonner d'autres règles de calcul simplifiées.

G.5.2.1 Compression agissant sur le béton existant

(1) Si l'on prend des mesures appropriées, la résistance à la compression perpendiculaire à l'interface peut être prise égale à la résistance à la compression la plus faibles des deux matériaux.

(2) Les déformations dues à la compression du béton existant et du béton nouveau sont plus importantes en proximité de l'interface. Ceci a comme résultat une valeur plus faible du module d'élasticité apparent du béton et des déformations moyennes plus fortes, particulièrement quand on s'approche de la résistance ultime. Dans les cas usuels, cet effet peut être négligé.

G.5.2.2 Adhérence entre le béton existant et le béton nouveau

(1) L'adhérence représente la résistance au cisaillement de l'interface, en l'absence d'un effort de compression normal sur cette interface et d'une armature de couture qui la traverserait. Cette adhérence est due essentiellement à une liaison chimique entre le béton existant et le béton nouveau. La valeur maximale de l'adhérence est atteinte pour des valeurs de glissement d'environ 0,01 à 0,02 mm, et est maintenue pratiquement constante jusqu'à des valeurs de glissement de l'ordre de 0,05 mm.

(2) Dans le cas d'un chargement monotone, la valeur de cette résistance d'adhérence peut être considérée égale à :

- a) $0,25 f_{ctk}$, pour des interfaces lisses non traitées, telles que les surfaces de béton ayant subi ou pas un finissage à la truelle.
- b) $0,75 f_{ctk}$, pour des interfaces rendues rugueuses artificiellement par sablage, ciselage etc.
- c) $1,00 f_{ctk}$, lorsque le béton nouveau est projeté contre l'ancien ou bien coulé après que l'interface ait été recouverte d'une couche adhésive (voir G.5.2.4).

où f_{ctk} représente la valeur caractéristique de la résistance à la traction du béton, la plus faible des deux matériaux.

(3) A cause du lissage de l'interface et de la perte éventuelle de l'adhérence chimique, des déplacements cycliques de grande amplitude le long de l'interface peuvent causer une réduction sensible ou même une perte totale de la résistance d'adhérence. C'est pour cette raison que dans les calculs de vérification, on ne peut pas compter en toute sécurité sur l'adhérence. Ceci est d'autant plus valable, lorsqu'en présence d'efforts de compression normaux à l'interface et/ou d'armatures de couture traversant cette dernière, il est envisagé que la résistance au cisaillement de l'interface ne devienne active que sous l'effet de valeurs de glissement relativement importantes.

G.5.2.3 Frottement entre les bétons nouveau et existant

(1) La valeur de calcul τ_{fud} de la résistance maximale au cisaillement d'une interface, en présence d'une contrainte σ_c perpendiculaire à cette interface, peut être calculée par les expressions suivantes :

- a) Le long d'une interface lisse, non traitée, telle que définie en G.5.2.2 ci-dessus :

$$\tau_{fud} = 0,4 \sigma_{cd} \quad (G.3)$$

où σ_{cd} est la valeur de la contrainte de compression normale dans la combinaison d'actions qui présentent de l'intérêt, incluant les effets de couture de l'armature traversant l'interface considérée (voir G.5.2.5 ci-après).

Si l'effet défavorable du frottement présente de l'intérêt, le coefficient 0,4 de la relation (G.3) doit être remplacé par 0,6.

On peut considérer que la force de frottement croît linéairement avec le glissement le long de l'interface, jusqu'à sa valeur maximale donnée dans la relation (G.1) correspondant à une valeur de glissement (en mm) égale à :

$$S_{fu} = 0,15 \sqrt{\sigma_{cd}} \quad (G.4)$$

avec σ_{cd} en MPa. Au-delà de cette valeur de s , la force de frottement peut être considérée constante jusqu'à des valeurs de glissement relativement importantes.

La variation cyclique des efforts et des déformations, parallèlement à l'interface, produit une dégradation significative de la résistance au frottement. Cette dégradation peut être exprimée par :

$$\tau_{fu,n} = \tau_{fu,1} (1 - \delta \sqrt{n-1}) \quad (G.5)$$

où $\tau_{fu,n}$ représente la contrainte de frottement maximale après n cycles pour une certaine valeur post-ultime du glissement et $\tau_{fu,1}$ la valeur correspondante en cas de chargement monotone. Le coefficient δ peut être pris égal à 0,15.

b) Le long d'une fissure ou d'une interface intentionnellement rugueuse, telle que définie en G.5.2.2 ci-avant ou d'une interface entre du béton projeté et du béton coulé en place :

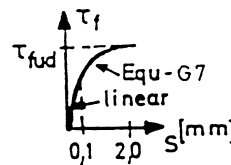
$$\tau_{fud} = 0,4 (f_{cd}^2 \sigma_{cd})^{1/3} \quad (G.6)$$

où f_{cd} est la valeur de calcul de la résistance à la compression du plus faible entre les bétons nouveau et ancien.

Si les effets défavorables du frottement présentent de l'intérêt, le coefficient 0,4 de la relation (G6) doit être remplacé par 0,65.

La force de frottement peut être considérée comme croissant linéairement avec le glissement le long de l'interface jusqu'à 50 % de la valeur maximale donnée par la relation (G6) et par une valeur de glissement de 0,1 mm. Au-delà de cette valeur de s , la contrainte de frottement peut être considérée comme croissant avec le glissement selon la relation (G.7) ci-dessous, jusqu'à la valeur de résistance donnée par la relation (G.6) qui est atteinte pour un glissement d'environ 2 mm.

$$\left(\frac{\tau_f}{\tau_{fud}} \right)^4 - 0,5 \left(\frac{\tau_f}{\tau_{fud}} \right)^3 = 0,3s - 0,03 \quad (G.7)$$



(s en mm)

La variation cyclique des force et des déformations parallèles à l'interface, produit le lissage de cette dernière et une réduction significative de la raideur pré-ultime au frottement. Cette dégradation peut être exprimée par :

$$\tau_{f,n}(s) = \tau_{f,1}(s) \left(1 - \left[0,002(n-1) \left(\frac{s : s_u}{\sigma_{cd} : f_{cd}} \right) \right]^{1/3} \right) \quad (G.8)$$

où $\tau_{f,n}(s)$ représente le maximum de la contrainte de frottement après n cycles de glissement s et $\tau_{f,1}(s)$ la valeur correspondante pour un chargement monotone. Le glissement ultime, s_u , peut être pris égal à 2 mm.

G.5.2.4 Transmission de l'effort tranchant par les couches d'adhésif

(1) La transmission des efforts tranchants par une interface béton-béton ou béton-acier peut être réalisée ou améliorée au moyen d'une couche appropriée d'adhésif située entre les parties à assembler. Toutefois, à cause de la sensibilité des adhésifs vis-à-vis des effets de l'environnement et du temps, on ne doit pas les considérer, dans le cas d'ouvrages définitifs, comme une première ligne de défense.

G.5.2.4.1 Transmission des forces du béton au béton par une couche de résine

(1) La valeur de calcul de la résistance à la compression à travers une interface remplie de résine peut être considérée égale à celle du béton. La résistance à la traction peut être considérée égale à la résistance caractéristique la plus faible du béton, divisée par un coefficient de sécurité du matériau $\gamma_M = 1,5$.

(2) Dans un assemblage bien préparé et exécuté, la résistance au cisaillement de l'ensemble béton-adhésif-béton est parfois plus forte que la résistance au cisaillement du béton.

(3) En conséquence, une telle interface peut être considérée comme présentant une cohésion égale à la résistance à la traction du béton. Contrairement à l'adhérence naturelle entre béton et béton, cette cohésion n'est pas perdue lorsque des glissements significatifs se produisent le long de l'interface ; c'est pour cette raison qu'on peut considérer que le frottement et l'effet de couture de l'armature (voir G.5.2.3. et G.5.2.4) contribuent simultanément à la résistance au cisaillement de l'interface, à condition que l'épaisseur de la couche de résine soit assez réduite et que le pourcentage de sa matière inerte représente moins de 1:3 du volume.

(4) Lorsque l'interface est soumise à une combinaison de cisaillement et de compression ("cisaillement oblique"), la résistance est régie par la combinaison entre la cohésion et le frottement. Toutefois, à cause de la sensibilité de l'adhérence de l'adhésif à l'humidité et à la température il est recommandé de négliger la contribution de la cohésion à la résistance à l'effort tranchant de l'interface dans les milieux en permanence mouillés ou très humides et avec des températures élevées.

G.5.2.4.2 Transmission des forces du béton à l'acier à travers une couche de résine

(1) La transmission des forces entre un plat d'acier et le béton a lieu à proximité du bout du plat, en direction des forces de traction dans le plat et du cisaillement le long de l'interface.

(2) Les concentrations importantes de contraintes de cisaillement (adhérence) et des contraintes de traction normales à l'interface, proches des bords du plat d'acier, peuvent causer le décollement de ce dernier et la rupture du béton par traction à proximité de l'interface adhésif-béton.

(3) Afin d'éviter une telle rupture, une force de traction normale à l'interface, d'une valeur égale à la force correspondant à la limite élastique du plat d'acier tendu $A_s f_{yk}$, doit être transmise au béton.

Dans ce but, il faut assurer à l'extrémité du plat une longueur "d'adhérence" ℓ_a égale au moins à :

$$\ell_a = \frac{f_{yk}}{f_{ctk} / \gamma_c} t_s \quad (G9)$$

où f_{ctk} est la résistance caractéristique réduite de traction du béton la plus faible, γ_c le coefficient de sécurité du matériau béton (égal à 1,5) et t_s l'épaisseur du plat en acier.

(4) En variante, la totalité de la force de traction du plat d'acier $A_s f_{yk}$ peut être transmise au béton par des connecteurs en acier tendus (voir G.5.2.6). Si l'élément en béton est un poteau ou une poutre, et que le plat en acier adhère par sa face tendue, les connecteurs peuvent être remplacés par des cornières fixées par une résine époxy, sur la face extérieure du plat d'acier d'une part, et sur les face latérales de l'élément en béton d'autre part.

Etant donné :

- a) la fragilité de la rupture par décollement, qui génère une propagation rapide loin de l'extrémité ancrée du plat d'acier,
- b) sa sensibilité aux défauts et discontinuités de la couche adhésive, et
- c) l'absence de fiabilité de la résistance à la traction du béton en surface,

il est recommandé de combiner la transmission par adhérence conformément à la relation (G.9) et la transmission de la totalité de la force de traction $A_s f_{yk}$ par les connecteurs.

G.5.2.5 Effet de couture de l'acier traversant des interfaces rugueuses

(1) Une armature en acier traversant perpendiculairement une fissure rugueuse, ou une surface rendue volontairement rugueuse (telle que définie en G.5.2.2.) ou encore l'interface entre du béton projeté et du béton coulé sur place, peut être considérée comme contribuant à la contrainte de couture σ_c de la relation (G.6) par sa force correspondant à la limite élastique répartie sur l'interface. Ainsi, la valeur maximale de calcul de la résistance de frottement peut être calculée comme suit :

$$\tau_{fud} = 0,4 \left[f_{cd}^2 (\sigma_{cd} + \rho f_{yd}) \right]^{1/3} \quad (G.10)$$

où f_{yd} est la limite élastique de calcul de l'armature de couture et ρ est son pourcentage.

(2) Afin d'être prises en compte en totalité dans la relation (G.10), les armatures traversant l'interface doivent être complètement ancrées contre l'arrachement des deux côtés de l'interface par adhérence et/ou par des dispositifs mécanique, tels que des plats d'ancrage. Les armatures insuffisamment ancrées, seront considérées seulement comme des goujons/ancres, selon G.5.2.6.

G.5.2.6 Transfert de forces par les connecteurs (goujons, ancrés)

(1) Les connecteurs utilisés pour les réparations et le renforcement sont supposés être montés dans du béton fissuré. Les connecteurs peuvent être utilisés à condition que la valeur nominale de la largeur des fissures envisagées comme pouvant se produire dans les éléments en béton armé ne dépasse pas 0,50 mm.

De plus, il y a lieu de vérifier que les connecteurs à utiliser conviennent à l'application envisagée. L'aptitude des connecteurs doit être vérifiée conformément au Guide EOTA européen pour l'approbation technique des connecteurs (connecteurs métalliques) pour utilisation dans le béton, de septembre 1994.

(2) Un connecteur agit comme un goujon lorsqu'il est soumis à un effort tranchant V , et comme une ancre lorsqu'il est soumis à une traction normale N . La valeur de calcul de l'effort tranchant ultime de l'action de goujon seul est désigné par V_{ud} , et celle de l'application normale ultime de l'action d'ancre pure par N_{ud} .

(3) Finalement les connecteurs soumis à une combinaison de N et V peuvent être considérés comme satisfaisant à la condition suivante :

$$\left(\frac{N}{N_{ud}}\right)^\alpha + \left(\frac{V}{V_{ud}}\right)^\alpha = 1 \quad (G.11)$$

avec :

N_{ud} la plus petite résistance de rupture sous l'effort normal,

V_{ud} la plus petite résistance de rupture sous l'effort tranchant,

$\alpha = 2,0$ lorsque les deux ruptures, de traction et d'effort tranchant, sont des ruptures de l'acier,

$\alpha = 1,5$ dans tous les autres cas.

(4) Si le connecteur est utilisé pour relier du béton nouveau au béton existant, des valeurs de calcul différentes des forces ultimes s'appliquent sur chaque côté de l'interface. Les valeurs de V_{ud} et N_{ud} sur l'un et l'autre côté de l'interface doivent être calculées et utilisées ensemble dans la relation (G.11) pour la vérification du connecteur.

G.5.2.6.1 Effort tranchant ultime V_{ud} d'un goujon

(1) La valeur de calcul de l'effort tranchant ultime V_{ud} d'un goujon dépend du mode de ruine comme indiqué ci-après :

a) Rupture par plastification de l'acier au cisaillement :

$$V_{ud} = \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (G.12)$$

avec :

A_s aire de la section du goujon

f_{yd} valeur de calcul de la limite élastique

Ce mode de ruine peut se produire dans des goujons éloignés des bords du béton. La distance minimale du bord, requise pour une telle ruine, dépend de plusieurs paramètres comme la résistance de l'acier et du béton, le nombre de connecteurs, l'épaisseur de l'élément et l'espacement des connecteurs.

b) Ecrasement et éclatement du béton, avec formation de rotules plastiques dans le goujon :

$$V_{ud} = \frac{1,65}{\gamma_m} A_s \sqrt{f_{yd} f_{cd}} \quad (G.13)$$

avec :

γ_w un coefficient de sécurité moyen du matériau, égal 1,3
 f_{cd} valeur de calcul de la résistance à la compression du béton

c) Rupture latérale du cône en béton (en N)

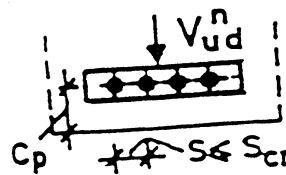
$$V_{ud} = \frac{0,5}{\gamma_c} \sqrt{d_b f_{cd}} \left(\frac{\ell_b}{d_b} \right)^{1/5} c_p^{2/3} \alpha_1 \alpha_2 \quad (G.14)$$

avec :

γ_c coefficient de sécurité du matériau pour le béton, égal à 1,8
 d_b diamètre du goujon ou du trou foré pour les connecteurs fixés par adhérence ou avec manchon (en mm)
 f_{cd} valeur de calcul de la résistance à la compression du béton (en MPa)
 ℓ_b longueur d'encastrement du goujon sur le côté de l'interface qui présente de l'intérêt (en mm)
 c_p enrobage du goujon dans le béton, mesuré en direction parallèle à la direction de l'effort tranchant V (en mm)
 α_1 coefficient égal à $(t/1,4 c_p)^{2/3} > 1,0$, où t représente l'épaisseur du béton en direction de l'axe du goujon, sur le côté concerné de l'interface (en mm).
 α_2 coefficient qui tient compte de la possibilité de fendage latéral égal à $\max(0,3 + 0,7 C_n^{\min}/1,5 c_p, (C_n^{\max} + C_n^{\min}/3,5 C_p) > 1,0$ où c_n désigne l'enrobage de béton en mm (distance jusqu'au bord) en direction normale à l'effort tranchant, et les exposants "max" et "min" les valeurs maximale et minimale de cet enrobage de chaque côté du goujon.

Si n goujons sont situés sur une rangée avec des espacements réguliers de $s < s_{cr}$ avec $s_{cr} = 2c_p$ pour $n = 2$ et $s_{cr} = 3c_p$ pour $n > 2$, l'effort tranchant ultime total de n goujons, contrôlé par la rupture latérale du cône en béton, est égal à :

$$V_{ud}^n = 0,45 \left(1 + \frac{(n-1)s}{s_{cr}} \right) V_{ud} \leq nV_{ud} \quad (G.15)$$



G.5.2.6.2 Effort normal de traction ultime N_{ud} d'un connecteur

(1) La valeur de calcul de l'effort normal de traction ultime N_{ud} d'un connecteur dépend du mode de ruine comme suit :

a) rupture par plastification de l'acier en traction

$$N_{ud} = A_s f_{yd} \quad (G.16)$$

b) rupture du cône en béton (en N)

(i) pour tous les connecteurs sauf ceux fixés par une résine :

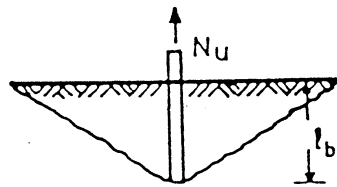
$$N_{ud} = \frac{7,5}{\gamma_c} \sqrt{f_{cd}} \ell_b^{3/2} a_x a_y \quad (G.17)$$

avec (unités : N,MPa, mm) :

a_x, a_y coefficients qui tiennent compte du fendage latéral dans les directions orthogonales (x et y respectivement), le long de l'interface ; ces coefficients sont égaux à $0,3 + 0,7 c/1,5$ $\ell_b \leq 1,0$ avec $c = c_x$ où $c = c_y$ respectivement, représentant l'enrobage de béton du connecteur dans ces deux directions.

$$\gamma_c = 1,80$$

(ii) pour les connecteurs fixés par adhérence dans la résine (unités comme au G.17) :



$$N_{ud} = \frac{0,50}{\gamma_c} \sqrt{f_{cd}} \ell_b^2 a_x a_y \quad (G.18)$$

Afin d'éviter le fendage latéral ou l'éclatement lors de l'implantation, les connecteurs implantés ultérieurement (du type inséré ou autoforé) doivent être situés à des distances $c_x > 3\ell_b$ et $c_y > 3\ell_b$ des bords. Pour les connecteurs à couple de serrage contrôlé ou des connecteurs à extension par vissage, on peut prendre des distances au bord plus faibles (voir l'Agrément Technique correspondant).

(iii) Si des goujons $n_x \times n_y$ sont placés en rangés à espacement régulier de $s_x < 3\ell_b$ suivant la direction x et de $s_y > 3\ell_b$ suivant la direction y, l'effort normal ultime total de ces goujons contrôlé comme pour la rupture du cône en béton est égal à :

$$N_{ud}^n = 0,45 \left(1 + \frac{(n_x - 1)s_x}{3\ell_b} \right) \left(1 + \frac{(n_y - 1)s_y}{3\ell_b} \right) N_{ud} > n_x n_y N_{ud} \quad (G.19)$$

c) Rupture par arrachement des connecteurs adhérents

$$N_{ud} = \frac{\tau_r}{\gamma_m} \pi \ell_b d_0 \quad (G.20)$$

avec :

- τ_r résistance d'adhérence du matériau adhésif (à prendre dans l'Agrément Technique correspondant)
- γ_m coefficient de sécurité du matériau pour la résine, égal 1,3
- d_0 diamètre du trou

Pour d'autres types de connecteurs, la résistance à la rupture par arrachement doit être évaluée par des essais.

d) En cas de rapport relativement faible entre la profondeur de l'encastrement et le diamètre du connecteur, une rupture par arrachement peut avoir lieu.

Nota : Pour le calcul de la rupture par arrachement, les indications concernant les actions peuvent être trouvées dans le Guide CEB pour le calcul des ancrages dans le béton, partie 1 - 3, bulletin d'information n° 226, août 1995.

(3) Des actions et des déformations alternées à de faibles cycles, normales à l'interface, produisent une dégradation pré-ultime de la raideur et une perte post-ultime de la ductilité des modes de comportement et de ruine régie par le béton. Toutefois, l'effet de variation cyclique de l'effort normal ultime N_{ud} et de la déformation correspondante est réduit et peut être négligé.

(4) Des variations cycliques des efforts et des déformations parallèles à l'interface produisent une dégradation sensible de la raideur pré-ultime. Cette dégradation peut être exprimée par :

$$V_n(s) = V_1(s) (1 - \delta \sqrt{n-1}) \quad (G.21)$$

ou :

$V_n(s)$ représente l'effort tranchant maximal après n cycles à glissement s

$V_1(s)$ est la valeur correspondante en cas de chargement monotone

δ peut être pris égal à 0,15, presque indépendamment du type de goujon.

(5) Néanmoins, l'effet de variation cyclique sur l'effort ultime V_{ud} du goujon est faible, et (compte tenu de la nature accidentelle de l'action sismique) il peut être considéré comme étant couvert par le coefficient de sécurité des matériaux dans les relations ((G.12) à (G.14).

G.5.2.7 Ancrage des armatures nouvelles

(1) Les nouvelles armatures peuvent être reliées par recouvrement aux armatures existantes, ou ancrées dans le béton existant ou dans le nouveau béton.

G.5.2.7.1 Recouvrement avec les armatures existantes

(1) Les armatures nouvelles et existantes peuvent faire l'objet de recouvrements selon le paragraphe 5.2.4.1 de l'ENV 1992-1-1 :1991.

(2) Si la longueur de recouvrement requise par l'ENV 1992-1-1 : 1991 ne peut pas être assurée, les armatures nouvelles peuvent être soudées sur les armatures existantes ayant un diamètre et une limite élastique égaux ou plus grands, à condition que les deux aciers soient soudables. La soudure doit être évitée dans le cas des armatures qui sont fortement sollicitées.

(3) Lorsqu'une armature nouvelle peut être placée directement le long et en contact d'une armature ancienne, on peut utiliser une soudure de recouvrement. La longueur de cette soudure de recouvrement doit être égale au moins à 15 fois le diamètre d_b de l'armature nouvelle. Au moins deux soudures doivent être utilisées et aucune soudure ne peut être inférieure en longueur à $5d_b$.

(4) La soudure bout à bout de deux barres est autorisée seulement si des échantillons de soudures ont été réalisés dans des conditions de chantier et si elles ont fait l'objet d'essais de traction et d'autres essais appropriés.

Par contre, l'assemblage de deux armatures ayant une excentricité nulle entre leurs axes peut être réalisé par soudure de recouvrement, les deux barres courtes soudables (ayant au moins $10 d_b$ de longueur), étant disposées symétriquement par rapport à l'axe longitudinal des armatures. La longueur de la soudure par recouvrement entre les armatures à assembler et la longueur de chacune des barres courtes doivent être égales au moins à $5 d_b$.

(5) Lorsqu'on ne peut pas assurer de contact latéral entre la nouvelle barre et l'ancienne barre, et que l'assemblage doit se faire au droit d'une excentricité, il y a lieu d'utiliser des techniques appropriées, justifiées par des approches analytiques et/ou expérimentales suffisantes. L'ancrage peut être sensiblement amélioré si les nouvelles armatures longitudinales sont situées à l'intérieur de cadres nouveaux, soudés sur la cage des armatures anciennes.

(6) Dans tous les cas, la force totale d'ancrage de l'armature existante à laquelle est jointe l'armature nouvelle par soudure ou par recouvrement doit être vérifiée selon le paragraphe 5.2.3 de l'ENV 1990-1-1 : 1991.

G.5.2.7.2 Ancrage de l'armature nouvelle dans le béton existant

(1) L'armature nouvelle peut être ancrée dans le béton existant directement ou indirectement (par des connecteurs ou par des goujons).

(2) La vérification de l'ancrage direct, pour la valeur de calcul de la force correspondant à la limite élastique de l'armature, doit être conforme au paragraphe G.5.2.6.2, et aux relations (G.15) à (G.18) et (G.20). Il y a lieu de tenir compte des spécifications et des recommandations du fournisseur concernant le procédé d'adhésion ou les capsules.

(3) L'ancrage indirect par le moyen de connecteurs doit être vérifié pour la valeur de calcul de la force de l'armature correspondant à la limite élastique, selon le paragraphe G.5.2.6.

G.5.2.7.3 Ancrage dans le béton nouveau

(1) L'armature nouvelle peut être ancrée complètement dans le béton nouveau selon le paragraphe 5.2.3. de l'ENV 1992-1-1 : 1991, à condition que l'interface entre les bétons existant et nouveau soit vérifiée pour la transmission de la force d'ancrage au béton ancien par les mécanismes indiqués dans les paragraphes précédents G.5.2.2. et G.5.2.6.

G.5.3 Ductilité

(1) En conformité avec les dispositions du paragraphe 5.4 de la présente Prénorme, on doit tenir compte des modifications éventuelles de ductilité, dues aux interventions sur la structure.

(2) Une fragilité locale peut apparaître près des extrémités des réparations ou des renforcements locaux ; comme remède, il y a lieu d'assurer une réduction graduelle appropriée de la résistance complémentaire des deux côtés des réparations locales.

(3) Une fragilité globale peut se produire dans le cas d'ossatures flexibles raidies par des remplissages en maçonnerie ou en béton ; on doit prendre en compte des réductions correspondantes⁸ de la ductilité de déplacement. Des contreventements métalliques capables d'éviter le flambement des éléments diagonaux comprimés (dimensionnés en conformité avec l'article 3 de l'ENV-1-3 : 1995) peuvent augmenter la résistance ainsi que la ductilité des ossatures flexibles.

(4) L'augmentation possible de la demande de résistance des poutres structurellement associées avec des éléments verticaux, doit être également considérée (dimensionnement en capacité); sans cela , une réduction appropriée du facteur q doit être imposée.

G.5.4 Redimensionnement après intervention

(1) Il y a lieu de se rapporter au paragraphe 5.5 de la présente Prénorme.

(2) La redistribution des effets de l'action due au chemisage local (de faible longueur) ou au remplacement du béton ou de l'acier, peut être normalement négligée. Ceci n'est pas le cas pour le chemisage sur toute la longueur de certains poteaux.

(3) L'augmentation des forces normales des poteaux ou des fondations situés dessous des contreventements complémentaires doit être pris en compte.

G.5.5 Raideur et résistance après intervention

G.5.5.1 Méthode rigoureuse

(1) L'estimation pour le calcul de la raideur et de la résistance des sections correspondantes après intervention, peut être effectuée en conformité avec le paragraphe 5.6.2 de la présente Prénorme prenant en compte les modèles appropriés de transfert des forces (voir le paragraphe G.5.2 ci-avant).

(2) Des coefficients d'incertitude du modèle γ_{Rd} doivent être utilisés, tels que définis en G.3.2.3 ci-avant.

G.5.5.2 Méthode simplifiée

(1) L'application de la méthode prescrite au paragraphe 5.6.3 de la présente Prénorme peut être faite comme suit en considérant :

- a) le type de l'intervention ;
- b) la catégorie de l'élément du bâtiment ;
- c) la vérification effectuée.

⁸ Une formule brute est $\Delta d_u/d_u = - \Delta V_R/V_R$, où d_u représente le déplacement disponible sous l'action horizontale maximale V_R .

G.5.5.2.1 Injection des fissures

(1) Dans le cas de fissures dans les zones critiques, remplies par injections, et à condition qu'il n'y ait pas dégradation de l'adhérence, les coefficients k_r peuvent être pris égaux à 1,00 pour les résistances et pour les raideurs de tous les éléments de la structure, y compris les nœuds.

(2) Dans les cas de dégradation de l'adhérence (manifestée par des fissures larges, accompagnée par un glissement considérable), l'injection ne peut pas être considérée comme une réparation technique définitive. Dans de tels cas, seule l'imprégnation ou d'autres techniques particulières peuvent être efficaces et des éprouves expérimentales adéquates sont nécessaires.

G.5.5.2.2 Remplacement du béton et de l'acier endommagés (« méthode de la section équivalente »)

(1) Lorsque l'élément est rétabli dans ses dimensions d'origine, on peut prendre $k_r = 1,0$ pour la résistance ainsi que pour la raideur de tous les éléments de la structure, y compris les nœuds.

(2) Lorsqu'on enlève du béton de la cage d'armature (et dans l'éventualité où les armatures seraient découvertes à proximité des appuis), l'affaiblissement local provisoire peut nécessiter l'étalement pour prévenir des déformations pendant l'intervention. En général, il est possible de ne pas tenir compte de la distribution de l'effet des actions dû à l'enlèvement des états.

(3) De plus, il y a lieu de faire attention aux dispositions de détail et au bétonnage des extrémités ou sur les zones réparées/renforcées, afin d'éviter la concentration de dommages futurs.

G.5.5.2.3 Plat mince en acier (collé et/ou ancré)

(1) L'utilisation de cette méthode de renforcement à la flexion ou à l'effort tranchant des dalles ou poutres en béton armé requiert qu'un niveau d'assurance de la qualité adéquat soit garanti. Afin de prévenir des ruines par écaillage de la résine adhésive, il est recommandé d'utiliser des boulons d'ancrage forés aux extrémités des plats.

(2) L'augmentation de la résistance, qui peut être acquise par l'utilisation de plats d'acier, est déterminée, en général, par la résistance de l'interface. Même en combinant l'ancrage mécanique et le collage, il sera en général impossible d'atteindre la résistance totale des plats minces en acier doux. Des plats ne dépassant pas l'épaisseur de 4 mm sont en général préférables.

(3) On peut supposer que le comportement est entièrement monolithique, c'est à dire $k_r = K_k = 1,0$ (voir paragraphe 5.6.3) dans les conditions suivantes :

- a) La liaison est régie par la résistance à la traction du béton existant (pour le collage), ou par la résistance des connecteurs/goujons (pour l'ancrage mécanique) ;
- b) $\gamma'_S / \gamma_S = 1,0$ pour les plats minces en acier complémentaires ;
- c) $M_{Rd,f} > 2 M_{rd,0}$;
- d) $V_{Rd,f} > 2 V_{rd,0}$;

où les indices o et f désignent l'élément de structure d'origine (existant) et final (réparé ou renforcé), respectivement.

(4) Toutefois, puisque la résistance au feu des adhésifs peut être faible (particulièrement sous l'influence des plats d'acier hautement conductible), des mesures de protection appropriées doivent être prises lorsqu'il est nécessaire de tenir compte du risque de simultanéité du feu et du séisme.

G.5.5.2.4 Confinement des éléments en béton armé (principalement des poteaux) au moyen de frettes, spirales, bandes d'emballage, etc.

(1) L'action de confinement de tous les cadres complémentaires, sous formes de frettes, spirales, bandes, etc. peut être mobilisée au moyen de :

a) précontrainte, ou

b) déformation différentielle de Poisson, due à l'effort normal complémentaire, agissant après l'enlèvement de l'étaie et du calage provisoire.

(2) Les avantages peuvent être estimés comme suit :

a) les effets des cadres supplémentaires sur la ductilité peuvent être déduits du paragraphe 2.8.1.3 de l'ENV 1998-1-3 : 1995 en prenant $\gamma'_s/\gamma_s = 1,5$ pour l'armature complémentaire ou pour l'acier de la structure. Pour être très efficaces, les cadres complémentaires doivent être peu espacés.

b) l'effet des cadres complémentaires sur la résistance à l'effort tranchant peut être estimé sur la base d'une épaisseur efficace de la section transversale combinée.

c) pour estimer l'efficacité des recouvrements, on peut tenir compte de la présence d'armatures transversales complémentaires.

(3) Dans ces cas on peut supposer que le comportement est intégralement monolithique, c'est-à-dire que $k_r = k_k = 1,0$, seulement si les conditions suivantes sont satisfaites :

a) $\gamma'_s/\gamma_s = 1,5$ pour l'acier complémentaire ;

b) $M_{Rd,f} > 2 M_{rd,o}$;

c) $V_{Rd,f} > 2 V_{rd,o}$;

(4) Le frottement assuré par les confinements peut être pris en compte lors de la vérification de la liaison entre l'armature longitudinale complémentaire et les poteaux en béton armé existants ; sans cela, les dispositions des paragraphes G.5.5.2.5 et G.5.5.2.6 qui suivent s'appliquent.

G.5.5.2.5 Couches supplémentaires en béton armé pour le renforcement à la flexion

(1) Lorsque les poutres en béton armé sont renforcées au moyen de couches supplémentaires en béton armé sur leur face inférieure ou supérieure, il est recommandé en général que $M_{Rd,f} \leq M_{Rd,o}$.

(2) Dans ce cas, les niveaux de comportement monolithique sont :

$k_r = 0,90$ pour la résistance

$k_k = 0,85$ pour la raideur

(3) La résistance de la liaison entre les éléments de béton armé existants et les couches complémentaires peut être vérifiée comme indiqué dans l'annexe D.

(4) L'ancrage des nouvelles armatures longitudinales doit être vérifié conformément au paragraphe G.5.2.7.

(5) Si l'ancrage total des armatures nouvelles n'est pas faisable à cause de difficultés pratiques, il y a lieu d'utiliser, lors du calcul des résistances équivalentes de l'ensemble, une limite élastique de l'acier réduite de manière appropriée. De plus, de telles liaisons ne peuvent pas être considérées comme ductiles, exceptant le cas où leur résistance est q fois plus importante que celle nécessitée par la combinaison sismique d'actions.

(6) Pour les dalles en béton armé renforcées par des couches en béton armé complémentaires sur leur surface et/ou sous-face, on peut supposer le comportement comme intégralement monolithique ($k_r = k_k = 1,0$), pourvu que la résistance de la liaison soit adéquate.

G.5.5.2.6 Couches complémentaires en béton armé pour le renforcement à l'effort tranchant

(1) Lorsque des poutres en béton armé sont renforcées au moyen de couches complémentaires en béton armé sur les deux côtés, il est recommandé généralement que $V_{Rd,f} \leq 2 V_{Rd,o}$.

(2) Dans ce cas les niveaux de comportement monolithique sont :

$k_r = 0,80$ pour la résistance

$k_k = 0,75$ pour la raideur

(3) La résistance de l'assemblage entre les éléments en béton armé existants et les couches complémentaires doit être vérifiée.

(4) Des armatures transversales nouvelles doivent être associées avec des armatures longitudinales nouvelles, et doivent entourer les armatures longitudinales existantes. L'ancrage des armatures transversales doit être vérifié comme en G.5.2.7.

(5) Si l'ancrage complet des armatures nouvelles n'est pas réalisable en raison de difficultés pratiques, il y a lieu d'utiliser, pour le calcul des résistances équivalentes de l'ensemble, une limite élastique de l'acier réduite de manière appropriée. Du reste, de tels assemblages ne peuvent pas être considérés comme ductiles, sauf si leur résistance est q fois supérieure à celle nécessaire pour la combinaison sismique d'actions.

(6) Pour les dalles en béton armé, renforcées par des couches complémentaires en béton armé appliquées sur leur face inférieure et/ou supérieure, on peut supposer un comportement entièrement monolithique ($k_r = k_k = 1$), à condition que la résistance de l'assemblage soit adéquate.

G.5.5.2.7. Panneaux de remplissage des portiques

(1) Un modèle simplifié à partir duquel les effets des actions peuvent être déterminés est donné dans la figure G.2. L'effort tranchant total V , qui doit être supporté par le portique avec remplissage, peut être divisé en V_f et V_w (f : ossature, w : mur), comme une fonction d'une déformation angulaire commune, sur la base des lois force-déformation correspondantes.

(2) Deux cas sont à distinguer :

a) le remplissage est complètement calé. Le comportement à la compression de sa principale bielle diagonale (largeur d , b_w et longueur L le long de la diagonale) doit être assuré :

$$\gamma_{Rd} \frac{N_w}{b_w t_w} = \gamma_{Rd} \frac{V_w L}{\ell_w b_w t_w} < \frac{f_{ck} / 2}{\gamma_m} \quad (G.22)$$

où γ_{Rd} et γ_m désignent les coefficients de sécurité partiels pris en compte pour l'inexactitude du modèle et la qualité du matériau de remplissage, respectivement, alors que $f_{ck} / 2$ est une valeur réduite de la résistance caractéristique à la compression du matériau de remplissage, réduite de façon approchée pour la compression-tension biaxiale. La largeur de la bielle b_w peut être prise de manière approchée égale à $0,15L$.

b) le remplissage agit avec ses deux côtés latéraux non calés.

Dans ce cas, des forces de traction P sont requises pour l'équilibre. En conséquence, les deux bords horizontaux du remplissage et les connecteurs pour l'effort tranchant doivent résister à P , c'est-à-dire :

$$\gamma_{Rd} P = \gamma_{Rd} \frac{2h_w}{\ell_w} V_w < nB_{u,conn} / \gamma_m \quad (G.23)$$

où $B_{u,conn}$ désigne la résistance à l'arrachement de chaque connecteur. Pour le même cas extrême, la force horizontale V_w doit être transmise entièrement au remplissage par les connecteurs de cisaillement à l'interface supérieure.

$$\gamma_{Rd} V_w < n \cdot D_{u,conn} / \gamma_m \quad (G.24)$$

où $d_{u,conn}$ désigne la résistance de goujon de chaque connecteurs. Des connecteurs doivent être prévus le long des deux bords de longueur ℓ_w ; la moitié de leur nombre pour chaque longueur est égale à la valeur n des relations (G.23) et (G.24).

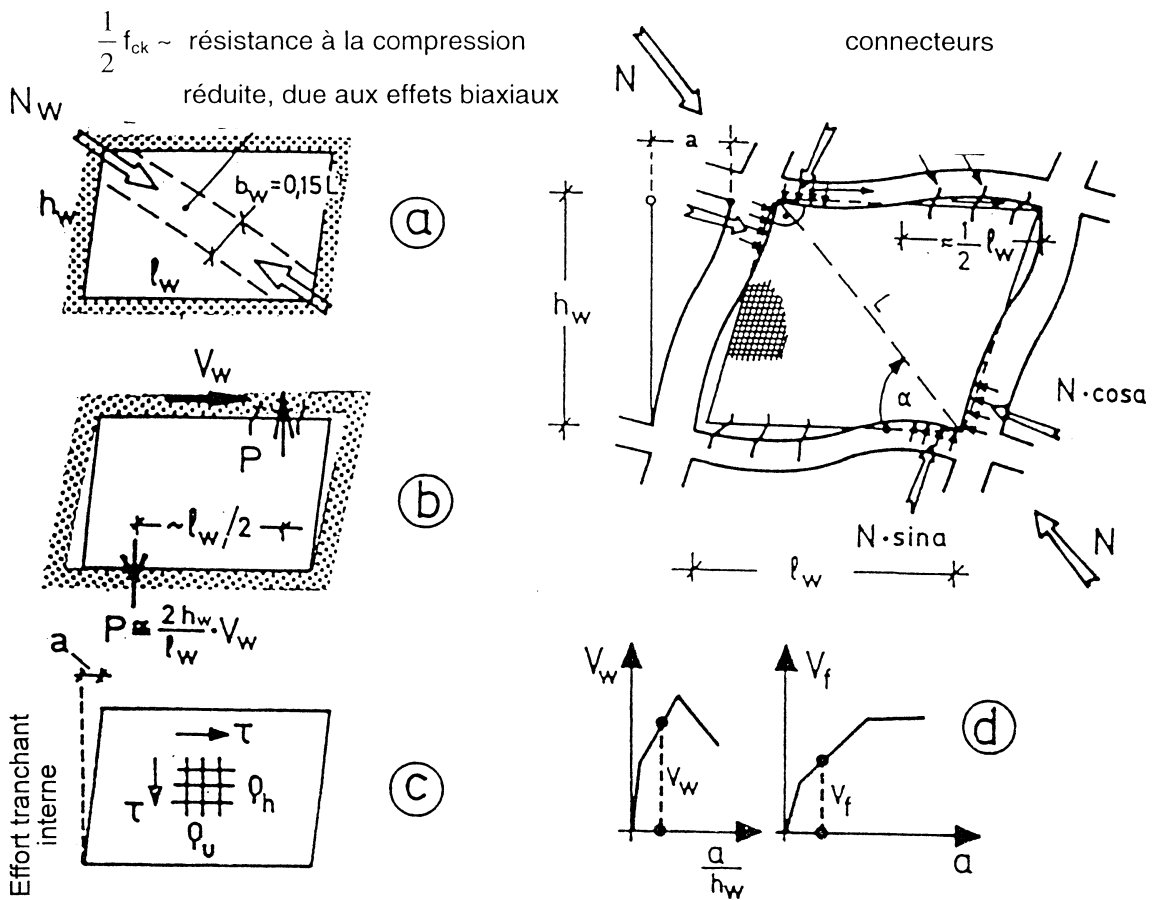


Figure G2 : Modèle simplifié pour le dimensionnement des remplissages en béton

L'interaction doit être prise en compte de manière appropriée lors de l'estimation de $B_{u,conn}$ et $D_{u,conn}$. Dans un but pratique, la fonction d'interaction suivante, peut être utilisée (voir la relation (G.11)) :

$$\left(\frac{D}{D_u}\right)^\alpha + \left(\frac{B}{B_u}\right)^\alpha = 1 \quad \alpha = 1 \text{ à } 2 \quad (G.25)$$

de manière enveloppe, on peut prendre $\alpha = 1$.

La contrainte de cisaillement nominale $\tau_d = V_w/l_w t_w \gamma_{Rd}$ doit être reprise en toute sécurité par l'épaisseur du remplissage en béton ($\gamma_{Rd} = 1,3$).

L'armature d'âme peut être calculée au moyen d'un modèle simple précisé dans l'ENV 1998-1-3 : 1995 pour les murs en béton armé.

G.5.52.8 Chemisages en béton armé des poteaux

(1) Lorsqu'un poteau fortement endommagé est réparé, en utilisant un chemisage fermé en béton armé sur toute sa longueur, les coefficients de comportement monolithique peuvent être pris égaux à $k_r = 0,80$ et $k_k = 0,70$ en respectant les conditions suivantes :

- a) le béton désagrégé et les armatures flambées de la zone endommagée ont été réparés et remplacés avant le chemisage ;
- b) toutes les armatures nouvelles sont ancrées dans les poutres ou les dalles ;
- c) la section complémentaire de béton n'est pas plus grande que deux fois la section du poteau existant.

(2) Les estimations enveloppes des propriétés du poteau remplacé peuvent être obtenues comme suit :

- a) pour la résistance, négliger le poteau existant ;
- b) pour la raideur supposer un comportement monolithique.

(3) On peut développer certaines règles enveloppes pour le dimensionnement des chemisages :

a) Pour le dimensionnement du chemisage, les sections horizontales de ses armatures et du béton doivent être prises plus petites que les sections réelles (pour tenir compte des défauts d'exécution dus à l'épaisseur réduite du chemisage et des difficultés inhérentes à la mise en place correcte des nouvelles armatures longitudinales) ; il serait convenable de prendre en compte, par exemple, $A'_{c2} = (2/3) A_{c2}$ et $A'_{s2} = (3/4) A_{s2}$ (A_{c2} et A_{s2} béton et acier réels prévus dans le chemisage).

b) A proximité de la zone de charge normale maximale sur le chemisage (proche de la zone endommagée) des épingles moins espacées sont nécessaires, (par exemple : $\varnothing 8/100$) pour éviter le flambement des nouvelles armatures longitudinales.

c) Afin d'assurer le transfert correct des charges entre le poteau d'origine et le chemisage il est requis (figure G.3) :

(i) d'éviter des fissures de traction le long du chemisage après l'apparition des fissures longitudinales :

$$f_{ct} t_j s_h = f_{sy} \pi d_h^2 / 4 \quad (G.26a)$$

ou approximativement

$$s_h = 0,8(f_{sy} / f_{ct})(d_h^2 / t_j) \quad (G.26b)$$

(ii) d'assurer le frottement adéquate sur l'interface pour éviter des glissements importants.

$$N_u = (\mu f_{ct}) \cdot 8 t_j \cdot u \quad (\mu = 1) \quad (G.27a)$$

ou approximativement

$$u = \frac{N_u}{8 f_{ct} t_j} \quad (G.27b)$$

Sur la longueur u , le nombre d'épingles requis conformément à la relation (G.26) doit être assuré.

(iii) de vérifier que l'effort normal total peut être transféré des armatures longitudinales existantes aux armatures longitudinales nouvelles. Cela implique la transmission de la force par des armatures relevées.

$$T_s = \frac{A_s E_s}{\sqrt{2} h_s} s_{cr} \quad (G.28)$$

où A_s est la section transversale totale des armatures relevées et $\sqrt{2} h_s$ leur longueur à 45° par rapport à l'axe du poteau, alors que S_{cr} désigne le glissement critique correspondant au frottement constant ; cette valeur de glissement peut être prise égale à $s_{cr} = 0,15 \text{ mm}$

E_s représente le module d'élasticité de l'acier.

Sur la longueur u définie par la relation (G.27), le nombre requis d'armatures relevées peut être estimé empiriquement comme suit (unités : kN, mm) :

$$n_\alpha = N_u / \left(20 \frac{A_s}{h_s} + 10 \right) \quad (G.29)$$

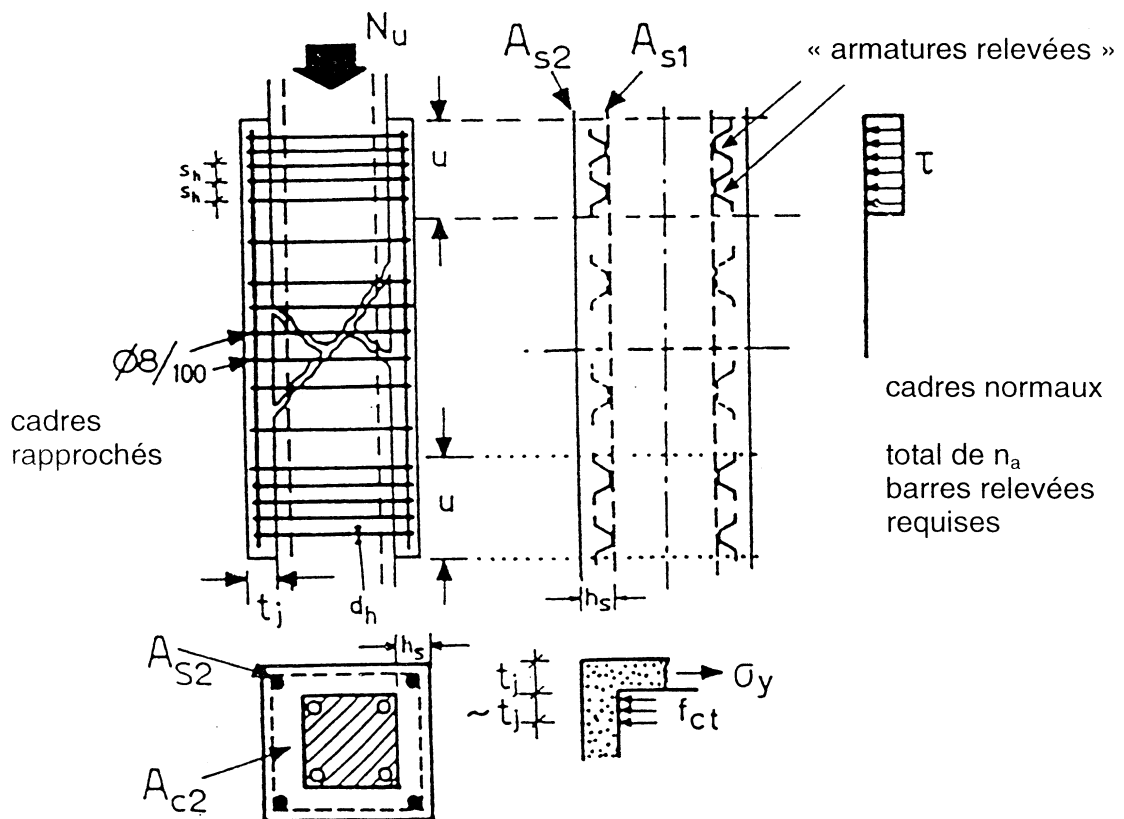


Figure G3 : Disposition des armatures dans un chemisage en béton

ANNEXE H (informative)

Dispositions particulières pour les structures en acier

Nota : Des éléments de structures en fonte (par exemple poteaux et/ou en fer forgé (par exemple poutres) existent dans certains bâtiments du 19^{ème} siècle. Ceci pose des problèmes particuliers et nécessite l'avis d'un spécialiste.

H.1 Information pour l'évaluation de la structure

H.1.1 Données minimales d'entrée

(1) Les données minimales qui doivent être acquises pour les structures métalliques en complément à celles présentées en 2.2 de cette Prénorme sont :

H.1.1.1 Identification du système de structure

(1) Il y a lieu de vérifier si les concepts (présentés dans l'ENV 1998-1-3) concernant les structures dissipatives ou non dissipatives, peuvent être adoptés. Le système de structure peut être classé dans l'un des systèmes suivants : portiques, ossatures contreventées à barres centrées, ossatures contreventées à barres excentrées, structures à contreventement mixte.

H.1.1.2 Information concernant la qualité et l'état des métaux

(1) Les propriétés relatives à la résistance, à la raideur et à la ductilité doivent être estimées pour l'acier de la structure, les assemblages, les connecteurs et les soudures.

- a) Mesure de la géométrie de la structure, comprenant les dimensions des sections, les longueurs et les discontinuités.
- b) Détermination des propriétés mécaniques de l'acier. Il y a lieu de tenir compte du fait que les résistances des âmes des sections en acier laminé sont probablement supérieures à celles des ailes.
- c) Détermination des propriétés chimiques de l'acier et plus particulièrement de son contenu en carbone.
- d) Estimation de l'état de la structure, plus particulièrement aux nœuds, eu égard à la corrosion, à la fissuration (due à la fatigue), à la déformation plastique, à la rupture lamellaire et au flambement local et d'ensemble.
- e) Estimation du degré de liaison latérale des poutres vis-à-vis de la torsion.
- f) Estimation de la raideur, la solidité et la compacité des nœuds.
- g) Estimation du degré de liaison des intersections poteau-poutre vis-à-vis de la torsion.
- h) Identification des types d'assemblages et connecteurs.
- i) Classement des sections conformément à l'Eurocode 3.

H.1.1.3. Information concernant le type et l'étendue des dommages antérieurs et actuels de la structure.

(1) A cette fin, il y a lieu d'identifier les éléments et les assemblages critiques. Les éléments et les assemblages critiques sont ceux dont la ruine affaiblirait sensiblement la capacité de la structure à résister aux forces verticales et latérales. La fissuration et les déformations plastiques doivent être inventoriées dans ces zones.

H.2. Evaluation

H.2.1. Résistances modifiées des matériaux et des éléments de structure.

(1) Les propriétés mécaniques et l'état des parties en acier doivent être évalués. La composition chimique et particulièrement le contenu en carbone doivent également être connus.

(2) Il y a lieu de rechercher les informations inventoriées à l'alinéa H.1.1.2.(1).

(3) Les assemblages jouent un rôle essentiel dans les structures métalliques. Une attention particulière doit être accordée à l'évaluation de l'état des assemblages et des connecteurs et, en ce qui concerne leur état physique, aux fissures, aux propriétés des sections, aux déformations, aux dimensions, aux discontinuités, à la longueur, à l'emplacement, à la solidité et à la compacité.

H.2.2. Evaluation de la sécurité globale.

(1) Afin d'évaluer la sécurité globale, les propriétés du système métallique complet, incluant les éléments structuraux et les éléments non structuraux, doivent être analysées pour ce qui concerne leur raideur et leur stabilité.

H.3. Interventions sur la structure.

H.3.1. Généralités

(1) Dans ce qui suit, certains types d'interventions sur les structures en acier sont présentés brièvement, groupés suivant leurs effets principaux.

(2) Des techniques de réparation sont nécessaires lorsque des éléments ou des assemblages ont subi des déformations excessives, conduisant à la rupture ou à des déformations plastiques résiduelles. Ces techniques peuvent consister dans le remplacement, la modification ou le renforcement des éléments ou des assemblages endommagés. Avant le remplacement d'éléments, il faut procéder à l'estimation de la tenue de la structure dans la situation où ces éléments sont enlevés. Des structures provisoires peuvent être nécessaires durant la phase de remplacement. Des précautions doivent être prises si on utilise le découpage au chalumeau pour démonter des éléments, car un échauffement excessif peut causer la détérioration des propriétés physiques des aciers existants.

H.3.2 Augmentation de la résistance de la structure.

(1) Les interventions sur la structure peuvent consister en :

- a) Adjonction de plats sur les éléments. Ces plats peuvent être soudés, collés avec des adhésifs spéciaux ou boulonnés sur les éléments existant. Le boulonnage est préférable, puisque la soudure peut causer des détériorations dues à un échauffement excessif. Cependant les trous des boulons proches peuvent agir comme des "perforations des timbres poste", conduisant au déchirement.
- b) L'adjonction de plats raidisseurs qui augmentent la résistance de l'élément en empêchant un flambement local.
- c) Remplacement ou adjonction de plats, de cornières, d'autres profilés et de connecteurs, là où des déformations excessives ou de la corrosion sont apparues.
- d) Modification du système de structure en ajoutant des éléments nouveaux afin de :
 - réduire la longueur effective des éléments comprimés ;
 - introduire de nouveaux systèmes de contreventement ;
 - introduire de nouveaux systèmes dissipatifs.
- e) Adjonction de systèmes de contreventement complètement nouveaux. Ce type d'intervention peut être nécessaire lorsque les systèmes de contreventement existants sont insuffisants au regard des règlements en vigueur au moment de la réparation, ou lorsqu'une redistribution en plan des forces horizontales est recherchée, en raison d'un manque de symétrie.

H.3.3 Augmentation de la ductilité de la structure.

(1) Une augmentation de la ductilité de la structure peut être réalisée :

- a) par l'augmentation de la ductilité des assemblages ;
- b) en permettant que la plastification se produise dans les sections des éléments (surrésistance des assemblages) ;
- c) en transformant les structures non dissipatives (systèmes de contreventement) en structures dissipatives ;
- d) en empêchant le flambement local des éléments vulnérables, par renforcement par plats, ou par enrobage de l'acier dans le béton.

H.4 Redimensionnement de la réparation et/ou du renforcement.

H.4.1 Généralités

(1) Référence est faite au paragraphe 5.1. de cette Prénorme.

(2) Les valeurs des coefficients γ_M pour l'acier de la structure peuvent être prises comme suit :

a) pour l'acier existant, on peut prendre $\gamma_s = 1,05$

b) pour l'acier complémentaire, les valeurs de γ_s , indiquées dans l'Eurocode 3, peuvent être adoptées à l'exception des endroits particulièrement difficiles d'accès, où ces valeurs doivent être augmentées de manière appropriée.

(3) Les coefficients complémentaires γ_{Rd} tenant compte de l'incertitude des modèles de résistance (alinéa 3.3 (8)P(*) de la présente Prénorme), peuvent être pris égaux à l'unité.

(4) Pour le redimensionnement après intervention, il y a lieu de se rapporter au paragraphe 5.5 de la présente Prénorme.

(5) Les assemblages entre les éléments en acier nouveaux et existants doivent suivre les dispositions de l'Eurocode 3. Dans ces conditions, on réalise un transfert direct des forces ; ainsi, dans l'esprit du paragraphe 5.6 de cette Prénorme, on peut admettre un "comportement monolithique" des éléments de structure métalliques existants et complémentaires.

H.4.2 Concepts d'interventions sur la structure.

(1) Il doit exister une relation claire entre les insuffisances éventuelles identifiées pendant l'évaluation et l'intervention proposée sur la structure.

(2) Les tableaux H1, H2 et H3 proposent différents concepts d'interventions sur la structure pour la réparation ou le renforcement sismique ; cette liste n'est ni complète ni exhaustive.

Tableau H.1. Concepts d'interventions sur les portiques en aciers.

Eléments de structure	Insuffisances	Techniques de renforcement
a. Ossatures en acier	(1) Résistance insuffisante vis-à-vis du chargement latéral	(a) Renforcement des poteaux existants (b) Renforcement des poutres existantes (c) Modification des assemblages de poutres simples (d) Ajout de contreventements diagonaux (e) Ajout de contreventements excentrés (f) Ajout de nouveaux murs de contreventement en béton, extérieurs ou intérieurs (g) Structures additionnelles
b. Planchers ou toitures en béton fonctionnant en diaphragme	(1) Résistance insuffisante au cisaillement (2) Transferts insuffisants des cisaillements (3) Membrane insuffisante en fonctionnement en diaphragme	(a) Recouvrement par une dalle nouvelle en béton armé (b) Ajout de contreventements métalliques nouveaux (c) Ajout de goujons pour l'effort tranchant (d) Modification des fixations existantes des panneaux

(*) NdT : on devrait lire 3.3 (9) P

Tableau H.2. : Concepts d'interventions sur des ossatures en acier contreventées.

Eléments de structure	Insuffisances	Techniques de renforcement
a. Contreventement en acier	(1) Capacité portante axiale insuffisante	(a) Augmentation de la section efficace des contreventements (b) Enlèvement et remplacement par des contreventements plus grands (c) Ajout de contreventements complémentaires (d) Ajout de murs de contreventement extérieurs ou intérieurs (e) Structures additionnelles
b. Planchers ou toitures en béton fonctionnant en diaphragme	(1) Résistance insuffisante au cisaillement (2) Transfert d'effort tranchant insuffisant (3) Membrure insuffisante en fonctionnant au diaphragme	(a) Recouvrement avec une dalle nouvelle en béton armé (b) Ajout d'un nouveau contreventement horizontal en acier (c) Ajout de goujons d'effort tranchant (d) Modification des fixations existantes des panneaux
c. Planchers ou toitures en plateformes métalliques fonctionnant en diaphragme	(1) Capacité insuffisante au cisaillement	(a) Soudure complémentaire de la plateforme sur les poutres (b) Ajout d'un remplissage en béton et de goujons d'effort tranchant (c) Ajout d'un nouveau contreventement horizontal en acier

Tableau H.3. Concepts d'interventions sur des ossatures contreventées.

Eléments de structure	Insuffisances	Techniques de renforcement
a. Goujons en acier	(1) Résistance insuffisante au cisaillement	(a) Ajout de nouvelles fixations en acier
b. Planchers ou toitures en plateformes métalliques fonctionnant en diaphragme	(1) Résistance insuffisante au cisaillement (2) Transfert d'effort tranchant insuffisant (3) Résistance insuffisante de la membrure	(a) Prévoir soudure complémentaire (b) Prévoir remplissage en béton et goujons d'effort tranchant (a) Prévoir des éléments nouveaux en acier et des soudures (a) Modification des fixations existantes des panneaux
c. Fondations superficielles	(1) Charge insuffisante	(a) Reprise en sous-oeuvre des fondations existantes (b) Enlèvement et remplacement des fondations nouvelles (c) Extension latérale des fondations
d. Fondations sur pieux ou puits forés	(1) Capacité insuffisante de chargement	(a) Ajout de pieux ou de puits complémentaires Enlèvement et remplacement des têtes existantes

H.5 Exemples d'interventions sur la structure des bâtiments en acier

H.5.1 Poteaux

(1) La capacité à l'effort normal des poteaux métalliques peut être améliorée en soudant des plats sur les ailes, ou en caissonnant le poteau avec des plats entre les extrémités des ailes. Ces plats peuvent servir également à augmenter la résistance à la flexion des poteaux à leur base.

(2) L'augmentation de la résistance à la flexion des poteaux existants aux assemblages poteau-poutre n'est pas toujours réalisable à cause de la gêne due aux poutres. Dans certains cas il est possible d'augmenter la capacité à l'effort tranchant de l'âme du poteau par des plats doubles, à condition qu'il existe un espace suffisant pour réaliser la soudure nécessaire.

H.5.2 Poutres

(1) Le renforcement in situ des poutres existantes peut nécessaire pour augmenter la résistance à la flexion par une augmentation du module de la section, ou pour réduire la déformation par l'augmentation du moment d'inertie. Le module de la section d'une poutre peut être augmenté en soudant des plats sur l'aile inférieure ou supérieure.

(2) Dans de nombreux cas, il peut ne pas être possible de disposer des plats sur l'aile supérieure, en raison de l'interférence avec les poutres du plancher, les dalles ou les plateformes métalliques. (A noter que, pour une poutre métallique simple, un plat appliqué seulement sur l'aile inférieure ne peut pas réduire la contrainte dans l'aile supérieure de manière significative). Toutefois si la dalle de plancher ou la plateforme métallique est conçue de manière adéquate pour résister à une action composée en extrémité de la poutre, il peut être économique d'augmenter la capacité à la flexion, en prévoyant des plats sur l'aile inférieure à chaque bout de la poutre. Néanmoins, si l'augmentation de la hauteur de l'axe neutre plastique conduit au changement de classement de la section (comme c'est probable lorsqu'on utilise des sections de poutres laminées usuelles), la valeur maximale de q autorisée par l'article 3 de l'ENV 1998-1-3:1995 doit être diminuée, ce qui affecte l'évaluation de la structure.

(3) La longueur des plats doit être déterminée à partir du diagramme des moments correspondant à la combinaison sismique d'actions. Les plats doivent présenter une forme amincie pour éviter un changement brusque du module de la section, au delà du point où un module plus important est nécessaire. Là où la déformation latérale de l'ossature est déterminante, il peut être possible d'augmenter le moment d'inertie et de réduire ainsi la déformation par adjonction d'un plat sur l'aile inférieure des poutres métalliques existantes, entre les poteaux.

(4) Il y a lieu de noter que les poutres avec plats discontinus doivent être traitées comme des sections amincies ou voûtées et qu'elles auront des coefficients de transmission pour la distribution des moments différents de ceux des éléments prismatiques. Ce fait peut conduire à augmenter les moments des poutres au delà des valeurs correspondant aux poutres non modifiées ; en conséquence, une vérification soignée s'impose, pour éviter des contraintes excessives indésirables dans les sections critiques de la poutre.

(5) Dans certains cas, la capacité des poutres métalliques des ossatures rigides peut être régie par des considérations de stabilité latérale. Malgré le fait que l'aile supérieure peut être retenue, pour les moments positifs, par les planchers ou les toitures, la stabilité à la compression de l'aile inférieure doit être vérifiée dans les zones de moments négatifs. Le support latéral nécessaire peut être assuré par les contreventements diagonaux du plancher.

H.5.3 Contreventement

(1) Le renforcement des contreventements métalliques existants est une variante viable, pourvu que les liaisons, les fondations et les autres éléments des systèmes de contreventement soient suffisants, ou puissent également être renforcés pour apporter la résistance complémentaire nécessaire.

(2) Le renforcement des poutres et des poteaux faisant partie des systèmes de contreventement peut être réalisé, comme indiqué en H.5.1 et H.5.2 ci-avant.

(3) Le renforcement des éléments de contreventement conçus pour agir uniquement en traction peut être effectué par simple augmentation de l'aire de la section des diagonales. Pour renforcer un contreventement prévu pour être sollicité d'une part à la traction et d'autre part à la compression, il est souhaitable d'en diminuer son élancement, tout en augmentant l'aire de sa section. Dans le cas d'une seule cornière, ceci peut être fait en ajoutant une cornière dos à dos constituant aussi une diagonale à double cornière. Lorsqu'il existe une diagonale à double cornière, on peut prévoir une paire de cornières complémentaires pour constituer une section en forme de "croix".

H.5.4 Assemblages

(1) La mise au point d'un schéma réalisable de renforcement des assemblages existants peut être le facteur de faisabilité d'un renforcement des ossatures en acier insuffisantes.

(2) Il est parfois demandé aux poutres formant allège des portiques périphériques de constituer les membrures tendues ou comprimées des diaphragmes de plancher ou de toiture. Si ces poutres existantes sont uniquement liées aux poteaux par des assemblages simples, la flexibilité de l'assemblage en traction peut entraîner des fissurations excessives dans le diaphragme. L'assemblage d'une poutre existante simple en allège peut être modifié afin d'assurer une telle action de membrure au diaphragme.

(3) Les poteaux peuvent être aussi modifiés pour assurer une augmentation de la capacité en flexion à leur base. Toutefois, l'assemblage à la base doit être étudié pour résister au moment et à l'effort tranchant horizontal complémentaires résultant de ces modifications. Si on suppose que la fondation est adéquate, la résistance sous la platine de base du poteau ou la résistance à la traction des boulons d'ancrage, peuvent déterminer la résistance en flexion à la base du poteau. Ces résistances sont déterminées par les dimensions de la platine de la base du poteau et par le nombre et la configuration des boulons d'ancrage.

(4) Alors qu'il est possible de renforcer le poteau et de raidir la platine à sa base contre la flexion locale, il n'est généralement pas possible d'augmenter la dimension de cette platine ou le nombre des boulons d'ancrage sans enlever et remplacer la platine. L'effort tranchant horizontal du poteau peut être transféré à la fondation par des bèches entre la platine de base et la fondation et/ou par cisaillement des boulons d'ancrage, et transmise au sol par butée sur la face latérale de la fondation.

(5) Si la base d'un poteau est encastrée dans un dallage en béton d'un bloc, on peut considérer que le dallage transmet l'effort tranchant au sol par l'intermédiaire de toutes les fondations liées au dallage.

H.5.5 Tôle métallique des diaphragmes.

(1) La résistance sismique de la tôle métallique existante peut être améliorée sur place, uniquement si elle ne comporte pas une dalle de remplissage en béton, ou lorsque le matériau de remplissage peut être enlevé facilement. Si cette condition est satisfaite, la tôle peut être renforcée jusqu'à sa capacité maximale par des soudures complémentaires. Si une résistance complémentaire est requise, elle peut être assurée par un remplissage en béton.

(2) Si la dalle existante en acier comporte un remplissage en béton, mais que le matériau composite n'a pas une résistance suffisante, une résistance complémentaire peut être apportée par un diaphragme superposé.

H.5.6 Fondations

(1) Le renforcement d'une fondation sur pieu supportant un poteau métallique nécessite généralement le renforcement de la tête du pieu ou du puits existant et l'étalement provisoire du poteau ou de tout autre élément supporté par la fondation. Ceci peut néanmoins surcharger les têtes des pieux adjacents. Des minipieux (diamètre de 150 à 250 mm) peuvent être forés à travers les têtes des pieux existants ou à travers les fondations superficielles.

H.5.7 Contreventement vertical complémentaire

(1) L'adjonction de nouveaux contreventements métalliques verticaux est en général un procédé présentant une bonne efficacité à moindre coût pour augmenter la résistance sismique d'un bâtiment existant à ossature métallique. Le nouveau contreventement peut être installé pour compléter le contreventement existant ou pour réduire les efforts et les déplacements, dus au séisme, des portiques existants.

(2) Dans les bâtiments de faible hauteur (ayant moins de 6 étages environ) avec des conditions moyennes de site, l'adjonction de contreventements à une structure en portiques signifie, en général, une augmentation de l'accélération sismique spectrale, puisque la raideur plus grande du contreventement implique pratiquement une réponse du bâtiment à l'amplification maximale du spectre de réponse. Par ailleurs, à cause de la rigidité relativement plus grande de l'ossature contreventée, il sera en général requis que celle-ci résiste à une quote-part de l'effort sismique plus grande que celle des portiques.

(3) Les contreventements à barres centrées peuvent être des contreventements en V ou en K et sont généralement conçus pour agir en traction et en compression. Récemment les contreventements à barres excentrées ont été reconnus comme pouvant assurer la résistance et la raideur d'un contreventement, tout en bénéficiant d'une grande part de ductilité usuellement associée à des portiques.

(4) Lors de la détermination du type et de l'emplacement des travées contreventées complémentaires dans un bâtiment existant, on doit porter une attention particulière au coût associé à la modification ou au renforcement des poteaux, poutres et fondations, exigés par le nouveau contreventement. Certains de ces coûts peuvent être sensiblement plus importants que le coût du contreventement même ; en conséquence, l'utilisation de travées contreventées complémentaires peut être justifiée si les efforts internes peuvent être réduits de manière à éliminer des modifications coûteuses de la structure existante.

H.5.8 Contreventement horizontal

(1) Un système de contreventement métallique horizontal de la structure peut être utilisé comme diaphragme, dans des bâtiments existants dans lesquels les planchers et la toiture existants n'ont pas été conçus pour jouer le rôle de diaphragme. usuellement, ce procédé est limité à des planchers ou toitures existants relativement flexibles (tels qu'un plancher métallique) auxquels le contreventement horizontal peut assurer la raideur nécessaire et transférer les efforts tranchants des planchers ou des toitures aux éléments résistants verticaux.

(2) Le contreventement doit être rattaché correctement à la structure du plancher ou de la toiture afin de reprendre les forces d'inertie agissant au niveau concerné ; il doit inclure les tirants et assemblages nécessaires avec les éléments verticaux pour assurer à ces éléments un appui vis-à-vis des déplacements hors plan, et pour transférer les cisaillements des diaphragmes aux éléments résistants. Il peut ne pas être nécessaire de prévoir dans tous les cas des diagonales de contreventements dans toutes les travées des planchers ou des toitures si on peut compter sur une certaine action de diaphragme du système existant.

H.5.9 Contreforts extérieurs.

(1) Des contreforts extérieurs en treillis métalliques peuvent être utilisés pour renforcer un bâtiment existant. Les contreforts peuvent être dimensionnés pour résister uniquement à des efforts de compression ; dans ce cas, ils doivent être situés de part et d'autre du bâtiment, suivant chacune des directions à contreventer.

(2) Si le bâtiment comporte des diaphragmes adéquats, les éléments et l'emplacement des contreforts seront déterminés pour résister aux actions sismiques calculées et pour minimiser les effets de la torsion.

(3) Si le bâtiment comporte des diaphragmes flexibles, les contreforts doivent être dimensionnés pour les actions sismiques non équilibrées et doivent être situés là où la structure existante peut transférer les actions par effet de bielle. Par exemple, dans un bâtiment à ossature existant, avec des diaphragmes flexibles, les poutres disposées dans une direction transversale peuvent être supposées recevoir les actions d'inertie sismiques transmises par les poutres secondaires des planchers liées aux poutres principales : les contreforts doivent alors être situés dans l'axe de chaque poutre principale. Dans la direction longitudinale, une hypothèse similaire peut être faite en ce qui concerne les poutres secondaires ; les contreforts doivent être situés au droit d'une poutre sur trois ou quatre en supposant que le plancher existant est capable de transférer les actions non équilibrées au niveau de chaque plancher.

(4) Les contreforts qui sont dimensionnés pour résister à des efforts de traction ou de compression peuvent être situés dans chaque direction sur une seule face du bâtiment ; mais il est requis qu'une liaison adéquate avec le bâtiment existant soit assurée pour transmettre les efforts de traction aux contreforts.

H.5.10 Profils métalliques enrobés

H.5.10.1 Généralités

(1) Les profils métalliques de la structure peuvent être enrobés dans du béton pour augmenter la résistance à la flexion et à l'effort tranchant, ainsi que la raideur et la ductilité des poteaux, des poutres, des noeuds poteau/poutre et des assemblages.

(2) On doit ne pas tenir compte du phénomène d'adhérence/frottement:

a) sur les parties en béton qui ne sont pas liées mécaniquement au béton entourant la membrure comprimée de l'acier,

b) sur les surfaces horizontales sous lesquelles du béton est coulé en place, et où une couche d'air peut être piégée

c) lorsqu'on utilise du mortier gunite ou du béton projeté sur des surfaces sablées, sauf si la surface sablée est remplie avec du mortier de ciment modifié, de manière à ce que le compactage pneumatique du béton projeté atteigne la surface de mortier.

(3) On peut admettre que le béton complètement adhérent à l'acier peut transmettre l'effort tranchant vertical, selon les règles de dimensionnement du béton armé, sans tenir compte de la contribution éventuelle de la section d'acier et de l'armature fonctionnant en goujon selon le paragraphe H.5.10.7 à la section de l'armature longitudinale dans l'expression de V_{rd1} , sauf si des essais sont réalisés pour quantifier leur effet.

H.5.10.2 Poteaux complètement enrobés

(1) Les poteaux métalliques enrobés dans le béton peuvent être dimensionnés selon le paragraphe 4.8. de l'ENV 1994 1-1:1992, dans lequel la section transversale est dimensionnée dans le domaine plastique et le cisaillement longitudinal dû aux moments fléchissants est vérifié dans le domaine élastique en supposant une interaction complète et en tenant compte des phases de construction (4.8.2.6(6) de l'ENV 1994-1-1 : 1992).

(2) Les efforts normaux sont supposés être transmis sur une « longueur de transfert d'effort » définie en 4.8.2.6. Là où les valeurs de l'adhérence ou du frottement données au paragraphe 4.8.2.7 de l'ENV 1994 1-1:1992 sont dépassées sous la combinaison des effets des efforts normaux et des moments, le cisaillement longitudinal dû aux efforts normaux doit être équilibré par des connecteurs de cisaillement assemblés à l'âme en conformité avec le paragraphe 4.8.2.8 de l'ENV 1994-1-1 : 1992, ou par des dispositifs mécaniques comparables.

(3) Lorsque les valeurs de l'adhérence ou du frottement sont dépassées sous l'effet des moments seuls, la résistance à la flexion doit être déterminée en utilisant les principes de connexion de cisaillement partielle, donnés pour les poutres au paragraphe H.5.10.4 ci-après.

(4) Il y a lieu d'envisager également la soudure de l'armature de confinement sur la structure en acier. Néanmoins, le fait de souder une armature de confinement d'un diamètre relativement réduit à des sections d'acier importantes peut conduire à des soudures fragiles,

en raison de dissipation thermique. En variante, les cadres de confinement peuvent être enroulés autour de la section, à condition que les extrémités des cadres soient soudées après enroulement. Un excès d'armatures de confinement peut également empêcher le compactage du béton.

H.5.10.3 Poteaux partiellement enrobés.

Les poteaux partiellement enrobés où il y a du béton entre les ailes, mais pas en-dehors de ces dernières, sont traités dans l'Eurocode 4. Les contraintes d'adhérence ou de frottement admissibles selon le paragraphe 4.8.2.7 de l'ENV 1994 1- 1:1992 sont tellement faibles que cela n'encourage pas l'utilisation des poteaux partiellement enrobés sans connecteurs de cisaillement, tels que décrits en H.5.10.5 ci-après.

(2) Il y a lieu d'envisager également la soudure de l'armature de confinement sur l'acier de structure.

H.5.10.4 Poutres complètement enrobées.

(1) Il est habituel, dans le cas des poutres enrobées sans connecteurs de cisaillement pour lesquelles la limite élastique de la partie de structure en acier n'est pas supérieure à 275 N/mm^2 , que le moment résistant dépasse le moment correspondant à la limite élastique mais reste inférieur au moment de résistance plastique.

(2) Les options pour un dimensionnement de structure résistante ductile sont :

a) dimensionner en supposant une transmission complète du cisaillement et prévoir des connecteurs de cisaillement pour obtenir une résistance d'adhérence ou de frottement selon le paragraphe H.5.10.2. (pour les poteaux) ou la résistance au frottement définie au point b) ci-après. Au moins les deux tiers de ces connecteurs de cisaillement doivent être assemblés à la membrure comprimée de la partie en acier. Ceux-ci peuvent être constitués de barre et peuvent être dimensionnés conformément au paragraphe 6.3.4 (3) de l'ENV 1994 1-1 : 1992. Les connecteurs de cisaillement ainsi dimensionnés, assemblés à l'aile comprimée d'une section enrobée, ne requièrent pas de dispositif pour résister au décollement.

b) dimensionner selon les principes de la connexion de cisaillement partielle, où la résistance au frottement peut être prise :

égale à $0,10 \sqrt{f_{ck}}$ et plafonnée à $0,7 \text{ N/mm}^2$ lorsque $A_s f_{ck} > 1,0 \text{ N/mm}^2$
ou égale à $0,07 \sqrt{f_{ck}}$ et plafonnée à $0,5 \text{ N/mm}^2$ lorsque $1,0 > A_s f_{ck} > 0,4 \text{ N/mm}^2$
avec f_{ck} exprimé en N/mm^2 .

(3) Il y a lieu d'envisager également la soudure de l'armature de confinement sur l'acier de structure.

H.5.10.5 Poutres partiellement enrobées

(1) Les poutres partiellement enrobées sans dalles doivent être dimensionnées conformément au paragraphe H.5.10.3.

(2) Pour les poutres enrobées supportant des dalles, lorsque ces dernières ne sont pas reliées au béton d'enrobage entre les ailes, la méthode donnée au H.5.10.3 conduit à un surdimensionnement, et la règle provisoire à adopter (en attendant que des recherches soient faites sur ce sujet) est la suivante : sous réserve de l'existence d'une liaison de cisaillement convenable entre le béton d'enrobage et la face inférieure de la dalle pour empêcher le cheminement longitudinal du béton d'enrobage, on peut supposer l'existence d'un frottement des deux côtés de l'âme en complément du frottement agissant sur l'aile inférieure.

(3) La résistance due au frottement sera renforcée si une connexion complémentaire vis-à-vis du cisaillement est prévue par un des moyens suivants :

- a) connecteurs de cisaillement à têtes assemblés aux âmes, ou
- b) barres pliées traversant des trous dans l'âme, ou
- c) barres pliées soudées sur l'âme, ou
- d) barres droites soudées entre les faces intérieures des ailes.

(4) Des règles sont données au paragraphe 4.8.2.8. de l'ENV 1994 1-1: 1992 concernant l'amélioration de l'adhérence ou du frottement sur les faces intérieures des ailes, pour des connecteurs de cisaillement assemblés à l'âme, faisant l'objet par ailleurs des restrictions de l'alinéa H.5.10.1 (2)b).

(5) On trouve dans la littérature technique des indications concernant le phénomène d'adhérence ou de frottement et la résistance au frottement pour des sections partiellement enrobées, mais en général elles n'ont pas été justifiées dans des situations qui présentent une forte demande de ductilité, et, pour cette raison, des valeurs ne sont pas données.

(6) Il y a lieu d'envisager également la soudure de l'armature sur la structure métallique.

H.5.10.6 Nœuds enrobés

(1) L'intervention sur les nœuds est nécessaire :

- a) là où la résistance de l'extrémité de la poutre est à augmenter, et ceci implique une résistance suffisante des poteaux vis-à-vis des moments,
- b) là où l'assemblage entre les poteaux et les poutres est insuffisant,
- c) là où la flexibilité de l'assemblage doit être réduite dans le but de diminuer les déplacements entre étages.

(2) Afin d'augmenter le moment transmis de la poutre au poteau (comme en (1) a) ci-dessus), il est possible :

- a) d'augmenter la hauteur de la poutre métallique au droit de la face du poteau, et/ou
- b) d'enrober le nœud dans un chemisage en béton armé, lorsque l'armature nouvelle (à savoir l'armature longitudinale dans la dalle des poutres mixtes) doit être ancrée :
 - de préférence derrière le nœud, par une armature en U agissant comme un collier, ou
 - par boulonnage sur les ailes ou les raidisseurs du poteau, lorsque le renforcement local des profilés métalliques doit être envisagé.

(3) Les armatures longitudinales des poteaux et des poutres situées des deux côtés de la structure en acier, peuvent être ancrées à l'intérieur du nœud, selon les règles et les techniques employées pour les structures en béton armé.

(4) Pour éviter de perforer excessivement les poteaux et les poutres en acier, afin de loger les nouvelles armatures de confinement, on peut envisager :

- a) la soudure de l'armature de confinement sur la structure métallique, ou
- b) l'introduction de bandes d'armatures de confinement juste à l'extérieur de l'intersection des profilés métalliques en direction horizontale et verticale. Ceci peut être considéré comme un moyen d'intervention assurant la même augmentation de résistance de l'assemblage que des armatures de confinement intérieures aux nœuds, bien que l'efficacité de ce moyen soit due principalement à l'augmentation, due au béton confiné, du volume du nœud et de son enveloppe.

H.5.10.7 Assemblages enrobés

(1) La résistance des assemblages peut être accrue par l'adjonction d'armatures, ayant, de chaque côté de l'assemblage, une longueur d'ancrage satisfaisant à l'Eurocode 2, ou des soudures équivalentes sur les profilés métalliques, satisfaisant aux dispositions de l'Eurocode 3.

(2) La résistance de goujon de l'armature longitudinale peut être utilisée pour augmenter la résistance au cisaillement, à condition que l'ancrage des goujons soit assuré de chaque côté de la face assemblée et que cet ancrage soit confiné de façon adéquate.

ANNEXE J (Informative)

Dispositions particulières pour les structures en bois

Nota : Puisque le travail de recherche et l'expérience concernant le comportement sismique des structures en bois ne sont pas aussi riches que pour les autres matériaux, il est reconnu que la présente annexe est relativement moins élaborée. Des améliorations sont à apporter pendant la période des ENV.

J.1 Information pour l'estimation de l'état de la structure

(1) En complément aux données décrites dans le paragraphe 2.2 et dans l'annexe B, pour les structures en bois il y a lieu de rechercher ce qui suit :

J.1.1 Généralités

(1) Les données générales ci-dessous doivent être rassemblées :

- a) l'époque du montage ;
- b) l'origine du bois ;
- c) les caractéristiques mécaniques initiales du bois ;
- d) l'historique de l'utilisation.

(2) La connaissance de l'époque du montage fournit des informations utiles concernant :

- a) le comportement du bois tel qu'il est affecté par les influences saisonnières. Cette connaissance peut expliquer certaines défaillances (par exemple : fissuration du bois assemblé sans jeu, dans des conditions de forte humidité).
- b) Les bases du dimensionnement d'origine, conformément aux codes ou aux règlements en vigueur lors de la construction.

(3) Outre le type et la qualité du bois, la connaissance de son origine est un facteur important pour évaluer ses caractéristiques mécaniques et sa résistance aux influences de l'environnement.

(4) Les données concernant les caractéristiques mécaniques actuelles du bois doivent être soigneusement collectées et vérifiées en parallèle avec les prescriptions des règlements et les hypothèses du dimensionnement d'origine. En procédant ainsi, la détermination par un expert des espèces et le classement du bois en place sont encouragés.

(5) Une information détaillée sur l'historique de la structure est nécessaire, pour une meilleure compréhension de son état et pour une prévision rationnelle de son comportement futur. Cette information doit comprendre :

- a) les modifications éventuelles des plans d'origine, en portant une attention particulière à celles résultant d'une influence accrue de l'environnement ;
- b) modifications éventuelles de la structure et/ou les réparations, plus particulièrement celles réalisées sans la surveillance de spécialistes ;

- c) les dommages éventuels, en soulignant plus particulièrement ceux des zones réparées précédemment mais qui ne sont plus visibles, et qui doivent être découvertes chaque fois que c'est possible.
- d) les sens des fibres du bois par rapport à l'aspect des dommages ;
- e) les méthodes de réparation utilisées lors d'interventions antérieures éventuelles ;
- f) les surchargements éventuels, même s'ils n'ont pas conduit à des dommages visibles. Les événements accidentels doivent être plus particulièrement pris en compte.

(6) Dans le cas de structures simples ayant subi des dommages mineurs ou moyens, un examen visuel par un professionnel averti peut être suffisant pour collecter ces données.

J.1.2 Eléments et systèmes de structure

(1) La structure doit être examinée soigneusement, même si d'après les apparences les dommages se limitent aux éléments non porteurs. L'examen de la structure doit porter sur toutes ses parties, afin d'identifier le système de structure, en conformité avec le paragraphe 4.3 de l'ENV 1998 1-3:1995.

(2) L'état des fondations doit être vérifié en ce qui concerne :

- a) l'intégrité globale, l'existence de ruptures (tassements, rotations, fissures) ;
- b) les éléments de fondation ;
- c) l'ancrage de la structure à la fondation.

(3) Il y a lieu d'accorder une attention particulière aux zones d'ancrage, puisque ces dernières sont en situation critique sous les actions sismiques cumulées à celles produites par l'environnement.

(4) L'intégrité d'une structure après un séisme doit être vérifiée soigneusement, plus particulièrement dans le cas d'éléments linéaires peu robustes. On doit également vérifier que les diaphragmes et les contreventements horizontaux demeurent capables de remplir leur rôle.

(5) L'inspection des éléments doit être particulièrement concentrée sur les parties les plus vulnérables selon les indications données par leur type et par la forme de la structure. Un examen spécifique doit être réalisé afin de découvrir d'éventuels dommages "cachés", inhérents à chaque type d'élément (par exemple : fissuration des parties en bois recouvertes, désorganisation des dispositifs d'assemblage, etc.).

(6) Chaque nœud doit être soigneusement examiné en ce qui concerne son état et son intégrité par rapport à son état d'origine.

(7) Les descriptions des types de structure, données à l'article 5 de l'ENV 1998 - 1-3 : 1995, donnent également une indication sur les zones sensibles pour les divers types de structure.

(8) L'état des éléments non porteurs doit être examiné en ce qui concerne leur aptitude à l'emploi après un séisme. Les modifications ou altérations faites par l'utilisateur doivent être soigneusement enregistrées, afin de fournir des données précises pour le redimensionnement.

J.2 Evaluation

J.2.1 Introduction

(1) La classification des dommages en fonction des états limites peut apporter une aide à l'évaluation des structures en bois.

(2) Le tableau J1 présente une classification des dommages et des états limites correspondants dans les structures en bois. Même la faible résistance aux séismes d'une structure en bois précédemment endommagée doit être considérée.

Tableau J1 : Dommages et états limites affectés.

Etats limites	Dommages
Etat limite de service	Dommages ou déformations mineurs
Etat limite de service ou Etat limite ultime	Dommages dans les assemblages - Desserrement - Endommagement du bois - Endommagement des connecteurs
Etat limite ultime	Ruine généralisée - Déformations très importantes - Instabilité - Renversement, soulèvement - Rupture - Effondrement

J.2.2 Description des dommages

J.2.2.1 Considérations générales

(1) Les dommages dus aux séismes doivent être évalués en prenant en compte également leur influence sur la durabilité. Pour cela, une attention particulière doit être accordée à la fissuration du bois, surtout dans les zones d'assemblage. En plus de l'affaiblissement du comportement mécanique du nœud, la fissuration permet l'accès aux influences de l'environnement.

(2) Les situations suivantes qui peuvent contribuer à la fissuration doivent être envisagées :

a) Médiocrité des dispositions d'assemblage, espacement insuffisant des pièces d'assemblage.

b) Mise en œuvre médiocre pendant la construction (par exemple, trous forés de diamètre insuffisant et martelage ultérieur des boulons ; les contraintes sismiques s'ajoutent aux « contraintes de la construction »).

c) Association d'éléments de caractéristiques mécaniques incompatibles (par exemple : assemblage d'éléments en bois ayant des caractéristiques de résistance et/ou de déformation sensiblement différentes). Ce cas rare est rencontré dans des structures secondaires réalisées sans surveillance suffisante, ou dans le cas où l'exécution a été interrompue entre des éléments déjà construits et des éléments nouveaux.

d) Variation importante des conditions d'environnement.

J.2.2.2 Nœuds d'assemblage

(1) Il y a lieu d'identifier le type et l'étendue des dommages sismiques subis par les nœuds ; ces dommages peuvent varier selon le type d'assemblage, leurs dispositions constructives, les caractéristiques des matériaux constitutifs et leur comportement en service, dans leur état d'affaiblissement éventuel par les charges de service et par les actions de l'environnement.

(2) Dans les assemblages cloués, un jeu peut se produire sous l'effet des actions sismiques puisque les clous peuvent soit fléchir (causant l'écrasement local des fibres adjacentes du bois), soit être arrachés. Les assemblages cloués qui ont déjà subi une action sismique peuvent présenter, sous l'effet du nouveau séisme, même sans ruine, des déformations d'importance inattendue.

(3) Le flambement d'une plaque sous l'effet d'une compression ou d'une flexion, ainsi que la ruine par traction (initiée généralement au droit d'un clou) représentent les dommages sismiques possibles dans les plaques clouées ou à griffes.

(4) Les boulons de faible diamètre (jusqu'à 12 mm environ) peuvent se comporter comme des clous, c'est à dire qu'ils peuvent être fléchis sans causer d'écrasement local significatif du bois. Dans le cas de boulons de diamètres plus grand, leur rigidité peut conduire souvent à des ruptures fragiles du bois, plus particulièrement lorsqu'il existe une composante d'action perpendiculaire aux fibres . Dans la zone des grands assemblages, avec une disposition polygonale ou circulaire des boulons, la fissuration du bois peut se produire entre le (les) trou (s) du (des) boulon(s) et le bord de l'élément assemblé.

J.2.2.3 Eléments

(1) Les dommages sismiques des éléments en bois peuvent apparaître dans le dispositif d'assemblage et/ou dans les parties en bois. Les caractéristiques particulières de chaque élément, avec son type d'assemblage, doivent être prises en compte, afin de classer le dommage sismique correspondant.

(2) On peut remarquer le fait que le flambement des poutres dans les deux directions principales d'une section, peut conduire, même pendant les phases initiales du phénomène, à la décohésion des parties collées dans les zones critiques.

(3) Les poutres composites clouées négligées vis-à-vis des actions peuvent avoir le même comportement que les poutres collées décrites ci-avant. Un endommagement du clouage peut se produire sous la forme de rupture typique des clous, comme de leur flexion, écrasement des fibres du bois, desserrement, arrachement, ou rupture d'effort tranchant, ces dernières seulement dans des conditions géométriques et des configurations de chargement très défavorables.

(4) Le glissement des connecteurs métalliques peut se produire même sous l'effet d'actions sismiques modérées. Des connecteurs mal ajustés, qui subsistent des actions sismiques, peuvent conduire à la ruine généralisée de la structure, due aux déplacements importants qui peuvent être induits par le glissement non maîtrisé dans les nœuds.

Nota : Une attention particulière doit être accordée à l'entretien de ce type de connecteurs, afin d'éviter leur ajustement insuffisant et leur glissement dû au fluage, au séchage et à la dilatation à l'humidité. Une conception appropriée des connecteurs et des dispositions adéquates des structures doivent faciliter l'inspection et l'entretien périodique.

J.2.2.4 Eléments de construction

(1) Les éléments linéaires en bois massif et en lamellé-collé (glulam), manifestent des dommages similaires sous l'effet des actions sismiques. Néanmoins, dans certains cas, les dimensions importantes des éléments lamellés sont causes d'endommagement qui ne peuvent pas se produire pour les dimensions limitées des éléments en bois naturel. Une attention particulière doit être accordée aux éléments de volume important, dans le cas desquels des contraintes spatiales (généralement ignorées dans l'analyse des éléments linéaires) peuvent se développer.

(2) Les ruptures typiques d'origine sismique des éléments linéaires comprennent :

a) La rupture sous l'effet de compression ou de traction parallèles aux fibres ou inclinées avec ces dernières. Il faut noter que, malgré une résistance du bois pratiquement la même à la compression et à la traction, le bois comprimé peut présenter des déformations plastiques importantes, alors que la rupture par traction présente un caractère fragile.

b) La rupture par effort tranchant et la rupture par torsion.

c) La rupture des éléments lamellés-collés de grande dimension sous l'effet d'une sollicitation biaxiale en compression-compression ou en compression-traction. De telles zones doivent être examinées soigneusement et toute intervention doit être imaginée et réalisée de manière prudente, compte tenu de l'insuffisance actuelle des connaissances concernant la compréhension de ce comportement biaxial.

(3) Sous l'effet des actions sismiques, les raidisseurs et les renforts peuvent être sujets à de fortes contraintes. Le type et le degré d'endommagement résultants dépendent de la nature et de la conception de chaque élément. En général, la rupture se produit dans les zones d'ancrage et d'attache.

(4) L'endommagement des panneaux sous séisme varie selon la nature du panneau, de la configuration de sa structure ainsi que du type et de l'espacement des organes de liaison. Les ruptures types comprennent :

a) Les ruptures des ancrages de base.

b) La distorsion du panneau.

c) Le fendage de la solive d'extrémité, causé par le voilement des panneaux en contreplaqué.

d) La fissuration diagonale.

Nota : Dans les murs de contreventement en contreplaqué (dans lesquels le clouage agit comme élément ductile) la dégradation progressive des propriétés de résistance et de ductilité du clouage résulte d'un comportement de boucle d'hystérésis étroite.

J.2.3 Estimation des caractéristiques réelles de la structure.

(1) Un examen visuel rapide peut conduire à une évaluation de la structure basée sur la classification brute des dommages résumés dans le tableau J2. Divers types de dommages locaux sont classés de X à Z, selon le risque associé à la perte d'intégrité la structure et le risque de pertes humaines.

- (2) L'état d'endommagement global d'une structure en bois peut être établi comme suit :
- a) En sécurité : si les situations classées Y ou Z n'existent pas.
 - b) Réparable : si les situations classées Z n'existent pas.
 - c) Dangereux, ou réparable dans certaines conditions : si les situations classées Z existent.

Tableau J2. Classification des dommages locaux, par inspection visuelle rapide

N°	Type de dommage	Classe
1	Tassement inégal <ul style="list-style-type: none"> • Faible et inexistant dans les éléments porteurs principaux • Modéré, sans effet apparent sur les éléments supportés • Sévère 	x y z
2	Déplacement résiduel du premier niveau par rapport au deuxième <ul style="list-style-type: none"> • Inférieure à h/60 • Entre h/60 et h/20 • Supérieure à h/20, h étant la hauteur du premier niveau 	x y z
3	Dommages dans les finitions intérieures et extérieures <ul style="list-style-type: none"> • Fissures isolées de largeur ≤ 1 mm • Ensemble de fissures étendues, ou fissures de largeur > 1 mm • Fissuration sévère et/ou écaillage des finitions 	z y z
4	Dommages dans les assemblages ou des connecteurs mécaniques. <ul style="list-style-type: none"> • Desserrage récupérable du nœud avec des petites fissures dans le bois mais ne traversant pas les assemblages principaux • Rupture des éléments d'assemblage (clous, boulons, plats etc...) • Rupture complète de certains nœuds 	x y z
5	Fissuration ou rupture d'éléments <ul style="list-style-type: none"> • Fissures mineures en extrémité de quelques éléments • Ruptures locales autour des trous, dans les zones d'ancrage n'affectant pas de manière significative la capacité portante de la structure • Éléments rompus 	x y z

(3) Un coefficient d'endommagement ξ rapporté à la résistance globale résiduelle d'une structure endommagée en bois peut être défini comme suit :

$$\xi = \frac{\sum_i \zeta_i \left(\frac{R_{res,i}}{R_{0,i}} \right)}{\sum_i \zeta_i} \quad (J.1.)$$

avec :

$R_{res,i}$ résistance de l'élément de structure endommagé i ,
 $R_{0,i}$ résistance initial de l'élément
 ζ_i coefficient de pondération, tenant compte de l'influence du dommage subi par l'élément i , sur la résistance globale. (Tableau J.3).

Tableau J.3. Valeurs recommandées de ζ

Type d'élément		
Poteaux, fixations aux fondations	Diaphragmes verticaux ou horizontaux	Poutres
1,5	1,25	1,0

J.3 Interventions

J.3.1 Généralités

- (1) Des méthodes appropriées de réparation ou de renforcement doivent être choisies et utilisées suivant les dispositions de l'article 4 de la présente Prénorme.
- (2) Les interventions sur une structure peuvent viser soit sa réparation soit son renforcement. Dans chaque cas, on peut faire une distinction entre des interventions qui maintiennent la configuration originale de la structure et reconstituent la capacité portante de chaque élément, et les interventions qui modifient le système de structure du bâtiment (c'est-à-dire qu'un nouveau système de structure est constitué, et couplé avec le système endommagé).
- (3) Une classification des méthodes d'intervention est présentée en figure J.1. (*)

J.3.2 Méthodes de réparation et de renforcement

J.3.2.1 Serrage des joints

- (1) Les assemblages réalisés avec des vis, avec des boulons ou avec différents types de connecteurs mécaniques utilisant des boulons doivent être examinés soigneusement après un séisme, et si nécessaire être resserrés. Dans certains cas de dommages locaux mineurs dans les assemblages (desserrement, écrasement local des fibres du bois par les connecteurs etc...), un simple serrage peut prévenir les dommages futurs dûs à des séismes ultérieurs.

(*) NdT : La figure J1 n'existe pas.

J.3.2.2 Ajout de connecteurs

- (1) Des nœuds endommagés peuvent être réparés ou renforcés en ajoutant des dispositifs de liaison ou en remplaçant ceux qui sont endommagés.
- (2) On doit porter une attention particulière à la mise en œuvre de chaque type de connecteur (espacement, prescriptions de préperçage, percement, fixation etc...) en tenant soigneusement compte de l'état réel du bois. Des dommages locaux des fibres du bois peuvent être causés d'une diminution drastique des propriétés mécaniques du bois, diminution due particulièrement aux contraintes fortes et complexes qui se développent dans les zones d'assemblages.

J.3.2.3 Ajout de matériaux ou de pièces.

- (1) Dans certains cas de dommages localisés, le renforcement de certaines sections transversales peut être réalisé en ajoutant des pièces en bois fixées de manière appropriée (clouées, vissés, boulonnées, collées etc...)
- (2) Une attention particulière doit être accordée aux dispositions qui vont assurer la "mobilisation" des pièces rapportées. (Par exemple avant clouage d'une membrure complémentaire sous une membrure tendue et fissurée d'une poutre composite, la poutre doit être soulevée).
- (3) Il est également rappelé que des interventions sur des éléments de construction autres qu'en bois (tels que fondations, murs en maçonnerie etc...) peuvent entraîner le remplacement ou l'ajout d'éléments adjacents en bois.
- (4) Un paramètre important pour le choix et la mise en œuvre de pièces rapportées est l'adaptabilité de fonctionnement entre les parties neuves et celles existantes, y compris les dispositifs d'assemblage, en excluant soigneusement tout risque de perturbation réciproque.

J.3.2.4 Remplacement

- (1) Des dispositifs d'assemblage endommagés, des parties endommagées d'éléments composites ou bien des éléments fortement endommagés peuvent être éliminés et remplacés par des pièces nouvelles.
- (2) Ce procédé requiert que les opérations soient conçues, préparées et exécutées soigneusement et nécessite des étais provisoires durant le remplacement.

J.3.2.5 Renforcement

- (1) Les parties endommagées peuvent être renforcées au moyen d'éléments de précontrainte, de tiges, de plats en acier ou de dispositifs similaires de renforcement ou « d'orientation des contraintes ». En tenant compte du fait que de telles interventions produisent une certaine distribution des forces et des contraintes dans la structure et dans les éléments, la structure renforcée doit être soigneusement réanalysée.
- (2) L'examen du matériau dans les zones qui subiront des augmentations de contraintes, des modifications de leur état de contrainte antérieur ou des concentrations d'effort (zones d'ancrage, etc...) doit faire l'objet d'une attention particulière.

(3) Partout où des éléments précontraints sont utilisés, il y a lieu d'estimer le comportement en fonction du temps, afin d'éviter un relâchement futur de la structure.

J.3.2.6 Protection et/ou renforcement du matériau.

(1) Le bois peut être affaibli et risquer d'être fragilisé sous les conditions de l'environnement (intempéries, insectes, champignons). L'exfoliation de la surface, le fendage, la fissuration, les trous et les galeries dans la masse du bois, peuvent résulter typiquement de telles influences. Pour cette raison, les traitements de surface, protecteurs du bois vis-à-vis de l'environnement, sont également considérés comme techniques de renforcement.

(2) Un traitement préventif est un impératif pour les éléments nouveaux remplaçant ceux qui sont endommagés. Les pièces assemblées, comportant des dommages (-sous la forme de fendages ou de fissures,) doivent être traitées avant toute réparation afin de traiter efficacement les parties intérieures fissurées et assurer une meilleure pénétration dans le bois.

(3) Les méthodes de traitement préventif comprennent :

- a) Imprégnation par pression et vide ;
- b) Imprégnation par le vide ;
- c) Diffusion ;
- d) Traitement par immersion.

La diffusion et les traitements par immersion sont applicables seulement aux pièces neuves.

(4) La pénétration varie considérablement en fonction de la perméabilité de chaque pièce en bois. (La moyenne de la pénétration latérale est d'environ 6 mm ; la pénétration moyenne dans le sens des fibres est de 40 mm à 80 mm). Ainsi le choix du traitement le plus adéquat doit tenir compte de la plus grande profondeur de pénétration réalisable et du temps requis pour le séchage, laissant le bois non déformé et en état d'être collé et peint de façon efficace.

(5) Les injections visent à remplir les trous et les cavités intérieures du bois au moyen d'une résine. Le remplissage complet des fissures et des discontinuités, naturelles ou causées par des dommages, assure une amélioration des caractéristiques mécaniques du bois. Les injections sont faites à travers des trous en nombre et profondeur suffisant, forés dans le bois avec une répartition régulière.

J.3.2.7 Limiteurs de fissures.

(1) Le moyen le plus simple et jusqu'à présent le plus efficace pour arrêter une fissure qui progresse est de forer un trou à l'extrémité de la fissure, éliminant ainsi les concentrations locales de contraintes.

(2) On peut utiliser également des crampons pour produire un champ de contraintes de compression, formant un angle avec les fibres, créant ainsi les conditions pour empêcher l'élargissement d'une fissure réelle ou potentielle.

(3) Des boulons de suture peuvent être utilisés, agissant comme connecteurs entre les deux bords de la fissure et comme éléments produisant un champ de contraintes de compression qui arrête l'élargissement de la fissure.

J.4 Redimensionnement

En se rapportant à l'article 5 de cette Prénorme, il y a lieu de tenir compte, lors du redimensionnement des structures en bois, de ce qui suit :

J.4.1 Analyse

(1) Une attention particulière doit être accordée à la modélisation des :

- a) Assemblages (simples "articulés", à plaque métallique, rigides à anneau brisé ou à boulons) ;
- b) Ossatures ;
- c) Ossatures raidies par des diaphragmes ;
- d) Systèmes de toiture ou de planchers ;
- e) Constructions en caissons.

(2) Les raidisseurs et les renforts d'origine ou ajoutés doivent être pris en compte avec leurs caractéristiques réelles, en particulier en ce qui concerne leur comportement après séisme, en tenant compte également de l'état du bois dans les zones proches de ces éléments.

J.4.2 Coefficient de comportement q

(1) Les critères de classification du type de structure sont appliqués à la structure redimensionnée, en tenant compte de l'état réel du matériau, des éléments et des zones dissipatives.

(2) Les valeurs maximales de q, suggérées pour les structures réparées sont données dans le tableau J.4.

Tableau J.4. Valeurs maximales des coefficients q suggérées pour des structures réparées en fonction du coefficient de dommage ξ .

Type de structure	Description	Coefficient q d'origine	Coefficient q maximal		
			Coefficient de dommage (ξ)		
			> 0,9	0,8 - 0,9	< 0,8
A	Non dissipative	1,0	1,0	1,0	1,0
B	Faiblement dissipative	1,5	1,4	1,2	1,0
C	Moyennement dissipative	2,0	1,8	1,6	1,2
D	Fortement dissipative	3,0	2,5	2,0	1,5

J.4.3 Coefficient partiels de sécurité pour les propriétés des matériaux

- (1) Les coefficients partiels de sécurité γ_m pour le matériau bois et les matériaux à base de bois, peuvent être modifiés, à condition qu'on dispose d'informations suffisantes concernant les caractéristiques réelles des matériaux
- (2) Aucune modification ne doit être apportée aux coefficients k_{mod} donnés dans la partie 1-1 de l'ENV 1995 (Eurocode 5).

J.5 Durabilité

- (1) La dégradation potentielle du bois non protégé, due aux attaques de l'environnement, est un paramètre déterminant des structures en bois. Une telle dégradation peut réduire considérablement les propriétés mécaniques d'un élément. C'est pourquoi la protection du bois doit être prescrite dans tout redimensionnement, exécutée soigneusement, et garantie par un entretien convenable et contrôlé, et par une inspection périodique.

ANNEXE K (Informative)

Dispositions particulières pour les structures en maçonnerie.

K.1 Information pour l'évaluation de la structure.

(1) Pour les bâtiments en maçonnerie d'une ancienneté considérable, caractérisés par des dispositions structurales complexes, une recherche historique est nécessaire puisque les schémas structuraux ont pu subir des altérations importantes durant leur vie.

(2) Il y a lieu de collecter des informations concernant leur état d'origine ⁹, les réparations et les renforcements antérieurs, leur comportement durant des séismes passés et les dommages existants. L'examen visuel des dommages peut fournir des renseignements essentiels pour l'évaluation (voir art. 2). Les défaillances éventuelles suivantes peuvent être identifiées :

- a) manque de symétrie de la structure ou de la masse ;
- b) liaisons insuffisantes entre les murs qui se croisent ;
- c) tassements ;
- d) fissures dues à des causes diverses ;
- e) renflement des murs ;
- f) appui insuffisant des éléments de planchers sur les murs ;
- g) manque de durabilité des éléments en bois ou métalliques, etc.

(3) L'intégrité de la maçonnerie, ou la présence éventuelle de cavités, de fissures, de connecteurs métalliques, d'attaches en bois etc. doivent être examinées par des moyens non destructifs tels que :

- a) taper avec un marteau ;
- b) endoscopie ;
- c) impulsion ultrasonique ou mécanique ;
- d) thermographie à infrarouge
- e) impulsion radar ;
- f) identification dynamique ;
- g) émission acoustique ;
- h) dispositifs magnétiques.

ou par des méthodes partiellement destructives, telles que le prélèvement d'échantillon, ou par simple examen visuel des zones d'où des pierres ont été provisoirement enlevées. La majorité des techniques ci-dessus requiert un personnel hautement spécialisé, un traitement soigné et une interprétation par des spécialistes.

Nota : "L'endoscopie requiert des trous d'inspection d'un diamètre d'environ 15 mm et n'est probablement pas efficace, sauf si un grand nombre de trous est foré. Une vision meilleure de la texture intérieure d'un mur sera obtenue en utilisant pour l'inspection un miroir à angles situé dans des trous d'environ 75 mm de diamètre.

⁹ En règle générale, il n'y a pas eu d'analyse de la structure d'origine en maçonnerie, et même une simple vérification de la résistance du matériau peut ne pas figurer dans la documentation disponible.

(4) L'examen préliminaire doit identifier les murs résistants principaux et les autres parties qui ont un rôle dans le comportement de la structure. Les murs qui sont cause d'irrégularité structurale ou d'autres effets défavorables doivent être également identifiés.

(5) En général, la résistance de la maçonnerie peut être évaluée à partir de la résistance des matériaux constitutifs selon l'Eurocode 6. Lorsque la détérioration du mortier est apparente, le prélèvement d'éprouvettes de mortier et des essais en laboratoire doivent être effectués. Les analyses en laboratoire de la composition du mortier de chaux donnent néanmoins une évaluation trop pessimiste de la résistance du mortier s'il est utilisé dans une réfection de mortiers déjà essayés : les valeurs normalisées se réfèrent à la résistance à 28 jours et ignorent le durcissement à long terme dû à la carbonatation.

(6) Les informations obtenues à partir d'échantillons peuvent être étendues à d'autres parties de la maçonnerie, en comparant le comportement par des essais non destructifs et la structure interne (telle qu'elle est indiquée par l'étude endoscopique). Sur un petit nombre de murs de contreventement choisis, on doit réaliser des essais in situ de cisaillement des joints de mortier (essai de poussée en plan).

(7) Le module d'élasticité de la maçonnerie peut être évalué à partir des propriétés des matériaux constitutifs conformément à l'Eurocode 6. Toutefois, si une propriété présente une importance particulière pour l'évaluation (par exemple pour l'association de matériaux différents, ou pour le calcul dynamique) elle doit être obtenue par des essais en laboratoire sur des échantillons, ou par des essais in situ en utilisant une instrumentation appropriée, telle que des paires de vérins plats.

(8) Si les injections sont considérées possible comme une technique possible de réparation ou de renforcement, les propriétés chimiques des mortiers doivent être déterminées, afin d'éviter des réactions préjudiciables, particulièrement en présence de sulfates.

(9) Pour les structures importantes en maçonnerie, des mesures de l'état de contrainte existant, réalisées avec des vérins plat, peuvent s'avérer nécessaires pour l'évaluation. Les mesures requièrent des vérins plats spéciaux minces, pour éviter des coupures excessives de la maçonnerie. Des essais de fendage de cylindres sur des parties centrales horizontales (incluant ou non un joint de pose) peuvent également être utilisées pour évaluer la résistance de la maçonnerie.

(10) Les structures en maçonnerie présentent souvent des fissures importantes. Toutefois, ceci ne doit pas nécessairement compromettre la stabilité de la structure ; il est d'usage d'élaborer des dessins complets des fissures des murs. L'étude de leur schéma est très utiles pour l'identification de leur cause et pour le choix des mesures de réparation si c'est nécessaire.

K.2 Evaluation

K.2.1 Calcul de la structure.

(1) La ductilité d'un bâtiment en maçonnerie est prise en compte par le coefficient de comportement q approprié, donné au paragraphe 5.3. de l'ENV 1998-1-3 : 1995.

(2) Si le bâtiment respecte les prescriptions correspondantes, on peut utiliser pour l'évaluation les règles considérées comme satisfaisantes et données au paragraphe 5.7 de l'ENV 1998-1-3 : 1995 pour les "Bâtiments simples en maçonnerie".

(3) La contribution à la résistance des éléments fortement endommagés peut être négligée si ces éléments ne peuvent pas être cause d'un comportement défavorable (tel que des fissures larges et denses affectant la stabilité hors plan, des surfaces de murs bombées ou détachées etc...) Les éléments moins endommagés doivent être pris en compte avec une résistance du matériau modifiée de manière appropriée.

Nota : Une caractéristique de faiblesse qu'on trouve dans de nombreux bâtiments en maçonnerie traditionnelle, consiste dans la transition brusque entre les gros trumeaux principaux et les panneaux minces d'allèges situés en-dessous et au-dessus des fenêtres. Ceci prédispose à la formation de fissures verticales qui séparent les murs d'allèges des trumeaux principaux.

(4) L'évaluation du comportement en diaphragme des planchers ou de l'effet de liaison des poutres ne doit pas se limiter à l'évaluation de leur raideur. Il y a lieu d'effectuer une vérification de la capacité de liaison avec les murs en maçonnerie.

K.2.2 Résistance des matériaux.

(1) Bien que la classe du mortier de la maçonnerie existante ne soit pas facilement identifiable, dans le classement de l'Eurocode 6, la résistance de la maçonnerie dérivée des paragraphes 3.6.2.2. et 3.6.3. de l'ENV 1996-1-1 : 1995 peut être utilisée pour l'évaluation, dans des hypothèses conservatives. L'effet défavorable des joints épais en mortier doit être également pris en compte par un coefficient réducteur.

(2) Lorsqu'on utilise des valeurs expérimentales de la résistance, par exemple celles obtenues par des essais destructifs réalisés sur des éprouvettes en maçonnerie de dimensions réduites, ou par des essais in-situ partiellement destructifs, conformément au paragraphe 3.3.(2) de la présente Prénorme, la résistance caractéristique de la maçonnerie, ne doit pas être prise supérieure à 0,7 fois la valeur moyenne déterminée par les essais.

(3) Des valeurs moyennes, basées sur des considérations critiques des données expérimentales obtenues dans des situations comparables, peuvent être utilisées pour l'estimation des caractéristiques de la structure en maçonnerie de faible résistance, seulement si on dispose d'une expérience appropriée de longue durée.

K.2.3 Coefficients partiels de sécurité

(1) Les coefficients partiels de sécurité γ_m pour la résistance de la maçonnerie sont donnés dans le tableau 5.3 de la partie 1-3, pour deux catégories de contrôle de fabrication (A et B) et trois catégories de contrôle d'exécution (A, B, C). Dans le cas de réparation ou de renforcement de bâtiments existants, les résultats de l'examen visuel, les essais non destructifs et, si nécessaire, l'endoscopie, doivent être utilisés pour le classement par catégorie de la qualité des éléments et pour la qualité de l'exécution pour que les valeurs du coefficient γ_m puissent être choisies correctement.

(2) La fiabilité envisagée pour les méthodes de diagnostic utilisées et la portée de leur validité doivent être prises en compte avec soin lors du choix des coefficients γ_m .

(3) Les autorités compétentes peuvent publier des résistances de calcul nominales à utiliser lors de l'évaluation de la maçonnerie ancienne.

K.2.4 Evaluation de la sécurité globale.

(1) Les méthodes d'évaluation impliquant un calcul non linéaire, temporel dynamique de toute la structure ne sont pas recommandées pour la plupart des bâtiment en maçonnerie ; ceci est dû au manque de modèles fiables du comportement hystérétique des murs dans leur plan et en dehors de leur plan.

(2) Pour les bâtiments ayant une disposition simple, on peut utiliser la méthode normalisée conformément au paragraphe 3.5.2.1 de cette Prénorme.

(3) Pour l'évaluation des bâtiments en maçonnerie de faible hauteur on peut appliquer les méthodes globales statiques non linéaires. L'approximation consiste à associer des relations bilinéaires force-déplacement aux murs de contreventement ou aux trumeaux résistants aux forces horizontales. L'état limite ultime est atteint par une démarche incrémentale. Selon une formulation largement utilisée, les murs sont sous-divisés en bandes horizontales infiniment rigides et trumeaux verticaux ayant un comportement de type cisaillement et une relation élasto-plastique force-déplacement avec des déformations plastiques limitées. Grâce à l'hypothèse supplémentaire des planchers rigides dans leur plan, un calcul par incrémentation détermine l'effort tranchant de chaque trumeau en fonction de sa raideur et de sa position ; lorsqu'un trumeau atteint sa résistance ultime à l'effort tranchant la position du centre de raideur est trouvée ; le processus prend fin lorsqu'une déformation plastique limite est atteinte dans l'un des trumeaux. Les autorités compétentes peuvent définir les niveaux appropriés des actions sismiques qui sont à associer à l'état limite ultime défini ci-dessus.

(4) L'évaluation de la vulnérabilité peut être utilisée dans le cas des bâtiments en maçonnerie de faible hauteur non endommagés, comme approche préliminaire pour évaluer la nécessité de mise à niveau parasismique. L'utilisation d'un indice de vulnérabilité est recommandé seulement dans les cas où les procédés établis pour des types bien définis de constructions en maçonnerie, ont été étalonnés de manière satisfaisante en fonction des dommages observés lors de séismes antérieurs.

(5) L'évaluation de l'indice de vulnérabilité doit comporter une évaluation quantitative de la résistance à l'effort tranchant dans le plan des murs et des trumeaux, ainsi que sa modification au moyen d'une évaluation qualitative d'autres aspects affectant le comportement sismique du bâtiment tels que : type des murs, liaison des murs, régularité en plan et en élévation, raideur des diaphragmes horizontaux, type de la toiture, conditions de fondation et conditions d'entretien.

K.3 Interventions sur la structure

K.3.1 Types d'intervention sur les bâtiments en maçonnerie.

Par référence au paragraphe 3.2.3 de la présente Prénorme, les interventions suivantes sont recommandées pour des bâtiments en maçonnerie :

- a) réduction de la masse, particulièrement aux niveaux élevés, par exemple par d'enlèvement de toitures lourdes, d'auvents et de parapets lourds, etc. ;
- b) réduction de l'excentricité entre les centres des masses et ceux des raideurs, afin d'éviter des effets de torsion importants, particulièrement dans les bâtiments avec une forte action de diaphragme du plancher ;

- c) ajout de murs de contreventement ;
- d) amélioration des assemblages entre les éléments résistants (par exemple liaison des murs qui se croisent, liaison des murs parallèles apposés, ancrage correct des diaphragmes horizontaux sur les éléments porteurs verticaux, etc.) ;
- e) amélioration de l'action de diaphragme des planchers en augmentant leur raideur au cisaillement et leur résistance dans leur plan ;
- f) amélioration de la qualité de la maçonnerie (par exemple : par application d'enduit). On considérera l'augmentation ultérieure de la raideur et la diminution de l'amortissement ;
- g) réparation des murs fissurés (par exemple : par application d'enduit ou par chemisage) ;
- h) application aux murs d'éléments d'encadrement verticaux et horizontaux (voir paragraphe 5.5.3. de la partie 1-3) ;
- i) application d'un encadrement transversal aux bords des trumeaux en maçonnerie.

K.3.2 Techniques de réparation et de renforcement

K.3.2.1 Réparation des fissures

- (1) Les fissures peuvent être fermées par du mortier si leur largeur est réduite, (par exemple : inférieure à 10 mm) et si l'épaisseur du mur est relativement faible.
- (2) Lorsque la largeur des fissures est faible mais l'épaisseur de la maçonnerie est importante, il y a lieu de pratiquer des injections avec du coulis de ciment ; le coulis doit contenir si possible un mélange destiné à prévenir le retrait. Pour les fissures fines on peut utiliser un coulis à base d'époxi.
- (3) Si les fissures sont relativement larges (par exemple : supérieures à 10 mm) la zone endommagée doit être refaite en utilisant des briques ou des pierres allongées (de couture). Autrement, des agrafes ou des plats métalliques en forme de queue d'aronde doivent être utilisés afin de relier les deux faces de la fissure et les espaces vides doivent être remplis au mortier de ciment.
- (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, par rejointoiement et enrobage d'un câble de faible diamètre dans le joint de pose.
- (5) Pour la réparation des fissures diagonales larges, de petites nervures de renforcement verticales en béton peuvent être coulées dans des rainures irrégulières pratiquées dans le mur en maçonnerie, normalement des deux côtés; les nervures doivent être armées avec des cadres rapprochés et des armatures longitudinales.
- (6) Parfois les rainures peuvent affaiblir la résistance du mur vis-à-vis des efforts horizontaux de traction, sauf si le renforcement des joints de pose, tel que décrit ci-dessus, est continué au travers des nervures en béton.

K.3.2.2 Réparation des murs bombés

- (1) Les murs bombés doivent être démolis et reconstruits
- (2) Les parements en maçonnerie tombés ou bombés doivent être reconstruits après renforcement de la partie centrale du mur et insertion d'armatures de couture résistantes à la rouille.

K.3.2.3 Réparation et renforcement des intersections de murs

- (1) Les angles désagrégés ou écroulés doivent être reconstruits après avoir ôté le matériau endommagé. On peut prévoir un renforcement complémentaire par des armatures horizontales en acier (avec, si nécessaire, une protection appropriée contre la corrosion), par des chaînages horizontaux en béton armé, ou par des poteaux en béton armé enchâssés aux intersections.
- (2) Là où des murs se croisant sont séparés, la reconstruction doit être faite avec des briques ou des pierres de liaison croisées. La liaison peut être rendue plus efficace par différents moyens :
 - a) construction d'un chaînage en béton armé ;
 - b) adjonction de plats d'acier dans les joints de pose ;
 - c) insertion d'armatures dans des trous forés et injectés ultérieurement ;
- (3) Des murs concourants séparés peuvent également être reliés en coulant un poteau en béton armé dans l'intersection ainsi qu'un chaînage horizontal en béton armé.
- (4) La liaison peut être également réalisée par des armatures extérieures horizontales, fixées à des profilés en acier, ancrés dans les murs.

K.3.2.4 Renforcement et raidissement des diaphragmes horizontaux.

- (1) Les planchers en bois peuvent être renforcés et raidis par :
 - a) Clouage d'une couche complémentaire orthogonale ou oblique en planches de bois, sur les couches existantes. L'espacement des planches complémentaires et/ou l'emplacement des clous doivent assurer une raideur au cisaillement importante dans le plan du plancher.
 - b) Coulage sur les planches existantes d'une couche mince en béton armée d'un treillis soudé,. La couche en béton doit comporter des connecteurs avec le plancher en bois et le treillis soudé ancré dans les murs.
 - c) Les planchers en bois formant diaphragmes peuvent être renforcés et raidis contre une distorsion dans leur plan ("mise en parallélogramme"), en croisant des tirants diagonaux en acier plat, vissés sur la face supérieure des poutres. Le « renforcement des membrures tendues » peut être réalisé de façon similaire.
- (2) Les planchers en bois peuvent être remplacés par des dalles de béton armé, liées de façon appropriée aux murs.

(3) Les fermes de la toiture doivent être contreventées par agrafage ou soudure d'éléments diagonaux convenables. La forme de toiture doit être ancrée aux murs qui la supportent.

K.3.2.5 Chaînages

(1) Si les chaînages existants entre les murs et les planchers (ou toitures) sont endommagés, ils doivent être réparés ou reconstruits de façon appropriée. S'ils n'existent pas dans la structure d'origine, ils doivent être ajoutés.

K.3.2.6 Renforcement de murs par encadrement

(1) Des chaînages en béton horizontaux et verticaux satisfaisant autant que possible aux règles de la maçonnerie encadrée du paragraphe 5.5.3 de l'ENV 1998-1-3 : 1995, peuvent être utilisés pour améliorer la ductilité et la résistance globale des bâtiments.

(2) Les chaînages verticaux ne doivent pas être découpés dans les murs, sauf si l'armature des joints de pose tels qu'ils sont décrits en K.3.2.1, est continue et les traverse.

K.3.2.7 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 en améliorant le comportement d'ensemble d'un bâtiment en maçonnerie, comme un système spatial.

(2) Des tirants précontraints peuvent être utilisés afin d'améliorer la résistance des murs contre les efforts de traction. La force de précontrainte doit être compatible avec la résistance (fréquemment faible) des éléments de maçonnerie.

(3) Les éléments en acier, particulièrement ceux qui sont insérés dans la maçonnerie, doivent être protégés contre la corrosion de manière appropriée.

K.3.2.8 Renforcement des murs en maçonnerie interne de moellons (maçonnerie à parois multiples).

(1) La partie centrale en moellons peut être renforcée efficacement par jointoiment au mortier de ciment si la pénétration du mortier est satisfaisante. Toutefois, si l'adhésion du mortier aux moellons a des chances d'être faible, le jointoiment lui-même n'améliorera pas de manière significative la résistance à la fissuration de cisaillement et de traction, et encore moins l'éclatement. Vis-à-vis de ce dernier, des armatures traversant, les moellons doivent être prévues et scellées dans les parements en pierres.

(2) La totalité du mur peut être renforcée en reliant les deux parois extérieures par des armatures de couture transversales, protégées de manière appropriée contre la corrosion et distribuées uniformément.

K.3.2.9 Renforcement de murs au moyen de "chemisages" en béton armé ou de profilés métalliques.

- (1) L'application de « chemisages » en béton est un moyen efficace pour réparer des murs en maçonnerie fortement endommagés. Le béton doit être appliqué par projection et les « chemisages » doivent être armés par des treillis soudés ou par des armatures.
- (2) Les « chemisages » peuvent être doubles (sandwich, sur les deux faces du mur) ou simples (construction d'une couche appliquée seulement sur une face), ou peuvent être appliqués seulement sur une partie de la surface du mur. Les deux couches d'un « chemisage » double doivent être reliées entre elles. Les « chemisages » simples doivent être reliés par des rainures pratiquées dans la surface de la maçonnerie. Tous les « chemisages » doivent être ancrés dans les fondations.
- (3) Il doit être tenu compte des effets défavorables potentiels de l'augmentation de la raideur due aux « chemisages ».
- (4) Des profilés métalliques peuvent être utilisés pour réparer et renforcer les murs de manière similaire.

Nota : Cette méthode de renforcement n'est toutefois pas appropriée si la texture du parement en maçonnerie et/ou les tableaux de fenêtres sur toute leur profondeur dans les murs extérieurs constituent des parties importantes de la valeur de l'héritage culturel du bâtiment.

K.3.2.10 Réparation ou renforcement des fondations.

- (1) Lorsque des murs en maçonnerie ont été endommagés par des tassements différentiels ou par des glissements causés par les séismes, des actions doivent être entreprises pour éliminer les causes de tels dommages.
- (2) Le renforcement des fondations peut être requis également afin d'augmenter la surface portante, si le renforcement ou la reconstruction ont eu comme résultat une augmentation du poids des bâtiments et/ou une majoration des forces de renversement. Il peut être également souhaitable de prévoir des liaisons structurales au droit des fondations afin d'aider le bâtiment à se comporter d'une pièce lorsque se produit le mouvement du sol.
- (3) La reprise en sous-œuvre étape par étape est possible en plaçant des blocs en béton (de longueur $b = 0,50$ à $1,00$ m, d'espacement $> 2b$) en dessous des fondations existantes afin d'éviter des tassements différentiels.
- (4) Le glissement potentiel d'une fondation peut être réduit en construisant des « bèches » en béton armé, particulièrement dans des terrains en pente. Les « bèches » sont construites profondément dans le sol en bas de la pente de la fondation, en contact avec elle en son point le plus bas, et courant parallèlement aux contours du terrain.
- (5) Une autre méthode de renforcement consiste à construire un chaînage en béton armé, tout autour du bâtiment au niveau des fondations, ou un chaînage le long du côté intérieur de la fondation.
- (6) Ces trois schémas peuvent prévoir également une longrine sur le périmètre du bâtiment, à condition que des armatures longitudinales continues soient présentes.

K. 4 Redimensionnement lors d'une réparation et/ou d'un renforcement.

(1) Dans les cas où une vérification par le calcul des mesures de réparation ou de renforcement est nécessaire, les dispositions qui suivent s'appliquent.

K.4.1 Coefficients γ_M révisés.

(1) Les valeurs des coefficient γ_M peuvent être prises comme suit :

a) Pour les matériaux existants, aucune modification des valeurs spécifiées au paragraphe 5.6 de l'ENV 1998-1-3 : 1995 n'est recommandée.

b) Pour les matériaux ajoutés, les dispositions de l'article correspondant de l'ENV 1998-1-3 : 1995 ou d'autres Eurocodes sont applicables.

K.4.2 Ductilité

(1) Le choix du coefficient de comportement q après l'intervention peut être fait conformément au paragraphe 5.3 de l'ENV 1998-1-3 : 1995.

(2) Dans le cas d'un usage important de chemisages en béton armé, comme moyen de réparation/renforcement, une réduction appropriée du coefficient q est recommandée.

K.4.3 Ré-analyse après intervention.

(1) Référence est faite au paragraphe 5.5 de la présente Prénorme.

K.4.4 Raideurs et résistances après intervention.

(1) Une estimation par le calcul de la raideur et de la résistance des sections pertinentes après l'intervention peut être effectuée conformément au paragraphe 5.6.2 de la présente Prénorme, à condition qu'il existe des relations fiables, prouvées expérimentalement, concernant le transfert des forces entre les matériaux existants et ajoutés.

(2) Des méthodes simplifiées (voir 5.6.3.(4)) peuvent être utilisées pour estimer la raideur ou la résistance finale d'un élément en maçonnerie réparé/renforcé, chaque fois que les données de recherches antérieures et l'expérience sont disponibles.