

La présente norme remplace les normes SN ENV 1992-1-1:1991,
SN ENV 1992-1-3:1994, SN ENV 1992-1-4:1994,
SN ENV 1992-1-5:1994, SN ENV 1992-1-6:1994 et
SN ENV 1992-3:1998

Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken -
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings

Eurocode 2: Calcul des structures en béton - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

La norme européenne EN 1992-1-1:2004, complétée par l'avant-propos national, a le statut d'une norme suisse.

En suisse la présente EN est de la compétence du groupe suisse CEN/TC 250 «Eurocodes structuraux».

Numéro de référence:
SN EN 1992-1-1:2004 F

Valable dès: 01.07.2005

Éditeur:
Société suisse des ingénieurs
et des architectes
Case postale, CH-8039 Zurich

Avant-propos national

1. Généralités

La norme EN 1992-1-1:2004 a, en tant que SN EN 1992-1-1:2004, le statut de norme suisse sous la désignation SIA 262.001.

2. Compétences

La présente norme appartient au domaine de compétence du CEN/TC 250 «Eurocodes structuraux».

Les travaux ont été accompagnés au niveau national par la Commission des normes de structure (CNS) de la Société suisse des ingénieurs et des architectes.

3. Historique

Après l'établissement d'une première génération d'Eurocodes dans les années quatre-vingt, le CEN a été chargé en 1989 d'élaborer des prénormes européennes (ENV).

Les prénormes européennes ENV 1992-1-1:1991, ENV 1992-1-3:1994, ENV 1992-1-4:1994, ENV 1992-1-5:1994, ENV 1992-1-6:1994 et ENV 1992-3:1998 achevées en 1993 ont été revues par un groupe de projet CEN et adoptée en date du 16.04.2004 en tant que norme européenne EN 1992-1-1:2004.

Dans le cadre d'un accord entre les pays de l'Union Européenne (UE) et de l'Association Européenne de Libre Échange (AELE), la Suisse s'est engagée à réduire les entraves techniques aux échanges commerciaux par l'adoption de Normes Européennes harmonisées (EN).

4. Corrélations avec d'autres documents

La norme fait partie d'une série de normes traitant des actions et des calculs de dimensionnement, dont l'application n'a de sens que si elle a lieu globalement.

5. Dispositions de mise en vigueur et de remplacement

La norme SN EN 1992-1-1:2004 entre en vigueur le 01.07.2005.

Elle remplace les prénormes SN ENV 1992-1-1:1991, SN ENV 1992-1-3:1994, SN ENV 1992-1-4:1994, SN ENV 1992-1-5:1994, SN ENV 1992-1-6:1994 et SN ENV 1992-3:1998.

6. Paramètres déterminés au niveau national (NPD)

Les Eurocodes sont complétés dans chaque pays membre par une annexe nationale mentionnant des paramètres déterminés au niveau national (NPD). De cette manière, il est tenu compte, entre autres, des particularités géographiques et climatiques spécifiques à chaque pays, des degrés de sécurité et des dispositions au niveau national.

La Suisse renonce, jusqu'à nouvel ordre à fixer des paramètres nationaux car les normes sur les structures porteuses SIA 206 à SIA 267 correspondent à une mise en pratique adéquate des Eurocodes pour les conditions suisses.

Lors de l'utilisation des Eurocodes en Suisse, les paramètres nationaux sont à fixer en relation avec le projet entre le maître de l'ouvrage et le mandataire et à documenter dans la convention d'utilisation.

Julliet 2005

Version Française

Eurocode 2: Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

Eurocode 2: Bemessung und konstruktion von Stahlbeton-
und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine
Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1:
General rules and rules for buildings

La présente Norme européenne a été adoptée par le CEN le 16 avril 2004.

Les membres du CEN sont tenus de se soumettre au Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, qui définit les conditions dans lesquelles doit être attribué, sans modification, le statut de norme nationale à la Norme européenne. Les listes mises à jour et les références bibliographiques relatives à ces normes nationales peuvent être obtenues auprès du Centre de Gestion ou auprès des membres du CEN.

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

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



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

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

Table des matières

- 1. Généralités
 - 1.1 Domaine d'application
 - 1.1.1 Domaine d'application de l'Eurocode 2
 - 1.1.2 Domaine d'application de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2
 - 1.2 Références normatives
 - 1.2.1 Normes de référence générales
 - 1.2.2 Autres normes de référence
 - 1.3 Hypothèses
 - 1.4 Distinction entre Principes et Règles d'Application
 - 1.5 Définitions
 - 1.5.1 Généralités
 - 1.5.2 Autres termes et définitions utilisés dans la présente norme
 - 1.5.2.1 Structures préfabriquées
 - 1.5.2.2 Éléments de structure en béton non armé ou faiblement armé
 - 1.5.2.3 Armatures de précontrainte non adhérentes ou armatures de précontrainte extérieures
 - 1.5.2.4 Précontrainte
 - 1.6 Symboles
- 2. Bases de calcul
 - 2.1 Exigences
 - 2.1.1 Exigences de base
 - 2.1.2 Gestion de la fiabilité
 - 2.1.3 Durée d'utilisation de projet, durabilité et gestion de la qualité
 - 2.2 Principes du calcul aux états-limites
 - 2.3 Variables de base
 - 2.3.1 Actions et influences de l'environnement
 - 2.3.1.1 Généralités
 - 2.3.1.2 Effets thermiques
 - 2.3.1.3 Tassements / mouvements différentiels
 - 2.3.1.4 Précontrainte
 - 2.3.2 Propriétés des matériaux et des produits
 - 2.3.2.1 Généralités
 - 2.3.2.2 Retrait et fluage
 - 2.3.3 Déformations du béton
 - 2.3.4 Données géométriques
 - 2.3.4.1 Généralités
 - 2.3.4.2 Exigences complémentaires pour les pieux coulés en place
 - 2.4 Vérification par la méthode des coefficients partiels
 - 2.4.1 Généralités
 - 2.4.2 Valeurs de calcul
 - 2.4.2.1 Coefficient partiel relatif aux effets du retrait
 - 2.4.2.2 Coefficients partiels relatifs à la précontrainte
 - 2.4.2.3 Coefficient partiel relatif aux charges de fatigue
 - 2.4.2.4 Coefficients partiels relatifs aux matériaux
 - 2.4.2.5 Coefficients partiels relatifs aux matériaux pour les fondations
 - 2.4.3 Combinaisons d'actions
 - 2.4.4 Vérification de l'équilibre statique - EQU

- 2.5 Dimensionnement assisté par l'expérimentation
- 2.6 Exigences complémentaires pour les fondations
- 2.7 Exigences relatives aux fixations
- 3. Matériaux
 - 3.1 Béton
 - 3.1.1 Généralités
 - 3.1.2 Résistance
 - 3.1.3 Déformation élastique
 - 3.1.4 Fluage et retrait
 - 3.1.5 Relation contrainte-déformation pour l'analyse structurale non-linéaire
 - 3.1.6 Résistance de calcul en compression et résistance de calcul en traction
 - 3.1.7 Relations contrainte-déformation pour le calcul des sections
 - 3.1.8 Résistance à la traction en flexion
 - 3.1.9 Béton confiné
 - 3.2 Acier de béton armé
 - 3.2.1 Généralités
 - 3.2.2 Propriétés
 - 3.2.3 Résistance
 - 3.2.4 Caractéristiques de ductilité
 - 3.2.5 Soudage
 - 3.2.6 Fatigue
 - 3.2.7 Hypothèses de calcul
 - 3.3 Acier de précontrainte
 - 3.3.1 Généralités
 - 3.3.2 Propriétés
 - 3.3.3 Résistance
 - 3.3.4 Caractéristiques de ductilité
 - 3.3.5 Fatigue
 - 3.3.6 Hypothèses de calcul
 - 3.3.7 Armatures de précontrainte logées dans des gaines
 - 3.4 Dispositifs de précontrainte
 - 3.4.1 Ancrages et coupleurs
 - 3.4.1.1 Généralités
 - 3.4.1.2 Propriétés mécaniques
 - 3.4.1.2.1 Armatures de précontrainte ancrées
 - 3.4.1.2.2 Organes d'ancrage et zones d'ancrage
 - 3.4.2 Armatures de précontrainte extérieures (non adhérentes)
 - 3.4.2.1 Généralités
 - 3.4.2.2 Ancrages
- 4. Durabilité et enrobage des armatures
 - 4.1 Généralités
 - 4.2 Conditions d'environnement
 - 4.3 Exigences de durabilité
 - 4.4 Méthodes de vérification
 - 4.4.1 Enrobage
 - 4.4.1.1 Généralités
 - 4.4.1.2 Enrobage minimal, c_{min}
 - 4.4.1.3 Prise en compte des tolérances d'exécution

- 5. Analyse structurale
- 5.1 Généralités
 - 5.1.1 Exigences générales
 - 5.1.2 Exigences spécifiques pour les fondations
 - 5.1.3 Cas de charge et combinaisons
 - 5.1.4 Effets du second ordre
- 5.2 Imperfections géométriques
- 5.3 Modélisation de la structure
 - 5.3.1 Modèles structuraux pour l'analyse globale
 - 5.3.2 Données géométriques
 - 5.3.2.1 Largeur participante des tables de compression (pour tous les états-limites)
 - 5.3.2.2 Portée utile des poutres et dalles dans les bâtiments
- 5.4 Analyse élastique-linéaire
- 5.5 Analyse élastique-linéaire avec redistribution limitée des moments
- 5.6 Analyse plastique
 - 5.6.1 Généralités
 - 5.6.2 Analyse plastique des poutres, portiques et dalles
 - 5.6.3 Capacité de rotation
 - 5.6.4 Analyse avec modèle bielles et tirants
- 5.7 Analyse non-linéaire
- 5.8 Analyse des effets du second ordre en présence d'une charge axiale
 - 5.8.1 Définitions
 - 5.8.2 Généralités
 - 5.8.3 Critères simplifiés pour les effets du second ordre
 - 5.8.3.1 Critère d'élancement pour les éléments isolés
 - 5.8.3.2 Élancement et longueur efficace des éléments isolés
 - 5.8.3.3 Effets globaux du second ordre dans les bâtiments
 - 5.8.4 Fluage
 - 5.8.5 Méthodes d'analyse
 - 5.8.6 Méthode générale
 - 5.8.7 Méthode basée sur une rigidité nominale
 - 5.8.7.1 Généralités
 - 5.8.7.2 Rigidité nominale
 - 5.8.7.3 Coefficient de majoration des moments
 - 5.8.8 Méthode basée sur une courbure nominale
 - 5.8.8.1 Généralités
 - 5.8.8.2 Moments fléchissants
 - 5.8.8.3 Courbure
 - 5.8.9 Flexion déviée
- 5.9 Instabilité latérale des poutres élancées
- 5.10 Éléments et structures précontraints
 - 5.10.1 Généralités
 - 5.10.2 Force de précontrainte durant la mise en tension
 - 5.10.2.1 Force de précontrainte maximale
 - 5.10.2.2 Limitation des contraintes dans le béton
 - 5.10.2.3 Mesures
 - 5.10.3 Force de précontrainte
 - 5.10.4 Pertes instantanées dans le cas de la précontrainte par pré-tension
 - 5.10.5 Pertes instantanées dans le cas de la précontrainte par post-tension

- 5.10.5.1 Pertes dues à la déformation instantanée du béton
 - 5.10.5.2 Pertes dues au frottement
 - 5.10.5.3 Pertes aux ancrages
- 5.10.6 Pertes de précontrainte différées dans le cas de la précontrainte par pré-tension et de la précontrainte par post-tension
- 5.10.7 Prise en compte de la précontrainte dans l'analyse
- 5.10.8 Effets de la précontrainte à l'état-limite ultime
- 5.10.9 Effets de la précontrainte à l'état-limite de service et à l'état-limite de fatigue
- 5.11 Analyse pour certains éléments structuraux particuliers
- 6. États-limites ultimes (ELU)
 - 6.1 Flexion simple et flexion composée
 - 6.2 Effort tranchant
 - 6.2.1 Procédure générale de vérification
 - 6.2.2 Éléments pour lesquels aucune armature d'effort tranchant n'est requise
 - 6.2.3 Éléments pour lesquels des armatures d'effort tranchant sont requises
 - 6.2.4 Cisaillement entre l'âme et les membrures des sections en T
 - 6.2.5 Cisaillement le long des surfaces de reprise
 - 6.3 Torsion
 - 6.3.1 Généralités
 - 6.3.2 Méthode de calcul
 - 6.3.3 Torsion gênée
 - 6.4 Poinçonnement
 - 6.4.1 Généralités
 - 6.4.2 Répartition des charges et contour de contrôle de référence
 - 6.4.3 Calcul de la résistance au poinçonnement
 - 6.4.4 Résistance au poinçonnement des dalles ou des semelles de poteaux sans armatures d'effort tranchant
 - 6.4.5 Résistance au poinçonnement des dalles ou des semelles de poteaux avec armatures d'effort tranchant
 - 6.5 Dimensionnement à l'aide de modèles bielles-tirants
 - 6.5.1 Généralités
 - 6.5.2 Bielles
 - 6.5.3 Tirants
 - 6.5.4 Noeuds
 - 6.6 Ancrages et recouvrements
 - 6.7 Pressions localisées
 - 6.8 Fatigue
 - 6.8.1 Conditions de vérification
 - 6.8.2 Efforts internes et contraintes pour la vérification à la fatigue
 - 6.8.3 Combinaison d'actions
 - 6.8.4 Procédure de vérification pour les armatures de béton armé et les armatures de précontrainte
 - 6.8.5 Vérification à l'aide de l'étendue de contrainte équivalente vis à vis de l'endommagement
 - 6.8.6 Autres vérifications
 - 6.8.7 Vérification du béton soumis à un effort de compression ou à un effort tranchant
- 7. États-limites de service (ELS)
 - 7.1 Généralités

- 7.2 Limitation des contraintes
- 7.3 Maîtrise de la fissuration
 - 7.3.1 Considérations générales
 - 7.3.2 Sections minimales d'armatures
 - 7.3.3 Maîtrise de la fissuration sans calcul direct
 - 7.3.4 Calcul de l'ouverture des fissures
- 7.4 Limitation des flèches
 - 7.4.1 Considérations générales
 - 7.4.2 Cas de dispense du calcul
 - 7.4.3 Vérification des flèches par le calcul
- 8 Dispositions constructives relatives aux armatures de béton armé et de précontrainte - Généralités
 - 8.1 Généralités
 - 8.2 Espacement des armatures de béton armé
 - 8.3 Diamètres admissibles des mandrins de cintrage pour les barres pliées
 - 8.4 Ancrage des armatures longitudinales
 - 8.4.1 Généralités
 - 8.4.2 Contrainte ultime d'adhérence
 - 8.4.3 Longueur d'ancrage de référence
 - 8.4.4 Longueur d'ancrage de calcul
 - 8.5 Ancrage des armatures d'effort tranchant et autres armatures transversales
 - 8.6 Ancrage au moyen de barres soudées
 - 8.7 Recouvrements et coupleurs
 - 8.7.1 Généralités
 - 8.7.2 Recouvrements
 - 8.7.3 Longueur de recouvrement
 - 8.7.4 Armatures transversales dans une zone de recouvrement
 - 8.7.4.1 Armatures transversales dans le cas de barres tendues
 - 8.7.4.2 Armatures transversales dans le cas de barres toujours comprimées
 - 8.7.5 Recouvrements des treillis soudés constitués de fils à haute adhérence
 - 8.7.5.1 Recouvrements des armatures principales
 - 8.7.5.2 Recouvrements des armatures de répartition
 - 8.8 Règles supplémentaires pour les barres de gros diamètre
 - 8.9 Paquets de barres
 - 8.9.1 Généralités
 - 8.9.2 Ancrage des paquets de barres
 - 8.9.3 Recouvrement des paquets de barres
 - 8.10 Armatures de précontrainte
 - 8.10.1 Disposition des armatures de précontrainte et des gaines
 - 8.10.1.1 Généralités
 - 8.10.1.2 Armatures de précontrainte par pré-tension
 - 8.10.1.3 Gainés de précontrainte (précontrainte par post-tension)
 - 8.10.2 Ancrage des armatures de précontrainte par pré-tension
 - 8.10.2.1 Généralités
 - 8.10.2.2 Transfert de la force de précontrainte
 - 8.10.2.3 Ancrage de l'effort de traction à l'état-limite ultime
 - 8.10.3 Zones d'ancrage des éléments précontraints par post-tension
 - 8.10.4 Ancrages et coupleurs pour armatures de précontrainte
 - 8.10.5 Déviateurs

- 9. Dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières
 - 9.1 Généralités
 - 9.2 Poutres
 - 9.2.1 Armatures longitudinales
 - 9.2.1.1 Sections minimale et maximale d'armatures
 - 9.2.1.2 Autres dispositions constructives
 - 9.2.1.3 Épure d'arrêt des armatures longitudinales tendues
 - 9.2.1.4 Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis d'extrémité
 - 9.2.1.5 Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis intermédiaires
 - 9.2.2 Armatures d'effort tranchant
 - 9.2.3 Armatures de torsion
 - 9.2.4 Armatures de peau
 - 9.2.5 Appuis indirects
 - 9.3 Dalles pleines
 - 9.3.1 Armatures de flexion
 - 9.3.1.1 Généralités
 - 9.3.1.2 Armatures dans les dalles au voisinage des appuis
 - 9.3.1.3 Armatures d'angles
 - 9.3.1.4 Armatures de bords libres
 - 9.3.2 Armatures d'effort tranchant
 - 9.4 Planchers-dalles
 - 9.4.1 Dalle au droit des poteaux intérieurs
 - 9.4.2 Dalle au droit de poteaux de rive ou d'angle
 - 9.4.3 Armatures de poinçonnement
 - 9.5 Poteaux
 - 9.5.1 Généralités
 - 9.5.2 Armatures longitudinales
 - 9.5.3 Armatures transversales
 - 9.6 Voiles
 - 9.6.1 Généralités
 - 9.6.2 Armatures verticales
 - 9.6.3 Armatures horizontales
 - 9.6.4 Armatures transversales
 - 9.7 Poutres-cloisons
 - 9.8 Fondations
 - 9.8.1 Semelles en tête de pieux
 - 9.8.2 Semelles de fondation de poteaux ou de voiles
 - 9.8.2.1 Généralités
 - 9.8.2.2 Ancrage des barres
 - 9.8.3 Longrines de redressement
 - 9.8.4 Semelles de poteaux fondées au rocher
 - 9.8.5 Pieux forés
 - 9.9 Régions de discontinuités de géométrie ou d'action
 - 9.10 Chaînages
 - 9.10.1 Généralités
 - 9.10.2 Répartition des chaînages
 - 9.10.2.1 Généralités
 - 9.10.2.2 Chaînages périphériques
 - 9.10.2.3 Chaînages intérieurs

- 9.10.2.4 Chaînages horizontaux des poteaux et/ou des voiles
 - 9.10.2.5 Chaînages verticaux
- 9.10.3 Continuité et ancrage des chaînages
- 10. Règles additionnelles pour les éléments et les structures préfabriqués en béton
 - 10.1 Généralités
 - 10.1.1 Terminologie particulière à la présente section
 - 10.2 Bases du calcul, exigences fondamentales
 - 10.3 Matériaux
 - 10.3.1 Béton
 - 10.3.1.1 Résistance
 - 10.3.1.2 Fluage et retrait
 - 10.3.2 Acier de précontrainte
 - 10.3.2.2 Propriétés mécaniques des aciers de précontrainte
 - 10.5 Analyse structurale
 - 10.5.1 Généralités
 - 10.5.2 Pertes de précontrainte
 - 10.9 Dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières
 - 10.9.1 Moments d'encastrement dans les dalles
 - 10.9.2 Jonctions voiles-planchers
 - 10.9.3 Systèmes de planchers
 - 10.9.4 Assemblages et appuis des éléments préfabriqués
 - 10.9.4.1 Matériaux
 - 10.9.4.2 Règles générales pour le dimensionnement et les dispositions constructives relatives aux assemblages
 - 10.9.4.3 Joints transmettant des efforts de compression
 - 10.9.4.4 Joints transmettant des efforts tranchants
 - 10.9.4.5 Joints transmettant des efforts de flexion ou de traction
 - 10.9.4.6 Joints cantilever
 - 10.9.4.7 Ancrage des armatures au droit des appuis
 - 10.9.5 Appareils d'appui
 - 10.9.5.1 Généralités
 - 10.9.5.2 Appareils d'appui pour éléments continus (non isolés)
 - 10.9.5.3 Appareils d'appui pour éléments isolés
 - 10.9.6 Fondations en encuvement
 - 10.9.6.1 Généralités
 - 10.9.6.2 Encuvements à parois à clés
 - 10.9.6.3 Encuvements à parois lisses
 - 10.9.7 Chaînages
- 11. Structures en béton de granulats légers
 - 11.1 Généralités
 - 11.1.1 Domaine d'application
 - 11.1.2 Symboles spécifiques
 - 11.2 Bases de calcul
 - 11.3 Matériaux
 - 11.3.1 Béton
 - 11.3.2 Déformation élastique
 - 11.3.3 Fluage et retrait
 - 11.3.4 Relations contrainte-déformation pour l'analyse structurale non-linéaire

- 11.3.5 Résistance de calcul en compression – Résistance de calcul en traction
- 11.3.6 Relations contrainte-déformation pour le calcul des sections
- 11.3.7 Béton confiné
- 11.4 Durabilité et enrobage des armatures
 - 11.4.1 Conditions d'environnement
 - 11.4.2 Enrobage et propriétés du béton
- 11.5 Analyse structurale
 - 11.5.1 Capacité de rotation
- 11.6 États-limites ultimes (ELU)
 - 11.6.1 Éléments pour lesquels aucune armature d'effort tranchant n'est requise
 - 11.6.2 Éléments nécessitant des armatures transversales
 - 11.6.3 Torsion
 - 11.6.3.1 Méthode de calcul
 - 11.6.4 Poinçonnement
 - 11.6.4.1 Résistance au poinçonnement des dalles ou des semelles de poteaux sans armatures d'effort tranchant
 - 11.6.4.2 Résistance au poinçonnement des dalles ou semelles de poteaux avec armatures d'effort tranchant
 - 11.6.5 Pressions localisées
 - 11.6.6 Fatigue
- 11.7 États-limites de service (ELS)
- 11.8 Disposition des armatures - Généralités
 - 11.8.1 Diamètres admissibles des mandrins de cintrage
 - 11.8.2 Contrainte ultime d'adhérence
- 11.9 Dispositions constructives et règles particulières
- 11.10 Règles additionnelles pour les éléments et les structures préfabriqués en béton
- 11.12 Structures en béton non armé ou faiblement armé
- 12. Structures en béton non armé ou faiblement armé
 - 12.1 Généralités
 - 12.3 Matériaux
 - 12.3.1 Béton : hypothèses de calcul complémentaires
 - 12.5 Analyse structurale : états-limites ultimes
 - 12.6 États-limites ultimes (ELU)
 - 12.6.1 Résistance de calcul aux forces axiales et aux moments
 - 12.6.2 Rupture locale
 - 12.6.3 Effort tranchant
 - 12.6.4 Torsion
 - 12.6.5 États-limites ultimes provoqués par une déformation structurale (flambement)
 - 12.6.5.1 Élanement des poteaux et des voiles
 - 12.6.5.2 Méthode de calcul simplifiée pour les voiles et les poteaux
 - 12.7 États-limites de service (ELS)
 - 12.9 Dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières
 - 12.9.1 Éléments structuraux
 - 12.9.2 Joints de construction
 - 12.9.3 Semelles isolées et semelles filantes superficielles

Annexes

- A (Informative) Modification des coefficients partiels relatifs aux matériaux
- B (Informative) Déformations dues au fluage et au retrait

EN 1992-1-1 : 2004 (F)

C (Normative)	Propriétés des armatures compatibles avec l'utilisation de cet Eurocode
D (Informative)	Méthode de calcul détaillée des pertes de précontrainte par relaxation
E (Informative)	Classes indicatives de résistance pour la durabilité
F (Informative)	Expressions pour le calcul des armatures tendues dans les situations de contraintes planes
G (Informative)	Interaction sol-structure
H (Informative)	Effets globaux du second ordre sur les structures
I (Informative)	Analyse des planchers-dalles et des voiles de contreventement
J (Informative)	Dispositions constructives pour des cas particuliers

Avant-propos

La présente norme européenne EN 1992, Eurocode 2 : Calcul des structures en béton : Règles générales et règles pour les bâtiments, a été préparée par le Comité Technique CEN/TC250 "Eurocodes Structuraux" dont le secrétariat est tenu par BSI. Le CEN/TC250 est responsable de tous les Eurocodes Structuraux.

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

La présente Norme Européenne remplace les ENV 1992-1-1, 1992-1-3, 1992-1-4, 1992-1-5, 1992-1-6 et 1992-3.

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

Origine du programme des Eurocodes

En 1975, la Commission des Communautés Européennes arrêta un programme d'actions dans le domaine de la construction, sur la base de l'article 95 du Traité. L'objectif du programme était l'élimination d'obstacles aux échanges et l'harmonisation des spécifications techniques.

Dans le cadre de ce programme d'actions, la Commission prit l'initiative d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées pour le dimensionnement des ouvrages ; ces règles, en un premier stade, serviraient d'alternative aux règles nationales en vigueur dans les États Membres et, finalement, les remplaceraient.

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

En 1989, la Commission et les États Membres de l'Union Européenne et de l'AELE décidèrent, sur la base d'un accord¹ entre la Commission et le CEN, de transférer au CEN, par une série de Mandats, la préparation et la publication des Eurocodes, afin de leur donner par la suite un statut de normes européennes (EN). Ceci établit *de facto* un lien entre les Eurocodes et les dispositions de toutes les Directives du Conseil et/ou Décisions de la Commission traitant de normes européennes (par exemple la Directive du Conseil 89/106/CEE sur les produits de la construction – DPC – et les Directives du Conseil 93/37/CEE, 92/50/CEE et 89/440/CEE sur les travaux et services publics ainsi que les Directives équivalentes de l'AELE destinées à la mise en place du marché intérieur).

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

EN 1992-1-1 : 2004 (F)

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

EN 1990	Eurocode 0:	Bases de calcul des structures
EN 1991	Eurocode 1:	Actions sur les structures
EN 1992	Eurocode 2:	Calcul des structures en béton
EN 1993	Eurocode 3:	Calcul des structures en acier
EN 1994	Eurocode 4:	Calcul des structures mixtes acier-béton
EN 1995	Eurocode 5:	Calcul des structures en bois
EN 1996	Eurocode 6:	Calcul des structures en maçonnerie
EN 1997	Eurocode 7:	Calcul géotechnique
EN 1998	Eurocode 8:	Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
EN 1999	Eurocode 9:	Calcul des structures en aluminium

Les normes Eurocodes reconnaissent la responsabilité des autorités réglementaires dans chaque État Membre et ont sauvegardé le droit de celles-ci de déterminer, au niveau national, des valeurs relatives aux questions réglementaires de sécurité, là où ces valeurs continuent à différer d'un État à l'autre.

Statut et domaine d'application des Eurocodes

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

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

Les Eurocodes, dans la mesure où les ouvrages eux-mêmes sont concernés par eux, ont une relation directe avec les Documents Interprétatifs² visés à l'article 12 de la DPC, quoiqu'ils soient d'une nature différente de celle des normes harmonisées de produits³. En conséquence, les aspects techniques résultant des travaux effectués pour les Eurocodes nécessitent d'être pris en considération de façon adéquate par les Comités Techniques du CEN et/ou les groupes de travail de l'EOTA travaillant sur les normes de produits en vue de parvenir à une complète compatibilité de ces spécifications techniques avec les Eurocodes.

² Selon l'article 3.3 de la DPC, les exigences essentielles (EE) doivent recevoir une forme concrète dans des Documents Interprétatifs (DI) pour assurer les liens nécessaires entre les exigences essentielles et les mandats pour normes européennes harmonisées et guides pour les agréments techniques européens (ATE), et ces agréments eux-mêmes.

³ Selon l'article 12 de la DPC, les Documents Interprétatifs doivent :

- a) donner une forme concrète aux exigences essentielles en harmonisant la terminologie et les bases techniques et en indiquant, lorsque c'est nécessaire, des classes ou des niveaux pour chaque exigence ;
- b) indiquer des méthodes pour relier ces classes ou niveaux d'exigences aux spécifications techniques, par exemple méthodes de calcul et d'essai, règles techniques pour la conception etc. ;
- c) servir de référence pour l'établissement de normes harmonisées et de guides pour agréments techniques européens.

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

Les normes Eurocodes fournissent des règles de conception structurale communes d'usage quotidien pour le calcul des structures entières et des produits composants de nature traditionnelle ou innovatrice. Les formes de construction ou les conceptions inhabituelles ne sont pas spécifiquement couvertes, et il appartiendra en ces cas au concepteur de se procurer des bases spécialisées supplémentaires.

Normes nationales transposant les Eurocodes

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

L'Annexe Nationale peut seulement contenir des informations sur les paramètres laissés en attente dans l'Eurocode pour choix national, sous la désignation de Paramètres Déterminés au niveau National, à utiliser pour les projets de bâtiments et ouvrages de génie civil dans le pays concerné ; il s'agit :

- de valeurs et/ou des classes là où des alternatives figurent dans l'Eurocode,
- de valeurs à utiliser là où seul un symbole est donné dans l'Eurocode,
- de données propres à un pays (géographiques, climatiques, etc.), par exemple carte de neige,
- de la procédure à utiliser là où des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode.

Elle peut contenir :

- des décisions sur l'usage des annexes informatives,
- des références à des informations complémentaires non contradictoires pour aider l'utilisateur à appliquer l'Eurocode.

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

La cohérence est nécessaire entre les spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction et les règles techniques pour les ouvrages⁴. En outre, toute information accompagnant la Marque CE des Produits de Construction et se référant aux Eurocodes il convient de faire apparaître clairement quels Paramètres Déterminés au niveau National ont été pris en compte.

Informations additionnelles spécifiques à l'EN 1992-1-1

L'EN 1992-1-1 décrit les principes et les exigences pour la sécurité, l'aptitude au service et la durabilité des structures en béton, ainsi que des dispositions spécifiques pour les bâtiments. Elle est fondée sur le concept d'état-limite, utilisé conjointement avec une méthode aux coefficients partiels.

Pour le calcul des ouvrages neufs, l'EN 1992-1-1 est destinée à être appliquée directement, conjointement avec d'autres parties de l'EN 1992 ainsi que les Eurocodes EN 1990, 1991, 1997 et 1998.

L'EN 1992-1-1 sert également de document de référence pour d'autres CEN TC concernés par les aspects structuraux.

⁴ Voir l'article 3.3 et l'article 12 de la DPC ainsi que les clauses 4.2, 4.3.1, 4.3.2 et 5.2 du DI 1

EN 1992-1-1 : 2004 (F)

L'EN 1992-1-1 est destinée à être utilisée par :

- les comités rédigeant d'autres normes de calcul des structures ainsi que les normes de produit, d'essai et d'exécution associées ;
- les clients (pour la formulation de leurs exigences spécifiques en matière de niveaux de fiabilité et de durabilité, par exemple) ;
- les concepteurs et les constructeurs ;
- les autorités concernées.

Des valeurs numériques de coefficients partiels ainsi que d'autres paramètres de fiabilité sont recommandées comme valeurs de base pour fournir un niveau de fiabilité acceptable. Elles ont été retenues en supposant un niveau approprié d'exécution et de gestion de la qualité. Lorsque l'EN 1992-1-1 est employée comme document de référence pour d'autres TC du CEN, les mêmes valeurs doivent être utilisées.

Annexe Nationale pour l'EN 1992-1-1

La présente norme donne des valeurs avec des Notes indiquant où des choix nationaux peuvent devoir être effectués. Il convient par conséquent de doter la norme nationale transposant l'EN 1992-1-1 d'une Annexe Nationale contenant l'ensemble des Paramètres Déterminés au niveau National, qui devront être utilisés pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil destinés à être construits dans le pays considéré.

Les choix nationaux sont admis dans l'EN 1992-1-1 aux paragraphes suivants :

2.3.3 (3)	5.10.3 (2)	9.2.2 (7)
2.4.2.1 (1)	5.10.8 (2)	9.2.2 (8)
2.4.2.2 (1)	5.10.8 (3)	9.3.1.1(3)
2.4.2.2 (2)	5.10.9 (1)P	9.5.2 (1)
2.4.2.2 (3)	6.2.2 (1)	9.5.2 (2)
2.4.2.3 (1)	6.2.2 (6)	9.5.2 (3)
2.4.2.4 (1)	6.2.3 (2)	9.5.3 (3)
2.4.2.4 (2)	6.2.3 (3)	9.6.2 (1)
2.4.2.5 (2)	6.2.4 (4)	9.6.3 (1)
3.1.2 (2)P	6.2.4 (6)	9.7 (1)
3.1.2 (4)	6.4.3 (6)	9.8.1 (3)
3.1.6 (1)P	6.4.4 (1)	9.8.2.1 (1)
3.1.6 (2)P	6.4.5 (3)	9.8.3 (1)
3.2.2 (3)P	6.4.5 (4)	9.8.3 (2)
3.2.7 (2)	6.5.2 (2)	9.8.4 (1)
3.3.4 (5)	6.5.4 (4)	9.8.5 (3)
3.3.6 (7)	6.5.4 (6)	9.10.2.2 (2)
4.4.1.2 (3)	6.8.4 (1)	9.10.2.3 (3)
4.4.1.2 (5)	6.8.4 (5)	9.10.2.3 (4)
4.4.1.2 (6)	6.8.6 (1)	9.10.2.4 (2)
4.4.1.2 (7)	6.8.6 (2)	11.3.5 (1)P
4.4.1.2 (8)	6.8.7 (1)	11.3.5 (2)P
4.4.1.2 (13)	7.2 (2)	11.3.7 (1)
4.4.1.3 (1)P	7.2 (3)	11.6.1 (1)
4.4.1.3 (3)	7.2 (5)	11.6.1 (2)
4.4.1.3 (4)	7.3.1 (5)	11.6.2 (1)
5.1.3 (1)P	7.3.2 (4)	12.3.1 (1)
5.2 (5)	7.3.4 (3)	12.6.3 (2)
5.5 (4)	7.4.2 (2)	11.6.4.1(1)
5.6.3 (4)	8.2 (2)	A.2.1 (1)
5.8.3.1 (1)	8.3 (2)	A.2.1 (2)
5.8.3.3 (1)	8.6 (2)	A.2.2 (1)
5.8.3.3 (2)	8.8 (1)	A.2.2 (2)
5.8.5 (1)	9.2.1.1 (1)	A.2.3 (1)
5.8.6 (3)	9.2.1.1 (3)	C.1 (1)
5.10.1 (6)	9.2.1.2 (1)	C.1 (3)
5.10.2.1 (1)P	9.2.1.4 (1)	E.1 (2)
5.10.2.1 (2)	9.2.2 (4)	J.1 (3)
5.10.2.2 (4)	9.2.2 (5)	J.2.2 (2)
5.10.2.2 (5)	9.2.2 (6)	J.3 (2)
		J.3 (3)

SECTION 1 GÉNÉRALITÉS

1.1 Domaine d'application

1.1.1 Domaine d'application de l'Eurocode 2

(1)P L'Eurocode 2 s'applique au calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en béton non armé, en béton armé ou en béton précontraint. Il est conforme aux principes et exigences de sécurité et d'aptitude au service des ouvrages et aux bases de calcul et de vérification données dans l'EN 1990 : Bases de calcul des structures.

(2)P L'Eurocode 2 ne traite que ce qui concerne les exigences de résistance mécanique, d'aptitude au service, de durabilité et de résistance au feu des structures en béton. Les autres exigences, celles relatives aux isolations thermiques et acoustiques, par exemple, ne sont pas abordées.

(3)P L'Eurocode 2 est destiné à être utilisé conjointement avec les normes suivantes :

EN 1990 : Bases de calcul des structures

EN 1991 : Actions sur les structures

hEN : Produits de construction en rapport avec les structures en béton

ENV 13670 : Exécution des ouvrages en béton

EN 1997 : Calcul géotechnique

EN 1998 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes ; dans le cas de la construction de structures en béton dans des régions sismiques

(4)P L'Eurocode 2 comporte les parties suivantes :

Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu

Partie 2 : Ponts en béton - Calcul et dispositions constructives

Partie 3 : Silos et réservoirs

1.1.2 Domaine d'application de la Partie 1-1 de l'Eurocode 2

(1)P La Partie 1-1 de l'Eurocode 2 énonce les principes de base du calcul des structures en béton non armé, armé ou précontraint, constitué de granulats de masse volumique normale ou de granulats légers, ainsi que des règles spécifiques pour les bâtiments.

(2)P La Partie 1-1 traite des sujets suivants :

Section 1 : Généralités

Section 2 : Bases de calcul

Section 3 : Matériaux

Section 4 : Durabilité et enrobage des armatures

Section 5 : Analyse structurale

Section 6 : États-limites ultimes (ELU)

Section 7 : États-limites de service (ELS)

Section 8 : Dispositions constructives relatives aux armatures de béton armé et de précontrainte - Généralités

- Section 9 : Dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières
- Section 10 : Règles additionnelles pour les éléments et les structures préfabriqués en béton
- Section 11 : Structures en béton de granulats légers
- Section 12 : Structures en béton non armé ou faiblement armé

(3)P Les Sections 1 et 2 donnent des clauses qui viennent compléter celles de l'EN 1990 "Base de calcul des structures".

(4)P Cette Partie 1-1 ne couvre pas :

- l'utilisation d'armatures lisses ;
- la résistance au feu ;
- les aspects particuliers de certains types de bâtiments (tels que les immeubles élevés) ;
- les aspects particuliers de certains types d'ouvrages de génie civil (tels que les viaducs, les ponts, les barrages, les enceintes sous pression, les plates-formes en mer ou les réservoirs) ;
- les composants en béton caverneux ou en béton cellulaire et ceux réalisés avec des granulats lourds ou incluant des éléments de construction métallique (voir Eurocode 4 pour les structures mixtes acier-béton).

1.2 Références normatives

(1)P Les documents normatifs suivants contiennent des dispositions qui, lorsque le présent texte y renvoie, constituent des dispositions de la présente norme européenne. Pour les références datées, les amendements ou révisions ultérieurs de l'une quelconque de ces publications ne s'appliquent pas à cette norme. Les parties intervenant dans des contrats reposant sur la présente norme européenne sont toutefois encouragées à rechercher la possibilité d'appliquer les éditions les plus récentes des documents normatifs indiqués ci-dessous. Pour les références non datées, la dernière édition de la publication à laquelle il est fait référence s'applique.

1.2.1 Normes de référence générales

EN 1990 :	Bases de calcul des structures
EN 1991-1-5 :	Actions sur les structures : Actions thermiques
EN 1991-1-6 :	Actions sur les structures : Actions en cours d'exécution

1.2.2 Autres normes de référence

EN1997 :	Calcul géotechnique
EN 197-1 :	Ciment. Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants
EN 206-1 :	Béton : Spécification, performance, production et conformité
EN 12390 :	Essai pour béton durci
EN 10080 :	Aciers pour l'armature du béton
EN 10138 :	Armatures de précontrainte
EN ISO 17760 :	Procédés autorisés pour le soudage des armatures de béton armé
ENV 13670 :	Exécution des ouvrages en béton
EN 13791 :	Évaluation de la résistance à la compression du béton dans les structures ou les éléments structuraux
EN ISO 15630 :	Aciers pour l'armature et la précontrainte du béton. Méthodes d'essai

1.3 Hypothèses

(1)P Outre les hypothèses générales de l'EN 1990, les hypothèses suivantes s'appliquent :

- Les structures sont conçues et calculées par un personnel ayant la qualification et l'expérience requises.
- Une surveillance et une maîtrise de la qualité adéquates sont prévues dans les usines, les ateliers et sur le chantier.
- La construction est réalisée par un personnel possédant les compétences et l'expérience requises.
- Les matériaux et produits de construction sont employés de la manière spécifiée dans le présent Eurocode ou suivant les spécifications propres aux matériaux ou produits employés.
- La structure fera l'objet d'une maintenance adéquate.
- L'utilisation de la structure sera conforme aux prescriptions du projet.
- Les exigences d'exécution et de mise en œuvre données dans l'ENV 13670 sont satisfaites.

1.4 Distinction entre Principes et Règles d'Application

(1)P Les règles définies dans l'EN 1990 s'appliquent.

1.5 Définitions

1.5.1 Généralités

(1)P Les termes et définitions de l'EN 1990 s'appliquent.

1.5.2 Autres termes et définitions utilisés dans la présente norme

1.5.2.1 Structures préfabriquées. Les structures préfabriquées sont caractérisées par l'utilisation d'éléments structuraux fabriqués ailleurs que dans leur position finale dans l'ouvrage. Dans l'ouvrage, ces éléments sont assemblés de manière à assurer l'intégrité structurale requise.

1.5.2.2 Éléments de structure en béton non armé ou faiblement armé. Éléments de structure en béton ne comportant pas d'armatures (béton non armé) ou comportant moins d'armatures que le minimum défini à la Section 9.

1.5.2.3 Armatures de précontrainte non adhérentes et armatures de précontrainte extérieures. Armatures de précontrainte non adhérentes pour éléments précontraints par post-tension, dont les conduits ne sont pas injectés et demeurent ainsi; et armatures de précontrainte extérieures à la section de béton (elles peuvent être enrobées de béton après la mise en tension, ou comporter un revêtement de protection).

1.5.2.4 Précontrainte. Le procédé de précontrainte consiste à appliquer des forces à la structure en béton par la mise en tension d'armatures par rapport à l'élément en béton. Le terme « précontrainte » est utilisé globalement pour désigner l'ensemble des effets permanents de ce procédé, qui comportent des efforts internes dans les sections et des déformations de la structure. Les autres modes de mise en précontrainte ne sont pas considérés dans la présente norme.

1.6 Symboles

Pour les besoins de la présente norme, les symboles suivants s'appliquent.

Note : Les notations utilisées sont fondées sur la norme ISO 3898:1987.

Majuscules latines

A	Action accidentelle
A	Aire de la section droite
A_c	Aire de la section droite du béton
A_p	Aire de la section de l'armature ou des armatures de précontrainte
A_s	Aire de la section des armatures de béton armé
$A_{s,min}$	Aire de la section minimale d'armatures
A_{sw}	Aire de la section des armatures d'effort tranchant
D	Diamètre du mandrin de cintrage
D_{Ed}	Endommagement total dû à la fatigue
E	Effet des actions
$E_c, E_{c(28)}$	Module d'élasticité tangent à l'origine ($s_c = 0$) pour un béton de masse volumique normale à 28 jours
$E_{c,eff}$	Module d'élasticité effectif du béton
E_{cd}	Valeur de calcul du module d'élasticité du béton
E_{cm}	Module d'élasticité sécant du béton
$E_c(t)$	Module d'élasticité tangent à l'origine ($s_c = 0$) au temps t pour un béton de masse volumique normale
E_p	Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de précontrainte
E_s	Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de béton armé
EI	Rigidité en flexion
EQU	Équilibre statique
F	Action
F_d	Valeur de calcul d'une action
F_k	Valeur caractéristique d'une action
G_k	Valeur caractéristique d'une action permanente
I	Moment d'inertie de la section de béton
L	Longueur
M	Moment fléchissant
M_{Ed}	Valeur de calcul du moment fléchissant agissant
N	Effort normal
N_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort normal agissant (traction ou compression)
P	Force de précontrainte
P_0	Force initiale à l'extrémité active de l'armature de précontrainte immédiatement après la mise en tension
Q_k	Valeur caractéristique d'une action variable
Q_{fat}	Valeur caractéristique de la charge de fatigue
R	Résistance
S	Efforts et moments internes (solllicitations)
S	Moment statique
SLS	État-limite de service (ELS)

EN 1992-1-1 : 2004 (F)

T	Moment de torsion
T_{Ed}	Valeur de calcul du moment de torsion agissant
ULS	État-limite ultime (ELU)
V	Effort tranchant
V_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant

Minuscules latines

a	Distance
a	Donnée géométrique
Δa	Tolérance pour les données géométriques
b	Largeur totale d'une section droite ou largeur réelle de la table d'une poutre en T ou en L
b_w	Largeur de l'âme des poutres en T, en I ou en L
d	Diamètre ; Profondeur
d	Hauteur utile d'une section droite
d_g	Dimension nominale supérieure du plus gros granulat
e	Excentricité
f_c	Résistance en compression du béton
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton
f_{ck}	Résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours
f_{cm}	Valeur moyenne de la résistance en compression du béton, mesurée sur cylindre
f_{ctk}	Résistance caractéristique en traction directe du béton
f_{ctm}	Valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton
f_p	Résistance en traction de l'acier de précontrainte
f_{pk}	Résistance caractéristique en traction de l'acier de précontrainte
$f_{p0,1}$	Limite d'élasticité conventionnelle à 0,1% de l'acier de précontrainte
$f_{p0,1k}$	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1% de l'acier de précontrainte
$f_{0,2k}$	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,2% de l'acier de béton armé
f_t	Résistance en traction de l'acier de béton armé
f_{tk}	Résistance caractéristique en traction de l'acier de béton armé
f_y	Limite d'élasticité de l'acier de béton armé
f_{yd}	Limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé
f_{yk}	Limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé
f_{ywd}	Limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant
h	Hauteur
h	Hauteur totale de la section droite
i	Rayon de giration
k	Coefficient ; Facteur
l	(ou l ou L) Longueur ; Portée
m	Masse
r	Rayon
$1/r$	Courbure en une section donnée
t	Épaisseur
t	Instant considéré

t_0	Age du béton au moment du chargement
u	Périmètre de la section droite de béton dont l'aire est A_c
u, v, w	Composantes du déplacement d'un point
x	Profondeur de l'axe neutre
x, y, z	Coordonnées
z	Bras de levier des forces internes

Minuscules grecques

α	Angle ; Rapport
β	Angle ; Rapport ; Coefficient
g	Coefficient partiel
g_A	Coefficient partiel relatif aux actions accidentelles A
g_C	Coefficient partiel relatif au béton
g_F	Coefficient partiel relatif aux actions F
$g_{C,fat}$	Coefficient partiel relatif à la fatigue du béton
$g_{F,fat}$	Coefficient partiel relatif aux actions de fatigue
g_G	Coefficient partiel relatif aux actions permanentes G
g_M	Coefficient partiel relatif à une propriété d'un matériau, tenant compte des incertitudes sur la propriété elle-même, sur les imperfections géométriques et sur le modèle de calcul utilisé
g_P	Coefficient partiel relatif aux actions associées à la précontrainte P
g_Q	Coefficient partiel relatif aux actions variables Q
g_S	Coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé ou de précontrainte
$g_{S,fat}$	Coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé ou de précontrainte sous chargement de fatigue
g_f	Coefficient partiel relatif aux actions, compte non tenu des incertitudes de modèle
g_g	Coefficient partiel relatif aux actions permanentes, compte non tenu des incertitudes de modèle
g_m	Coefficient partiel relatif à une propriété d'un matériau, seules les incertitudes sur la propriété du matériau étant prises en compte
d	Incrément / coefficient de redistribution
z	Coefficient de réduction / coefficient de distribution
ϵ_c	Déformation relative en compression du béton
ϵ_{c1}	Déformation relative en compression du béton au pic de contrainte f_c
ϵ_{cu}	Déformation relative ultime du béton en compression
ϵ_u	Déformation relative de l'acier de béton armé ou de précontrainte sous charge maximale
ϵ_{uk}	Valeur caractéristique de la déformation relative de l'acier de béton armé ou de précontrainte sous charge maximale
q	Angle
l	Coefficient d'élancement
m	Coefficient de frottement entre les armatures de précontrainte et leurs conduits
n	Coefficient de Poisson
n	Coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré en cisaillement
x	Rapport de la capacité d'adhérence des armatures de précontrainte à la capacité d'adhérence des armatures de béton armé
r	Masse volumique du béton séché en étuve, en kg/m^3

r_{1000}	Valeur de la perte par relaxation (en %), 1000 heures après la mise en tension, à une température moyenne de 20°C
r_l	Pourcentage d'armatures longitudinales
r_w	Pourcentage d'armatures d'effort tranchant
s_c	Contrainte de compression dans le béton
s_{cp}	Contrainte de compression dans le béton due à un effort normal ou à la précontrainte
s_{cu}	Contrainte de compression dans le béton correspondant à la déformation ultime en compression e_{cu}
t	Contrainte tangente de torsion
f	Diamètre d'une barre d'armature ou d'une gaine de précontrainte
f_n	Diamètre équivalent d'un paquet de barres
$j(t, t_0)$	Coefficient de fluage, définissant le fluage entre les temps t et t_0 , par rapport à la déformation élastique à 28 jours
$j(\infty, t_0)$	Valeur finale du coefficient de fluage
y	Coefficients définissant les valeurs représentatives des actions variables
	y_0 pour les valeurs de combinaison
	y_1 pour les valeurs fréquentes
	y_2 pour les valeurs quasi-permanentes

SECTION 2 BASES DE CALCUL

2.1 Exigences

2.1.1 Exigences de base

(1)P Le calcul des structures en béton doit être conforme aux règles générales données dans l'EN 1990.

(2)P Les dispositions complémentaires données dans la présente Section pour les structures en béton doivent également être appliquées.

(3) Les exigences de base de l'EN 1990 Section 2 sont réputées satisfaites pour les structures en béton lorsque les conditions ci-après sont remplies conjointement :

- calcul aux états-limites, avec la méthode des coefficients partiels, comme indiqué dans l'EN 1990,
- actions conformes à l'EN 1991,
- combinaisons d'actions conformes à l'EN 1990, et
- résistances, durabilité et aptitude au service conformes à la présente norme.

Note : Les exigences relatives à la résistance au feu (voir l'EN 1990 Section 5 et l'EN 1992-1-2) peuvent imposer, pour les différents éléments, des dimensions supérieures à celles requises pour la résistance structurale aux températures normales.

2.1.2 Gestion de la fiabilité

(1) Les règles relatives à la gestion de la fiabilité sont données dans l'EN 1990 Section 2.

(2) Un calcul effectué en utilisant les coefficients partiels donnés par le présent Eurocode (voir 2.4) et les coefficients partiels donnés dans les annexes de l'EN 1990 est considéré conduire à une structure de la classe de fiabilité RC2.

Note : Pour plus d'information, voir l'EN 1990 Annexes B et C.

2.1.3 Durée d'utilisation de projet, durabilité et gestion de la qualité

(1) Les règles relatives à la durée d'utilisation de projet, à la durabilité et à la gestion de la qualité sont données dans l'EN 1990 Section 2.

2.2 Principes du calcul aux états-limites

(1) Les règles relatives au calcul aux états-limites sont données dans l'EN 1990 Section 3.

2.3 Variables de base

2.3.1 Actions et influences de l'environnement

2.3.1.1 Généralités

(1) Les actions à utiliser pour le calcul peuvent être données par les parties de l'EN 1991 concernées.

Note 1 : Les parties de l'EN1991 à utiliser pour le calcul des structures sont notamment :

EN 1991-1.1	Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation pour les bâtiments
EN 1991-1. 2	Action sur les structures exposées au feu
EN 1991-1.3	Charges de neige
EN 1991-1.4	Actions dues au vent
EN 1991-1.5	Actions thermiques
EN 1991-1.6	Actions en cours d'exécution
EN 1991-1.7	Actions accidentelles dues aux chocs et aux explosions
EN 1991-2	Actions sur les ponts, dues au trafic
EN 1991-3	Actions induites par les ponts roulants et machines
EN 1991-4	Actions sur les silos et réservoirs

Note 2 : Les actions spécifiques à la présente Norme sont données dans les sections concernées.

Note 3 : Les actions dues à la pression des terres et à la pression hydrostatique peuvent être déduites de l'EN 1997.

Note 4 : Lorsque des mouvements différentiels sont pris en compte, il est possible d'utiliser des valeurs estimées appropriées des mouvements prévisionnels.

Note 5 : Le cas échéant, d'autres actions peuvent être définies dans les prescriptions du Projet Individuel.

2.3.1.2 Effets thermiques

(1) Il convient de tenir compte des effets thermiques pour la vérification aux états-limites de service.

(2) Aux états-limites ultimes, il convient de ne considérer les effets thermiques que lorsque ceux-ci sont significatifs – par exemple, pour la fatigue, dans la vérification de la stabilité, lorsque les effets du second ordre ont leur importance, etc.. Dans les autres cas, il n'y a pas lieu de les prendre en considération, sous réserve toutefois que la ductilité et la capacité de rotation des éléments soient suffisantes.

(3) Lorsque les effets thermiques sont pris en compte, il convient de les considérer comme des actions variables et de les appliquer avec un coefficient partiel et un coefficient γ .

Note : Le coefficient γ est défini dans l'annexe de l'EN 1990 concernée et dans l'EN 1991-1-5.

2.3.1.3 Tassements / mouvements différentiels

(1) Il convient de considérer les tassements / mouvements différentiels de la structure dus à un tassement du sol comme une action permanente, G_{set} , introduite en tant que telle dans les combinaisons d'actions. En général, G_{set} est représentée par un ensemble de valeurs correspondant aux différences (par rapport à un niveau de référence) de tassements / mouvements entre fondations ou parties de fondations, $d_{\text{set},i}$ (i désigne le numéro de la fondation ou de la partie de la fondation).

Note : Lorsque des tassements différentiels sont pris en compte, il est possible d'utiliser des valeurs estimées appropriées des tassements prévisionnels.

(2) Il convient généralement de tenir compte des effets des tassements différentiels pour la vérification aux états-limites de service.

(3) Pour les états-limites ultimes, il convient de ne les considérer uniquement lorsqu'ils sont significatifs - par exemple, pour la fatigue, dans la vérification de la stabilité, lorsque les effets du second ordre ont leur importance, etc.. Dans les autres cas, il n'y a pas lieu de les prendre en considération pour les états-limites ultimes, sous réserve toutefois que la ductilité et la capacité de rotation des éléments soient suffisantes.

(4) Lorsque des tassements différentiels sont pris en compte, il convient d'appliquer un coefficient partiel aux effets correspondants.

Note : La valeur du coefficient partiel pour les effets des tassements différentiels est définie dans l'Annexe de l'EN 1990 concernée.

2.3.1.4 Précontrainte

(1)P La précontrainte considérée dans le présent Eurocode est appliquée par des armatures de précontrainte en acier à haute résistance (fils, torons ou barres).

(2) Les armatures de précontrainte peuvent être intérieures au béton. Elles peuvent être pré-tendues et adhérentes ou bien post-tendues et adhérentes ou non.

(3) Les armatures de précontrainte peuvent également être extérieures à la structure, avec des points de contact au droit des déviateurs et des ancrages.

(4) Les dispositions concernant la précontrainte sont données en 5.10.

2.3.2 Propriétés des matériaux et des produits

2.3.2.1 Généralités

(1) Les règles relatives aux propriétés des matériaux et des produits sont données dans l'EN 1990 Section 4.

(2) Les dispositions relatives au béton, à l'acier de béton armé et à l'acier de précontrainte sont données à la Section 3 ou dans la Norme de Produit concernée.

2.3.2.2 Retrait et fluage

(1) Le retrait et le fluage sont des propriétés du béton dépendantes du temps. Il convient généralement de tenir compte de leurs effets pour la vérification aux états-limites de service.

(2) Pour les états-limites ultimes, il convient de ne considérer les effets du retrait et du fluage que lorsque ceux-ci sont significatifs - dans la vérification des états-limites ultimes de stabilité, par exemple, lorsque les effets du second ordre ont leur importance. Dans les autres cas, il n'y a pas lieu de prendre ces effets en considération pour les états-limites ultimes, sous réserve toutefois que la ductilité et la capacité de rotation des éléments soient suffisantes.

(3) Lorsque le fluage est pris en compte, il convient d'en évaluer les effets, dans le dimensionnement, sous la combinaison quasi-permanente des actions, indépendamment de la situation de projet considérée – durable, transitoire ou accidentelle.

Note : Dans la plupart des cas, les effets du fluage peuvent être évalués sous charges permanentes et pour la valeur moyenne de la précontrainte.

2.3.3 Déformations du béton

(1)P Les conséquences des déformations dues à la température, au fluage et au retrait doivent être prises en considération dans le calcul.

(2) Le respect des Règles d'Application de la présente Norme permet normalement de tenir compte de ces effets. Il convient également :

- de minimiser les déformations et la fissuration dues à l'évolution du béton au jeune âge, au fluage et au retrait, par une formulation adaptée ;
- de minimiser les gênes apportées aux déformations par des appareils d'appui ou des joints appropriés ;
- en cas de déformations gênées, de veiller à la prise en compte de leur influence dans le calcul.

(3) Dans les bâtiments, les effets de la température et du retrait peuvent être négligés dans l'analyse globale sous réserve que des joints, espacés de d_{joint} , soient incorporés afin de reprendre les déformations résultantes.

Note : La valeur d_{joint} relève de l'Annexe Nationale. La valeur recommandée est $d_{\text{joint}} = 30$ m. Par comparaison avec les structures coulées en place, la valeur peut être supérieure pour les structures préfabriquées en béton, une partie du fluage et du retrait se produisant alors avant la mise en œuvre des éléments.

2.3.4 Données géométriques

2.3.4.1 Généralités

(1) Les règles relatives aux données géométriques sont données dans l'EN 1990 Section 4.

2.3.4.2 Exigences complémentaires pour les pieux coulés en place

(1)P Les incertitudes liées à la section droite des pieux coulés en place ainsi qu'aux procédures de bétonnage doivent être prises en compte dans le calcul.

(2) Dans le cas des pieux coulés en place sans tubage définitif, il convient, en l'absence d'autres dispositions, d'adopter, pour les calculs de dimensionnement, les valeurs de diamètre suivantes :

- si $d_{nom} < 400$ mm $d = d_{nom} - 20$ mm
- si $400 \leq d_{nom} \leq 1\,000$ mm $d = 0,95.d_{nom}$
- si $d_{nom} > 1\,000$ mm $d = d_{nom} - 50$ mm

d_{nom} étant le diamètre nominal du pieu.

2.4 Vérification par la méthode des coefficients partiels

2.4.1 Généralités

(1) Les règles relatives à la méthode des coefficients partiels sont données dans l'EN 1990 Section 6.

2.4.2 Valeurs de calcul

2.4.2.1 Coefficient partiel relatif aux effets du retrait

(1) Lorsque la prise en compte des effets du retrait est requise pour l'état-limite ultime, il convient d'utiliser un coefficient partiel g_{SH} .

Note : La valeur de g_{SH} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $g_{SH} = 1,0$.

2.4.2.2 Coefficients partiels relatifs à la précontrainte

(1) La précontrainte est destinée, dans la plupart des situations, à avoir des effets favorables ; il convient donc d'utiliser $g_{P,fav}$ pour la vérification à l'état-limite ultime. La valeur de calcul de la précontrainte peut être basée sur la valeur moyenne de la force de précontrainte (voir EN 1990 Section 4).

Note : La valeur de $g_{P,fav}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée pour les situations de projet durable et transitoire est $g_{P,fav} = 1,0$. Cette valeur peut également être utilisée pour la vérification à la fatigue.

(2) Dans la vérification de l'état-limite de stabilité, lorsqu'on est en présence d'une précontrainte extérieure et qu'une augmentation de la valeur de la précontrainte peut être défavorable, il convient d'utiliser $g_{P,unfav}$.

Note : La valeur de $g_{P,unfav}$ à utiliser dans un pays donné pour la vérification à l'état-limite de stabilité peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée pour l'analyse globale est $g_{P,unfav} = 1,3$.

(3) Il convient également d'utiliser $g_{P,unfav}$ dans la vérification des effets locaux.

Note : La valeur de $g_{P,unfav}$ à utiliser dans un pays donné pour la vérification des effets locaux peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $g_{P,unfav} = 1,2$. Les effets locaux dus aux ancrages des armatures de précontrainte par pré-tension sont considérés en 8.10.2.

2.4.2.3 Coefficient partiel relatif aux charges de fatigue

(1) Le coefficient partiel relatif aux charges de fatigue est $g_{F,fat}$.

Note : La valeur de $g_{F,fat}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $g_{F,fat} = 1,0$.

2.4.2.4 Coefficients partiels relatifs aux matériaux

(1) Il convient d'utiliser les coefficients partiels relatifs aux matériaux, g_c et g_s , définis pour les états-limites ultimes.

Note : Les valeurs de g_c et g_s à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées pour les situations de projet durable ou transitoire d'une part et accidentelle d'autre part sont données dans le Tableau 2.1N. Elles ne sont pas valables pour le dimensionnement au feu, pour lequel il convient de se référer à l'EN 1992-1-2.

Pour la vérification à la fatigue, on recommande d'utiliser, pour les valeurs de $g_{c,fat}$ et $g_{s,fat}$, les coefficients partiels relatifs aux situations de projet durables donnés dans le Tableau 2.1N.

Tableau 2.1N : Coefficients partiels relatifs aux matériaux pour les états-limites ultimes

Situations de projet	g_c (béton)	g_s (acier de béton armé)	g_s (acier de précontrainte)
Durable	1,5	1,15	1,15
Transitoire	1,5	1,15	1,15
Accidentelle	1,2	1,0	1,0

(2) En ce qui concerne les coefficients partiels relatifs aux matériaux pour les vérifications aux états-limites de service, il convient de prendre les valeurs données aux articles spécifiques du présent Eurocode.

Note : Les valeurs de g_c et g_s à utiliser dans un pays donné pour la vérification à l'état-limite de service peuvent être fournies par son Annexe Nationale. La valeur recommandée pour les situations non couvertes par des articles spécifiques du présent Eurocode est $g_c = g_s = 1,0$.

(3) Des valeurs plus faibles de g_c et g_s peuvent être utilisées sous réserve d'être justifiées par des dispositions réduisant l'incertitude sur la résistance calculée.

Note : Des informations sont données dans l'Annexe Informative A.

2.4.2.5 Coefficients partiels relatifs aux matériaux pour les fondations

(1) Il convient de déterminer les valeurs de calcul des propriétés de résistance du sol conformément à l'EN 1997.

(2) Pour la détermination de la résistance de calcul des pieux coulés en place sans tubage définitif, il convient de multiplier par un facteur k_f le coefficient partiel g_c relatif au béton, donné en 2.4.2.4 (1).

Note : La valeur de k_f à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_f = 1,1$.

2.4.3 Combinaisons d'actions

(1) Les formats généraux de combinaison d'actions pour les états-limites ultimes et de service sont donnés dans l'EN 1990, Section 6.

Note 1 : Des expressions détaillées de combinaisons d'actions sont données dans les Annexes normatives de l'EN 1990 (l'Annexe A1 pour les bâtiments, l'Annexe A2 pour les ponts, etc.), avec des valeurs recommandées pour les coefficients partiels et des valeurs représentatives des actions données dans les notes.

Note 2 : Une combinaison d'actions pour la vérification à la fatigue est donnée en 6.8.3.

(2) Pour chaque action permanente (poids propre dans une structure, par exemple), il convient d'appliquer à toute la structure soit la valeur de calcul inférieure, soit la valeur de calcul supérieure (en retenant la valeur qui conduit à l'effet le plus défavorable).

Note : Il peut y avoir des exceptions à cette règle (dans la vérification de l'équilibre statique, par exemple, voir l'EN 1990 Section 6). Dans ce cas, un ensemble de coefficients partiels différent (Ensemble A) peut être utilisé. Un exemple, applicable aux bâtiments, est donné dans l'Annexe A1 de l'EN 1990.

2.4.4 Vérification de l'équilibre statique - EQU

(1) Le format de fiabilité pour la vérification de l'équilibre statique s'applique également aux situations de projet de EQU, telles que la vérification des dispositifs anti-soulèvement ou du soulèvement des appareils d'appui dans le cas des poutres continues.

Note : Des informations sont données dans l'Annexe A de l'EN 1990.

2.5 Dimensionnement assisté par l'expérimentation

(1) Le dimensionnement des structures ou des éléments structuraux peut être basé sur l'expérimentation.

Note : Des informations sont données à la Section 5 et dans l'Annexe D de l'EN 1990.

2.6 Exigences complémentaires pour les fondations

(1)P Lorsque l'interaction sol-structure a une influence significative sur les sollicitations dans la structure, les propriétés du sol et les effets de l'interaction doivent être pris en compte conformément à l'EN 1997-1.

(2) Lorsque l'apparition de tassements différentiels significatifs est probable, il convient de vérifier l'influence de ceux-ci sur les sollicitations dans la structure.

Note 1 : L'Annexe G peut être utilisée pour modéliser l'interaction sol-structure.

Note 2 : Des méthodes simples, ignorant les effets de la déformation du sol, conviennent normalement pour la majorité des calculs de structures.

(3) Il convient de dimensionner les fondations en béton conformément à l'EN 1997-1.

(4) Le cas échéant, il convient de tenir compte, pour le dimensionnement, des effets de phénomènes tels que tassement du sol, gonflement, gel, dégel, érosion etc.

2.7 Exigences relatives aux fixations

(1) Il convient de considérer à la fois les effets locaux et les effets d'ensemble des éléments de fixation.

Note : Les exigences relatives au dimensionnement des fixations sont données dans la Spécification Technique "Méthode de dimensionnement des fixations utilisées dans le béton" (en cours d'élaboration). Cette Spécification Technique couvrira le dimensionnement des types de fixation suivants :
éléments de fixations mis en place au moment du coulage tels que :

- goujons à tête,
- rails,

et éléments de fixation mis en place dans le produit durci tels que :

- chevilles à expansion,
- chevilles à verrouillage de forme,
- vis à béton,
- chevilles à scellement par adhérence,
- chevilles à scellement et expansion,
- chevilles à scellement et verrouillage de forme.

Il convient d'utiliser des éléments de fixation dont les performances sont conformes aux exigences d'une Norme CEN ou sont démontrées par un Agrément Technique Européen.

La Spécification Technique "Méthode de dimensionnement des fixations utilisées dans le béton" inclut la transmission locale des charges dans la structure.

Dans le dimensionnement de la structure, il convient de tenir compte des charges et des exigences de calcul supplémentaires données à l'Annexe A de cette Spécification Technique.

SECTION 3 MATERIAUX

3.1 Béton

3.1.1 Généralités

(1)P Les articles qui suivent donnent les principes et les règles applicables au béton de résistance normale et au béton à haute résistance.

(2) Les règles relatives au béton de granulats légers sont données à la Section 11.

3.1.2 Résistance

(1)P La résistance en compression du béton est désignée par des classes de résistance liées à la résistance caractéristique (fractile 5%) mesurée sur cylindre f_{ck} ou sur cube $f_{ck,cube}$, conformément à l'EN 206-1.

(2)P Les classes de résistance du présent code sont basées sur la résistance caractéristique mesurée sur cylindre, f_{ck} , déterminée à 28 jours, compatible avec une valeur maximale C_{max} .

Note : La valeur de C_{max} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est C90/105.

(3) Les résistances caractéristiques f_{ck} et les caractéristiques mécaniques correspondantes, nécessaires pour le calcul, sont données dans le Tableau 3.1.

(4) Dans certains cas (précontrainte, par exemple), il peut être indiqué d'établir la résistance en compression du béton avant ou après 28 jours, à partir d'éprouvettes conservées dans des conditions différentes de celles prescrites dans l'EN 12390.

Si la résistance en compression du béton est déterminée à un âge $t > 28$ jours, il convient de réduire les valeurs des coefficients α_{cc} et α_{ct} définis en 3.1.6 (1)P et 3.1.6 (2)P par un facteur k_t .

Note : La valeur de k_t à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_t = 0,85$.

(5) Il peut être nécessaire de spécifier la résistance en compression du béton, $f_{ck}(t)$, à l'instant t , pour un certain nombre de phases (décoffrage, transfert de précontrainte par exemple), où :

$$\begin{aligned} f_{ck}(t) &= f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa)} && \text{pour } 3 < t < 28 \text{ jours} \\ f_{ck}(t) &= f_{ck} && \text{pour } t \geq 28 \text{ jours.} \end{aligned}$$

Il convient de fonder des valeurs plus précises sur des essais, notamment pour $t \leq 3$ jours.

(6) La résistance en compression du béton à l'âge t dépend du type de ciment, de la température et des conditions de cure. Pour une température moyenne de 20°C et une cure conforme à l'EN 12390, la résistance en compression du béton à différents âges t , $f_{cm}(t)$, peut être estimée à l'aide des Expressions (3.1) et (3.2).

$$f_{cm}(t) = b_{cc}(t) f_{cm} \tag{3.1}$$

avec :

$$b_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.2)$$

où :

- $f_{cm}(t)$ est la résistance moyenne en compression du béton à l'âge de t jours
- f_{cm} est la résistance moyenne en compression du béton à 28 jours, conformément au Tableau 3.1
- $b_{cc}(t)$ est un coefficient qui dépend de l'âge t du béton
- t est l'âge du béton, en jours
- s est un coefficient qui dépend du type de ciment :
 - = 0,20 pour les ciments de classe de résistance CEM 42,5 R, CEM 52,5 N et CEM 52,5 R (Classe R)
 - = 0,25 pour les ciments de classe de résistance CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Classe N)
 - = 0,38 pour les ciments de classe de résistance CEM 32,5 N (Classe S)

Note : $\exp\{ \}$ a la même signification que $e^{()}$.

Lorsque le béton ne satisfait pas la prescription de résistance en compression à 28 jours, l'utilisation des Expressions (3.1) et (3.2) est inappropriée.

Il convient de ne pas utiliser le présent alinéa afin de justifier a posteriori une résistance non conforme à celle de référence, par un accroissement ultérieur de sa valeur.

Dans le cas où une cure thermique est appliquée à l'élément, on se reportera à 10.3.1.1 (3).

(7)P La résistance en traction se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction uni-axiale centrée. Pour la résistance à la traction en flexion, il convient de se reporter à 3.1.8 (1).

(8) Lorsque la résistance en traction est déterminée comme la résistance en traction par fendage $f_{ct,sp}$, il est possible de prendre, pour la résistance en traction directe f_{ct} , une valeur approchée égale à :

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct,sp} \quad (3.3)$$

(9) L'évolution de la résistance en traction avec le temps dépend fortement des conditions de cure et de séchage ainsi que des dimensions des éléments structuraux considérés. En première approximation, on peut admettre que la résistance en traction $f_{ctm}(t)$ vaut :

$$f_{ctm}(t) = (b_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (3.4)$$

où $b_{cc}(t)$ est donné par l'expression (3.2) et

$\alpha = 1$ pour $t < 28$

$\alpha = 2/3$ pour $t \geq 28$. Les valeurs de f_{ctm} sont données dans le Tableau 3.1.

Note : Dans le cas où l'évolution de la résistance en traction avec le temps a de l'importance, on recommande de procéder à des essais en tenant compte des conditions d'exposition et des dimensions de l'élément.

Tableau 3.1 : Caractéristiques de résistance et de déformation du béton

Classes de résistance du béton															Expression analytique Commentaires
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{cm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{cm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{cm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10))$ $> C50/60$
$f_{ck,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ck,0.05} = 0,7 \times f_{cm}$ fractile 5%
$f_{ck,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ck,0.95} = 1,3 \times f_{cm}$ fractile 95%
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)^{0.3}]$ (f_{cm} en MPa)
e_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	voir Figure 3.2 $e_{c1}(f_{100}) = 0,7 f_{cm}^{0.31} < 2.8$
e_{cu1} (‰)	3,5														voir Figure 3.2 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $e_{cu1}(f_{100}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
e_{c2} (‰)	2,0														voir Figure 3.3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $e_{c2}(f_{100}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0.53}$
e_{cu2} (‰)	3,5														voir Figure 3.3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $e_{cu2}(f_{100}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
η	2,0														pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\eta = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
e_{c3} (‰)	1,75														voir Figure 3.4 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $e_{c3}(f_{100}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
e_{cu3} (‰)	3,5														voir Figure 3.4 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $e_{cu3}(f_{100}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

3.1.3 Déformation élastique

(1) Les déformations élastiques du béton dépendent largement de la composition de celui-ci (notamment des granulats). Il convient de considérer les valeurs données dans la présente Norme comme des valeurs indicatives, valables pour des applications générales. Il convient cependant de les déterminer de manière explicite si la structure est considérée comme sensible aux écarts éventuels par rapport à ces valeurs générales.

(2) Le module d'élasticité du béton dépend du module d'élasticité de ses constituants. Des valeurs approchées de E_{cm} , module sécant entre $s_c = 0$ et $0,4f_{cm}$, sont données dans le Tableau 3.1 pour des bétons contenant des granulats de quartzite. Pour des granulats calcaires et des granulats issus de grès, il convient de réduire la valeur de 10% et 30% respectivement tandis qu'il convient de l'augmenter de 20% pour des granulats issus de basalte.

Note : L'Annexe Nationale du pays peut faire état d'informations complémentaires non contradictoires.

(3) L'évolution du module d'élasticité avec le temps peut être estimée par :

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0,3} E_{cm} \quad (3.5)$$

expression dans laquelle $E_{cm}(t)$ et $f_{cm}(t)$ sont les valeurs à l'âge t (jours) et E_{cm} et f_{cm} les valeurs déterminées à 28 jours. La relation entre $f_{cm}(t)$ et f_{cm} est donnée par l'Expression (3.1).

(4) Le coefficient de Poisson peut être pris égal à 0,2 pour le béton non fissuré et à 0 pour le béton fissuré.

(5) A défaut d'informations plus précises, le coefficient linéaire de dilatation thermique peut être pris égal à $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

3.1.4 Fluage et retrait

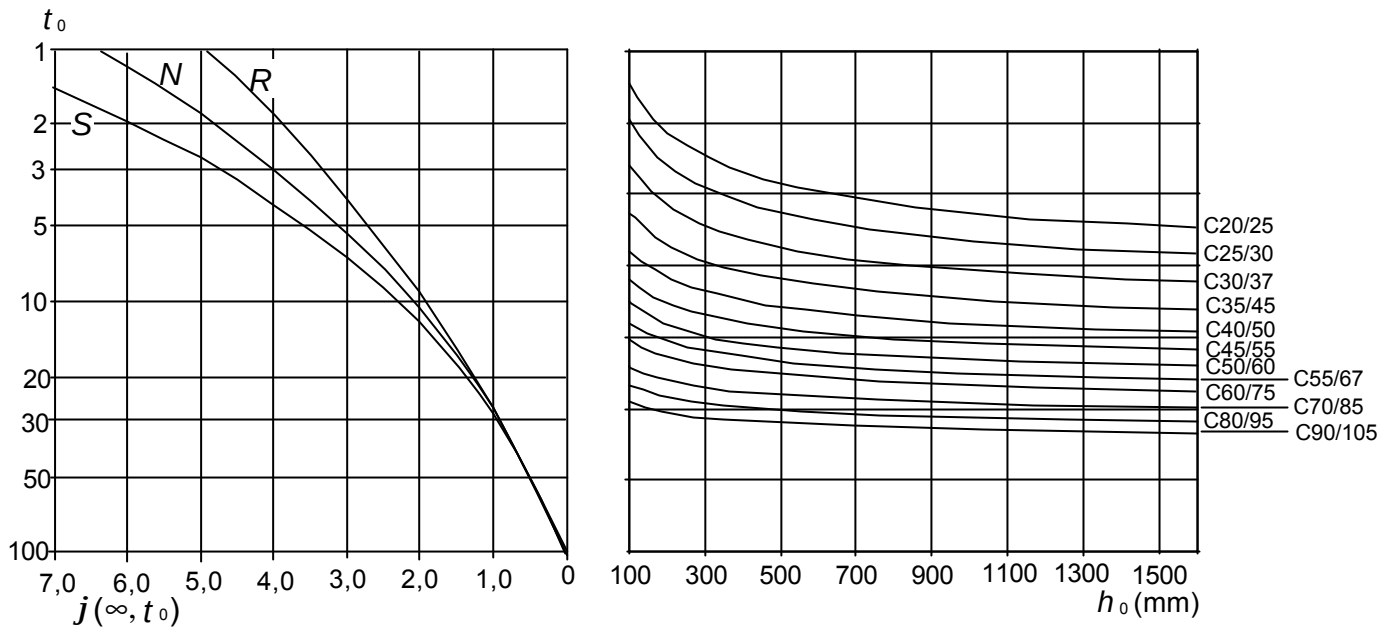
(1)P Le fluage et le retrait du béton dépendent de l'humidité ambiante, des dimensions de l'élément et de la composition du béton. Le fluage dépend également de la maturité du béton lors du premier chargement ainsi que de la durée et de l'intensité de la charge.

(2) Le coefficient de fluage $j(t, t_0)$ est fonction de E_c , le module tangent, qui peut être pris égal à $1,05 E_{cm}$. Dans les cas où une grande précision n'est pas requise, la valeur obtenue à l'aide de la Figure 3.1 peut être considérée comme le coefficient de fluage, sous réserve que le béton ne soit pas soumis à une contrainte de compression supérieure à $0,45 f_{ck}(t_0)$ à un âge t_0 , âge du béton au moment du chargement.

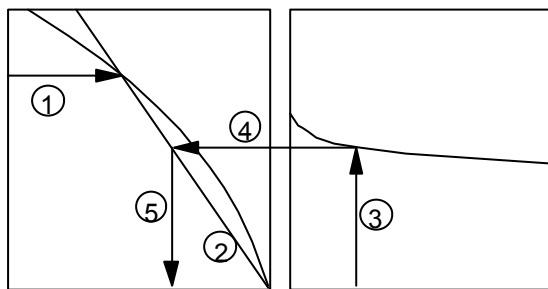
Note : Pour plus d'informations, y compris sur l'évolution du fluage avec le temps, on pourra se reporter à l'Annexe B.

(3) La déformation de fluage du béton à l'instant $t = \infty$, $e_{cc}(\infty, t_0)$ sous une contrainte de compression constante σ_c appliquée à l'âge du béton t_0 , est donnée par :

$$e_{cc}(\infty, t_0) = j(\infty, t_0) \cdot (s_c / E_c) \quad (3.6)$$

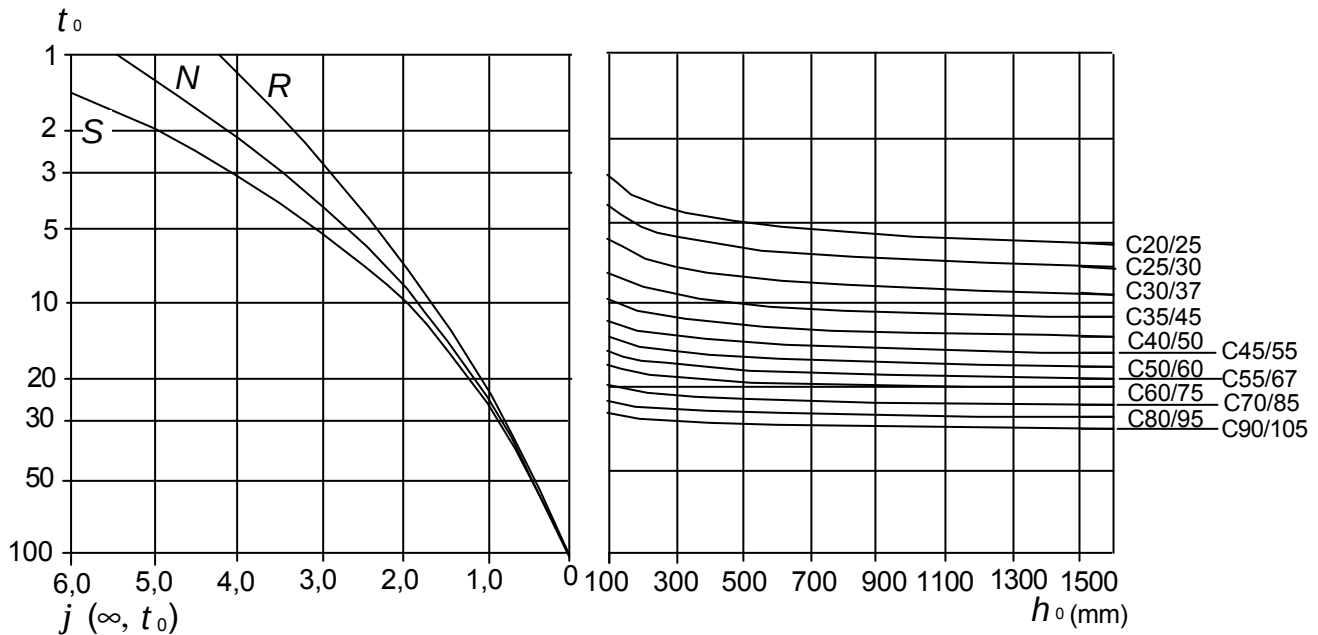


a) Environnement intérieur – RH = 50%



Note :

- le point d'intersection des droites 4 et 5 peut également se situer au-dessus du point 1
- pour $t_0 > 100$, il est suffisamment précis de supposer $t_0 = 100$ (et d'utiliser la tangente)



b) Environnement extérieur - RH = 80%

Figure 3.1: Méthode de détermination du coefficient de fluage $j(\infty, t_0)$ pour le béton dans des conditions d'environnement normales

(4) Lorsque la contrainte de compression dans le béton à l'âge t_0 dépasse la valeur $0,45 f_{ck}(t_0)$, il convient de tenir compte de la non-linéarité du fluage. Une contrainte aussi élevée peut résulter de la précontrainte par pré-tension ; ce peut être le cas au niveau de l'armature de précontrainte dans les éléments préfabriqués en béton, par exemple. Il convient alors de déterminer le coefficient de fluage théorique non-linéaire de la manière suivante :

$$j_{k(\infty, t_0)} = j(\infty, t_0) \exp(1,5 (k_\sigma - 0,45)) \quad (3.7)$$

où :

$j_{k(\infty, t_0)}$ est le coefficient de fluage théorique non-linéaire, qui remplace $j(\infty, t_0)$

k_σ est le rapport $s_c/f_{cm}(t_0)$, dans lequel s_c est la contrainte de compression et $f_{cm}(t_0)$ la résistance moyenne en compression du béton à la date du chargement.

(5) Les valeurs de la Figure 3.1 sont valables pour des températures ambiantes comprises entre -40°C et +40°C et une humidité relative comprise entre RH = 40% et RH = 100%. Les symboles utilisés sont les suivants :

$j(\infty, t_0)$ valeur finale du coefficient de fluage

t_0 âge du béton au moment du chargement, en jours

h_0 rayon moyen = $2A_c/u$, où A_c est l'aire de la section transversale du béton et u le périmètre de la partie exposée à la dessiccation

S désigne les ciments de Classe S, tels que définis en 3.1.2 (6)

N désigne les ciments de Classe N, tels que définis en 3.1.2 (6)

R désigne les ciments de Classe R, tels que définis en 3.1.2 (6)

(6) La déformation totale de retrait se compose de la déformation due au retrait de dessiccation et de la déformation due au retrait endogène. La déformation due au retrait de dessiccation évolue lentement, car elle est fonction de la migration de l'eau au travers du béton durci. La déformation due au retrait endogène se développe au cours du durcissement du béton : elle se produit par conséquent en majeure partie aux cours des premiers jours suivant le coulage. Le retrait endogène est une fonction linéaire de la résistance du béton. Il convient d'en tenir compte de manière spécifique lorsque du béton frais est coulé au contact de béton durci.

Par conséquent, la déformation totale de retrait e_{cs} est égale à :

$$e_{cs} = e_{cd} + e_{ca} \quad (3.8)$$

où :

e_{cs} est la déformation totale de retrait

e_{cd} est la déformation due au retrait de dessiccation

e_{ca} est la déformation due au retrait endogène

La valeur finale du retrait de dessiccation, $e_{cd,\infty}$, est égale à $k_h \cdot e_{cd,0}$. $e_{cd,0}$ peut être lu dans le Tableau 3.2 (valeurs moyennes probables, avec un coefficient de variation de l'ordre de 30%).

Note : La formule de $e_{cd,0}$ est donnée dans l'Annexe B.

Tableau 3.2 : Valeurs nominales du retrait de dessiccation non gêné $e_{cd,0}$ (en ‰) pour le béton avec des ciments CEM de classe N

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Humidité Relative (en %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

L'évolution du retrait de dessiccation avec le temps est donnée par :

$$e_{cd}(t) = b_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot e_{cd,0} \quad (3.9)$$

où

k_h est un coefficient dépendant du rayon moyen h_0 , conformément au Tableau 3.3

Tableau 3.3 : Valeurs de k_h dans l'expression (3.9)

h_0	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

$$b_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.10)$$

où :

t est l'âge du béton à l'instant considéré, en jours

t_s est l'âge du béton (jours) au début du retrait de dessiccation (ou gonflement). Normalement, ceci correspond à la fin de la cure.

h_0 est le rayon moyen (mm) de la section transversale
 $= 2A_c/u$

avec :

A_c aire de la section du béton

u périmètre de la partie de la section exposée à la dessiccation.

La déformation due au retrait endogène est donnée par :

$$e_{ca}(t) = b_{as}(t) e_{ca}(\infty) \quad (3.11)$$

expression dans laquelle :

$$e_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} \quad (3.12)$$

et

$$b_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (3.13)$$

t étant exprimé en jours.

3.1.5 Relation contrainte-déformation pour l'analyse structurale non-linéaire

(1) La relation entre s_c et e_c pour le chargement uni-axial de courte durée, illustrée sur la Figure 3.2 (contrainte de compression et raccourcissement exprimés en valeurs absolues), est donnée par l'Expression (3.14) :

$$\frac{s_c}{f_{cm}} = \frac{kh - h^2}{1 + (k - 2)h} \quad (3.14)$$

dans laquelle :

$$h = e_c / e_{c1}$$

e_{c1} est la déformation au pic de contrainte, telle qu'indiquée dans le Tableau 3.1

$$k = 1,05 E_{cm} \times |e_{c1}| / f_{cm} \quad (f_{cm} \text{ selon Tableau 3.1}).$$

L'Expression (3.14) vaut pour $0 < |e_c| < |e_{cu1}|$ où e_{cu1} est la valeur nominale de la déformation ultime.

(2) D'autres relations contrainte-déformation simplifiées peuvent être appliquées, sous réserve qu'elles représentent correctement le comportement du béton considéré.

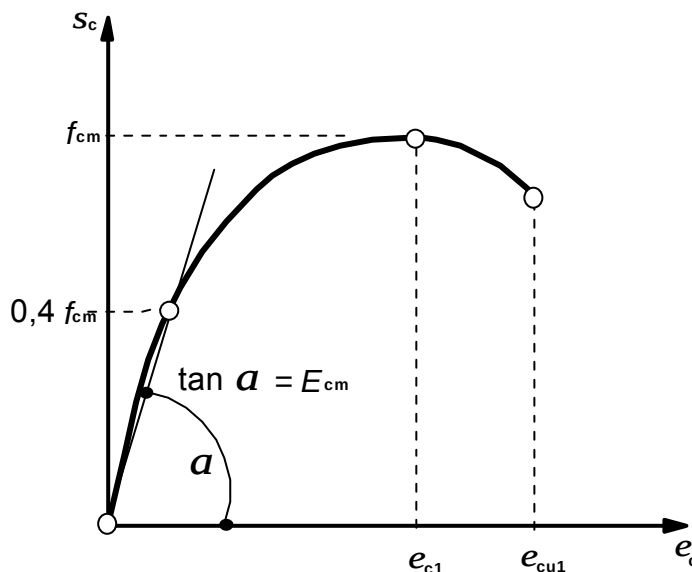


Figure 3.2 : Représentation schématique de la relation contrainte-déformation pour l'analyse structurale (l'utilisation de $0,4f_{cm}$ pour la définition de E_{cm} est une approximation)

3.1.6 Résistance de calcul en compression et résistance de calcul en traction

(1)P La résistance de calcul en compression est définie comme

$$f_{cd} = a_{cc} f_{ck} / g_c \quad (3.15)$$

où :

g_c est le coefficient partiel relatif au béton, voir 2.4.2.4, et

α_{cc} est un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée.

Note : La valeur de α_{cc} à utiliser dans un pays donné, qu'il convient de prendre entre 0,8 et 1,0, peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $\alpha_{cc} = 1$.

(2)P La résistance de calcul en traction f_{ctd} est définie comme

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / g_C \quad (3.16)$$

où :

g_C est le coefficient partiel relatif au béton, voir 2.4.2.4,

α_{ct} est un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en traction et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée.

Note : La valeur de α_{ct} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $\alpha_{ct} = 1,0$.

3.1.7 Relations contrainte-déformation pour le calcul des sections

(1) Le calcul des sections peut être effectué en utilisant la relation contrainte-déformation suivante, voir Figure 3.3 (déformations en compression représentées positives) :

$$s_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{e_c}{e_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{pour} \quad 0 \leq e_c \leq e_{c2} \quad (3.17)$$

$$s_c = f_{cd} \quad \text{pour} \quad e_{c2} \leq e_c \leq e_{cu2} \quad (3.18)$$

où :

n est l'exposant, tel qu'indiqué dans le Tableau 3.1

e_{c2} est la déformation atteinte pour la contrainte maximale, telle qu'indiquée dans le Tableau 3.1

e_{cu2} est la déformation ultime, telle qu'indiquée dans le Tableau 3.1.

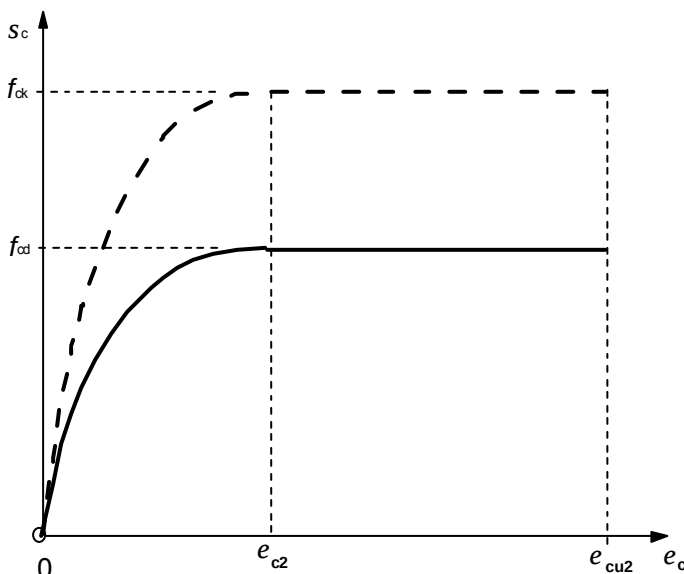


Figure 3.3 : Diagramme parabole-rectangle pour le béton comprimé

(2) D'autres relations contrainte-déformation simplifiées sont admises, à condition qu'elles soient équivalentes, voire plus conservatrices, que celle définie en (1) – diagramme bilinéaire de la Figure 3.4, par exemple (contrainte de compression et raccourcissement représentés en valeur absolue), avec les valeurs de ε_{c3} et ε_{cu3} telles qu'indiquées dans le Tableau 3.1.

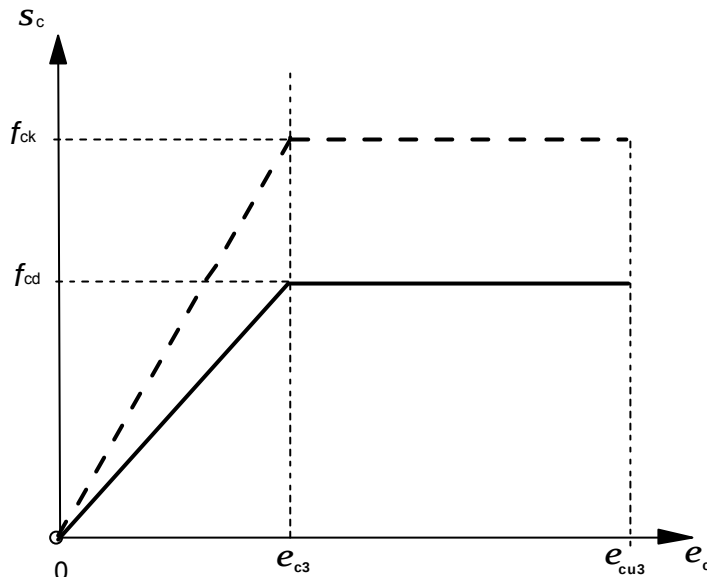


Figure 3.4 : Diagramme bilinéaire

(3) On peut admettre un diagramme rectangulaire de compression dans le béton (tel que représenté sur la Figure 3.5). Le coefficient l , définissant la hauteur utile de la zone comprimée, et le coefficient h , définissant la résistance effective, valent :

$$l = 0,8 \quad \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.19)$$

$$l = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad \text{pour } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (3.20)$$

et

$$h = 1,0 \quad \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.21)$$

$$h = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \text{pour } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (3.22)$$

Note : Si la largeur de la zone comprimée diminue dans la direction de la fibre extrême la plus comprimée, il convient de réduire $h f_{cd}$ de 10%.

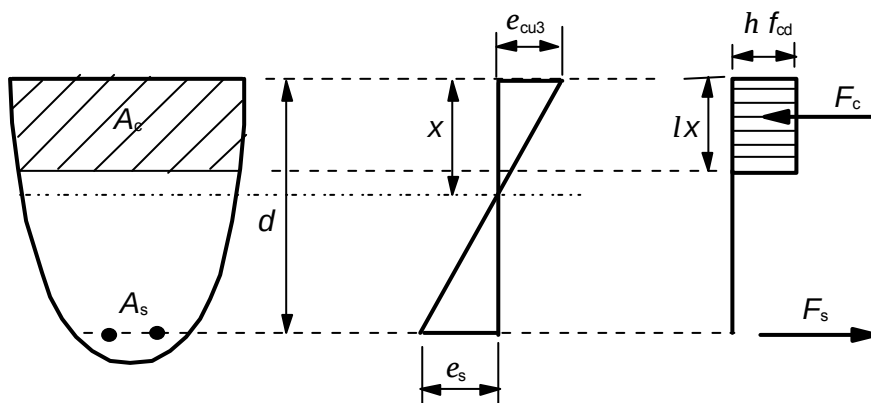


Figure 3.5 : Diagramme rectangulaire

3.1.8 Résistance à la traction en flexion

(1) La résistance moyenne à la traction en flexion des éléments en béton armé dépend de leur résistance moyenne en traction directe et de la hauteur de leur section droite. On peut appliquer la formule suivante :

$$f_{ctm,fl} = \max \{ (1,6 - h/1000) f_{ctm}; f_{ctm} \} \quad (3.23)$$

où :

h est la hauteur totale de l'élément, en mm

f_{ctm} est la résistance moyenne en traction directe, telle qu'indiquée dans le Tableau 3.1.

La relation donnée par l'Expression (3.23) s'applique également aux valeurs caractéristiques de la résistance en traction.

3.1.9 Béton confiné

(1) Le confinement du béton entraîne une modification de la relation contrainte-déformation : la résistance et la déformation ultime sont toutes deux supérieures. Les autres caractéristiques de base du matériau peuvent être considérées comme inchangées pour le calcul.

(2) En l'absence de données plus précises, il est possible d'utiliser la relation contrainte-déformation de la Figure 3.6 (les déformations en compression apparaissent comme positives), avec une résistance caractéristique et des déformations accrues, conformément à :

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000 + 5,0 s_2/f_{ck}) \quad \text{pour } s_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (3.24)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,50 s_2/f_{ck}) \quad \text{pour } s_2 > 0,05 f_{ck} \quad (3.25)$$

$$e_{c2,c} = e_{c2} (f_{ck,c}/f_{ck})^2 \quad (3.26)$$

$$e_{cu2,c} = e_{cu2} + 0,2 s_2/f_{ck} \quad (3.27)$$

où s_2 ($= s_3$) est la contrainte effective de compression latérale à l'ELU due au confinement, e_{c2} et e_{cu2} étant donnés par le Tableau 3.1. Le confinement peut être obtenu au moyen de cadres correctement fermés ou d'armatures transversales, qui atteignent l'état plastique du fait de la dilatation latérale du béton.

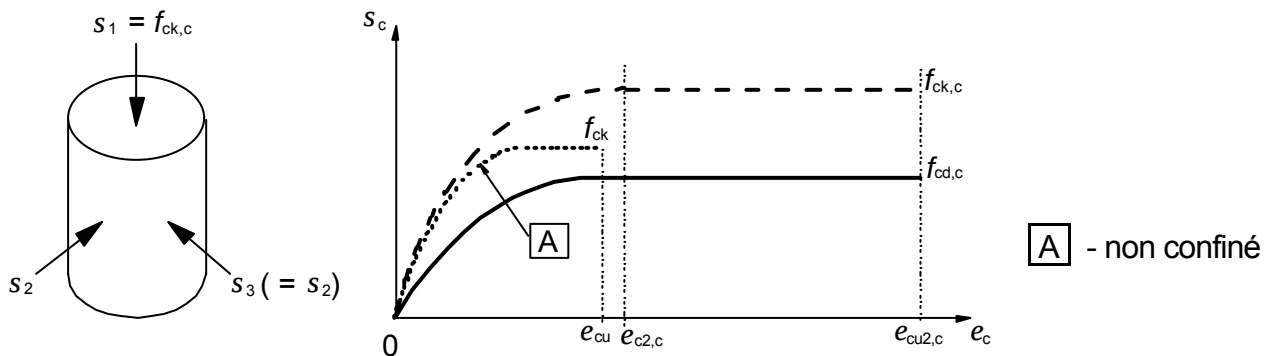


Figure 3.6 : Relation contrainte-déformation dans le cas du béton confiné

3.2 Acier de béton armé

3.2.1 Généralités

(1)P Les paragraphes qui suivent donnent les principes et les règles applicables aux armatures de béton armé sous forme de barres, de fils redressés, de treillis soudés et de poutres en treillis pré-assemblées. Ils ne s'appliquent pas aux barres comportant un revêtement spécial.

(2)P Les exigences relatives aux propriétés des aciers de béton armé visent le matériau en place dans le béton durci. Si certaines opérations effectuées sur le chantier peuvent affecter les propriétés des aciers, celles-ci doivent être vérifiées à l'issue de ces opérations.

(3)P Lorsque d'autres armatures, non conformes à l'EN 10080, sont utilisées, on doit vérifier que leurs propriétés sont conformes selon 3.2.2 à 3.2.6 et à l'Annexe C.

(4)P Les propriétés requises pour les aciers de béton armé doivent être vérifiées par application des procédures d'essai indiquées dans l'EN 10080.

Note : L'EN 10080 fait référence à une limite d'élasticité R_e qui se rapporte à la valeur caractéristique, à la limite supérieure et à la limite inférieure, sur la base du niveau de qualité à long terme de la production. A l'inverse, la limite caractéristique d'élasticité f_{yk} est basée uniquement sur les armatures utilisées dans la structure considérée. Il n'y a pas de relation directe entre f_{yk} et la valeur de R_e . Néanmoins, les méthodes d'évaluation et de vérification de la limite d'élasticité données dans l'EN 10080 constituent un moyen suffisant d'évaluation de f_{yk} .

(5) Les règles d'application relatives aux poutres en treillis pré-assemblées (voir l'EN 10080 pour la définition) s'appliquent uniquement à celles constituées d'armatures à haute adhérence. Des poutres en treillis pré-assemblées réalisées avec d'autres types d'armatures peuvent être définies dans un Agrément Technique Européen correspondant.

3.2.2 Propriétés

(1)P Le comportement des armatures de béton armé est défini par les propriétés ci-après :

- limite d'élasticité (f_{yk} ou $f_{0,2k}$)
- limite supérieure réelle d'élasticité ($f_{y,max}$)
- résistance en traction (f_t)
- ductilité (e_{uk} et f_t/f_{yk})
- aptitude au pliage
- caractéristiques d'adhérence (f_R : voir Annexe C)
- dimensions de la section et tolérances
- résistance de fatigue
- soudabilité
- résistance au cisaillement et résistance des soudures dans le cas des treillis soudés et des poutres en treillis pré-assemblées.

(2)P Le présent Eurocode s'applique aux armatures à haute adhérence et soudables, y compris les treillis soudés. Les procédés de soudage admis sont donnés dans le Tableau 3.4.

Note 1 : Les propriétés des armatures de béton armé requises pour l'emploi avec le présent Eurocode sont données à l'Annexe C.

Note 2 : Les propriétés et les règles relatives aux fils à empreintes utilisés dans les produits préfabriqués en béton peuvent être indiquées dans la norme de produit correspondante.

(3)P Les règles d'application relatives au dimensionnement et aux dispositions constructives figurant dans le présent Eurocode sont valables pour une gamme de la limite d'élasticité spécifiée, telle que $f_{yk} = 400$ à 600 MPa.

Note : La valeur maximale de f_{yk} de cette gamme à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale.

(4)P Les caractéristiques de surface des armatures à haute adhérence doivent être telles qu'elles assurent une adhérence correcte avec le béton.

(5) Une adhérence correcte peut être admise moyennant le respect de la spécification de la surface projetée des verrous, f_R .

Note : Des valeurs minimales de la surface projetée des verrous f_R sont données dans l'Annexe C.

(6)P Les armatures doivent posséder une aptitude au pliage telle qu'elle permette l'emploi des diamètres minimaux de mandrin indiqués dans le Tableau 8.1, et qu'elle autorise le re-pliage.

Note : Pour les exigences de pliage-dépliage, voir l'Annexe C.

3.2.3 Résistance

(1)P La limite d'élasticité f_{yk} (ou la limite d'élasticité conventionnelle à 0,2%, $f_{0,2k}$) et la résistance en traction f_{tk} sont définies respectivement comme la valeur caractéristique de la charge à la limite d'élasticité et la valeur caractéristique de la charge maximale, en traction directe, divisées par l'aire nominale de la section.

3.2.4 Caractéristiques de ductilité

(1)P L'acier de béton armé doit présenter une ductilité adéquate, définie par le rapport de la résistance en traction à la limite d'élasticité $(f_t/f_y)_k$, et par l'allongement sous charge maximale e_{uk} .

(2) La Figure 3.7 présente des courbes contrainte-déformation pour des aciers laminés à chaud types et des aciers profilés à froid types.

Note : Des valeurs de $(f_t/f_y)_k$ et e_{uk} sont données dans l'Annexe C pour les classes A, B et C.

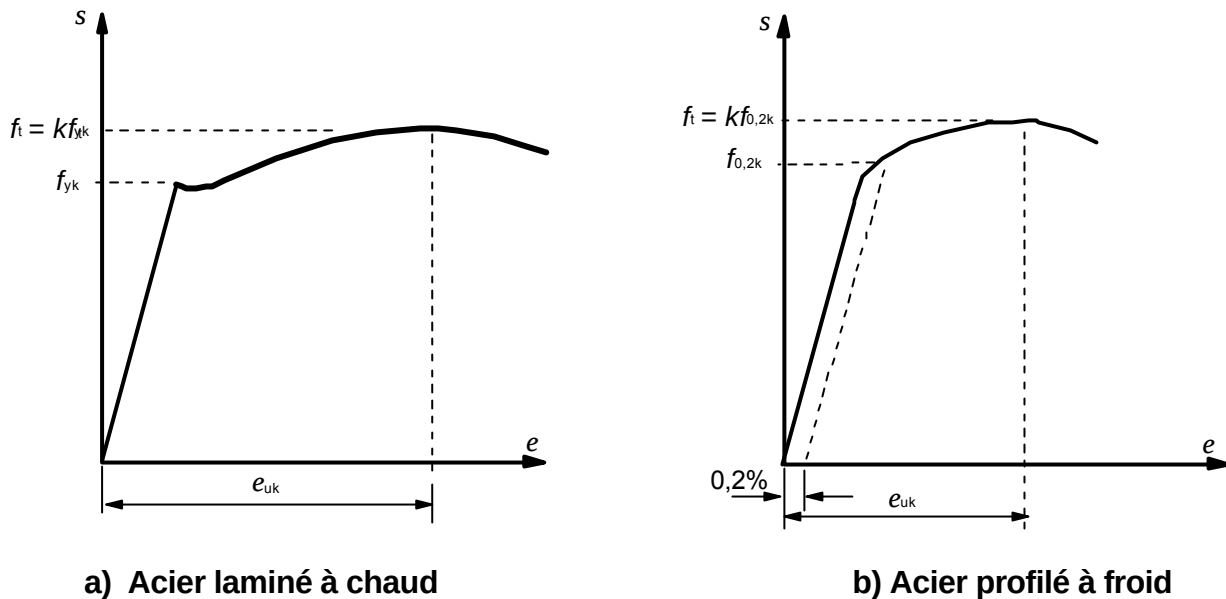


Figure 3.7 : Diagrammes contrainte-déformation d'aciers de béton armé types (la contrainte de traction et la déformation apparaissent en valeurs absolues)

3.2.5 Soudage

- (1)P Les procédés de soudage des armatures de béton armé doivent être tels qu'indiqués dans le Tableau 3.4 et la soudabilité telle qu'indiquée dans l'EN 10080.
- (2)P Le soudage d'armatures de béton armé doit dans tous les cas être réalisé conformément à l'EN ISO 17760.
- (3)P La résistance des soudures situées sur la longueur d'ancrage des treillis doit être suffisante pour reprendre les efforts calculés.
- (4) La résistance des assemblages soudés des treillis peut être considérée comme adéquate si chaque soudure est capable de reprendre un effort de cisaillement supérieur ou égal à 25% de la force équivalente au produit de l'aire nominale de la section par la limite caractéristique d'élasticité spécifiée. Il convient de retenir l'aire de la section du plus gros des deux fils si les sections sont différentes.

Tableau 3.4 : Procédés de soudage admis et exemples d'application

Cas de charge	Procédé de soudage	Barres tendues ¹	Barres comprimées ¹
principalement statique (voir 6.8.1 (2))	soudage par étincelage	assemblage bout à bout	
	soudage à l'arc avec électrode enrobée et soudage à l'arc avec fil fourré	assemblage bout à bout avec $f \geq 20$ mm, assemblage à couvre-joint, assemblage par recouvrement, assemblage en croix ³ , assemblage avec d'autres éléments en acier	
	soudage MAG ²	assemblage à couvre-joint, assemblage par recouvrement, assemblage en croix ³ et assemblage avec d'autres éléments en acier	
		-	assemblage bout à bout avec $f \geq 20$ mm
	soudage par friction	assemblage bout à bout, assemblage avec d'autres éléments en acier	
	soudage par points par résistance	assemblage par recouvrement ⁴ assemblage en croix ^{2,4}	
non principalement statique (voir 6.8.1 (2))	soudage par étincelage	assemblage bout à bout	
	soudage à l'arc avec électrode enrobée	-	assemblage bout à bout avec $f \geq 14$ mm
	soudage MAG ²	-	assemblage bout à bout avec $f \geq 14$ mm
	soudage par points par résistance	assemblage par recouvrement ⁴ assemblage en croix ^{2,4}	
Notes:			
1. Seules des barres ayant approximativement le même diamètre nominal peuvent être assemblées par soudage.			
2. Rapport admis des diamètres des barres $\geq 0,57$			
3. Dans le cas d'assemblages porteurs $f \leq 16$ mm			
4. Dans le cas d'assemblages porteurs $f \leq 28$ mm			

3.2.6 Fatigue

(1)P Lorsqu'une résistance à la fatigue est requise, elle doit être vérifiée comme indiqué dans l'EN 10080.

Note : Des informations sont données dans l'Annexe C.

3.2.7 Hypothèses de calcul

(1) Il convient d'établir les calculs sur la base de l'aire nominale de la section des armatures, et de déduire les valeurs de calcul des valeurs caractéristiques données en 3.2.2.

(2) Pour un calcul courant, l'une ou l'autre des hypothèses suivantes peut être faite (voir Figure 3.8) :

- a) branche supérieure inclinée, avec une limite de déformation égale à e_{ud} et une contrainte maximale $k f_{yk}/g_s$ pour e_{uk} , avec $k = (f_t/f_y)_k$,
- b) branche supérieure horizontale, sans nécessité de vérifier la limite de déformation.

Note 1 : La valeur de e_{ud} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $e_{ud} = 0,9e_{uk}$.

Note 2 : La valeur de $(f_t/f_y)_k$ est donnée dans l'Annexe C.

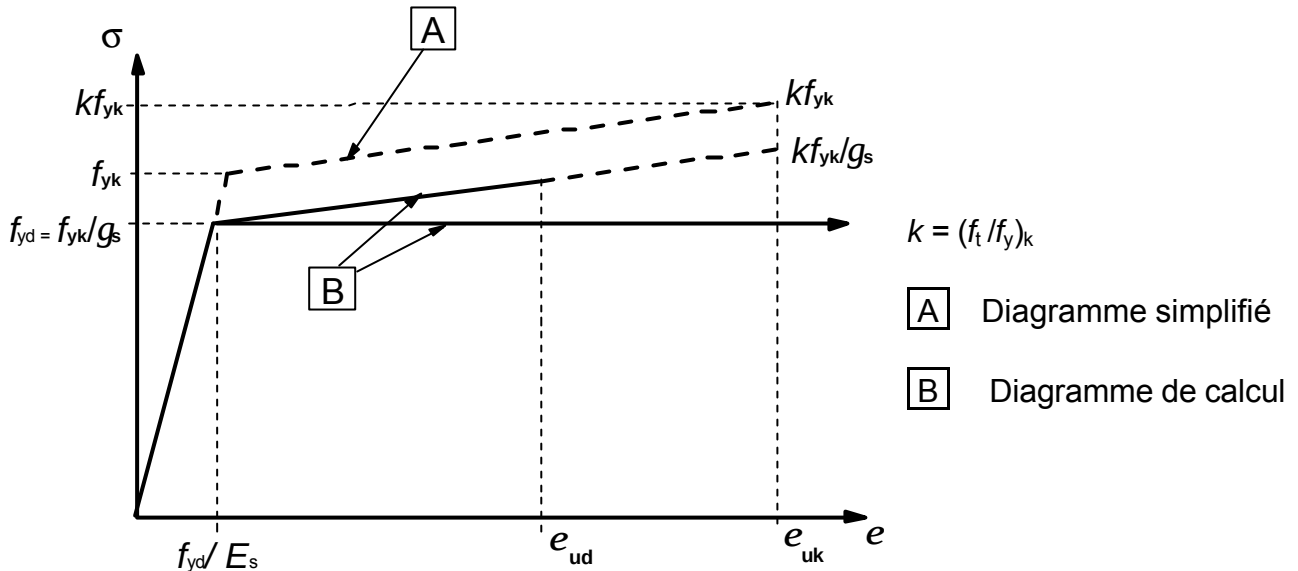


Figure 3.8 : Diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul pour les aciers de béton armé (tendus ou comprimés)

(3) La valeur moyenne de la masse volumique peut être supposée égale à 7850 kg/m^3 .

(4) La valeur de calcul du module d'élasticité E_s peut être supposée égale à 200 GPa .

3.3 Acier de précontrainte

3.3.1 Généralités

(1)P Le présent article s'applique aux fils, barres et torons utilisés comme armatures de précontrainte dans les structures en béton.

(2)P Les armatures de précontrainte doivent posséder un niveau suffisamment faible de susceptibilité à la corrosion sous tension.

(3) Le niveau de susceptibilité à la corrosion sous tension peut être supposé suffisamment faible si les armatures de précontrainte satisfont aux critères spécifiés dans l'EN 10138 ou donnés dans un Agrément Technique Européen correspondant.

(4) Les exigences relatives aux propriétés des armatures de précontrainte visent les matériaux en place dans la structure. Lorsque les méthodes de production, d'essai et d'attestation de la conformité des armatures sont conformes à l'EN 10138 ou figurent dans un Agrément Technique Européen, on peut admettre que les exigences du présent Eurocode sont satisfaites.

(5)P Pour les aciers conformes au présent Eurocode, la résistance en traction, la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1% et l'allongement sous charge maximale sont spécifiés en termes de valeurs caractéristiques ; ces valeurs sont désignées respectivement par f_{pk} , $f_{p0,1k}$ et e_{uk} .

Note : L'EN 10138 fait référence à la valeur caractéristique, à la valeur minimale et à la valeur maximale, sur la base du niveau de qualité à long terme de la production. A l'inverse, $f_{p0,1k}$ et f_{pk} , valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle et résistance caractéristique en traction, sont basées uniquement sur les armatures de précontrainte nécessaires à la structure considérée. Il n'y a pas de relation directe entre ces deux ensembles de valeurs. Néanmoins, les méthodes d'évaluation et de vérification données dans l'EN 10138 et la valeur caractéristique de la charge correspondant à 0,1% d'allongement rémanent, $F_{p0,1k}$, divisée par la section S_n , donnée dans cette même norme, constituent un moyen suffisant d'évaluation de $f_{p0,1k}$.

(6) Lorsque d'autres armatures, non conformes à l'EN 10138, sont utilisées, les propriétés peuvent figurer dans un Agrément Technique Européen approprié.

(7)P Chaque produit doit être clairement identifiable au regard du système de classification donné en 3.3.2 (2)P.

(8)P Les armatures de précontrainte doivent être classées vis-à-vis de la relaxation comme indiqué en 3.3.2 (4)P ou comme indiqué dans un Agrément Technique Européen approprié.

(9)P Chaque livraison doit être accompagnée d'un certificat contenant toutes les informations nécessaires à son identification au regard des caractéristiques (i) à (iv) du 3.3.2 (2)P et, au besoin, des informations complémentaires.

(10)P Les fils et barres ne doivent comporter aucune soudure. Les fils constitutifs des torons peuvent comporter des soudures décalées, à condition uniquement qu'elles aient été réalisées avant tréfilage à froid.

(11)P Dans le cas d'armatures de précontrainte en couronnes, la flèche maximale après déroulement d'une longueur de fil ou de toron doit être conforme à l'EN 10138 ou à la valeur figurant dans un Agrément Technique Européen approprié.

3.3.2 Propriétés

(1)P Les propriétés des aciers de précontrainte sont données dans l'EN 10138 Parties 2 à 4 ou dans un Agrément Technique Européen.

(2)P Les armatures de précontrainte (fils, torons et barres) doivent être classées en fonction des caractéristiques suivantes :

- (i) leur résistance, décrite par la valeur de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1% ($f_{p0,1k}$), par le rapport de la résistance en traction à la limite d'élasticité conventionnelle ($f_{pk}/f_{p0,1k}$) et par l'allongement sous charge maximale (e_{uk})
- (ii) leur classe, indiquant leur comportement vis-à-vis de la relaxation
- (iii) leur section
- (iv) leurs caractéristiques de surface.

(3)P La masse réelle des armatures de précontrainte ne doit pas différer de la masse nominale au-delà des limites spécifiées dans l'EN 10138 ou données dans un Agrément Technique Européen.

(4)P Le présent Eurocode définit trois classes de relaxation :

- Classe 1 : fil ou toron – relaxation normale
- Classe 2 : fil ou toron – basse relaxation
- Classe 3 : barres laminées à chaud, ayant subi un traitement complémentaire.

Note : La classe 1 n'est pas couverte par l'EN 10138.

(5) Il convient d'établir les calculs des pertes dues à la relaxation des aciers de précontrainte sur la base de la valeur de r_{1000} , la perte par relaxation (en %) 1000 heures après la mise en tension, pour une température moyenne de 20 °C (voir l'EN 10138 pour la définition de l'essai de relaxation isotherme).

Note : La valeur de r_{1000} est exprimée sous forme d'un pourcentage de la contrainte initiale ; elle est obtenue pour une contrainte initiale de $0,7f_p$, où f_p est la résistance en traction réelle de l'acier de précontrainte, mesurée sur éprouvettes. Pour les calculs de dimensionnement, on utilise la résistance caractéristique en traction (f_{pk}). Ceci a été pris en compte dans les expressions ci-après.

(6) r_{1000} peut soit être pris égal à 8% pour la Classe 1, à 2,5% pour la Classe 2 et à 4% pour la Classe 3, soit être donné par le certificat.

(7) La perte par relaxation peut être obtenue à partir des certificats d'essai du fabricant, ou définie comme le rapport, en %, de la variation de la contrainte sur la contrainte initiale, en appliquant l'une des expressions ci-dessous. Les Expressions (3.28) et (3.29) s'appliquent respectivement aux fils ou aux torons des armatures de précontrainte de relaxation normale et aux armatures de précontrainte basse relaxation, tandis que l'Expression (3.30) s'applique aux barres laminées à chaud ayant subi un traitement complémentaire.

$$\text{Classe 1 : } \frac{\Delta s_{pr}}{s_{pi}} = 5,39 \, r_{1000} \, e^{6,7m} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-m)} 10^{-5} \quad (3.28)$$

$$\text{Classe 2 : } \frac{\Delta s_{pr}}{s_{pi}} = 0,66 \, r_{1000} \, e^{9,1m} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-m)} 10^{-5} \quad (3.29)$$

$$\text{Classe 3 : } \frac{\Delta s_{pr}}{s_{pi}} = 1,98 \, r_{1000} \, e^{8m} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-m)} 10^{-5} \quad (3.30)$$

où :

Δs_{pr} est la valeur absolue des pertes de précontrainte par relaxation

s_{pi} Dans le cas de la précontrainte par post-tension, s_{pi} est la valeur absolue de la contrainte initiale $s_{pi} = s_{pm0}$ (voir également 5.10.3 (2));

Dans le cas de la précontrainte par pré-tension, s_{pi} est la contrainte à l'origine moins les pertes instantanées se produisant au cours du processus de mise en tension, voir 5.10.4 (1) (i)

t est le temps après la mise en tension (en heures)

$m = s_{pi} / f_{pk}$, avec f_{pk} valeur caractéristique de la résistance en traction de l'acier de précontrainte

r_{1000} est la valeur de la perte par relaxation (en %), 1000 heures après la mise en tension, à une température moyenne de 20°C.

Note : Il convient de se reporter à l'Annexe D dans le cas où les pertes par relaxation sont calculées pour différents intervalles de temps (différentes phases) et où une plus grande précision est requise.

(8) Les valeurs à long terme (finales) des pertes par relaxation peuvent être estimées à un temps t égal à 500 000 heures (soit 57 ans environ).

(9) Les pertes par relaxation sont très sensibles à la température de l'acier. Lorsqu'un traitement thermique est appliqué au béton (cure vapeur, par exemple), 10.3.2.2 s'applique. Dans les autres cas, lorsque la température de l'acier est supérieure à 50°C, il convient de procéder à une vérification des pertes par relaxation.

3.3.3 Résistance

(1)P La limite d'élasticité conventionnelle à 0,1% ($f_{p0,1k}$) et la valeur spécifiée pour la résistance en traction (f_{pk}) sont définies respectivement comme la valeur caractéristique de la charge correspondant à 0,1% d'allongement rémanent et comme la valeur caractéristique de la charge maximale en traction directe, divisées par l'aire nominale de la section, comme indiqué sur la Figure 3.9.

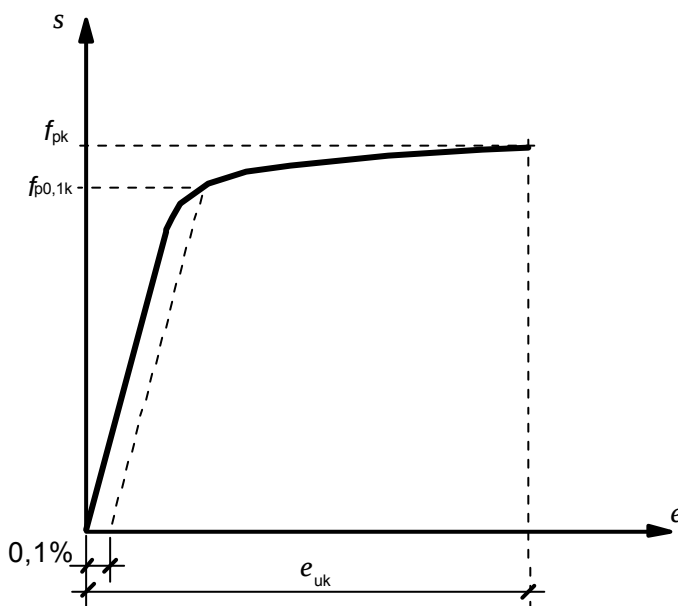


Figure 3.9 : Diagramme contrainte-déformation d'aciers de précontrainte types (la contrainte de traction et la déformation apparaissent en valeur absolue)

3.3.4 Caractéristiques de ductilité

(1)P Les armatures de précontrainte doivent présenter une ductilité adéquate, telle que spécifiée dans l'EN 10138.

(2) Une ductilité adéquate à l'allongement peut être admise pour les armatures de précontrainte dont l'allongement sous charge maximale correspond à la valeur spécifiée par l'EN 10138.

(3) Une ductilité adéquate en flexion peut être admise si les armatures de précontrainte satisfont les exigences d'aptitude au pliage de l'EN ISO 15630.

(4) Des diagrammes contrainte-déformation, basés sur des données de production, doivent être établis pour les armatures de précontrainte et mis à disposition par le fabricant en annexe au certificat accompagnant la livraison (voir 3.3.1 (9)P).

(5) Une ductilité adéquate en traction peut être admise pour les armatures de précontrainte si $f_{pk} / f_{p0,1k} \geq k$.

Note : La valeur de k à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k = 1,1$.

3.3.5 Fatigue

(1)P Les armatures de précontrainte doivent présenter une résistance de fatigue suffisante.

(2)P L'étendue de contrainte pour la fatigue, dans le cas des armatures de précontrainte, doit être conforme à l'EN 10138 ou donnée dans un Agrément Technique Européen approprié.

3.3.6 Hypothèses de calcul

(1)P L'analyse structurale est réalisée sur la base de l'aire nominale de la section des armatures de précontrainte et des valeurs caractéristiques $f_{p0,1k}$, f_{pk} et e_{uk} .

(2) La valeur de calcul du module d'élasticité E_p peut être prise égale à 205 GPa pour les fils et les barres. La valeur réelle peut varier entre 195 et 210 GPa, selon le procédé de fabrication. Il convient de faire figurer la valeur correcte sur les certificats accompagnant la livraison.

(3) La valeur de calcul du module d'élasticité E_p peut être supposée égale à 195 GPa pour les torons. La valeur réelle peut varier entre 185 et 205 GPa, selon le procédé de fabrication. Il convient de faire figurer la valeur correcte sur les certificats accompagnant la livraison.

(4) La masse volumique moyenne des armatures de précontrainte peut normalement, pour le calcul, être supposée égale à 7 850 kg/m³.

(5) On peut admettre que les valeurs données ci-dessus sont valables pour des températures comprises entre -40°C et +100°C pour l'armature de précontrainte en place dans la structure.

(6) La valeur de calcul de la contrainte de l'acier, f_{pd} , est prise égale à $f_{p0,1k}/\gamma_s$ (voir Figure 3.10).

(7) Pour le dimensionnement des sections, l'une ou l'autre des hypothèses suivantes peut être faite (voir Figure 3.10) :

- branche inclinée, avec une limite de déformation e_{ud} . Le calcul peut également être basé sur la relation contrainte-déformation réelle, si celle-ci est connue, la contrainte au-delà de la limite d'élasticité étant réduite de manière analogue à la Figure 3.10, ou
- branche supérieure horizontale, sans limite pour la déformation.

Note : La valeur de e_{ud} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $e_{ud} = 0,9e_{uk}$. A défaut de valeurs plus précises, les valeurs recommandées sont $e_{ud} = 0,02$ et $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$.

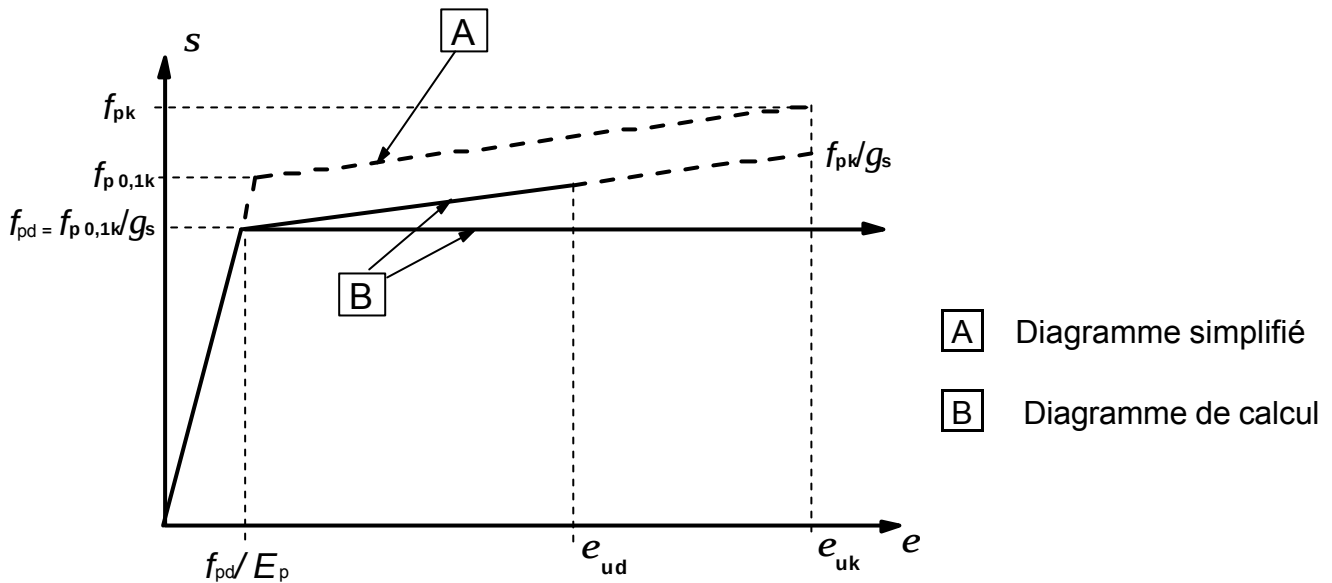


Figure 3.10 : Diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul pour les aciers de précontrainte (la contrainte de traction et la déformation apparaissent en valeurs absolues)

3.3.7 Armatures de précontrainte logées dans des gaines

(1)P Les armatures de précontrainte logées dans une gaine (adhérentes ou non) doivent être protégées de manière adéquate et permanente contre la corrosion (voir 4.3).

(2)P Les armatures de précontrainte logées dans une gaine doivent être convenablement protégées contre les effets du feu (voir l'EN 1992-1-2).

3.4 Dispositifs de précontrainte

3.4.1 Ancrages et coupleurs

3.4.1.1 Généralités

(1)P Le paragraphe 3.4.1 s'applique aux dispositifs d'ancrage (ancrages) et aux dispositifs d'assemblage (coupleurs) utilisés dans les constructions précontraintes par post-tension, lorsque :

- (i) les ancrages sont utilisés pour transmettre les efforts des armatures au béton dans la zone d'ancrage
- (ii) les coupleurs sont utilisés pour assurer l'assemblage d'armatures individuelles de manière à obtenir des armatures continues.

(2)P Les ancrages et coupleurs destinés au système de précontrainte considéré doivent être conformes à l'Agrement Technique Européen concerné.

(3)P Les détails constructifs des zones d'ancrage doivent être conformes à 5.10, 8.10.3 et 8.10.4.

3.4.1.2 Propriétés mécaniques

3.4.1.2.1 Armatures de précontrainte ancrées

(1)P Les assemblages armature-ancrage et armature-coupleur doivent présenter des caractéristiques de résistance, d'allongement et de fatigue suffisantes pour satisfaire aux exigences du projet.

(2) On peut admettre que ceci est vérifié sous réserve que :

- (i) Les caractéristiques géométriques et mécaniques des composants de l'ancrage et du coupleur sont conformes à l'Agrément Technique Européen concerné et leur rupture prématurée n'est pas à craindre.
- (ii) La rupture de l'armature n'est pas provoquée par la liaison avec l'ancrage ou le coupleur.
- (iii) L'allongement à la rupture des assemblages est $\geq 2\%$.
- (iv) Les assemblages armature-ancrage ne sont pas situés dans des zones fortement sollicitées par ailleurs.
- (v) Les caractéristiques de fatigue des composants des ancrages et des coupleurs sont conformes à l'Agrément Technique Européen concerné.

3.4.1.2.2 Organes d'ancrage et zones d'ancrage

(1)P La résistance des organes d'ancrage et des zones d'ancrage doit être suffisante pour permettre le transfert de la force de précontrainte au béton et l'apparition de fissures dans les zones d'ancrage ne doit pas altérer le fonctionnement des ancrages.

3.4.2 Armatures de précontrainte extérieures (non adhérentes)

3.4.2.1 Généralités

(1)P Une armature extérieure (non adhérente) est une armature située à l'extérieur de la section de béton associée, et reliée à la structure par des ancrages et des déviateurs uniquement.

(2)P Le système de précontrainte à utiliser avec des armatures extérieures doit être conforme à l'Agrément Technique Européen concerné.

(3) Il convient de suivre les règles données en 8.10 pour les dispositions constructives.

3.4.2.2 Ancrages

(1) Dans le cas d'armatures non adhérentes, il convient d'indiquer, dans l'Agrément Technique Européen concerné, le rayon de courbure minimal de l'armature dans la zone d'ancrage.

SECTION 4 DURABILITÉ ET ENROBAGE DES ARMATURES

4.1 Généralités

(1)P Une structure durable doit satisfaire aux exigences d'aptitude au service, de résistance et de stabilité pendant toute la durée d'utilisation de projet, sans perte significative de fonctionnalité ni maintenance imprévue excessive (pour les exigences générales voir également l'EN1990).

(2)P La protection requise de la structure doit être établie en considérant l'utilisation prévue, la durée d'utilisation de projet (voir l'EN 1990), le programme de maintenance envisagé ainsi que les actions attendues.

(3)P L'importance éventuelle des actions directes et indirectes, des conditions d'environnement (4.2) et des effets qui en résultent doit être prise en considération.

Note : Les exemples incluent les déformations dues au fluage et au retrait (voir 2.3.2).

(4) La protection du ferrailage contre la corrosion dépend de la compacité, de la qualité et de l'épaisseur de l'enrobage d'une part (voir 4.4), de la fissuration d'autre part (voir 7.3). La compacité et la qualité de l'enrobage sont obtenues par la maîtrise de la valeur maximale du rapport eau / ciment et de la teneur minimale en ciment (voir l'EN 206-1) ; elles peuvent être associées à une classe de résistance minimale du béton.

Note : Des informations complémentaires sont données dans l'Annexe E.

(5) Lorsque l'inspection et le remplacement des fixations métalliques sont possibles, celles-ci peuvent être utilisées dans des situations exposées, moyennant un revêtement de protection. Dans le cas contraire, il convient d'utiliser des fixations en matériau résistant à la corrosion.

(6) Dans certaines situations particulières (structures provisoires ou structures à caractère monumental soumises à des actions extrêmes ou inhabituelles etc.), il convient de prendre en considération des exigences supplémentaires, en plus de celles données dans la présente Section.

4.2 Conditions d'environnement

(1)P Les conditions d'exposition sont les conditions physiques et chimiques auxquelles la structure est exposée, en plus des actions mécaniques.

(2) Les conditions d'environnement sont classées conformément au Tableau 4.1, basé sur l'EN 206-1.

Tableau 4.1 : Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement, conformément à l'EN 206-1

Désignation de la classe	Description de l'environnement :	Exemples informatifs illustrant le choix des classes d'exposition
1 Aucun risque de corrosion ni d'attaque		
X0	Béton non armé et sans pièces métalliques noyées : toutes expositions sauf en cas de gel/dégel, d'abrasion et d'attaque chimique Béton armé ou avec des pièces métalliques noyées : très sec	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible
2 Corrosion induite par carbonatation		
XC1	Sec ou humide en permanence	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible Béton submergé en permanence dans de l'eau
XC2	Humide, rarement sec	Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau Un grand nombre de fondations
XC3	Humidité modérée	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé Béton extérieur abrité de la pluie
XC4	Alternativement humide et sec	Surfaces de béton soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classe d'exposition XC2
3 Corrosion induite par les chlorures		
XD1	Humidité modérée	Surfaces de béton exposées à des chlorures transportés par voie aérienne
XD2	Humide, rarement sec	Piscines Éléments en béton exposés à des eaux industrielles contenant des chlorures
XD3	Alternativement humide et sec	Éléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures Chaussées Dalles de parcs de stationnement de véhicules
4 Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer		
XS1	Exposé à l'air véhiculant du sel marin mais pas en contact direct avec l'eau de mer	Structures sur ou à proximité d'une côte
XS2	Immergé en permanence	Éléments de structures marines
XS3	Zones de marnage, zones soumises à des projections ou à des embruns	Éléments de structures marines
5. Attaque gel/dégel		
XF1	Saturation modérée en eau, sans agent de déverglaçage	Surfaces verticales de béton exposées à la pluie et au gel
XF2	Saturation modérée en eau, avec agents de déverglaçage	Surfaces verticales de béton des ouvrages routiers exposés au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage
XF3	Forte saturation en eau, sans agents de déverglaçage	Surfaces horizontales de béton exposées à la pluie et au gel
XF4	Forte saturation en eau, avec agents de déverglaçage ou eau de mer	Routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglaçage. Surfaces de béton verticales directement exposées aux projections d'agents de déverglaçage et au gel. Zones des structures marines soumises aux projections et exposées au gel
6. Attaques chimiques		
XA1	Environnement à faible agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol
XA2	Environnement d'agressivité chimique modérée selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol
XA3	Environnement à forte agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol

Note : La composition du béton affecte à la fois la protection des armatures et la résistance du béton aux attaques. L'Annexe E donne des classes de résistance indicatives pour les différentes classes d'exposition. Ceci peut conduire à choisir des classes de résistance supérieures à celles requises par le calcul structural. Dans ce cas, il convient d'adopter pour f_{ctm} la résistance la plus élevée pour le calcul du ferrailage minimal et la maîtrise de l'ouverture des fissures (voir 7.3.2 – 7.3.4).

(3) En plus des conditions du Tableau 4.1, il convient de considérer certaines formes particulières d'actions agressives ou d'actions indirectes :

attaque chimique due par exemple à :

- utilisation du bâtiment ou de l'ouvrage (stockage de liquides etc.)
- acides ou sulfates en solution (EN 206-1, ISO 9690)
- chlorures contenus dans le béton (EN 206-1)
- réactions alcali-granulats (EN 206-1, Normes Nationales)

attaque physique due par exemple à :

- variation de température
- abrasion (voir 4.4.1.2 (13))
- pénétration d'eau (EN 206-1).

4.3 Exigences de durabilité

(1)P Pour atteindre la durée d'utilisation de projet requise pour la structure, des dispositions appropriées doivent être prises afin de protéger chaque élément structural des actions d'environnement concernées.

(2)P Les exigences de durabilité doivent être prises en compte dans :

- la conception de la structure,
- le choix des matériaux,
- les dispositions constructives,
- l'exécution,
- la maîtrise de la qualité,
- les inspections,
- les vérifications,
- les dispositions particulières (utilisation d'acier inoxydable, revêtements, protection cathodique).

4.4 Méthodes de vérification

4.4.1 Enrobage

4.4.1.1 Généralités

(1)P L'enrobage est la distance entre la surface de l'armature (épingles, étriers et cadres compris, ainsi que armatures de peau, le cas échéant) la plus proche de la surface du béton et cette dernière.

(2)P L'enrobage nominal doit être spécifié sur les plans. Il est défini comme l'enrobage minimal c_{min} (voir 4.4.1.2) plus une marge de calcul pour tolérances d'exécution Δc_{dev} (voir 4.4.1.3) :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.1)$$

4.4.1.2 Enrobage minimal, c_{min}

(1)P Un enrobage minimal c_{min} doit être assuré afin de garantir :

- la bonne transmission des forces d'adhérence (voir également sections 7 et 8)
- la protection de l'acier contre la corrosion (durabilité)
- une résistance au feu convenable (voir EN 1992-1-2).

(2)P La valeur à utiliser est la plus grande valeur de c_{min} satisfaisant aux exigences à la fois en ce qui concerne l'adhérence et les conditions d'environnement.

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (4.2)$$

avec :

$c_{min,b}$ enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence, voir 4.4.1.2 (3)

$c_{min,dur}$ enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement, voir 4.4.1.2 (5)

$\Delta c_{dur,\gamma}$ marge de sécurité, voir 4.4.1.2(6)

$\Delta c_{dur,st}$ réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'acier inoxydable, voir 4.4.1.2 (7)

$\Delta c_{dur,add}$ réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protection supplémentaire, voir 4.4.1.2 (8).

(3) Pour assurer à la fois une transmission sans risque des forces d'adhérence et un béton suffisamment compact, il convient que l'enrobage minimal ne soit pas inférieur à $c_{min,b}$ donné dans le Tableau 4.2.

Tableau 4.2 : Enrobage minimal $c_{min,b}$ requis vis-à-vis de l'adhérence

Exigence vis-à-vis de l'adhérence	
Disposition des armatures	Enrobage minimal $c_{min,b}$ *
Armature individuelle	Diamètre de la barre
Paquet	Diamètre équivalent (f_n)(voir 8.9.1)
*: Si la dimension nominale du plus gros granulats est supérieure à 32 mm, il convient de majorer $c_{min,b}$ de 5 mm	

Note : En ce qui concerne l'enrobage des armatures de précontrainte pré-tendues et l'enrobage des gaines de précontrainte de section circulaire ou plates, pour armatures adhérentes, les valeurs de $c_{min,b}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées pour les gaines de précontrainte par post-tension sont les suivantes :

gaines de section circulaire : diamètre

gaines plates : la plus petite dimension ou la moitié de la plus grande dimension, si celle-ci est supérieure. Il n'y a pas d'exigence supérieure à 80 mm pour les gaines de section circulaires ou les gaines plates.

Les valeurs recommandées pour les armatures de précontrainte pré-tendues sont les suivantes :

1,5 x diamètre du toron ou du fil lisse

2,5 x diamètre du fil cranté.

(4) Il convient de retenir un enrobage minimal de l'ancrage des armatures de précontrainte conforme à l'Agrément Technique Européen concerné.

(5) L'enrobage minimal des armatures de béton armé et des armatures de précontrainte dans un béton de masse volumique normale, qui tient compte des classes d'exposition et des classes structurales, est donné par $c_{\min, \text{dur}}$.

Note : Les classes structurales et les valeurs de $c_{\min, \text{dur}}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. La Classe Structurale recommandée (durée d'utilisation de projet de 50 ans) est la classe S4, pour les résistances indicatives du béton données à l'Annexe E ; le Tableau 4.3N donne les modifications de Classe Structurale recommandées. La Classe Structurale minimale recommandée est la classe S1.

Les valeurs recommandées de $c_{\min, \text{dur}}$ sont données dans le Tableau 4.4N (armatures de béton armé) et dans le Tableau 4.5N (armatures de précontrainte).

Tableau 4.3N : Classification structurale recommandée

Classe structurale							
Critère	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Durée d'utilisation de projet de 100 ans	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes
Classe de résistance ^{1) 2)}	≥ C30/37 minoration de 1 classe	≥ C30/37 minoration de 1 classe	≥ C35/45 minoration de 1 classe	≥ C40/50 minoration de 1 classe	≥ C40/50 minoration de 1 classe	≥ C40/50 minoration de 1 classe	≥ C45/55 minoration de 1 classe
Elément assimilable à une dalle (position des armatures non affectée par le processus de construction)	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe
Maîtrise particulière de la qualité de production du béton	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe

Notes relatives au Tableau 4.3N

- On considère que la classe de résistance et le rapport e/c sont liés. Il est possible de considérer une composition particulière (type de ciment, rapport e/c , fines) afin d'obtenir une faible perméabilité.
- La limite peut être réduite d'une classe de résistance si l'air entraîné est supérieur à 4%.

Tableau 4.4N : Valeurs de l'enrobage minimal $c_{\min, \text{dur}}$ requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de béton armé conformes à l'EN 10080

Exigence environnementale pour $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)							
Classe Structurale	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tableau 4.5N : Valeurs de l'enrobage minimal $c_{\min, \text{dur}}$ requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de précontrainte

Exigence environnementale pour $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)							
Classe Structurale	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

(6) Il convient de majorer l'enrobage d'une marge de sécurité $\Delta c_{\text{dur}, g}$.

Note : La valeur de $\Delta c_{\text{dur}, g}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $\Delta c_{\text{dur}, g} = 0$ mm.

(7) L'enrobage minimal peut être réduit de $\Delta c_{\text{dur}, \text{st}}$ lorsqu'on utilise de l'acier inoxydable ou que l'on prend d'autres dispositions particulières. Dans ce cas, il convient d'en considérer les effets pour l'ensemble des propriétés des matériaux concernées, y compris l'adhérence.

Note : La valeur de $\Delta c_{\text{dur}, \text{st}}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée, en l'absence de spécifications supplémentaires, est $\Delta c_{\text{dur}, \text{st}} = 0$ mm.

(8) Dans le cas d'un béton bénéficiant d'une protection supplémentaire (revêtement, par exemple), l'enrobage minimal peut être réduit de $\Delta c_{\text{dur}, \text{add}}$.

Note : La valeur de $\Delta c_{\text{dur}, \text{add}}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée, en l'absence de spécifications supplémentaires, est $\Delta c_{\text{dur}, \text{add}} = 0$ mm.

(9) Dans le cas d'un béton coulé en place au contact d'autres éléments en béton (préfabriqués ou coulés en place), l'enrobage minimal par rapport à l'interface peut être réduit à la valeur correspondant à celle requise pour l'adhérence (voir (3) ci-dessus), sous réserve que :

- le béton appartienne au moins à la classe de résistance C25/30,
- l'exposition de la surface du béton à un environnement extérieur soit de courte durée (< 28 jours),
- l'interface ait été rendue rugueuse.

(10) Il convient que l'enrobage minimal des armatures de précontrainte non-adhérentes soit conforme à l'Agrément Technique Européen.

(11) Dans le cas de parements irréguliers (béton à granulats apparents, par exemple), il convient d'augmenter l'enrobage minimal d'au moins 5 mm.

(12) Il convient de porter une attention particulière à la composition du béton (voir l'EN 206-1 Section 6) lorsqu'on prévoit que celui-ci sera exposé au gel-dégel ou à une attaque chimique (classes XF et XA). Dans des situations de ce type, un enrobage conforme à 4.4 sera normalement suffisant.

(13) En ce qui concerne l'abrasion du béton, il convient de porter une attention particulière aux granulats, conformément à l'EN 206-1. Une option consiste à tenir compte de l'abrasion du béton en

augmentant l'enrobage (épaisseur sacrificielle). Il convient, dans ce cas, d'augmenter l'enrobage minimal $c_{\min}$ de k_1 pour la classe d'abrasion XM1, de k_2 pour la classe XM2 et de k_3 pour la classe XM3.

Note : La classe d'abrasion XM1 correspond à une abrasion modérée, telle celle des éléments de sites industriels soumis à la circulation de véhicules équipés de pneumatiques. La classe d'abrasion XM2 correspond à une abrasion importante, telle celle des éléments de sites industriels soumis à la circulation de chariots élévateurs équipés de pneumatiques ou de bandages en caoutchouc plein. La classe d'abrasion XM3 correspond à une abrasion extrême, telle celle des éléments de sites industriels soumis à la circulation de chariots élévateurs équipés de bandages élastomères ou métalliques ou d'engins à chenilles.

Les valeurs de k_1 , k_2 et k_3 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont respectivement 5 mm, 10 mm et 15 mm.

4.4.1.3 Prise en compte des tolérances d'exécution

(1)P Pour le calcul de l'enrobage nominal c_{nom} , l'enrobage minimal doit être majoré, au niveau du projet, pour tenir compte des tolérances pour écart d'exécution (Δc_{dev}). Ainsi, l'enrobage minimal doit être augmenté de la valeur absolue de l'écart adopté susceptible de le réduire.

Note : La valeur de Δc_{dev} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $\Delta c_{\text{dev}} = 10$ mm.

(2) Pour les bâtiments, l'écart adopté est donné par l'ENV 13670-1. Il est également suffisant, normalement, pour les autres types de structures. Il convient d'en tenir compte lors du choix de l'enrobage nominal de calcul. Il convient d'utiliser l'enrobage nominal de calcul dans les calculs et de l'indiquer sur les plans, à moins qu'une valeur autre que l'enrobage nominal soit spécifiée (valeur minimale par exemple).

(3) Dans certains cas, l'écart d'exécution adopté, et par conséquent la tolérance Δc_{dev} , peuvent être réduits.

Note : La réduction de Δc_{dev} à utiliser, dans ces cas, dans un pays donné, peut être fournie par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont les suivantes :

- lorsque la fabrication est soumise à un système d'assurance de la qualité dans lequel la surveillance inclut des mesures de l'enrobage des armatures, il est possible de réduire la marge de calcul pour tolérances d'exécution Δc_{dev} de telle sorte que :

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{\text{dev}} \geq 5 \text{ mm} \quad (4.3N)$$
- lorsqu'on peut garantir l'utilisation d'un appareil de mesure très précis pour la surveillance ainsi que le rejet des éléments non conformes (éléments préfabriqués, par exemple), il est possible de réduire la marge de calcul pour tolérances d'exécution Δc_{dev} de telle sorte que :

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{\text{dev}} \geq 0 \text{ mm} \quad (4.4N)$$

(4) Dans le cas d'un béton coulé au contact de surfaces irrégulières, il convient généralement de majorer l'enrobage minimal en prenant une marge plus importante pour le calcul. Il convient de choisir une majoration en rapport avec la différence causée par l'irrégularité, l'enrobage minimal devant être au moins égal à k_1 mm pour un béton coulé au contact d'un sol ayant reçu une préparation (y compris béton de propreté) et k_2 mm pour un béton coulé au contact direct du sol. Il convient également de majorer l'enrobage des armatures pour toute surface présentant des irrégularités, telle que surface striée ou béton à granulats apparents, afin de tenir compte de l'irrégularité de la surface (voir 4.4.1.2 (11) ci-dessus).

Note : Les valeurs de k_1 et k_2 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont respectivement 40 mm et 75 mm.

SECTION 5 ANALYSE STRUCTURALE

5.1 Généralités

5.1.1 Exigences générales

(1)P L'analyse structurale a pour objet de déterminer la distribution soit des sollicitations, soit des contraintes, déformations et déplacements de l'ensemble ou d'une partie de la structure. Si nécessaire, une analyse locale complémentaire doit être effectuée.

Note : Dans la plupart des cas courants, l'analyse servira à déterminer la distribution des sollicitations. La vérification complète ou la démonstration de la résistance des sections transversales sera alors fondée sur ces sollicitations. Pour certains éléments particuliers, toutefois, les méthodes d'analyse employées (calcul aux éléments finis, par exemple) ne donnent pas les sollicitations mais les contraintes, les déformations et les déplacements. L'exploitation de ces résultats en vue d'une vérification appropriée nécessite l'emploi de méthodes particulières.

(2) Des analyses locales peuvent être nécessaires lorsque l'hypothèse d'une distribution linéaire des déformations unitaires ne s'applique plus, par exemple :

- à proximité des appuis
- localement, au droit de charges concentrées
- aux noeuds poutres-poteaux
- dans les zones d'ancrage
- aux changements de section transversale.

(3) Dans le cas de champs de contraintes planes, la détermination du ferrailage peut se faire selon une méthode simplifiée.

Note : Une de ces méthodes est donnée dans l'Annexe F.

(4)P Les analyses doivent être effectuées en modélisant la géométrie de la structure ainsi que son comportement. Les modèles retenus doivent être adaptés au problème considéré.

(5) La géométrie est habituellement modélisée en considérant que la structure est constituée d'éléments linéaires, d'éléments plans et, occasionnellement, de coques. La modélisation de la géométrie est abordée en 5.3.

(6)P Le calcul doit prendre en considération la géométrie, les propriétés de la structure et son comportement à chaque stade de la construction.

(7) Les modèles de comportements couramment utilisés pour l'analyse sont les suivants :

- comportement élastique-linéaire (voir 5.4)
- comportement élastique-linéaire avec redistribution limitée (voir 5.5)
- comportement plastique (voir 5.6), incluant notamment la modélisation par bielles et tirants (voir 5.6.4)
- comportement non-linéaire (voir 5.7).

(8) Dans les bâtiments, les déformations des éléments linéaires et des dalles dues à l'effort tranchant et à l'effort normal peuvent être négligées lorsqu'on prévoit qu'elles seront inférieures à 10 % des déformations de flexion.

5.1.2 Exigences spécifiques pour les fondations

(1)P Lorsque l'interaction sol-structure a une influence significative sur les effets des actions dans la structure, les propriétés du sol et les effets de l'interaction doivent être pris en compte conformément à l'EN 1997-1.

Note : Pour plus d'information concernant l'analyse des fondations superficielles, on se reportera à l'Annexe G.

(2) Le dimensionnement des fondations superficielles peut être effectué en utilisant des modèles simplifiés de manière adéquate pour décrire l'interaction sol-structure.

Note : Les effets de l'interaction sol-structure peuvent habituellement être négligés dans le cas des semelles de fondation courantes ainsi que des semelles de liaison en tête de pieux.

(3) Pour le dimensionnement de chaque pieu, il convient de déterminer les actions en tenant compte de l'interaction entre pieux, semelle de liaison et sol support.

(4) Lorsque les pieux sont disposés selon plusieurs files, il convient d'évaluer l'action sur chaque pieu en considérant l'interaction entre les pieux.

(5) Cette interaction peut être négligée lorsque la distance libre entre pieux est supérieure à deux fois le diamètre des pieux.

5.1.3 Cas de charge et combinaisons

(1)P Les combinaisons d'actions considérées (voir l'EN 1990 Section 6) doivent tenir compte des cas de charge pertinents, permettant l'établissement des conditions de dimensionnement déterminantes dans toutes les sections de la structure ou une partie de celle-ci.

Note : Lorsqu'une simplification dans le nombre des dispositions de charges à utiliser dans un pays donné est requise, on se reportera à son Annexe Nationale. Pour les bâtiments, on recommande de retenir les dispositions de charges simplifiées ci-après :

(a) une travée sur deux supporte les charges variables et les charges permanentes de calcul ($g_k Q_k + g_k G_k + P_m$), les autres travées supportant seulement la charge permanente de calcul, $g_k G_k + P_m$

(b) deux travées adjacentes quelconques supportent les charges variables et les charges permanentes de calcul ($g_k Q_k + g_k G_k + P_m$), toutes les autres travées supportant seulement la charge permanente de calcul, $g_k G_k + P_m$.

5.1.4 Effets du second ordre

(1)P Les effets du second ordre (voir l'EN 1990 Section 1) doivent être pris en compte lorsqu'on prévoit qu'ils affecteront de manière significative la stabilité d'ensemble de la structure ainsi que l'atteinte de l'état-limite ultime dans des sections critiques.

(2) Il convient de tenir compte des effets du second ordre de la manière indiquée en 5.8.

(3) Pour les bâtiments, les effets du second ordre peuvent être négligés lorsqu'ils sont inférieurs à certaines limites (voir 5.8.2 (6)).

5.2 Imperfections géométriques

(1)P L'analyse des éléments et des structures doit tenir compte des effets défavorables des imperfections géométriques éventuelles de la structure ainsi que des écarts dans la position des charges.

Note : Les écarts sur les dimensions des sections sont normalement pris en compte dans les coefficients partiels relatifs aux matériaux. Il n'y a donc pas lieu d'inclure ces imperfections dans l'analyse structurale. Une excentricité minimale est donnée en 6.1(4) pour le calcul des sections.

(2)P Les imperfections doivent être prises en compte aux états-limites ultimes, à la fois dans les situations de projet durables et dans les situations de projet accidentelles.

(3) Il n'y a pas lieu de considérer les imperfections aux états-limites de service.

(4) Les dispositions ci-après s'appliquent aux éléments soumis à une compression axiale et aux structures soumises à des charges verticales, principalement aux bâtiments. Les valeurs numériques indiquées sont associées à des tolérances normales d'exécution (Classe 1 de l'ENV 13670). Pour d'autres tolérances (Classe 2, par exemple), il convient d'ajuster les valeurs en conséquence.

(5) Les imperfections peuvent être représentées par une inclinaison q :

$$q_i = q_0 \cdot a_h \cdot a_m \quad (5.1)$$

où

q_0 est la valeur de base

a_h est un coefficient de réduction relatif à la longueur ou hauteur : $a_h = 2/\sqrt{l}$;
 $2/3 \leq a_h \leq 1$

a_m est un coefficient de réduction relatif au nombre d'éléments : $a_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)}$

l est une longueur ou une hauteur [m], voir (4)

m est le nombre d'éléments verticaux contribuant à l'effet total

Note: La valeur de q_0 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $q_0 = 1/200$.

(6) Dans l'Expression (5.1), la définition de l et de m dépend de l'effet considéré. On distingue trois cas principaux (voir également Figure 5.1) :

- Effet sur un élément isolé : l = longueur réelle de l'élément, $m = 1$.
- Effet sur le système de contreventement : l = hauteur du bâtiment, m = nombre d'éléments verticaux transmettant la force horizontale appliquée au système de contreventement.
- Effet sur les planchers de contreventement ou les diaphragmes des toitures transmettant les forces horizontales : l = hauteur de l'étage, m = nombre d'éléments verticaux dans l'étage (dans les étages) transmettant la force horizontale totale appliquée au plancher.

(7) Dans le cas d'éléments isolés (voir 5.8.1), l'effet des imperfections peut être pris en compte de deux manières a) ou b), au choix :

a) Comme une excentricité e_i donnée par

$$e_i = q_i l_0 / 2 \quad (5.2)$$

où l_0 est la longueur efficace, voir 5.8.3.2

Dans le cas des voiles et des poteaux isolés dans des structures contreventées, il est toujours possible, pour simplifier, d'adopter $e_i = l_0/400$, ce qui correspond à $\alpha_h = 1$.

b) Comme une charge transversale H_i , dans la position conduisant au moment maximal :

pour les éléments non contreventés (voir Figure 5.1 a1)) :

$$H_i = q_i N \quad (5.3a)$$

pour les éléments contreventés (voir Figure 5.1 a2)) :

$$H_i = 2q_i N \quad (5.3b)$$

où N est la charge axiale

Note : L'emploi de l'excentricité convient pour des éléments isostatiques, tandis que l'emploi d'une charge transversale convient à la fois pour les éléments isostatiques et pour les éléments hyperstatiques. La force H_i peut être remplacée par une autre action transversale équivalente.

(8) Dans le cas des structures, l'effet de l'inclinaison q peut être représenté par des charges transversales, à ajouter aux autres actions dans l'analyse.

Effet sur le système de contreventement (voir Figure 5.1 b)) :

$$H_i = q_i (N_b - N_a) \quad (5.4)$$

Effet sur le plancher de contreventement (voir Figure 5.1 c1)) :

$$H_i = q_i (N_b + N_a) / 2 \quad (5.5)$$

Effet sur le diaphragme de toiture (voir Figure 5.1 c2)) :

$$H_i = q_i \times N_a \quad (5.6)$$

expressions dans lesquelles N_a et N_b sont des forces longitudinales contribuant à la force horizontale H_i .

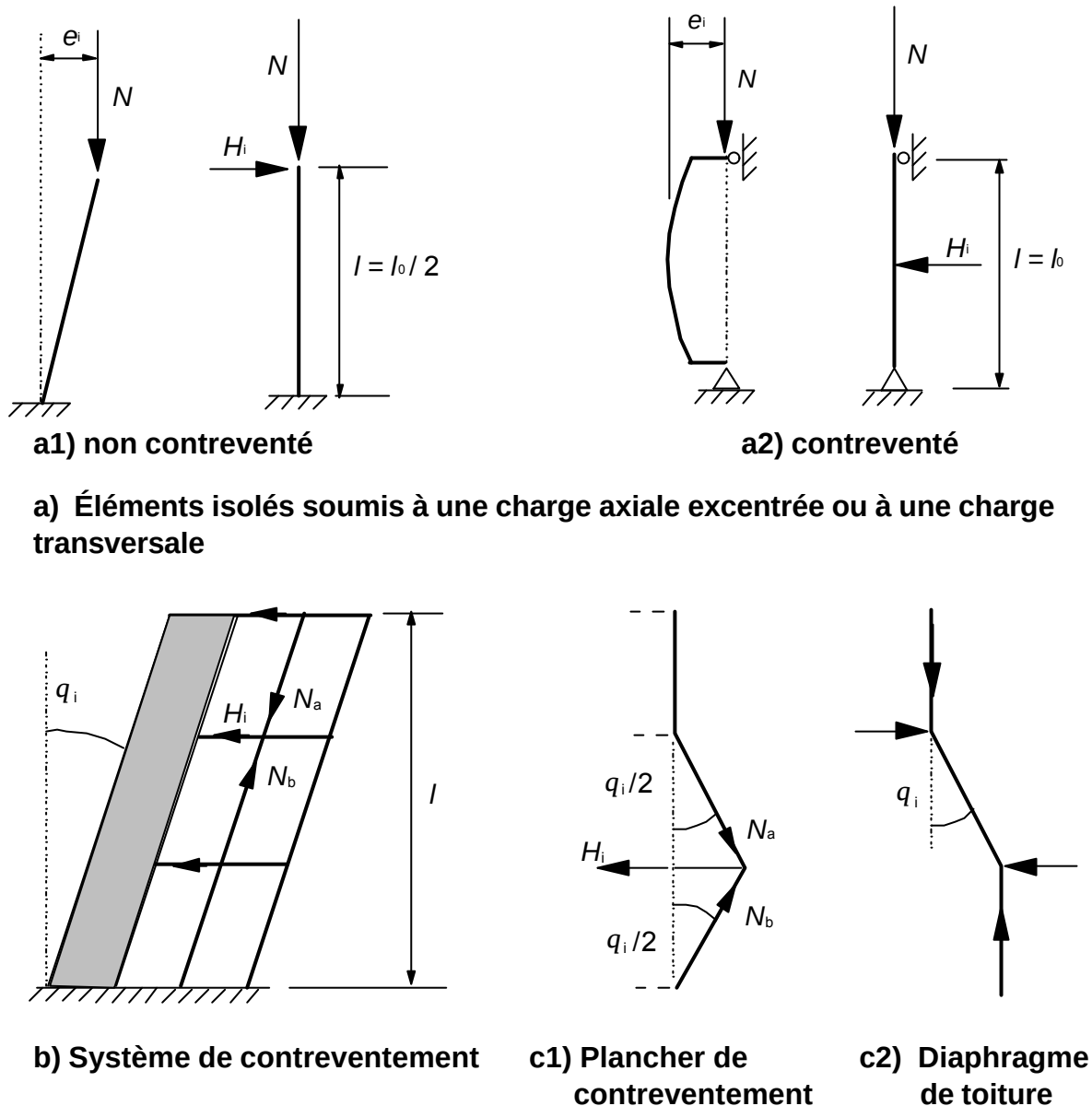


Figure 5.1 : Exemples de l'effet des imperfections géométriques

(9) Une solution alternative simplifiée, applicable aux voiles et aux poteaux isolés dans les structures contreventées, consiste à utiliser une excentricité $e_i = l_0/400$ pour couvrir les imperfections liées aux tolérances normales d'exécution (voir 5.2 (4)).

5.3 Modélisation de la structure

5.3.1 Modèles structuraux pour l'analyse globale

(1)P Les éléments d'une structure sont classés, selon leur nature et leur fonction, en poutres, poteaux, dalles, voiles, plaques, arcs, coques, etc.. Des règles sont fournies pour l'analyse de ces éléments les plus courants et des structures composées d'assemblages de ceux-ci.

(2) Pour les bâtiments, les dispositions (3) à (7) ci-après s'appliquent.

(3) Une poutre est un élément dont la portée est supérieure ou égale à 3 fois la hauteur totale de la section. Lorsque ce n'est pas le cas, il convient de la considérer comme une poutre-cloison.

(4) Une dalle est un élément dont la plus petite dimension dans son plan est supérieure ou égale à 5 fois son épaisseur totale.

(5) Une dalle soumise principalement à des charges uniformément réparties peut être considérée comme porteuse dans une seule direction si l'une ou l'autre des conditions ci-après est remplie :

- elle présente deux bords libres (sans appuis) sensiblement parallèles, ou bien
- elle correspond à la partie centrale d'une dalle pratiquement rectangulaire appuyée sur quatre côtés et dont le rapport de la plus grande à la plus faible portée est supérieur à 2.

(6) Les dalles nervurées et à caissons peuvent ne pas être décomposées en éléments discrets pour les besoins de l'analyse, sous réserve que leur table de compression ou hourdis de compression rapporté, de même que leurs nervures transversales, présentent une rigidité en torsion suffisante. On peut admettre que ceci est vérifié si :

- la distance entre nervures n'excède pas 1 500 mm
- la hauteur de la nervure sous la table de compression n'excède pas 4 fois sa largeur
- l'épaisseur de la table de compression est supérieure ou égale à 1/10 de la distance libre entre nervures ou à 50 mm si cette valeur est supérieure
- la distance libre entre nervures transversales n'excède pas 10 fois l'épaisseur totale de la dalle.

L'épaisseur minimale de la table de compression peut être ramenée de 50 mm à 40 mm lorsque des entrevous permanents sont disposés entre les nervures.

(7) Un poteau est un élément dont le grand côté de la section transversale ne dépasse pas 4 fois le petit côté de celle-ci et dont la hauteur est au moins égale à 3 fois le grand côté. Lorsque ce n'est pas le cas, il convient de le considérer comme un voile.

5.3.2 Données géométriques

5.3.2.1 Largeur participante des tables de compression (pour tous les états-limites)

(1)P Dans le cas des poutres en T, la largeur participante de la table de compression - sur laquelle on peut admettre des conditions de contraintes uniformes - dépend des dimensions de l'âme et de la table, du type de chargement considéré, de la portée, des conditions d'appui et des armatures transversales.

(2) Il convient d'établir la largeur participante de la table de compression en fonction de la distance l_0 entre points de moment nul, telle qu'indiquée par la Figure 5.2.

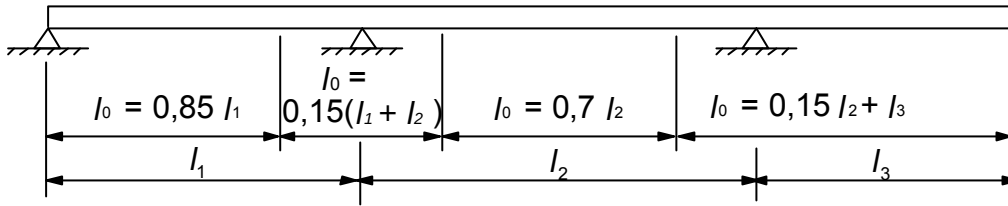


Figure 5.2 : Définition de l_0 pour le calcul de la largeur participante de la table de compression

Note : Pour la longueur l_3 de la console, il convient de ne pas dépasser la moitié de la portée de la travée adjacente ; et il convient par ailleurs de limiter le rapport de deux portées adjacentes à des valeurs comprises entre 2/3 et 1,5.

(3) La largeur participante b_{eff} d'une poutre en T ou d'une poutre en L peut être prise égale à :

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b \quad (5.7)$$

avec

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (5.7a)$$

et

$$b_{\text{eff},i} \leq b_i \quad (5.7b)$$

(pour les notations, voir Figures 5.2 ci-dessus et 5.3 ci-dessous).

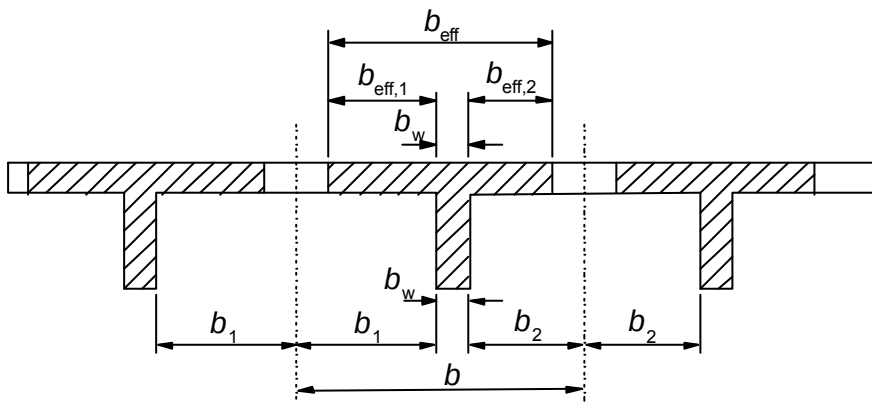


Figure 5.3: Paramètres déterminant la largeur participante

(4) Pour l'analyse structurale, dans les cas où une grande précision n'est pas requise, on peut admettre une largeur constante sur toute la longueur de la travée. Il convient alors d'adopter la valeur applicable en travée.

5.3.2.2 Portée utile des poutres et dalles dans les bâtiments

Note: Les dispositions ci-après sont essentiellement prévues pour l'analyse des éléments. Certaines des simplifications indiquées peuvent être utilisées le cas échéant pour l'analyse de systèmes d'éléments.

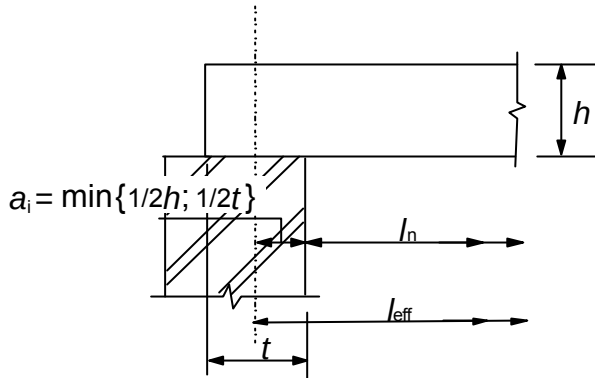
(1) Il convient de calculer la portée utile l_{eff} d'un élément de la manière suivante :

$$l_{\text{eff}} = l_n + a_1 + a_2 \quad (5.8)$$

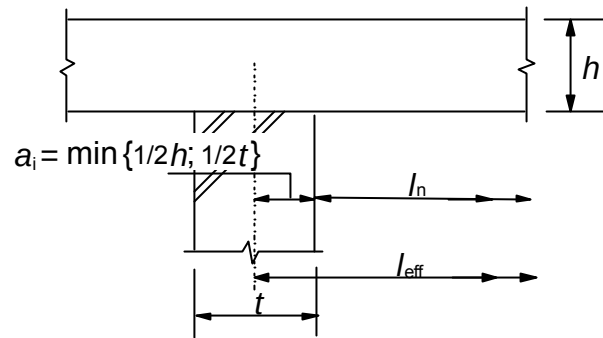
où :

l_n est la distance libre entre nus des appuis ;

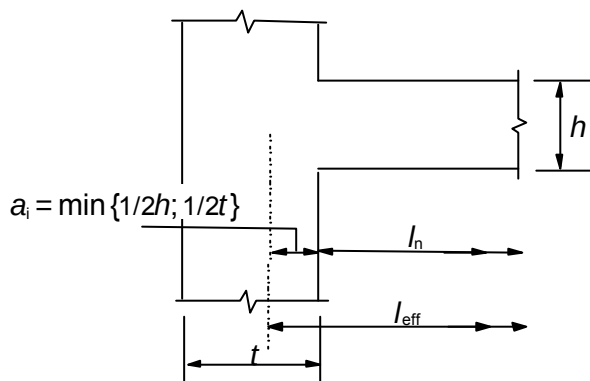
les valeurs de a_1 et a_2 à chaque extrémité de la travée peuvent être déterminées à partir des valeurs appropriées a_i de la Figure 5.4, où t est la profondeur d'appui, comme indiqué.



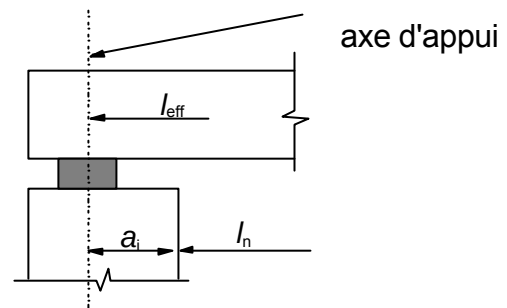
(a) Éléments isostatiques



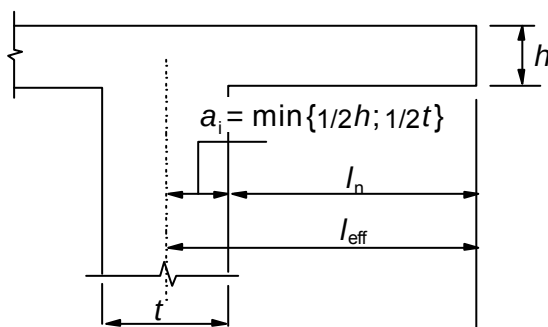
(b) Éléments continus



(c) Appuis considérés comme des encastrements parfaits



(d) Présence d'un appareil d'appui



(e) Console

Figure 5.4 : Portée utile (l_{eff}) pour différentes conditions d'appui

(2) Les dalles et poutres continues peuvent généralement être analysées en considérant que les appuis ne créent pas de gêne à la rotation.

(3) Lorsqu'une poutre ou une dalle forme un ensemble monolithique avec ses appuis, il convient de prendre comme moment déterminant de calcul le moment au nu de l'appui. Pour le moment et la réaction de calcul transmis à l'appui (poteau, voile etc.), il convient de retenir la plus grande des valeurs élastiques ou des valeurs redistribuées.

Note : Il convient que le moment au nu de l'appui ne soit pas inférieur à 0,65 fois le moment d'encastrement.

(4) Quelle que soit la méthode d'analyse employée, lorsqu'une poutre ou une dalle est continue au droit d'un appui supposé ne pas créer de gêne à la rotation (au droit d'un voile, par exemple), le moment de calcul sur appuis, déterminé pour une portée égale à l'entr'axe des appuis, peut être minoré d'une valeur ΔM_{Ed} :

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t / 8 \quad (5.9)$$

où :

$F_{Ed,sup}$ est la valeur de calcul de la réaction d'appui

t est la profondeur de l'appui (voir Figure 5.4(b)).

Note : Lorsque des appareils d'appuis sont utilisés, il convient de prendre pour t la valeur de la largeur de l'appareil d'appui.

5.4 Analyse élastique-linéaire

(1) Le calcul des éléments aux états-limites de service comme aux états-limites ultimes peut être effectué selon une analyse linéaire basée sur la théorie de l'élasticité.

(2) L'analyse linéaire peut être utilisée pour la détermination des sollicitations, moyennant les hypothèses suivantes :

- i) sections non fissurées,
- ii) relations contrainte-déformation linéaires, et
- iii) valeurs moyennes du module d'élasticité.

(3) Pour les effets des déformations d'origine thermique, des tassements et du retrait à l'état-limite ultime (ELU), on peut admettre une rigidité réduite, correspondant aux sections fissurées, en négligeant la participation du béton tendu mais en incluant les effets du fluage. Pour l'état-limite de service (ELS), il convient de considérer une évolution graduelle de la fissuration.

5.5 Analyse élastique-linéaire avec redistribution limitée des moments

(1)P L'incidence de toute redistribution des moments sur l'ensemble des aspects du dimensionnement doit être prise en considération.

(2) L'analyse linéaire avec redistribution limitée des moments peut être utilisée pour la vérification des éléments structuraux à l'ELU.

(3) Les moments à l'état-limite ultime, déterminés par l'analyse élastique-linéaire, peuvent être redistribués, sous réserve que la nouvelle distribution des moments continue à équilibrer les charges appliquées.

(4) Dans les poutres ou les dalles continues :

- a) sollicitées principalement en flexion et
- b) dont le rapport entre portées adjacentes est compris entre 0,5 et 2,

une redistribution des moments fléchissants peut être effectuée sans vérification explicite de la capacité de rotation, sous réserve que :

$$d \geq k_1 + k_2 x_u / d \quad \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.10a)$$

$$d \geq k_3 + k_4 x_u / d \quad \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (5.10b)$$

$\geq k_5$ lorsque les armatures utilisées appartiennent à la classe B ou à la classe C (voir Annexe C)

$\geq k_6$ lorsque les armatures utilisées appartiennent à la classe A (voir Annexe C)

avec :

d rapport du moment après redistribution au moment élastique de flexion

x_u profondeur de l'axe neutre à l'état-limite ultime après redistribution

d hauteur utile de la section

Note : Les valeurs de k_1 , k_2 , k_3 , k_4 , k_5 et k_6 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $k_1 = 0,44$, $k_2 = 1,25(0,6 + 0,0014/e_{cu2})$, $k_3 = 0,54$, $k_4 = 1,25(0,6 + 0,0014/e_{cu2})$, $k_5 = 0,7$ et $k_6 = 0,8$. e_{cu2} est la déformation ultime de la section, telle qu'indiquée dans le Tableau 3.1.

(5) Il convient de ne pas effectuer de redistribution dans les cas où la capacité de rotation ne peut être établie de manière fiable (dans les angles des portiques précontraints, par exemple).

(6) Pour le calcul des poteaux, il convient de ne tenir compte d'aucune redistribution des moments élastiques provenant de l'effet de portique.

5.6 Analyse plastique

5.6.1 Généralités

(1)P Les méthodes basées sur l'analyse plastique ne doivent être utilisées que pour les vérifications à l'ELU.

(2)P La ductilité des sections critiques doit être suffisante pour que le mécanisme envisagé se produise.

(3)P Il convient de baser l'analyse plastique soit sur la méthode statique (borne inférieure de la plasticité) soit sur la méthode cinématique (borne supérieure de la plasticité).

Note : L'Annexe Nationale du pays peut faire état d'informations complémentaires non contradictoires.

(4) Les effets des chargements antérieurs peuvent généralement être négligés et on peut admettre une croissance monotone de l'intensité des actions.

5.6.2 Analyse plastique des poutres, portiques et dalles

(1)P L'analyse plastique, sans vérification directe de la capacité de rotation, peut être employée pour l'état-limite ultime si les conditions de 5.6.1 (2)P sont satisfaites.

(2) La ductilité requise peut être réputée satisfaite sans vérification explicite si l'ensemble des conditions ci-après est vérifié :

i) l'aire de la section des armatures tendues est limitée de telle sorte que, quelle que soit la section considérée

$$x_u/d \leq 0,25 \text{ pour les bétons de classe de résistance } \leq C50/60$$

$$x_u/d \leq 0,15 \text{ pour les bétons de classe de résistance } \geq C55/67$$

ii) les armatures de béton armé appartiennent soit à la classe B, soit à la classe C

iii) le rapport des moments sur appuis intermédiaires aux moments en travée est compris entre 0,5 et 2.

(3) Dans le cas des poteaux, il convient de vérifier le moment plastique maximal pouvant être transmis par les liaisons. Il convient d'inclure ce moment dans le calcul au poinçonnement dans le cas des liaisons de poteaux aux planchers-dalles.

(4) Lorsqu'on procède à l'analyse plastique de dalles, il convient de tenir compte de toute non-uniformité du ferrailage, des liaisons anti-soulèvement des angles et de la torsion le long des bords libres.

(5) Les méthodes plastiques peuvent être étendues aux dalles à section non pleine (dalles nervurées, élégies ou à caissons) lorsque leur comportement est semblable à celui d'une dalle pleine, notamment en ce qui concerne les effets de la torsion.

5.6.3 Capacité de rotation

(1) La méthode simplifiée utilisée pour les poutres et les dalles continues portant dans une seule direction est basée sur la capacité de rotation de portions de poutres ou de dalles d'une longueur égale à environ 1,2 fois la hauteur de la section. On admet que ces zones subissent une déformation plastique (formation de rotules plastiques) sous la combinaison d'actions considérée. La vérification de la rotation plastique à l'état-limite ultime est considérée comme satisfaite si l'on montre que, sous l'action considérée, la rotation calculée, q_s , est inférieure ou égale à la rotation plastique admissible (voir Figure 5.5).

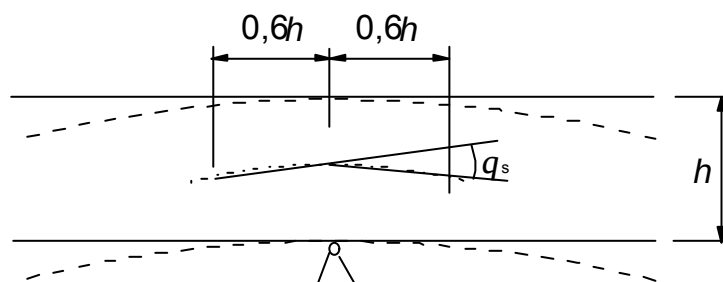


Figure 5.5 : Rotation plastique q_s d'une section droite de béton armé dans le cas d'une poutre ou d'une dalle continue portant dans une seule direction

(2) Dans la région des rotules plastiques, x_u/d ne doit pas excéder 0,45 pour des bétons de classe de résistance inférieure ou égale à C50/60 et 0,35 pour des bétons de classe de résistance supérieure ou égale à C55/67.

(3) Il convient de déterminer q_s à partir des valeurs de calcul des actions et des propriétés des matériaux et à partir de la valeur moyenne de la précontrainte à l'instant considéré.

(4) Dans la méthode simplifiée, la rotation plastique admissible peut être déterminée en multipliant la valeur de base de la rotation admissible, $q_{pl,d}$, par un coefficient de correction k_λ qui dépend de l'élancement vis-à-vis de l'effort tranchant.

Note : Les valeurs de $q_{pl,d}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées pour les classes d'armatures B et C (la classe A n'est pas recommandée pour l'analyse plastique) et les bétons de classe de résistance inférieure ou égale à C50/60 d'une part, ou égale à C90/105 d'autre part, sont données par la Figure 5.6N.

Les valeurs pour les classes de résistance C 55/67 à C 90/105 peuvent être interpolées. Les valeurs s'appliquent pour un élancement vis-à-vis de l'effort tranchant $l = 3,0$. Pour des valeurs différentes de l'élancement, il convient de multiplier $q_{pl,d}$ par k_λ :

$$k_l = \sqrt{l / 3} \quad (5.11N)$$

où l est la distance entre le point de moment nul et le point de moment maximal après redistribution, rapportée à la hauteur utile d .

Pour simplifier, on peut calculer l pour les valeurs de calcul concomitantes du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

$$l = M_{Sd} / (V_{Sd} \cdot d) \quad (5.12N)$$

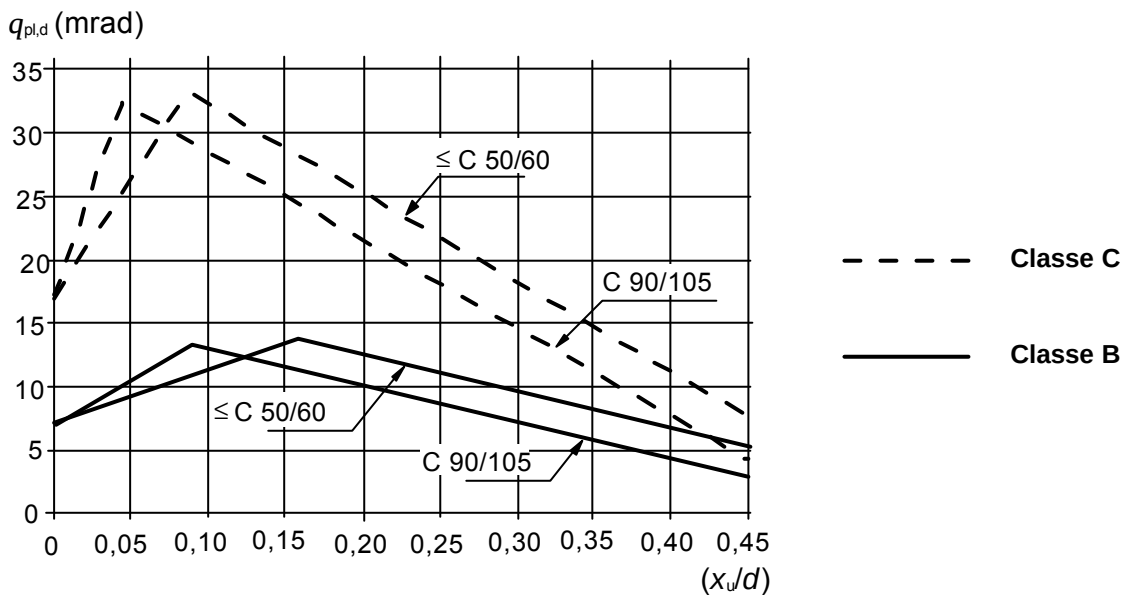


Figure 5.6N : Valeur de base de la rotation plastique admissible, $q_{pl,d}$, des sections de béton armé pour des armatures de classe B ou C. Les valeurs s'appliquent pour un élancement vis-à-vis de l'effort tranchant $l = 3,0$

5.6.4 Analyse avec modèle bielles et tirants

(1) Une modélisation par bielles et tirants peut être utilisée pour le dimensionnement à l'ELU des régions sans discontinuité (état fissuré des poutres et des dalles, voir 6.1 – 6.4) ainsi que pour le dimensionnement à l'ELU et la définition des dispositions constructives des régions de discontinuité (voir 6.5). En général, les régions de discontinuité s'étendent jusqu'à une distance h de la discontinuité (h hauteur de la section de l'élément). Les modèles bielles-tirants peuvent également être utilisés pour les éléments pour lesquels on admet une distribution linéaire dans la section - déformations planes, par exemple.

(2) Les vérifications à l'ELS - vérification des contraintes de l'acier et de la maîtrise de l'ouverture des fissures, par exemple – peuvent également être effectuées en utilisant des modèles bielles-tirants à condition d'assurer les conditions de compatibilité pour le modèle (il convient notamment de choisir la position et l'orientation des bielles principales conformément à la théorie de l'élasticité linéaire).

(3) La modélisation par bielles et tirants consiste à définir des bielles, qui représentent des zones où transitent les contraintes de compression, des tirants, qui représentent les armatures, et des noeuds, qui assurent leur liaison. Il convient de déterminer les efforts dans ces éléments de telle sorte qu'à l'état-limite ultime, ils continuent à équilibrer les charges appliquées. Il convient de dimensionner les éléments du modèle selon les règles indiquées en 6.5.

(4) Il convient de faire coïncider la position et l'orientation des tirants du modèle avec celles des armatures.

(5) Des modèles bielles-tirants adaptés peuvent être définis par exemple à partir des isostatiques de contrainte et des répartitions de contraintes obtenues en application de la théorie de l'élasticité linéaire, ou bien encore, ils peuvent être obtenus en appliquant la méthode basée sur le cheminement des charges. Tous les modèles bielles-tirants peuvent par ailleurs être optimisés en faisant appel à des critères d'énergie.

5.7 Analyse non-linéaire

(1) Les méthodes d'analyse non-linéaires peuvent être utilisées tant pour les ELU que pour les ELS, sous réserve que l'équilibre et la compatibilité soient vérifiés et que l'on admette un comportement non-linéaire adapté pour les matériaux. L'analyse peut être du premier ou du second ordre.

(2) A l'état-limite ultime, il convient de vérifier, pour les sections critiques localisées, leur capacité à résister à toutes les déformations inélastiques données par l'analyse, en tenant convenablement compte des incertitudes.

(3) Pour des structures principalement soumises à des charges statiques, les effets des chargements antérieurs peuvent généralement être négligés et on peut admettre une croissance monotone de l'intensité des actions.

(4)P Les caractéristiques des matériaux à utiliser pour l'analyse non-linéaire doivent représenter leur rigidité de manière réaliste, tout en tenant compte des incertitudes liées à la ruine. Seuls les formats de calcul valables dans des domaines d'application concernés doivent être utilisés.

(5) Pour les structures élancées, dans lesquelles les effets du second ordre ne peuvent être négligés, il est possible d'utiliser la méthode de calcul donnée en 5.8.6.

5.8 Analyses des effets du second ordre en présence d'une charge axiale

5.8.1 Définitions

Flexion déviée : flexion simultanée selon deux axes principaux

Éléments ou systèmes contreventés : éléments ou sous-ensembles structuraux, dont on admet, pour l'analyse et le dimensionnement, qu'ils *ne contribuent pas* à la stabilité horizontale d'ensemble de la structure

Éléments ou systèmes de contreventement : éléments ou sous-ensembles structuraux, dont on admet, pour l'analyse et le dimensionnement, qu'ils *contribuent* à la stabilité horizontale d'ensemble de la structure

Flambement : ruine due à l'instabilité d'un élément ou d'une structure sous compression purement centrée, en l'absence de charge transversale

Note : Le "flambement pur" tel que défini ci-dessus ne constitue pas un état-limite pertinent pour les structures réelles, du fait des imperfections et de la présence de charges transversales, mais il est possible d'utiliser une charge de flambement nominale comme paramètre dans certaines méthodes pour l'analyse au second ordre.

Charge de flambement : charge pour laquelle le flambement se produit ; pour les éléments élastiques isolés, synonyme de charge critique d'Euler

Longueur efficace : longueur utilisée pour rendre compte de la forme de la courbe de déformation ; elle peut également être définie comme la longueur de flambement, c'est-à-dire la longueur d'un poteau bi-articulé soumis à un effort normal constant, ayant la même section droite et la même charge de flambement que l'élément considéré

Effets du premier ordre : effets des actions calculés sans considération de l'effet des déformations de la structure mais en incluant les imperfections géométriques

Éléments isolés : éléments *effectivement* isolés, ou bien éléments d'une structure pouvant être traités comme tels pour les besoins du calcul ; la Figure 5.7 donne des exemples d'éléments isolés avec différentes conditions aux limites

Moment nominal du second ordre : moment du second ordre utilisé dans certaines méthodes de calcul, donnant un moment total compatible avec la résistance ultime de la section droite ; voir 5.8.5 (2)

Effets du second ordre : effets additionnels des actions, provoqués par les déformations de la structure

5.8.2 Généralités

(1)P Le présent paragraphe traite des éléments et des structures dont le comportement est influencé de manière significative par les effets du second ordre (poteaux, voiles, pieux, arcs et coques par exemple). On peut prévoir l'apparition d'effets globaux du second ordre dans les structures à noeuds déplaçables.

(2)P Lorsque des effets du second ordre sont pris en compte, voir (6), l'équilibre et la résistance doivent être vérifiés à l'état déformé. Les déformations doivent être calculées en tenant compte des effets appropriés de la fissuration, des propriétés non-linéaires des matériaux et du fluage.

Note : Dans une analyse faisant l'hypothèse de la linéarité des propriétés des matériaux, ceci peut être pris en compte en réduisant la rigidité, voir 5.8.7.

(3)P Le cas échéant, l'analyse doit inclure l'effet de la souplesse des éléments adjacents et des fondations (interaction sol-structure).

(4)P Le comportement de la structure doit être considéré dans la direction dans laquelle des déformations peuvent se produire, en tenant compte, si nécessaire, de la flexion déviée.

(5)P Les incertitudes sur la géométrie et la position des charges axiales doivent être prises en compte comme des effets du premier ordre additionnels, basés sur les imperfections géométriques, voir 5.2.

(6) Les effets du second ordre peuvent être négligés s'ils représentent moins de 10 % des effets du premier ordre correspondants. Des critères simplifiés sont donnés en 5.8.3.1 pour les éléments isolés et en 5.8.3.3 pour les structures.

5.8.3 Critères simplifiés pour les effets du second ordre

5.8.3.1 Critère d'élancement pour les éléments isolés

(1) A la place du critère indiqué en 5.8.2 (6), on admet que les effets du second ordre peuvent être négligés si le coefficient d'élancement I (tel que défini en 5.8.3.2) est inférieur à une valeur I_{lim} .

Note : La valeur de I_{lim} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est définie par :

$$I_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad (5.13N)$$

où :

A	$= 1 / (1 + 0,2 j_{ef})$ (si j_{ef} n'est pas connu, on peut prendre $A = 0,7$)
B	$= \sqrt{1 + 2w}$ (si w n'est pas connu, on peut prendre $B = 1,1$)
C	$= 1,7 - r_m$ (si r_m n'est pas connu, on peut prendre $C = 0,7$)
j_{ef}	coefficient de fluage effectif ; voir 5.8.4
w	$= A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$; ratio mécanique d'armatures
A_s	est l'aire totale de la section des armatures longitudinales
n	$= N_{Ed} / (A_c f_{cd})$; effort normal relatif
r_m	$= M_{01} / M_{02}$; rapport des moments
M_{01}, M_{02}	sont les moments d'extrémité du premier ordre, $ M_{02} \geq M_{01} $

Si les moments d'extrémité M_{01} et M_{02} provoquent des tractions sur une même face, il convient de prendre r_m positif (c.-à-d. $C \leq 1,7$), sinon, de prendre r_m négatif (c.-à-d. $C > 1,7$).

Dans les cas suivants, il convient de prendre $r_m = 1,0$ (c.-à-d. $C = 0,7$) :

- éléments contreventés, pour lesquels les moments du premier ordre résultent uniquement ou sont dus de manière prépondérante à des imperfections ou aux charges transversales
- éléments non contreventés en général

(2) Dans les cas d'une flexion déviée, le critère d'élancement peut être vérifié séparément dans chaque direction. Selon le résultat de la vérification, (a) il est possible de négliger les effets du second ordre dans les deux directions, (b) il convient de les prendre en compte dans une des directions ou (c) il convient de les prendre en compte dans les deux directions.

5.8.3.2 Élancement et longueur efficace des éléments isolés

(1) Le coefficient d'élancement est défini de la manière suivante :

$$l = l_0 / i \quad (5.14)$$

où :

l_0 est la longueur efficace, voir 5.8.3.2 (2) à (7)

i est le rayon de giration de la section de béton non fissurée

(2) Pour une définition générale de la longueur efficace, voir 5.8.1. La Figure 5.7 donne des exemples de longueur efficace d'éléments isolés de section constante.

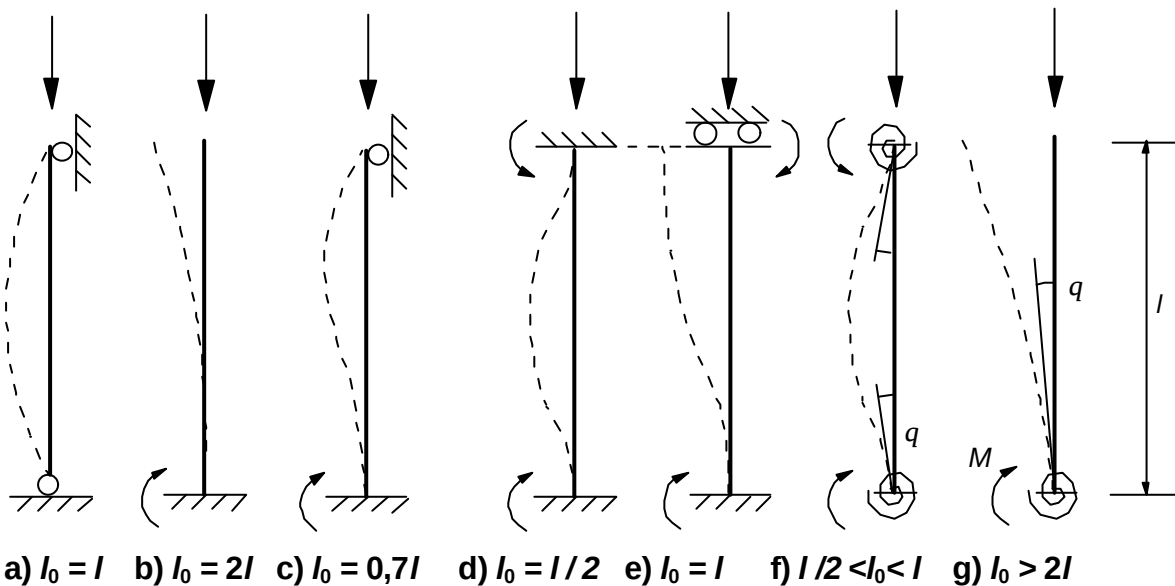


Figure 5.7 : Exemples de modes de flambement et longueurs efficaces correspondantes dans le cas d'éléments isolés

(3) Il convient, dans le cas des éléments comprimés de portiques réguliers, de vérifier le critère d'élancement (voir 5.8.3.1) en prenant pour longueur efficace la valeur l_0 déterminée de la manière suivante :

Éléments contreventés (voir Figure 5.7 (f)) :

$$l_0 = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad (5.15)$$

Éléments non contreventés (voir Figure 5.7 (g)) :

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}} ; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1} \right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2} \right) \right\} \quad (5.16)$$

où :

k_1, k_2 sont les souplesses relatives des encastremements partiels aux extrémités 1 et 2 respectivement :

$$k = (q/M) \times (EI/l)$$

q est la rotation des éléments s'opposant à la rotation pour le moment fléchissant M ; voir également la Figure 5.7 (f) et (g)

EI est la rigidité en flexion de l'élément comprimé, voir également 5.8.3.2 (4) et (5)

l est la hauteur libre de l'élément comprimé entre liaisons d'extrémité

Note : $k = 0$ est la limite théorique correspondant à l'encastrement parfait et $k = \infty$ est la limite correspondant à un appui parfaitement libre. L'encastrement parfait étant rare dans la pratique, on recommande une valeur minimale de 0,1 pour k_1 et k_2 .

(4) Si un élément comprimé adjacent (poteau), dans un noeud, est susceptible de contribuer à la rotation au flambement, alors il convient de remplacer (EI/l) dans la définition de k par $[(EI/l)_a + (EI/l)_b]$, a et b représentant respectivement l'élément comprimé (poteau) situé au-dessus et l'élément comprimé situé au-dessous du noeud.

(5) Pour la définition des longueurs efficaces, il convient de tenir compte de l'effet de la fissuration dans la rigidité des éléments s'opposant à la déformation, sauf s'il peut être démontré que ceux-ci sont non fissurés à l'ELU.

(6) Dans les cas autres que ceux cités en (2) et (3) ci-dessus, dans le cas, par exemple, des éléments pour lesquels l'effort normal et/ou la section varie, il convient de vérifier le critère du paragraphe 5.8.3.1 avec une longueur efficace établie sur la base de la charge de flambement (calculée par une méthode numérique, par exemple) :

$$l_0 = \pi \sqrt{EI / N_B} \quad (5.17)$$

où :

EI est une valeur représentative de la rigidité en flexion

N_B est la charge de flambement exprimée pour cet EI

(il convient également que le i de l'Expression (5.14) corresponde à ce même EI)

(7) La gêne apportée par les voiles transversaux peut être prise en compte dans le calcul de la longueur efficace des voiles au moyen d'un facteur b donné en 12.6.5.1. Dans l'Expression (12.9) et dans le Tableau 12.1, on remplace alors l_w par l_0 déterminée comme indiqué en 5.8.3.2.

5.8.3.3 Effets globaux du second ordre dans les bâtiments

(1) A la place du critère indiqué en 5.8.2 (6), on admet que l'on peut négliger les effets globaux du second ordre dans les bâtiments lorsque

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (5.18)$$

où :

- $F_{V,Ed}$ est la charge verticale totale (sur les éléments contreventés et les éléments de contreventement)
 n_s est le nombre d'étages
 L est la hauteur totale du bâtiment au-dessus du niveau d'encastrement du moment
 E_{cd} est la valeur de calcul du module d'élasticité du béton, voir 5.8.6 (3)
 I_c est le moment d'inertie (section de béton non fissurée) de l'élément (des éléments) de contreventement

Note : La valeur de k_1 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_1 = 0,31$.

L'expression (5.18) n'est valable que si toutes les conditions ci-après sont satisfaites :

- l'instabilité en torsion n'est pas dominante, c'est-à-dire que la structure est raisonnablement symétrique
- les déformations globales dues au cisaillement sont négligeables (comme c'est le cas dans un système de contreventement constitué essentiellement de voiles de contreventement sans grandes ouvertures)
- les éléments de contreventement sont fixés rigidement à la base, c.-à-d. les rotations sont négligeables
- la rigidité des éléments de contreventement est raisonnablement constante sur toute la hauteur
- la charge verticale totale augmente approximativement de la même quantité à chaque étage.

(2) La constante k_1 dans l'expression (5.18) peut être remplacée par k_2 si l'on peut montrer que les éléments de contreventement sont non fissurés à l'état-limite ultime.

Note 1 : La valeur de k_2 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_2 = 0,62$.

Note 2 : Pour les cas où le système de contreventement présente des déformations globales - dues au cisaillement - significatives et/ou des rotations d'extrémité significatives, voir l'Annexe H (qui donne également le cadre dans lequel s'inscrivent des règles ci-dessus).

5.8.4 Fluage

(1)P L'effet du fluage doit être pris en compte dans l'analyse du second ordre, considération étant faite à la fois des conditions générales concernant le fluage (voir 3.1.4) et de la durée d'application des différentes charges dans la combinaison de charges considérée.

(2) La durée du chargement peut être prise en compte d'une manière simplifiée au moyen d'un coefficient de fluage effectif j_{ef} qui, utilisé conjointement avec la charge de calcul, donne une déformation de fluage (courbure) correspondant à la charge quasi-permanente :

$$j_{ef} = j(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed} \quad (5.19)$$

où :

$j(\infty, t_0)$ est la valeur finale du coefficient de fluage, comme indiqué en 3.1.4

- M_{0Eqp} est le moment fléchissant du premier ordre dans le cas de la combinaison quasi-permanente de charges (ELS)
- M_{0Ed} est le moment fléchissant du premier ordre dans le cas de la combinaison de charges de calcul (ELU)

Note : Il est également possible de définir j_{ef} à partir des moments fléchissants totaux M_{Eqp} et M_{Ed} , mais ceci nécessite une itération et une vérification de la stabilité sous charge quasi-permanente avec $j_{ef} = j(\infty, t_0)$.

(3) Si M_{0Eqp} / M_{0Ed} varie dans l'élément ou la structure, on peut soit calculer le rapport pour la section de moment maximal soit utiliser une valeur moyenne représentative.

(4) L'effet du fluage peut être ignoré, ce qui revient à admettre $j_{ef} = 0$, si les trois conditions suivantes sont satisfaites conjointement :

- $j(\infty, t_0) \leq 2$
- $l \leq 75$
- $M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$

Ici, M_{0Ed} est le moment du premier ordre et h est la hauteur de la section dans la direction correspondante.

Note : Si les conditions permettant de négliger les effets du second ordre conformément à 5.8.2 (6) ou 5.8.3.3 sont à peine satisfaites, négliger à la fois les effets du second ordre et le fluage peut ne pas être assez conservateur, sauf si le ratio mécanique d'armatures (w , voir 5.8.3.1 (1)) est supérieur ou égal à 0,25.

5.8.5 Méthodes d'analyse

(1) Parmi les méthodes d'analyse, on recense une méthode générale, basée sur une analyse non-linéaire du second ordre (voir 5.8.6) et les deux méthodes simplifiées ci-après :

- (a) méthode basée sur une rigidité nominale, voir 5.8.7
- (b) méthode basée sur une courbure nominale, voir 5.8.8

Note 1 : Le choix de la méthode simplifiée (a) ou (b) à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale.

Note 2 : Le moment nominal du second ordre donné par les méthodes simplifiées (a) et (b) est quelquefois supérieur au moment correspondant à l'instabilité. Ceci a pour but d'assurer la compatibilité du moment total avec la résistance de la section.

(2) La méthode (a) peut être utilisée à la fois pour les éléments isolés et pour les structures complètes, à condition que la rigidité nominale soit estimée d'une manière appropriée ; voir 5.8.7.

(3) La méthode (b) convient essentiellement pour des éléments isolés ; voir 5.8.8. Toutefois, moyennant des hypothèses réalistes concernant la distribution des courbures, la méthode donnée en 5.8.8 peut également être utilisée pour les structures.

5.8.6 Méthode générale

(1)P La méthode générale est basée sur une analyse non-linéaire incluant la non-linéarité géométrique, c'est-à-dire les effets du second ordre. Les règles générales pour l'analyse non-linéaire données en 5.7 s'appliquent.

(2)P Les courbes contrainte-déformation à utiliser pour le béton et l'acier doivent convenir pour une analyse globale. L'effet du fluage doit être pris en compte.

(3) On peut utiliser les relations contrainte-déformation du béton et de l'acier données respectivement par l'Expression (3.14) en 3.1.5 et par la Figure 3.8 en 3.2.7. Avec des diagrammes contrainte-déformation basés sur les valeurs de calcul, l'analyse donne directement une valeur de calcul de la charge ultime. Dans l'Expression (3.14) et dans l'expression de k , f_{cm} est alors remplacée par la résistance de calcul en compression f_{cd} et E_{cm} est remplacé par :

$$E_{cd} = E_{cm} / g_{cE} \quad (5.20)$$

Note : La valeur de g_{cE} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $g_{cE} = 1,2$.

(4) En l'absence de modèles plus fins, le fluage peut être pris en compte en multipliant toutes les valeurs des déformations relatives du diagramme contrainte-déformation du béton indiqué en 5.8.6 (3) par un facteur $(1 + j_{ef})$, où j_{ef} est le coefficient de fluage effectif défini en 5.8.4.

(5) L'effet favorable de la participation du béton tendu peut être pris en compte.

Note : Cet effet est favorable et peut toujours être négligé pour simplifier.

(6) Normalement, les conditions d'équilibre et de compatibilité des déformations relatives sont satisfaites dans plusieurs sections droites. Une option simplifiée consiste à ne considérer que la (les) section(s) critique(s) et à supposer une variation appropriée de la courbure entre ces sections - variation semblable à celle du moment du premier ordre, par exemple, ou autre variation simplifiée appropriée.

5.8.7 Méthode basée sur une rigidité nominale

5.8.7.1 Généralités

(1) Dans une analyse du second ordre basée sur la rigidité, il convient d'utiliser les valeurs nominales de la rigidité en flexion, en tenant compte des effets de la fissuration, de la non-linéarité des matériaux et du fluage sur le comportement global. Ceci s'applique également aux éléments adjacents intervenant dans l'analyse – poutres, dalles ou fondations, par exemple. Le cas échéant, il convient de tenir compte de l'interaction sol-structure.

(2) Le moment de calcul qui en résulte est utilisé pour le dimensionnement des sections vis-à-vis du moment fléchissant et de l'effort normal comme indiqué en 6.1.

5.8.7.2 Rigidité nominale

(1) La rigidité nominale d'éléments élancés, de section droite quelconque, travaillant en compression, peut être estimée de la manière suivante :

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (5.21)$$

où :

E_{cd} est la valeur de calcul du module d'élasticité du béton, voir 5.8.6 (3)

EN 1992-1-1 : 2004 (F)

- I_c est le moment d'inertie de la section droite de béton
- E_s est la valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier, voir 5.8.6 (3)
- I_s est le moment d'inertie de la section d'armatures par rapport au centre de la section de béton
- K_c est un coefficient tenant compte des effets de la fissuration, du fluage etc., voir 5.8.7.2 (2) ou (3)
- K_s est un coefficient tenant compte de la contribution des armatures, voir 5.8.7.2 (2) ou (3).

(2) Les coefficients à utiliser dans l'expression (5.21) peuvent être pris égaux aux valeurs ci-dessous, sous réserve que $r \geq 0,002$:

$$K_s = 1$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + j_{ef}) \quad (5.22)$$

où :

r est le ratio géométrique d'armatures, A_s/A_c

A_s est l'aire totale de la section d'armatures

A_c est l'aire de la section droite de béton

j_{ef} est le coefficient de fluage effectif ; voir 5.8.4

k_1 est un coefficient qui dépend de la classe de résistance du béton, Expression (5.23)

k_2 est un coefficient qui dépend de l'effort normal et de l'élancement, Expression (5.24)

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \text{ (MPa)} \quad (5.23)$$

$$k_2 = n \cdot \frac{l}{170} \leq 0,20 \quad (5.24)$$

où :

n est l'effort normal relatif, $N_{Ed} / (A_c f_{cd})$

l est le coefficient d'élancement, voir 5.8.3

Si le coefficient d'élancement l n'est pas défini, k_2 peut être pris égal à

$$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20 \quad (5.25)$$

(3) Sous réserve que $r \geq 0,01$, on peut adopter, dans l'Expression (5.21), les valeurs des coefficients ci-dessous :

$$K_s = 0$$

$$K_c = 0,3 / (1 + 0,5 j_{ef}) \quad (5.26)$$

Note : Cette simplification peut convenir dans le premier pas d'itération, et est suivie par un calcul plus précis comme indiqué en (2).

(4) Dans les structures hyperstatiques, il convient de tenir compte des effets défavorables de la fissuration des éléments adjacents à l'élément considéré. Les Expressions (5.21-5.26) ne s'appliquent pas, de manière générale, à ce type d'éléments. Il est possible de tenir compte d'une fissuration partielle et de la participation du béton tendu, de la manière indiquée en 7.4.3 par exemple. Toutefois, pour simplifier, on peut admettre que les sections sont entièrement fissurées. Il convient d'établir la rigidité sur la base d'un module effectif du béton :

$$E_{cd,eff} = E_{cd} / (1 + j_{ef}) \quad (5.27)$$

où :

E_{cd} est la valeur de calcul du module d'élasticité, comme indiqué en 5.8.6 (3)
 j_{ef} est le coefficient de fluage effectif ; on peut utiliser la même valeur que pour les poteaux.

5.8.7.3 Coefficient de majoration des moments

(1) Le moment de calcul total, incluant le moment de second ordre, peut être exprimé comme une valeur majorée du moment fléchissant résultant d'une analyse au premier ordre, à savoir :

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{b}{(N_B / N_{Ed}) - 1} \right] \quad (5.28)$$

où :

M_{0Ed} est le moment du premier ordre, voir également 5.8.8.2 (2)
 b est un coefficient qui dépend de la distribution des moments du premier et du second ordre, voir 5.8.7.3 (2)-(3)
 N_{Ed} est l'effort normal agissant de calcul
 N_B est la charge de flambement basée sur la rigidité nominale.

(2) Dans le cas des éléments isolés de section constante soumis à un effort normal constant, on peut normalement admettre une distribution sinusoïdale du moment du second ordre. On a alors :

$$b = \pi^2 / c_0 \quad (5.29)$$

où :

c_0 est un coefficient qui dépend de la distribution du moment du premier ordre (par exemple, $c_0 = 8$ pour un moment du premier ordre constant, $c_0 = 9,6$ pour une distribution parabolique et $c_0 = 12$ pour une distribution triangulaire symétrique etc.).

(3) Dans le cas d'éléments non soumis à une charge transversale, les moments d'extrémité du premier ordre M_{01} et M_{02} , lorsqu'ils sont différents, peuvent être remplacés par un moment du premier ordre équivalent M_{0e} , constant, comme indiqué en 5.8.8.2 (2). Pour être cohérent avec cette hypothèse d'un moment du premier ordre constant, il convient d'adopter $c_0 = 8$.

Note : La valeur $c_0 = 8$ s'applique également aux éléments présentant une double courbure. Il convient de noter que dans certains cas, selon l'élancement et l'effort normal, le(s) moment(s) d'extrémité peut (peuvent) être supérieur(s) au moment majoré correspondant.

(4) Lorsque 5.8.7.3 (2) ou (3) ne s'applique pas, $b = 1$ constitue normalement une simplification raisonnable. L'Expression (5.28) peut alors être réduite à :

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - (N_{Ed} / N_B)} \quad (5.30)$$

Note : 5.8.7.3 (4) s'applique également à l'analyse globale de certains types de structures - structures contreventées par des voiles et structures analogues, par exemple -, lorsque la sollicitation principale est le moment fléchissant dans les éléments de contreventement. Pour d'autres types de structures, une approche plus générale est donnée dans l'Annexe H (H.2).

5.8.8 Méthode basée sur une courbure nominale

5.8.8.1 Généralités

(1) Cette méthode convient avant tout pour les éléments isolés soumis à un effort normal constant, et de longueur efficace donnée l_0 (voir 5.8.3.2). La méthode donne un moment nominal du second ordre basé sur une déformation, celle-ci étant basée à son tour sur la longueur efficace et sur une courbure maximale estimée (voir également 5.8.5 (4)).

(2) Le moment de calcul qui en résulte est utilisé pour le dimensionnement des sections vis-à-vis du moment fléchissant et de l'effort normal comme indiqué en 6.1, et pas comme indiqué en 5.8.6 (2).

5.8.8.2 Moments fléchissants

(1) Le moment de calcul vaut :

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (5.31)$$

où :

M_{0Ed} est le moment du premier ordre, compte tenu de l'effet des imperfections, voir également 5.8.8.2 (2)

M_2 est le moment nominal du second ordre, voir 5.8.8.2 (3).

La valeur maximale de M_{Ed} est donnée par les distributions de M_{0Ed} et M_2 ; la distribution de M_2 peut être prise comme parabolique ou comme sinusoidale sur la longueur efficace.

Note : Dans le cas des éléments hyperstatiques, M_{0Ed} est déterminé pour les conditions aux limites réelles, M_2 dépendant des conditions aux limites via la longueur efficace, voir 5.8.8.1 (1).

(2) Des moments d'extrémité du premier ordre M_{01} et M_{02} différents peuvent être remplacés par un moment d'extrémité du premier ordre équivalent M_{0e} :

$$M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02} \quad (5.32)$$

Il convient de prendre M_{01} et M_{02} de même signe s'ils provoquent la traction sur la même face et de signes opposés dans le cas contraire. En outre, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

(3) Le moment nominal du second ordre M_2 dans l'expression (5.31) vaut :

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (5.33)$$

où :

N_{Ed} est l'effort normal agissant de calcul

e_2 est la déformation $e_2 = (1/r) l_0^2 / c$

$1/r$ est la courbure, voir 5.8.8.3

- l_o est la longueur efficace, voir 5.8.3.2
 c est un coefficient dépendant de la distribution des courbures, voir 5.8.8.2 (4).

(4) Dans le cas d'une section constante, on adopte normalement $c = 10 (\approx \pi^2)$. Si le moment du premier ordre est constant, il convient d'adopter une valeur inférieure (8 constituant une limite inférieure, qui correspond à un moment total constant).

Note : La valeur π^2 correspond à une distribution sinusoïdale des courbures. Dans le cas d'une courbure constante, $c = 8$. On notera que c dépend de la distribution de la courbure totale, tandis que c_0 en 5.8.7.3 (2) dépend de la courbure correspondant au moment de premier ordre uniquement.

5.8.8.3 Courbure

(1) Dans le cas des éléments de section droite constante et symétrique (ferrailage compris), on peut adopter :

$$1/r = K_r \cdot K_j \cdot 1/r_0 \quad (5.34)$$

où :

K_r est un coefficient de correction dépendant de l'effort normal, voir 5.8.8.3 (3)

K_j est un coefficient tenant compte du fluage, voir 5.8.8.3 (4)

$$1/r_0 = e_{yd} / (0,45 d)$$

$$e_{yd} = f_{yd} / E_s$$

d est la hauteur utile ; voir également 5.8.8.3 (2).

(2) Si toutes les armatures ne sont pas concentrées sur les faces opposées, mais qu'une partie est distribuée parallèlement au plan de flexion, d est défini par :

$$d = (h/2) + i_s \quad (5.35)$$

où i_s est le rayon de giration de la section totale d'armatures.

(3) Pour K_r dans l'Expression (5.34), il convient de prendre :

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1 \quad (5.36)$$

où :

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$; effort normal relatif

N_{Ed} est l'effort normal agissant de calcul

$$n_u = 1 + w$$

n_{bal} est la valeur de n correspondant au moment résistant maximal ; on peut supposer que $n_{bal} = 0,4$

$$w = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$$

A_s est l'aire totale de la section des armatures

A_c est l'aire de la section droite du béton.

(4) Il convient de tenir compte de l'effet du fluage au moyen du coefficient :

$$K_\phi = 1 + b j_{ef} \geq 1 \quad (5.37)$$

où :

j_{ef} est le coefficient de fluage effectif, voir 5.8.4

$b = 0,35 + f_{ck}/200 - l/150$

l est le coefficient d'élancement, voir 5.8.3.1.

5.8.9 Flexion déviée

(1) La méthode générale décrite en 5.8.6 peut également être utilisée pour la flexion déviée. Les dispositions ci-après s'appliquent dans le cas des méthodes simplifiées. Il convient de veiller tout particulièrement à identifier la section de l'élément dans laquelle la combinaison des moments est dimensionnante.

(2) Une première étape peut consister à effectuer un calcul séparé dans chaque direction principale, sans tenir compte de la flexion déviée. Il y a lieu de tenir compte des imperfections uniquement dans la direction où elles auront l'effet le plus défavorable.

(3) Aucune vérification supplémentaire n'est nécessaire si les coefficients d'élancement satisfont les deux conditions suivantes :

$$l_y/l_z \leq 2 \quad \text{et} \quad l_z/l_y \leq 2 \quad (5.38a)$$

et si les excentricités relatives e_z/h et e_y/b (voir Figure 5.7) satisfont l'une des conditions suivantes :

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0,2 \quad \text{ou} \quad \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0,2 \quad (5.38b)$$

où :

b, h sont la largeur et la hauteur de la section

$b_{eq} = i_y \cdot \sqrt{12}$ et $h_{eq} = i_z \cdot \sqrt{12}$ pour une section rectangulaire équivalente

l_y, l_z représentent les coefficients d'élancement l_0/i suivant l'axe y et l'axe z respectivement

i_y, i_z sont les rayons de giration suivant l'axe y et l'axe z respectivement

$e_z = M_{Edy} / N_{Ed}$; excentricité dans la direction z

$e_y = M_{Edz} / N_{Ed}$; excentricité dans la direction y

M_{Edy} est le moment de calcul par rapport à l'axe y, moment du second ordre compris

M_{Edz} est le moment de calcul par rapport à l'axe z, moment du second ordre compris

N_{Ed} est l'effort normal agissant de calcul dans la combinaison de charges correspondante.

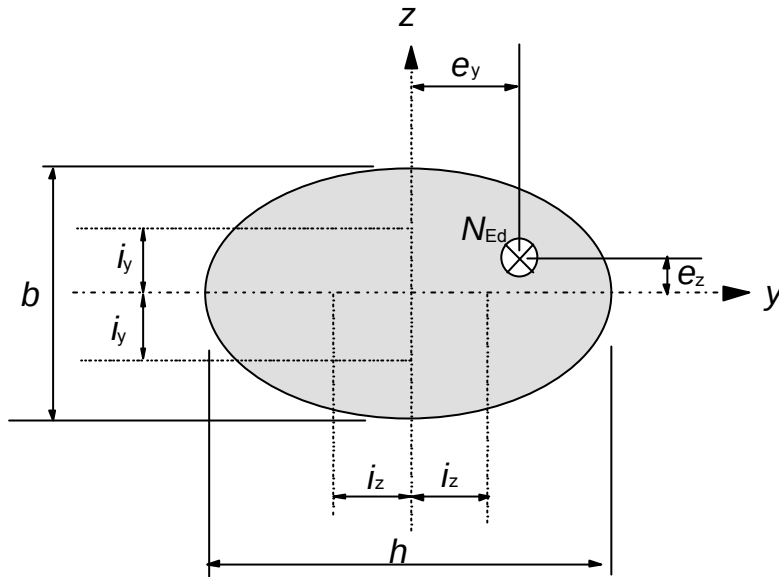


Figure 5.8 : Définition des excentricités e_y et e_z

(4) Si les conditions données par les Expressions (5.38) ne sont pas satisfaites, il convient de tenir compte de la flexion déviée en intégrant les effets du second ordre dans chacune des directions (sauf s'ils peuvent être négligés conformément à 5.8.2 (6) ou 5.8.3). En l'absence d'un dimensionnement précis de la section vis-à-vis de la flexion déviée, on peut adopter le critère simplifié suivant :

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1,0 \quad (5.39)$$

où :

$M_{Edz/y}$ est le moment agissant de calcul par rapport à l'axe considéré, moment du second ordre compris

$M_{Rdz/y}$ est le moment résistant dans la direction considérée

a est l'exposant ;

pour les sections circulaires ou elliptiques : $a = 2$

pour les sections rectangulaires

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
a	1,0	1,5	2,0

avec une interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires

N_{Ed} effort normal agissant de calcul

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$, effort normal résistant de calcul de la section

avec :

A_c aire brute de la section droite de béton

A_s aire de la section des armatures longitudinales.

5.9 Instabilité latérale des poutres élancées

(1)P L'instabilité latérale des poutres élancées doit être prise en compte lorsque cela est nécessaire - par exemple, dans le cas des poutres préfabriquées, au cours du transport et de la mise en oeuvre, dans le cas des poutres insuffisamment contreventées dans la structure finie, etc.. Les imperfections géométriques doivent être prises en considération.

(2) Dans la vérification des poutres non contreventées, il convient d'adopter une déformation latérale égale à $l / 300$, avec l = longueur totale de la poutre, et de la traiter comme une imperfection géométrique. Dans les structures finies, le contreventement assuré par les éléments assemblés à la poutre considérée peut être pris en compte.

(3) Les effets du second ordre associés à l'instabilité latérale peuvent être négligés si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\text{- situations durables : } \frac{l_{ot}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}} \quad \text{et} \quad h/b \leq 2,5 \quad (5.40a)$$

$$\text{- situations transitoires : } \frac{l_{ot}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}} \quad \text{et} \quad h/b \leq 3,5 \quad (5.40b)$$

où :

l_{ot} est la distance entre éléments s'opposant au déversement

h est la hauteur totale de la poutre dans la partie centrale de l_{ot}

b est la largeur de la table de compression.

(4) Il convient de tenir compte de la torsion associée à l'instabilité latérale pour le calcul des structures porteuses.

5.10 Éléments et structures précontraints

5.10.1 Généralités

(1)P La précontrainte considérée dans la présente norme est celle appliquée au béton par des armatures mises en tension.

(2) Les effets de la précontrainte peuvent être pris en compte comme une action ou comme une résistance causée par la déformation et la courbure initiales. Il convient de calculer la capacité portante en conséquence.

(3) En général, la précontrainte est introduite dans les combinaisons d'actions définies dans l'EN 1990 et intégrée aux cas de charge, et il convient d'en inclure les effets dans le moment et l'effort normal agissants.

(4) Compte tenu des hypothèses énoncées en (3) ci-dessus, il convient de limiter la contribution des armatures de précontrainte à celle apportée par leur surtension lors de la vérification de la résistance de la section. Cette contribution peut être calculée en supposant que l'origine de la courbe contrainte-déformation des armatures de précontrainte est déplacée du fait de la précontrainte.

(5)P Toute rupture fragile de l'élément, qui serait causée par la ruine des armatures de précontrainte, doit être évitée.

(6) Pour éviter une rupture fragile, il convient d'appliquer une ou plusieurs des méthodes ci-dessous :

Méthode A : prévoir un ferrailage minimal conforme à 9.2.1.

Méthode B : prévoir des armatures adhérentes précontraintes par pré-tension.

Méthode C : prévoir un accès aisé aux éléments en béton précontraint afin de pouvoir vérifier et contrôler l'état des armatures par des méthodes non-destructives ou par une surveillance appropriée.

Méthode D : démontrer de manière satisfaisante la fiabilité des armatures de précontrainte.

Méthode E : garantir que, si la rupture devait se produire pour la combinaison fréquente d'actions du fait, soit d'un accroissement de la charge, soit d'une réduction de la précontrainte, la fissuration se produirait avant que la résistance ultime ne soit dépassée, en prenant en compte la redistribution des moments due à la fissuration.

Note : Les méthodes à retenir dans un pays donné peuvent être indiquées dans son Annexe Nationale.

5.10.2 Force de précontrainte durant la mise en tension

5.10.2.1 Force de précontrainte maximale

(1)P La force appliquée à l'armature de précontrainte $P_{\max}$ (c'est-à-dire la force appliquée à l'extrémité active pendant la mise en tension) ne doit pas dépasser la valeur suivante :

$$P_{\max} = A_p \cdot s_{p,\max} \quad (5.41)$$

où :

A_p est l'aire de la section des armatures de précontrainte
 $s_{p,\max}$ est la contrainte maximale de l'armature
 $= \min \{k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k}\}$

Note : Les valeurs de k_1 et k_2 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $k_1 = 0,8$ et $k_2 = 0,9$.

(2) L'application d'une force de précontrainte supérieure est admise à condition que la force au vérin puisse être mesurée avec une précision de $\pm 5 \%$ de la valeur finale de la force de précontrainte. Dans ce cas, la force de précontrainte maximale $P_{\max}$ peut être augmentée pour atteindre $k_3 \cdot f_{p0,1k}$ (lorsqu'un frottement élevé inattendu se produit, dans le cas de la précontrainte par pré-tension sur banc de grande longueur, par exemple).

Note : Les valeurs de k_3 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_3 = 0,95$.

5.10.2.2 Limitation des contraintes dans le béton

(1)P On doit éviter l'écrasement ou l'éclatement localisés du béton à l'extrémité des éléments précontraints (précontrainte par post-tension ou par pré-tension).

(2) Il convient d'éviter l'écrasement ou l'éclatement localisés du béton à l'arrière des ancrages de précontrainte conformément à l'Agrément Technique Européen concerné.

(3) Il convient de limiter inférieurement la résistance du béton au moment de l'application ou du transfert de la force de précontrainte à la valeur minimale définie dans l'Agrément Technique Européen concerné.

(4) Si la précontrainte est appliquée par étapes, armature par armature, la résistance requise pour le béton peut être réduite. Il convient d'adopter une résistance minimale $f_{cm}(t)$ au temps t égale à k_4 [%] de la résistance du béton requise pour la précontrainte totale, telle qu'indiquée dans l'Agrément Technique Européen. Entre la résistance minimale et la résistance du béton requise pour la précontrainte totale, la précontrainte peut être interpolée entre k_5 [%] et 100% de la force de précontrainte totale.

Note : Les valeurs de k_4 et k_5 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $k_4 = 50\%$ et $k_5 = 30\%$.

(5) Il convient de limiter la contrainte de compression dans le béton dans la structure du fait de la force de précontrainte et des autres charges agissant à la mise en tension ou au relâchement de la précontrainte :

$$s_c \leq 0,6 f_{ck}(t) \quad (5.42)$$

où $f_{ck}(t)$ est la résistance caractéristique en compression du béton au temps t où il est soumis à la force de précontrainte

Dans les éléments précontraints par pré-tension, la contrainte au moment du transfert peut être majorée jusqu'à atteindre $k_6 \cdot f_{ck}(t)$, à condition de pouvoir justifier par des essais ou par l'expérience que la fissuration longitudinale est évitée.

Note : La valeur de k_6 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_6 = 0,7$.

Si la contrainte de compression dépasse en permanence $0,45 f_{ck}(t)$, il convient de tenir compte de la non-linéarité du fluage.

5.10.2.3 Mesures

(1)P Dans le cas de la précontrainte par post-tension, la force de précontrainte et l'allongement correspondant de l'armature doivent être vérifiés par des mesures et les pertes réelles dues au frottement doivent faire l'objet d'un contrôle.

5.10.3 Force de précontrainte

(1)P A un instant donné t et à une distance (ou abscisse curviligne) donnée x depuis l'extrémité active de l'armature de précontrainte, la force de précontrainte probable $P_{m,t}(x)$ est égale à la force maximale P_{max} appliquée à l'extrémité active moins les pertes instantanées et les pertes différées (voir ci-dessous). Pour toutes les pertes, on considère les valeurs absolues.

(2) La valeur de la force de précontrainte initiale $P_{m0}(x)$ (à l'instant $t = t_0$) appliquée au béton immédiatement après mise en tension et mise en place de l'ancrage (précontrainte par post-tension) ou après transfert de la force de précontrainte (précontrainte par pré-tension) est obtenue en retranchant de la force à la mise en tension P_{max} les pertes instantanées $\Delta P_i(x)$; il convient de ne pas dépasser la valeur suivante :

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot s_{pm0}(x) \quad (5.43)$$

où :

$$s_{pm0}(x) \text{ est la contrainte dans l'armature immédiatement après la mise en tension ou le transfert}$$

$$= \min \{ k_7 \cdot f_{pk} ; k_8 \cdot f_{p0,1k} \}$$

Note : Les valeurs de k_7 et k_8 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $k_7 = 0,75$ et $k_8 = 0,85$.

(3) Lors de la détermination des pertes instantanées $\Delta P_i(x)$, il convient, pour la précontrainte par pré-tension comme pour la précontrainte par post-tension, de prendre en considération, le cas échéant, les influences immédiates suivantes (voir 5.10.4 et 5.10.5) :

- pertes dues à la déformation élastique du béton ΔP_{el}
- pertes dues à la relaxation à court terme ΔP_r
- pertes dues au frottement $\Delta P_{\mu}(x)$
- pertes dues au recul d'ancrage ΔP_{sl}

(4) Il convient de déterminer la valeur probable de la force de précontrainte $P_{m,t}(x)$ à l'instant $t > t_0$ en fonction de la méthode de mise en oeuvre de la précontrainte. En plus des pertes instantanées de la précontrainte données en (3), il convient de considérer les pertes différées $\Delta P_{c+s+r}(x)$ (voir 5.10.6) résultant du fluage et du retrait du béton d'une part et de la relaxation à long terme des armatures de précontrainte d'autre part, et $P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$.

5.10.4 Pertes instantanées dans le cas de la précontrainte par pré-tension

(1) Il convient de considérer les pertes ci-après, se produisant lors de la mise en tension :

- (i) pendant le processus de mise en tension : perte due au frottement au niveau des déviations (dans le cas des fils ou des torons courbes) et pertes dues à la rentrée d'ancrage ;
- (ii) avant le transfert de la force de précontrainte au béton : perte due à la relaxation des armatures de précontrainte pendant la période entre la mise en tension des armatures et le transfert ;

Note : Dans le cas d'une cure thermique, les pertes dues au retrait et à la relaxation sont modifiées et il convient de les estimer en conséquence ; il convient également de tenir compte des effets thermiques directs (voir Annexe D).

- (iii) au moment du transfert de la force de précontrainte au béton : perte due à la déformation élastique du béton, résultant de l'action des armatures pré-tendues libérées de leurs ancrages.

5.10.5 Pertes instantanées dans le cas de la précontrainte par post-tension

5.10.5.1 Pertes dues à la déformation instantanée du béton

(1) Il convient de tenir compte de la perte de précontrainte correspondant à la déformation du béton liée à l'échelonnement des mises en tension.

(2) On peut admettre une valeur moyenne ΔP_{el} dans chaque armature :

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta s_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (5.44)$$

où :

$\Delta s_c(t)$ est la variation de contrainte au centre de gravité des armatures à l'instant t

j est un coefficient égal à

$(n-1)/2n$ avec n , nombre d'armatures identiques mises successivement en tension. De manière approchée, on peut prendre $j = 1/2$

1 pour les variations dues aux actions permanentes appliquées après la mise en précontrainte.

5.10.5.2 Pertes dues au frottement

(1) Les pertes $\Delta P_m(x)$ dans les armatures précontraintes par post-tension, du fait du frottement, peuvent être estimées au moyen de l'expression :

$$\Delta P_m(x) = P_{max} (1 - e^{-m(q+kx)}) \quad (5.45)$$

où :

q est la somme des déviations angulaires sur la distance x (quels que soient leur direction et leur signe)

m est le coefficient de frottement entre l'armature de précontrainte et sa gaine

k est une déviation angulaire parasite pour les armatures intérieures (par unité de longueur)

x est la distance le long de l'armature depuis le point où la force de précontrainte est égale à P_{max} (force à l'extrémité active pendant la mise en tension)

Les valeurs de m et de k sont données dans l'Agrément Technique Européen concerné. La valeur de m dépend des caractéristiques de surface des armatures et de la gaine, de la présence ou non de rouille, de l'allongement de l'armature et de son tracé.

La valeur de k pour la déviation angulaire parasite dépend de la qualité d'exécution, de la distance entre points d'appui de l'armature, du type de conduit ou de gaine employé et du niveau de vibration utilisé lors de la mise en oeuvre du béton.

(2) A défaut de données fournies par un Agrément Technique Européen, on peut utiliser, dans l'Expression (5.45), les valeurs de m données dans le Tableau 5.1.

(3) A défaut de données fournies par un Agrément Technique Européen, les valeurs des déviations angulaires parasites pour les armatures intérieures seront généralement telles que $0,005 < k < 0,01$ par mètre.

(4) Pour les armatures de précontrainte extérieures, les pertes de précontrainte dues aux déviations angulaires parasites peuvent être négligées.

Tableau 5.1 : Coefficients de frottement m pour les armatures de précontrainte par post-tension – armatures intérieures et armatures extérieures non-adhérentes

	Armatures intérieures ¹⁾	Armatures extérieures (non-adhérentes)			
		Gaine en acier / non graissé	Gaine en PEHD / non graissé	Gaine en acier / graissé	Gaine en PEHD / graissé
Fil tréfilé à froid	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Toron	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Barre non lisse	0,65	-	-	-	-
Barre lisse	0,33	-	-	-	-

¹⁾ dans le cas d'armatures remplissant environ la moitié de la gaine

Note : PEHD - polyéthylène haute densité

5.10.5.3 Pertes aux ancrages

(1) Il convient de tenir compte des pertes dues à la rentrée d'ancrage pendant la mise en charge de l'ancrage après la mise en tension, ainsi que des pertes dues à la déformation de l'ancrage lui-même.

(2) Les valeurs de la rentrée d'ancrage sont données dans l'Agrément Technique Européen.

5.10.6 Pertes de précontrainte différées dans le cas de la précontrainte par pré-tension et de la précontrainte par post-tension

(1) Les pertes différées peuvent être calculées en considérant les deux causes suivantes :

- (a) pertes dues à la réduction de l'allongement de l'armature causée par la déformation du béton sous charges permanentes, du fait du fluage et du retrait,
- (b) pertes dues à la diminution de la contrainte de l'acier du fait de la relaxation.

Note : La relaxation de l'acier dépend de la déformation relative due au fluage et au retrait du béton. De manière générale et approchée, l'interaction peut être prise en compte au moyen d'un coefficient de réduction de 0,8.

(2) Une méthode simplifiée pour évaluer les pertes différées à l'abscisse x sous charges permanentes est donnée par l'Expression (5.46).

$$DP_{c+s+r} = A_p Ds_{p,c+s+r} = A_p \frac{e_{cs} E_p + 0,8 Ds_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} j(t, t_0) s_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} (1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2) [1 + 0,8 j(t, t_0)]} \quad (5.46)$$

où :

- $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ est la valeur absolue de la variation de contrainte dans les armatures à l'abscisse x , à l'instant t , du fait du fluage, du retrait et de la relaxation
- e_{cs} est la valeur estimée du retrait, comme indiqué en 3.1.4(6), en valeur absolue
- E_p est le module d'élasticité de l'acier de précontrainte, voir 3.3.3 (9)
- E_{cm} est le module d'élasticité du béton (Tableau 3.1)
- Δs_{pr} est la valeur absolue de la variation de contrainte dans les armatures à l'abscisse x , à l'instant t , du fait de la relaxation. Elle est déterminée pour une contrainte $s_p = s_p(G+P_{m0} + y_2 Q)$
où $s_p = s_p(G+P_{m0} + y_2 Q)$ est la contrainte initiale dans les armatures due à la force de précontrainte initiale et aux actions quasi-permanentes
- $j(t, t_0)$ est le coefficient de fluage à l'instant t , pour une charge appliquée au temps t_0
- $s_{c,QP}$ est la contrainte dans le béton au voisinage des armatures, due au poids propre et à la force de précontrainte initiale ainsi qu'aux autres actions quasi-permanentes le cas échéant. La valeur de $s_{c,QP}$ peut résulter d'une partie du poids propre et de la force de précontrainte initiale ou de la combinaison quasi-permanente des actions considérée dans sa totalité, $(s_c(G+P_{m0} + y_2 Q))$, selon la phase de construction considérée.
- A_p est l'aire de la section de toutes les armatures de précontrainte à l'abscisse x
- A_c est l'aire de la section droite du béton
- I_c est le moment d'inertie de la section de béton
- z_{cp} est la distance entre le centre de gravité de la section de béton et les armatures de précontrainte

Il convient d'affecter les contraintes de compression et les déformations relatives correspondantes de l'Expression (5.46) d'un signe positif.

(3) L'Expression (5.46) s'applique aux armatures de précontrainte adhérentes avec les valeurs locales des contraintes ; elle s'applique aux armatures de précontrainte non adhérentes avec les valeurs moyennes des contraintes. Il convient de calculer les valeurs moyennes entre les sections droites définies par les points d'inflexion théoriques de l'armature pour la précontrainte extérieure, ou sur toute la longueur de l'armature pour la précontrainte intérieure.

5.10.7 Prise en compte de la précontrainte dans l'analyse

- (1) La précontrainte extérieure peut générer des moments du second ordre.
- (2) Les moments hyperstatiques dus à la précontrainte se produisent uniquement dans les structures hyperstatiques.
- (3) Pour l'analyse linéaire, il convient de considérer à la fois les effets isostatiques et l'effet hyperstatique de la précontrainte avant de considérer une quelconque redistribution des forces et des moments (voir 5.5).

(4) Dans l'analyse plastique et dans l'analyse non-linéaire, l'effet hyperstatique de la précontrainte peut être traité comme des rotations plastiques additionnelles qu'il convient alors d'inclure dans la vérification de la capacité de rotation.

(5) On peut admettre l'existence d'une adhérence totale entre l'acier et le béton après injection des gaines des armatures post-tendues. Il convient toutefois de considérer les armatures comme non-adhérentes avant l'injection.

(6) On peut admettre que les armatures extérieures sont rectilignes entre déviateurs.

5.10.8 Effets de la précontrainte à l'état-limite ultime

(1) De manière générale, la valeur de calcul de la force de précontrainte peut être déterminée par $P_{d,t}(x) = g_P \cdot P_{m,t}(x)$ (voir 5.10.3 (4) pour la définition de $P_{m,t}(x)$ et 2.4.2.2 pour g_P).

(2) Dans le cas des éléments précontraints avec armatures de précontrainte non-adhérentes de manière permanente, il est généralement nécessaire de prendre en compte la déformation de l'ensemble de l'élément lors du calcul de l'accroissement de la contrainte dans l'acier. Si aucun calcul détaillé n'est effectué, on peut admettre que l'accroissement de la contrainte depuis la précontrainte effective jusqu'à la contrainte à l'état-limite ultime vaut $\Delta s_{p,ULS}$.

Note : La valeur de $\Delta s_{p,ULS}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $\Delta s_{p,ULS} = 100$ MPa.

(3) Si l'accroissement de contrainte est calculé en utilisant l'état de déformation de l'ensemble de l'élément, il convient d'utiliser les valeurs moyennes des propriétés des matériaux. Il convient de déterminer la valeur de calcul de l'accroissement de contrainte $\Delta s_{pd} = \Delta s_p \cdot g_{\Delta P}$ en appliquant successivement les coefficients partiels $g_{\Delta P,sup}$ et $g_{\Delta P,inf}$.

Note : Les valeurs de $g_{\Delta P,sup}$ et $g_{\Delta P,inf}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $g_{\Delta P,sup} = 1,2$ et $g_{\Delta P,inf} = 0,8$. Si l'on procède à une analyse avec des sections non fissurées, on peut admettre une valeur limite inférieure des déformations et la valeur recommandée est $g_{\Delta P,sup} = g_{\Delta P,inf} = 1,0$.

5.10.9 Effets de la précontrainte à l'état-limite de service et à l'état-limite de fatigue

(1)P Les calculs à l'état-limite de service doivent tenir compte des variations possibles de la précontrainte. On définit deux valeurs caractéristiques de la force de précontrainte à l'état-limite de service :

$$P_{k,sup} = r_{sup} P_{m,t}(x) \quad (5.47)$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} P_{m,t}(x) \quad (5.48)$$

où :

$P_{k,sup}$ est la valeur caractéristique supérieure

$P_{k,inf}$ est la valeur caractéristique inférieure .

Note : Les valeurs de r_{sup} et r_{inf} à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont les suivantes :

- pour la précontrainte par pré-tension et pour les armatures non adhérentes : $r_{sup} = 1,05$ et $r_{inf} = 0,95$
- pour la précontrainte par post-tension avec armatures adhérentes : $r_{sup} = 1,10$ et $r_{inf} = 0,90$
- lorsque des mesures appropriées sont prises (mesure directe de la précontrainte pré-tendue, par exemple) : $r_{sup} = r_{inf} = 1,0$.

5.11 Analyse pour certains éléments structuraux particuliers

(1)P Les dalles reposant sur des poteaux sont définies comme des planchers-dalles.

(2)P Les voiles de contreventement sont des voiles en béton non armé ou en béton armé contribuant à la stabilité latérale de la structure.

Note : Pour les informations concernant l'analyse des planchers-dalles et des voiles de contreventement, voir l'Annexe I.

SECTION 6 ÉTATS-LIMITES ULTIMES (ELU)

6.1 Flexion simple et flexion composée

(1)P La présente section s'applique aux régions sans discontinuité des poutres, dalles et autres éléments analogues dont les sections demeurent approximativement planes avant et après le chargement. Le dimensionnement et le choix des dispositions constructives des régions de discontinuité des poutres et autres éléments, dans lesquelles les sections planes ne restent pas planes, peuvent être effectués conformément à 6.5.

(2)P La détermination du moment résistant ultime de sections droites de béton armé ou de béton précontraint s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- les sections planes restent planes
- les armatures adhérentes (armatures de béton armé ou armatures de précontrainte), qu'elles soient tendues ou comprimées, subissent les mêmes déformations relatives que le béton adjacent
- la résistance en traction du béton est négligée
- les contraintes dans le béton comprimé se déduisent du diagramme contrainte-déformation de calcul donné en 3.1.7
- les contraintes dans les armatures de béton armé ou dans les armatures de précontrainte se déduisent des diagrammes de calcul donnés en 3.2 (Figure 3.8) et en 3.3 (Figure 3.10)
- l'évaluation des contraintes dans les armatures de précontrainte tient compte de leur déformation relative initiale.

(3)P La déformation en compression du béton doit être limitée à ϵ_{cu2} , ou ϵ_{cu3} , selon le diagramme contrainte-déformation utilisé - voir 3.1.7 et Tableau 3.1. Les déformations des armatures de béton armé et des armatures de précontrainte doivent être limitées à ϵ_{ud} si cette limite existe; voir 3.2.7 (2) et 3.3.6 (7) respectivement.

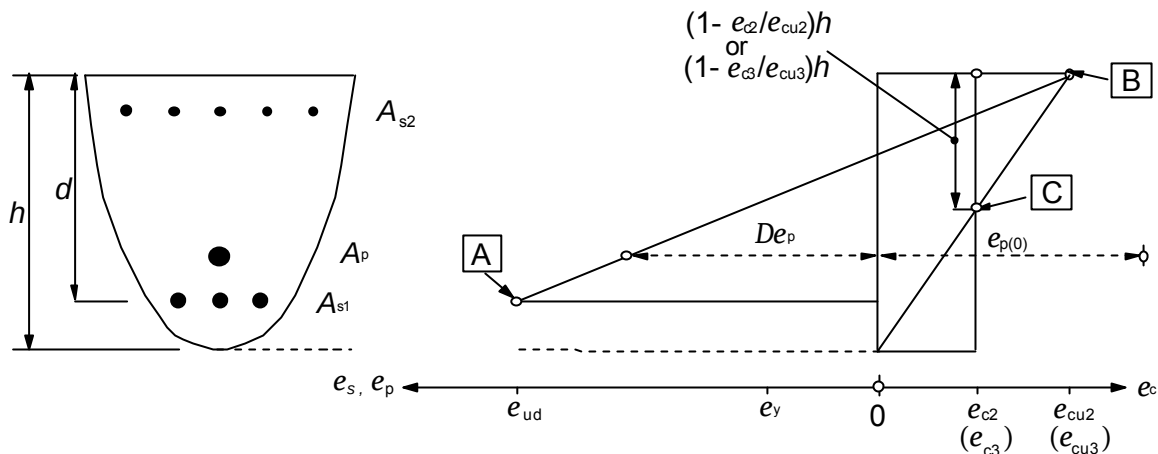
(4) Dans le cas de sections droites avec un ferrailage symétrique, soumises à un effort de compression, il convient d'adopter une excentricité minimale $e_0 = h/30$, ou 20 mm si cette valeur est supérieure, h étant la hauteur de la section.

(5) Dans les parties des sections qui sont soumises à une charge approximativement centrée ($e/h < 0,1$), telles que les membrures comprimées des poutres-caissons, il convient de limiter la déformation moyenne en compression dans cette partie de la section à ϵ_{c2} (ou ϵ_{c3} si l'on utilise la relation bilinéaire de la Figure 3.4).

(6) La Figure 6.1 montre les valeurs limites des déformations relatives admissibles.

(7) Pour des éléments précontraints, avec des armatures de précontrainte non-adhérentes de manière permanente, voir 5.10.8.

(8) Dans le cas des armatures de précontrainte extérieures, on admet que la déformation de l'armature entre deux points de contact consécutifs (ancrages ou selles de déviation) est constante. La déformation de l'armature est alors égale à la déformation relative initiale, obtenue immédiatement après l'achèvement de la mise en tension, majorée de la déformation résultant des déformations de la structure entre les zones de contact considérées. Voir également 5.10.



[A] - limite de déformation relative en traction des armatures de béton armé

[B] - limite de déformation relative du béton en compression

[C] - limite de déformation relative du béton en compression pure

Figure 6.1 : Diagramme des déformations relatives admissibles à l'état-limite ultime

6.2 Effort tranchant

6.2.1 Procédure générale de vérification

(1)P Pour la vérification de la résistance à l'effort tranchant, on définit:

- $V_{Rd,c}$ est l'effort tranchant résistant de calcul de l'élément en l'absence d'armatures d'effort tranchant
- $V_{Rd,s}$ est l'effort tranchant de calcul pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité
- $V_{Rd,max}$ est la valeur de calcul de l'effort tranchant maximal pouvant être repris par l'élément, avant écrasement des bielles de compression

Dans les éléments de hauteur variable, on définit également (voir Figure 6.2) :

- V_{ccd} est la valeur de calcul de la composante d'effort tranchant de la force de compression, dans le cas d'une membrure comprimée inclinée
- V_{td} est la valeur de calcul de la composante d'effort tranchant de la force dans l'armature tendue, dans le cas d'une membrure tendue inclinée.

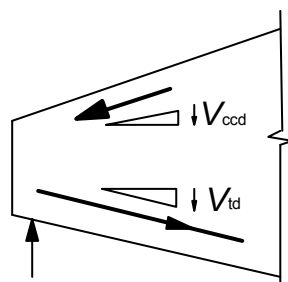


Figure 6.2 : Composantes d'effort tranchant dans le cas d'éléments de hauteur variable

(2) La résistance à l'effort tranchant d'un élément comportant des armatures d'effort tranchant est égale à :

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (6.1)$$

(3) Dans les zones de l'élément où $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, aucune armature d'effort tranchant n'est requise par le calcul. V_{Ed} est l'effort tranchant agissant de calcul dans la section considérée, résultant des charges extérieures appliquées et de la précontrainte (armatures adhérentes ou non).

(4) Même lorsque aucune armature d'effort tranchant n'est requise, il convient de prévoir un ferrailage transversal minimal comme indiqué en 9.2.2. Ce ferrailage minimal peut être omis dans les éléments tels que les dalles (pleines, nervurées ou alvéolées) lorsqu'une redistribution transversale des charges est possible. Le ferrailage minimal peut également être omis dans les éléments secondaires (linteaux de portée ≤ 2 m par exemple) qui ne contribuent pas de manière significative à la résistance et à la stabilité d'ensemble de la structure.

(5) Dans les régions où $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ ($V_{Rd,c}$ étant donné par l'Expression (6.2)), il convient de prévoir des armatures d'effort tranchant en quantité suffisante de telle sorte que $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ (voir l'Expression (6.8)).

(6) Il convient qu'en tout point de l'élément, la somme de l'effort tranchant agissant de calcul et des contributions des membrures, $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$, soit inférieure ou égale à la valeur maximale admise $V_{Rd,max}$ (voir 6.2.3).

(7) Il convient que les armatures longitudinales tendues soient capables de résister à l'effort de traction supplémentaire généré par l'effort tranchant (voir 6.2.3 (7)).

(8) Dans le cas des éléments soumis principalement à des charges uniformément réparties, il n'y a pas lieu d'effectuer de vérification à l'effort tranchant à une distance au nu de l'appui inférieure à d . Il convient de maintenir les armatures d'effort tranchant requises jusqu'au droit de l'appui. Il convient également de vérifier que l'effort tranchant sur appui n'excède pas $V_{Rd,max}$ (voir également 6.2.2 (6) et 6.2.3 (8)).

(9) Lorsqu'une charge est appliquée en partie inférieure de l'élément, il convient, en plus des armatures nécessaires pour reprendre l'effort tranchant, de prévoir des armatures verticales suffisantes pour transmettre la charge à la partie supérieure.

6.2.2 Éléments pour lesquels aucune armature d'effort tranchant n'est requise

(1) L'effort tranchant résistant de calcul $V_{Rd,c}$ est donné par :

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 r_l f_{ck})^{1/3} + k_1 s_{cp}] b_w d \quad (6.2.a)$$

avec une valeur minimale

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 s_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

expressions dans lesquelles :

f_{ck} est en MPa

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{avec } d \text{ en mm}$$

$$r_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

A_{sl} est l'aire de la section des armatures tendues, prolongées sur une longueur $\geq (l_{bd} + d)$ au-delà de la section considérée (voir Figure 6.3)

b_w est la plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue, en mm

$s_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd}$ en MPa

N_{Ed} est l'effort normal agissant dans la section droite, dû aux charges extérieures appliquées et/ou à la précontrainte, en newtons ($N_{Ed} > 0$ pour la compression).
L'influence des déformations imposées sur N_E peut être négligée

A_c est l'aire de la section droite du béton, en mm²

$V_{Rd,c}$ en Newtons.

Note : Les valeurs de $C_{Rd,c}$, v_{min} et k_1 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. La valeur recommandée pour $C_{Rd,c}$ est $0,18/g_c$, la valeur recommandée pour v_{min} est donnée par l'Expression (6.3N) et la valeur recommandée pour k_1 est 0,15.

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

(6.3N)

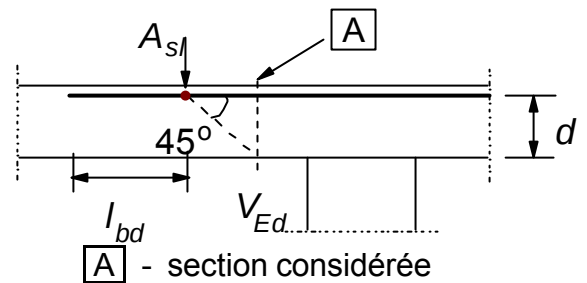
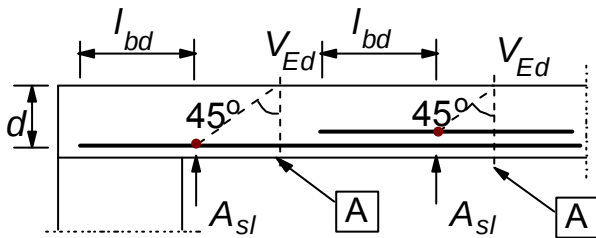


Figure 6.3 : Définition de A_{sl} dans l'Expression (6.2)

(2) Dans les éléments précontraints à une seule travée ne comportant pas d'armatures d'effort tranchant, l'effort tranchant résistant des régions fissurées en flexion peut être calculé à l'aide de l'Expression (6.2a). Dans les régions non fissurées en flexion (où la contrainte de traction en flexion est inférieure à $f_{ctk,0,05}/g_c$), il convient de limiter la résistance à l'effort tranchant par la résistance en traction du béton. Dans ces régions, l'effort tranchant résistant est donné par :

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + a_l s_{cp} f_{ctd}} \quad (6.4)$$

où

I est le moment d'inertie

b_w est la largeur de la section droite au niveau du centre de gravité, la présence de gaines étant prise en compte conformément aux Expressions (6.16) et (6.17)

S est le moment statique de la surface située au-dessus de l'axe passant par le centre de gravité, par rapport à cet axe

$a_l = l_x/l_{pt2} \leq 1,0$ pour les armatures de précontrainte par pré-tension
 $= 1,0$ pour les autres types d'armatures de précontrainte

l_x est la distance de la section considérée à l'origine de la longueur de transmission

l_{pt2} est la limite supérieure de la longueur de transmission de l'armature conformément à l'Expression (8.18)

s_{cp} est la contrainte de compression dans le béton au niveau du centre de gravité sous l'effort normal dû aux charges et/ou à la précontrainte ($s_{cp} = N_{Ed}/A_c$ en MPa, $N_{Ed} > 0$ en compression)

Pour les sections droites dans lesquelles la largeur varie en fonction de la hauteur, la contrainte principale peut être maximale ailleurs qu'au niveau du centre de gravité. Dans ce cas, il convient de déterminer la valeur minimale de l'effort tranchant résistant en calculant $V_{Rd,c}$ par rapport à différents axes de la section.

(3) Le calcul de la résistance à l'effort tranchant, selon l'Expression (6.4), n'est pas requis pour les sections droites situées entre l'appui et le point correspondant à l'intersection de la ligne moyenne élastique avec la droite partant du nu de l'appui sous un angle de 45° .

(4) Pour le cas général d'éléments soumis à une flexion composée, dont on peut montrer qu'ils ne sont pas fissurés à l'ELU, on se reportera à 12.6.3.

(5) Pour le calcul des armatures longitudinales, dans la région fissurée en flexion, il convient de décaler la courbe enveloppe des moments de $a_l = d$ dans la direction défavorable (voir 9.2.1.3 (2)).

(6) Lorsque des charges sont appliquées sur la face supérieure de l'élément, à une distance a_v du nu de l'appui telle que $0,5d \leq a_v < 2d$ (ou au centre de l'appareil d'appui s'il est souple), la contribution de cette charge à l'effort tranchant agissant V_{Ed} peut être multipliée par $b = a_v / 2d$. Cette réduction peut être appliquée pour la vérification de $V_{Rd,c}$ dans l'Expression (6.2a). Ceci n'est valable que si les armatures longitudinales sont totalement ancrées au droit de l'appui. Pour $a_v \leq 0,5d$, il convient de prendre la valeur $a_v = 0,5d$.

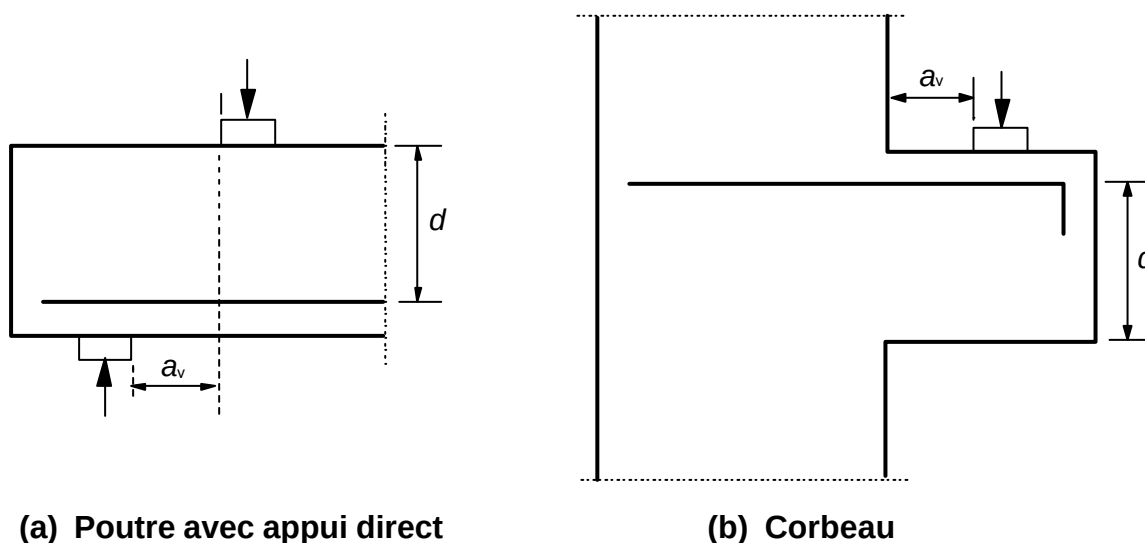
Pour la valeur de V_{Ed} calculée sans appliquer le facteur de réduction b , il convient de satisfaire la condition :

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d n f_{cd} \quad (6.5)$$

où n est le facteur de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant .

Note : La valeur de n à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est donnée par :

$$n = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (f_{ck} \text{ en MPa}) \quad (6.6N)$$



(a) Poutre avec appui direct

(b) Corbeau

Figure 6.4 : Charges appliquées au voisinage des appuis

6.2.3 Éléments pour lesquels des armatures d'effort tranchant sont requises

(1) Le calcul des éléments comportant des armatures d'effort tranchant est basé sur un modèle de treillis (Figure 6.5). Les valeurs limites de l'angle q des bielles inclinées de l'âme sont données en 6.2.3 (2).

Les symboles apparaissant sur la Figure 6.5 sont les suivants :

- α est l'angle entre les armatures d'effort tranchant et la fibre moyenne de l'élément (mesuré positivement comme indiqué sur la figure)
- q est l'angle entre la bielle de compression et la fibre moyenne de l'élément
- F_{td} est la valeur de calcul de l'effort de traction dans les armatures longitudinales
- F_{cd} est la valeur de calcul de l'effort de compression dans le béton dans la direction de l'axe longitudinal de l'élément
- b_w est la plus petite largeur de la section comprise entre la membrure tendue et la membrure comprimée
- z est le bras de levier des forces internes, pour un élément de hauteur constante, correspondant au moment fléchissant dans l'élément considéré. Pour les calculs à l'effort tranchant d'une section de béton armé sans effort normal, on peut normalement adopter la valeur approchée $z = 0,9d$

Dans les éléments comportant des armatures de précontrainte inclinées, il convient de prévoir des armatures longitudinales dans la membrure tendue pour reprendre l'effort de traction longitudinal dû à l'effort tranchant, tel que défini par l'Expression (6.18).

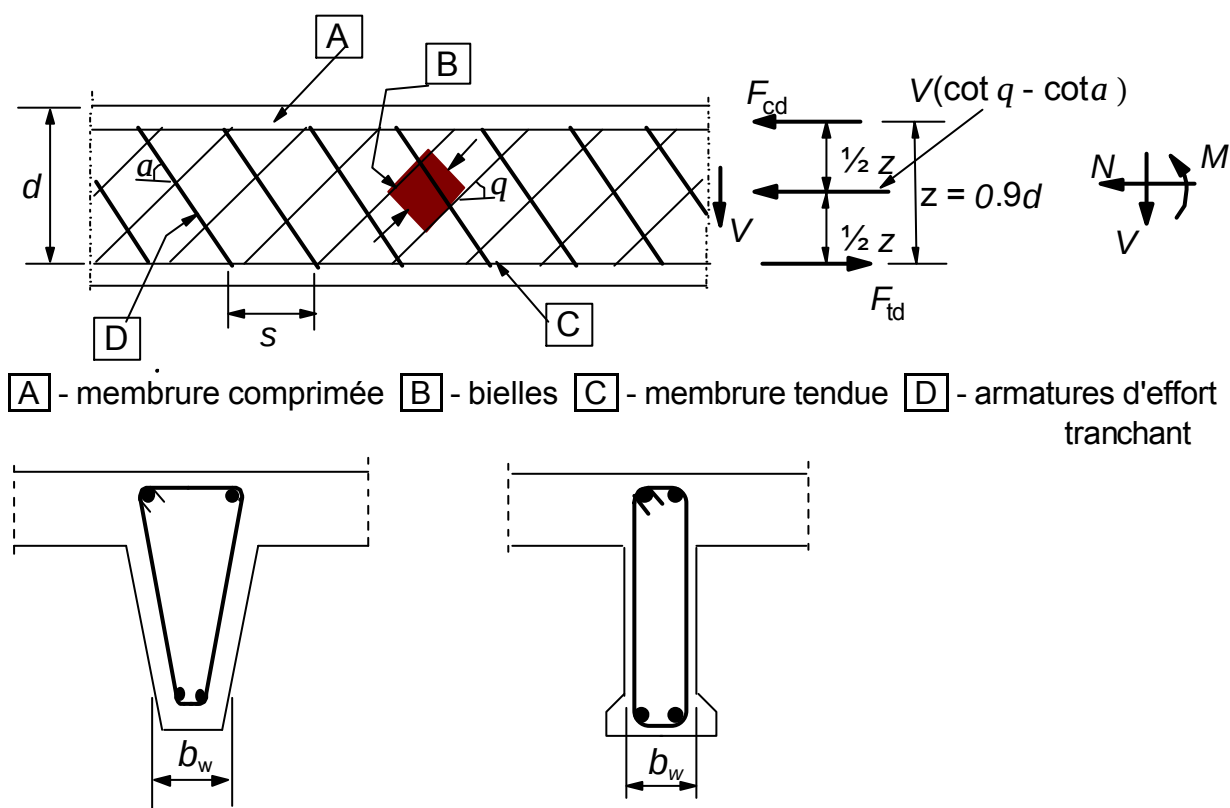


Figure 6.5 : Modèle de treillis et notations dans le cas d'éléments comportant des armatures d'effort tranchant

(2) Il convient de limiter l'angle q .

Note : Les valeurs limites de $\cot q$ à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les limites recommandées sont données par l'Expression (6.7N).

$$1 \leq \cot q \leq 2,5 \quad (6.7N)$$

(3) Dans le cas des éléments comportant des armatures d'effort tranchant verticales, la résistance à l'effort tranchant V_{Rd} est la plus petite des valeurs ci-dessous :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot q \quad (6.8)$$

Note : Si on utilise une Expression (6.10), il convient de réduire la valeur de f_{ywd} à $0,8 f_{ywk}$ dans l'Expression (6.8).

et

$$V_{Rd,max} = a_{cw} b_w z n_1 f_{cd} / (\cot q + \tan q) \quad (6.9)$$

où :

- A_{sw} est l'aire de la section des armatures d'effort tranchant
- s est l'espacement des cadres ou étriers
- f_{ywd} est la limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant
- n_1 est un coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant
- a_{cw} est un coefficient tenant compte de l'état de contrainte dans la membrure comprimée

Note 1 : La valeur de n_1 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée de n_1 est n (voir l'Expression (6.6N)) .

Note 2 : Pour les éléments en béton armé ou en béton précontraint, si la contrainte de calcul des armatures d'effort tranchant est inférieure à 80 % de la limite caractéristique d'élasticité f_{yk} , on peut adopter pour n_1 :

$$\begin{aligned} n_1 &= 0,6 && \text{pour } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} && (6.10.aN) \\ n_1 &= 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 && \text{pour } f_{ck} > 60 \text{ MPa} && (6.10.bN) \end{aligned}$$

Note 3 : La valeur de a_{cw} à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. La valeur recommandée de a_{cw} est la suivante :

$$\begin{aligned} 1 &&& \text{pour les structures non précontraintes} && \\ (1 + s_{cp}/f_{cd}) &&& \text{pour } 0 < s_{cp} \leq 0,25 f_{cd} && (6.11.aN) \\ 1,25 &&& \text{pour } 0,25 f_{cd} < s_{cp} \leq 0,5 f_{cd} && (6.11.bN) \\ 2,5 (1 - s_{cp}/f_{cd}) &&& \text{pour } 0,5 f_{cd} < s_{cp} < 1,0 f_{cd} && (6.11.cN) \end{aligned}$$

où :

s_{cp} est la contrainte de compression moyenne dans le béton due à l'effort normal de calcul, mesurée positivement. Il convient de la déterminer en faisant la moyenne sur toute la section de béton, en tenant compte des armatures. Il n'y a pas lieu de calculer s_{cp} à une distance inférieure à $0,5d \cot q$ du nu de l'appui.

Note 4 : L'aire effective maximale de la section des armatures d'effort tranchant $A_{sw,max}$, pour $\cot q = 1$, est donnée par :

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} a_{cw} v_1 f_{cd} \quad (6.12)$$

(4) Dans le cas des éléments comportant des armatures d'effort tranchant inclinées, l'effort tranchant résistant est la plus petite des valeurs ci-dessous :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot q + \cot a) \sin a \quad (6.13)$$

et

$$V_{Rd,max} = a_{cw} b_w z n_1 f_{cd} (\cot q + \cot a) / (1 + \cot^2 q) \quad (6.14)$$

Note : L'aire effective maximale de la section $A_{sw,max}$, pour $\cot q = 1$, est donnée par :

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{\frac{1}{2} a_{cw} n_1 f_{cd}}{\sin a} \quad (6.15)$$

(5) Dans les régions où il n'y a pas de discontinuité de V_{Ed} (par exemple, pour un chargement uniforme), la détermination des armatures d'effort tranchant sur une longueur élémentaire $l = z (\cot q + \cot a)$ peut être effectuée en utilisant la plus petite valeur de V_{Ed} sur cette longueur.

(6) Lorsque l'âme comporte des gaines injectées d'un diamètre $f > b_w / 8$, il convient de calculer l'effort tranchant résistant $V_{Rd,max}$ en adoptant une largeur nominale de l'âme :

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \Sigma f \quad (6.16)$$

où f est le diamètre extérieur de la gaine et Σf est déterminé au niveau le plus défavorable.

Dans le cas des gaines métalliques injectées, avec $f < b_w / 8$, $b_{w,nom} = b_w$.

Dans le cas des gaines non injectées, des gaines en plastique injectées et des armatures de précontrainte non adhérentes, la largeur d'âme nominale est prise égale à :

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \Sigma f \quad (6.17)$$

La valeur 1,2 dans l'Expression (6.17) est introduite pour tenir compte du fendage des bielles dû à la traction transversale. Si des armatures transversales adaptées sont prévues, cette valeur peut être réduite à 1,0.

(7) L'effort de traction supplémentaire ΔF_{td} dans les armatures longitudinales, dû à l'effort tranchant V_{Ed} , peut être calculé au moyen de l'expression :

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot q - \cot a) \quad (6.18)$$

Il convient que $(M_{Ed}/z + \Delta F_{td})$ ne soit pas supérieur à $M_{Ed,max}/z$, où $M_{Ed,max}$ est le moment maximal le long de la poutre.

(8) Lorsque des charges sont appliquées sur la face supérieure de l'élément, à une distance a_v du nu de l'appui telle que $0,5d \leq a_v \leq 2,0d$, la contribution de cette charge à l'effort tranchant agissant V_{Ed} peut être minorée par $b = a_v / 2d$.

Pour l'effort tranchant V_{Ed} ainsi calculé, il convient de satisfaire la condition :

$$V_{Ed} \leq A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin a \quad (6.19)$$

où $A_{sw} \cdot f_{ywd}$ est la résistance des armatures qui traversent les fissures d'effort tranchant dans la zone chargée (voir Figure 6.6). Il convient de ne tenir compte des armatures d'effort tranchant que dans la partie centrale, sur une longueur de $0,75 a_v$. Il convient d'appliquer la réduction par b pour le seul calcul des armatures d'effort tranchant. Cette réduction est uniquement valable lorsque les armatures longitudinales sont complètement ancrées au droit de l'appui.

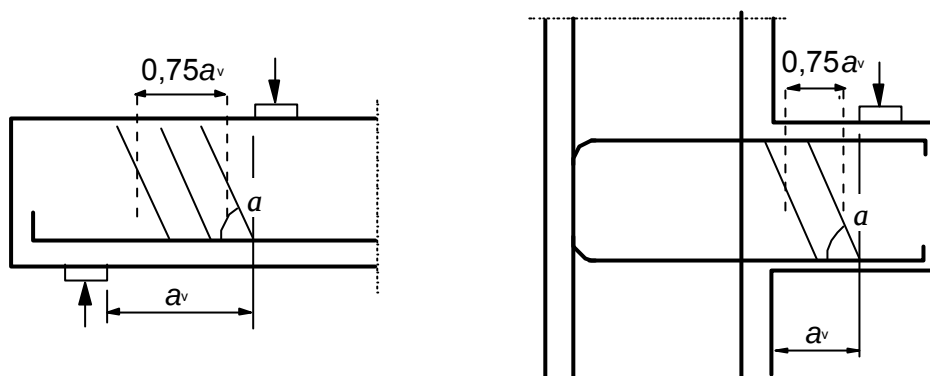


Figure 6.6 : Armatures d'effort tranchant dans des travées courtes, avec bielle de transmission directe

Pour $a_v < 0,5d$, il convient d'adopter $a_v = 0,5d$.

En outre, pour la valeur de V_{Ed} calculée sans appliquer le facteur de réduction b , il convient toujours de satisfaire l'Expression (6.5).

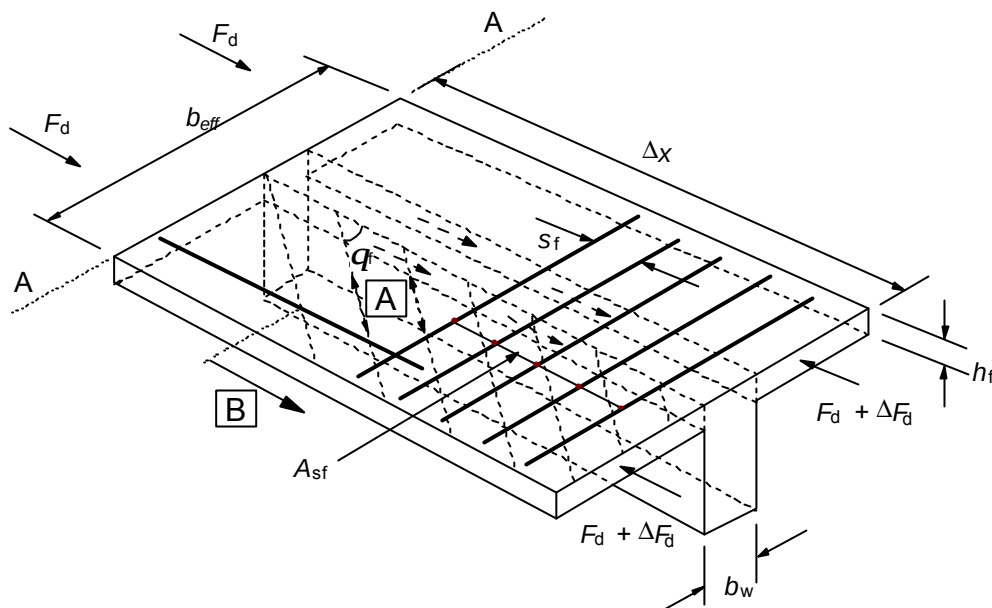
6.2.4 Cisaillement entre l'âme et les membrures des sections en T

- (1) La résistance au cisaillement de la membrure peut être calculée en considérant la membrure comme un système de bielles de compression, associées à des tirants correspondant aux armatures tendues.
- (2) Il convient de prévoir un ferrailage minimal, comme spécifié en 9.3.1.
- (3) La contrainte de cisaillement longitudinale v_{Ed} , développée à la jonction entre un côté de la membrure et l'âme est déterminée par la variation d'effort normal (longitudinal) dans la partie de membrure considérée :

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \quad (6.20)$$

où :

- h_f est l'épaisseur de la membrure à la jonction
- Δx est la longueur considérée, voir Figure 6.7
- ΔF_d est la variation de l'effort normal dans la membrure sur la longueur Δx



[A] - bielles de compression [B] - barre longitudinale ancrée au-delà du point obtenu par construction avec q_f (voir 6.2.4 (7))

Figure 6.7 : Notations pour la jonction entre âme et membrures

La valeur maximale que l'on peut admettre pour Δx est égale à la moitié de la distance entre la section de moment nul et la section de moment maximal. Lorsque des charges ponctuelles sont appliquées, il convient de plafonner Δx à la distance entre charges.

(4) L'aire de la section des armatures transversales par unité de longueur, A_{sf}/s_f , peut être déterminée comme suit :

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) \geq v_{Ed} \cdot h_f / \cot q_f \quad (6.21)$$

Afin d'éviter l'écrasement des bielles de compression dans la membrure, il convient par ailleurs de vérifier :

$$v_{Ed} \leq n f_{cd} \sin q_f \cos q_f \quad (6.22)$$

Note: L'amplitude autorisée pour les valeurs de $\cot q_f$ à utiliser dans un pays peut être fournie par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées, à défaut d'un calcul plus rigoureux, sont :

$1,0 \leq \cot q_f \leq 2,0$ pour les membrures comprimées ($45^\circ \geq q_f \geq 26,5^\circ$)

$1,0 \leq \cot q_f \leq 1,25$ pour les membrures tendues ($45^\circ \geq q_f \geq 38,6^\circ$)

(5) Dans le cas où le cisaillement entre membrure et âme est combiné à la flexion transversale, il convient de prendre pour l'aire de la section des armatures la valeur donnée par l'Expression (6.21) ou la moitié de celle-ci plus l'aire requise pour la flexion transversale, si l'aire ainsi obtenue est supérieure.

(6) Si v_{Ed} est inférieure à $k \cdot f_{ctd}$, aucune armature supplémentaire n'est nécessaire en plus de celles requises pour la flexion.

Note : La valeur de k à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k = 0,4$.

(7) Il convient d'ancrer les armatures longitudinales tendues dans la membrure au-delà de la bielle nécessaire au report de l'effort dans l'âme dans la section où ces armatures sont requises (voir Coupe (A-A) de la Figure 6.7).

6.2.5 Cisaillement le long des surfaces de reprise

(1) A l'interface entre des bétons coulés à des dates différentes, outre les exigences de 6.2.1 à 6.2.4, il convient également de vérifier :

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (6.23)$$

v_{Edi} est la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface ; elle est donnée par :

$$v_{Edi} = b V_{Ed} / (z b_i) \quad (6.24)$$

où :

b est le rapport de l'effort normal (longitudinal) dans le béton de reprise à l'effort longitudinal total dans la zone comprimée ou dans la zone tendue, calculé, à chaque fois, pour la section considérée

V_{Ed} est l'effort tranchant transversal

z est le bras de levier des forces internes de la section composite

b_i est la largeur de l'interface (voir Figure 6.8)

v_{Rdi} est la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface :

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + m s_n + r f_{yd} (m \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (6.25)$$

où :

c et m sont des coefficients qui dépendent de la rugosité de l'interface (voir (2))

f_{ctd} est défini en 3.1.6 (2)P

s_n est la contrainte engendrée par la force normale externe minimale à l'interface susceptible d'agir en même temps que l'effort de cisaillement ; elle est positive en compression, avec $s_n < 0,6 f_{cd}$, et négative en traction. Lorsque s_n est une contrainte de traction, il convient de prendre $c f_{ctd} = 0$.

$r = A_s / A_i$

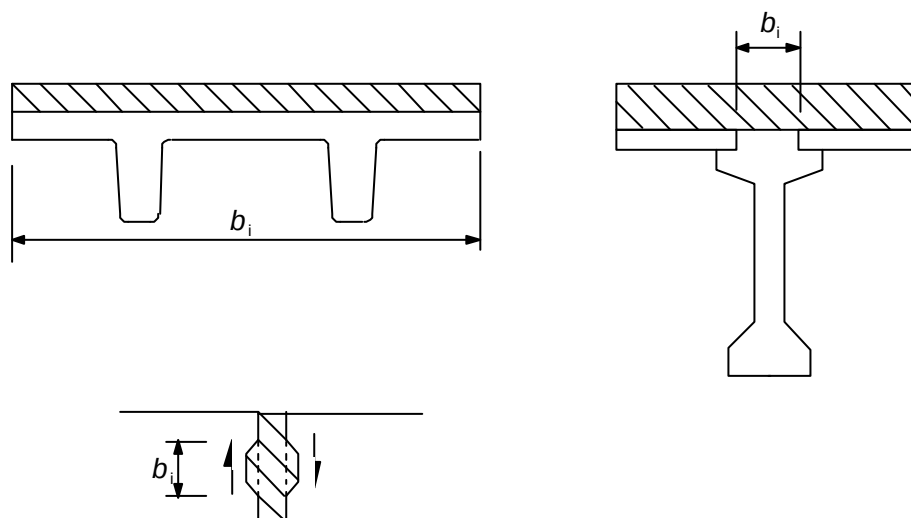


Figure 6.8 : Exemples de surfaces de reprise

- A_s aire de la surface des armatures traversant l'interface, armatures d'effort tranchant comprises, le cas échéant, correctement ancrées de part et d'autre de l'interface
- A_i aire du joint
- α défini sur la Figure 6.9 ; il convient de limiter α de telle sorte que $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$
- n coefficient de réduction de la résistance donné par l'Expression (6.6)

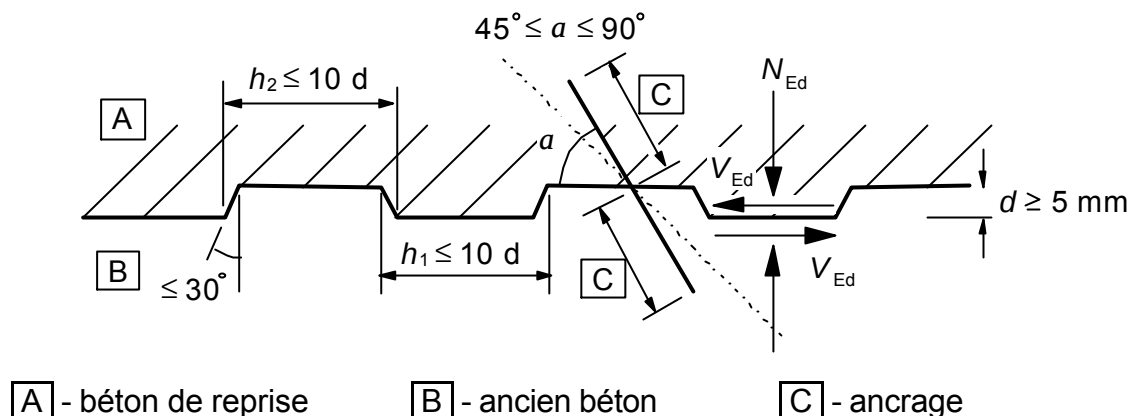


Figure 6.9 : Joint de reprise avec indentation

(2) A défaut d'informations détaillées, les surfaces sont classées en très lisses, lisses, rugueuses et avec indentation, conformément aux exemples suivants :

- très lisse : surface coulée au contact de moules en acier, en matière plastique, ou en bois traité spécialement : $c = 0,25$ et $m = 0,5$
- lisse : surface réalisée à l'aide de coffrages glissants ou surface extrudée ou surface non coffrée laissée sans traitement ultérieur après vibration : $c = 0,35$ et $m = 0,6$
- rugueuse : surface présentant des aspérités d'au moins 3 mm de haut espacées d'environ 40 mm, obtenues par striage, lavage direct ou toute autre méthode donnant un comportement équivalent : $c = 0,45$ et $m = 0,7$
- avec indentation : surface présentant des clés comme sur la Figure 6.9 : $c = 0,50$ et $m = 0,9$

(3) Les armatures transversales (armatures de coutures) peuvent être réparties par zones de pas constant le long de l'élément, comme indiqué sur la Figure 6.10. Lorsque la liaison entre deux bétons différents est assurée par des armatures (poutrelles en treillis), la contribution de l'acier à V_{Rdi} peut être prise égale à la résultante des efforts dans chaque diagonale, sous réserve que $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.

(4) La résistance au cisaillement longitudinal de joints coulés en place entre éléments de dalles ou de voiles peut être calculée comme indiqué en 6.2.5 (1). Toutefois, lorsque le joint peut être significativement fissuré, il convient de prendre $c = 0$ pour les joints lisses et rugueux et $c = 0,5$ pour les joints avec indentation (voir également 10.9.3 (12)).

(5) Sous charges de fatigue ou charges dynamiques, il convient de diviser par deux les valeurs de c données en 6.2.5 (1).

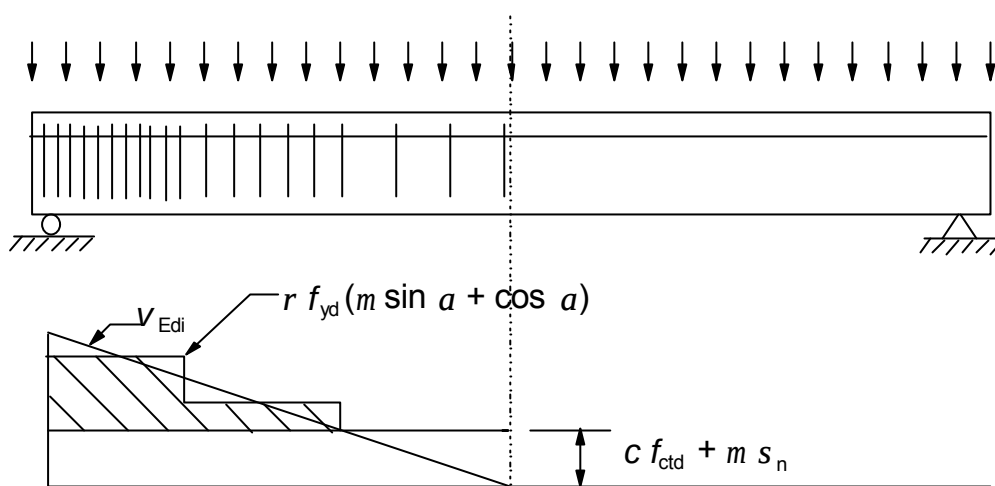


Figure 6.10 : Diagramme de cisaillement indiquant les armatures de couture requises

6.3 Torsion

6.3.1 Généralités

(1)P Lorsque l'équilibre statique d'une structure dépend de la résistance en torsion de certains de ses éléments, on doit procéder à une vérification complète à la torsion, couvrant à la fois les états-limites ultimes et les états-limites de service.

(2) Lorsque, dans des structures hyperstatiques, les sollicitations de torsion sont issues uniquement de considérations de compatibilité et que la stabilité de la structure n'est pas déterminée par la résistance en torsion, il n'est généralement pas nécessaire de considérer les sollicitations de torsion à l'état-limite ultime. Il convient alors de prévoir un ferrailage minimal, tel qu'indiqué en 7.3 et 9.2, sous la forme d'armatures transversales et de barres longitudinales, de manière à éviter une fissuration excessive.

(3) La résistance en torsion d'une section peut être calculée sur la base d'une section fermée à parois minces, dans laquelle l'équilibre est assuré par un flux fermé de cisaillement. Les sections pleines peuvent être modélisées directement par des sections fermées à parois minces équivalentes. Les sections de forme complexe, telles que les sections en T, peuvent être tout d'abord décomposées en sections élémentaires, modélisées chacune par une section à parois minces équivalente, la résistance en torsion de l'ensemble étant prise égale à la somme des résistances des sections élémentaires.

(4) Il convient que la distribution des moments de torsion dans les sections élémentaires soit proportionnée à la rigidité en torsion à l'état non-fissuré de celles-ci. Dans le cas de sections creuses, il convient de limiter l'épaisseur des parois fictives à l'épaisseur réelle des parois de la section.

(5) Chaque section élémentaire peut être calculée séparément.

6.3.2 Méthode de calcul

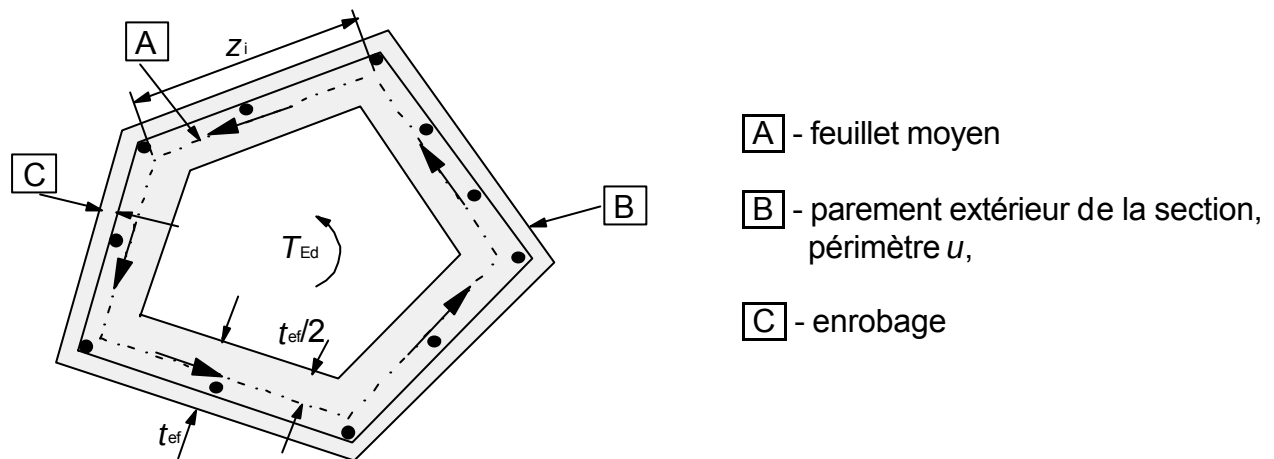


Figure 6.11 : Symboles et définitions utilisés en 6.3

(1) Le flux de cisaillement en torsion pure dans la paroi peut être obtenu par :

$$t_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (6.26)$$

La sollicitation tangente $V_{Ed,i}$ dans une paroi i du fait de la torsion est donnée par :

$$V_{Ed,i} = t_{t,i} t_{ef,i} z_i \quad (6.27)$$

où

- T_{Ed} est le moment de torsion agissant de calcul (voir Figure 6.11)
- A_k est l'aire intérieure au feuillet moyen des parois, partie creuse comprise
- $t_{t,i}$ est la contrainte tangente de torsion dans la paroi i
- $t_{ef,i}$ est l'épaisseur de la paroi fictive. Elle peut être prise égale à A/u , mais il convient qu'elle ne soit pas inférieure à deux fois la distance entre le parement extérieur et l'axe des armatures longitudinales. Dans le cas de sections creuses, elle est limitée par l'épaisseur réelle de la paroi
- A est l'aire totale de la section délimitée par le périmètre extérieur, partie creuse comprise
- u est le périmètre extérieur de la section
- z_i est la longueur de la paroi i , définie par la distance entre points d'intersection des parois adjacentes

(2) Dans le cas des profils de section creuse comme dans celui des profils de section pleine, les effets de la torsion peuvent être superposés à ceux de l'effort tranchant, en prenant une même valeur pour l'inclinaison α des bielles. Les valeurs limites de α données en 6.2.3 (2) s'appliquent également entièrement dans le cas de sollicitations combinées d'effort tranchant et de torsion.

La résistance d'un élément soumis à des sollicitations d'effort tranchant et de torsion se déduit de 6.3.2 (4).

(3) L'aire de la section des armatures longitudinales de torsion ΣA_{sl} peut être calculée au moyen de l'expression :

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot q \quad (6.28)$$

où

- u_k est le périmètre de la surface A_k
 f_{yd} est la limite d'élasticité de calcul des armatures longitudinales A_{sl}
 q est l'angle des bielles de compression (voir Figure 6.5)

Dans les membrures comprimées, les armatures longitudinales peuvent être réduites proportionnellement à l'effort de compression disponible. Dans les membrures tendues, il convient d'ajouter les armatures longitudinales de torsion aux autres armatures. Il convient généralement de répartir les armatures longitudinales sur la longueur z_i , mais pour de petites sections, elles peuvent être concentrées aux extrémités des côtés.

(4) La résistance d'un élément soumis aux sollicitations d'effort tranchant et de torsion est limitée par la résistance des bielles de béton. Afin de ne pas dépasser cette résistance, il convient de satisfaire la condition suivante :

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} + V_{Ed} / V_{Rd,max} \leq 1,0 \quad (6.29)$$

où :

- T_{Ed} est le moment de torsion agissant de calcul
 V_{Ed} est l'effort tranchant agissant de calcul
 $T_{Rd,max}$ est le moment de torsion résistant de calcul donné par

$$T_{Rd,max} = 2n a_{cw} f_{cd} A_k t_{ef,i} \sin q \cos q \quad (6.30)$$

n est donné en 6.2.2 (6) et a_{cw} par l'Expression (6.9)

$V_{Rd,max}$ est la valeur maximale de l'effort tranchant résistant de calcul selon les Expressions (6.9) ou (6.14). Dans les sections pleines, on peut utiliser la largeur complète de l'âme pour déterminer $V_{Rd,max}$

(5) Les sections pleines approximativement rectangulaires ne requièrent qu'un ferrailage minimal (voir 9.2.1.1) sous réserve que la condition ci-après soit vérifiée :

$$T_{Ed} / T_{Rd,c} + V_{Ed} / V_{Rd,c} \leq 1,0 \quad (6.31)$$

où

- $T_{Rd,c}$ est le moment de fissuration en torsion, qui peut être déterminé en posant $t_{t,i} = f_{ctd}$
 $V_{Rd,c}$ se déduit de l'Expression (6.2)

6.3.3 Torsion gênée

(1) Dans le cas des sections fermées à parois minces comme dans celui des sections pleines, la torsion gênée peut normalement être négligée.

(2) Il peut être nécessaire de la considérer dans le cas des profils minces ouverts. Dans le cas de sections très élancées, il convient d'effectuer le calcul sur la base d'un modèle en réseau de poutres, dans les autres cas, sur la base d'un modèle de treillis. Dans tous les cas, il convient d'effectuer le calcul selon les règles applicables à la flexion composée et à l'effort tranchant.

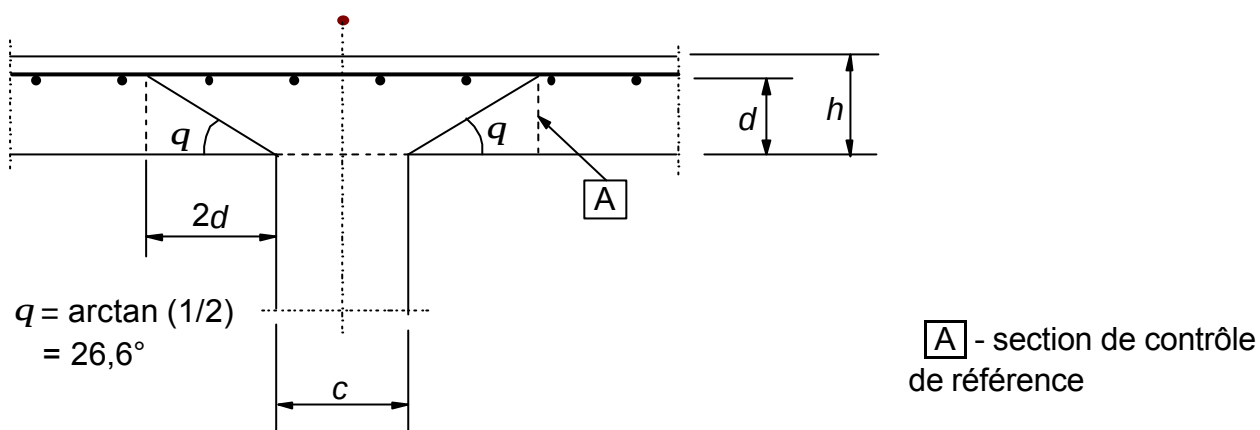
6.4 Poinçonnement

6.4.1 Généralités

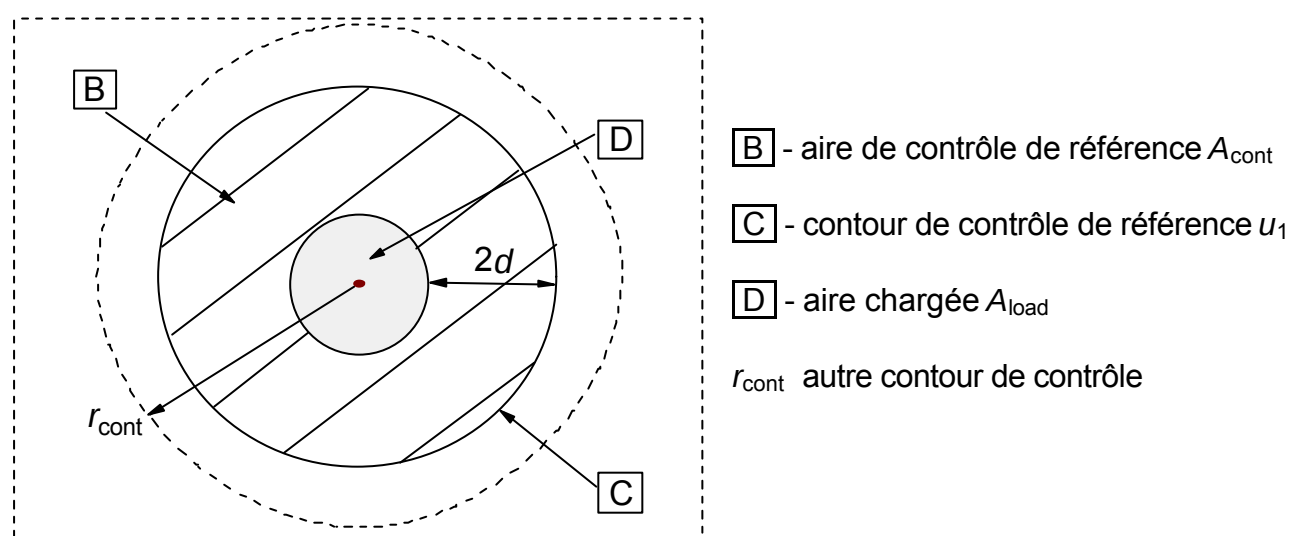
(1)P Les règles de la présente section complètent celles données en 6.2 et couvrent le poinçonnement des dalles pleines, des dalles à caissons présentant une section pleine au droit des poteaux, et des fondations.

(2)P Le poinçonnement peut résulter d'une charge concentrée ou d'une réaction appliquée à une aire relativement petite, dite aire chargée, A_{load} , d'une dalle ou d'une fondation.

(3) Un modèle approprié pour la vérification au poinçonnement à l'état-limite ultime est donné par la Figure 6.12.



a) Coupe



b) Vue en plan

Figure 6.12 : Modèle pour la vérification au poinçonnement à l'état-limite ultime

(4) Il convient de vérifier la résistance au poinçonnement au nu du poteau et sur le contour de contrôle de référence u_1 . Si des armatures de poinçonnement sont nécessaires, il convient de trouver un autre contour $u_{out,ef}$ à partir duquel plus aucune armature de poinçonnement n'est nécessaire.

(5) Les règles définies en 6.4 sont formulées en principe pour le cas de charges uniformément réparties. Dans certains cas particuliers, comme les semelles, la charge à l'intérieur du contour de contrôle contribue à la résistance du système structural et peut être déduite pour la détermination de la valeur de calcul de la contrainte résistante au poinçonnement.

6.4.2 Répartition des charges et contour de contrôle de référence

(1) On peut normalement admettre que le contour de contrôle de référence u_1 est situé à une distance $2,0d$ de l'aire chargée ; il convient de le tracer de manière à minimiser sa longueur (voir Figure 6.13).

La hauteur utile de la dalle est considérée comme constante et peut normalement être prise égale à :

$$d_{\text{eff}} = \frac{(d_y + d_z)}{2} \quad (6.32)$$

où d_y et d_z sont les hauteurs utiles des armatures dans deux directions orthogonales.

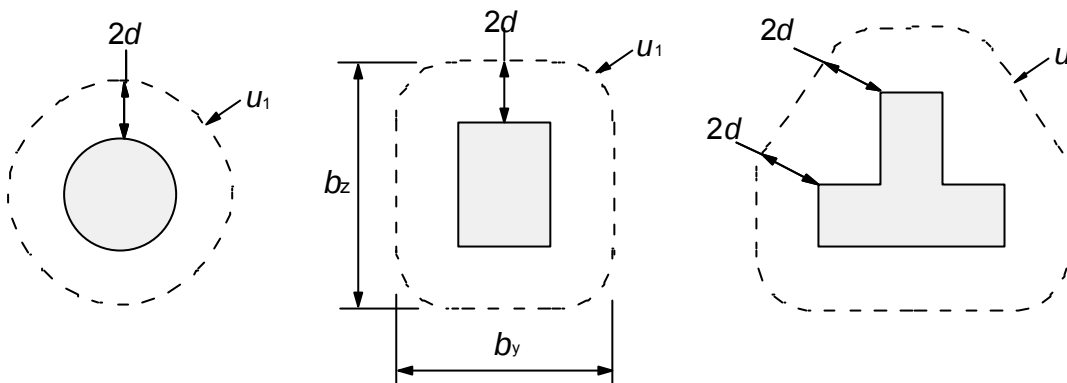


Figure 6.13 : Contours de contrôle de référence types autour d'aires chargées

(2) Il convient de considérer des contours de contrôle à une distance inférieure à $2d$ lorsque la force concentrée est équilibrée par une pression élevée (pression des terres sur une fondation, par exemple), ou par les effets d'une charge ou d'une réaction à une distance inférieure ou égale à $2d$ du contour de l'aire chargée.

(3) Dans le cas d'aires chargées situées au voisinage de trémies, si la plus faible distance entre le contour de l'aire chargée et le bord de la trémie est inférieure ou égale à $6d$, la partie du contour de contrôle comprise entre deux tangentes à la trémie issues du centre de l'aire chargée est considérée comme non participante (voir Figure 6.14).

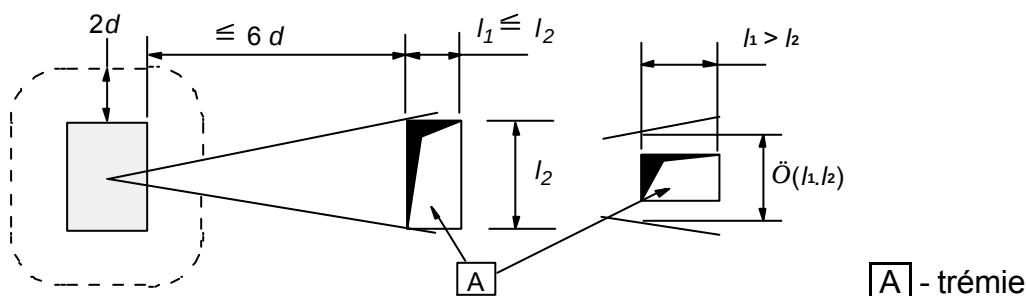


Figure 6.14 : Contour de contrôle au voisinage d'une trémie

(4) Dans le cas d'une aire chargée située au voisinage d'un bord ou d'un angle, il convient de choisir un contour de contrôle semblable à ceux indiqués sur la Figure 6.15 dans la mesure où le périmètre qui en résulte (bords libres déduits) est inférieur à ceux obtenus selon (1) et (2) ci-dessus.

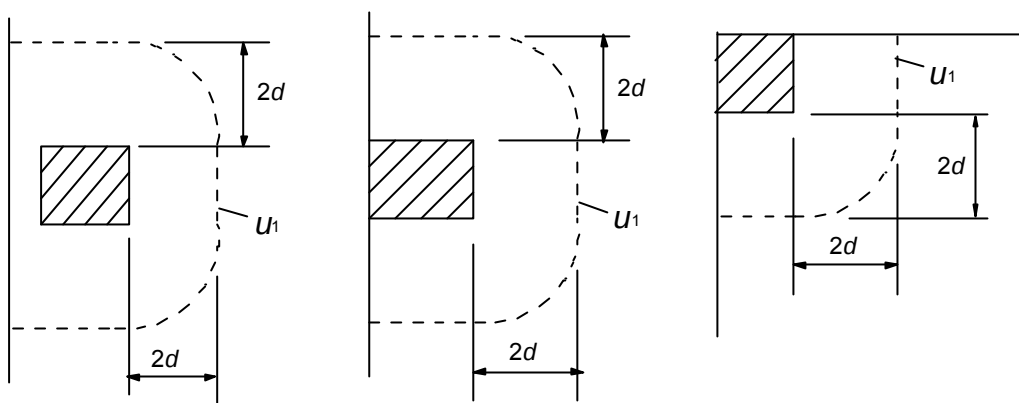


Figure 6.15 : Contours de contrôle de référence pour des aires chargées au voisinage d'un bord ou d'un angle

(5) Dans le cas d'aires chargées situées à proximité d'un bord ou d'un angle, c'est-à-dire à une distance inférieure à d , il convient dans tous les cas de prévoir des armatures de rive particulières, voir 9.3.1.4.

(6) La section de contrôle est la section dont la trace coïncide avec le contour de contrôle et qui s'étend sur la hauteur utile d . Pour des dalles d'épaisseur constante, la section de contrôle est perpendiculaire au plan moyen de la dalle. Pour des dalles ou des semelles d'épaisseur variable, mais pas à redans, la hauteur utile peut être prise égale à l'épaisseur le long du contour de l'aire chargée, comme indiqué sur la Figure 6.16.

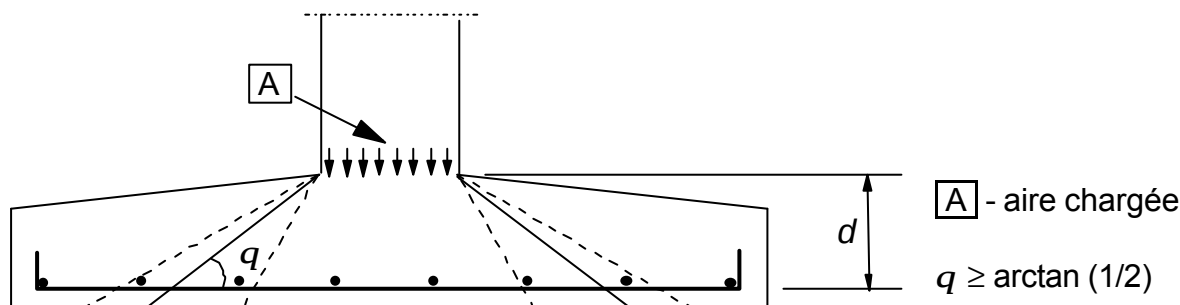


Figure 6.16 : Hauteur de la section de contrôle dans le cas d'une semelle d'épaisseur variable

(7) Il convient de donner aux autres contours u_i , à l'intérieur ou à l'extérieur de la surface de contrôle, la même forme que celle du contour de la surface de contrôle de référence.

(8) Dans le cas des dalles avec chapiteaux circulaires, pour lesquels $l_H < 2h_H$ (voir Figure 6.17), une vérification des contraintes de poinçonnement selon 6.4.3 n'est exigée que pour une section de contrôle située à l'extérieur du chapiteau. La distance de cette section à la ligne moyenne du poteau, r_{cont} , peut être prise égale à :

$$r_{\text{cont}} = 2d + l_H + 0,5c \quad (6.33)$$

où :

l_H est la distance du nu du poteau au bord du chapiteau

c est le diamètre du poteau circulaire

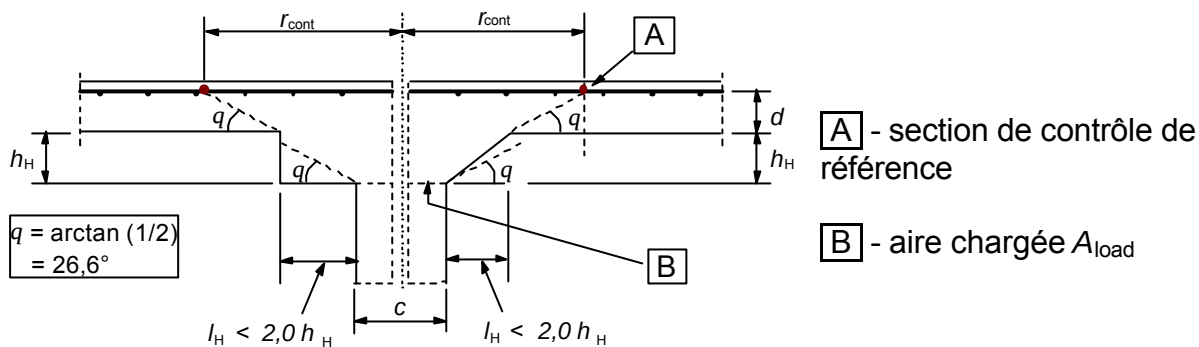


Figure 6.17 : Dalle sur chapiteau, $l_H < 2,0 h_H$

Dans le cas d'un poteau rectangulaire avec un chapiteau rectangulaire et $l_H < 2,0d$ (voir Figure 6.17), de dimensions l_1 et l_2 ($l_1 = c_1 + 2l_{H1}$, $l_2 = c_2 + 2l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$), la valeur de r_{cont} peut être prise égale à la plus petite des valeurs suivantes :

$$r_{cont} = 2d + 0,56 \sqrt{l_1 l_2} \quad (6.34)$$

et

$$r_{cont} = 2d + 0,69 l_1 \quad (6.35)$$

(9) Dans le cas de dalles avec chapiteaux tels que $l_H > 2h_H$ (voir Figure 6.18), il convient de vérifier les sections de contrôle à la fois dans le chapiteau et dans la dalle.

(10) Les dispositions de 6.4.2 et 6.4.3 s'appliquent également aux vérifications effectuées dans le chapiteau, avec d pris égal à d_H conformément à la Figure 6.18.

(11) Dans le cas des poteaux circulaires, les distances de la ligne moyenne du poteau aux sections de contrôle de la Figure 6.18 peuvent être prises égales à :

$$r_{cont,ext} = l_H + 2d + 0,5c \quad (6.36)$$

$$r_{cont,int} = 2(d + h_H) + 0,5c \quad (6.37)$$

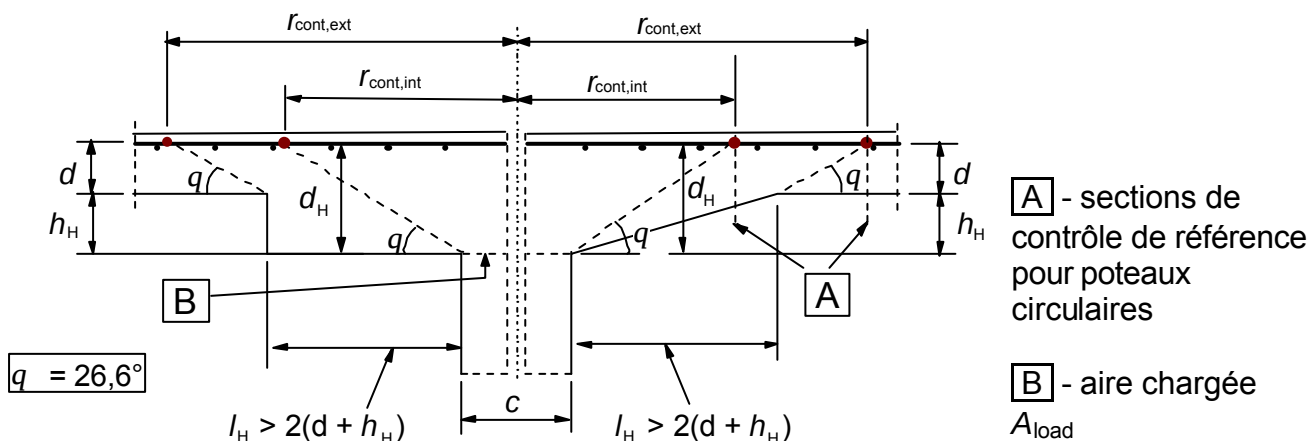


Figure 6.18 : Dalle sur chapiteau, $l_H > 2(d + h_H)$

6.4.3 Calcul de la résistance au poinçonnement

(1)P La méthode de calcul est fondée sur des vérifications effectuées au nu du poteau et sur le contour de contrôle de référence u_1 . Si des armatures de poinçonnement sont nécessaires, il convient de trouver un autre contour $u_{out,ef}$ à partir duquel plus aucune armature de poinçonnement n'est nécessaire. On définit les valeurs de calcul des résistances au poinçonnement [MPa] le long des sections de contrôle :

$V_{Rd,c}$ est la valeur de calcul de la résistance au poinçonnement d'une dalle sans armatures de poinçonnement le long de la section de contrôle considérée

$V_{Rd,cs}$ est la valeur de calcul de la résistance au poinçonnement d'une dalle avec armatures de poinçonnement le long de la section de contrôle considérée

$V_{Rd,max}$ est la valeur maximale de calcul de la résistance au poinçonnement le long de la section de contrôle considérée

(2) Il convient de procéder aux vérifications suivantes :

(a) Le long du contour du poteau ou du contour de l'aire chargée, il convient de ne pas dépasser la valeur maximale de la résistance au poinçonnement :

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

(b) Aucune armature de poinçonnement n'est nécessaire si :

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

(c) Lorsque V_{Ed} est supérieur à $V_{Rd,c}$ pour la section de contrôle considérée, il convient de prévoir des armatures de poinçonnement conformément à 6.4.5.

(3) Lorsque la réaction d'appui est excentrée par rapport au contour de contrôle, il convient de prendre pour la contrainte maximale de poinçonnement :

$$v_{Ed} = b \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (6.38)$$

où

d est la hauteur utile moyenne de la dalle, qui peut être prise égale à $(d_y + d_z)/2$ avec d_y, d_z hauteurs utiles dans les directions y et z de la section de contrôle

u_i est le périmètre du contour de contrôle considéré

b est donné par :

$$b = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (6.39)$$

où

u_1 est le périmètre du contour de contrôle de référence

k est le coefficient qui dépend du rapport des dimensions c_1 et c_2 du poteau : sa valeur est fonction de la proportion du moment non équilibré transmis par cisaillement non uniforme et par flexion et torsion (voir Tableau 6.1)

W_1 correspond à une répartition des contraintes de cisaillement telle que représentée sur la Figure 6.19 ; est fonction du périmètre du contour de contrôle de référence u_1 :

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl \quad (6.40)$$

d est la longueur élémentaire du contour

e est la distance de d à l'axe autour duquel le moment M_{Ed} agit.

Tableau 6.1 : Valeur de k pour les aires chargées rectangulaires

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

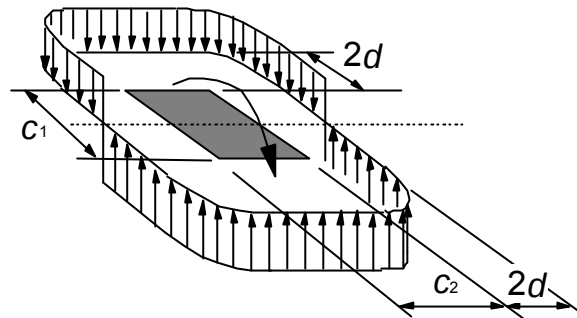


Figure 6.19 : Répartition des contraintes de cisaillement dues à un moment non équilibré à la jonction entre une dalle et un poteau intérieur

Pour un poteau rectangulaire :

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2pdc_1 \quad (6.41)$$

où :

c_1 est la dimension du poteau parallèlement à l'excentricité de la charge

c_2 est la dimension du poteau perpendiculairement à l'excentricité de la charge

Pour les poteaux circulaires intérieurs, b est donné par :

$$b = 1 + 0,6p \frac{e}{D + 4d} \quad (6.42)$$

où :

D est le diamètre du poteau circulaire

Pour un poteau rectangulaire intérieur, lorsque la charge est excentrée dans les deux directions, on peut utiliser une expression approchée pour b :

$$b = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (6.43)$$

où :

e_y et e_z sont les excentricités M_{Ed}/V_{Ed} suivant l'axe y et l'axe z respectivement

b_y et b_z sont les dimensions du contour de contrôle (voir Figure 6.13)

Note : e_y résulte d'un moment autour de l'axe z et e_z d'un moment autour de l'axe y .

(4) Pour les jonctions de poteaux de rive, lorsque l'excentricité perpendiculairement au bord de la dalle (résultant d'un moment autour de l'axe parallèle à celui-ci) est dirigée vers l'intérieur et qu'il n'y a pas d'excentricité dans l'autre direction (parallèlement au bord), l'effort de poinçonnement peut être considéré comme uniformément réparti le long du contour u_{1*} comme indiqué sur la Figure 6.20(a).

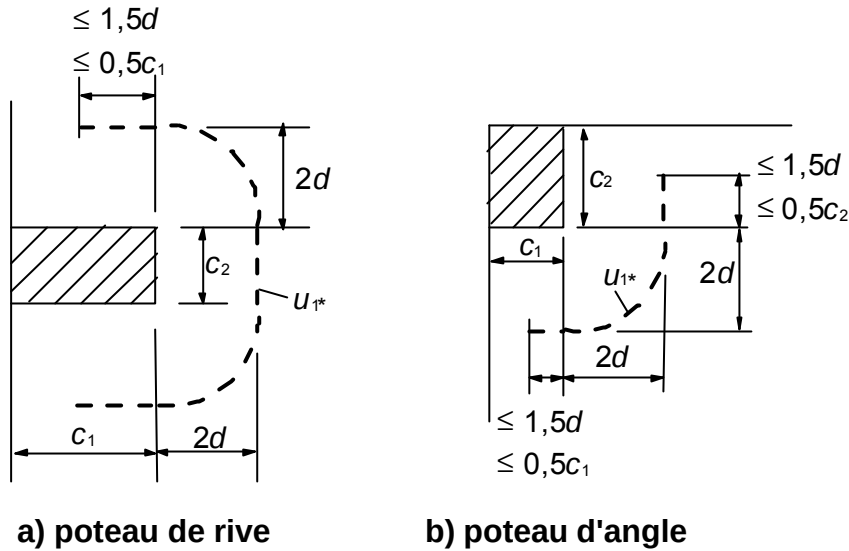


Figure 6.20 : Périmètre du contour de contrôle de référence réduit u_{1*}

Lorsqu'il existe des excentricités dans les deux directions orthogonales, b peut être déterminé à l'aide de l'expression suivante :

$$b = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{\text{par}} \quad (6.44)$$

où :

- u_1 est le périmètre du contour de contrôle de référence (voir Figure 6.15)
- u_{1*} est le périmètre du contour de contrôle de référence réduit (voir Figure 6.20 a))
- e_{par} est l'excentricité parallèlement au bord de la dalle, résultant d'un moment autour d'un axe perpendiculaire à celui-ci
- k peut être déterminé à l'aide du Tableau 6.1 en remplaçant le rapport c_1/c_2 par $c_1/2c_2$
- W_1 est calculé pour le périmètre de référence u_1 (voir Figure 6.13)

Dans le cas d'un poteau rectangulaire tel qu'indiqué sur la Figure 6.20 a) :

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 c_2 + 4c_1 d + 8d^2 + p d c_2 \quad (6.45)$$

Si l'excentricité perpendiculairement au bord de la dalle n'est pas dirigée vers l'intérieur, l'Expression (6.39) s'applique. Pour le calcul de W_1 , il convient de mesurer l'excentricité e depuis l'axe du contour de contrôle.

(5) Dans le cas des jonctions de poteaux d'angles, lorsque l'excentricité est vers l'intérieur de la dalle, on admet que l'effort de poinçonnement est réparti uniformément le long du contour de contrôle de référence réduit u_{1*} , tel que défini sur la Figure 6.20 b). On peut alors adopter pour b :

$$b = \frac{u_1}{u_{1*}} \quad (6.46)$$

Si l'excentricité est dirigée vers l'extérieur, l'Expression (6.39) s'applique.

(6) Pour les structures pour lesquelles la stabilité latérale ne dépend pas du fonctionnement en portique des dalles et des poteaux et où les longueurs de travées adjacentes ne diffèrent pas de plus de 25%, on peut utiliser des valeurs approchées de b .

Note : Les valeurs de b à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont données sur la Figure 6.21N.

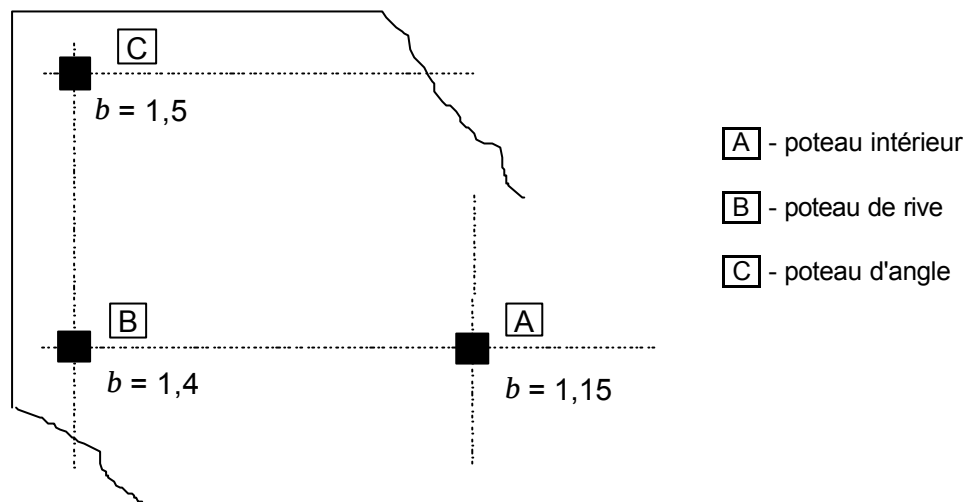


Figure 6.21N : Valeurs recommandées pour b

(7) Lorsqu'une charge concentrée est appliquée au voisinage d'un poteau supportant un plancher-dalle, la réduction de la résistance prévue en 6.2.2 (6), ou en 6.2.3 (8) selon le cas, ne s'applique pas et il convient de ne pas en tenir compte.

(8) L'effort de poinçonnement V_{Ed} dans une semelle isolée peut être réduit du fait de l'action favorable de la pression des terres.

(9) La composante verticale V_{pd} résultant d'armatures de précontrainte inclinées traversant la section de contrôle peut être prise en compte comme une action favorable le cas échéant.

6.4.4 Résistance au poinçonnement des dalles et des semelles de poteaux sans armatures d'effort tranchant

(1) Il convient d'évaluer la résistance au poinçonnement d'une dalle pour la section de contrôle de référence conformément à 6.4.2. La valeur de calcul de la résistance au poinçonnement [MPa] est donnée par :

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 r_l f_{ck})^{1/3} + k_1 s_{cp} \geq (v_{min} + k_1 s_{cp}) \quad (6.47)$$

où :

f_{ck} est en MPa

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad d \text{ en mm}$$

$$r_l = \sqrt{r_{ly} \cdot r_{lz}} \leq 0,02$$

r_{ly} , r_{lz} sont relatives aux armatures tendues adhérentes dans les directions y et z respectivement. Il convient de calculer r_{ly} et r_{lz} comme des valeurs moyennes sur une largeur de dalle égale à la largeur du poteau plus $3d$ de part et d'autre

$$s_{cp} = (s_{cy} + s_{cz})/2$$

avec

s_{cy} , s_{cz} contraintes normales dans le béton dans la section critique dans les directions y et z (MPa, positives en compression) :

$$s_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \text{ et } s_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

N_{Edy} , N_{Edz} efforts normaux agissant sur les largeurs de dalle participante associées aux poteaux. L'effort normal peut résulter d'une charge extérieure ou de la précontrainte.

A_c aire de la section de béton qui correspond à l'effort N_{Ed} pris en compte

Note : Les valeurs de $C_{Rd,c}$, de v_{min} et de k_1 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. La valeur recommandée pour $C_{Rd,c}$ est $C_{Rd,c} = 0,18/g_c$; la valeur recommandée pour v_{min} est donnée par l'Expression (6.3N) avec $k_1 = 0,1$.

(2) Il convient de vérifier la résistance au poinçonnement des semelles de poteaux le long de contours de contrôle situés au plus à $2d$ du nu du poteau.

Dans le cas d'une charge centrée, la valeur nette de l'effort agissant vaut :

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (6.48)$$

où :

V_{Ed} est l'effort tranchant appliqué

ΔV_{Ed} est la valeur nette de la force de réaction verticale à l'intérieur du contour de contrôle considéré, c'est-à-dire la réaction du sol moins le poids propre de la fondation

$$v_{Ed} = V_{Ed,red}/ud \quad (6.49)$$

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 r_{f_{ck}})^{1/3} \times 2d/a \geq v_{min} \times 2d/a \quad (6.50)$$

où

a est la distance du nu du poteau au contour de contrôle considéré

$C_{Rd,c}$ est défini en 6.4.4(1)

v_{min} est défini en 6.4.4(1)

k est défini en 6.4.4(1)

Dans le cas d'un chargement excentré

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left[1 + k \frac{M_{Ed} u}{V_{Ed,red} W} \right] \quad (6.51)$$

Où k est défini en 6.4.3 (3) ou (4) selon le cas considéré et W est similaire à W_1 mais pour le contour u .

6.4.5 Résistance au poinçonnement des dalles et des semelles de poteaux avec armatures d'effort tranchant

(1) Lorsque des armatures de poinçonnement sont nécessaires, il convient de les calculer selon l'Expression (6.52) :

$$V_{Rd,cs} = 0,75 V_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha \quad (6.52)$$

où

- A_{sw} est l'aire d'un cours d'armatures de poinçonnement sur un périmètre autour du poteau [mm²]
- s_r est l'espacement radial des cours d'armatures de poinçonnement [mm]
- $f_{ywd,ef}$ est la limite d'élasticité de calcul efficace des armatures de poinçonnement, avec
 $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd}$ [MPa]
- d est la moyenne des hauteurs utiles dans les directions orthogonales [mm]
- α est l'angle des armatures de poinçonnement avec le plan de la dalle

Si une seule file de barres pliées vers le bas est prévue, alors on peut prendre pour le rapport d/s_r dans l'Expression (6.52) la valeur 0,67.

(2) Les exigences en matière de disposition des armatures de poinçonnement sont données en 9.4.3.

(3) Au voisinage du poteau, la résistance au poinçonnement est limitée à :

$$V_{Ed} = \frac{b V_{Ed}}{u_0 d} \leq V_{Rd,max} \quad (6.53)$$

avec

- pour un poteau intérieur u_0 = périmètre du poteau
- pour un poteau de rive $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$
- pour un poteau d'angle $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$
- c_1, c_2 sont les dimensions du poteau comme indiqué sur la Figure 6.20
- b voir 6.4.3 (3), (4) et (5)

Note : La valeur de $V_{Rd,max}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $V_{Rd,max} = 0,5n f_{cd}$, où n est donné par l'Expression (6.6N).

(4) Il convient de déterminer le contour de contrôle u_{out} (ou $u_{out,ef}$ voir Figure 6.22) pour lequel aucune armature de poinçonnement n'est requise au moyen de l'Expression (6.54) :

$$u_{out,ef} = b V_{Ed} / (V_{Rd,c} d) \quad (6.54)$$

Il convient de placer la file périphérique extérieure des armatures de poinçonnement à une distance inférieure ou égale à kd à l'intérieur de u_{out} (ou $u_{out,ef}$ voir Figure 6.22).

Note : La valeur de k à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k = 1,5$.

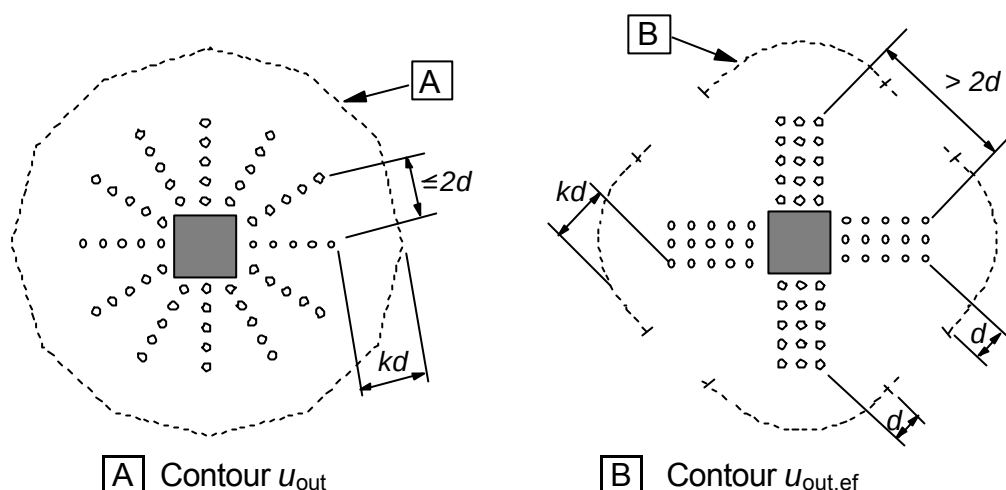


Figure 6.22 : Contours de contrôle pour les poteaux intérieurs

(5) Lorsque des Produits de Marque déposée sont utilisés comme armatures de poinçonnement, il convient de déterminer $v_{Rd,cs}$ par des essais conformes à l'Agrément Technique Européen correspondant. Voir également 9.4.3.

6.5 Dimensionnement à l'aide de modèles bielles-tirants

6.5.1 Généralités

(1)P Lorsqu'il existe une distribution non-linéaire des déformations relatives (appuis, voisinage de charges concentrées ou contraintes planes), il est possible d'utiliser des modèles bielles-tirants (voir également 5.6.4).

6.5.2 Bielles

(1) La résistance de calcul d'une bielle de béton dans une région où règnent des contraintes de compression transversales ou bien où ne règne aucune contrainte transversale peut être calculée à l'aide de l'Expression (6.55) (voir Figure 6.23).

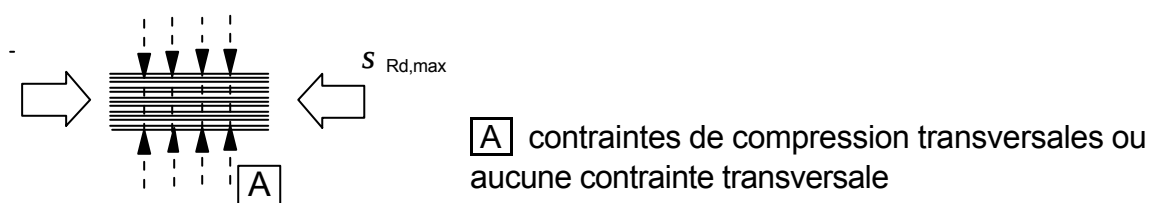


Figure 6.23 : Résistance de calcul des bielles de béton en l'absence de traction transversale

$$S_{Rd,max} = f_{Cd} \quad (6.55)$$

Il peut être opportun d'adopter une résistance de calcul plus élevée dans des régions soumises à une étreinte.

(2) Il convient de réduire la résistance de calcul des bielles de béton dans les zones comprimées avec des fissures longitudinales ; à moins d'utiliser une approche plus rigoureuse, cette résistance peut être calculée à l'aide de l'Expression (6.56) (voir Figure 6.24).

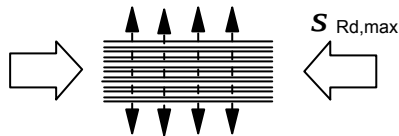


Figure 6.24 : Résistance de calcul des bielles de béton soumises à une traction transversale

$$S_{Rd,max} = 0,6n'f_{cd} \quad (6.56)$$

Note : La valeur de n' à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est donnée par l'équation (6.57N).

$$n' = 1 - f_{ck} / 250 \quad (6.57N)$$

(3) Dans le cas de bielles permettant une transmission directe des charges, comme dans les corbeaux ou poutres-cloisons de faible longueur, des méthodes de calcul alternatives sont données en 6.2.2 et 6.2.3.

6.5.3 Tirants

(1) Il convient de limiter la résistance de calcul des tirants transversaux et celle des armatures comme indiqué en 3.2 et 3.3.

(2) Il convient d'ancrer convenablement les armatures dans les noeuds.

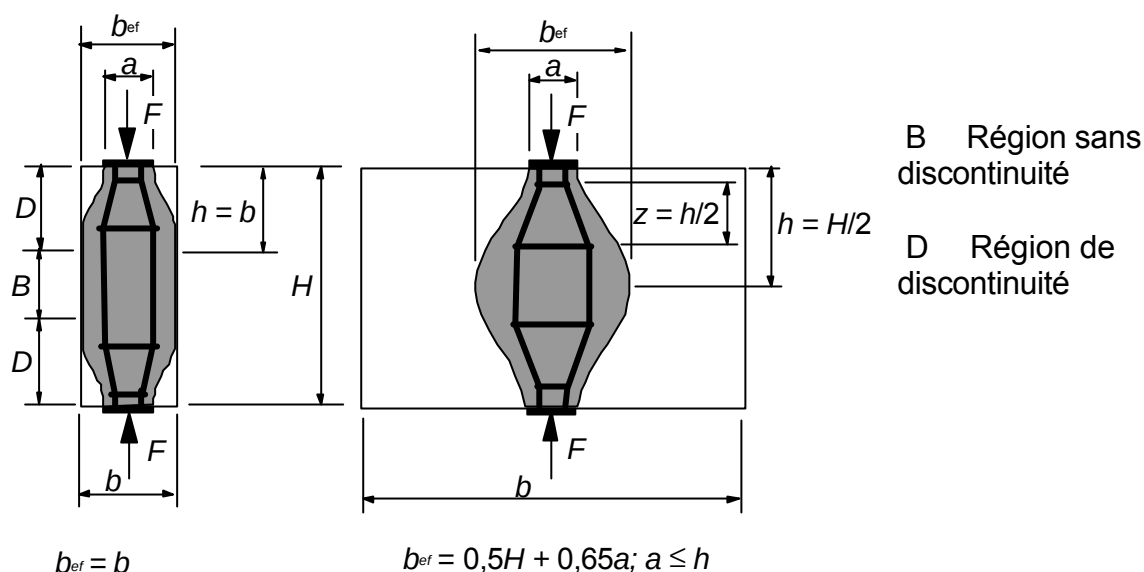
(3) Les armatures requises pour équilibrer les forces au noeud de concentration d'efforts peuvent être réparties sur une certaine longueur (voir Figure 6.25 a) et b)). Lorsque les armatures dans la zone du noeud s'étendent sur une longueur importante d'un élément, il convient de répartir les armatures sur la zone où les isostatiques de compression sont courbes (tirants et bielles). L'effort de traction T peut être obtenu au moyen des expressions suivantes :

a) pour le cas de régions de discontinuité partielle $\left(b \leq \frac{H}{2}\right)$, voir Figure 6.25 a) :

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad (6.58)$$

b) pour le cas de régions de discontinuité totale $\left(b > \frac{H}{2}\right)$, voir Figure 6.25 b) :

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h}\right) F \quad (6.59)$$



a) Discontinuité partielle b) Discontinuité totale

Figure 6.25 : Efforts transversaux de traction dans un champ de contraintes de compression avec armatures réparties

6.5.4 Noeuds

(1)P Les règles pour les noeuds s'appliquent également aux régions dans lesquelles des forces concentrées sont transmises à un élément mais qui ne sont pas dimensionnées à l'aide de la méthode des bielles.

(2)P Les efforts agissant dans les noeuds doivent s'équilibrer. On doit notamment tenir compte des efforts transversaux de traction perpendiculaires au plan du noeud.

(3) Le dimensionnement des noeuds de concentration d'effort et les dispositions constructives correspondantes sont déterminants pour l'établissement de la capacité résistante. Les noeuds de concentration d'effort peuvent apparaître par exemple là où sont appliquées des charges ponctuelles, au droit des appuis, dans les zones d'ancrage (avec concentration d'armatures de béton armé ou d'armatures de précontrainte), dans les parties courbes des armatures et enfin dans les jonctions et angles des éléments.

(4) Les valeurs de calcul des contraintes de compression à l'intérieur des noeuds peuvent être déterminées de la manière suivante :

- a) dans les noeuds soumis à compression, lorsque aucun tirant n'est ancré dans le noeud (voir Figure 6.26)

$$s_{Rd,max} = k_1 n' f_{cd} \quad (6.60)$$

Note : La valeur de k_1 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_1 = 1,0$.

où $s_{Rd,max}$ est la contrainte maximale pouvant être appliquée sur les faces du noeud. Voir 6.5.2 (2) pour la définition de n' .

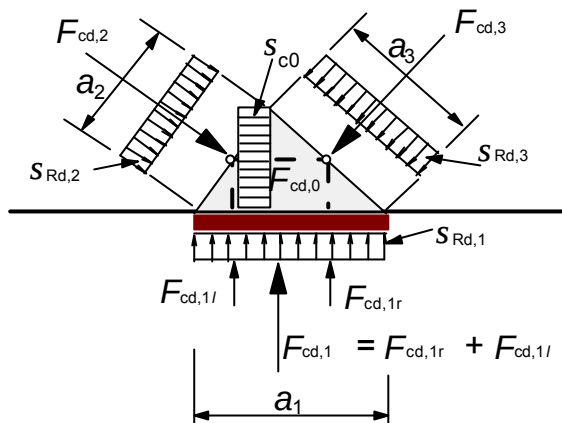


Figure 6.26 : Noeud soumis à compression, sans tirant

- b) dans les noeuds soumis à compression et à traction, avec tirants ancrés dans une direction (voir Figure 6.27) :

$$s_{Rd,max} = k_2 n' f_{cd} \quad (6.61)$$

Note : La valeur de k_2 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_2 = 0,85$.

où $s_{Rd,max}$ est la plus grande des valeurs $s_{Rd,1}$ et $s_{Rd,2}$. Voir 6.5.2 (2) pour la définition de n' .

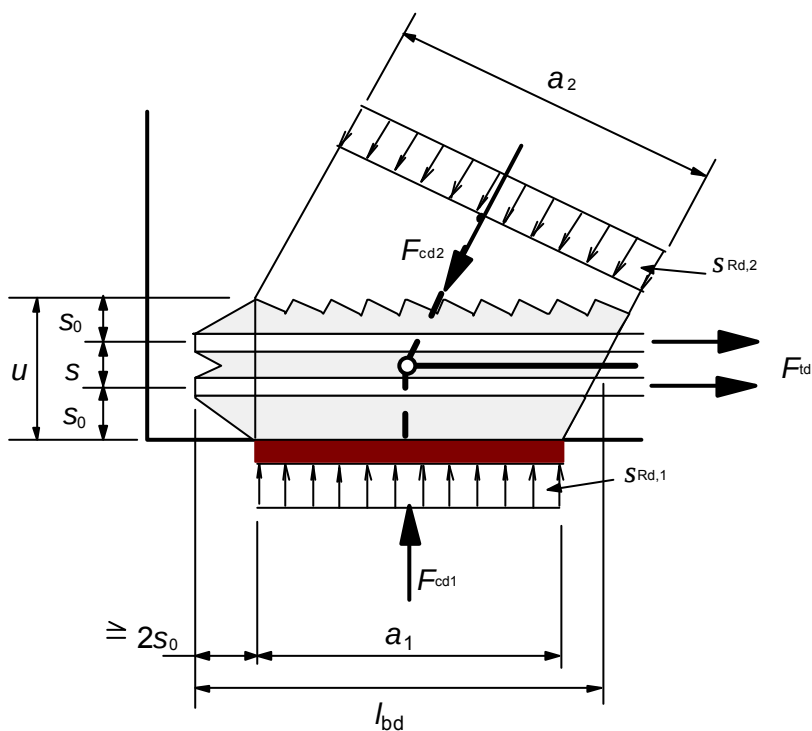


Figure 6.27 : Noeud soumis à compression et à traction, avec armatures dans une direction

- c) dans les noeuds soumis à compression et à traction, avec tirants ancrés dans plus d'une direction (voir Figure 6.28) :

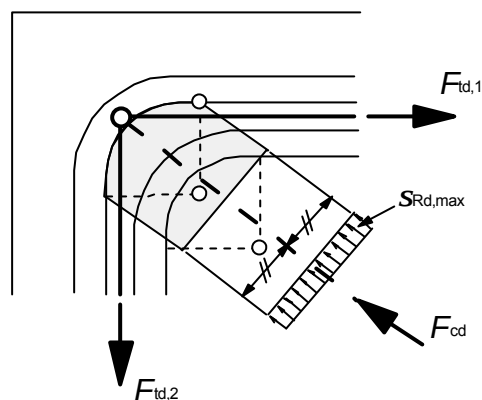


Figure 6.28 : Noeud soumis à compression et à traction, avec armatures dans deux directions

$$s_{Rd,max} = k_3 n' f_{cd} \quad (6.62)$$

Note : La valeur de k_3 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_3 = 0,75$.

(5) Les valeurs de calcul de la contrainte de compression données en 6.5.4 (4) peuvent être majorées, la majoration pouvant atteindre jusqu'à 10%, lorsqu'au moins l'une des conditions ci-après s'applique :

- une compression tri-axiale est assurée,
- tous les angles entre bielles et tirants sont $\geq 55^\circ$,
- les contraintes au droit des appuis ou des charges ponctuelles sont uniformes, et le noeud est confiné par des armatures transversales,
- les armatures sont disposées selon plusieurs cours,
- le noeud est confiné de manière fiable par une disposition particulière d'appui ou par frottement.

(6) Les noeuds soumis à une compression tri-axiale peuvent être vérifiés au moyen des Expressions (3.24) et (3.25) avec $s_{Rd,max} \leq k_4 n' f_{cd}$ si la distribution de la charge est connue pour les trois directions des bielles.

Note : La valeur de k_4 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_4 = 3,0$.

(7) L'ancrage des armatures dans les noeuds soumis à compression et à traction commence à l'entrée du noeud - à la verticale du nu intérieur de l'appui, par exemple (voir Figure 6.27). Il convient que la longueur d'ancrage couvre toute la longueur du noeud. Dans certains cas, les armatures peuvent également être ancrées au-delà du noeud. Pour ce qui concerne l'ancrage des armatures et le pliage des armatures, on se reportera à 8.4 et à 8.6.

(8) Les noeuds, comprimés à la jonction de trois bielles co-planaires, peuvent être vérifiés conformément à la Figure 6.26. Il convient de vérifier les valeurs maximales des contraintes principales moyennes dans le noeud (s_{c0} , s_{c1} , s_{c2} , s_{c3}) comme indiqué en 6.5.4 (4) a). Normalement, on peut admettre :

$$F_{cd,1}/a_1 = F_{cd,2}/a_2 = F_{cd,3}/a_3, \text{ ce qui entraîne } s_{cd,1} = s_{cd,2} = s_{cd,3} = s_{cd,0}.$$

(9) Les noeuds correspondant aux parties courbes des armatures peuvent être calculés conformément à la Figure 6.28. Il convient de vérifier les contraintes moyennes dans les bielles comme indiqué en 6.5.4 (5) et le diamètre du mandrin comme indiqué en 8.4.

6.6 Ancrages et recouvrements

(1)P La valeur de calcul de la contrainte d'adhérence est limitée à une valeur qui dépend des caractéristiques de surface des armatures, de la résistance en traction du béton et du confinement du béton entourant ces armatures. Celui-ci dépend de l'enrobage, des armatures transversales et de la pression transversale.

(2) La longueur nécessaire au développement de l'effort de traction requis dans l'ancrage ou le recouvrement est calculée en admettant une contrainte d'adhérence constante.

(3) Les règles d'application relatives au dimensionnement des ancrages et des recouvrements ainsi qu'aux dispositions constructives correspondantes sont données en 8.4 à 8.8.

6.7 Pressions localisées

(1)P Dans le cas de pressions localisées, on doit considérer l'écrasement local (voir ci-dessous) ainsi que les efforts transversaux de traction générés (voir 6.5).

(2) Dans le cas d'une charge uniformément répartie sur une surface A_{c0} (voir Figure 6.29), l'effort de compression limite peut être déterminé comme suit :

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (6.63)$$

où :

A_{c0} est l'aire chargée,

A_{c1} est l'aire maximale de diffusion utilisée pour le calcul, A_{c1} et A_{c0} étant homothétiques

(3) Il convient que l'aire de diffusion A_{c1} requise pour l'effort de compression limite F_{Rdu} satisfasse les conditions suivantes :

- la hauteur de diffusion de la charge dans la direction de celle-ci est telle qu'indiquée sur la Figure 6.29
- le centre de l'aire de diffusion A_{c1} est situé sur la ligne d'action passant par le centre de l'aire chargée A_{c0}
- si la section de béton est soumise à plusieurs efforts de compression, il convient de disjointer les aires de diffusion.

Il convient de réduire la valeur de F_{Rdu} si la charge n'est pas uniformément répartie sur la surface A_{c0} ou s'il existe des efforts tranchants importants.

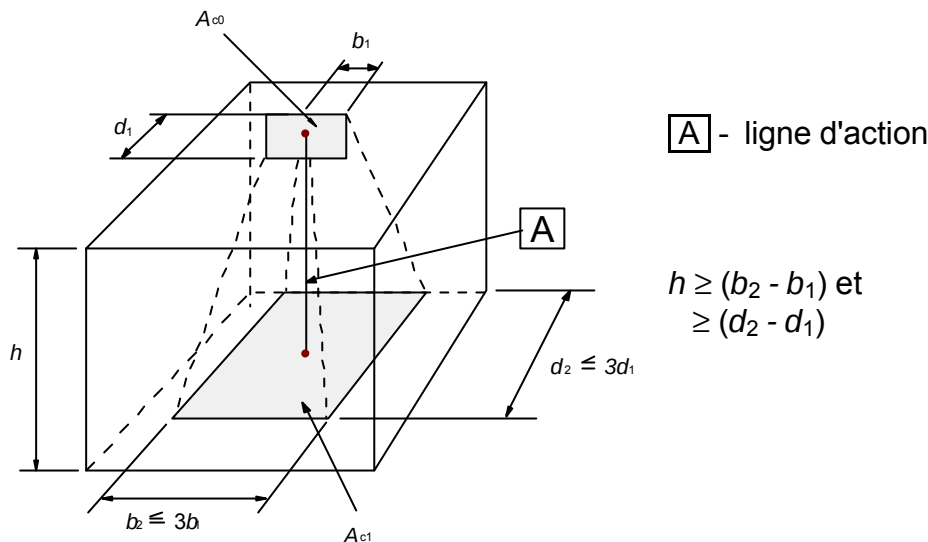


Figure 6.29 : Hypothèses de diffusion pour le calcul dans le cas de pressions localisées

(4) Il convient de prévoir des armatures pour reprendre les efforts de traction transversale dus à l'effet de la charge.

6.8 Fatigue

6.8.1 Conditions de vérification

(1)P La résistance des structures à la fatigue doit, dans certains cas particuliers, faire l'objet d'une vérification. Cette vérification doit être effectuée séparément pour le béton et pour l'acier.

(2) Il convient d'effectuer une vérification à la fatigue pour les structures et les éléments de structure soumis à des cycles de chargement réguliers (chemins de roulement de grues, ponts soumis à des charges de trafic élevées, par exemple).

6.8.2 Efforts internes et contraintes pour la vérification à la fatigue

(1)P Le calcul des contraintes doit être conduit dans l'hypothèse de sections fissurées, en négligeant la résistance en traction du béton mais en assurant la compatibilité des déformations.

(2)P L'effet de la différence de comportement vis-à-vis de l'adhérence entre armatures de béton armé et armatures de précontrainte doit être pris en compte en majorant la variation de contrainte dans les armatures de béton armé, calculée en faisant l'hypothèse d'une adhérence parfaite, par application d'un coefficient h :

$$h = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \sqrt{x} (f_s / f_p)} \quad (6.64)$$

où :

A_s est l'aire de la section des armatures de béton armé
 A_p est l'aire de la section de l'armature ou des armatures de précontrainte
 f_s est le plus grand diamètre des armatures de béton armé

- f_P est le diamètre réel ou équivalent des armatures de précontrainte
 $f_P = 1,6 \sqrt{A_P}$ pour les paquets
 $f_P = 1,75 f_{wire}$ pour les monotorons de 7 fils
 $f_P = 1,20 f_{wire}$ pour les monotorons de 3 fils
 où f_{wire} est le diamètre du fil
- x est le rapport de la capacité d'adhérence des armatures de précontrainte adhérentes à la capacité d'adhérence des armatures à haute résistance dans le béton. La valeur relève de l'Agrément Technique Européen concerné. A défaut, on peut utiliser les valeurs du Tableau 6.2.

Tableau 6.2 : Rapport x de la capacité d'adhérence des armatures de précontrainte à la capacité d'adhérence des armatures de béton armé

Armatures de précontrainte	x		
	pré-tension	post-tension, adhérentes	
		$\leq C50/60$	$\geq C70/85$
Barres ou fils lisses	sans objet	0,3	0,15
Torons	0,6	0,5	0,25
Fils crantés	0,7	0,6	0,3
Barres à haute adhérence	0,8	0,7	0,35
Note : Les valeurs intermédiaires entre C50/60 et C70/85 peuvent être interpolées			

(3) Pour le calcul des armatures d'effort tranchant, l'inclinaison des bielles de compression q_{fat} peut être déterminée au moyen d'un modèle bielles-tirants ou au moyen de l'Expression (6.65) :

$$\tan q_{fat} = \sqrt{\tan q} \leq 1,0 \quad (6.65)$$

où :

q est l'angle des bielles de compression avec l'axe de la poutre tel qu'il est admis dans le calcul à l'ELU (voir 6.2.3)

6.8.3 Combinaison d'actions

(1)P Pour le calcul des étendues de contrainte, on doit faire la distinction entre actions non cycliques et actions cycliques génératrices de fatigue (un nombre d'actions répétées d'une charge).

(2)P La combinaison de base des charges non cycliques est similaire à la définition de la combinaison fréquente utilisée pour l'ELS :

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; y_{1,1} Q_{k,1}; y_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.66)$$

La combinaison d'actions entre accolades $\{ \}$ (appelée combinaison de base) peut être exprimée de la manière suivante :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i > 1} y_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} y_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.67)$$

Note : $Q_{k,1}$ et $Q_{k,i}$ sont des actions non cycliques, non permanentes.

(3)P L'action cyclique doit être combinée avec la combinaison de base défavorable :

$$E_d = E \{ \{ G_{k,j}; P; y_{1,1} Q_{k,1}; y_{2,i} Q_{k,i} \}; Q_{fat} \} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.68)$$

La combinaison d'actions entre accolades $\{ \}$ (appelée combinaison de base plus action cyclique) peut être exprimée de la manière suivante :

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" y_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} y_{2,i} Q_{k,i} \right) "+" Q_{fat} \quad (6.69)$$

où :

Q_{fat} est la charge de fatigue considérée (charge de trafic telle que définie dans l'EN 1991 par exemple, ou autre charge cyclique)

6.8.4 Procédure de vérification pour les armatures de béton armé et les armatures de précontrainte

(1) L'endommagement pour un cycle d'étendue de contrainte Δs peut être déterminé à l'aide des courbes S-N (Figure 6.30) relatives aux armatures de béton armé et aux armatures de précontrainte. Il convient de multiplier la charge appliquée par $g_{F,fat}$. Il convient également de diviser par le coefficient de sécurité $g_{S,fat}$ l'étendue de contrainte résistante obtenue pour N^* cycles, Δs_{Rsk} .

Note 1 : La valeur de $g_{F,fat}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $g_{F,fat} = 1,0$.

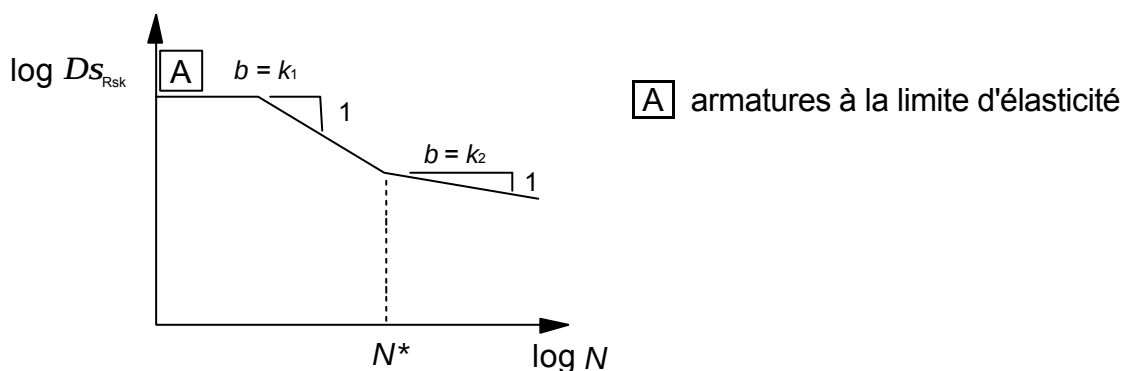


Figure 6.30 : Forme de la courbe caractéristique de résistance en fatigue (courbe S-N pour armatures de béton armé et pour armatures de précontrainte)

Note 2 : Les valeurs des paramètres des courbes S-N relatives aux armatures à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont données dans les Tableaux 6.3N (armatures de béton armé) et 6.4N (armatures de précontrainte).

Tableau 6.3N : Paramètres des courbes S-N pour les armatures de béton armé

Type d'armatures	N^*	Exposant de la contrainte		$D s_{Rsk}$ (MPa) pour N^* cycles
		k_1	k_2	
Barres droites et barres pliées ¹	10^6	5	9	162,5
Barres soudées et treillis soudés	10^7	3	5	58,5
Dispositifs de couplage	10^7	3	5	35
Note 1 : Les valeurs de Δs_{Rsk} sont celles relatives aux barres droites. Pour les barres pliées, il convient d'appliquer un coefficient de réduction $z = 0,35 + 0,026 D / f$. où : D diamètre du mandrin f diamètre de la barre				

Tableau 6.4N : Paramètres des courbes S-N pour les armatures de précontrainte

Courbe S-N pour les armatures de précontrainte	N^*	Exposant de la contrainte		$D s_{Rsk}$ (MPa) pour N^* cycles
		k_1	k_2	
Précontrainte par pré-tension	10^6	5	9	185
Précontrainte par post-tension				
– monotorons dans gaine en matière plastique	10^6	5	9	185
– armatures de précontrainte droites ou armatures de précontrainte courbes dans gaines en matière plastique	10^6	5	10	150
– armatures de précontrainte courbes dans gaines en acier	10^6	5	7	120
– dispositifs de couplage	10^6	5	5	80

(2) Pour des cycles multiples d'étendue variable, l'endommagement peut être cumulé en appliquant la règle de Palmgren-Miner. Par conséquent, pour l'endommagement total des armatures dû à la fatigue, D_{Ed} , sous les charges de fatigue considérées, il convient de satisfaire la condition :

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta s_i)}{N(\Delta s_i)} < 1 \quad (6.70)$$

où :

$n(\Delta s_i)$ est le nombre de cycles d'étendue de contrainte Δs_i appliqué

$N(\Delta s_i)$ est le nombre de cycles à la rupture pour l'étendue de contrainte Δs_i

(3)P Si les armatures de précontrainte ou les armatures de béton armé sont soumises à des charges de fatigue, les contraintes calculées ne doivent pas excéder la limite d'élasticité de calcul de l'acier.

(4) Il convient de vérifier la limite d'élasticité par des essais de traction sur l'acier utilisé.

(5) Lorsque les règles énoncées en 6.8 sont utilisées pour évaluer la durée de vie résiduelle de structures existantes ou la nécessité d'un renforcement une fois la corrosion amorcée, l'étendue de contrainte peut être déterminée en réduisant l'exposant k_2 pour les barres droites ou pliées.

Note : La valeur de k_2 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_2 = 5$.

(6)P L'étendue de contrainte des barres soudées ne doit jamais excéder celle des barres droites et des barres pliées.

6.8.5 Vérification à l'aide de l'étendue de contrainte équivalente vis à vis de l'endommagement

(1) Au lieu d'une vérification explicite de l'endommagement conformément à 6.8.4, la vérification à la fatigue de cas standards, pour lesquels les charges sont connues (ponts ferroviaires et ponts routiers), peut également être effectuée comme indiqué ci-après :

- utilisation d'étendues de contrainte équivalentes vis-à-vis de l'endommagement pour les armatures, comme indiqué en 6.8.5 (3)
- utilisation de contraintes de compression équivalentes vis-à-vis de l'endommagement pour le béton, comme indiqué en 6.8.7

(2) La méthode d'étendue de contrainte équivalente vis-à-vis de l'endommagement, consiste à représenter le spectre réel de charge par l'application de N^* cycles d'une étendue de contrainte unique. L'EN 1992-2 donne des modèles de chargement de fatigue et des procédures pour le calcul des étendues de contrainte équivalentes vis-à-vis de l'endommagement $\Delta s_{S,eq}$ pour les tabliers des ponts routiers et des ponts ferroviaires.

(3) Pour les armatures de béton armé ou de précontrainte et pour les dispositifs de couplage, on admet que la résistance en fatigue est satisfaisante si l'Expression (6.71) est vérifiée :

$$g_{F,fat} \cdot \Delta s_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta s_{Rsk}(N^*)}{g_{S,fat}} \quad (6.71)$$

où :

$\Delta s_{Rsk}(N^*)$ est l'étendue de contrainte pour N^* cycles, donnée par les courbes S-N concernées (Figure 6.30)

Note : Voir également les Tableaux 6.3N et 6.4N.

$\Delta s_{S,eq}(N^*)$ est l'étendue de contrainte équivalente vis-à-vis de l'endommagement pour différents types d'armatures, correspondant au nombre de cycles de chargement N^* . Dans le cas de bâtiments, $\Delta \sigma_{S,max}$ peut constituer une valeur approchée de $\Delta s_{S,eq}(N^*)$.

$\Delta s_{S,max}$ est l'étendue de contrainte maximale de l'acier sous les combinaisons de charges appropriées.

6.8.6 Autres vérifications

(1) On peut admettre que la résistance en fatigue des barres d'armature non soudées travaillant en traction est satisfaisante si l'étendue de contrainte sous une charge cyclique fréquente associée à la combinaison de base est telle que $\Delta s_S \leq k_1$.

Note : La valeur de k_1 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_1 = 70$ MPa.

Pour les barres d'armatures soudées travaillant en traction, on peut admettre que la résistance en fatigue est satisfaisante si l'étendue de contrainte sous une charge cyclique fréquente associée à la combinaison de base est telle que $\Delta s_S \leq k_2$.

Note : La valeur de k_2 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_2 = 35$ MPa.

(2) Comme simplification du (1) ci-dessus, la vérification peut être menée en utilisant la combinaison fréquente de charges. Si ceci est satisfait, aucune autre vérification n'est nécessaire.

(3) Lorsque des assemblages soudés ou des dispositifs de couplage sont utilisés dans le béton précontraint, il convient d'éviter toute contrainte de traction dans le béton jusqu'à une distance de 200 mm des armatures (de précontrainte ou de béton armé), sous la combinaison fréquente de charges avec un coefficient de réduction k_3 à appliquer à la valeur moyenne de la force de précontrainte P_m .

Note : La valeur de k_3 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_3 = 0,9$.

6.8.7 Vérification du béton soumis à un effort de compression ou à un effort tranchant

(1) On peut admettre une résistance en fatigue satisfaisante pour le béton travaillant en compression si la condition suivante est remplie :

$$E_{cd,max,eq} + 0,43\sqrt{1-R_{eq}} \leq 1 \quad (6.72)$$

où :

$$R_{eq} = \frac{E_{cd,min,eq}}{E_{cd,max,eq}} \quad (6.73)$$

$$E_{cd,min,eq} = \frac{S_{cd,min,eq}}{f_{cd,fat}} \quad (6.74)$$

$$E_{cd,max,eq} = \frac{S_{cd,max,eq}}{f_{cd,fat}} \quad (6.75)$$

avec

R_{eq}	rapport de contraintes
$E_{cd,min,eq}$	niveau minimal des contraintes de compression
$E_{cd,max,eq}$	niveau maximal des contraintes de compression
$f_{cd,fat}$	valeur de calcul de la résistance à la fatigue du béton selon (6.76)
$S_{cd,max,eq}$	borne supérieure de l'étendue de contrainte ultime pour N cycles
$S_{cd,min,eq}$	borne inférieure de l'étendue de contrainte ultime pour N cycles.

Note : La valeur de N à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $N = 10^6$ cycles.

$$f_{cd,fat} = k_1 b_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (6.76)$$

$b_{cc}(t_0)$	coefficient définissant la résistance du béton lors de la première application de la charge (voir 3.1.2 (6))
t_0	date de début du chargement cyclique du béton, en jours.

Note : La valeur de k_1 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée pour $N = 10^6$ cycles est $k_1 = 0,85$.

(2) On peut admettre que la résistance en fatigue du béton travaillant en compression est satisfaisante si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{s_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{s_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (6.77)$$

$$\leq 0,9 \text{ pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\leq 0,8 \text{ pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

où :

$s_{c,max}$ est la contrainte de compression maximale dans une fibre sous la combinaison fréquente de charges (positive en compression)
 $s_{c,min}$ est la contrainte de compression minimale dans la même fibre. Si la contrainte minimale s'avère être une traction, il convient de prendre $s_{c,min} = 0$.

(3) L'Expression (6.77) s'applique également aux bielles de compression des éléments soumis à des sollicitations d'effort tranchant. Dans ce cas, il convient de réduire la résistance à la fatigue du béton $f_{cd,fat}$ par application du coefficient de réduction de la résistance n (voir 6.2.2 (6)).

(4) Pour les éléments pour lesquels aucune armature d'effort tranchant n'est requise à l'état-limite ultime, on peut admettre que le béton résiste à la fatigue due aux sollicitations d'effort tranchant lorsque les conditions suivantes s'appliquent :

- pour $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0$:

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \left\{ \begin{array}{l} \leq 0,9 \quad \text{jusqu' à C50/60} \\ \leq 0,8 \text{ au - delà de C55/67} \end{array} \right. \quad (6.78)$$

- pour $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} < 0$:

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \quad (6.79)$$

où :

$V_{Ed,max}$ est la valeur de calcul de l'effort tranchant agissant maximal sous la combinaison fréquente de charges
 $V_{Ed,min}$ est la valeur de calcul de l'effort tranchant agissant minimal sous la combinaison fréquente de charges
 $V_{Rd,c}$ est l'effort tranchant résistant de calcul, comme indiqué par l'Expression (6.2.a).

SECTION 7 ÉTATS-LIMITES DE SERVICE (ELS)

7.1 Généralités

(1)P La présente section concerne les états-limites de service courants :

- limitation des contraintes (voir 7.2)
- maîtrise de la fissuration (voir 7.3)
- limitation des flèches (voir 7.4)

D'autres états-limites (vibration par exemple) peuvent avoir leur importance pour certaines structures particulières, ils ne sont cependant pas couverts par la présente Norme.

(2) Dans le calcul des contraintes et des flèches, il convient d'admettre que les sections sont non fissurées dès lors que la contrainte de traction en flexion n'excède pas $f_{ct,eff}$. La valeur de $f_{ct,eff}$ peut être prise égale à f_{ctm} ou à $f_{ctm,fl}$ sous réserve d'utiliser la même valeur pour le calcul du ferrailage minimal de traction. Pour le calcul des ouvertures de fissures et de la participation du béton tendu, il convient d'utiliser f_{ctm} .

7.2 Limitation des contraintes

(1)P La contrainte de compression dans le béton doit être limitée afin d'éviter les fissures longitudinales, les micro-fissures ou encore des niveaux élevés de fluage, lorsque ceux-ci pourraient avoir des effets inacceptables pour le fonctionnement de la structure.

(2) Des fissures longitudinales peuvent apparaître si le niveau de contrainte sous la combinaison caractéristique de charges excède une valeur critique. Une telle fissuration peut conduire à une réduction de la durabilité. En l'absence d'autres dispositions telles que augmentation de l'enrobage des armatures dans la zone comprimée ou confinement au moyen d'armatures transversales, il peut être pertinent de limiter les contraintes de compression à une valeur $k_1 f_{ck}$ dans les parties exposées à des environnements correspondant aux classes d'exposition XD, XF et XS (voir Tableau 4.1).

Note : La valeur de k_1 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_1 = 0,6$.

(3) Si, sous charges quasi-permanentes, la contrainte dans le béton est inférieure à $k_2 f_{ck}$, on peut admettre que le fluage est linéaire. Si la contrainte dans le béton excède $k_2 f_{ck}$, il convient de considérer un fluage non-linéaire (voir 3.1.4).

Note : La valeur de k_2 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_2 = 0,45$.

(4)P Les contraintes de traction dans les armatures doivent être limitées afin d'éviter les déformations inélastiques ainsi qu'un niveau de fissuration ou de déformation inacceptable.

(5) On peut considérer qu'un niveau de fissuration ou de déformation inacceptable est évité si, sous la combinaison caractéristique de charges, la contrainte de traction dans les armatures n'excède pas $k_3 f_{yk}$. Lorsque la contrainte est provoquée par une déformation imposée, il convient de limiter la contrainte de traction à $k_4 f_{yk}$. Enfin, il convient de limiter la valeur probable de la contrainte des armatures de précontrainte à $k_5 f_{pk}$.

Note : Les valeurs de k_3 , k_4 et k_5 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $k_3 = 0,8$, $k_4 = 1$ et $k_5 = 0,75$.

7.3 Maîtrise de la fissuration

7.3.1 Considérations générales

(1)P La fissuration doit être limitée de telle sorte qu'elle ne porte pas préjudice au bon fonctionnement ou à la durabilité de la structure ou encore qu'elle ne rende pas son aspect inacceptable.

(2) La fissuration est normale dans les structures en béton armé soumises à des sollicitations de flexion, d'effort tranchant, de torsion ou de traction résultant soit d'un chargement direct soit de déformations gênées ou imposées.

(3) Les fissures peuvent également avoir d'autres causes telles que le retrait plastique ou des réactions chimiques expansives internes au béton durci. L'ouverture de telles fissures peut atteindre des valeurs inacceptables mais leur prévention et leur maîtrise n'entrent pas dans le cadre de la présente Section.

(4) Les fissures peuvent être admises sans que l'on cherche à en limiter l'ouverture sous réserve qu'elles ne soient pas préjudiciables au fonctionnement de la structure.

(5) Il convient de définir une valeur limite de l'ouverture calculée des fissures ($w_{\max}$) en tenant compte de la nature et du fonctionnement envisagés de la structure ainsi que du coût de la limitation de la fissuration.

Note : La valeur de $w_{\max}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées pour les différentes classes d'exposition sont données dans le Tableau 7.1N.

Tableau 7.1N : Valeurs recommandées de $w_{\max}$ (mm)

Classe d'exposition	Éléments en béton armé et éléments en béton précontraint à armatures non adhérentes	Éléments en béton précontraint à armatures adhérentes
	Combinaison quasi-permanente des charges	Combinaison fréquente des charges
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Décompression
Note 1 : Pour les classes d'exposition X0 et XC1, l'ouverture des fissures n'a pas d'incidence sur la durabilité et cette limite est fixée pour garantir un aspect acceptable. En l'absence de conditions sur l'aspect, cette limite peut être traitée de manière moins stricte.		
Note 2 : Pour ces classes d'exposition, en outre, il convient de vérifier la décompression sous la combinaison quasi-permanente des charges.		

En l'absence d'exigences spécifiques (étanchéité à l'eau par exemple), on peut admettre, pour la combinaison quasi-permanente de charges, que la limitation des ouvertures calculées des fissures aux valeurs $w_{\max}$ du Tableau 7.1N sera généralement satisfaisante du point de vue de l'aspect et de la durabilité dans le cas des éléments en béton armé dans les bâtiments.

La durabilité des éléments précontraints peut être affectée de manière plus critique par la fissuration. A défaut d'exigences plus détaillées, on peut admettre que, pour les éléments en béton précontraint, la limitation des ouvertures calculées des fissures aux valeurs $w_{\max}$ du Tableau 7.1N, pour la combinaison fréquente de charges, sera généralement satisfaisante. La limite de décompression impose que toutes les parties des armatures de précontrainte adhérentes ou de leurs gaines soient disposées à 25 mm au moins à l'intérieur du béton comprimé.

(6) Dans le cas des éléments ne comportant que des armatures de précontrainte non adhérentes, les exigences relatives aux éléments en béton armé s'appliquent. Dans le cas d'éléments comportant à la fois des armatures de précontrainte adhérentes et des armatures de précontrainte non-adhérentes, les exigences relatives aux éléments en béton précontraint avec armatures adhérentes s'appliquent.

(7) Des dispositions particulières peuvent être nécessaires pour les éléments soumis à une classe d'exposition XD3. Le choix des dispositions appropriées dépendra de la nature de l'agent agressif impliqué.

(8) Lorsqu'on utilise des modèles bielles-tirants avec les bielles orientées selon les isostatiques de compression à l'état non-fissuré, il est possible d'utiliser les efforts dans les tirants pour déterminer les contraintes dans les armatures correspondantes et estimer l'ouverture des fissures (voir 5.6.4 (2)).

(9) Les ouvertures de fissures peuvent être calculées conformément à 7.3.4. Une option simplifiée consiste à limiter le diamètre ou l'espacement des barres comme indiqué en 7.3.3.

7.3.2 Sections minimales d'armatures

(1)P Si la maîtrise de la fissuration est requise, une quantité minimale d'armatures adhérentes est nécessaire pour maîtriser la fissuration dans les zones où l'on prévoit l'existence de contraintes de traction. Cette quantité peut être estimée à partir de l'équilibre entre les efforts de traction dans le béton juste avant la fissuration et les efforts de traction dans les armatures à la limite d'élasticité ou le cas échéant à une contrainte inférieure pour limiter l'ouverture des fissures.

(2) A moins qu'un calcul plus rigoureux ne démontre qu'une section réduite suffit, les sections minimales d'armatures peuvent être calculées comme indiqué ci-après. Dans le cas des sections profilées telles que poutres en T et poutres-caissons, il convient de déterminer séparément le ferrailage minimal pour les différentes parties de la section (membrures et âmes).

$$A_{s,min} s_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (7.1)$$

où :

- $A_{s,min}$ est la section minimale d'armatures de béton armé dans la zone tendue
- A_{ct} est l'aire de la section droite de béton tendu. La zone de béton tendue est la partie de la section dont le calcul montre qu'elle est tendue juste avant la formation de la première fissure
- s_s est la valeur absolue de la contrainte maximale admise dans l'armature immédiatement après la formation de la fissure. Elle peut être prise égale à la limite d'élasticité, f_{yk} , de l'armature. Une valeur inférieure peut toutefois être adoptée afin de satisfaire les limites d'ouverture de fissures en fonction du diamètre maximal ou de l'espacement maximal des barres (voir 7.3.3 (2))

- $f_{ct,eff}$ est la valeur moyenne de la résistance en traction du béton au moment où les premières fissures sont supposées apparaître :
 $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ toutefois on peut adopter une valeur inférieure, ($f_{ctm}(t)$), si l'on prévoit que la fissuration se produira avant 28 jours
- k est un coefficient qui tient compte de l'effet des contraintes non-uniformes auto-équilibrées conduisant à une réduction des efforts dus aux déformations gênées :
 $= 1,0$ pour les âmes telles que $h \leq 300$ mm ou les membrures d'une largeur inférieure à 300 mm
 $= 0,65$ pour les âmes telles que $h \geq 800$ mm ou les membrures d'une largeur supérieure à 800 mm
 les valeurs intermédiaires peuvent être obtenues par interpolation
- k_c est un coefficient qui tient compte de la répartition des contraintes dans la section immédiatement avant la fissuration ainsi que de la modification du bras de levier :

En traction pure :

$$k_c = 1,0$$

En flexion simple ou en flexion composée :

- sections rectangulaires et âmes des caissons et des sections en T :

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{s_c}{k_1 (h/h^*) f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (7.2)$$

- membrures des caissons et des sections en T :

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad (7.3)$$

avec

s_c contrainte moyenne dans le béton régnant dans la partie de la section considérée :

$$s_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (7.4)$$

N_{Ed} effort normal agissant à l'état-limite de service dans la partie de la section considérée (positif pour un effort de compression). Il convient de déterminer N_{Ed} en considérant les valeurs caractéristiques de la précontrainte et de l'effort normal sous la combinaison d'actions appropriée

h^* $h^* = h$ pour $h < 1,0$ m
 $h^* = 1,0$ m pour $h \geq 1,0$ m

k_1 est un coefficient qui prend en compte les effets de l'effort normal sur la répartition des contraintes :

$k_1 = 1,5$ si N_{Ed} est un effort de compression

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ si N_{Ed} est un effort de traction

F_{cr} est la valeur absolue de l'effort de traction dans la membrure juste avant la fissuration, du fait du moment de fissuration calculé avec $f_{ct,eff}$.

(3) On peut admettre que les armatures de précontrainte adhérentes situées dans la zone tendue contribuent à la maîtrise de la fissuration sur une distance ≤ 150 mm du centre de l'armature. Ceci peut être pris en compte en ajoutant le terme $x_1 A_p' \Delta s_p$ au membre situé à gauche de l'Expression (7.1).

Dans ce terme :

A_p' est l'aire de la section des armatures de précontrainte (pré-tension ou post-tension) dans $A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ est l'aire de la section effective de béton tendu autour des armatures de béton armé ou de précontrainte, ayant pour hauteur $h_{c,ef}$

$h_{c,ef}$ est la plus petite des valeurs suivantes : $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$, $h/2$ (voir Figure 7.1)

x_1 est le rapport de la capacité d'adhérence des armatures de précontrainte à la capacité d'adhérence des armatures de béton armé, corrigé du rapport de leurs diamètres :

$$= \sqrt{x \cdot \frac{f_s}{f_p}} \quad (7.5)$$

x est le rapport de la capacité d'adhérence des armatures de précontrainte à la capacité d'adhérence des armatures de béton armé, comme indiqué dans le Tableau 6.2 de 6.8.2.

f_s est le diamètre de la plus grosse armature passive

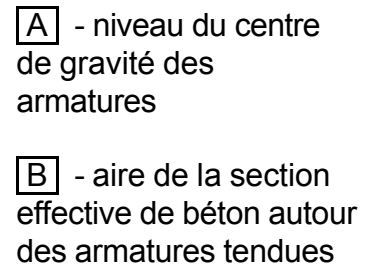
f_p est le diamètre équivalent de l'armature de précontrainte selon 6.8.2.

Si seules les armatures de précontrainte sont utilisées pour maîtriser la fissuration, $x_1 = \sqrt{x}$.

Δs_p est la variation de contrainte dans les armatures de précontrainte depuis l'état correspondant à l'absence de déformation du béton au même niveau.

(4) Dans les éléments précontraints, aucun ferrailage minimal n'est requis dans les sections où, sous la combinaison caractéristique de charges et pour la valeur caractéristique de la précontrainte, le béton est comprimé ou la valeur absolue de la contrainte de traction dans le béton est inférieure à $s_{ct,p}$.

Note : La valeur de $s_{ct,p}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $f_{ct,eff}$, telle qu'indiqué en 7.3.2 (2).



B - aire de la section effective de béton autour des armatures tendues

B - aire de la section effective de béton autour des armatures tendues en partie supérieure

C - aire de la section effective de béton autour des armatures tendues en partie inférieure

Figure 7.1 : Sections effectives de béton autour des armatures tendues (cas types)

(1) Dans le cas des dalles en béton armé ou précontraint dans les bâtiments, sollicitées à la flexion sans traction axiale significative, aucune disposition particulière n'est nécessaire pour la maîtrise de la fissuration lorsque l'épaisseur totale de la dalle n'excède pas 200 mm et que les spécifications de 9.3 sont respectées.

Note : Lorsque les éléments comportent le ferrailage minimal donné en 7.3.2, on peut estimer que les ouvertures des fissures ne seront pas excessives :

- si pour des fissures principalement dues aux déformations gênées, les diamètres des barres ne dépassent pas les valeurs données dans le Tableau 7.2N, la contrainte de l'acier étant égale à la valeur obtenue juste après la fissuration (c.-à-d. s_s dans l'Expression (7.1))
- si pour des fissures principalement dues aux charges, les dispositions du Tableau 7.2N ou bien celles du Tableau 7.3N sont satisfaites. Il convient de calculer la contrainte de l'acier sur la base d'une section fissurée sous la combinaison d'actions considérée.

Dans le cas du béton précontraint par pré-tension, lorsque la maîtrise de la fissuration est essentiellement assurée par les armatures de précontrainte adhérentes, les Tableaux 7.2N et 7.3N peuvent être utilisés en prenant la contrainte totale dans ces armatures diminuée de la pré-tension. Dans le cas du béton précontraint par post-tension, lorsque la maîtrise de la fissuration est essentiellement assurée par des armatures passives, les tableaux peuvent être utilisés en prenant la contrainte dans ces armatures, calculée en incluant l'effet des forces de précontrainte.

Tableau 7.2N Diamètre maximal f_s^* des barres pour la maîtrise de la fissuration ¹

Contrainte de l'acier ² [MPa]	Diamètre maximal des barres [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

- Notes :**
1. Les valeurs du tableau sont basées sur les hypothèses suivantes:
 $c = 25\text{mm}$; $f_{ct,eff} = 2,9\text{Mpa}$; $h_{cr} = 0,5$; $(h-d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$;
 $k = 1,0$; $k_t = 0,4$ et $k' = 1,0$
 2. Sous les combinaisons d'actions appropriées

Tableau 7.3N Espacement maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration ¹

Contrainte de l'acier ² [MPa]	Espacement maximal des barres [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Pour les notes voir le Tableau 7.2N

Le diamètre maximal des barres peut être modifié comme suit :

- flexion (une partie de la section au moins est comprimée)

$$f_s = f_s^* (f_{ct,eff} / 2,9) \frac{k_c h_{cr}}{8 (h-d)} \quad (7.6N)$$

- traction (traction axiale)

$$f_s = f_s^* (f_{ct,eff} / 2,9) \frac{h_{cr}}{8 (h-d)} \quad (7.7N)$$

où :

- f_s est le diamètre maximal modifié de la barre
- f_s^* est le diamètre maximal de la barre donné dans le Tableau 7.2
- h est la hauteur totale de la section
- h_{cr} est la hauteur de la zone tendue juste avant la fissuration, en considérant les valeurs caractéristiques de la force de précontrainte et les forces axiales pour la combinaison quasi-permanente des actions
- d est la hauteur utile au centre de gravité du lit extérieur d'armatures

Lorsque la section est entièrement tendue, $(h-d)$ est la distance minimale entre le centre de gravité des armatures et le parement du béton (si les barres ne sont pas placées de manière symétrique, les deux parements sont à considérer).

(3) Dans le cas des poutres d'une hauteur totale supérieure ou égale à 1000 mm, dans lesquelles les armatures principales sont concentrées sur une petite portion de la hauteur seulement, il convient de prévoir des armatures de peau supplémentaires afin de maîtriser la fissuration sur les joues de la poutre. Il convient de répartir ces armatures régulièrement entre le niveau des armatures de traction et l'axe neutre, à l'intérieur de cadres. Il convient que la section des armatures de peau ne soit pas inférieure à la valeur obtenue selon 7.3.2 (2), avec $k = 0,5$ et $s_s = f_{yk}$. L'espacement et le diamètre des barres peuvent se déduire de 7.3.4 ou d'une simplification adaptée (voir 7.3.3 (2)) en supposant une traction pure et une contrainte dans l'acier égale à la moitié de la valeur estimée pour les armatures principales de traction.

(4) Il convient de noter les risques particuliers d'apparition de fissures ouvertes dans les sections qui subissent des variations brutales de contraintes, par exemple :

- aux changements de section
- au voisinage de charges concentrées
- aux arrêts de barres
- dans les zones où règne une contrainte d'adhérence élevée, en particulier aux extrémités des recouvrements.

Il convient, pour ces sections, de veiller à minimiser les variations de contrainte chaque fois que cela est possible. Cependant, les règles données ci-dessus permettent normalement d'y assurer une maîtrise de la fissuration adéquate, sous réserve de respecter par ailleurs les règles concernant les dispositions constructives des armatures données dans les Sections 8 et 9.

(5) On peut admettre que la fissuration due aux sollicitations tangentes est maîtrisée de manière adéquate si les règles concernant les dispositions constructives qui sont données en 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 et 9.4.4.3 sont respectées.

7.3.4 Calcul de l'ouverture des fissures

(1) L'ouverture des fissures, w_k , peut être calculée au moyen de l'expression :

$$w_k = s_{r,max} (e_{sm} - e_{cm}) \quad (7.8)$$

où

$s_{r,max}$ est l'espacement maximal des fissures

e_{sm} est la déformation moyenne de l'armature de béton armé sous la combinaison de charges considérée, incluant l'effet des déformations imposées et en tenant compte de la participation du béton tendu. Seul est pris en compte l'allongement relatif au-delà de l'état correspondant à l'absence de déformation du béton au même niveau

e_{cm} est la déformation moyenne du béton entre les fissures

(2) $e_{sm} - e_{cm}$ peut être calculé au moyen de l'expression :

$$e_{sm} - e_{cm} = \frac{s_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{r_{p,eff}} (1 + a_e r_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{s_s}{E_s} \quad (7.9)$$

où :

s_s est la contrainte dans les armatures de béton armé tendues, en supposant la section fissurée. Dans le cas des éléments en béton précontraint par pré-tension, s_s peut être remplacée par Δs_p , variation de contrainte dans les armatures de précontrainte depuis l'état correspondant à l'absence de déformation du béton au même niveau

α_e est le rapport E_s/E_{cm}

$$r_{p,eff} = \frac{A_s + \alpha_e^2 A'_p}{A_{c,eff}} \quad (7.10)$$

$A_{c,eff}$ est l'aire de la section effective de béton autour des armatures tendues, c'est-à-dire l'aire de la section de béton autour des armatures de traction, de hauteur $h_{c,ef}$, où $h_{c,ef}$ est la plus petite des trois valeurs ci-après : $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ ou $h/2$ (voir Figure 7.1)

x_1 tel qu'indiqué par l'Expression (7.5)

k_t est un facteur dépendant de la durée de la charge

$k_t = 0,6$ dans le cas d'un chargement de courte durée

$k_t = 0,4$ dans le cas d'un chargement de longue durée

(3) Lorsque les armatures adhérentes sont disposées dans la zone tendue avec un entraxe suffisamment faible (espacement $\leq 5(c + f/2)$), l'espacement final maximal des fissures peut être calculé au moyen de l'Expression (7.11) (voir Figure 7.2) :

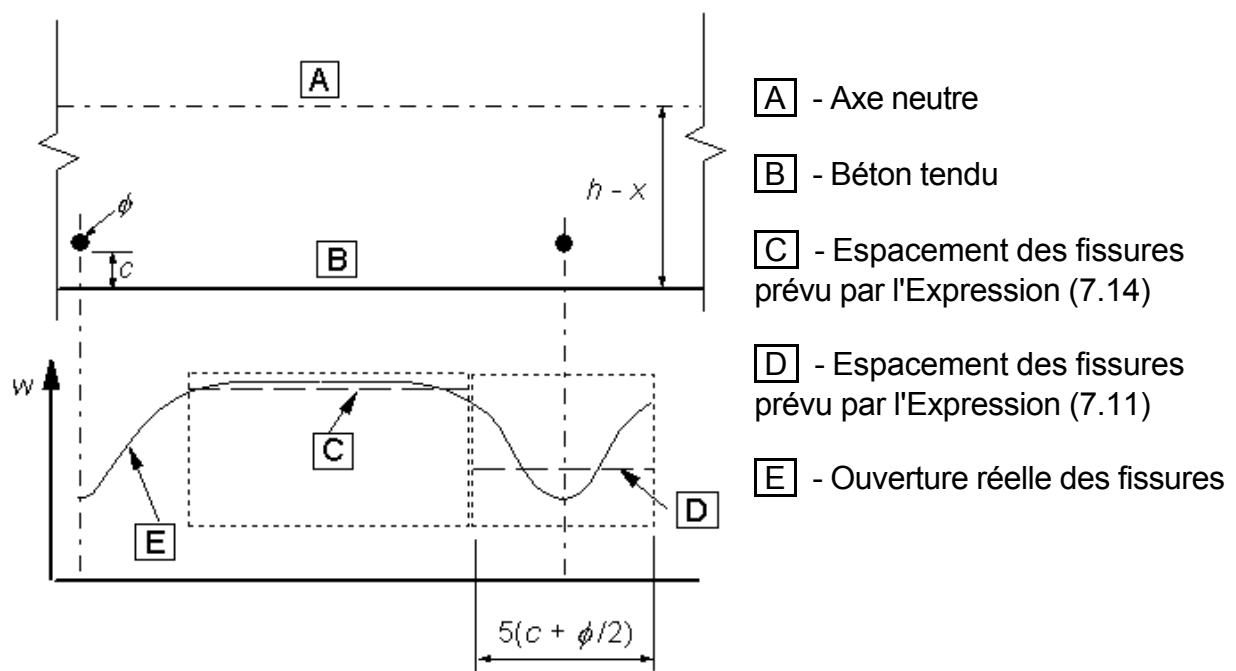


Figure 7.2 : Ouverture des fissures w à la surface du béton en fonction de la distance aux armatures

$$s_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 f / r_{p,eff} \quad (7.11)$$

où :

f est le diamètre des barres. Lorsque plusieurs diamètres de barres sont utilisés dans une même section, il convient de retenir un diamètre équivalent f_{eq} . Dans le cas d'une section comportant n_1 barres de diamètre f_1 et n_2 barres de diamètre f_2 , il convient d'adopter :

$$f_{eq} = \frac{n_1 f_1^2 + n_2 f_2^2}{n_1 f_1 + n_2 f_2} \quad (7.12)$$

c est l'enrobage des armatures longitudinales

k_1 est un coefficient qui tient compte des propriétés d'adhérence des armatures adhérentes :

= 0,8 pour les barres à haute adhérence

= 1,6 pour les armatures ayant une surface effectivement lisse (armatures de précontrainte, par exemple)

k_2 est un coefficient qui tient compte de la distribution des déformations :

= 0,5 en flexion

= 1,0 en traction pure

Dans le cas d'une traction excentrée ou pour certaines zones localisées, il convient d'utiliser des valeurs intermédiaires de k_2 que l'on peut déterminer de la manière suivante :

$$k_2 = (e_1 + e_2)/2 \quad (7.13)$$

où e_1 est le plus grand et e_2 le plus petit allongement relatif en fibre extrême, la section étant supposée fissurée

Note : Les valeurs de k_3 et k_4 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $k_3 = 3,4$ et $k_4 = 0,425$.

Lorsque l'espacement des armatures adhérentes excède $5(c + f/2)$ (voir Figure 7.2) ou lorsqu'il n'y a pas d'armatures adhérentes à l'intérieur du béton tendu, on peut définir une limite supérieure à l'ouverture des fissures en admettant un espacement maximal des fissures :

$$s_{r,max} = 1,3 (h - x) \quad (7.14)$$

(4) Lorsque, dans le cas des éléments armés dans deux directions orthogonales, l'angle entre les directions des contraintes principales et les directions des armatures est significatif ($>15^\circ$), l'espacement des fissures $s_{r,max}$ peut être calculé au moyen de l'expression suivante :

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos q}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin q}{s_{r,max,z}}} \quad (7.15)$$

où :

q est l'angle entre les armatures dans la direction y et la direction de la contrainte principale de traction

$s_{r,max,y}$ $s_{r,max,z}$ sont les espacements des fissures calculés dans les directions respectives y et z conformément à 7.3.4 (3)

(5) Dans le cas des voiles soumis à un retrait thermique précoce pour lesquels la section d'armatures horizontales A_s ne satisfait pas les exigences de 7.3.2 et dont le pied est encastré dans une semelle coulée au préalable, $s_{r,max}$ peut être pris égal à 1,3 fois la hauteur du voile.

Note : Lorsqu'on utilise des méthodes simplifiées pour calculer l'ouverture des fissures, il convient de les baser sur les propriétés données dans la présente norme ou justifiées par des essais.

7.4 Limitation des flèches

7.4.1 Considérations générales

(1)P La déformation d'un élément ou d'une structure ne doit pas être préjudiciable à leur bon fonctionnement ou à leur aspect.

(2) Il convient de fixer des valeurs limites appropriées des flèches, en tenant compte de la nature de l'ouvrage, des finitions, des cloisons et accessoires, et de sa destination.

(3) Il convient de limiter les déformations aux valeurs compatibles avec les déformations des autres éléments liés à la structure tels que cloisons, vitrages, bardages, réseaux ou finitions. Dans certains cas, une limitation des déformations peut être nécessaire afin d'assurer le bon fonctionnement de machines ou d'appareils supportés par la structure, ou pour éviter la formation de flaques sur les toitures-terrasses.

Note : Les limites de flèches données en (4) et (5) ci-dessous sont tirées de l'ISO 4356 et devraient généralement assurer un comportement satisfaisant des constructions telles que logements, bureaux, bâtiments publics ou usines. Il convient de veiller à ce que les limites conviennent pour la structure particulière considérée et qu'il n'y ait pas d'exigences particulières à satisfaire. Pour plus d'informations sur les déformations et leurs valeurs limites, on peut se reporter à l'ISO 4356.

(4) L'aspect et la fonctionnalité générale de la structure sont susceptibles d'être altérés lorsque la flèche calculée d'une poutre, d'une dalle ou d'une console soumises à des charges quasi-permanentes est supérieure à $l/250$ où l représente la portée. La flèche est évaluée par rapport aux appuis à proximité. Une contre-flèche peut être prévue pour compenser en partie ou en totalité la déformation ; toutefois, il convient de ne pas dépasser généralement une limite supérieure de $l/250$.

(5) Il convient de limiter les déformations susceptibles d'endommager les éléments de la structure avoisinants l'élément considéré. Pour la déformation après construction, $l/500$ représente normalement une limite adéquate pour les charges quasi-permanentes. D'autres limites peuvent être envisagées, en fonction de la sensibilité de ces éléments avoisinants.

(6) L'état-limite de déformation peut être vérifié :

- en limitant le rapport portée/hauteur, comme indiqué en 7.4.2 ou bien
- en comparant une déformation calculée, conformément à 7.4.3, à une valeur limite.

Note : Les déformations réelles peuvent différer des valeurs estimées, notamment si les valeurs des moments agissants sont proches du moment de fissuration. Les différences dépendront de la dispersion des propriétés des matériaux, des conditions d'environnement, de l'historique du chargement, du degré d'encastrement sur les appuis, des caractéristiques géotechniques etc.

7.4.2 Cas de dispense du calcul

(1)P Il n'est généralement pas nécessaire de calculer les déformations de manière explicite, des règles simples - telles que limitation du rapport portée/hauteur – pouvant être formulées et suffisant pour éviter les problèmes de flèche en situation normale. Des vérifications plus rigoureuses sont nécessaires pour les éléments ne satisfaisant pas ces conditions limites ou lorsque d'autres valeurs limites que celles admises dans les méthodes simplifiées conviennent.

(2) Dans la mesure où les poutres ou dalles en béton armé des bâtiments sont dimensionnées de manière à respecter les limites portée/hauteur indiquées dans ce paragraphe, on peut admettre que leur flèche ne dépasse pas les valeurs limites fixées en 7.4.1 (4) et (5). La valeur limite du rapport portée/hauteur peut être obtenue à l'aide des Expressions (7.16a) et (7.16b), en multipliant le rapport ainsi obtenu par des coefficients de correction pour tenir compte du type d'armatures utilisées ainsi que d'autres paramètres. Aucune contre-flèche n'a été prise en compte pour l'établissement de ces expressions.

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{r_0}{r} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{r_0}{r} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{si } r \leq r_0 \quad (7.16.a)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{r_0}{r - r'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{r'}{r_0}} \right] \quad \text{si } r > r_0 \quad (7.16.b)$$

où :

l/d est la valeur limite du rapport portée/hauteur

K est un coefficient qui tient compte des différents systèmes structuraux

r_0 est le pourcentage d'armatures de référence = $\sqrt{f_{ck}} 10^{-3}$

r est le pourcentage d'armatures de traction nécessaire à mi-portée (ou sur appui dans le cas des consoles) pour reprendre le moment engendré par les charges de calcul

r' est le pourcentage d'armatures de compression nécessaire à mi-portée (ou sur appui dans le cas des consoles) pour reprendre le moment engendré par les charges de calcul

f_{ck} en MPa

Les Expressions (7.16a) et (7.16b) ont été établies en admettant que la contrainte de l'acier, pour une section fissurée à mi-portée d'une poutre ou d'une dalle, ou sur appui dans le cas d'une console, est égale à 310 MPa (ce qui correspond à peu près à $f_{yk} = 500$ MPa) sous les charges de calcul aux ELS. Lorsqu'on admet d'autres niveaux de contrainte, il convient de multiplier les valeurs obtenues au moyen de l'Expression (7.16) par $310/s_s$. On se place en sécurité en admettant que :

$$310 / s_s = 500 / (f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov}) \quad (7.17)$$

où :

s_s est la contrainte de traction de l'acier à mi-portée (ou sur appui pour les consoles) sous les charges de calcul aux ELS

$A_{s,prov}$ est la section d'acier prévue dans la section considérée

$A_{s,req}$ est la section d'acier nécessaire dans la section aux ELU

Pour les sections en T pour lesquelles le rapport de la largeur de la membrure à la largeur de l'âme est supérieur à 3, il convient de multiplier les valeurs de l/d données par l'Expression (7.16) par 0,8.

Dans le cas des poutres et des dalles autres que les planchers-dalles, de portée supérieure à 7 m, supportant des cloisons susceptibles d'être endommagées si les flèches sont excessives, il convient de multiplier les valeurs de l/d données par l'Expression (7.16) par $7 / l_{eff}$ (l_{eff} en mètres, voir 5.3.2.2 (1)).

EN 1992-1-1 : 2004 (F)

Dans le cas des planchers-dalles dont la plus grande portée est supérieure à 8,5 m et qui supportent des cloisons susceptibles d'être endommagés si les flèches sont excessives, il convient de multiplier les valeurs de l/d données par l'Expression (7.16) par $8,5 / l_{\text{eff}}$ (l_{eff} en mètres).

Note : Les valeurs de K à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont données dans le Tableau 7.4N. Le Tableau donne également les valeurs de l/d obtenues au moyen de l'Expression (7.16) pour des cas courants ($C30$, $f_{yk} = 310$ MPa, différents systèmes structuraux et pourcentages d'armatures - $r = 0,5 \%$ et $r = 1,5 \%$).

Tableau 7.4N : Valeurs de base du rapport portée/hauteur utile pour les éléments en béton armé, en l'absence d'effort normal de compression

Système structural	K	Béton fortement sollicité $r = 1,5\%$	Béton faiblement sollicité $r = 0,5\%$
Poutre sur appuis simples, dalle sur appuis simples portant dans une ou deux directions	1,0	14	20
Travée de rive d'une poutre continue, d'une dalle continue portant dans une direction ou d'une dalle continue le long d'un grand côté et portant dans deux directions	1,3	18	26
Travée intermédiaire d'une poutre ou d'une dalle portant dans une ou deux directions	1,5	20	30
Dalle sans nervures sur poteaux, (plancher-dalle) – pour la portée la plus longue	1,2	17	24
Console	0,4	6	8
Note 1 : Les valeurs indiquées ont été choisies de manière à placer généralement du côté de la sécurité et le calcul est susceptible de montrer fréquemment que des éléments plus minces peuvent convenir. Note 2 : Dans le cas des dalles portant dans deux directions, il convient d'effectuer la vérification pour la plus petite portée. Dans le cas des planchers-dalles, il convient de prendre la plus grande portée. Note 3 : Les limites indiquées pour les planchers-dalles correspondent à une limite moins sévère que la limite portée/250 pour la flèche à mi-portée. L'expérience a montré que ceci était satisfaisant.			

Les valeurs données par l'Expression (7.16) et le Tableau 7.4N résultent d'une étude paramétrique réalisée en utilisant l'approche générale donnée en 7.4.3 pour une série de poutres et de dalles de section rectangulaire reposant sur appuis simples. Différentes classes de résistance du béton et une limite caractéristique d'élasticité des armatures de 500 MPa ont été considérées. Pour une section d'armatures de traction donnée, on a calculé le moment ultime en supposant que la charge quasi-permanente était égale à 50 % de la charge de calcul totale correspondante. Les valeurs limites du rapport portée/hauteur obtenues respectent la valeur limite de la flèche définie en 7.4.1 (5).

7.4.3 Vérification des flèches par le calcul

(1)P Lorsqu'un calcul est réputé nécessaire, les déformations doivent être calculées sous des conditions de chargement adaptées à l'objet de la vérification.

(2)P La méthode adoptée doit représenter le comportement réel de la structure soumise aux actions correspondantes, avec un degré de précision en rapport avec les objectifs du calcul.

(3) Il convient de considérer comme non fissurés les éléments qui ne sont pas censés être chargés au-delà du niveau de chargement qui provoquerait, dans une section quelconque, un dépassement de la résistance en traction du béton. Pour les éléments dont on prévoit qu'ils seront fissurés mais pas entièrement, il convient de les considérer comme se comportant d'une manière intermédiaire entre l'état non fissuré et l'état entièrement fissuré ; s'ils travaillent principalement en flexion l'Expression (7.18) prévoit de manière appropriée leur comportement :

$$a = z a_{\parallel} + (1 - z) a_{\perp} \quad (7.18)$$

où

- a est le paramètre de déformation considéré, qui peut être par exemple une déformation unitaire, une courbure ou une rotation. (Pour simplifier, a peut également représenter une flèche – voir (6) ci-dessous)
- $a_{\perp}$, $a_{\parallel}$ sont les valeurs du paramètre calculées respectivement dans l'état non fissuré et dans l'état entièrement fissuré
- z est un coefficient de distribution (qui tient compte de la participation du béton tendu dans la section), donné par l'Expression (7.19) :

$$z = 1 - b \left(\frac{s_{sr}}{s_s} \right)^2 \quad (7.19)$$

$z = 0$ pour les sections non-fissurées

- b coefficient prenant en compte l'influence de la durée du chargement ou de la répétition du chargement sur la déformation unitaire moyenne
 - = 1,0 dans le cas d'un chargement unique de courte durée
 - = 0,5 dans le cas d'un chargement prolongé ou d'un grand nombre de cycles de chargement

s_s est la contrainte dans les armatures tendues, calculée en supposant la section fissurée

s_{sr} est la contrainte dans les armatures tendues, calculée en supposant la section fissurée sous les conditions de chargement provoquant la première fissure

Note : s_{sr}/s_s peut être remplacé par M_{cr}/M dans le cas de la flexion ou par N_{cr}/N dans le cas de la traction pure, M_{cr} représentant le moment de fissuration et N_{cr} l'effort de fissuration.

(4) Les déformations dues au chargement peuvent être évaluées en utilisant la résistance en traction et le module d'élasticité effectif du béton (voir (5)).

Le Tableau 3.1 donne l'étendue des valeurs probables de la résistance en traction. En règle générale, la meilleure estimation du comportement sera obtenue en utilisant f_{ctm} . Lorsqu'on peut montrer qu'il n'y a pas de contraintes de traction axiales (c'est-à-dire de contraintes provoquées par le retrait ou les effets thermiques), on peut utiliser la résistance à la traction en flexion $f_{ctm,fl}$ (voir 3.1.8).

(5) Dans le cas de charges d'une durée telle que le béton subit un fluage, la déformation totale, fluage inclus, peut être calculée en utilisant le module d'élasticité effectif du béton donné par l'Expression (7.20) :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + j(\infty, t_0)} \quad (7.20)$$

où :

$j(\infty, t_0)$ est le coefficient de fluage pour la charge et l'intervalle de temps considérés
(voir 3.1.3)

(6) Les courbures dues au retrait peuvent être évaluées au moyen de l'Expression (7.21) :

$$\frac{1}{r_{cs}} = e_{cs} a_e \frac{S}{I} \quad (7.21)$$

où :

$1/r_{cs}$ est la courbure due au retrait

e_{cs} est la déformation libre de retrait (voir 3.1.4)

S est le moment statique de la section d'armatures par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section

I est le moment d'inertie de la section

a_e est le coefficient d'équivalence effectif

$$a_e = E_s / E_{c,eff}$$

Il convient de calculer S et I pour l'état non-fissuré et pour l'état entièrement fissuré, l'estimation de la courbure finale étant effectuée au moyen de l'Expression (7.18).

(7) La méthode la plus rigoureuse pour déterminer la flèche lorsqu'on utilise la méthode indiquée en (3) ci-dessus consiste à calculer la courbure dans un grand nombre de sections le long de l'élément, puis à calculer la flèche par intégration numérique. Dans la plupart des cas, on pourra se contenter de deux calculs, dans un premier temps en supposant l'élément non-fissuré, dans un deuxième temps en supposant l'élément entièrement fissuré, puis on interpolera en utilisant l'Expression (7.18) pour obtenir la flèche.

Note : Lorsque on utilise des méthodes simplifiées pour calculer les flèches, il convient de les baser sur les propriétés données dans la présente Norme ou justifiées par des essais.

SECTION 8 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX ARMATURES DE BÉTON ARME ET DE PRÉCONTRAÎNTE - GÉNÉRALITÉS

8.1 Généralités

(1)P Les règles données dans la présente Section s'appliquent aux armatures à haute adhérence, aux treillis et aux armatures de précontrainte soumis principalement à un chargement statique. Elles s'appliquent aux bâtiments et ponts courants et peuvent ne pas être suffisantes :

- pour les éléments soumis à un chargement dynamique d'origine sismique ou provoqué par les vibrations des machines, ou encore soumis à des charges d'impact
- pour les éléments incorporant des barres ayant reçu un revêtement spécial ou un revêtement époxy ou encore des barres galvanisées.

Des règles supplémentaires sont données pour les barres de gros diamètre.

(2)P Les exigences relatives à l'enrobage minimal doivent être satisfaites (voir 4.4.1.2).

(3) Des règles supplémentaires relatives au béton de granulats légers sont données dans la Section 11.

(4) Les règles relatives aux structures soumises à un chargement de fatigue sont données en 6.8.

8.2 Espacement des armatures de béton armé

(1)P L'espacement des armatures de béton armé (barres) doit permettre une mise en place et un compactage satisfaisants du béton, et ainsi garantir le développement d'une bonne adhérence.

(2) Il convient d'adopter une distance libre (horizontalement et verticalement) entre barres parallèles ou entre lits horizontaux de barres parallèles supérieure ou égale à la plus grande des valeurs suivantes : k_1 fois le diamètre de la barre, $(d_g + k_2)$ mm ou 20 mm (où d_g est la dimension du plus gros granulat).

Note : Les valeurs de k_1 et k_2 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $k_1 = 1$ et $k_2 = 5$ mm.

(3) Lorsque les barres sont placées en lits horizontaux distincts, il convient de superposer les barres de chaque lit en files verticales en ménageant entre ces files un espace suffisant pour permettre le passage des aiguilles vibrantes et assurer un bon compactage du béton.

(4) Dans le cas d'un recouvrement de barres, on peut admettre que celles-ci sont en contact sur la longueur de recouvrement. On se reportera à 8.7 pour plus de détails.

8.3 Diamètres admissibles des mandrins de cintrage pour les barres pliées

(1)P Le diamètre de courbure minimal des barres doit être tel qu'il évite toute fissure de flexion dans l'armature ainsi que toute rupture du béton situé dans la partie courbe de celle-ci.

(2) Afin d'éviter d'endommager les armatures, il convient de plier la barre avec un mandrin de diamètre supérieur ou égal à $f_{m,min}$.

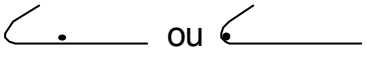
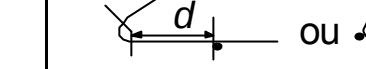
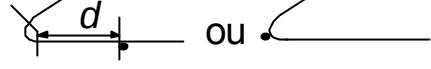
Note : Les valeurs de $f_{m,min}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont données dans le Tableau 8.1N.

Tableau 8.1N : Diamètre minimal du mandrin afin d'éviter les dommages aux armatures

a) barres et fils

Diamètre de la barre	Diamètre minimal du mandrin dans le cas des coudes, crochets ou boucles (voir Figure 8.1)
$f \leq 16 \text{ mm}$	$4f$
$f > 16 \text{ mm}$	$7f$

b) assemblages soudés (barres et treillis) pliés après soudage

Diamètre minimal du mandrin	
 ou 	 ou 
$5f$	$d \geq 3f : 5f$ $d < 3f$ ou soudure dans la partie courbe : $20f$
Note : Dans le cas de soudures situées dans la partie courbe, le diamètre du mandrin peut être réduit à $5f$ lorsque le soudage est effectué conformément à l'EN ISO 17660 Annexe B.	

(3) Il n'est pas nécessaire de justifier le diamètre du mandrin vis-à-vis de la rupture du béton si les conditions ci-après sont remplies :

- l'ancrage nécessaire de la barre ne dépasse pas $5f$ au-delà de l'extrémité de la partie courbe ;
- la barre n'est pas disposée près de la surface (plan de flexion proche du parement) et il existe une barre transversale de diamètre $\geq f$ à l'intérieur de la partie courbe ;
- le diamètre du mandrin est supérieur ou égal aux valeurs recommandées du Tableau 8.1N.

Dans le cas contraire, il convient d'augmenter le diamètre du mandrin f_m comme indiqué par l'Expression (8.1) :

$$f_m \geq F_{bt} ((1/a_b) + 1/(2f)) / f_{cd} \quad (8.1)$$

où :

- F_{bt} est l'effort de traction dû aux charges ultimes dans une barre ou un groupe de barres en contact à l'origine de la partie courbe
- a_b pour une barre donnée (ou groupe de barres en contact), est la moitié de l'entraxe entre les barres (ou groupes de barres) perpendiculairement au plan de la courbure. Pour une barre ou un groupe de barres proches du parement de l'élément, il convient de prendre pour a_b l'enrobage majoré de $f/2$.

Il convient de limiter f_{cd} à la valeur de résistance correspondant à la classe de béton C55/67.

8.4 Ancrage des armatures longitudinales

8.4.1 Généralités

(1)P Les barres, fils ou treillis soudés doivent être ancrés de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout éclatement du béton. Un ferrailage transversal est à prévoir si nécessaire.

(2) Différents modes d'ancrage sont illustrés par la Figure 8.1 (voir aussi 8.8 (3)).

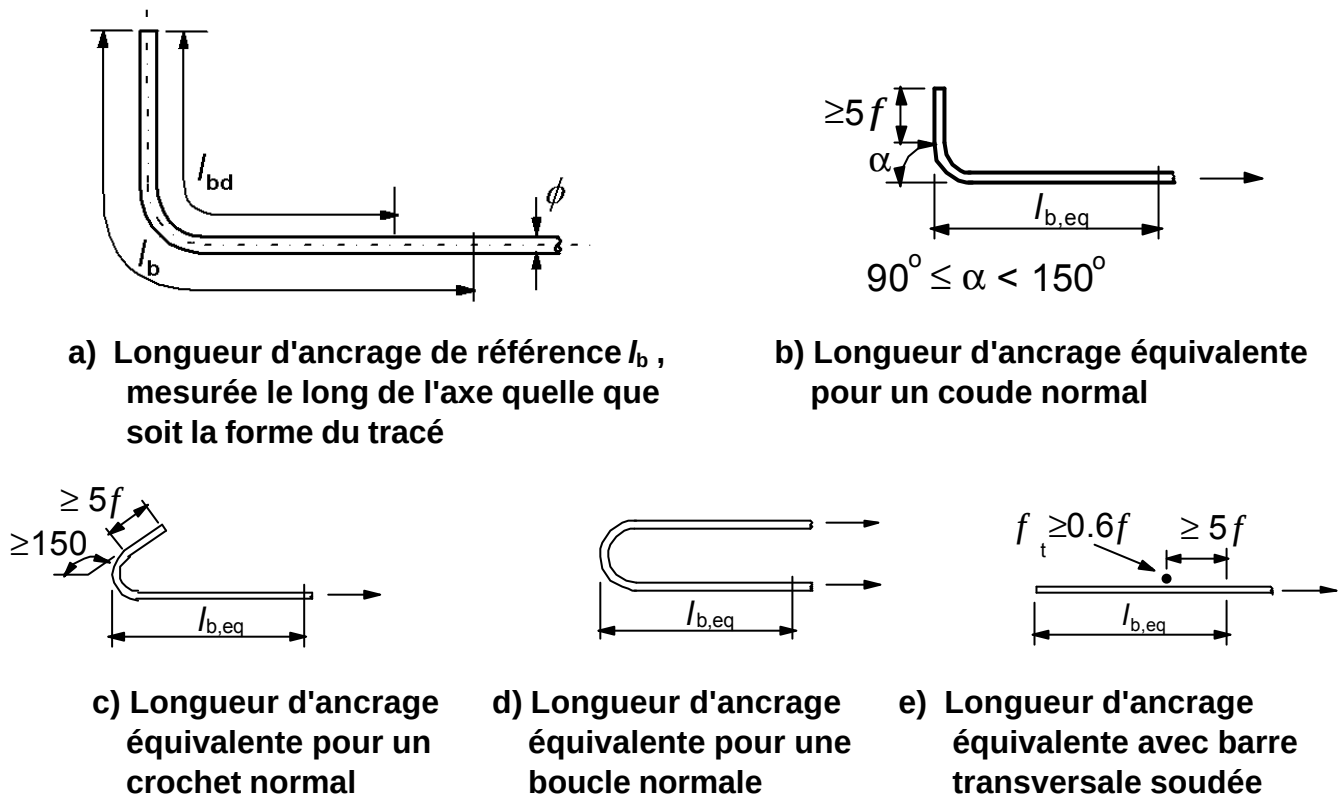


Figure 8.1 : Méthodes d'ancrage autres que le scellement droit

(3) Les coudes et les crochets ne contribuent pas aux ancrages des barres comprimées.

(4) Il convient d'éviter la rupture du béton à l'intérieur des coudes en respectant 8.3 (3).

(5) Lorsque des dispositifs mécaniques sont utilisés, il convient que les exigences d'essai soient conformes à la Norme de Produit concernée ou à un Agrément Technique Européen.

(6) Pour la transmission des forces de précontrainte, on se reportera à 8.10.

8.4.2 Contrainte ultime d'adhérence

(1)P La contrainte ultime d'adhérence doit être suffisante pour éviter la rupture d'adhérence.

(2) Pour les armatures à haute adhérence, la valeur de calcul de la contrainte ultime d'adhérence f_{bd} peut être prise égale à :

$$f_{bd} = 2,25 h_1 h_2 f_{ctd} \quad (8.2)$$

où :

f_{ctd} est la résistance de calcul en traction du béton, telle qu'indiquée en 3.1.6 (2)P. Compte tenu de la fragilité croissante des bétons avec la résistance, il convient de limiter ici $f_{ctk,0,05}$ à la valeur correspondant à la classe C60/75, à moins que l'on puisse vérifier que la capacité d'adhérence moyenne augmente au-delà de cette limite

h_1 est un coefficient lié aux conditions d'adhérence et à la position de la barre au cours du bétonnage (voir Figure 8.2) :

$h_1 = 1,0$ lorsque les conditions d'adhérence sont "bonnes" et

$h_1 = 0,7$ dans tous les autres cas et pour les barres dans les éléments structuraux réalisés au moyen de coffrages glissants, à moins que l'on puisse démontrer que les conditions d'adhérence sont "bonnes"

h_2 est lié au diamètre de la barre :

$h_2 = 1,0$ pour $f \leq 32$ mm

$h_2 = (132 - f)/100$ pour $f > 32$ mm

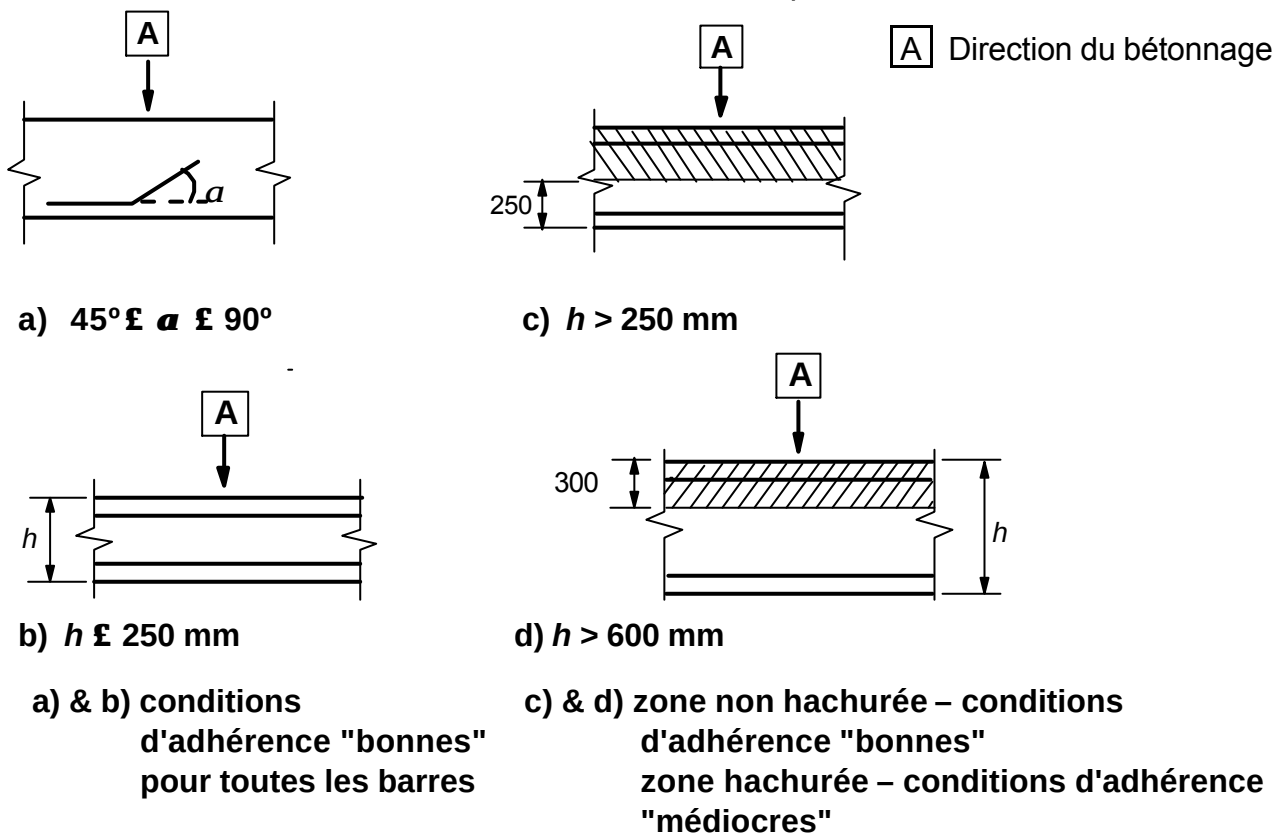


Figure 8.2 : Illustration des conditions d'adhérence

8.4.3 Longueur d'ancrage de référence

(1)P Le calcul de la longueur d'ancrage requise doit tenir compte du type d'acier et des propriétés d'adhérence des barres.

(2) En admettant une contrainte d'adhérence constante égale à f_{bd} , la longueur d'ancrage de référence $l_{b,rqd}$ nécessaire pour ancrer l'effort $A_s s_{sd}$ qui règne dans une barre droite vaut :

$$l_{b,rqd} = (f/4) (s_{sd}/f_{bd}) \quad (8.3)$$

où s_{sd} est la contrainte de calcul de la barre dans la section à partir de laquelle on mesure l'ancrage.

Des valeurs de f_{bd} sont données en 8.4.2.

(3) Dans le cas des barres pliées, il convient de mesurer la longueur d'ancrage de référence l_b et la longueur de calcul l_{bd} le long de l'axe de la barre (voir Figure 8.1a)).

(4) Lorsque les treillis soudés sont constitués de fils ou barres doubles, il convient de remplacer le diamètre f de l'Expression (8.3) par le diamètre équivalent $f_n = f\sqrt{2}$.

8.4.4 Longueur d'ancrage de calcul

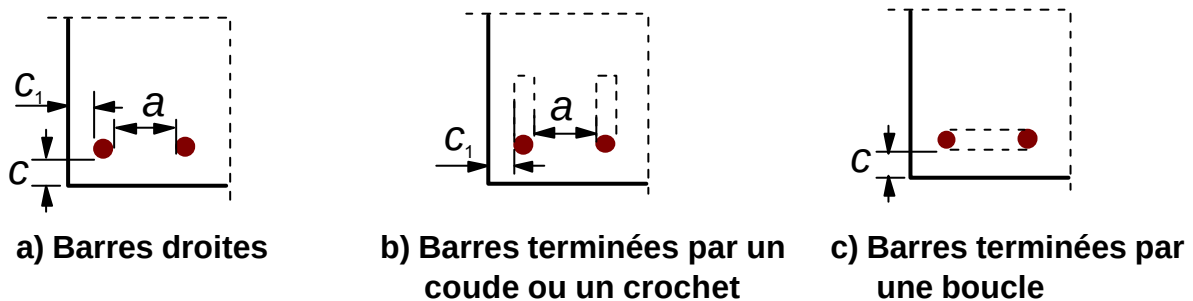
(1) La longueur d'ancrage de calcul l_{bd} vaut :

$$l_{bd} = a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.4)$$

où a_1 , a_2 , a_3 , a_4 et a_5 sont des coefficients donnés dans le Tableau 8.2 :

a_1 tient compte de l'effet de la forme des barres, l'enrobage étant supposé correct (voir Figure 8.1)

a_2 tient compte de l'effet de l'enrobage minimal (voir Figure 8.3)



$$c_d = \min (a/2, c_1, c)$$

$$c_d = \min (a/2, c_1)$$

$$c_d = c$$

Figure 8.3 : Valeurs de c_d pour les poutres et les dalles

a_3 tient compte de l'effet de confinement des armatures transversales

a_4 tient compte de l'influence d'une ou plusieurs barres transversales ($f_t > 0,6 f$) soudées le long de l_{bd} (longueur d'ancrage de calcul); voir également 8.6

a_5 tient compte de l'effet de la pression orthogonale au plan de fendage le long de l_{bd} (longueur d'ancrage de calcul)

Le produit vérifie :

$$(a_2 \cdot a_3 \cdot a_5) \geq 0,7 \quad (8.5)$$

$l_{b,rqd}$ est donné par l'Expression (8.3)

$l_{b,min}$ est la longueur d'ancrage minimale en l'absence de toute autre limitation :

- ancrages de barres tendues : $l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10f; 100 \text{ mm}\}$ (8.6)

- ancrages de barres comprimées : $l_{b,min} > \max\{0,6l_{b,rqd}; 10f; 100 \text{ mm}\}$ (8.7)

(2) Une simplification à 8.4.4 (1) consiste à considérer que l'ancrage de barres tendues selon les formes de la Figure 8.1 peut être assuré moyennant la prise en compte d'une longueur d'ancrage équivalente $l_{b,eq}$ (définie sur cette même figure), qui peut être prise égale à :

- $a_1 l_{b,rqd}$ pour les formes des Figures 8.1b) à 8.1d) (voir Tableau 8.2 pour les valeurs de a_1)
- $a_4 l_{b,rqd}$ pour les formes de la Figure 8.1e) (voir Tableau 8.2 pour les valeurs de a_4)

où

a_1 et a_4 sont définis en (1) et dans le Tableau 8.2

$l_{b,rqd}$ est calculé au moyen de l'Expression (8.3)

Tableau 8.2 : Valeurs des coefficients a_1 , a_2 , a_3 , a_4 et a_5

Facteur d'influence	Type d'ancrage	Armature de béton armé	
		tendue	comprimée
Forme des barres	Droit	$a_1 = 1,0$	$a_1 = 1,0$
	Autre (voir Figure 8.1 b), c) et d))	$a_1 = 0,7$ si $c_d > 3f$ sinon $a_1 = 1,0$ (voir Figure 8.3 pour les valeurs de c_d)	$a_1 = 1,0$
Enrobage	Droit	$a_2 = 1 - 0,15 (c_d - f)/f$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$a_2 = 1,0$
	Autre (voir Figure 8.1 b), c) et d))	$a_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3f)/f$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (voir Figure 8.3 pour les valeurs de c_d)	$a_2 = 1,0$
Confinement par des armatures transversales non soudées aux armatures principales	Tous types	$a_3 = 1 - Kl$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$a_3 = 1,0$
Confinement par des armatures transversales soudées*	Tous types, positions et diamètres comme indiqué sur la Figure 8.1 e)	$a_4 = 0,7$	$a_4 = 0,7$
Confinement par compression transversale	Tous types	$a_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-

où :

$l = (SA_{st} - SA_{st,min}) / A_s$

SA_{st} aire de la section des armatures transversales le long de l_{bd} (longueur d'ancrage de calcul)

$SA_{st,min}$ aire de la section minimale d'armatures transversales

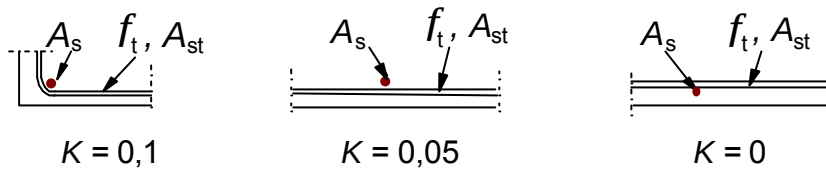
= 0,25 A_s pour les poutres et 0 pour les dalles

A_s aire de la section d'une barre ancrée individuelle de diamètre maximal

K valeurs apparaissant sur la Figure 8.4

p pression transversale à l'état-limite ultime le long de l_{bd} en MPa

* Voir également 8.6 : Dans le cas d'un appui direct, l_{bd} peut être inférieure à $l_{b,min}$ sous réserve qu'au moins un fil transversal soit soudé à l'intérieur de l'appui. Il convient que ce fil soit situé à 15 mm au moins du nu de celui-ci.

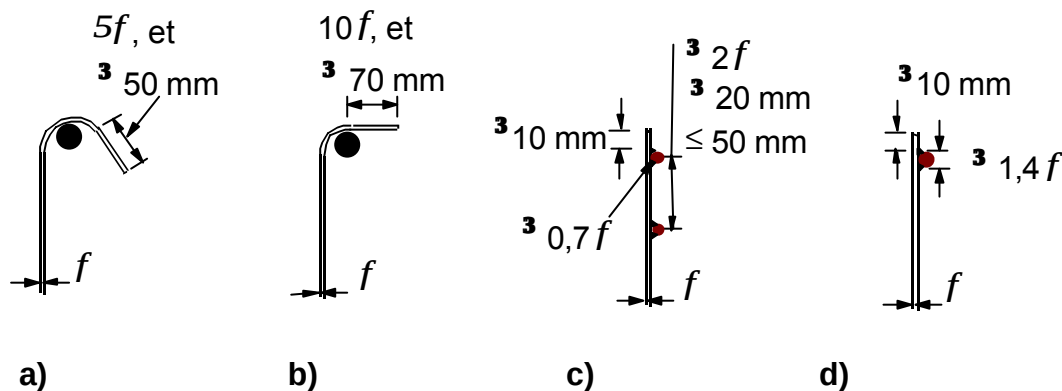
Figure 8.4 : Valeurs de K pour les poutres et les dalles

8.5 Ancrage des armatures d'effort tranchant et autres armatures transversales

(1) Il convient normalement de réaliser l'ancrage des armatures d'effort tranchant et autres armatures transversales au moyen de coudes et de crochets, ou à l'aide d'armatures transversales soudées, en prévoyant une barre à l'intérieur du crochet ou du coude.

(2) Il convient que l'ancrage soit conforme à la Figure 8.5. Par ailleurs, il convient de réaliser le soudage conformément à l'EN ISO 17660, les soudures présentant une résistance conforme à 8.6 (2).

Note : Pour la définition des angles de courbure voir Figure 8.1.



Note : Pour c) et d), il convient que l'enrobage ne soit ni inférieur à $3f$, ni à 50mm si cette valeur est plus faible.

Figure 8.5 : Ancrage des armatures transversales

8.6 Ancrage au moyen de barres soudées

(1) Outre les ancrages indiqués en 8.4 et 8.5, on peut réaliser un ancrage au moyen de barres transversales soudées (voir Figure 8.6) s'appuyant sur le béton. Il convient de démontrer que la qualité des assemblages soudés est correcte.

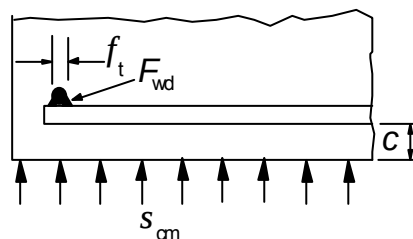


Figure 8.6 : Barre transversale soudée servant à l'ancrage

EN 1992-1-1 : 2004 (F)

(2) La résistance à l'entraînement d'une barre transversale (de diamètre compris entre 14 mm et 32 mm) soudée du côté intérieur de la barre principale, vaut F_{btd} . Dans l'Expression (8.3), s_{sd} peut alors être réduit par l'intermédiaire du facteur F_{btd}/A_s , A_s représentant l'aire de la section de la barre.

Note : La valeur de F_{btd} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est :

$$F_{btd} = l_{td} f_t s_{td}, \text{ sans être supérieure à } F_{wd} \quad (8.8N)$$

où :

F_{wd} est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement de la soudure (donnée comme $A_s f_{yd}$ multiplié par un coefficient - par exemple $0,5 A_s f_{yd}$, où A_s est l'aire de la section de la barre ancrée et f_{yd} sa limite d'élasticité de calcul)

l_{td} est la longueur de calcul de la barre transversale : $l_{td} = 1,16 f_t (f_{yd}/s_{td})^{0,5} \leq l_t$

l_t est la longueur de la barre transversale, limitée à l'espacement des barres à ancrer

f_t est le diamètre de la barre transversale

s_{td} est la contrainte dans le béton ; $s_{td} = (f_{ctd} + s_{cm})/y \leq 3 f_{cd}$

s_{cm} est la contrainte de compression dans le béton perpendiculairement aux deux barres (valeur moyenne, positive en compression)

y est une fonction : $y = 0,015 + 0,14 e^{(-0,18x)}$

x est une fonction qui tient compte de la géométrie : $x = 2 (c/f_t) + 1$

c est l'enrobage perpendiculairement aux deux barres

(3) Si deux barres de même diamètre sont soudées chacune sur un côté de la barre à ancrer, la résistance à l'entraînement donnée en 8.6 (2) peut être doublée sous réserve que l'enrobage de la barre extérieure soit conforme aux exigences de la Section 4.

(4) Si deux barres sont soudées du même côté, avec un espacement minimal de $3f$, il convient de multiplier la résistance à l'entraînement par un facteur 1,41.

(5) Pour les barres de diamètre nominal inférieur ou égal à 12 mm, la résistance à l'entraînement d'une barre transversale soudée dépend essentiellement de la résistance de calcul de l'assemblage soudé. Elle peut être calculée comme suit :

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16 A_s f_{cd} f_t / f_l \quad (8.9)$$

où :

F_{wd} est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement de la soudure (voir 8.6 (2))

f_t est le diamètre nominal de la barre transversale : $f_t \leq 12 \text{ mm}$

f_l est le diamètre nominal de la barre à ancrer : $f_l \leq 12 \text{ mm}$

Si on utilise deux barres transversales soudées espacées au minimum de f_t , il convient de multiplier résistance à l'entraînement donnée par l'Expression (8.9) par un facteur 1,41.

8.7 Recouvrements et coupleurs

8.7.1 Généralités

(1)P La transmission des efforts d'une barre à l'autre s'effectue par :

- recouvrement des barres, avec ou sans coudes ou crochets ;
- soudage ;

- organes mécaniques assurant la transmission à la fois des efforts de traction et de compression ou des efforts de compression uniquement.

8.7.2 Recouvrements

- (1)P Les recouvrements des barres doivent être tels que :
- la transmission des efforts d'une barre à l'autre soit assurée ;
 - il ne se produise pas d'éclatement du béton au voisinage des jonctions ;
 - il n'apparaisse pas de fissures ouvertes qui affecteraient le comportement de la structure.
- (2) Il convient normalement :
- de décaler les recouvrements et de ne pas les disposer dans des zones fortement sollicitées (rotules plastiques, par exemple). Des exceptions sont indiquées en (4) ci-dessous ;
 - de disposer les recouvrements de manière symétrique quelle que soit la section.
- (3) Il convient de respecter les dispositions des barres de la Figure 8.7 :
- il convient de limiter à $4f$ ou à 50 mm la distance libre entre barres comportant un recouvrement ; si cette condition n'est pas satisfaite, il convient d'augmenter la longueur de recouvrement d'une valeur égale à la distance libre entre les barres ;
 - il convient d'espacer longitudinalement les recouvrements voisins d'au moins 0,3 fois la longueur du recouvrement l_0 ;
 - dans le cas de recouvrements voisins, il convient de respecter une distance libre minimale de $2f$ ou 20 mm entre barres adjacentes.
- (4) Lorsque les dispositions sont conformes à (3) ci-dessus, la proportion de barres tendues et comportant un recouvrement peut être de 100 % si les barres sont situées dans un même lit. Si les barres sont disposées en plusieurs lits, il convient de réduire cette proportion à 50 %.

Toutes les barres comprimées et les armatures secondaires (de répartition) peuvent comporter un recouvrement dans une même section.

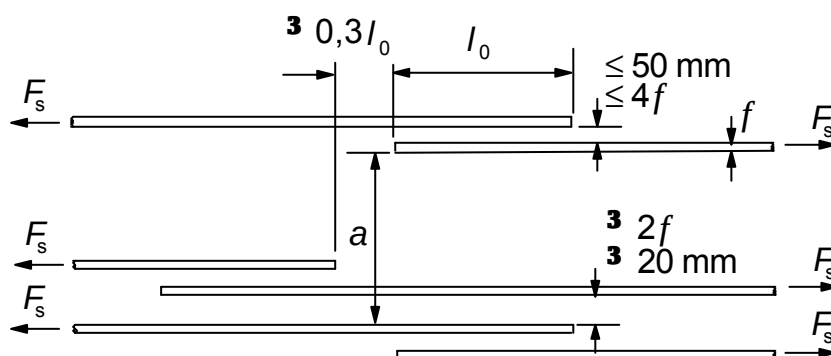


Figure 8.7 : Recouvrements voisins

8.7.3 Longueur de recouvrement

- (1) La longueur de recouvrement de calcul vaut :

$$l_0 = a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (8.10)$$

où :

$l_{b,rqd}$ est calculé au moyen de l'Expression (8.3)

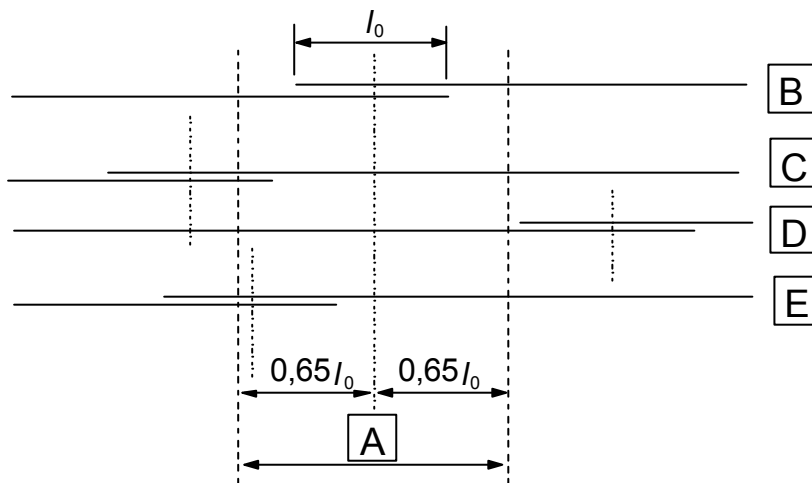
$$l_{0,min} > \max\{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15f; 200 \text{ mm}\} \quad (8.11)$$

Les valeurs de α_1 , α_2 , α_3 , α_4 et α_5 peuvent être prises dans le Tableau 8.2 ; il convient toutefois, pour le calcul de α_3 , de prendre $SA_{st,min} = 1,0A_s(s_{sd}/f_{yd})$, avec A_s = aire de la section d'une des barres comportant un recouvrement.

$\alpha_6 = (r_1/25)^{0,5}$, limité à l'intervalle défini par les valeurs 1 et 1,5, avec r_1 , proportion de barres avec recouvrement dont l'axe se situe à moins de $0,65 l_0$ de l'axe du recouvrement considéré (voir Figure 8.8). Le Tableau 8.3 donne des valeurs de α_6 .

Tableau 8.3 : Valeurs du coefficient α_6

r_1	< 25%	33%	50%	>50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5
Note : les valeurs intermédiaires peuvent être obtenues par interpolation.				



[A] Section considérée [B] Barre I [C] Barre II [D] Barre III [E] Barre IV

Exemple : Les barres II et III sont en dehors de la section considérée : $r_1 = 50 \%$ et $\alpha_6 = 1,4$

Figure 8.8 : Proportion de recouvrements à prendre en compte dans une section de recouvrement donnée

8.7.4 Armatures transversales dans une zone de recouvrement

8.7.4.1 Armatures transversales dans le cas de barres tendues

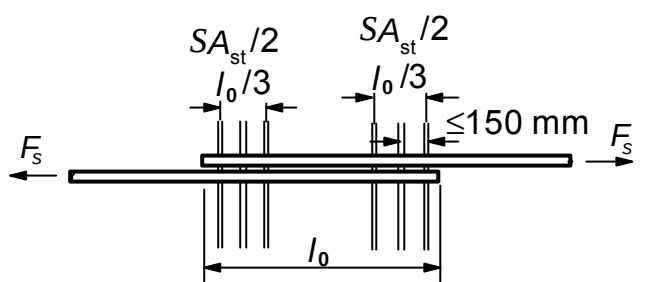
(1) Des armatures transversales sont nécessaires au droit des recouvrements pour s'opposer aux efforts transversaux de traction.

(2) Lorsque le diamètre f des barres ancrées par recouvrement est inférieur à 20 mm, ou lorsque, dans une section quelconque, la proportion des barres avec recouvrement est inférieure à 25 %, alors on peut, sans plus de justification, considérer que les armatures transversales nécessaires par ailleurs suffisent pour équilibrer les efforts transversaux de traction.

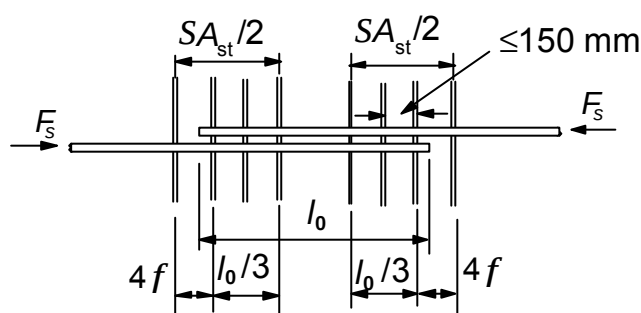
(3) Lorsque le diamètre f des barres ancrées par recouvrement est supérieur ou égal à 20 mm, il convient que la section totale A_{st} des armatures transversales (somme de tous les brins parallèles au lit des barres de la jonction) soit supérieure ou égale à la section A_s d'une des barres du recouvrement ($\Sigma A_{st} \geq 1,0 A_s$). Il convient de disposer les barres transversales perpendiculairement à la direction du recouvrement, entre celui-ci et le parement de béton.

Si plus de 50 % des armatures sont ancrées par recouvrement dans une section donnée, et si la distance a entre recouvrements adjacents dans une section est $\leq 10 f$ (voir Figure 8.7), il convient d'utiliser comme armatures transversales des cadres, étriers ou épingles ancrés dans la section.

(4) Il convient de disposer les armatures transversales prévues selon (3) ci-dessus aux extrémités du recouvrement, comme indiqué sur la Figure 8.9 a).



a) barres tendues



b) barres comprimées

Figure 8.9 : Armatures transversales de couture pour les jonctions par recouvrement

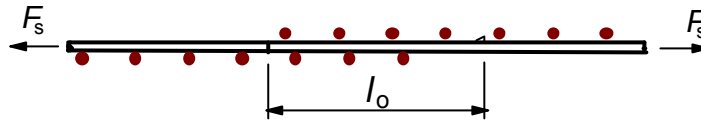
8.7.4.2 Armatures transversales dans le cas de barres toujours comprimées

(1) En complément aux règles applicables aux barres tendues, il convient de disposer une barre transversale de part et d'autre du recouvrement, à une distance inférieure à $4 f$ des extrémités (Figure 8.9 b)).

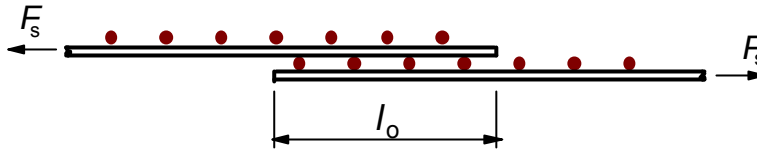
8.7.5 Recouvrements des treillis soudés constitués de fils à haute adhérence

8.7.5.1 Recouvrements des armatures principales

(1) Les jonctions peuvent être obtenues par recouvrement des panneaux dans un même plan ou dans des plans différents (Figure 8.10).



a) recouvrement des panneaux dans un même plan (coupe longitudinale)



b) recouvrement des panneaux dans des plans distincts (coupe longitudinale)

Figure 8.10 : Recouvrement des treillis soudés

(2) Il convient d'opter pour un recouvrement des panneaux dans un même plan lorsqu'ils peuvent être soumis à des charges de fatigue.

(3) Dans le cas de recouvrement de panneaux dans un même plan, il convient, pour les barres longitudinales principales, de respecter les dispositions de recouvrement énoncées en 8.7.2 et d'ignorer tout effet favorable des barres transversales : ainsi, on adoptera $\alpha_3 = 1,0$.

(4) Dans le cas du recouvrement des panneaux dans des plans distincts, il convient, de manière générale, de disposer les recouvrements des armatures principales dans des zones où la contrainte dans l'acier à l'état-limite ultime est inférieure ou égale à 80 % de la résistance de calcul.

(5) Lorsque la condition (4) ci-dessus n'est pas satisfaite, il convient, pour le calcul de la résistance en flexion selon 6.1 ci-dessus, d'adopter, pour la hauteur utile du ferrailage, la valeur relative au lit le plus éloigné de la face tendue. Par ailleurs, lors de la vérification de l'ouverture des fissures à proximité de l'extrémité du recouvrement, il convient, du fait de la discontinuité aux extrémités des recouvrements, de majorer de 25 % la contrainte dans l'acier à utiliser dans les Tableaux 7.2N et 7.3N.

(6) En ce qui concerne la proportion admissible d'armatures principales à ancrer par recouvrement dans une section, il convient de respecter les conditions suivantes :

Dans le cas du recouvrement des panneaux dans un même plan, les valeurs applicables sont celles données dans le Tableau 8.3.

Dans le cas du recouvrement des panneaux dans des plans distincts, la proportion admissible d'armatures principales à ancrer par recouvrement dans une section quelconque, dépend de l'aire de la section d'acier par unité de longueur $(A_s/s)_{\text{prov}}$, où s est l'espacement des fils :

- 100% si $(A_s/s)_{\text{prov}} \leq 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$
- 60% si $(A_s/s)_{\text{prov}} > 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Il convient de décaler au minimum de $1,3l_0$ les jonctions des différents panneaux (l_0 étant déterminé comme indiqué en 8.7.3).

(7) Aucune armature transversale supplémentaire n'est nécessaire dans la zone de recouvrement.

8.7.5.2 Recouvrements des armatures de répartition

(1) Toutes les armatures de répartition peuvent être ancrées par recouvrement dans une même section.

Les valeurs minimales de la longueur de recouvrement l_0 sont données dans le Tableau 8.4 ; il convient que la longueur de recouvrement d'armatures de répartition recoupe au moins deux armatures principales.

Tableau 8.4 : Longueurs de recouvrement requises pour les fils de répartition des treillis

Diamètre des fils de répartition (mm)	Longueurs de recouvrement
$f \leq 6$	≥ 150 mm ; au moins 1 maille (2 soudures) dans la longueur de recouvrement
$6 < f \leq 8,5$	≥ 250 mm ; au moins 2 mailles (3 soudures)
$8,5 < f \leq 12$	≥ 350 mm ; au moins 2 mailles (3 soudures)

8.8 Règles supplémentaires pour les barres de gros diamètre

(1) Les règles ci-après remplacent celles énoncées en 8.4 et 8.7 dans le cas des barres d'un diamètre supérieur à f_{large} .

Note : La valeur de f_{large} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $f_{\text{large}} = 32$ mm.

(2) Lorsqu'on utilise des barres de gros diamètre, la maîtrise de la fissuration peut être obtenue soit par l'utilisation d'armatures de peau (voir 9.2.4) soit par le calcul (voir 7.3.4).

(3) Lorsqu'on utilise des barres de gros diamètre, les efforts de fendage, de même que l'effet de goujon sont supérieurs. Il convient d'ancrer ce type de barres au moyen d'organes mécaniques spécifiques. L'ancrage peut également être droit, mais il convient alors de confiner les armatures au moyen de cadres ou d'étriers.

(4) De manière générale, il convient de ne pas réaliser de jonctions par recouvrement avec des barres de gros diamètre, sauf dans les sections dont les dimensions sont au minimum égales à 1,0m ou lorsque la contrainte dans les barres ne dépasse pas 80 % de la résistance ultime de calcul.

(5) Il convient de prévoir des armatures transversales, en plus des armatures d'effort tranchant, dans les zones d'ancrage lorsqu'il n'existe pas de compression transversale.

(6) Dans le cas de scellements droits (voir Figure 8.11 pour les notations utilisées), il convient, pour les armatures supplémentaires prévues en (5) ci-dessus, de respecter les sections minimales ci-après :

- dans la direction parallèle à la face tendue :

$$A_{sh} = 0,25 A_s n_1 \quad (8.12)$$

- dans la direction orthogonale à la face tendue :

$$A_{sv} = 0,25 A_s n_2 \quad (8.13)$$

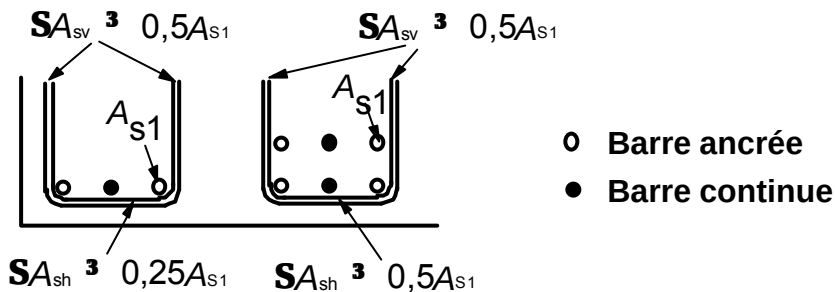
où :

A_s est l'aire de la section de l'armature ancrée,

n_1 est le nombre de lits comportant des barres ancrées dans la même section de l'élément

n_2 est le nombre de barres ancrées dans chaque lit.

(7) Il convient de répartir les armatures transversales supplémentaires de manière uniforme dans la zone d'ancrage, sans dépasser un espacement de 5 fois le diamètre des armatures longitudinales.



Exemple : A gauche $n_1 = 1, n_2 = 2$; à droite $n_1 = 2, n_2 = 2$

Figure 8.11 : Armatures supplémentaires au droit de l'ancrage dans le cas de barres de gros diamètre en l'absence de compression transversale

(8) Dans le cas des armatures de peau, 9.2.4 s'applique, mais il convient de retenir une aire minimale égale à $0,01 A_{ct,ext}$ dans la direction perpendiculaire aux barres de gros diamètre et à $0,02 A_{ct,ext}$ dans la direction parallèle à ces barres.

8.9 Paquets de barres

8.9.1 Généralités

(1) Sauf indication contraire, les règles pour les barres individuelles s'appliquent également aux paquets de barres. Il convient que toutes les barres d'un paquet aient les mêmes caractéristiques (type et nuance). Des barres de diamètres différents peuvent être groupées en paquet sous réserve que le rapport des diamètres n'excède pas 1,7.

(2) Pour le calcul, le paquet est remplacé par une barre fictive équivalente présentant la même section et le même centre de gravité que le paquet. Le diamètre équivalent f_n de cette barre est tel que :

$$f_n = f \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad (8.14)$$

où

n_b est le nombre de barres du paquet :

$n_b \leq 4$ dans le cas des barres verticales comprimées et des barres à l'intérieur d'une jonction par recouvrement,

$n_b \leq 3$ dans tous les autres cas.

(3) Dans le cas d'un paquet, les règles de 8.2 relatives à l'espacement des barres s'appliquent, moyennant l'utilisation du diamètre équivalent f_n , la distance libre entre paquets étant mesurée à partir du contour extérieur effectif du paquet. C'est également à partir du contour extérieur effectif du paquet qu'il convient de mesurer l'enrobage ; il convient que celui-ci soit supérieur ou égal à f_n . Il convient de ne pas effectuer de recouvrement pour des paquets constitués de plus de trois barres.

(4) Lorsque deux barres en contact sont disposées l'une au-dessus de l'autre, et lorsque les conditions d'adhérence sont bonnes, il n'est pas nécessaire de traiter ces barres comme un paquet.

8.9.2 Ancrage des paquets de barres

(1) Les paquets de barres tendues peuvent être arrêtés au droit des appuis d'extrémité et des appuis intermédiaires. Les paquets dont le diamètre équivalent est < 32 mm peuvent être arrêtés au voisinage de l'appui sans qu'il soit nécessaire de décaler les arrêts de barre. Dans le cas des paquets dont le diamètre équivalent est ≥ 32 mm et qui sont ancrés au voisinage d'un appui, il convient de décaler les arrêts de barre longitudinalement comme indiqué sur la Figure 8.12.

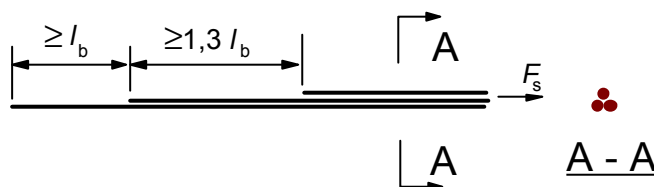


Figure 8.12 : Arrêts des barres d'un même paquet avec un décalage important

(2) Lorsque les barres individuelles sont ancrées avec un décalage supérieur à $1,3 l_{b,rqd}$ ($l_{b,rqd}$ déterminé en fonction du diamètre de la barre), il est possible d'utiliser le diamètre de la barre pour évaluer l_{bd} (voir Figure 8.12). Si les conditions ci-dessus ne sont pas satisfaites, il convient d'utiliser le diamètre équivalent f_n .

(3) Il n'est pas nécessaire de décaler les arrêts de barre dans le cas de paquets de barres comprimées. Dans le cas de paquets de diamètre équivalent ≥ 32 mm, il convient de prévoir au moins quatre cours d'armatures transversales d'un diamètre ≥ 12 mm aux extrémités du paquet ainsi qu'un cours supplémentaire juste après l'arrêt de la barre.

8.9.3 Recouvrement des paquets de barres

(1) Il convient de calculer la longueur de recouvrement conformément à 8.7.3 en utilisant f_n (tel que défini en 8.9.1 (2)) comme diamètre équivalent des barres.

(2) Dans le cas de paquets constitués de deux barres, avec un diamètre équivalent < 32 mm, le recouvrement des barres peut être effectué sans décalage des arrêts de barre. Dans ce cas, il convient d'utiliser le diamètre équivalent pour calculer l_0 .

(3) Dans le cas de paquets constitués de deux barres, avec un diamètre équivalent ≥ 32 mm, ou de trois barres, il convient de décaler les arrêts de barre d'au moins $1,3l_0$ dans la direction longitudinale, comme indiqué sur la Figure 8.13, l_0 étant la longueur de recouvrement pour une barre unique. Dans ce cas, une 4^{ème} barre peut être utilisée comme barre de recouvrement. Il convient de veiller à ce qu'il n'y ait pas plus de quatre barres dans une section de recouvrement.

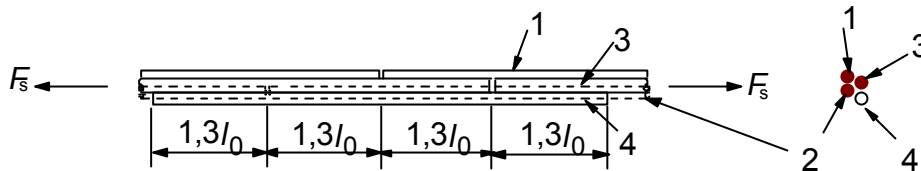


Figure 8.13 : Jonction par recouvrement de barres tendues, incluant une quatrième barre

8.10 Armatures de précontrainte

8.10.1 Disposition des armatures de précontrainte et des gaines

8.10.1.1 Généralités

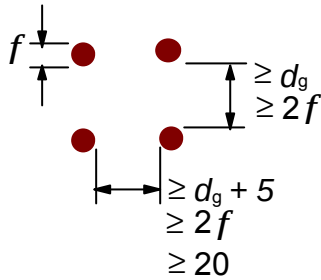
(1)P L'espacement des gaines ou des armatures de précontrainte par pré-tension doit permettre d'assurer une mise en place et un compactage corrects du béton ainsi que l'obtention d'une adhérence suffisante entre le béton et les armatures.

8.10.1.2 Armatures de précontrainte par pré-tension

(1) Les distances libres minimales, horizontalement et verticalement, entre armatures individuelles de précontrainte par pré-tension doivent être conformes à la Figure 8.14. D'autres dispositions peuvent être adoptées sous réserve que les résultats d'essai fassent apparaître un comportement ultime satisfaisant en ce qui concerne :

- le béton en compression au niveau de l'ancrage
- l'éclatement du béton
- l'ancrage des armatures
- le coulage du béton entre les armatures.

Il convient également de veiller à la durabilité ainsi qu'au risque de corrosion de l'armature de précontrainte aux abouts des éléments.



Note : Où f est le diamètre de l'armature de pré-tension et d_g est la dimension du plus gros granulat.

Figure 8.14 : Distances libres minimales entre armatures de précontrainte par pré-tension

(2) Il convient de ne pas disposer de paquets d'armatures de précontrainte dans les zones d'ancrage, sauf si le coulage et le compactage du béton peuvent être réalisés de manière satisfaisante et si une adhérence suffisante entre le béton et les armatures peut être assurée.

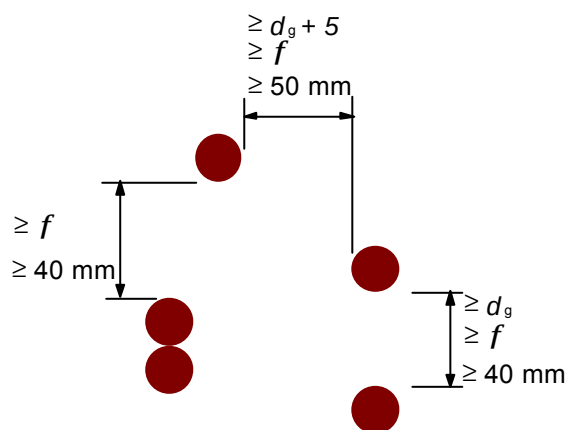
8.10.1.3 Gaines de précontrainte (précontrainte par post-tension)

(1)P Il convient de réaliser et de disposer les gaines de précontrainte de telle sorte :

- que le béton puisse être coulé dans de bonnes conditions, sans endommager les gaines ;
- que le béton puisse résister aux efforts exercés par les gaines dans les parties courbes pendant et après la mise en tension ;
- qu'aucun coulis ne pénètre dans d'autres gaines pendant l'injection.

(2) Normalement, il n'y a pas lieu de regrouper les gaines en paquets sauf lorsqu'il s'agit de deux gaines placées à la verticale l'une de l'autre.

(3) Il convient de respecter les distances libres entre gaines indiquées sur la Figure 8.15.



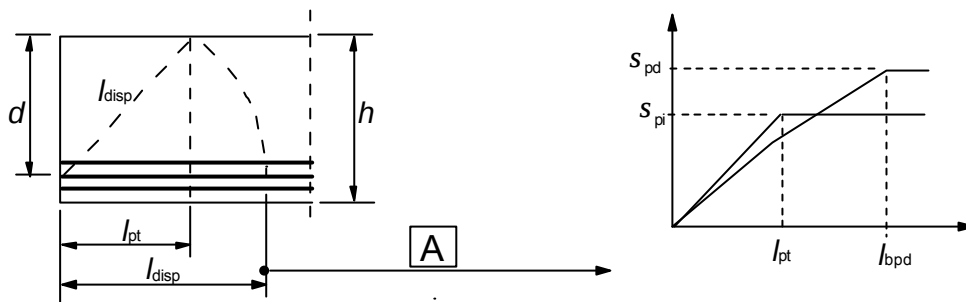
Note : Où f est le diamètre de la gaine de précontrainte (post-tension) et d_g est la dimension du plus gros granulat.

Figure 8.15 : Distances libres minimales entre gaines

8.10.2 Ancrage des armatures de précontrainte par pré-tension

8.10.2.1 Généralités

- (1) Les longueurs à considérer dans les zones d'ancrage sont les suivantes, voir Figure 8.16 :
- a) longueur de transmission l_{pt} le long de laquelle la force de précontrainte (P_0) est entièrement transmise au béton ; voir 8.10.2.2 (2),
 - b) longueur de régularisation l_{disp} le long de laquelle les contraintes dans le béton se diffusent progressivement jusqu'à une distribution linéaire dans la section de béton ; voir 8.10.2.2 (4),
 - c) longueur d'ancrage l_{bpd} le long de laquelle l'effort de précontrainte F_{pd} à l'état-limite ultime est entièrement ancré dans le béton ; voir 8.10.2.3 (4) et (5).



A - Répartition linéaire des contraintes dans la section de l'élément

Figure 8.16 : Transfert de la force de précontrainte dans les éléments précontraints par pré-tension ; définition des longueurs à considérer

8.10.2.2 Transfert de la force de précontrainte

- (1) Au relâchement de l'armature, on peut admettre que la précontrainte est transmise au béton par une contrainte d'adhérence constante f_{bpt} , avec :

$$f_{bpt} = h_{p1} h_1 f_{ctd}(t) \quad (8.15)$$

où :

h_{p1} est un coefficient qui tient compte du type d'armature et des conditions d'adhérence au relâchement

$h_{p1} = 2,7$ dans le cas des fils crantés

$h_{p1} = 3,2$ dans le cas des torons à 3 ou 7 fils

$h_1 = 1,0$ pour de bonnes conditions d'adhérence (voir 8.4.2)

$= 0,7$ dans les autres cas, à moins qu'une valeur supérieure puisse être justifiée au regard de conditions d'exécution particulières

$f_{ctd}(t)$ est la résistance de calcul en traction du béton au moment du relâchement ;

$f_{ctd}(t) = a_{ct} \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}(t) / g_c$ (voir également 3.1.2 (8) et 3.1.6 (2)P)

Note : Des valeurs de h_{p1} pour des types d'armatures autres que ceux indiqués ci-dessus peuvent être utilisées sous réserve d'un Agrément Technique Européen.

- (2) La valeur de référence de la longueur de transmission l_{pt} est donnée par :

$$l_{pt} = a_1 a_2 f s_{pm0} / f_{bpt} \quad (8.16)$$

où :

α_1	= 1,0	dans le cas d'un relâchement progressif
	= 1,25	dans le cas d'un relâchement brutal
α_2	= 0,25	dans le cas d'armatures de section circulaire
	= 0,19	dans le cas de torons à 3 ou 7 fils
f	est le diamètre nominal de l'armature	
s_{pm0}	est la contrainte dans l'armature juste après le relâchement	

(3) Il convient de prendre pour valeur de calcul de la longueur de transmission la moins favorable des deux valeurs ci-dessous, selon la situation de projet considérée :

$$l_{pt1} = 0,8 l_{pt} \quad (8.17)$$

ou

$$l_{pt2} = 1,2 l_{pt} \quad (8.18)$$

Note : Normalement, la valeur la plus faible est utilisée pour les vérifications des contraintes locales au relâchement, la plus élevée pour les états-limites ultimes (effort tranchant, ancrage etc.).

(4) On peut admettre que les contraintes dans le béton sont réparties linéairement au-delà de la longueur de régularisation, voir Figure 8.17 :

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2} \quad (8.19)$$

(5) On peut admettre d'autres modes de régularisation de la précontrainte si ceux-ci sont correctement justifiés et si la longueur de transmission est modifiée en conséquence.

8.10.2.3 Ancrage de l'effort de traction à l'état-limite ultime

(1) Il convient de vérifier l'ancrage des armatures de précontrainte dans des zones où la contrainte de traction dans le béton excède $f_{ctk,0,05}$. Il convient de calculer l'effort de précontrainte en considérant la section fissurée, en incluant l'effet de l'effort tranchant conformément à 6.2.3 (6) ; voir également 9.2.1.3. Lorsque la contrainte de traction dans le béton est inférieure à $f_{ctk,0,05}$, aucune vérification de l'ancrage n'est nécessaire.

(2) La capacité d'adhérence de l'ancrage à l'état-limite ultime vaut :

$$f_{bpd} = h_{p2} h_1 f_{ctd} \quad (8.20)$$

où :

h_{p2}	est un coefficient qui tient compte du type d'armature et des conditions d'adhérence dans la zone d'ancrage
$h_{p2} = 1,4$	dans le cas des fils à empreintes
$h_{p2} = 1,2$	dans le cas des torons à 3 ou 7 fils
h_1	est tel que défini en 8.10.2.2 (1)

Note : Les valeurs de h_{p2} pour des types d'armatures de précontrainte autres que ceux indiqués ci-dessus peuvent être utilisées sous réserve d'un Agrément Technique Européen.

(3) Compte tenu de la fragilité croissante des bétons avec la résistance, il convient de limiter ici $f_{ctk,0,05}$ à la valeur correspondant à la classe C60/75, à moins que l'on puisse vérifier que la capacité d'adhérence moyenne augmente au-delà de cette limite.

(4) La longueur d'ancrage totale nécessaire pour ancrer une armature avec une contrainte s_{pd} est :

$$l_{bpd} = l_{pt2} + a_2 f(s_{pd} - s_{pm\infty}) / f_{bpd} \quad (8.21)$$

où

l_{pt2} est la valeur supérieure de calcul de la longueur de transmission, voir 8.10.2.2 (3)

a_2 est tel que défini en 8.10.2.2 (2)

s_{pd} est la contrainte dans l'armature correspondant à l'effort décrit en (1)

$s_{pm\infty}$ est la précontrainte, toutes pertes déduites

(5) Les contraintes dans l'armature de précontrainte dans la zone d'ancrage sont illustrées par la Figure 8.17.

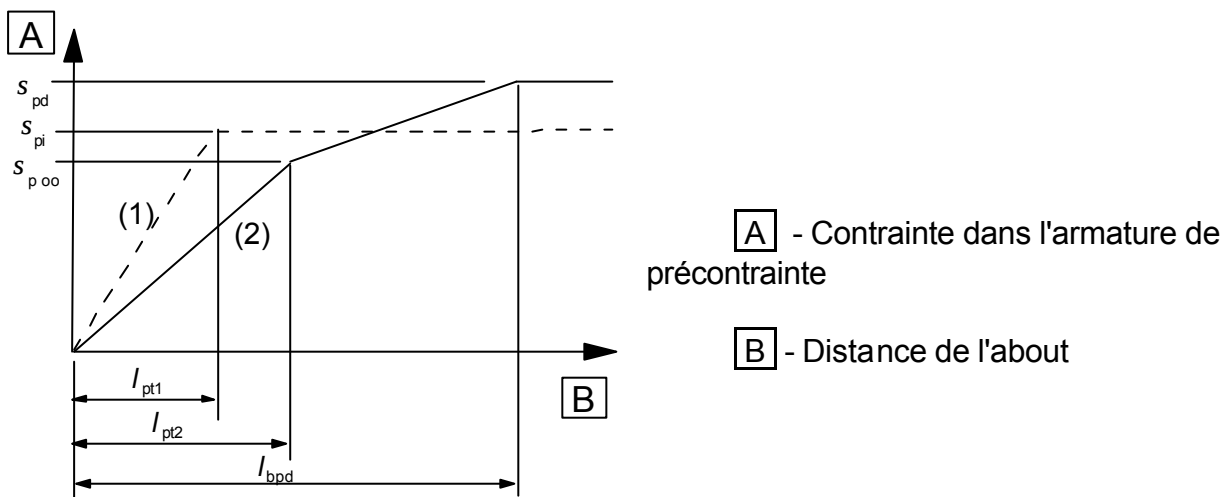


Figure 8.17 : Contraintes dans la zone d'ancrage d'éléments précontraints par pré-tension :

(1) au relâchement des armatures (2) à l'état-limite ultime

(6) Dans le cas d'armatures passives combinées à des armatures de précontrainte, il convient d'additionner les résistances à l'entraînement des deux types d'armatures.

8.10.3 Zones d'ancrage des éléments précontraints par post-tension

(1) Il convient de calculer les zones d'ancrage conformément aux règles d'application données dans le présent paragraphe ainsi qu'en 6.5.3.

(2) Lorsque les effets de la précontrainte sont assimilés à un effort concentré s'exerçant sur la zone d'ancrage, il convient que la valeur de calcul de la précontrainte soit conforme à 2.4.2.2 (3) ; il convient également de retenir la valeur inférieure de la résistance caractéristique en traction du béton.

- (3) Il convient de calculer la contrainte derrière les plaques d'ancrage conformément à l'Agrément Technique Européen concerné.
- (4) Il convient d'évaluer les efforts de traction dus à des forces concentrées au moyen d'un modèle bielles-tirants ou d'autres modes de représentation appropriés (voir 6.5). Il convient de disposer les armatures passives en admettant qu'elles travaillent à leur résistance de calcul. Si la contrainte dans les armatures passives est limitée à 300 MPa, aucune vérification de l'ouverture des fissures n'est nécessaire.
- (5) Pour simplifier, on peut admettre que l'angle de diffusion de la force de précontrainte, qui prend effet à l'extrémité de l'organe d'ancrage, est égal à $2b$ (voir Figure 8.18), avec $b = \arctan 2/3$.

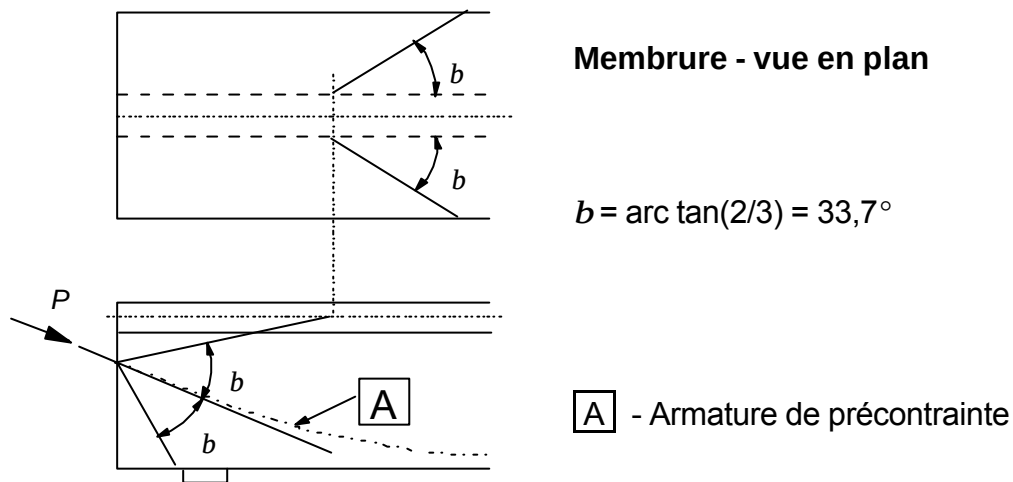


Figure 8.18 : Diffusion de la précontrainte

8.10.4 Ancrages et coupleurs pour armatures de précontrainte

- (1)P Les organes d'ancrage utilisés pour les armatures de précontrainte par post-tension doivent être conformes à ceux spécifiés pour le système utilisé. Les longueurs d'ancrage des armatures de précontrainte par pré-tension telles qu'elles permettent le transfert complet de l'effort de calcul des armatures, compte tenu des éventuelles sollicitations variables, rapides et répétées susceptibles de se produire.
- (2)P Lorsque des coupleurs sont utilisés, ils doivent être conformes à ceux spécifiés pour le système utilisé. Compte tenu de l'interférence créée par ces dispositifs, ils doivent être disposés de manière à ne pas affecter la capacité portante de l'élément et à permettre l'introduction satisfaisante de tout ancrage provisoire qui pourrait être nécessaire durant la construction.
- (3) Il convient d'effectuer les calculs des effets locaux dans le béton et dans les armatures transversales conformément à 6.5 et 8.10.3.
- (4) En règle générale, il convient d'éloigner les coupleurs des appuis intermédiaires.
- (5) Il convient d'éviter l'utilisation de coupleurs sur 50 % ou plus des armatures d'une même section, à moins de pouvoir prouver qu'une proportion supérieure n'accroît pas le risque pour la sécurité de la structure.

8.10.5 Déviateurs

(1)P Un déviateur doit satisfaire aux exigences ci-après :

- résister à la fois aux efforts longitudinaux et transversaux appliqués par l'armature et transmettre ces efforts à la structure ;
- assurer que le rayon de courbure de l'armature de précontrainte n'entraîne pas de surtension dans l'armature ou de dommages de celle-ci.

(2)P Dans les zones de déviation, les tubes constituant les gaines doivent pouvoir supporter la pression radiale et le mouvement longitudinal de l'armature de précontrainte sans dommages et sans préjudice pour le bon fonctionnement de l'armature.

(3)P Dans les zones de déviation, le rayon de courbure de l'armature doit être conforme à l'EN 10138 et aux Agréments Techniques Européens concernés.

(4) Des déviations jusqu'à 0,01 radian peuvent être admises au niveau du projet sans qu'il soit nécessaire de prévoir des déviateurs. Il convient de tenir compte, dans les calculs de dimensionnement, des efforts engendrés par la déviation obtenue à l'aide d'un déviateur conforme à l'Agrément Technique Européen concerné.

SECTION 9 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX ÉLÉMENTS ET RÈGLES PARTICULIÈRES

9.1 Généralités

(1)P Les exigences vis-à-vis de la sécurité, de l'aptitude au service et de la durabilité sont satisfaites par application des règles données dans cette Section en plus des règles générales données par ailleurs.

(2) Il convient que les dispositions constructives des éléments soient conformes aux modèles de calcul adoptés.

(3) Des sections minimales d'armatures sont prescrites afin d'empêcher une rupture fragile, de larges fissures et également pour résister à des efforts provenant d'actions gênées.

Note : Les règles données dans cette Section sont principalement applicables aux bâtiments en béton armé.

9.2 Poutres

9.2.1 Armatures longitudinales

9.2.1.1 Sections minimale et maximale d'armatures

(1) Il convient que la section d'armatures longitudinales tendues ne soit pas inférieure à $A_{s,min}$.

Note 1 : Voir également 7.3 pour la section d'armatures longitudinale tendues permettant la maîtrise de la fissuration.

Note 2 : La valeur de $A_{s,min}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est indiquée dans ce qui suit :

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d \quad (9.1N)$$

où :

b_t désigne la largeur moyenne de la zone tendue ; pour une poutre en T dont la membrure supérieure est comprimée, seule la largeur de l'âme est prise en compte dans le calcul de b_t .

f_{ctm} Il convient de déterminer f_{ctm} en fonction de la classe de résistance appropriée, conformément au Tableau 3.1.

Toutefois, pour les éléments secondaires, où un certain risque de rupture fragile peut être accepté, $A_{s,min}$ peut être égal à 1,2 fois la section exigée dans la vérification aux ELU.

(2) Il convient de considérer les sections contenant une quantité d'armatures inférieures à $A_{s,min}$ comme des sections non armées (voir la Section 12).

(3) Il convient que la section des armatures tendues ou comprimées n'excède pas $A_{s,max}$ en dehors des zones de recouvrement.

Note : La valeur de $A_{s,max}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $A_{s,max} = 0,04 A_c$.

(4) Pour des éléments précontraints avec des armatures non adhérentes de manière permanente ou avec des câbles extérieurs de précontrainte, il convient de vérifier que le moment résistant ultime est supérieur au moment de fissuration en flexion. Un moment résistant de 1,15 fois le moment de fissuration est suffisant.

9.2.1.2 Autres dispositions constructives

(1) Pour une poutre formant une construction monolithique avec ses appuis, il convient de dimensionner la section sur appuis pour un moment fléchissant résultant de l'encastrement partiel d'au moins b_1 fois le moment fléchissant maximal en travée, y compris lorsque des appuis simples ont été adoptés dans le calcul.

Note 1 : La valeur de b_1 à utiliser pour les poutres, dans un pays donné, peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $b_1 = 0,15$.

Note 2 : La section minimale d'armatures longitudinales définie en 9.2.1.1 (1) s'applique.

(2) Aux appuis intermédiaires des poutres continues, il convient de répartir la section totale des armatures tendues A_s d'une section transversale en T sur la largeur participante de la membrure supérieure (voir 5.3.2). Une partie de ces armatures peut être concentrée au droit de l'âme (voir Figure 9.1).

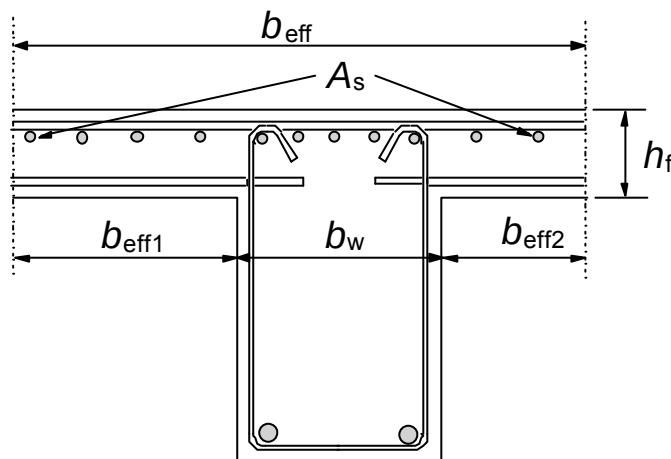


Figure 9.1 : Agencement des armatures tendues dans une section en T

(3) Il convient de maintenir toute armature longitudinale comprimée (de diamètre f) prise en compte dans le calcul de résistance au moyen d'armatures transversales espacées au plus de $15f$.

9.2.1.3 Épure d'arrêt des armatures longitudinales tendues

(1) Il convient, dans toutes les sections, de prévoir un ferrailage suffisant pour résister à l'enveloppe de l'effort de traction agissant, comprenant l'effet des fissures inclinées dans les âmes et les membrures.

(2) Pour des éléments avec des armatures d'effort tranchant, il convient de calculer l'effort de traction supplémentaire ΔF_{td} conformément à 6.2.3 (7). Pour des éléments sans armatures d'effort tranchant, ΔF_{td} peut être estimé en décalant la courbe enveloppe des moments d'une distance $a_l = d$, conformément à 6.2.2 (5). Cette "règle de décalage" peut également être employée pour des éléments comportant un ferrailage d'effort tranchant, où :

$$a_l = z (\cot q - \cot \alpha) / 2 \quad (\text{symboles définis en 6.2.3}) \quad (9.2)$$

L'effort de traction supplémentaire est illustré sur la Figure 9.2.

(3) La résistance des barres sur leur longueur d'ancrage peut être prise en compte en supposant une variation linéaire de l'effort, voir la Figure 9.2. Par sécurité, la contribution de cette longueur d'ancrage peut être négligée.

(4) Il convient que la longueur d'ancrage d'une barre relevée contribuant à la résistance à l'effort tranchant ne soit pas inférieure à $1,3 l_{bd}$ dans la zone tendue et à $0,7 l_{bd}$ dans la zone comprimée. Cette longueur est mesurée à partir du point d'intersection de l'axe de la barre relevée et de celui des armatures longitudinales.

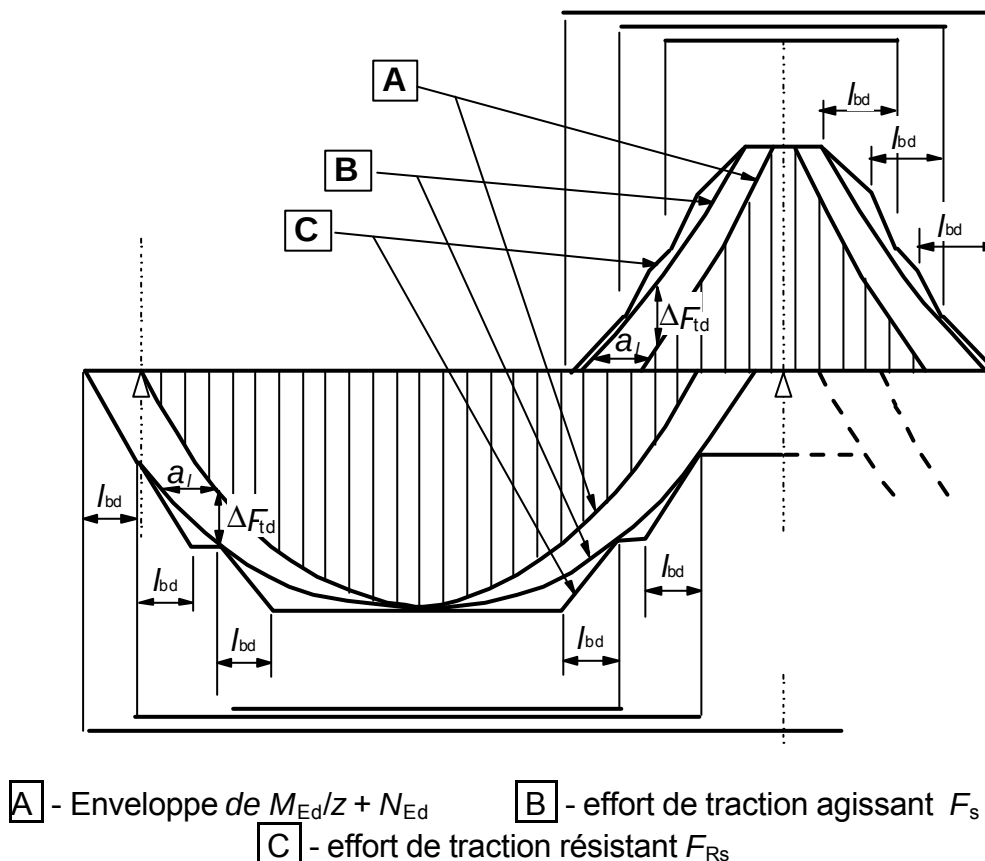


Figure 9.2 : Illustration de l'épure d'arrêt des armatures longitudinales, tenant compte de l'effet des fissures inclinées et de la résistance des armatures dans leur longueur d'ancrage

9.2.1.4 Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis d'extrémité

(1) Il convient, au niveau des appuis, considérés dans le calcul comme faiblement ou pas encastrés que l'aire des armatures inférieures soit au moins b_2 fois l'aire des armatures présente en travée.

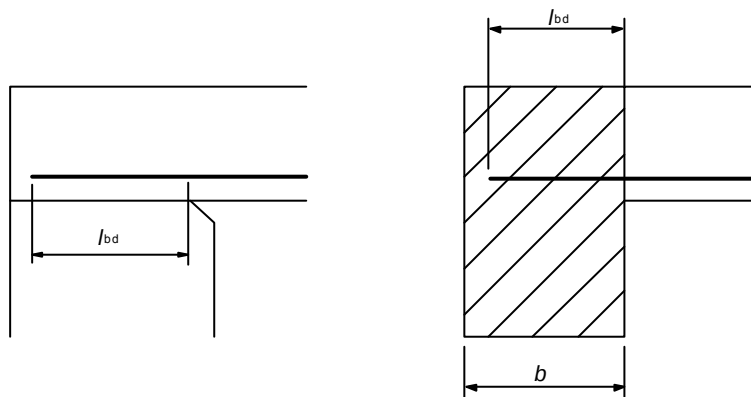
Note : La valeur de b_2 à utiliser pour les poutres, dans un pays donné, peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $b_2 = 0,25$.

(2) L'effort de traction à ancrer peut être déterminé conformément à 6.2.3 (7) (éléments avec armatures d'effort tranchant), en incluant l'effet de l'effort normal s'il existe, ou en appliquant la règle de décalage :

$$F_E = |V_{Ed}| \cdot a_l / z + N_{Ed} \quad (9.3)$$

où N_{Ed} est l'effort normal agissant, à ajouter ou à soustraire de l'effort de traction;
 a_l voir 9.2.1.3 (2).

(3) La longueur d'ancrage est l_{bd} conformément à 8.4.4, mesurée à partir de la ligne de contact entre la poutre et l'appui. La pression transversale peut être prise en compte pour un appui direct. Voir la Figure 9.3.



a) Appui direct : Poutre reposant sur un mur ou un poteau

b) Appui indirect : Poutre encastrée dans une autre poutre

Figure 9.3 : Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis d'extrémité

9.2.1.5 Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis intermédiaires

(1) L'aire de la section des armatures indiquée en 9.2.1.4 (1) s'applique.

(2) Il convient que la longueur d'ancrage ne soit pas inférieure à $10f$ dans le cas des barres droites, au diamètre du mandrin dans le cas des crochets et des coudes avec des diamètres de barre au moins égaux à 16 mm, ou à deux fois le diamètre du mandrin dans les autres cas (voir Figure 9.4 a)). Ces valeurs minimales sont normalement valables mais une analyse plus fine peut être effectuée, conformément à 6.6.

(3) Il convient de spécifier, dans des documents du contrat, les armatures exigées pour résister à des moments positifs éventuels (par exemple : tassement de l'appui, explosion, etc.). Il convient que ces armatures soient continues, ce qui peut être réalisé au moyen de recouvrements (voir Figure 9.4 b) ou c)).

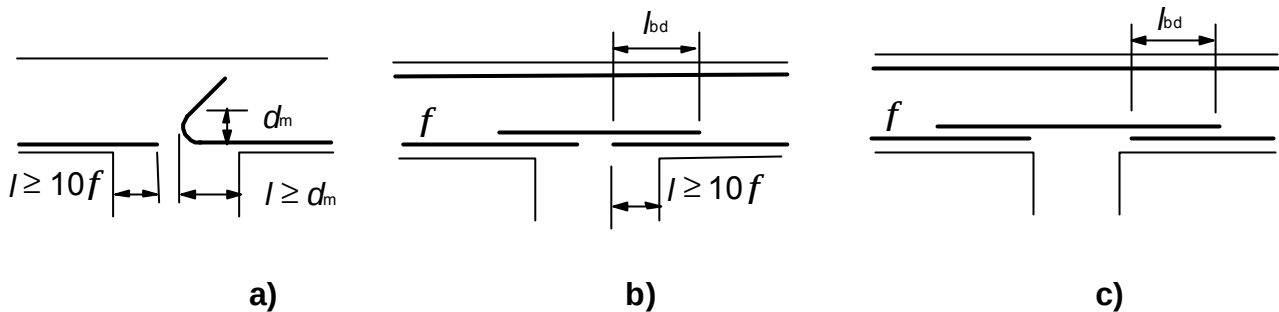
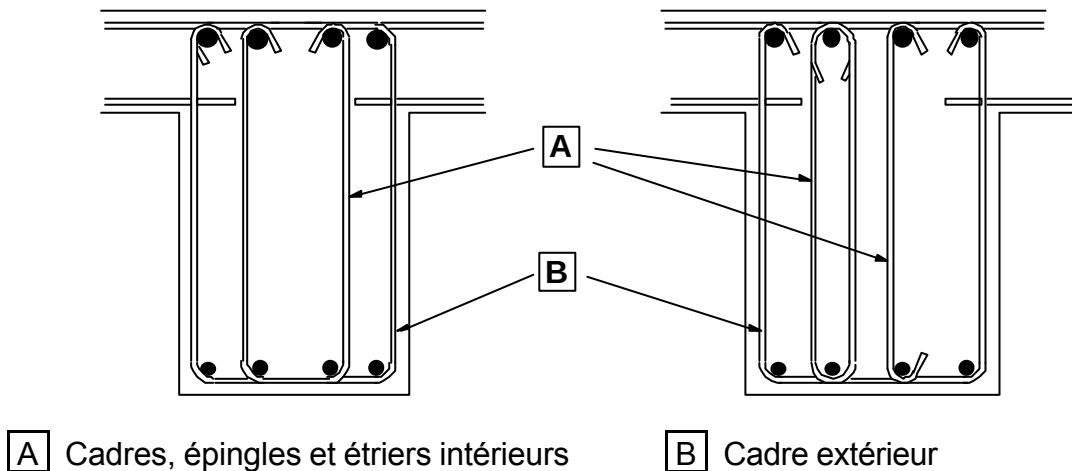


Figure 9.4 : Ancrage au niveau des appuis intermédiaires

9.2.2 Armatures d'effort tranchant

- (1) Il convient que les armatures d'effort tranchant forment un angle α compris entre 45° et 90° avec l'axe longitudinal de l'élément structural.
- (2) Les armatures d'effort tranchant peuvent être composées d'une combinaison de :
- cadres, étriers ou épingles entourant les armatures longitudinales tendues et la zone comprimée (voir Figure 9.5) ;
 - barres relevées;
 - cadres ouverts, échelles, épingles, etc., façonnés sans entourer les armatures longitudinales mais correctement ancrés dans les zones comprimées et tendues.



A Cadres, épingles et étriers intérieurs B Cadre extérieur

Figure 9.5 : Exemples d'armatures d'effort tranchant

(3) Il convient que les cadres, étriers et épingles soient efficacement ancrés. Un recouvrement sur le brin vertical situé près de la surface de l'âme est autorisé sous réserve que le cadre ne participe pas à la résistance à la torsion.

(4) Il convient qu'au moins b_3 des armatures d'effort tranchant nécessaires soient sous forme de cadres, étriers ou épingles.

EN 1992-1-1 : 2004 (F)

Note : La valeur de b_3 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $b_3 = 0,5$.

(5) Le taux d'armatures d'effort tranchant est donné par l'Expression (9.4) :

$$r_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \quad (9.4)$$

où :

r_w est le taux d'armatures d'effort tranchant

r_w ne devrait pas être inférieur à $r_{w,min}$

A_{sw} est l'aire de la section des armatures d'effort tranchant régnant sur la longueur s

s est l'espacement des armatures d'effort tranchant, mesuré le long de l'axe longitudinal de l'élément

b_w est la largeur de l'âme de l'élément

α est l'angle entre les armatures d'effort tranchant et l'axe longitudinal (voir 9.2.2 (1)).

Note : La valeur de $r_{w,min}$ à utiliser pour des poutres, dans un pays donné, peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est donnée par l'Expression (9.5N) :

$$r_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (9.5N)$$

(6) Il convient que l'espacement longitudinal maximal entre les cours d'armatures d'effort tranchant ne soit pas supérieur à $s_{l,max}$.

Note : La valeur de $s_{l,max}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est donnée par l'Expression (9.6N) :

$$s_{l,max} = 0,75d (1 + \cot \alpha) \quad (9.6N)$$

où α est l'inclinaison des armatures d'effort tranchant par rapport à l'axe longitudinal de la poutre.

(7) Il convient que l'espacement longitudinal maximal entre les barres relevées ne soit pas supérieur à $s_{b,max}$.

Note : La valeur de $s_{b,max}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est donnée par l'Expression (9.7N) :

$$s_{b,max} = 0,6 d (1 + \cot \alpha) \quad (9.7N)$$

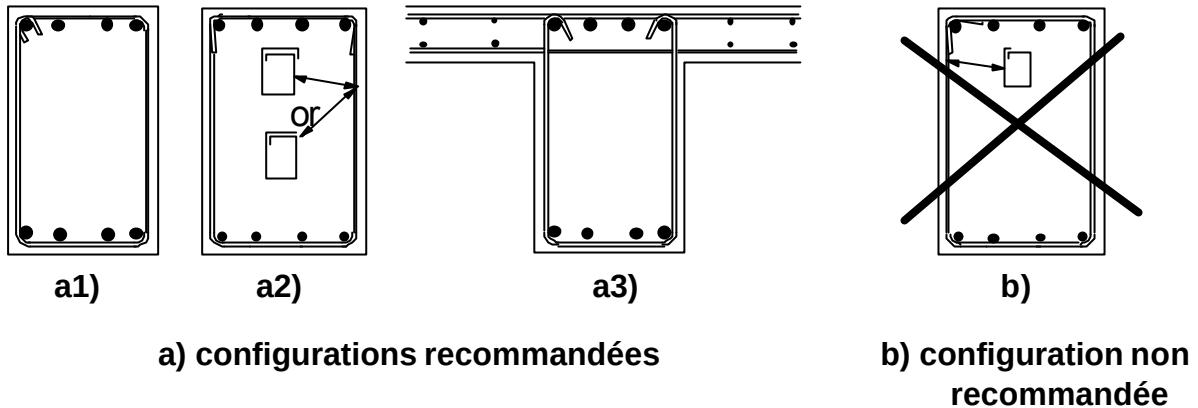
(8) Il convient que l'espacement transversal des brins verticaux dans une série de cadres, étriers ou épingles d'effort tranchant ne soit pas supérieur à $s_{t,max}$.

Note : La valeur de $s_{t,max}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est donnée par l'Expression (9.8N) :

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600 \text{ mm} \quad (9.8N)$$

9.2.3 Armatures de torsion

(1) Il convient que les cadres de torsion soient fermés et soient ancrés au moyen de recouvrements ou de crochets (voir Figure 9.6) et qu'ils soient perpendiculaires à l'axe de l'élément structural.



Note : Il convient que dans la deuxième variante (croquis du bas) de a2) le cadre ait une longueur de recouvrement complète le long de l'extrados.

Figure 9.6 : Exemples de configurations pour des cadres de torsion

(2) Les recommandations de 9.2.2 (5) et (6) sont généralement suffisantes pour la définition de la quantité minimale de cadres de torsion.

(3) Il convient que l'espacement longitudinal des cadres de torsion ne soit pas supérieur à $u/8$ (voir 6.3.2, Figure 6.11, pour la notation), ou à la limite du 9.2.2 (6), ou encore à la plus petite dimension de la section transversale de la poutre.

(4) Il convient de disposer les barres longitudinales de sorte qu'il y ait au moins une barre à chaque angle, les autres étant distribuées uniformément le long du périmètre intérieur des cadres, avec un espacement n'excédant pas 350 mm.

9.2.4 Armatures de peau

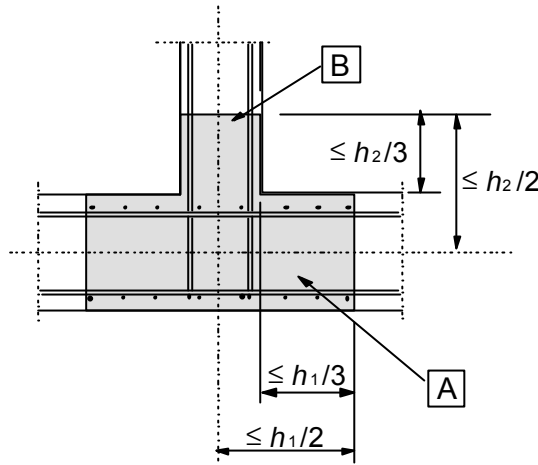
(1) Il peut être nécessaire de prévoir des armatures de peau, soit pour maîtriser la fissuration soit pour assurer une résistance adaptée à éclatement de l'enrobage.

Note : Des règles de dispositions constructives pour les armatures de peau sont données en Annexe Informative J.

9.2.5 Appuis indirects

(1) Lorsqu'une poutre est portée par une autre poutre, au lieu d'un voile ou d'un poteau, il convient que les armatures soient conçues pour résister aux réactions mutuelles. Ces armatures viennent en complément de celles exigées pour d'autres raisons. Cette règle s'applique également à une dalle qui n'est pas appuyée en partie supérieure d'une poutre.

(2) Il convient que les armatures de suspenso à l'intersection de deux poutres se composent de cadres et d'étriers entourant les armatures principales de l'élément porteur. Certaines de ces suspentes peuvent être placées en dehors du volume de béton commun aux deux poutres (voir Figure 9.7).



A poutre support de hauteur h_1 **B** poutre supportée de hauteur h_2 ($h_1 \geq h_2$)

Figure 9.7 : Disposition des suspentes dans la zone d'intersection de deux poutres (vue en plan)

9.3 Dalles pleines

(1) La présente clause s'applique aux dalles pleines uni-directionnelles et bi-directionnelles pour lesquelles b et l_{eff} ne sont pas inférieures à $5h$ (voir 5.3.1).

9.3.1 Armatures de flexion

9.3.1.1 Généralités

(1) Pour le pourcentage d'acier minimal et le pourcentage d'acier maximal dans la direction principale, 9.2.1.1 (1) et (3) s'appliquent.

Note : Pour les dalles pour lesquelles le risque de rupture fragile est faible, et en complément de la Note 2 du 9.2.1.1 (1), $A_{s,min}$ peut être pris égal à 1,2 fois l'aire exigée dans la vérification aux ELU.

(2) Il convient de prévoir, dans les dalles uni-directionnelles, des armatures transversales secondaires représentant au moins 20% des armatures principales. Au voisinage des appuis, des armatures transversales aux barres principales supérieures ne sont pas nécessaires lorsqu'il n'existe aucun moment fléchissant transversal.

(3) Il convient que l'espacement des barres ne soit pas supérieur à $s_{max,slabs}$.

Note : La valeur de $s_{max,slabs}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est :

- pour les armatures principales, $s_{max,slabs} = 3h \leq 400$ mm, où h est l'épaisseur totale de la dalle;
- pour les armatures secondaires, $s_{max,slabs} = 3,5h \leq 450$ mm.

Dans les zones sollicitées par des charges concentrées ou dans les zones de moment maximal, ces dispositions deviennent respectivement :

- pour les armatures principales, $s_{\max, \text{slabs}} = 2h \leq 250 \text{ mm}$
- pour les armatures secondaires, $s_{\max, \text{slabs}} = 3h \leq 400 \text{ mm}$.

(4) Les règles données en 9.2.1.3 (1) à (3), 9.2.1.4 (1) à (3), et 9.2.1.5 (1) à (2) s'appliquent également, mais avec $a_l = d$.

9.3.1.2 Armatures dans les dalles au voisinage des appuis

(1) Dans les dalles sur appuis simples, il convient de prolonger jusqu'à l'appui la moitié des armatures calculées en travée, et de les y ancrer conformément à 8.4.4.

Note : L'épure d'arrêt des barres et l'ancrage des armatures peuvent être effectués conformément à 9.2.1.3, 9.2.1.4 et 9.2.1.5.

(2) Lorsqu'un encastrement partiel se produit le long du bord d'une dalle mais n'est pas pris en compte dans l'analyse, il convient que les armatures supérieures soient capables de résister à au moins 25% du moment maximal de la travée adjacente. Il convient que ces armatures se prolongent sur une longueur d'au moins 0,2 fois la longueur de la travée adjacente, mesurée à partir du nu de l'appui, qu'elles soient continues au droit des appuis intermédiaires et qu'elles soient ancrées aux appuis d'extrémité. Sur un appui d'extrémité, le moment à équilibrer peut être réduit jusqu'à 15% du moment maximal de la travée adjacente.

9.3.1.3 Armatures d'angles

(1) Lorsque les dispositions constructives sur un appui sont telles que le soulèvement de la dalle dans un angle est empêché, il convient de prévoir des armatures appropriées.

9.3.1.4 Armatures de bords libres

(1) Le long du bord libre (non appuyé) d'une dalle, il convient normalement de prévoir des armatures longitudinales et transversales, généralement disposées comme représenté sur la Figure 9.8.

(2) Les armatures courantes prévues pour une dalle peuvent tenir le rôle d'armatures de rive.

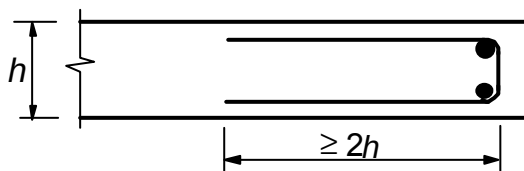


Figure 9.8 : Armatures de rive pour une dalle

9.3.2 Armatures d'effort tranchant

(1) Lorsque des armatures d'effort tranchant sont prévues dans une dalle, il convient que son épaisseur soit au moins égale à 200 mm.

(2) En ce qui concerne les dispositions constructives des armatures d'effort tranchant, la valeur minimale et la définition du taux d'armatures du 9.2.2 s'appliquent, à moins qu'elles ne soient modifiées par ce qui suit.

(3) Dans les dalles, lorsque $|V_{Ed}| \leq 1/3 V_{Rd,max}$ (voir 6.2), les armatures d'effort tranchant peuvent consister entièrement en barres relevées ou en cadres, étriers ou épingles.

(4) L'espacement longitudinal maximal des cadres, étriers ou épingles est donné par :

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (9.9)$$

où α est l'inclinaison des armatures d'effort tranchant.

L'espacement longitudinal maximal des barres relevées est donné par :

$$s_{max} = d \quad (9.10)$$

(5) Il convient de limiter à $1,5d$ l'espacement transversal maximal des armatures d'effort tranchant.

9.4 Planchers-dalles

9.4.1 Dalle au droit des poteaux intérieurs

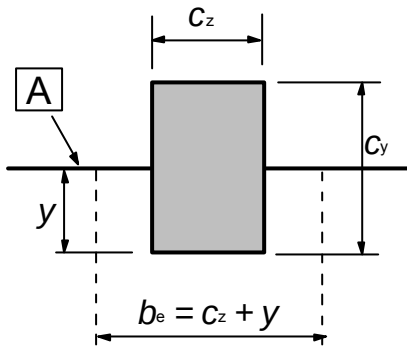
(1) Il convient que la disposition des armatures dans un plancher-dalle reflète son comportement mécanique en service. En général, ceci aura comme conséquence une concentration des armatures au droit des poteaux.

(2) Au droit des poteaux intérieurs, à moins que des calculs rigoureux en service soient effectués, il convient de disposer les armatures supérieures d'aire $0,5 A_t$ sur une largeur égale à la somme de 0,125 fois la largeur de panneau de dalle de part et d'autre du poteau. A_t représente l'aire de la section des armatures exigées pour reprendre le moment négatif total agissant sur la somme des deux demi-panneaux adjacents au poteau.

(3) Au droit des poteaux intérieurs, il convient de prévoir des armatures inférieures (au moins 2 barres) dans les deux directions principales perpendiculaires qui traversent le poteau.

9.4.2 Dalle au droit de poteaux de rive ou d'angle

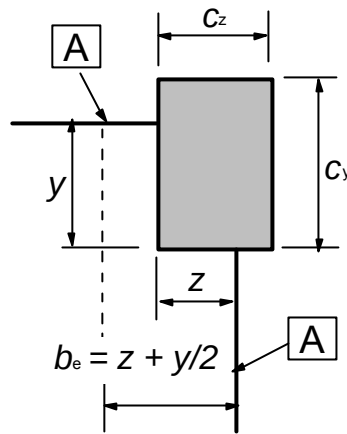
(1) Il convient que les armatures perpendiculaires à un bord libre, exigées pour transmettre les moments fléchissants de la dalle à un poteau de rive ou d'angle, soient disposées sur la largeur participante b_e représentée sur la Figure 9.9.



Note : on peut avoir $y > c_y$

a) Poteau de rive

Note : y est la distance du bord de la dalle à la face du poteau intérieure à la dalle.



Note : on peut avoir $z > c_z$ et $y > c_y$

b) Poteau d'angle

A Bord de dalle

Figure 9.9 : Largeur participante, b_e , d'un plancher-dalle

9.4.3 Armatures de poinçonnement

(1) Lorsque des armatures de poinçonnement sont nécessaires (voir 6.4), il convient de les disposer à l'intérieur du contour au-delà duquel aucune armature de poinçonnement n'est plus requise, entre l'aire chargée ou le poteau support jusqu'à la distance kd à l'intérieur du contour à partir duquel les armatures d'effort tranchant ne sont plus exigées. Il convient de prévoir au moins deux cours périphériques de cadres ou étriers (voir Figure 9.10), espacés au maximum de $0,75d$.

Il convient que l'espacement des cadres ou étriers le long d'un contour ne soit pas supérieur à $1,5d$, quand celui-ci est à l'intérieur du contour de contrôle de référence (situés à moins de $2d$ de l'aire chargée). A l'extérieur du premier contour où les cadres ou étriers sont nécessaires à la résistance l'effort tranchant, il convient que leur espacement le long de tout contour objet de la vérification ne soit pas supérieur à $2d$ (voir Figure 6.22).

Pour des barres relevées placées conformément à la Figure 9.10 b), une seule file périphérique de cadres ou étriers peut être considérée comme suffisante.

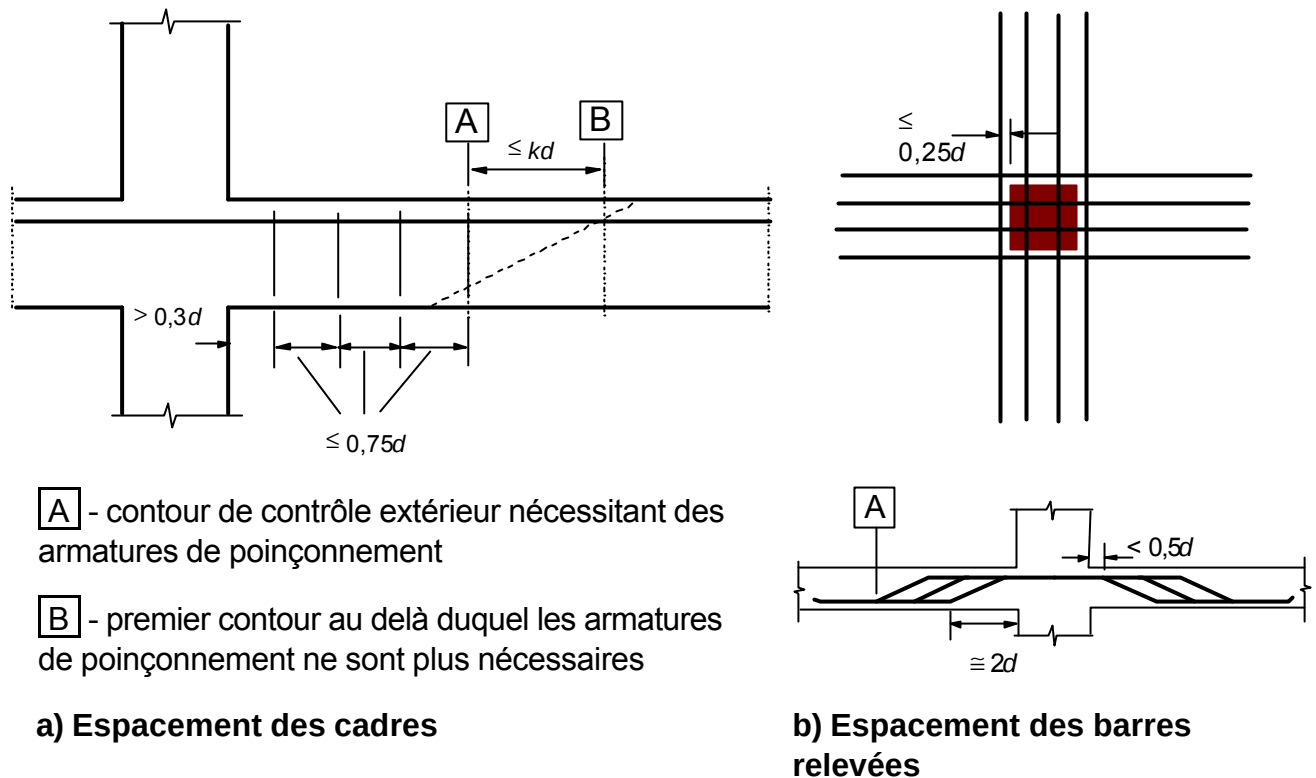


Figure 9.10 : Armatures de poinçonnement

Note : La valeur de k est donnée en 6.4.5 (4).

(2) Lorsque des armatures de poinçonnement sont exigées, l'aire du brin d'un étrier (ou de l'équivalent), $A_{sw,min}$, est donnée par l'Expression (9.11) :

$$A_{sw,min} \cdot (1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r \times s_t) \geq 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \quad (9.11)$$

où :

α est l'angle entre les armatures de poinçonnement et les armatures principales (c.-à-d. pour des cadres verticaux, $\alpha = 90^\circ$ et $\sin \alpha = 1$)

s_r est l'espacement des cadres ou étriers de poinçonnement dans la direction radiale

s_t est l'espacement des cadres ou étriers de poinçonnement dans la direction tangentielle

f_{ck} est en MPa

Seule la composante verticale des armatures de précontrainte existant à moins de $0,5d$ du poteau peut être incluse dans le calcul de l'effort tranchant.

(3) Les barres relevées traversant l'aire chargée ou se trouvant à une distance de cette aire inférieure à $0,25d$ peuvent être utilisées comme armatures de poinçonnement (voir Figure 9.10 b), en haut).

(4) Il convient de limiter à $d/2$ la distance entre le nu d'un appui, ou la circonférence d'une aire chargée, et les armatures de poinçonnement les plus proches prises en compte dans le calcul. Il convient de mesurer cette distance au niveau des armatures tendues. Lorsqu'une seule file de barres relevées est prévue, leur angle de pliage peut être réduit à 30° .

9.5 Poteaux

9.5.1 Généralités

(1) La présente clause traite des poteaux pour lesquels la plus grande dimension h est inférieure ou égale à 4 fois la plus petite dimension b .

9.5.2 Armatures longitudinales

(1) Il convient que le diamètre des barres longitudinales ne soit pas inférieur à $f_{\min}$.

Note : La valeur de $f_{\min}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $f_{\min} = 8$ mm.

(2) Il convient que la quantité totale d'armatures longitudinales ne soit pas inférieure à $A_{s,\min}$.

Note : La valeur de $A_{s,\min}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est donnée par l'Expression (9.12N) :

$$A_{s,\min} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ ou } 0,002A_c, \text{ si cette valeur est supérieure} \quad (9.12N)$$

où :

f_{yd} est la limite d'élasticité de calcul des armatures
 N_{Ed} est l'effort normal agissant de compression.

(3) Il convient de limiter l'aire de la section des armatures longitudinales à $A_{s,\max}$.

Note : La valeur de $A_{s,\max}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $A_{s,\max} = 0,04 A_c$ hors des zones de recouvrement, à moins que l'on puisse prouver que l'intégrité du béton n'est pas affectée et que la pleine résistance est obtenue aux ELU. Au droit des recouvrements, il convient d'augmenter cette limite jusqu'à $0,08 A_c$.

(4) Pour des poteaux de section polygonale, il convient de disposer au moins une barre dans chaque angle. Dans un poteau circulaire, il convient que le nombre de barres longitudinales ne soit pas inférieur à quatre.

9.5.3 Armatures transversales

(1) Il convient que le diamètre des armatures transversales (cadres, boucles ou armature en hélice) ne soit pas inférieur à 6 mm ou au quart du diamètre maximal des barres longitudinales, si cette dernière valeur est supérieure. Il convient que le diamètre des fils du treillis soudé utilisé pour les armatures transversales ne soit pas inférieur à 5 mm.

(2) Il convient d'ancrer convenablement les armatures transversales.

(3) Il convient de limiter à $s_{cl,\max}$ l'espacement des armatures transversales le long du poteau.

Note : La valeur de $s_{cl,\max}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est la plus petite des trois distances suivantes :

- 20 fois le diamètre minimal des barres longitudinales
- la plus petite dimension du poteau

- 400 mm

(4) Il convient de réduire l'espacement maximal exigé en (3) par un facteur de 0,6 :

- (i) dans les sections situées à une distance au plus égale à la plus grande dimension de la section transversale du poteau ; ces sections peuvent se trouver au-dessus ou au-dessous d'une poutre ou d'une dalle ;
- (ii) dans les zones de recouvrement d'armatures, si le diamètre maximal des barres longitudinales est supérieur à 14 mm. Un minimum de 3 barres transversales régulièrement disposées dans la longueur de recouvrement, est nécessaire.

(5) Lorsque la direction des barres longitudinales change (aux changements de dimensions du poteau par exemple), il convient de calculer l'espacement des armatures transversales en tenant compte des efforts transversaux associés. Ces effets peuvent être ignorés si le changement de direction est inférieur ou égal à 1 pour 12.

(6) Il convient que chaque barre longitudinale ou paquet de barres longitudinales placé dans un angle soit maintenu par des armatures transversales. Il convient, dans une zone comprimée, de ne pas disposer de barre non tenue à moins de 150 mm d'une barre tenue.

9.6 Voiles

9.6.1 Généralités

(1) La présente clause se rapporte aux voiles en béton armé dont la longueur est au moins égale à 4 fois l'épaisseur et dont les armatures sont prises en compte dans le calcul de la résistance. La quantité et les dispositions constructives appropriées des armatures peuvent être déduites de modèles bielles et tirants (voir 6.5). Pour les voiles soumis principalement à une flexion due à des charges non-coplanaires, les règles pour les dalles s'appliquent (voir 9.3).

9.6.2 Armatures verticales

(1) Il convient que l'aire de la section des armatures verticales soit comprise entre $A_{s,vmin}$ et $A_{s,vmax}$.

Note 1 : La valeur de $A_{s,vmin}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $A_{s,vmin} = 0,002 A_c$.

Note 2 : La valeur de $A_{s,vmax}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $A_{s,vmax} = 0,04 A_c$ hors des zones de recouvrement à moins que l'on puisse prouver que l'intégrité du béton n'est pas affectée et que la pleine résistance est obtenue aux ELU. Cette limite peut être doublée au droit des recouvrements.

(2) Lorsque le calcul conduit à prévoir l'aire minimale d'armatures, $A_{s,vmin}$, il convient de disposer la moitié de cette aire sur chaque face.

(3) Il convient de limiter la distance entre deux barres verticales adjacentes à 3 fois l'épaisseur du voile ou à 400 mm si cette valeur est inférieure.

9.6.3 Armatures horizontales

(1) Il convient de prévoir des armatures horizontales parallèles aux parements du voile (et aux bords libres) sur chaque face. Il convient que l'aire de la section de ces armatures ne soit pas inférieure à $A_{s,hmin}$.

Note : La valeur de $A_{s,hmin}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est 25% des armatures verticales ou $0,001 A_c$, si cette valeur est supérieure.

(2) Il convient de limiter à 400 mm l'espacement entre deux barres horizontales adjacentes.

9.6.4 Armatures transversales

(1) Dans toute partie d'un voile où l'aire totale de la section des armatures verticales placées sur les deux faces est supérieure à $0,02 A_c$, il convient de prévoir des armatures transversales en forme de cadres, étriers ou épingle conformément aux exigences données pour les poteaux (voir 9.5.3). La grande dimension citée en 9.5.3(4) (i) n'a pas à être prise supérieure à 4 fois l'épaisseur du voile.

(2) Lorsque les armatures principales sont celles des lits situés le plus près des parements du voile, il convient également de prévoir au moins 4 armatures transversales en forme de cadre ou d'étrier par m^2 de surface de voile.

Note : Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales lorsque des treillis soudés et des barres de diamètre $f \leq 16$ mm sont employés avec un enrobage de béton supérieur à $2f$.

9.7 Poutres-cloisons

(1) Il convient normalement de ferrailer les poutres-cloisons (pour la définition voir 5.3.1 (3)) avec des treillis d'armatures perpendiculaires situés près de chaque face, avec un minimum de $A_{s,dbmin}$.

Note : La valeur de $A_{s,dbmin}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est 0,1% avec un minimum de $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ sur chaque face et dans chaque direction.

(2) Il convient de limiter la distance entre deux barres adjacentes de la maille à deux fois l'épaisseur de la poutre-cloison ou à 300 mm si cette valeur est inférieure.

(3) Il convient, pour l'équilibre dans le noeud (voir 6.5.4), d'ancrer les armatures correspondant aux tirants considérés dans le modèle de calcul soit en pliant les barres, soit en employant des retours en U, soit encore au moyen de dispositifs d'ancrage, à moins qu'une longueur suffisante soit disponible entre le noeud et l'extrémité de la poutre, laissant une longueur d'ancrage de l_{bd} .

9.8 Fondations

9.8.1 Semelles en tête de pieux

(1) Il convient que la distance du bord externe du pieu au bord de la semelle soit telle que les efforts de liaison dans la semelle puissent être correctement ancrés. Il convient de prendre en considération l'écart de position prévue des pieux sur le chantier.

(2) Il convient de calculer les armatures dans une semelle en tête de pieux en employant la méthode adéquate - méthode des bielles et tirants ou méthode par flexion.

(3) Il convient de concentrer les armatures principales de traction résistant aux effets des actions dans les zones tendues situées entre les pieux. Il convient de prévoir un diamètre minimal de barres $f_{\min}$. Si l'aire de la section de ces armatures est au moins égale au ferrailage minimal requis, on peut omettre les barres réparties uniformément le long de la surface inférieure de l'élément. En outre, les côtés et la face supérieure de l'élément peuvent être non armés si aucun risque de développement de contraintes de traction n'existe dans ces parties de l'élément.

Note : La valeur de $f_{\min}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $f_{\min} = 8 \text{ mm}$.

(4) Des barres transversales soudées peuvent être employées pour l'ancrage des armatures tendues. Dans ce cas, la barre transversale peut être considérée comme faisant partie des armatures transversales de la zone d'ancrage de la barre considérée.

(5) On peut considérer que la compression provoquée par la réaction d'appui du pieu se diffuse avec un angle de 45 degrés à partir du bord de celui-ci (voir Figure 9.11). Cette compression peut être prise en compte dans le calcul de la longueur d'ancrage.

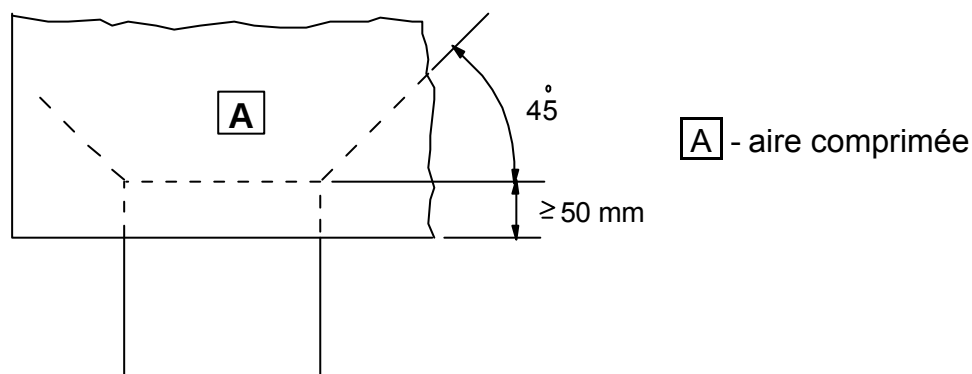


Figure 9.11 : Aire comprimée augmentant la résistance à l'entraînement des armatures

9.8.2 Semelles de fondation de poteaux ou de voiles

9.8.2.1 Généralités

(1) Il convient d'ancrer les armatures principales conformément aux stipulations de 8.4 et de 8.5 et de respecter un diamètre minimal d'armatures $f_{\min}$. Dans les semelles, on peut utiliser le modèle de conception décrit en 9.8.2.2.

Note : La valeur de $f_{\min}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $f_{\min} = 8 \text{ mm}$.

(2) Les armatures principales des semelles circulaires peuvent être orthogonales et concentrées au milieu de la semelle sur une largeur de $50\% \pm 10\%$ du diamètre de celle-ci, voir la Figure 9.12. Dans ce cas, il convient de considérer, dans le calcul, les parties non armées de l'élément comme du béton non armé.

(3) Lorsque les effets des actions causent une traction sur l'extrados de la semelle, il convient de vérifier les contraintes de traction résultantes et de ferrailler en conséquence.

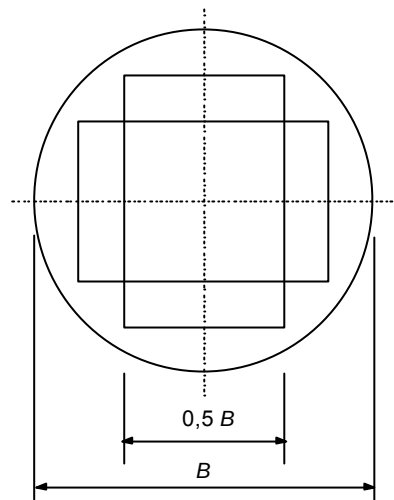


Figure 9.12 : Armatures orthogonales dans une semelle circulaire

9.8.2.2 Ancrage des barres

(1) L'effort de traction dans les armatures est déterminé à partir des conditions d'équilibre, en tenant compte de l'effet des fissures inclinées, voir Figure 9.13. Il convient que l'effort de traction F_s trouvé à l'abscisse x soit ancré dans le béton avant cette même distance x prise à partir du bord de la semelle.

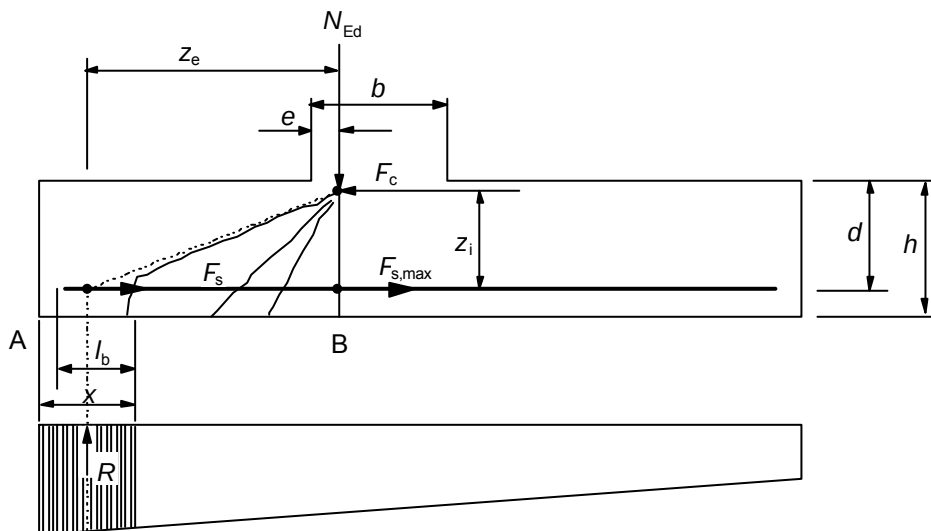


Figure 9.13 : Modèle pour l'effort de traction vis-à-vis des fissures inclinées

(2) L'effort de traction à ancrer est donné par :

$$F_s = R \cdot z_e / z_i \quad (9.13)$$

où :

R est la résultante de la pression du sol sur la distance x

- z_e est le bras de levier des forces externes, c.-à-d. la distance entre R et l'effort vertical N_{Ed}
- N_{Ed} est l'effort vertical correspondant à la pression totale du sol entre les sections A et B
- z_i est le bras de levier des forces internes, c.-à-d. la distance entre les armatures et l'effort horizontal F_c
- F_c est l'effort de compression correspondant à l'effort de traction maximal $F_{s,max}$

(3) Les bras de levier z_e et z_i peuvent être déterminés vis-à-vis des zones comprimées nécessaires pour équilibrer, respectivement, N_{Ed} et F_c . Comme simplification, z_e peut être déterminé en supposant que $e = 0,15b$, voir Figure 9.13, et z_i peut être pris égal à $0,9d$.

(4) La longueur d'ancrage disponible pour les barres droites est notée l_b sur la Figure 9.13. Si cette longueur n'est pas suffisante pour ancrer F_s , les barres peuvent être soit repliées vers le haut pour augmenter la longueur disponible, soit équipées de dispositifs d'ancrage d'extrémité.

(5) Pour les barres droites sans dispositif d'ancrage d'extrémité, la valeur minimale de x est déterminante. Comme simplification, on peut adopter $x_{min} = h/2$. Pour d'autres types d'ancrage, des valeurs plus élevées de x peuvent être plus déterminantes.

9.8.3 Longrines de redressement

(1) Des longrines de redressement peuvent être employées pour équilibrer l'excentricité du chargement des fondations. Il convient de calculer les poutres pour qu'elles résistent aux moments de flexion et efforts tranchants résultants. Il convient de prévoir un diamètre minimal de barre f_{min} pour les armatures de flexion.

Note : La valeur de f_{min} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $f_{min} = 8$ mm.

(2) Il convient également de calculer les longrines de redressement pour une charge minimale descendante q_1 si les engins de compactage peuvent solliciter les longrines.

Note : La valeur de q_1 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $q_1 = 10$ kN/m.

9.8.4 Semelles de poteaux fondées au rocher

(1) Il convient de prévoir des armatures transversales adéquates pour résister aux efforts d'éclatement dans la semelle lorsque la pression du sol aux états-limites ultimes est supérieure à q_2 . Ces armatures peuvent être distribuées uniformément sur la hauteur h dans la direction de l'effort d'éclatement (voir Figure 9.14). Il convient de respecter un diamètre minimal f_{min} .

Note : Les valeurs de q_2 et de f_{min} à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $q_2 = 5$ MPa et $f_{min} = 8$ mm.

(2) L'effort d'éclatement F_s peut être calculé comme suit (voir Figure 9.14) :

$$F_s = 0,25 (1 - c/h) N_{Ed} \quad (9.14)$$

où h est la plus petite des valeurs b et H .

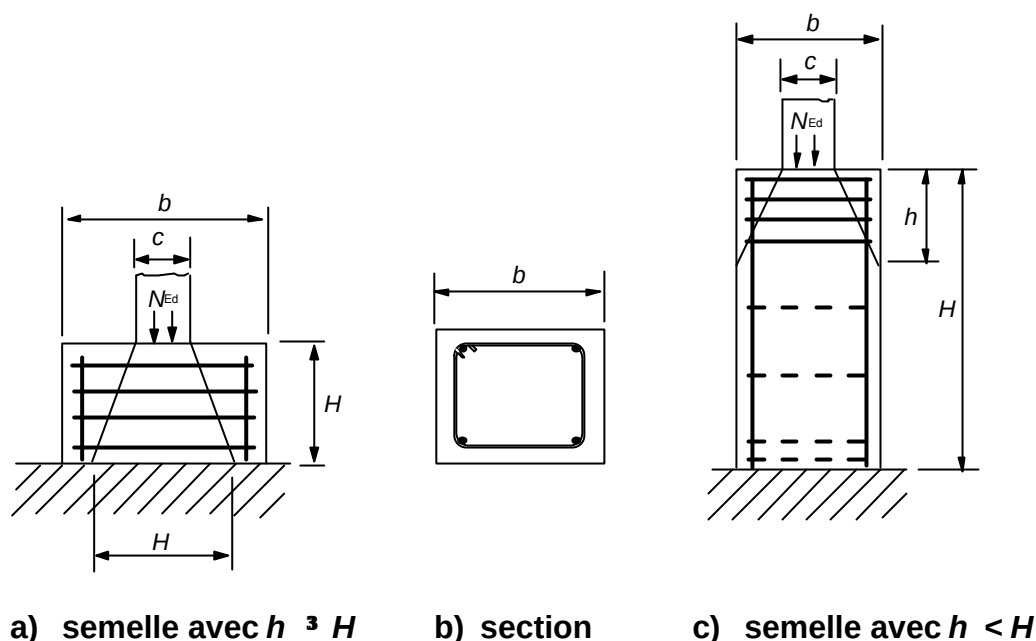


Figure 9.14 : Armatures d'éclatement dans une semelle fondée au rocher

9.8.5 Pieux forés

- (1) Les clauses suivantes s'appliquent aux pieux forés armés. Pour les pieux forés non armés, on se reportera à la Section 12.
- (2) Afin de permettre une bonne mise en place du béton autour des armatures, il est primordial que les armatures, cages d'armatures et tout insert incorporé soient conçus de manière à ne pas compromettre l'écoulement du béton.
- (3) Il convient d'équiper les pieux forés dont le diamètre est inférieur ou égal à h_1 d'une section minimale d'armatures longitudinales $A_{s,bpmin}$.

Note : Les valeurs de h_1 et de $A_{s,bpmin}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. La valeur recommandée de h_1 est $h_1 = 600$ mm, celle de $A_{s,bpmin}$ est donnée dans le Tableau 9.6N. Il convient de répartir ces armatures sur le pourtour de la section.

Tableau 9.6N : Aire minimale d'armatures longitudinales recommandée dans les pieux forés coulés en place

Section transversale du pieu : A_c	Aire minimale d'armatures longitudinales : $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,005 \cdot A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 25 \text{ cm}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$

Il convient que le diamètre minimal des barres longitudinales ne soit pas inférieur à 16 mm et que les pieux comportent au moins 6 barres longitudinales. Il convient que la distance libre entre les barres, mesurée sur le pourtour du pieu, ne soit pas supérieure à 200 mm.

(4) Pour les dispositions constructives des armatures longitudinales et transversales dans les pieux forés, voir l'EN 1536.

9.9 Régions de discontinuités de géométrie ou d'action

(1) Il convient de concevoir les régions de discontinuités de géométrie ou d'action à partir de modèles bielles et tirants conformément à la clause 6.5, avec des dispositions constructives conformes aux règles données dans la Section 8.

Note : Pour plus d'information, on se reportera à l'Annexe J.

(2)P Les armatures, correspondant aux tirants, doivent être entièrement ancrées, avec une longueur d'ancrage l_{bd} , conformément à 8.4.

9.10 Chaînages

9.10.1 Généralités

(1)P Les structures qui ne sont pas conçues pour résister aux actions accidentelles doivent posséder un système de chaînages approprié, destiné à empêcher l'effondrement progressif en fournissant des cheminements alternatifs pour les charges après apparition de dommages locaux. Les règles simples suivantes sont considérées satisfaire à cette exigence.

(2) Il convient de prévoir les chaînages suivants :

- a) chaînages périphériques
- b) chaînages intérieurs
- c) chaînages horizontaux de poteau ou de voile
- d) si nécessaire, chaînages verticaux, en particulier dans des bâtiments construits en panneaux préfabriqués.

(3) Lorsqu'un bâtiment est divisé par des joints de dilatation en sections structurellement indépendantes, il convient que chaque section possède un système de chaînages indépendant.

(4) Dans le calcul des chaînages, on peut supposer que les armatures travaillent à leur résistance caractéristique et sont capables de supporter les efforts de traction définis dans les paragraphes suivants.

(5) Les armatures mises en place, à d'autres fins, dans les poteaux, voiles, poutres et planchers, peuvent être intégrées pour tout ou partie dans ces chaînages.

9.10.2 Répartition des chaînages

9.10.2.1 Généralités

(1) Les chaînages sont supposés être des armatures minimales et pas des armatures supplémentaires, venant s'ajouter à celles exigées par l'analyse structurale.

9.10.2.2 Chaînages périphériques

(1) Il convient de prévoir, à chaque plancher y compris celui en toiture, un chaînage périphérique effectivement continu à moins de 1,2 m de la rive. Le chaînage peut inclure les armatures utilisées en tant que partie du chaînage intérieur.

(2) Il convient que le chaînage périphérique soit capable de résister à un effort de traction :

$$F_{\text{tie,per}} = l_i \cdot q_1 \leq Q_2 \quad (9.15)$$

où :

$F_{\text{tie,per}}$ effort dans le chaînage (ici : traction)

l_i longueur de la travée de rive

Note : Les valeurs de q_1 et Q_2 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $q_1 = 10 \text{ kN/m}$ et $Q_2 = 70 \text{ kN}$.

(3) Il convient que les structures comportant des rives internes (par exemple : atriums, cours, etc.) comportent des chaînages périphériques conçus comme ceux des rives externes, entièrement ancrés.

9.10.2.3 Chaînages intérieurs

(1) Il convient de prévoir ces chaînages à chaque plancher y compris celui en toiture dans deux directions approximativement perpendiculaires. Il convient qu'ils soient effectivement continus sur toute leur longueur et qu'ils soient ancrés aux chaînages périphériques à chaque extrémité, sauf s'ils se prolongent en tant que chaînages horizontaux dans les poteaux ou les voiles.

(2) Les chaînages intérieurs peuvent, entièrement ou partiellement, être répartis régulièrement dans les dalles ou être groupés au droit des poutres et des voiles, dans ceux-ci ou en d'autres emplacements appropriés. Dans les voiles, il convient qu'ils soient à moins de 0,5 m du dessus ou de la sous-face des dalles de plancher, voir Figure 9.15.

(3) Dans chaque direction, il convient que les chaînages intérieurs soient capables de résister à une valeur de calcul de l'effort de traction $f_{\text{tie,int}}$ (en kN par mètre de largeur).

Note : Les valeurs de $f_{\text{tie,int}}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $f_{\text{tie,int}} = 20 \text{ kN/m}$.

(4) Dans les planchers, pour lesquels il n'est pas possible de répartir les chaînages dans les travées, les chaînages transversaux peuvent être groupés le long des lignes de poutre. Dans ce cas, l'effort minimal sur une ligne interne de poutre est :

$$F_{\text{tie}} = (l_1 + l_2) / 2 \cdot q_3 \leq Q_4 \quad (9.16)$$

où :

l_1, l_2 sont les portées (en m) des dalles de plancher de chaque côté de la poutre (voir Figure 9.15).

Note : Les valeurs de q_3 et Q_4 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $q_3 = 20 \text{ kN/m}$ et $Q_4 = 70 \text{ kN}$.

(5) Il convient de relier les chaînages intérieurs aux chaînages périphériques de façon à ce que le transfert des efforts soit assuré.

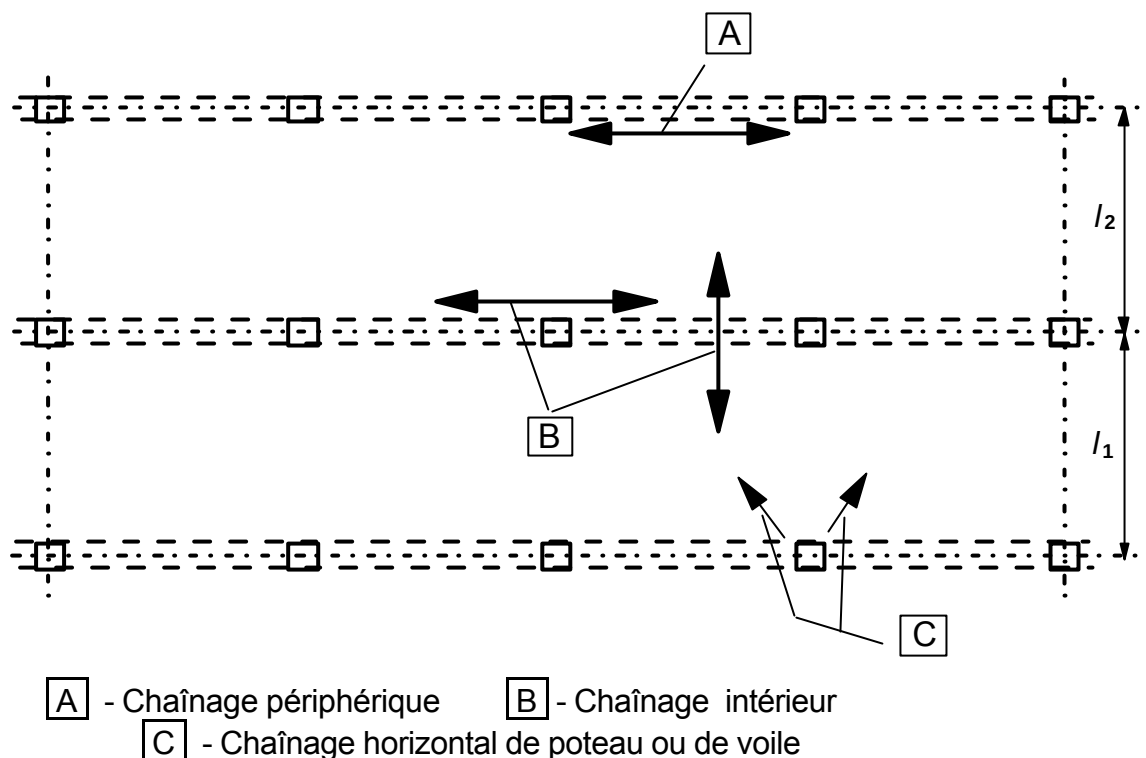


Figure 9.15 : Chaînages pour des actions accidentelles

9.10.2.4 Chaînages horizontaux des poteaux et/ou des voiles

(1) A chaque plancher y compris celui en toiture, il convient de lier horizontalement les poteaux et les voiles de rive à la structure.

(2) Il convient que les chaînages soient capables de résister à un effort de traction $f_{tie,fac}$ par mètre de façade. Pour les poteaux, il n'est pas nécessaire que l'effort soit supérieur à $F_{tie,col}$.

Note : Les valeurs de $f_{tie,fac}$ et $F_{tie,col}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $f_{tie,fac} = 20 \text{ kN/m}$ et $F_{tie,col} = 150 \text{ kN}$.

(3) Il convient de lier les poteaux d'angle dans les deux directions. Dans ce cas, le chaînage périphérique peut être employé comme chaînage horizontal.

9.10.2.5 Chaînages verticaux

(1) Dans les bâtiments en panneaux préfabriqués de 5 étages ou plus, il convient de prévoir des chaînages verticaux dans les poteaux et/ou les voiles afin de limiter les dommages dus à l'effondrement d'un plancher dans le cas de la perte accidentelle d'un poteau ou d'un voile le supportant. Il convient que ces chaînages fassent partie d'un système de pontage permettant un cheminement des efforts contournant la zone endommagée.

(2) Normalement, il convient de prévoir des chaînages verticaux continus du niveau le plus bas au niveau le plus élevé, capables de supporter la charge agissant, dans la situation accidentelle de calcul, sur le plancher au-dessus du poteau/voile perdu accidentellement. D'autres solutions, basées par exemple sur l'action de diaphragme des éléments de voile restants et/ou sur l'action de membrane dans les planchers, peuvent être employées si l'équilibre et une capacité de déformation suffisante peuvent être vérifiés.

(3) Lorsqu'un poteau ou un voile est soutenu à son niveau le plus bas par un élément autre qu'une fondation (poutre ou plancher-dalle, par exemple), il convient de considérer la perte accidentelle de cet élément dans le calcul et de prévoir un cheminement alternatif convenable pour les charges.

9.10.3 Continuité et ancrage des chaînages

(1)P Les chaînages dans deux directions horizontales doivent être effectivement continus et ancrés en périphérie de la structure.

(2) Des chaînages peuvent être prévus dans le béton de la dalle rapportée coulée en place ou dans celui des joints des éléments préfabriqués. Lorsque les chaînages ne sont pas continus dans un plan, il convient de considérer les effets de flexion résultant des excentricités.

(3) Il convient normalement de ne pas faire de recouvrement dans les chaînages placés dans les assemblages étroits entre éléments préfabriqués. Dans ces cas, il convient d'employer des ancrages mécaniques.

SECTION 10 RÈGLES ADDITIONNELLES POUR LES ÉLÉMENTS ET LES STRUCTURES PRÉFABRIQUÉS EN BÉTON

10.1 Généralités

(1)P Les règles de la présente Section s'appliquent aux bâtiments réalisés partiellement ou entièrement en éléments préfabriqués en béton et viennent en complément des règles des autres sections. D'autres sujets, liés aux dispositions constructives, à la production et à l'assemblage, sont couverts par des Normes de Produit spécifiques.

Note : Les titres sont numérotés 10 suivi du numéro de la section principale correspondante. Les titres d'un niveau inférieur sont numérotés dans l'ordre, sans lien avec les sous-titres des sections précédentes.

10.1.1 Terminologie particulière à la présente section

Élément préfabriqué : élément produit en usine ou dans un emplacement autre que sa position finale dans la structure, à l'abri de conditions météorologiques défavorables

Produit préfabriqué : élément préfabriqué produit conformément à une Norme CEN spécifique

Élément composite : élément constitué à la fois de béton coulé en place et de béton préfabriqué, avec ou sans connecteurs

Plancher à poutrelles et entrevous : plancher constitué de poutrelles préfabriquées, avec, entre les poutrelles, des entrevous en béton, des entrevous creux en terre cuite ou d'autres formes de coffrages perdus, et comportant ou non une dalle de compression coulée en place

Diaphragme : élément plan soumis à des efforts dans le plan, pouvant être constitué de plusieurs éléments préfabriqués assemblés entre eux

Chaînage : dans le contexte des structures préfabriquées, un chaînage est un élément sollicité à la traction, parfaitement continu, disposé dans les planchers, les voiles ou les poteaux

Élément préfabriqué isolé : élément ne disposant pas, en cas de défaillance, de possibilité secondaire de transfert des charges

Situation transitoire : dans le domaine de la construction préfabriquée en béton, les situations transitoires incluent :

- le démoulage
- le transport jusqu'à l'aire de stockage
- le stockage (conditions d'appui et de chargement)
- le transport jusqu'au site
- le montage (levage)
- la construction (assemblage)

10.2 Bases du calcul, exigences fondamentales

(1)P Les éléments à prendre en compte de manière spécifique pour le dimensionnement et la définition des dispositions constructives dans le cas d'éléments et de structures préfabriqués en béton sont les suivants :

- situations transitoires (voir 10.1.1)
- appareils d'appui ; provisoires et permanents

- assemblages et joints entre éléments

(2) Le cas échéant, il convient de tenir compte des effets dynamiques dans les situations transitoires. A défaut d'analyse précise, les effets statiques peuvent être multipliés par un coefficient approprié (voir également les Normes de Produit pour certains types particuliers de produits préfabriqués).

(3) Lorsqu'ils sont nécessaires, il convient, pour les organes mécaniques utilisés, de retenir des dispositions constructives permettant un assemblage, une inspection et un remplacement aisés.

10.3 Matériaux

10.3.1 Béton

10.3.1.1 Résistance

(1) Dans le cas des produits préfabriqués dans le cadre d'une production continue et qui sont soumis à un système de contrôle de la qualité approprié, conforme aux Normes de Produit et incluant des essais de résistance en traction du béton, l'analyse statistique des résultats d'essais peut être utilisée pour évaluer la résistance en traction à prendre en compte dans les vérifications aux états-limites de service, en remplacement des valeurs du Tableau 3.1.

(2) Des classes de résistance intermédiaires à celles du Tableau 3.1 peuvent être utilisées.

(3) Dans le cas où les éléments préfabriqués sont soumis à une cure thermique, la résistance en compression du béton à un âge t avant 28 jours, $f_{cm}(t)$, peut être estimée à l'aide de l'Expression (3.3) dans laquelle on remplace l'âge réel t du béton par l'âge du béton corrigé en fonction de la température, obtenu au moyen de l'Expression (B.10) de l'Annexe B.

Note : Il convient de limiter $b_{cc}(t)$ à 1.

Pour déterminer l'effet d'une cure thermique, on peut utiliser l'Expression (10.1) :

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(t - t_p + 1) \quad (10.1)$$

où f_{cmp} est la résistance moyenne en compression après cure thermique (c'est-à-dire au relâchement de la précontrainte), mesurée au temps t_p ($t_p < t$) sur des éprouvettes ayant subi le même traitement thermique que les éléments préfabriqués.

10.3.1.2 Fluage et retrait

(1) Dans le cas où les éléments préfabriqués subissent une cure thermique, il est admis d'estimer les déformations de fluage au moyen de la fonction de maturité (Expression (B.10) de l'annexe B).

(2) Pour le calcul des déformations de fluage, il convient de remplacer l'âge du béton au moment du chargement t_0 (en jours) dans l'Expression (B.5) par un âge équivalent obtenu au moyen des Expressions (B.9) et (B.10) de l'Annexe B.

(3) En ce qui concerne les éléments préfabriqués soumis à une cure thermique, on peut admettre que :

- a) la déformation de retrait n'est pas significative au cours de la cure et que
- b) la déformation due au retrait endogène est négligeable.

10.3.2 Acier de précontrainte

10.3.2.2 Propriétés mécaniques des aciers de précontrainte

(1)P Dans le cas des éléments préfabriqués par pré-tension, on doit prendre en considération l'effet de l'accroissement de la température sur les pertes par relaxation pendant la cure du béton.

Note : La relaxation est accélérée pendant la cure thermique, l'élément étant alors en même temps le siège de déformations relatives d'origine thermique. A la fin du traitement, la vitesse de relaxation diminue.

(2) Dans les fonctions de 3.3.2 (7) donnant la relaxation en fonction du temps, il convient d'ajouter au temps t après la mise en tension un temps équivalent t_{eq} pour tenir compte des effets du traitement thermique sur la perte de précontrainte due à la relaxation. Le temps équivalent peut être estimé au moyen de l'Expression (10.2) :

$$t_{eq} = \frac{1,14^{(T_{max}-20)}}{T_{max} - 20} \sum_{i=1}^n (T_{(Dt_i)} - 20) \Delta t_i \quad (10.2)$$

où

- t_{eq} est le temps équivalent (en heures)
- $T_{(\Delta t_i)}$ est la température (en °C) pendant l'intervalle de temps Δt_i
- T_{max} est la température maximale (en °C) pendant la cure thermique

10.5 Analyse structurale

10.5.1 Généralités

(1)P L'analyse doit prendre en considération les éléments suivants :

- le comportement des éléments structuraux à tous les stades de la construction (en utilisant les caractéristiques géométriques et les propriétés valables au stade considéré) et l'interaction avec les autres éléments (action avec le béton coulé en place ou avec les autres éléments préfabriqués) ;
- le comportement du système structural sous l'influence du comportement des assemblages entre éléments, notamment les déformations et la résistance réelles des assemblages ;
- les incertitudes influant sur les déformations gênées et la transmission des efforts entre éléments, dues aux imperfections géométriques et aux tolérances de positionnement des éléments et des appareils d'appui.

(2) Les effets bénéfiques des bridages horizontaux dus au frottement engendré par le poids des éléments supportés ne peuvent être pris en compte, en appliquant $g_{G,inf}$, que dans les zones non sismiques et lorsque :

- la stabilité d'ensemble de la structure ne repose pas uniquement sur le frottement ;
- les dispositions de l'appui excluent la possibilité d'une accumulation de glissements irréversibles des éléments tels que ceux causés par un comportement asymétrique sous actions alternées (effets thermiques cycliques sur les abouts en contact dans le cas des éléments sur appuis simples) ;
- l'éventualité de charges d'impact importantes est éliminée.

(3) Pour le dimensionnement, il convient de considérer les effets des mouvements horizontaux du point de vue de la résistance de la structure et de l'intégrité des assemblages.

10.5.2 Pertes de précontrainte

(1) Dans le cas où les éléments préfabriqués en béton sont soumis à une cure thermique, la réduction de la tension dans les armatures et la dilatation gênée du béton, du fait de la température, induisent une perte thermique spécifique ΔP_θ . Cette perte peut être estimée au moyen de l'Expression (10.3) :

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{\max} - T_0) \quad (10.3)$$

où :

A_p est l'aire de la section des armatures de précontrainte

E_p est le module d'élasticité des armatures de précontrainte

α_c est le coefficient linéaire de dilatation thermique du béton (voir 3.1.3)

$T_{\max} - T_0$ est la différence entre la température maximale et la température initiale du béton au voisinage des armatures de précontrainte, en C.

Note : La perte de précontrainte ΔP_θ due à l'allongement du fait de la cure thermique peut être ignorée si les armatures sont préchauffées.

10.9 Dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières

10.9.1 Moments d'encastrement dans les dalles

(1) Les moments d'encastrement peuvent être repris par les armatures supérieures disposées dans la dalle rapportée ou dans les alvéoles des dalles alvéolées. Dans le premier cas, il convient d'effectuer une vérification au cisaillement horizontal dans l'assemblage, comme indiqué en 6.2.5. Dans le second, il convient d'effectuer une vérification de la transmission des efforts entre le béton coulé en place dans l'alvéole et la dalle alvéolée, comme indiqué en 6.2.5. Il convient d'adopter une longueur d'armatures supérieures conforme à 9.2.1.3.

(2) Il convient de prévoir des armatures et/ou des dispositions constructives particulières afin de tenir compte des effets de déformations gênées parasites au droit des appuis dans le cas de dalles sur appuis simples.

10.9.2 Jonctions voiles-planchers

(1) Il convient normalement de prévoir des armatures dans les voiles implantés sur dalles de plancher, afin de tenir compte des éventuelles excentricités et concentrations de charges verticales aux extrémités du voile. Pour les éléments de plancher, on se reportera à 10.9.1 (2).

(2) Aucun ferrailage spécifique n'est requis sous réserve que la charge verticale par unité de longueur soit $\leq 0,5h.f_{cd}$, où h représente l'épaisseur du voile, voir Figure 10.1. La charge peut être majorée jusqu'à atteindre $0,6h.f_{cd}$ si l'on dispose des armatures d'un diamètre $f \geq 6$ mm, comme indiqué sur la Figure 10.1, l'espacement s étant inférieur ou égal à 200 mm ou à h , si h est inférieur. Pour des charges supérieures, il convient de prévoir des armatures comme indiqué en (1). Il convient par ailleurs d'effectuer une vérification séparée pour le voile inférieur.

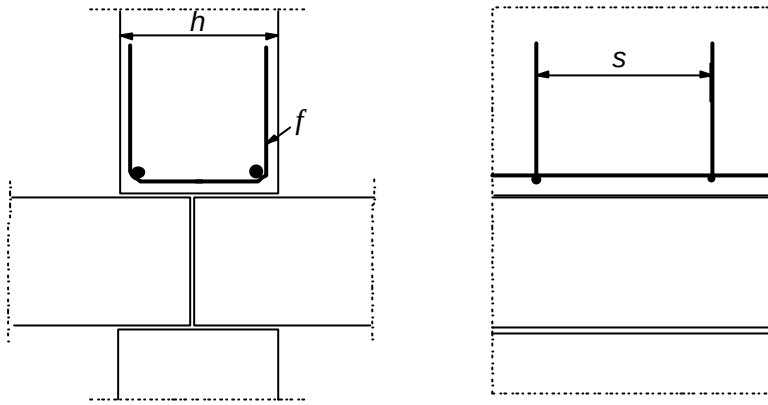


Figure 10.1 : Exemple d'armatures dans un voile au droit de la jonction entre deux dalles de plancher

10.9.3 Systèmes de planchers

(1)P Les dispositions constructives relatives aux systèmes de planchers doivent être compatibles avec les hypothèses de l'analyse et du dimensionnement et l'on doit prendre en considération les Normes de Produit concernées.

(2)P Des joints de cisaillement appropriés sont à prévoir lorsque la redistribution transversale des charges entre éléments adjacents a été prise en compte.

(3)P Les effets des déformations gênées éventuelles doivent être pris en compte, y compris lorsque, pour le calcul, on a admis l'existence d'appuis simples.

(4) La transmission des efforts tranchants dans les joints peut être réalisée de différentes manières. La Figure 10.2 représente trois types principaux d'assemblages.

(5) Il convient d'établir la distribution transversale des charges par l'analyse ou en se fondant sur des essais, en tenant compte des variations possibles de la charge entre éléments préfabriqués. Il convient, pour le dimensionnement des assemblages et des parties adjacentes (nervures ou âmes extérieures, par exemple), de tenir compte de l'effort de cisaillement résultant entre éléments de plancher.

Dans le cas des planchers supportant une charge uniformément répartie, et à défaut d'analyse plus précise, cet effort de cisaillement par unité de longueur peut être pris égal à :

$$V_{Ed} = q_{Ed} \cdot b_e / 3 \quad (10.4)$$

où :

q_{Ed} est la valeur de calcul de la charge d'exploitation [kN/m^2]
 b_e est la largeur de l'élément

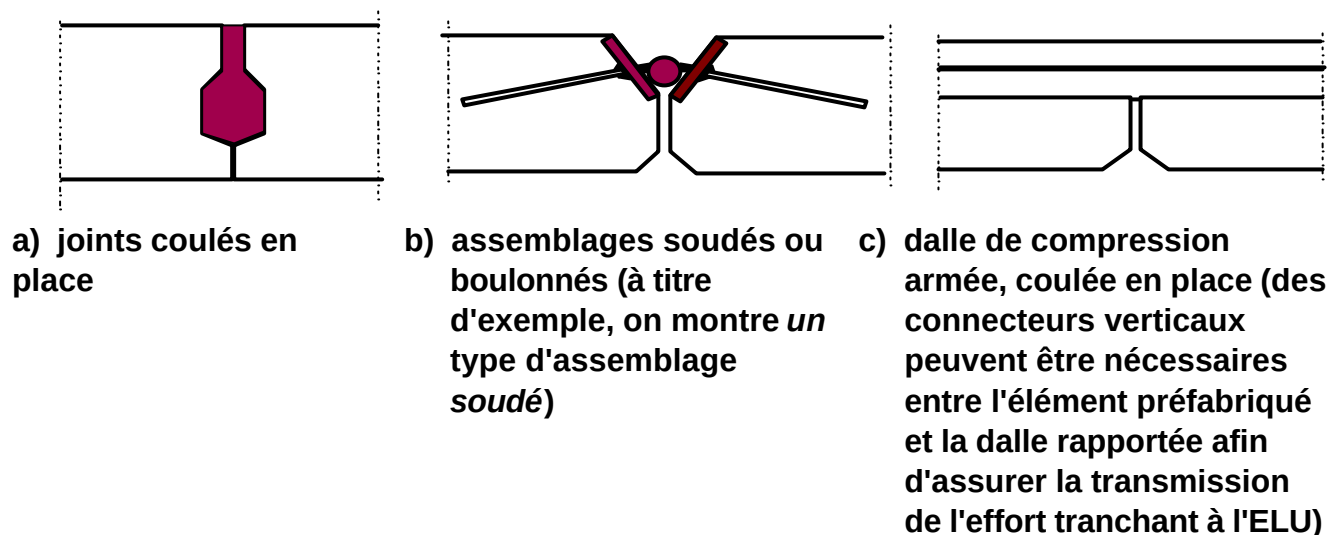


Figure 10.2 : Exemples de joints assurant la transmission des efforts tranchants

(6) Lorsqu'on admet que les planchers préfabriqués agissent comme des diaphragmes pour transmettre les charges horizontales aux éléments de contreventement :

- il convient que le diaphragme fasse partie d'un modèle structural réaliste, tenant compte de la compatibilité des déformations du diaphragme avec celles des éléments de contreventement,
- il convient de tenir compte des effets des déformations horizontales pour toutes les parties de la structure impliquées dans la transmission des charges horizontales,
- il convient de prévoir, dans le diaphragme, un ferrailage qui permette la reprise des efforts de traction prévus par le modèle structural,
- il convient, pour la définition des dispositions constructives du ferrailage, de tenir compte des concentrations de contraintes au niveau des trémies et des joints.

(7) Les armatures transversales pour la transmission des efforts de cisaillement au droit des joints dans le diaphragme peuvent être concentrées le long des appuis, formant des chaînages cohérents avec le modèle structural. Ces armatures peuvent être placées dans la dalle rapportée si elle existe.

(8) Les éléments préfabriqués comportant une dalle rapportée d'au moins 40 mm d'épaisseur peuvent être dimensionnés comme des éléments composites si le cisaillement à l'interface est vérifié comme indiqué en 6.2.5. Il convient d'effectuer la vérification de l'élément préfabriqué à tous les stades de la construction, avant et après que l'interaction devienne effective.

(9) Les armatures transversales prévues pour les sollicitations de flexion ou autres sollicitations peuvent être situées en totalité dans la dalle rapportée. Il convient d'adopter des dispositions constructives cohérentes avec le modèle structural - si l'on admet que l'élément porte dans les deux directions, par exemple.

(10) Il convient de prévoir des armatures d'effort tranchant dans les âmes ou les nervures des éléments de plancher isolés (c'est-à-dire des éléments qui ne sont pas liaisonnés pour transmettre les efforts tranchants), comme pour les poutres.

(11) Les planchers à poutrelles et entrevous porteurs sans dalle rapportée peuvent être analysés comme des dalles pleines si les nervures transversales coulées en place comportent des armatures continues traversant les poutrelles longitudinales préfabriquées et qu'elles sont espacées de s_T comme indiqué dans le Tableau 10.1.

(12) Pour la fonction diaphragme entre éléments de plancher préfabriqués avec joints coulés en place, il convient de limiter la contrainte de cisaillement longitudinale moyenne v_{Rdi} à 0,1 MPa pour les surfaces très lisses, et à 0,15 MPa pour les surfaces lisses et rugueuses. Voir 6.2.5 pour la définition des surfaces.

Tableau 10.1 : Espacement maximal s_T des nervures transversales permettant d'assimiler les planchers à poutrelles et entrevous à des dalles pleines pour l'analyse. s_L = espacement des nervures longitudinales, l_L = longueur (portée) des nervures longitudinales, h = épaisseur du plancher

Type de charges variables	$s_L \leq l_L/8$	$s_L > l_L/8$
Habitation, neige	non nécessaire	$s_T \leq 12 h$
Autres	$s_T \leq 10 h$	$s_T \leq 8 h$

10.9.4 Assemblages et appuis des éléments préfabriqués

10.9.4.1 Matériaux

(1)P Les matériaux utilisés pour les assemblages doivent :

- être stables et durables pour la durée d'utilisation de projet de la structure
- être chimiquement et physiquement compatibles
- être protégés contre les influences chimiques et physiques défavorables
- présenter une résistance au feu cohérente avec la résistance au feu de la structure.

(2)P Les plaques d'appui doivent présenter des propriétés de résistance et de déformation conformes aux hypothèses de calcul.

(3)P Les attaches métalliques pour bardages, destinées à des environnements autres que ceux des classes X0 et XC1 (Tableau 4.1) et non protégées contre ces environnements, doivent être en matériau résistant à la corrosion. Si l'inspection est possible, on peut également utiliser des matériaux ayant reçu un revêtement.

(4)P Avant de procéder au soudage, au revenu ou au formage à froid des éléments, l'aptitude à l'usage du matériau doit être vérifiée.

10.9.4.2 Règles générales pour le dimensionnement et les dispositions constructives relatives aux assemblages

(1)P Les assemblages doivent être capables de résister aux effets des actions conformément aux hypothèses de calcul, de supporter les déformations nécessaires et d'assurer un comportement robuste de la structure.

(2)P Le fendage ou l'éclatement prématurés du béton aux abouts des éléments doivent être évités, considération étant faite :

- des mouvements relatifs entre éléments
- des imperfections
- des exigences concernant l'assemblage
- de la facilité d'exécution
- de la facilité d'inspection.

(7) La vérification de la résistance et de la rigidité des assemblages peut être fondée sur l'analyse, éventuellement complétée par des essais (pour le dimensionnement assisté par l'expérimentation, voir l'EN 1990, Annexe D). Il convient de tenir compte des imperfections. Dans les valeurs de calcul basées sur des tests, il convient de tenir compte de la dispersion défavorable liée aux conditions d'essai.

10.9.4.3 Joints transmettant des efforts de compression

(1) S'ils représentent moins de 10% de l'effort de compression, les efforts de cisaillement dans les joints transmettant des efforts de compression peuvent être négligés.

(2) Dans le cas de joints comportant un matériau de liaison tel que mortier, béton ou résine, il convient d'éviter tout mouvement relatif entre les faces du joint pendant le durcissement du matériau.

(3) Il convient de réserver l'usage des joints secs (sans matériau de liaison) aux cas pour lesquels une qualité d'exécution adéquate peut être obtenue. Il convient alors de limiter à $0,3 f_{cd}$ la contrainte moyenne dans l'appareil d'appui entre surfaces planes. Il convient de dimensionner les joints secs comportant des surfaces courbes (convexes) en tenant compte de la géométrie.

(4) Il convient de tenir compte des contraintes de traction transversales dans les éléments de part et d'autre du joint. Celles-ci peuvent être dues à un champ de compression concentré conformément à la Figure 10.3 a), ou à l'étalement de l'appareil d'appui en matériau résilient conformément à la Figure 10.3 b). Dans le cas a), le dimensionnement et le positionnement des armatures peuvent être effectués comme indiqué en 6.5. Dans le cas b), il convient de placer des armatures près des surfaces des éléments adjacents.

(5) A défaut de modèles plus précis, les armatures du cas b) peuvent être calculées au moyen de l'Expression (10.5) :

$$A_s = 0,25 (t/h) F_{Ed} / f_{yd} \quad (10.5)$$

où :

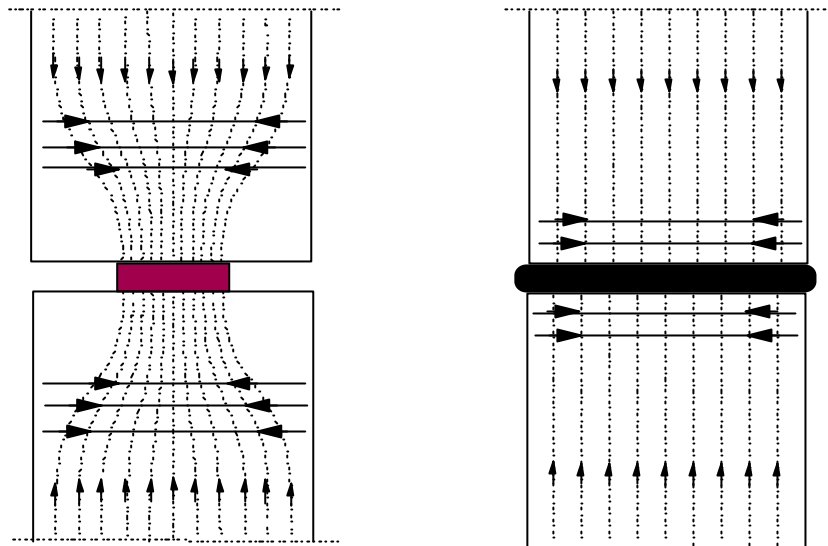
A_s est l'aire de la section d'acier dans chaque surface

t est l'épaisseur de la plaque d'appui

h est la dimension de la plaque d'appui dans la direction des armatures

F_{Ed} est l'effort de compression dans le joint.

(6) La résistance maximale des joints sollicités à la compression peut être déterminée soit conformément à 6.7, soit par le calcul, en s'appuyant éventuellement sur l'expérimentation (pour le dimensionnement assisté par l'expérimentation, voir l'EN 1990).



a) Appareil d'appui concentré b) Étalement d'un appareil d'appui en matériau résilient

Figure 10.3 : Contraintes de traction transversales au niveau des joints transmettant des efforts de compression

10.9.4.4 Joints transmettant des efforts tranchants

(1) Pour la transmission des efforts de cisaillement aux interfaces entre deux bétons – élément préfabriqué et béton coulé en place, par exemple – voir 6.2.5.

10.9.4.5 Joints transmettant des efforts de flexion ou de traction

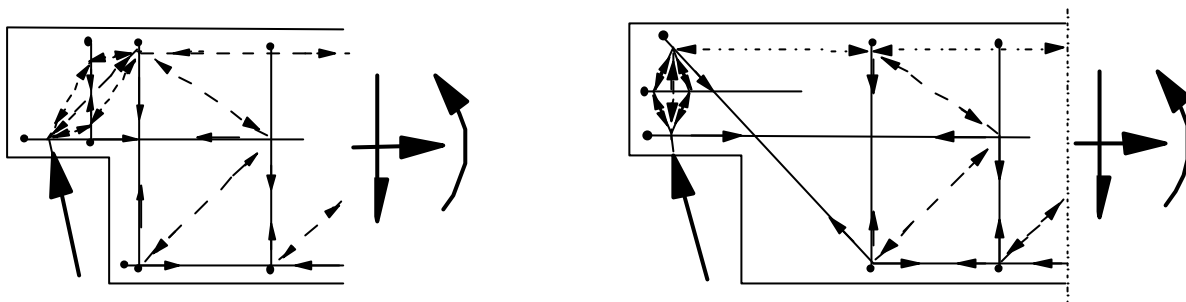
(1)P Les armatures doivent être continues au droit du joint et ancrées dans les éléments adjacents.

(2) La continuité peut être obtenue, par exemple :

- par recouvrement des barres
- par injection d'ancrage des armatures dans des réservations
- par recouvrement de boucles d'armatures
- par soudages de barres ou de plaques d'acier
- par application d'une précontrainte
- au moyen d'organes mécaniques (manchons filetés ou injectés)
- au moyen de connecteurs sertis (manchons sertis)

10.9.4.6 Joints cantilever

(1) Les joints cantilever peuvent être dimensionnés à l'aide de modèles bielles-tirants comme indiqué en 6.5. Deux modèles et solutions de ferrailage sont représentés sur la Figure 10.4. Les deux modèles peuvent être combinés.



Note : La figure montre uniquement les éléments principaux des modèles.

Figure 10.4 : Modèles indicatifs pour le ferrailage dans le cas des joints cantilever

10.9.4.7 Ancrage des armatures au droit des appuis

(1) Il convient, pour les armatures des éléments porteurs et les armatures des éléments portés, d'adopter des dispositions constructives permettant d'assurer l'ancrage dans chacun des noeuds, en tenant compte des tolérances éventuelles. Un exemple est donné sur la Figure 10.5.

La profondeur d'appui effective a_1 est gouvernée par une distance d (voir Figure 10.5) à partir des abouts de chacun des éléments, avec :

$d_i = c_i + \Delta a_i$ dans le cas de boucles horizontales ou de dispositifs d'ancrage d'extrémité

$d_i = c_i + \Delta a_i + r_i$ dans le cas de barres coudées à la verticale

où

c_i est l'enrobage des armatures

Δa_i est une tolérance (voir 10.9.5.2 (1)).

r_i est le rayon de pliage

Voir les Figures 10.5 et 10.9.5.2 (1) pour les définitions de d_{a2} ou d_{a3} .

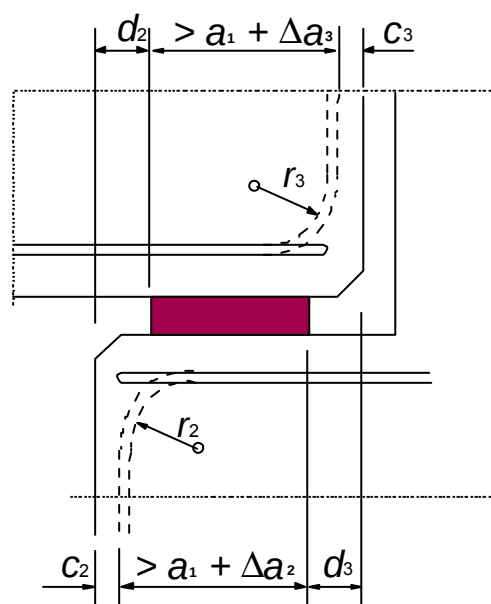


Figure 10.5 : Exemple de disposition constructive du ferrailage au droit d'un appui

10.9.5 Appareils d'appui

10.9.5.1 Généralités

(1)P Le bon fonctionnement des appareils d'appui doit être assuré par le ferrailage des éléments adjacents, par la limitation de la contrainte dans l'appareil d'appui ainsi que par des dispositions spécifiques permettant de tenir compte des mouvements ou des déformations gênées.

(2)P Dans le cas des appareils d'appui n'autorisant le glissement ou la rotation qu'au prix de déformations gênées importantes, les actions dues au fluage, au retrait, à la température, au défaut d'alignement, au défaut de verticalité etc. doivent être prises en compte pour le dimensionnement des éléments adjacents.

(3) Les effets cités au (2)P peuvent requérir des armatures transversales dans les éléments supportés et les éléments porteurs, et/ou des armatures de continuité pour liaisonner les éléments entre eux. Ces effets peuvent également influencer sur le dimensionnement des armatures principales dans ces éléments.

(4)P Le dimensionnement des appareils d'appui ainsi que le choix des dispositions constructives correspondantes doivent être tels qu'ils assurent un positionnement correct, considération étant faite des tolérances de production et d'assemblage.

(5)P Les effets possibles des ancrages de précontrainte et de leurs réservations doivent être pris en compte.

10.9.5.2 Appareils d'appui pour éléments continus (non isolés)

(1) La profondeur d'appui nominale a dans le cas d'un appui simple comme indiqué sur la Figure 10.6 peut être calculée par :

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2} \quad (10.6)$$

où :

- a_1 est la profondeur d'appui nette gouvernée par la contrainte dans l'appareil d'appui, $a_1 = F_{Ed} / (b_1 f_{Rd})$; a_1 ne doit pas être inférieure aux valeurs minimales du Tableau 10.2
- F_{Ed} est la valeur de calcul de la réaction d'appui
- b_1 est la largeur d'appui nette, voir (3)
- f_{Rd} est la valeur de calcul de la résistance de l'appui, voir (2)
- a_2 est la distance considérée comme inefficace depuis le nu de l'élément porteur, voir Figure 10.6 et Tableau 10.3
- a_3 est la distance similaire pour l'élément supporté, voir Figure 10.6 et Tableau 10.3
- Δa_2 est une tolérance sur la distance entre éléments porteurs, voir Tableau 10.5
- Δa_3 est une tolérance sur la longueur de l'élément supporté, $\Delta a_3 = l_n/2500$, l_n étant la longueur de l'élément.

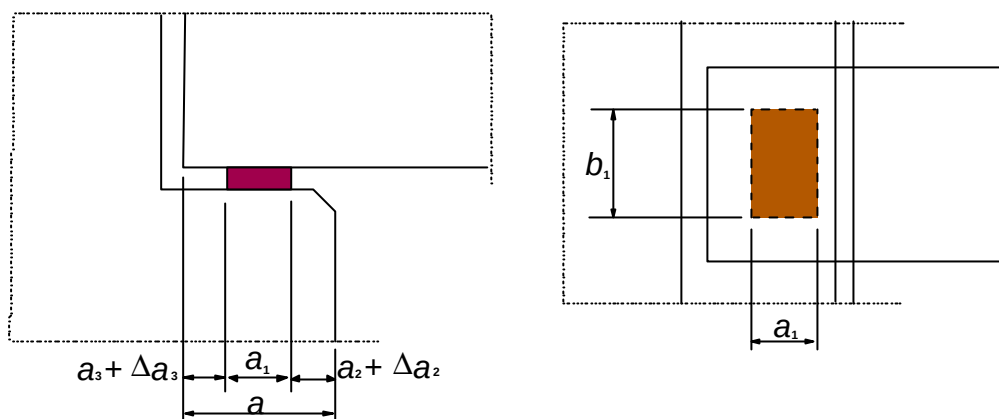


Figure 10.6 : Exemple d'appareil d'appui et définitions

Tableau 10.2 : Valeur minimale de a_1 en mm

Contrainte relative dans l'appareil d'appui s_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	$0,15 - 0,4$	$> 0,4$
Appuis linéaires (planchers, toitures)	25	30	40
Planchers à poutrelles et entrevous - pannes	55	70	80
Appuis concentrés (poutres)	90	110	140

Tableau 10.3 : Distance a_2 (mm) considérée comme inefficace depuis le nu de l'élément porteur. Il convient de prévoir un chevêtre en béton dans les cas (-)

Matériau et type d'appui	s_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	$0,15 - 0,4$	$> 0,4$
Acier	linéaire	0	0	10
	concentré	5	10	15
Béton armé $\geq C30$	linéaire	5	10	15
	concentré	10	15	25
Béton non armé et béton armé $< C30$	linéaire	10	15	25
	concentré	20	25	35
Maçonnerie	linéaire	10	15	(-)
	concentré	20	25	(-)

Tableau 10.4 : Distance a_3 (mm) considérée comme inefficace depuis l'about de l'élément supporté

Dispositions constructives du ferrailage	Appui	
	Linéaire	Concentré
Barres continues sur l'appui (avec encastrement ou non de la poutre)	0	0
Barres droites, boucles horizontales proches de l'about	5	15, et supérieur ou égal à l'enrobage d'extrémité
Armatures de précontrainte et barres droites en attente	5	15
Boucle verticale	15	enrobage d'extrémité + rayon de courbure intérieur

Tableau 10.5 : Tolérance Δa_2 sur la distance libre entre nus d'appui. l = portée

Matériau de l'appui	Δa_2
Acier ou béton préfabriqué	$10 \leq l/1200 \leq 30$ mm
Maçonnerie ou béton coulé en oeuvre	$15 \leq l/1200 + 5 \leq 40$ mm

(2) A défaut d'autres spécifications, les valeurs indiquées ci-après peuvent être utilisées pour la résistance de l'appui :

$$f_{Rd} = 0,4 f_{cd} \quad \text{dans le cas des joints secs (voir 10.9.4.3 (3) pour la définition)}$$

$$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85 f_{cd} \quad \text{dans tous les autres cas}$$

où

f_{cd} est la résistance de calcul de l'élément supporté ou la résistance de calcul de l'élément porteur si celle-ci est inférieure

f_{bed} est la résistance de calcul du matériau de liaison

(3) Si des dispositions sont prises afin d'obtenir une répartition uniforme de la pression d'appui – utilisation de mortier, plaques en néoprène ou appareil d'appui similaire – la largeur de calcul de l'appareil d'appui b_1 peut être prise égale à sa largeur réelle. Si ce n'est pas le cas, et à défaut d'analyse plus précise, il convient de limiter b_1 à 600 mm.

10.9.5.3 Appareils d'appui pour éléments isolés

(1)P La profondeur d'appui nominale doit être supérieure de 20 mm à celle retenue pour les éléments non-isolés.

(2)P Si l'appareil d'appui autorise des mouvements de l'appui, la profondeur d'appui nette doit être majorée pour couvrir les mouvements éventuels.

(3)P Si un élément est liaisonné autrement qu'au niveau de son appareil d'appui, la profondeur d'appui nette a_1 doit être majorée pour couvrir l'effet d'une éventuelle rotation autour de l'élément de liaison.

10.9.6 Fondations en encuvement

10.9.6.1 Généralités

(1)P Les plots de béton en encuvement doivent être capables de transmettre les efforts verticaux, les moments fléchissants et les cisaillements horizontaux des poteaux au sol. Les dimensions de l'encuvement doivent être suffisantes pour permettre la mise en place correcte du béton sous le pied et autour du poteau.

10.9.6.2 Encuvements à parois à clés

(1) Les encuvements présentant, de par leur fabrication, des parois à clés ou à crans peuvent être considérés comme agissant de manière monolithique avec le poteau.

(2) Lorsque la transmission du moment génère des efforts verticaux de traction, les dispositions constructives du recouvrement des armatures du poteau et des armatures de la fondation - poteau et fondation présentant des surfaces conjuguées - doivent être déterminées avec soin, en prévoyant l'écartement entre les barres destinées à se recouvrir. Il convient d'augmenter la longueur de recouvrement, telle que définie en 8.6, d'une longueur au moins égale à la distance horizontale entre les barres d'armature du poteau et celles de la fondation (voir Figure 10.7 (a)). Il convient par ailleurs de prévoir des armatures horizontales adaptées pour la jonction par recouvrement.

(3) Il convient d'effectuer le calcul au poinçonnement comme dans le cas d'un assemblage poteau / fondation monolithique, selon 6.4 (voir Figure 10.7 (a)), sous réserve de vérifier la transmission du cisaillement entre poteau et fondation. Si cette condition n'est pas remplie, il convient d'effectuer le calcul au poinçonnement comme pour les encuvements à parois lisses.

10.9.6.3 Encuvements à parois lisses

(1) On peut admettre que la transmission des efforts et du moment du poteau à sa fondation s'effectue sous forme d'efforts de compression F_1 , F_2 et F_3 au travers du béton de remplissage de l'encuvement d'une part et des forces de frottement correspondantes d'autre part, comme indiqué sur la Figure 10.7 (b). Ce modèle nécessite de vérifier la condition :

$$l \geq 1,2 h.$$

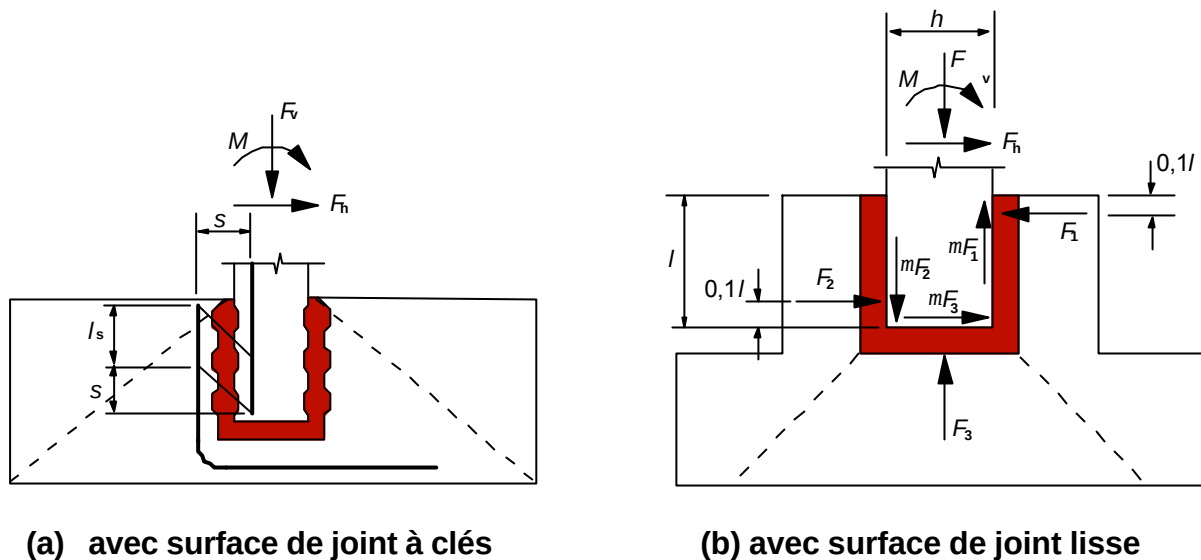


Figure 10.7 : Fondations en encuvement

- (2) Il convient d'adopter un coefficient de frottement m inférieur ou égal à 0,3.
- (3) Il convient de porter une attention particulière aux points suivants :
- dispositions constructives du ferrailage en partie supérieure des parois de l'encuvement vis-à-vis de F_1
 - transmission de F_1 le long des parois latérales du plot
 - ancrage des armatures principales dans le poteau et dans les parois de l'encuvement
 - résistance au cisaillement du poteau dans l'encuvement
 - résistance au poinçonnement de la base de l'encuvement vis-à-vis des efforts transmis par le poteau ; son calcul peut faire intervenir le béton coulé en place sous l'élément préfabriqué.

10.9.7 Chaînages

(1) Pour les plaques chargées dans leur plan - voiles et planchers de contreventement, par exemple, l'interaction nécessaire peut être obtenue en liaisonnant la structure au moyen de chaînages périphériques et/ou intérieurs.

Les mêmes chaînages peuvent également agir pour prévenir une ruine progressive, comme indiqué en 9.10.

SECTION 11 STRUCTURES EN BÉTON DE GRANULATS LÉGERS

11.1 Généralités

(1)P La présente Section fournit des exigences supplémentaires pour les bétons de granulats légers. On se réfèrera aux autres Sections (1 à 10 et 12) du présent document ainsi qu'aux Annexes.

Note : Les titres sont numérotés 11 suivi du numéro de la section principale correspondante. Les titres d'un niveau inférieur sont numérotés dans l'ordre, sans lien avec les sous-titres de la section principale. Si des expressions, figures ou tableaux sont proposés en remplacement des expressions, figures ou tableaux des autres sections, les numéros d'origine sont conservés, précédés de 11 également.

11.1.1 Domaine d'application

(1)P Toutes les règles des sections 1 à 10 d'une part, 12 d'autre part, sont généralement applicables, à moins d'être remplacées par des règles spéciales de la présente section. En règle générale, lorsque les expressions utilisent des valeurs de résistance issues du Tableau 3.1, celles-ci doivent être remplacées par les valeurs correspondantes pour le béton léger, données dans la présente section dans le Tableau 11.3.1.

(2)P La Section 11 s'applique à tous les bétons à structure fermée constitués de granulats légers minéraux, naturels ou artificiels, sauf si l'expérience indique de manière fiable que des dispositions différentes de celles données ici peuvent être adoptées en toute sécurité.

(3) La présente Section ne s'applique ni au béton cellulaire – durci en autoclave ou non - ni au béton de granulats légers à structure ouverte.

(4)P Le béton de granulats légers est un béton à structure fermée dont la masse volumique est inférieure ou égale à 2200 kg/m^3 et qui est constitué ou qui contient une certaine proportion de granulats légers naturels ou artificiels dont la masse volumique est inférieure à 2000 kg/m^3 .

11.1.2 Symboles spécifiques

1(P) Les symboles ci-après sont utilisés spécifiquement pour le béton léger :

- LC les classes de résistance des bétons de granulats légers sont précédées du symbole LC
- h_E coefficient de conversion pour le calcul du module d'élasticité
- h_1 coefficient pour la détermination de la résistance en traction
- h_2 coefficient pour la détermination du coefficient de fluage
- h_3 coefficient pour la détermination de la déformation due au retrait de dessiccation
- r masse volumique du béton de granulats légers séché en étuve, en kg/m^3

Pour les propriétés mécaniques, on ajoute l'indice / (léger).

11.2 Bases de calcul

1(P) La section 2 s'applique au béton léger sans aucune modification.

11.3 Matériaux

11.3.1 Béton

(1)P Dans l'EN 206-1, les granulats légers sont classés en fonction de leur masse volumique, comme indiqué dans le Tableau 11.1. Ce tableau indique également les masses volumiques correspondantes pour un béton non armé et pour un béton comportant un pourcentage normal d'armatures, valeurs que l'on peut utiliser pour les calculs du poids propre ou des charges d'exploitation permanentes. Une autre possibilité consiste à spécifier une masse volumique en termes de valeur cible.

(2) Une autre solution consiste à calculer la contribution des armatures à la masse volumique du béton.

Tableau 11.1 : Classes de masse volumique et masses volumiques de calcul du béton de granulats légers selon EN 206-1

Classe de masse volumique		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Masse volumique (kg/m ³)		801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Masse volumique (kg/m ³)	Béton non armé	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	Béton armé	1150	1350	1550	1750	1950	2150

(3) La résistance en traction d'un béton de granulats légers peut être obtenue en multipliant les valeurs de f_{ct} du Tableau 3.1 par un coefficient :

$$h_1 = 0,40 + 0,60r/2200 \quad (11.1)$$

où

r est la limite supérieure de la masse volumique pour la classe considérée, selon le Tableau 11.1.

11.3.2 Déformation élastique

(1) Une estimation des valeurs moyennes du module sécant E_{lcm} des bétons de granulats légers peut être obtenue en multipliant les valeurs du Tableau 3.1, données pour des bétons de masse volumique normale, par le coefficient suivant :

$$h_E = (r/2200)^2 \quad (11.2)$$

où r désigne la masse volumique après séchage en étuve, comme indiqué dans l'EN 206-1 Section 4 (voir Tableau 11.1).

Lorsqu'il est nécessaire de disposer de données précises - lorsque les flèches ont une grande importance, par exemple -, il convient de réaliser des essais afin de déterminer les valeurs de E_{lcm} conformément à l'ISO 6784.

Note : L'Annexe Nationale du pays concerné peut faire référence à des informations complémentaires non contradictoires.

Tableau 11.3.1 : Caractéristiques de résistance et de déformation du béton léger

Classes de résistance du béton léger															Expression analytique / Commentaires
f_{ick} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80		
$f_{ick,cube}$ (MPa)	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88		
f_{icm} (MPa)	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	Pour $f_{ick} \geq 20$ MPa $f_{icm} = f_{ick} + 8$ (MPa)	
f_{ictm} (MPa)	$f_{ictm} = f_{ctm} \cdot h_1$													$h = 0,40 + 0,60 r / 2200$	
$f_{ictk,0,05}$ (MPa)	$f_{ictk,0,05} = f_{ctk,0,05} \cdot h_1$													fractile 5%	
$f_{ictk,0,95}$ (MPa)	$f_{ictk,0,95} = f_{ctk,0,95} \cdot h_1$													fractile 95%	
E_{icm} (GPa)	$E_{icm} = E_{cm} \cdot h_E$													$h_E = (r / 2200)^2$	
e_{lc1} (‰)	$k f_{icm} / (E_{lc1} \cdot h_E) \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 1,1 \text{ dans le cas d'un béton léger comportant du sable} \\ k = 1,0 \text{ dans le cas d'un béton léger comportant exclusivement des granulats légers} \end{array} \right.$													voir Figure 3.2	
e_{lcu1} (‰)	e_{lc1}													voir Figure 3.2	
e_{lc2} (‰)	2,0				2,2	2,3	2,4	2,5						voir Figure 3.3	
e_{lcu2} (‰)	3,5 h_1				3,1 h_1	2,9 h_1	2,7 h_1	2,6 h_1						voir Figure 3.3 $ e_{lcu2} \geq e_{lc2} $	
n	2,0				1,75	1,6	1,45	1,4							
e_{lc3} (‰)	1,75				1,8	1,9	2,0	2,2						voir Figure 3.4	
e_{lcu3} (‰)	3,5 h_1				3,1 h_1	2,9 h_1	2,7 h_1	2,6 h_1						voir Figure 3.4 $ e_{lcu3} \geq e_{lc3} $	

(2) Le coefficient de dilatation thermique du béton de granulats légers dépend essentiellement du type de granulats utilisés ; il varie très largement entre $4 \cdot 10^{-6}$ et $14 \cdot 10^{-6}/K$.

Pour les projets pour lesquels la dilatation thermique a une importance mineure, le coefficient de dilatation thermique peut être pris égal à $8 \cdot 10^{-6}/K$.

Il n'y a pas lieu, pour le calcul, de tenir compte des différences entre les coefficients de dilatation thermique de l'acier et du béton de granulats légers.

11.3.3 Fluage et retrait

(1) Dans le cas du béton de granulats légers, on peut admettre que le coefficient de fluage j est égal à la valeur pour le béton de masse volumique normale, multipliée par un coefficient $(r/2200)^2$.

Il convient de multiplier les déformations de fluage ainsi obtenues par le facteur h_2 :

$$\begin{aligned} h_2 &= 1,3 \text{ pour } f_{ck} \leq LC16/18 \\ &= 1,0 \text{ pour } f_{ck} \geq LC20/22 \end{aligned}$$

(2) Les valeurs finales du retrait de dessiccation dans le cas du béton léger peuvent être obtenues en multipliant les valeurs pour le béton de masse volumique normale du Tableau 3.2 par un facteur h_3 :

$$\begin{aligned} h_3 &= 1,5 \text{ pour } f_{ck} \leq LC16/18 \\ &= 1,2 \text{ pour } f_{ck} \geq LC20/22 \end{aligned}$$

(3) Les Expressions (3.11), (3.12) et (3.13), qui fournissent des informations sur le retrait endogène, donnent les valeurs maximales pour les bétons de granulats légers lorsque les granulats ne peuvent fournir aucune eau à la microstructure au cours de la dessiccation. Si l'on utilise des granulats légers saturés en eau, voire partiellement saturés seulement, les valeurs des déformations dues au retrait endogène seront considérablement réduites.

11.3.4 Relations contrainte-déformation pour l'analyse structurale non-linéaire

(1) Dans le cas des bétons de granulats légers, il convient de remplacer les valeurs e_{c1} et e_{cu1} de la Figure 3.2 par les valeurs e_{lc1} et e_{lcu1} du Tableau 11.3.1.

11.3.5 Résistance de calcul en compression – Résistance de calcul en traction

(1)P La résistance de calcul en compression est définie par :

$$f_{cd} = \alpha_{lcc} f_{lck} / g_c \quad (11.3.15)$$

où g_c est le coefficient partiel relatif au béton, voir 2.4.1.4, et α_{lcc} est un coefficient défini en 3.1.6 (1)P.

Note : La valeur de α_{lcc} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $\alpha_{lcc} = 0,85$.

(2)P La résistance de calcul en traction est définie par :

$$f_{lctd} = \alpha_{lct} f_{lctk} / g_c \quad (11.3.16)$$

où g_c est le coefficient partiel relatif au béton, voir 2.4.1.4, et α_{lct} est un coefficient défini en 3.1.6 (2)P.

Note : La valeur de α_{lct} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $\alpha_{lct} = 0,85$.

11.3.6 Relations contrainte-déformation pour le calcul des sections

(1) Dans le cas du béton de granulats légers, il convient de remplacer les valeurs e_{c2} et e_{cu2} de la Figure 3.3 par les valeurs e_{lc2} et e_{lcu2} du Tableau 11.3.1.

(2) Dans le cas du béton de granulats légers, il convient de remplacer les valeurs e_{c3} et e_{cu3} de la Figure 3.4 par les valeurs e_{lc3} et e_{lcu3} du Tableau 11.3.1.

11.3.7 Béton confiné

(1) A défaut de données précises, il est possible d'utiliser la relation contrainte-déformation de la Figure 3.6, avec une résistance et des déformations caractéristiques majorées, conformément à :

$$f_{lck,c} = f_{lck} (1,0 + k s_2 / f_{lck}) \quad (11.3.24)$$

Note : La valeur de k à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est :

$k = 1,1$ pour les bétons de granulats légers comportant du sable comme granulats fins

$k = 1,0$ pour les bétons comportant uniquement des granulats légers (granulats fins et granulats grossiers).

$$e_{lc2,c} = e_{lc2} (f_{lck,c} / f_{lck})^2 \quad (11.3.26)$$

$$e_{lcu2,c} = e_{lcu2} + 0,2 s_2 / f_{lck} \quad (11.3.27)$$

où e_{lc2} et e_{lcu2} sont donnés par le Tableau 11.3.1.

11.4 Durabilité et enrobage des armatures

11.4.1 Conditions d'environnement

(1) Les classes d'exposition indicatives du Tableau 4.1 peuvent être utilisées pour les bétons de granulats légers comme pour les bétons de masse volumique normale.

11.4.2 Enrobage et propriétés du béton

(1)P Dans le cas des bétons de granulats légers, les valeurs de l'enrobage minimal données dans le Tableau 4.2 doivent être majorées de 5 mm.

11.5 Analyse structurale

11.5.1 Capacité de rotation

Note : Dans le cas des bétons légers, il convient de multiplier les valeurs de q_{plast} de la Figure 5.6N par un facteur e_{lcu2} / e_{cu2} .

11.6 États-limites ultimes (ELU)

11.6.1 Éléments pour lesquels aucune armature d'effort tranchant n'est requise

(1) La valeur de calcul de l'effort tranchant résistant $V_{IRd,c}$ d'un élément en béton de granulats légers ne comportant pas d'armatures d'effort tranchant est donnée par :

$$V_{IRd,c} = [C_{IRd,c} h_1 k (100 r_l f_{lck})^{1/3} + k_1 s_{cp}] b_w d \geq (v_{l,min} + k_1 s_{cp}) b_w d \quad (11.6.2)$$

où h_1 est défini par l'Expression (11.1) ; f_{lck} est donné dans le Tableau 11.3.1 ; s_{cp} est la contrainte de compression moyenne dans la section sous l'effet des forces axiales extérieures et de la précontrainte.

Note : Les valeurs de $C_{IRd,c}$, $v_{l,min}$ et k_1 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $C_{IRd,c} = 0,15/g_c$, $v_{l,min} = 0,30 k^{3/2} f_{lck}^{1/2}$ et $k_1 = 0,15$.

Tableau 11.6.1N : Valeurs de $v_{l,min}$ pour des valeurs données de d et f_{ck}

d (mm)	$v_{l,min}$ (MPa)						
	f_{ck} (MPa)						
	20	30	40	50	60	70	80
200	0.36	0.44	0.50	0.56	0.61	0.65	0.70
400	0.29	0.35	0.39	0.44	0.48	0.52	0.55
600	0.25	0.31	0.35	0.39	0.42	0.46	0.49
800	0.40	0.28	0.32	0.36	0.39	0.42	0.45
≥ 1000	0.22	0.27	0.31	0.34	0.37	0.40	0.43

(2) Pour l'effort tranchant, calculé sans le coefficient de réduction b (voir 6.2.2 (6)), il convient de toujours satisfaire :

$$V_{Ed} \leq 0,5 h_1 b_w d n_l f_{lck} \quad (11.6.5)$$

où

h_1 est défini en 11.6.1 (1)

n_l est conforme à 11.6.2 (1).

11.6.2 Éléments nécessitant des armatures transversales

(1) Le coefficient de réduction pour la résistance à l'écrasement des bielles en béton est n_l .

Note : La valeur de n_l à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est donnée par :

$$n_l = 0,5 h_1 (1 - f_{lck}/250) \quad (11.6.6N)$$

11.6.3 Torsion

11.6.3.1 Méthode de calcul

(1) Pour le béton léger, dans l'Expression (6.30) n est remplacé par n_l défini en 11.6.2 (1).

11.6.4 Poinçonnement

11.6.4.1 Résistance au poinçonnement des dalles ou des semelles de poteaux sans armatures d'effort tranchant

(1) La résistance au poinçonnement par unité de surface d'une dalle en béton léger est donnée par :

$$V_{IRd,c} = C_{IRd,c} k h_1 (100 r_1 f_{lck})^{1/3} + k_2 s_{cp} \geq (h_1 V_{l,min} + k_2 s_{cp}) \quad (11.6.47)$$

où

h_1 est défini par l'Expression (11.1)

$C_{IRd,c}$ voir 11.6.1 (1)

$V_{l,min}$ voir 11.6.1 (1).

Note : La valeur de k_2 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_2 = 0,08$.

(2) La résistance au poinçonnement V_{IRd} des semelles de poteaux en béton léger est donnée par :

$$V_{IRd} = C_{IRd,c} h_1 k (100 r_1 f_{lck})^{1/3} 2d/a \geq h_1 V_{l,min} 2d/a \quad (11.6.50)$$

où

h_1 est défini par l'Expression (11.1)

$r_1 \geq 0,005$

$C_{IRd,c}$ voir 11.6.1 (1)

$V_{l,min}$ voir 11.6.1 (1).

11.6.4.2 Résistance au poinçonnement des dalles ou semelles de poteaux avec armatures d'effort tranchant

(1) Lorsque des armatures de poinçonnement sont nécessaires, la résistance au poinçonnement est donnée par :

$$V_{IRd,cs} = 0,75 V_{IRd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) \left(\frac{1}{u_1 d} \right) A_{sw} f_{ywd,eff} \sin \alpha \quad (11.6.52)$$

où $V_{IRd,c}$ est défini par l'Expression (11.6.47) ou (11.6.50) suivant l'élément considéré.

(2) Au voisinage du poteau, la résistance au poinçonnement est limitée à :

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq V_{IRd,max} = 0,5 n f_{lck} \quad (11.6.53)$$

où n est pris égal à n_1 défini en 11.6.2 (1).

11.6.5 Pressions localisées

(1) Dans le cas d'une charge uniformément répartie sur une surface A_{c0} (voir Figure 6.29), l'effort de compression limite peut être déterminé comme suit :

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{lcd} \cdot [A_{c1} / A_{c0}]^{\frac{r}{4400}} \leq 3,0 \cdot f_{lcd} \cdot A_{c0} \left(\frac{r}{2200} \right) \quad (11.6.63)$$

11.6.6 Fatigue

(1) Pour la vérification de la fatigue des éléments en béton de granulats légers, une prise en compte particulière est nécessaire. Il convient de se référer à un Agrément Technique Européen.

11.7 États-limites de service (ELS)

(1)P Dans le cas des bétons de granulats légers, il convient de réduire les valeurs de base du rapport portée/hauteur utile données en 7.4.2 pour les éléments de béton armé en l'absence d'effort normal de compression, en appliquant un coefficient $h_E^{0,15}$.

11.8 Disposition des armatures - Généralités

11.8.1 Diamètres admissibles des mandrins de cintrage

(1) Dans le cas des bétons de granulats légers, il convient de majorer de 50% les valeurs des diamètres de mandrin données en 8.4.4 pour des bétons de masse volumique normale afin d'éviter l'éclatement du béton à l'arrière des coudes, des crochets et des boucles.

11.8.2 Contrainte ultime d'adhérence

(1) La valeur de calcul de la contrainte ultime d'adhérence peut être obtenue, dans le cas de barres dans un béton léger, à l'aide de l'Expression (8.2) dans laquelle on remplace f_{ctd} par f_{lctd} , avec $f_{lctd} = f_{lctk,0,05}/g_c$. Les valeurs de $f_{lctk,0,05}$ sont données dans le Tableau 11.3.1.

11.9 Dispositions constructives et règles particulières

(1) Il convient normalement de limiter à 32 mm le diamètre des barres noyées dans les bétons de granulats légers. Il convient par ailleurs de ne pas utiliser de paquets constitués de plus de deux barres et de limiter le diamètre équivalent à 45 mm.

11.10 Règles additionnelles pour les éléments et les structures préfabriqués en béton

(1) La section 10 peut s'appliquer aux bétons de granulats légers sans aucune modification.

11.12 Structures en béton non armé ou faiblement armé

(1) La section 12 peut s'appliquer aux bétons de granulats légers sans aucune modification.

SECTION 12 STRUCTURES EN BÉTON NON ARMÉ OU FAIBLEMENT ARMÉ

12.1 Généralités

(1)P La présente Section fournit des règles complémentaires pour les structures en béton non armé ou lorsque le ferrailage mis en place est inférieur au minimum requis pour le béton armé.

Note : Les titres sont numérotés 12 suivi du numéro de la Section principale correspondante. Les titres d'un niveau inférieur sont numérotés dans l'ordre, sans lien avec les titres des sections précédentes.

(2) Cette section s'applique aux éléments pour lesquels l'effet des actions dynamiques peut être ignoré. Elle ne s'applique pas quand les effets sont ceux engendrés par des machines tournantes et les charges de trafic. A titre d'exemple on citera :

- les éléments principalement soumis à la compression autre que celle provoquée par la précontrainte, voiles, poteaux, arcs, voûtes et tunnels par exemple ;
- les semelles de fondations isolées et filantes ;
- les murs de soutènement ;
- les pieux dont le diamètre est ≥ 600 mm et pour lesquels $N_{Ed}/A_c \leq 0,3f_{ck}$.

(3) Pour les éléments de béton de granulats légers à structure fermée suivant la Section 11 ou pour les éléments et les structures préfabriqués en béton couverts par le présent Eurocode, il convient de modifier les règles de conception et de calcul en conséquence.

(4) Dans les éléments en béton non armé, il n'est pas exclu de disposer des armatures qui seraient nécessaires pour satisfaire les exigences d'aptitude au service et/ou de durabilité ou qui seraient nécessaires dans certaines parties de ces éléments. Ce ferrailage peut être pris en compte pour la vérification locale des états limites ultimes aussi bien que pour la vérification des états-limites de service.

12.3 Matériaux

12.3.1 Béton : hypothèses de calcul complémentaires

(1) Du fait de la plus faible ductilité du béton non armé, il convient de prendre des valeurs de $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ inférieures à α_{cc} et α_{ct} du béton armé.

Note : Les valeurs de $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $\alpha_{cc,pl} = 0,8$ et $\alpha_{ct,pl} = 0,8$.

(2) Lorsque des contraintes de traction sont prises en compte dans la résistance de calcul d'éléments de béton non armé, le diagramme contrainte-déformation (voir 3.1.7) peut être prolongé jusqu'à la résistance de calcul en traction par application de l'Expression (3.16) ou d'une relation linéaire.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05}/\gamma_c \quad (12.1)$$

(3) Les méthodes basées sur la mécanique de la rupture peuvent être utilisées sous réserve qu'on puisse montrer qu'elles conduisent au niveau de sécurité requis.

12.5 Analyse structurale : états-limites ultimes

(1) Du fait de la ductilité limitée du béton non armé, il convient de n'utiliser une analyse linéaire avec redistribution ou une analyse plastique - méthodes sans vérification explicite de la capacité de déformation, par exemple - que si leur application peut être justifiée.

(2) L'analyse structurale peut être basée sur la théorie de l'élasticité linéaire ou de l'élasticité non-linéaire. Dans le cas d'une analyse non-linéaire (selon la mécanique de la rupture, par exemple), il convient d'effectuer une vérification de la capacité de déformation.

12.6 États-limites ultimes (ELU)

12.6.1 Résistance de calcul aux forces axiales et aux moments

(1) Dans le cas des voiles, sous réserve de prévoir des dispositions constructives adéquates ainsi qu'une cure appropriée, les déformations imposées dues à la température ou au retrait peuvent être ignorées.

(2) Il convient de prendre les relations contrainte-déformation du béton non armé en 3.1.7.

(3) L'effort normal résistant, N_{Rd} , d'une section rectangulaire avec une excentricité uniaxiale e dans la direction de h_w , peut être prise égale à :

$$N_{Rd} = h f_{cd} \times b \times h_w \times (1-2e/h_w) \quad (12.2)$$

où:

- $h f_{cd}$ est la résistance de calcul effective en compression (voir 3.1.7 (3))
- b est la largeur totale de la section droite (voir Figure 12.1)
- h_w est la hauteur totale de la section droite
- e est l'excentricité de N_{Ed} dans la direction h_w .

Note : Lorsque d'autres méthodes simplifiées sont utilisées, il convient qu'elles ne soient pas moins conservatrices qu'une méthode plus rigoureuse utilisant une relation contrainte-déformation donnée en 3.1.7.

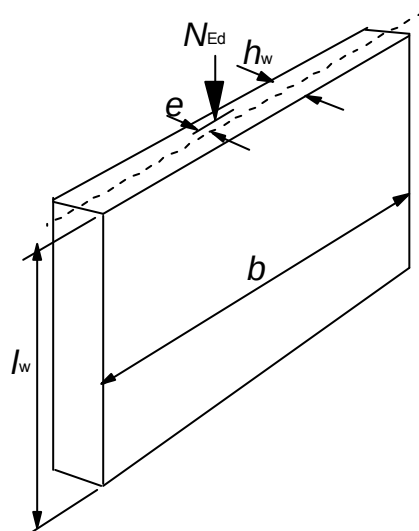


Figure 12.1: Notation pour les voiles non armés

12.6.2 Rupture locale

(1)P Sauf si des mesures permettant d'éviter une rupture locale de la section par traction ont été prises, l'excentricité maximale de la force axiale N_{Ed} dans la section doit être limitée afin d'éviter l'apparition de fissures ouvertes.

12.6.3 Effort tranchant

(1) Il est possible de tenir compte de la résistance en traction du béton dans les éléments en béton non armé à l'état-limite ultime d'effort tranchant, sous réserve que, soit par calcul soit par expérience, la rupture fragile puisse être exclue et qu'une résistance adéquate puisse être assurée.

(2) Pour une section soumise à un effort tranchant V_{Ed} et un effort normal N_{Ed} agissant sur une aire comprimée A_{cc} , il convient de prendre les valeurs suivantes pour la valeur absolue des composantes des contraintes de calcul :

$$s_{cp} = N_{Ed} / A_{cc} \quad (12.3)$$

$$t_{cp} = kV_{Ed} / A_{cc} \quad (12.4)$$

Note: la valeur de k à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k = 1,5$.

Et il y a lieu de vérifier que:

$$t_{cp} \leq f_{cvd}$$

où

$$\text{si } s_{cp} \leq s_{c,lim} \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + s_{cp} f_{ctd}} \quad (12.5)$$

ou bien

$$\text{si } s_{cp} > s_{c,lim} \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + s_{cp} f_{ctd} - \left(\frac{s_{cp} - s_{c,lim}}{2} \right)^2} \quad (12.6)$$

$$s_{c,lim} = f_{cd} - 2 \sqrt{f_{ctd}(f_{ctd} + f_{cd})} \quad (12.7)$$

avec :

f_{cvd} résistance de calcul en cisaillement et compression du béton

f_{cd} résistance de calcul en compression du béton

f_{ctd} résistance de calcul en traction du béton

(3) Un élément en béton peut être considéré comme non fissuré à l'état-limite ultime s'il reste complètement comprimé ou bien si la valeur absolue de la contrainte principale de traction dans le béton s_{ct1} ne dépasse pas f_{ctd} .

12.6.4 Torsion

(1) Il convient normalement de ne pas dimensionner les éléments fissurés pour résister à des moments de torsion, sauf s'il est possible de le justifier par ailleurs.

12.6.5 États-limites ultimes provoqués par une déformation structurale (flambement)

12.6.5.1 Élancement des poteaux et des voiles

(1) L'élancement d'un poteau ou d'un voile est donné par :

$$I = l_0 / i \quad (12.8)$$

où :

i est le rayon de giration minimal

l_0 est la longueur efficace de l'élément, qui peut être supposée égale à :

$$l_0 = b \cdot l_w \quad (12.9)$$

avec :

l_w hauteur libre de l'élément

b coefficient qui dépend des conditions d'appui :

pour les poteaux, il convient en général de retenir $b = 1$;

pour les poteaux et les voiles libres à une extrémité $b = 2$;

pour les autres voiles, les valeurs de b sont données dans le Tableau 12.1.

(2) Il convient de majorer de façon appropriée les valeurs de b si la capacité portante transversale est affectée par des saignées ou des évidements.

(3) Un voile transversal peut être considéré comme un voile de contreventement si :

- son épaisseur totale n'est pas inférieure à $0,5 h_w$, où h_w est l'épaisseur totale du voile qu'il contrevente ;
- il a la même hauteur l_w que le voile qu'il contrevente ;
- sa longueur l_{ht} est au moins égale à $l_w / 5$, où l_w est la hauteur libre du voile contreventé ;
- il ne comporte pas d'ouvertures sur la longueur l_{ht} .

(4) Dans le cas d'un voile lié de manière rigide en flexion le long de ses bords haut et bas, par du béton coulé en place et un ferrailage approprié, de sorte que les moments sur ses bords peuvent être complètement équilibrés, les valeurs de b données au Tableau 12.1 peuvent être multipliées par 0,85.

(5) Il convient que l'élancement des voiles en béton non armé coulés en place n'excède pas $I = 86$ (c'est-à-dire $l_0 / h_w = 25$).

Tableau 12.1: Valeurs de b pour diverses conditions de rive

Encastrement en rive	Croquis	Expression	Facteur b	
Sur deux cotés			$b = 1,0$ pour tout rapport l_w/b	
Sur trois cotés		$b = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	b/l_w	b
			0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
			2,0	0,97
			5,0	1,00
Sur quatre cotés		Si $b \geq l_w$ $b = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ Si $b < l_w$ $b = \frac{b}{2l_w}$	b/l_w	b
			0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
			1,0	0,50
			1,5	0,69
			2,0	0,80
			5,0	0,96

(A) - Dalle de plancher (B) - Bord libre (C) - Voile transversal

Note : Les données du Tableau 12.1 ne s'appliquent que si le voile n'a pas d'ouverture de hauteur supérieure à 1/3 de la hauteur l_w du voile, ou de surface supérieure à 1/10 de la surface du voile. Pour les voiles encastres sur 3 ou 4 cotés avec des dimensions d'ouvertures excédant les limites ci-avant, il convient de considérer les parties situées entre les ouvertures comme encastres sur deux cotés seulement et de les dimensionner en conséquence.

12.6.5.2 Méthode de calcul simplifiée pour les voiles et les poteaux

(1) En l'absence d'une approche plus rigoureuse, l'effort normal résistant de calcul pour un voile ou un poteau élancé en béton non armé peut être calculé comme suit :

$$N_{Rd} = b \times h_w \times f_{cd} \times F \quad (12.10)$$

où

N_{Rd} est l'effort normal résistant

b est la largeur totale de la section

h_w est la profondeur totale de la section

F est un facteur prenant en compte l'excentricité et incluant les effets du second ordre ainsi que les effets normaux de fluage; voir ci-dessous

Pour les éléments contreventés, le facteur F peut être pris égal à:

$$F = (1,14 \times (1 - 2e_{\text{tot}}/h_w) - 0,02 \times l_o/h_w) \leq (1 - 2 e_{\text{tot}}/h_w) \quad (12.11)$$

où :

$$e_{\text{tot}} = e_o + e_i \quad (12.12)$$

e_o est l'excentricité du premier ordre incluant, le cas échéant, les effets des planchers (éventuels moments transmis par la dalle au voile, par exemple) et les actions horizontales

e_i est l'excentricité additionnelle couvrant les effets des imperfections géométriques, voir 5.2

(2) D'autres méthodes simplifiées peuvent être utilisées sous réserve qu'elles conduisent à une sécurité au moins égale à celle obtenue par une méthode rigoureuse conformément à 5.8.

12.7 États-limites de service (ELS)

(1) Il convient de vérifier les contraintes là où des gênes structurales sont susceptibles de se produire.

(2) Il convient d'adopter les mesures suivantes pour assurer une aptitude au service adéquate:

a) en ce qui concerne la formation de fissures:

- limitation des contraintes de traction dans le béton à des valeurs admissibles ;
- mise en place d'un ferrailage auxiliaire (armatures de peau, chaînages si nécessaire) ;
- mise en place de joints de construction;
- choix de technologie du béton (par exemple, composition appropriée du béton, cure) ;
- choix de méthodes de construction appropriées

b) en ce qui concerne la limitation des déformations:

- dimensions minimales de la section (voir 12.9 ci-après) ;
- limitation de l'élancement dans le cas d'éléments comprimés.

(3) Pour toute armature mise en place dans le béton non armé, même si elle n'est pas prise en compte dans les vérifications de résistance, il convient de satisfaire à 4.4.1.

12.9 Dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières

12.9.1 Éléments structuraux

(1) Il convient que l'épaisseur totale h_w des voiles en béton coulé en place ne soit pas inférieure à 120 mm.

(2) Il convient de procéder aux vérifications de résistance et de stabilité nécessaires de tout élément comprenant des saignées ou des évidements.

12.9.2 Joints de construction

(1) Si des contraintes de traction sont attendues dans le béton des joints de construction, il convient de prévoir des armatures afin de limiter la fissuration.

12.9.3 Semelles isolées et semelles filantes superficielles

(1) En l'absence de données plus précises, les semelles isolées et les semelles filantes superficielles soumises à des charges axiales peuvent être calculées et les dispositions constructives retenues en considérant que le béton est non armé, sous réserve que :

$$\frac{0,85 \cdot h_F}{a} \geq \sqrt{\frac{9s_{gd}}{f_{ctd}}} \quad (12.13)$$

où :

h_F est la hauteur de la fondation

a est le débord de la fondation par rapport au poteau (voir Figure 12.2)

s_{gd} est la valeur de calcul de la pression du sol

f_{ctd} est la valeur de calcul de la résistance en traction du béton (dans la même unité que s_{gd})

La relation simplifiée $h_F/a \geq 2$ peut être utilisée.

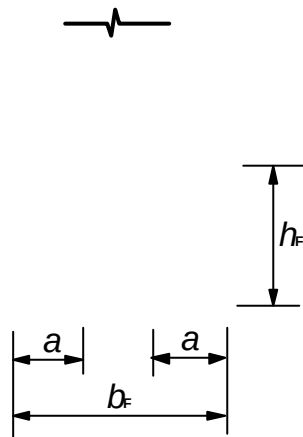


Figure: 12.2: Semelles de fondation superficielle en béton non armé; notations

Annexe A (informative)

Modification des coefficients partiels relatifs aux matériaux

A.1 Généralités

(1) Les coefficients partiels relatifs aux matériaux donnés en 2.4.2.4 correspondent aux imperfections géométriques de la classe 1 de l'ENV 13670-1 et au niveau normal d'exécution et d'inspection (par exemple classe 2 d'inspection de l'ENV 13670-1).

(2) Des recommandations pour des coefficients partiels réduits relatifs aux matériaux sont données dans la présente Annexe Informative. Des règles détaillées relatives aux procédures de contrôle peuvent être données dans des Normes de Produit pour les éléments préfabriqués.

Note : Pour plus d'information, on se reportera à l'Annexe B de l'EN 1990.

A.2 Structures en béton coulé en place

A.2.1 Réduction basée sur le contrôle de la qualité et des tolérances réduites

(1) Si l'exécution est soumise à un système de contrôle de la qualité qui garantit que les écarts défavorables des dimensions de la section droite sont inférieurs aux tolérances réduites données dans le Tableau A.1, le coefficient partiel pour les armatures peut être réduit à la valeur $g_{s,red1}$.

Tableau A.1 : Tolérances réduites

h ou b (mm)	Tolérances réduites (mm)	
	Dimensions de la section transversale $\pm\Delta h, \Delta b$ (mm)	Position des armatures $+\Delta c$ (mm)
≤ 150	5	5
400	10	10
≥ 2500	30	20
Note 1 : Une interpolation linéaire peut être effectuée pour les valeurs intermédiaires. Note 2 : $+\Delta c$ se rapporte à la position moyenne des armatures de béton armé ou de précontrainte dans la section droite ou sur une largeur de un mètre (pour les dalles et les voiles par exemple).		

Note: La valeur de $g_{s,red1}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $g_{s,red1} = 1,1$.

(2) Dans la condition précisée en A.2.1 (1), et s'il est démontré que le coefficient de variation de la résistance du béton n'est pas supérieur à 10%, le coefficient partiel relatif au béton peut être réduit à la valeur $g_{c,red1}$.

Note : La valeur de $g_{c,red1}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $g_{c,red1} = 1,4$.

A.2.2 Réduction basée sur l'utilisation, pour le calcul, de données géométriques réduites ou mesurées

(1) Si le calcul de la résistance est basé sur des données géométriques critiques, y compris la hauteur utile (voir Figure A.1), qui sont :

- soit réduites par les imperfections,
- soit mesurées dans la structure finie,

les coefficients partiels peuvent être réduits aux valeurs $g_{s,red2}$ et $g_{c,red2}$.

Note: Les valeurs de $g_{s,red2}$ et $g_{c,red2}$ à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $g_{s,red2} = 1,05$ et $g_{c,red2} = 1,45$.

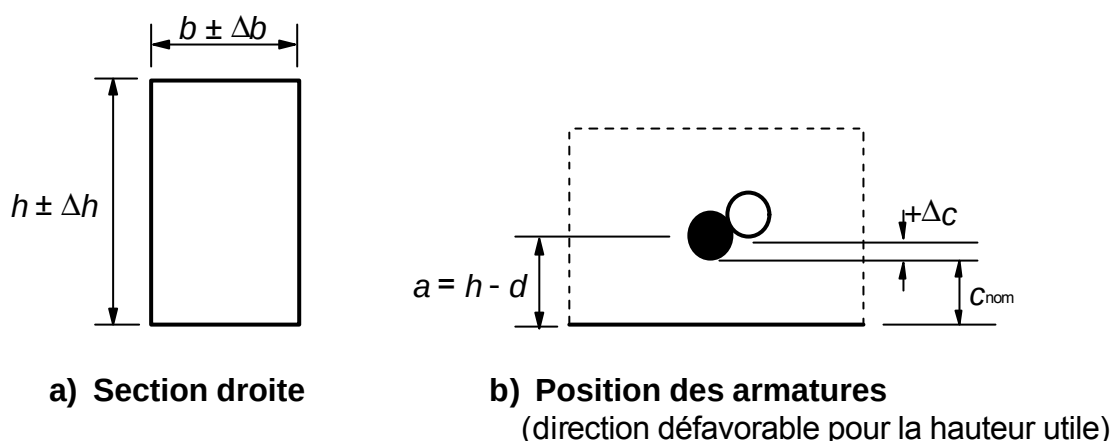


Figure A.1: Imperfections de la section droite

(2) Dans les conditions précisées en A.2.2 (1), et s'il est démontré que le coefficient de variation de la résistance du béton n'est pas supérieur à 10%, le coefficient partiel relatif au béton peut être réduit à la valeur $g_{c,red3}$.

Note : La valeur de $g_{c,red3}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $g_{c,red3} = 1,35$.

A.2.3 Réduction basée sur l'évaluation de la résistance du béton dans la structure finie

(1) Pour des valeurs de résistance du béton mesurées sur des essais dans un élément ou une structure terminés (voir l'EN 13791¹, l'EN 206-1 et les normes de produit appropriées), g_c peut être réduit au moyen du coefficient de conversion h .

Note : La valeur de h à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $h = 0,85$.

La valeur de g_c à laquelle cette réduction est appliquée peut déjà être réduite selon A.2.1 ou A.2.2. Cependant, la valeur résultante du coefficient partiel ne devrait pas être prise inférieure à $g_{c,red4}$.

Note : La valeur de $g_{c,red4}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $g_{c,red4} = 1,3$.

¹ EN 13791 : Évaluation de la résistance à la compression du béton dans les structures ou les éléments structuraux

A.3 Produits préfabriqués

A.3.1 Généralités

(1) Ces dispositions s'appliquent aux produits préfabriqués tels que décrits dans la Section 10, associés à des systèmes d'assurance de la qualité et à une attestation de conformité.

Note : Le contrôle de production en usine de produits préfabriqués portant le marquage CE est certifié par un organisme notifié (niveau d'attestation 2+).

A.3.2 Coefficients partiels relatifs aux matériaux

(1) Les coefficients partiels réduits relatifs aux matériaux, $\gamma_{c,pcrd}$ et $\gamma_{s,pcrd}$, peuvent être employés selon les règles de A.2, s'ils sont justifiés par des procédures de contrôle appropriées.

(2) Les recommandations pour le contrôle de la production en usine, exigé pour permettre l'utilisation des coefficients partiels réduits relatifs aux matériaux, sont données dans les normes de produit. Des recommandations générales sont données dans l'EN 13369.

A.4 Éléments préfabriqués

(1) Les règles données en A.2 pour les structures en béton coulé en place s'appliquent également aux éléments préfabriqués en béton, tels que définis en 10.1.1.

ANNEXE B (Informative)

Déformations dues au fluage et au retrait

B.1 Équations de base pour la détermination du coefficient de fluage

(1) Le coefficient de fluage $j(t, t_0)$ peut être calculé à partir de :

$$j(t, t_0) = j_0 \cdot b_c(t, t_0) \quad (\text{B.1})$$

où :

j_0 est le coefficient de fluage conventionnel et peut être estimé par :

$$j_0 = j_{RH} \cdot b(f_{cm}) \cdot b(t_0) \quad (\text{B.2})$$

j_{RH} est un facteur tenant compte de l'influence de l'humidité relative sur le coefficient de fluage conventionnel :

$$j_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{pour} \quad f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (\text{B.3a})$$

$$j_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot a_1 \right] \cdot a_2 \quad \text{pour} \quad f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (\text{B.3b})$$

RH est l'humidité relative de l'environnement ambiant en %

$b(f_{cm})$ est un facteur tenant compte de l'influence de la résistance du béton sur le coefficient de fluage conventionnel :

$$b(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{B.4})$$

f_{cm} est la résistance moyenne en compression du béton à 28 jours, en MPa

$b(t_0)$ est un facteur tenant compte de l'influence de l'âge du béton au moment du chargement sur le coefficient de fluage conventionnel :

$$b(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (\text{B.5})$$

h_0 est le rayon moyen de l'élément, en mm :

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (\text{B.6})$$

A_c est l'aire de la section droite

u est le périmètre de l'élément en contact avec l'atmosphère

$b_c(t, t_0)$ est un coefficient qui rend compte du développement du fluage avec le temps après chargement, et peut être estimé par l'expression suivante :

$$b_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(b_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (B.7)$$

t est l'âge du béton à l'instant considéré, en jours
 t_0 est l'âge du béton au moment du chargement, en jours
 $t - t_0$ est la durée non ajustée du chargement, en jours
 b_H est un coefficient dépendant de l'humidité relative (RH en %) et du rayon moyen de l'élément (h_0 en mm). Il peut être estimé par :

$$b_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{pour } f_{cm} \leq 35 \quad (B.8a)$$

$$b_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 a_3 \leq 1500 a_3 \quad \text{pour } f_{cm} \geq 35 \quad (B.8b)$$

$a_{1/2/3}$ sont des coefficients tenant compte de l'influence de la résistance du béton :

$$a_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad a_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad a_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (B.8c)$$

(2) L'influence du type de ciment sur le coefficient de fluage du béton peut être prise en compte en modifiant l'âge du chargement t_0 dans l'Expression (B.5) conformément à l'expression suivante :

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^a \geq 0,5 \quad (B.9)$$

où :

$t_{0,T}$ est l'âge du béton au moment du chargement, en jours, corrigé en fonction de la température, conformément à l'Expression (B.10)

a est une puissance qui dépend du type de ciment (voir 3.1.2 (6)) :

= -1 pour les ciments de la classe S
 = 0 pour les ciments de la classe N
 = 1 pour les ciments de la classe R

(3) L'influence des températures élevées ou faibles dans l'intervalle de 0 à 80°C sur la maturité du béton peut être prise en compte en ajustant l'âge du béton conformément à l'expression suivante :

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-(4000 / [273 + T(Dt_i)] - 13,65)} \cdot Dt_i \quad (B.10)$$

où :

t_T est l'âge du béton corrigé en fonction de la température, remplaçant t dans les expressions correspondantes

$T(\Delta t_i)$ est la température durant la période de temps Δt_i , en °C

Δt_i est le nombre de jours où règne la température T .

Le coefficient de variation moyen des données de fluage prévues ci-dessus et déduites d'une banque de données informatisée de résultats d'essais en laboratoire, est de l'ordre de 20%.

Il convient d'associer les valeurs de $j(t, t_0)$ données ci-dessus au module tangent E_c .
Lorsqu'une évaluation moins précise est jugée satisfaisante, les valeurs données dans la Figure 3.1 du 3.1.4 peuvent être adoptées pour le fluage du béton à 70 ans.

B.2 Équations de base pour la détermination de la déformation relative due au retrait de dessiccation

(1) La déformation relative de retrait de dessiccation de référence $e_{cd,0}$ est calculée par :

$$e_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot a_{ds1}) \cdot \exp \left(-a_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \hat{a}_{RH} \quad (B.11)$$

$$b_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (B.12)$$

où:

f_{cm} est la résistance moyenne en compression (MPa)

$f_{cmo} = 10$ MPa

a_{ds1} est un coefficient qui dépend du type de ciment (voir 3.1.2 (6)) :

= 3 pour les ciments de classe S

= 4 pour les ciments de classe N

= 6 pour les ciments de classe R

a_{ds2} est un coefficient qui dépend du type de ciment :

= 0,13 pour les ciments de classe S

= 0,12 pour les ciments de classe N

= 0,11 pour les ciments de classe R

RH est l'humidité relative de l'environnement ambiant en %

$RH_0 = 100\%$.

Note : $\exp\{ \}$ a la même signification que $e^{()}$.

ANNEXE C (Normative)

Propriétés des armatures compatibles avec l'utilisation du présent Eurocode

C.1 Généralités

(1) Le Tableau C.1 donne les propriétés des armatures compatibles avec l'utilisation du présent Eurocode. Les propriétés sont valables pour des températures des armatures dans la structure terminée comprises entre -40°C et 100°C . En outre, il convient de restreindre tout pliage et tout soudage des armatures effectués sur le chantier aux champs de température tels qu'autorisés dans l'EN 13670.

Tableau C.1 : Propriétés des armatures

Forme du produit		Barres et fils redressés			Treillis soudés			Exigence ou valeur du fractile (%)
Classe		A	B	C	A	B	C	-
Limite caractéristique d'élasticité f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (MPa)		400 à 600						5,0
Valeur minimale de $k = (f_t / f_y)_k$		≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	10,0
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale, e_{uk} (%)		≥2,5	≥5,0	≥7,5	≥2,5	≥5,0	≥7,5	10,0
Aptitude au pliage		Essai de pliage/dépliage			-			
Résistance au cisaillement		-			0,3 A f_{yk} (A est l'aire du fil)			Minimum
Tolérance maximale vis-à-vis de la masse nominale (barre ou fil individuel) (%)	Dimension nominale de la barre (mm) ≤ 8 > 8	± 6,0 ± 4,5						5,0

Note: Les valeurs d'étendue de contrainte en fatigue avec leur limite supérieure de $b f_{yk}$, et la surface projetée des verrous, à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont données dans le Tableau C.2N. La valeur de b à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $b = 0,6$.

Tableau C.2N: Propriétés des armatures

Forme du produit		Barres et fils redressés			Treillis soudés			Exigence ou valeur du fractile (%)
Classe		A	B	C	A	B	C	-
Étendue de contrainte en fatigue (MPa) (pour $N \geq 2 \times 10^6$ cycles) avec une limite supérieure de $b f_{yk}$		≥ 150			≥ 100			10,0
Adhérence: surface projetée des nervures ou verrous, $f_{R,min}$	Dimension nominale de la barre (mm) 5 - 6 6,5 à 12 > 12							5,0
		0,035						
		0,040						
		0,056						

Fatigue : Des exceptions aux règles pour la fatigue, à utiliser dans un pays donné, peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les exceptions recommandées concernent les armatures définies pour un chargement principalement statique, ou s'il est prouvé par des essais, que des valeurs supérieures de l'étendue de contrainte en fatigue et/ou du nombre de cycles peuvent être appliquées. Dans ce dernier cas, les valeurs du Tableau 6.3 peuvent être modifiées en conséquence. Il convient d'assurer la conformité de tels essais avec l'EN 10080.

Adhérence : Lorsqu'il peut être prouvé qu'une capacité d'adhérence suffisante peut être atteinte avec des valeurs de f_R inférieures à celles spécifiées ci-dessus, ces limites peuvent être assouplies. Afin de garantir qu'une capacité d'adhérence suffisante est atteinte, les contraintes d'adhérence doivent respecter les Expressions recommandées (C.1N) et (C.2N) lorsqu'elles ont été évaluées par l'essai de CEB/RILEM :

$$t_m \geq 0,098 (80 - 1,2f) \quad (C.1N)$$

$$t_r \geq 0,098 (130 - 1,9f) \quad (C.2N)$$

où :

f est la dimension nominale de la barre (mm)

t_m est la valeur moyenne de la contrainte d'adhérence (MPa) pour un glissement de 0,01, 0,1 et 1 mm

t_r est la contrainte d'adhérence à la rupture par glissement.

(2) Les valeurs de f_{yk} , k et e_{uk} dans le Tableau C.1 sont des valeurs caractéristiques. Le pourcentage maximal des résultats d'essais situés en-dessous de la valeur caractéristique est donné pour chacune des valeurs caractéristiques de la colonne la plus à droite du Tableau C.1.

(3) L'EN 10080 ne spécifie ni la valeur du fractile pour les valeurs caractéristiques, ni l'évaluation des résultats d'essais pour des séries d'essais isolés.

Pour que les résultats d'essais soient considérés conformes aux niveaux de qualité à long terme du Tableau C.1, il convient de leur appliquer les limites suivantes :

- lorsque tous les résultats d'essais isolés d'une série d'essais excèdent la valeur caractéristique (ou se situent en-dessous de la valeur caractéristique dans le cas de la valeur maximale de f_{yk} ou k), la série d'essais peut être considérée conforme,
- il convient que les valeurs isolées de la limite d'élasticité f_{yk} , de k et de e_{uk} soient supérieures aux valeurs minimales et inférieures aux valeurs maximales. En outre, pour la valeur moyenne M d'une série d'essais, il convient de satisfaire l'équation :

$$M \geq C_v + a \quad (C.3)$$

où

C_v est la valeur caractéristique à long terme

a est un coefficient qui dépend du paramètre considéré.

Note 1 : La valeur de a à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée pour le paramètre f_{yk} est $a = 10$ MPa, pour le paramètre k $a = 0$ et pour le paramètre e_{uk} , $a = 0$.

Note 2 : Les valeurs maximales et minimales de f_{yk} , k et e_{uk} à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont données dans le Tableau C.3N.

Table C.3N : Limites absolues des résultats d'essais

Propriété caractéristique	Valeur minimale	Valeur maximale
Limite d'élasticité f_{yk}	$0,97 \times C_v$ minimale	$1,03 \times C_v$ maximale
k	$0,98 \times C_v$ minimale	$1,02 \times C_v$ maximale
e_{uk}	$0,80 \times C_v$ minimale	inapplicable

C.2 Résistance

(1)P La limite d'élasticité maximale réelle $f_{y,max}$ ne doit pas dépasser $1,3f_{yk}$.

C.3 Aptitude au pliage

(1)P L'aptitude au pliage doit être vérifiée par des essais de pliage-dépliage conformément à l'EN 10080 et à l'EN ISO 15630-1. Lorsque la vérification est effectuée uniquement par un essai de dépliage, la taille du mandrin ne doit pas être supérieure à celle spécifiée pour le pliage dans le Tableau 8.1 du présent Eurocode. Pour que l'aptitude au pliage soit assurée, aucune fissure visible ne doit apparaître après le premier pliage.

Annexe D (Informative)

Méthode de calcul détaillée des pertes de précontrainte par relaxation

D.1 Généralités

(1) Lorsque les pertes par relaxation sont calculées pour différents intervalles de temps (étapes) où la contrainte dans l'armature de précontrainte n'est pas constante, en raison, par exemple, du raccourcissement élastique du béton, il convient d'adopter une méthode basée sur le principe du temps équivalent.

(2) Le concept de la méthode du temps équivalent est présenté sur la Figure D.1, où au temps t_i il y a une déformation instantanée de l'armature de précontrainte, avec:

- $s_{p,i}^-$ contrainte de traction dans l'armature de précontrainte juste avant t_i
- $s_{p,i}^+$ contrainte de traction dans l'armature de précontrainte juste après t_i
- $s_{p,i-1}^+$ contrainte de traction dans l'armature de précontrainte à l'étape précédente
- $\Delta s_{pr, i-1}$ valeur absolue de la perte par relaxation pendant l'étape précédente
- $\Delta s_{pr,i}$ valeur absolue de la perte par relaxation de l'étape considérée

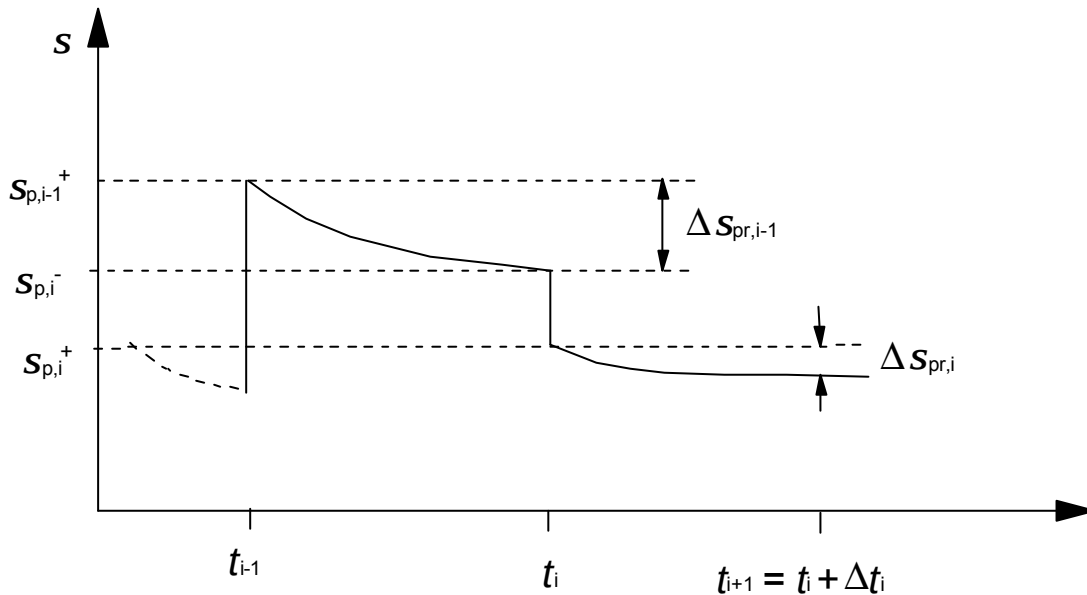


Figure D.1: Méthode du temps équivalent

(3) Soit $\sum_{j=1}^{i-1} D s_{pr,j}$ la somme de toutes les pertes par relaxation des étapes précédentes ; t_e est défini comme le temps équivalent (en heures) de cette somme, qui vérifie alors les expressions des pertes par relaxation en fonction du temps définies en 3.3.2 (7), avec une contrainte initiale

$$\text{égale à } s_{p,i}^+ + \sum_{j=1}^{i-1} D s_{pr,j} \quad \text{et} \quad m = \frac{s_{p,i}^+ + \sum_{j=1}^{i-1} D s_{pr,j}}{f_{pk}} .$$

(4) Par exemple, pour une armature de précontrainte de la Classe 2, t_e est donné par l'Expression (3.31), qui s'écrit alors :

$$\sum_{j=1}^{i-1} \Delta s_{pr,j} = 0,66 r_{1000} e^{9,09m} \left(\frac{t_e}{1000} \right)^{0,75(1-m)} \left\{ s_{p,i}^+ + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta s_{pr,j} \right\} 10^{-5} \quad (D.1)$$

(5) Après résolution de l'équation ci-dessus pour t_e , la même formule peut être appliquée afin d'estimer la perte par relaxation de l'étape considérée, $\Delta s_{pr,i}$ (où le temps équivalent t_e est ajouté à l'intervalle de temps considéré) :

$$s_{pr,i} = 0,66 r_{1000} e^{9,09m} \left(\frac{t_e + \Delta t_i}{1000} \right)^{0,75(1-m)} \left\{ s_{p,i}^+ + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta s_{pr,j} \right\} 10^{-5} - \sum_{j=1}^{i-1} \Delta s_{pr,j} \quad (D.2)$$

(6) Le même principe s'applique pour chacune des trois classes d'armature de précontrainte.

Annexe E (Informative)

Classes indicatives de résistance pour la durabilité

E.1 Généralités

(1) Le choix d'un béton à durabilité convenable pour la protection du béton et la protection des armatures de béton armé vis-à-vis de la corrosion passe par la considération de sa composition. Ceci peut amener à une résistance à la compression du béton plus élevée que celle exigée pour le dimensionnement de la structure. Le lien entre les classes de résistance du béton et les classes d'exposition (voir le Tableau 4.1) peut être décrit par des classes indicatives de résistance.

(2) Quand la résistance choisie est plus élevée que celle exigée par le dimensionnement de la structure, il convient d'utiliser la valeur de calcul de f_{ctm} associée à la valeur élevée de la résistance dans le calcul du ferrailage minimal selon 7.3.2 et 9.1.1.1 et dans la maîtrise de l'ouverture des fissures selon 7.3.3 et 7.3.4.

Note : Les valeurs des classes indicatives de résistance à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont données dans le Tableau E.1N.

Tableau E.1N : Classes indicatives de résistance

Classes d'exposition selon le Tableau 4.1										
Corrosion										
	Corrosion induite par carbonatation				Corrosion induite par les chlorures			Corrosion induite par les chlorures de l'eau de mer		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Classe indicative de résistance	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Dommages au béton										
	Aucun risque	Attaque par gel et dégel				Attaque chimique				
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2		XA3		
Classe indicative de résistance	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37			C35/45		

Annexe F (Informative)

Expressions pour le calcul des armatures tendues dans les situations de contraintes planes

F.1 Généralités

(1) La présente annexe ne contient pas d'expressions de calcul pour les armatures comprimées.

(2) Les armatures de béton armé tendues dans un élément soumis à des contraintes planes orthogonales s_{Edx} , s_{Edy} et t_{Edxy} peuvent être calculées en utilisant la méthode présentée ci-après. Il convient de prendre des valeurs positives pour les contraintes de compression, avec $s_{Edx} > s_{Edy}$, et de faire coïncider les directions des armatures avec les axes x et y.

Il convient de déterminer les résistances à la traction apportées par les armatures à partir des expressions suivantes :

$$f_{tdx} = r_x f_{yd} \quad \text{et} \quad f_{tdy} = r_y f_{yd} \quad (\text{F.1})$$

où r_x et r_y sont les ratios géométriques d'armature le long des axes x et y respectivement.

(3) Il n'y a pas lieu de prévoir des armatures lorsque s_{Edx} et s_{Edy} sont toutes deux des contraintes de compression et que $s_{Edx} \cdot s_{Edy} > t_{Edxy}^2$. Il convient cependant que la contrainte de compression maximale ne dépasse pas f_{cd} (voir 3.1.6).

(4) Lorsque s_{Edy} est une traction, ou que $s_{Edx} \cdot s_{Edy} \leq t_{Edxy}^2$, des armatures sont à prévoir.

Les armatures de béton armé optimales, représentées par l'indice supérieur ', et la contrainte dans le béton correspondante sont déterminées par :

Pour $s_{Edx} \leq |t_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = |t_{Edxy}| - s_{Edx} \quad (\text{F.2})$$

$$f'_{tdy} = |t_{Edxy}| - s_{Edy} \quad (\text{F.3})$$

$$s_{cd} = 2|t_{Edy}| \quad (\text{F.4})$$

Pour $s_{Edx} > |t_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 \quad (\text{F.5})$$

$$f'_{tdy} = \frac{t_{Edxy}^2}{s_{Edx}} - s_{Edy} \quad (\text{F.6})$$

$$s_{cd} = s_{Edx} \left(1 + \left(\frac{t_{Edxy}}{s_{Edx}} \right)^2 \right) \quad (\text{F.7})$$

Il convient de vérifier que la contrainte dans le béton, s_{cd} n'excède pas $n f_{cd}$ avec une modélisation réaliste des sections fissurées (voir l'EN 1992-2), (n peut être obtenu à partir de l'Expression (6.5)).

Note : On obtient la quantité minimale d'armatures si les directions de celles-ci sont parallèles aux directions des contraintes principales.

A défaut, dans le cas général, les armatures qui sont nécessaires, ainsi que la contrainte dans le béton, peuvent être déterminées par :

$$f_{tdx} = |t_{Edxy}| \cot q - s_{Edx} \quad (F.8)$$

$$f_{tdy} = |t_{Edxy}| / \cot q - s_{Edy} \quad (F.9)$$

$$s_{cd} = |t_{Edxy}| \left(\cot q + \frac{1}{\cot q} \right) \quad (F.10)$$

où q est l'angle de la contrainte principale de compression dans le béton par rapport à l'axe des x .

Note : Il convient de choisir $\cot q$ de façon à éviter des valeurs de compression pour f_{td} .

Afin d'éviter des fissures inacceptables aux ELS, et d'assurer la capacité de déformation requise aux ELU, il convient de limiter les sections des armatures obtenues pour chaque direction à partir des Expressions (F.8) et (F.9) dans la fourchette de la moitié à deux fois les sections d'armatures données par les Expressions (F2) et (F3) ou (F5) et (F6). Ces limitations sont exprimées par :

$$\frac{1}{2} f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2 f'_{tdx} \quad \text{et} \quad \frac{1}{2} f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2 f'_{tdy} .$$

(5) Il convient d'ancrer totalement les armatures de béton armé au droit de tous les bords libres, par exemple au moyen de barres en U ou similaires.

Annexe G (Informative)

Interaction sol-structure

G.1 Fondations superficielles

G.1.1 Généralités

- (1) Il convient de prendre en compte l'interaction entre le sol, les fondations et la structure. La distribution des pressions de contact sur les fondations et les efforts dans les poteaux sont tous deux dépendants des tassements différentiels.
- (2) En général, le problème peut être traité en s'assurant de la compatibilité entre les déplacements et les réactions correspondantes du sol et de la structure.
- (3) Bien que le procédé général ci-dessus soit satisfaisant, beaucoup d'incertitudes continuent d'exister, en raison de l'ordre d'application des charges et des effets du fluage. Pour cette raison, différents niveaux d'analyse sont habituellement définis, selon le degré d'idéalisation des modèles mécaniques.
- (4) Si la structure est considérée comme souple, alors les charges transmises ne dépendent pas des tassements différentiels, car la structure n'a aucune rigidité. Dans ce cas, les charges ne sont plus inconnues, et le problème est réduit à l'analyse d'une fondation sur un sol compressible.
- (5) Si la structure est considérée comme rigide, alors les charges transmises par les fondations sont inconnues et peuvent être obtenues par la condition que les tassements demeurent dans un plan. Il convient de contrôler que cette rigidité continue d'exister jusqu'à l'atteinte d'un ELU.
- (6) Une autre procédure simplifiée peut être adoptée si le système de fondation peut être supposé rigide ou si le sol porteur est très rigide. Dans l'un ou l'autre cas, les tassements différentiels peuvent être ignorés et aucune modification des charges transmises par la structure n'est requise.
- (7) Pour déterminer de manière approximative la rigidité du système structural, une analyse peut être faite en comparant la rigidité combinée de la fondation, de l'ossature et des voiles de contreventement, à la rigidité du sol. Cette rigidité relative K_R déterminera s'il convient de considérer la fondation ou le système structural comme rigide ou souple. L'expression suivante peut être employée pour des structures de bâtiments :

$$K_R = (EJ)_S / (EI^3) \quad (G.1)$$

où:

$(EJ)_S$ est la valeur approchée de la rigidité en flexion par unité de largeur de la structure de bâtiment à l'étude, obtenue en additionnant la rigidité en flexion de la fondation, des différents éléments d'ossature et des voiles de contreventement

E est le module de déformation du sol

I est la longueur de la fondation

Des rigidités relatives plus élevées que 0,5 indiquent des systèmes structuraux rigides.

G.1.2 Niveaux d'analyse

(1) Pour le dimensionnement, les niveaux suivants d'analyse sont autorisés :

Niveau 0 : A ce niveau, on peut admettre une distribution linéaire de la pression de contact.

Il convient de remplir les conditions préalables suivantes :

- la pression de contact ne dépasse pas les valeurs de calcul à la fois aux ELS et aux ELU ;
- aux ELS, le système structural n'est pas affecté par les tassements, ou bien les tassements différentiels attendus ne sont pas significatifs ;
- aux ELU, le système structural possède une capacité de déformation plastique suffisante de sorte que des différences dans les tassements n'affectent pas le dimensionnement.

Niveau 1 : La pression de contact peut être déterminée en tenant compte de la rigidité relative de la fondation et du sol ; les déformations qui en résultent peuvent être évaluées pour vérifier qu'elles sont dans des limites acceptables.

Il convient de remplir les conditions préalables suivantes :

- une expérience suffisante existe, prouvant que l'aptitude au service de la structure n'est pas susceptible d'être affectée par la déformation du sol ;
- aux ELU, le système structural a un comportement ductile adéquat.

Niveau 2 : À ce niveau d'analyse, l'influence des déformations du sol sur la structure est prise en compte. La structure est analysée sous la déformation imposée par la fondation pour déterminer les redistributions des charges qui sont appliquées aux fondations. Si les redistributions qui en résultent sont significatives (c.-à-d. $> 10\%$), il convient alors d'adopter le niveau d'analyse 3.

Niveau 3 : Il s'agit d'une méthode interactive complète, prenant en compte la structure, ses fondations et le sol.

G.2 Fondations sur pieux

(1) Si la semelle sur pieux est rigide, on peut faire l'hypothèse d'une variation linéaire des tassements individuels des pieux, dépendant de la rotation de la semelle. Si cette rotation est nulle ou peut être négligée, un tassement identique de tous les pieux peut être admis. À partir des équations d'équilibre, on peut calculer les charges sur les pieux ainsi que la valeur du tassement du groupe de pieux.

(2) Cependant, dans le cas d'un radier sur pieux, une interaction se produit non seulement entre les différents pieux mais également entre le radier et les pieux, et il n'existe pas de méthode simple pour le traiter.

(3) La réponse d'un groupe de pieux à des charges horizontales fait intervenir généralement non seulement les rigidités latérales des pieux et du sol environnant mais également leur rigidité axiale (par exemple une charge latérale sur un groupe de pieux crée une traction et une compression sur les pieux de rive).

Effets globaux du second ordre sur les structures

H.1 Critères pour négliger les effets globaux du second ordre

H.1.1 Généralités

(1) Cette clause H.1 donne des critères applicables aux structures qui ne satisfont pas aux conditions de 5.8.3.3 (1). Ceux-ci sont basés sur 5.8.2 (6) et prennent en compte les déformations globales de flexion et d'effort tranchant, telles que représentées sur la Figure H.1.

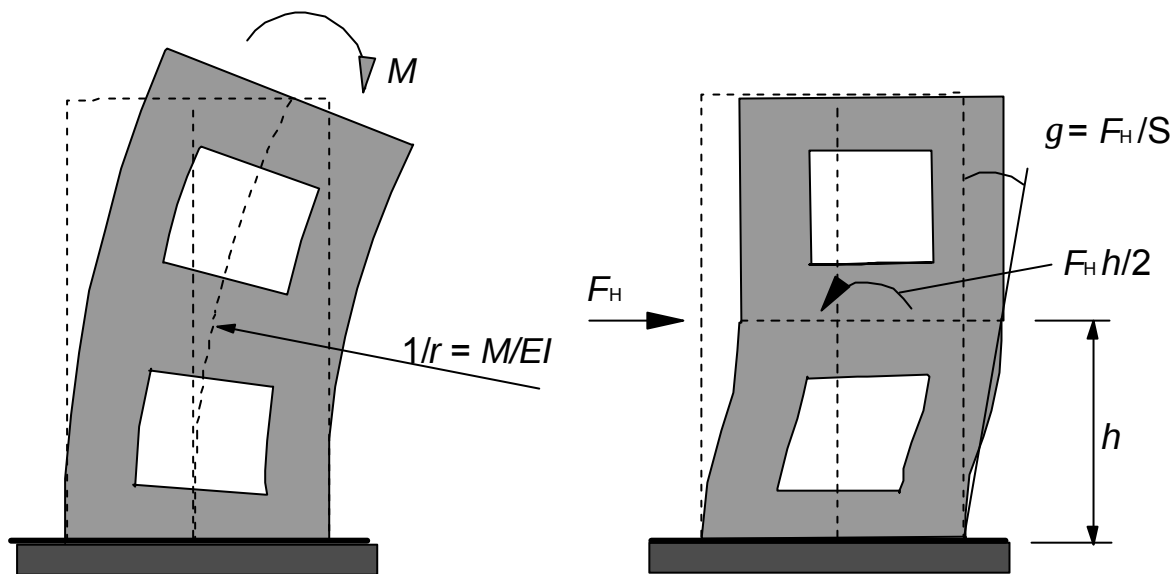


Figure H.1 : Définition des déformations globales de flexion et d'effort tranchant (respectivement $1/r$ et g) et rigidités correspondantes (respectivement EI et S)

H.1.2 Système de contreventement sans déformation significative d'effort tranchant

(1) Il est loisible d'ignorer les effets globaux du second ordre pour un système de contreventement sans déformation significative d'effort tranchant (voiles sans ouvertures, par exemple), si :

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,BB} \quad (H.1)$$

où :

$F_{V,Ed}$ est la charge verticale totale (sur les éléments participant au contreventement et les autres)

$F_{V,BB}$ est la charge globale nominale de flambement pour la flexion globale, voir (2)

(2) La charge globale nominale de flambement pour la flexion globale peut être prise égale à :

$$F_{V,BB} = \chi \cdot \Sigma EI / L^2 \quad (H.2)$$

où :

- x est un coefficient dépendant du nombre d'étages, de la variation de rigidité, de la rigidité de l'encastrement à la base et de la distribution des charges; voir (4)
- ΣEI est la somme des rigidités en flexion des éléments du système de contreventement dans la direction considérée, incluant les effets éventuels de la fissuration ; voir (3)
- L est la hauteur totale du bâtiment au dessus du niveau d'encastrement.

(3) En l'absence d'une évaluation plus précise de la rigidité, on peut, pour un élément de contreventement *fissuré*, utiliser la valeur suivante :

$$EI \approx 0,4 E_{cd} I_c \quad (H.3)$$

où :

- $E_{cd} = E_{cm}/g_{cE}$, valeur de calcul du module du béton, voir 5.8.6 (3)
- I_c inertie de l'élément de contreventement

Si l'élément *n'est pas fissuré* à l'état-limite ultime, la valeur 0,4 dans l'Expression (H.3) peut être remplacée par 0,8.

(4) Si les éléments de contreventement ont une rigidité constante sur toute la hauteur et que la charge verticale totale augmente de la même quantité à chaque étage, x peut être pris égal à :

$$x = 7,8 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{1}{1 + 0,7 \cdot k} \quad (H.4)$$

où :

- n_s est le nombre d'étages
- k est la souplesse relative de l'encastrement; voir (5).

(5) La souplesse relative de l'encastrement à la base est définie par :

$$k = (q/M) \cdot (EI/L) \quad (H.5)$$

où :

- q est la rotation pour le moment fléchissant M
- EI est la rigidité suivant (3)
- L est la hauteur totale de l'élément de contreventement

Note : Pour $k = 0$, c.-à-d. un encastrement parfait, les Expressions (H.1) à (H.4) peuvent être combinées pour donner l'Expression (5.18), dans laquelle le coefficient 0,31 s'obtient par $0,1 \cdot 0,4 \cdot 7,8 \approx 0,31$.

H.1.3 Système de contreventement avec déformations significatives d'effort tranchant

(1) Il est loisible de ne pas tenir compte des effets globaux du second ordre si la condition suivante est remplie :

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,B} = 0,1 \cdot \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB}/F_{V,BS}} \quad (H.6)$$

où :

- $F_{V,B}$ est la charge globale de flambement prenant en compte la flexion et l'effort tranchant globaux
- $F_{V,BB}$ est la charge globale de flambement pour la flexion seule, voir H.1.2 (2)
- $F_{V,BS}$ est la charge globale de flambement vis-à-vis de l'effort tranchant, $F_{V,BS} = \Sigma S$

ΣS est la rigidité totale d'effort tranchant (force par unité de déformation angulaire d'effort tranchant) des éléments de contreventement (voir Figure H.1)

Note : Normalement, la déformation globale d'effort tranchant d'un élément de contreventement dépend principalement des déformations locales de flexion (Figure H.1). Par conséquent, en l'absence d'une analyse plus précise, la fissuration peut être prise en compte pour S de la même manière que pour EI ; voir H.1.2 (3).

H.2 Méthodes de calcul des effets globaux du second ordre

(1) Cette clause est basée sur une analyse linéaire du second ordre suivant 5.8.7. Les effets globaux du second ordre peuvent être pris en compte en effectuant une analyse de la structure pour des forces horizontales fictives majorées $F_{H,Ed}$:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{V,Ed} / F_{V,B}} \quad (H.7)$$

où :

$F_{H,0Ed}$ est la force horizontale du premier ordre due au vent, aux imperfections etc.

$F_{V,Ed}$ est la charge verticale totale sur les éléments de contreventement et sur la structure porteuse

$F_{V,B}$ est la charge globale nominale de flambement, voir (2).

(2) La charge de flambement $F_{V,B}$ peut être déterminée d'après H.1.3 (ou H.1.2 si les déformations d'effort tranchant globales sont négligeables). Cependant, dans ce cas, il convient d'utiliser les valeurs des rigidités nominales suivant 5.8.7.2, en prenant en compte les effets du fluage.

(3) Dans les cas où la charge globale de flambement $F_{V,B}$ n'est pas définie, il est loisible d'utiliser l'expression suivante :

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{H,1Ed} / F_{H,0Ed}} \quad (H.8)$$

où :

$F_{H,1Ed}$ est une force horizontale fictive, donnant les mêmes moments fléchissants que la charge verticale $N_{V,Ed}$ agissant sur la structure déformée, la déformation étant celle provoquée par la force $F_{H,0Ed}$ (déformation du premier ordre), et calculée avec la valeur de la rigidité nominale obtenue par 5.8.7.2

Note: L'Expression (H.8) s'obtient par un calcul pas à pas, dans lequel les effets des incréments de charges verticales et de déformations, exprimés comme des forces horizontales équivalentes, sont ajoutés par pas successifs. Les incréments formeront une série géométrique après quelques pas. En supposant que ceci arrive dès le premier pas de calcul (ce qui revient à supposer que $b = 1$ dans 5.8.7.3 (3)), la somme pourra être de la même forme que dans l'Expression (H.8). Cette hypothèse exige que les valeurs de la rigidité représentant la dernière étape de la déformation soient utilisées à tous les pas de calcul (noter que c'est aussi l'hypothèse de base pour l'analyse basée sur les valeurs de la rigidité nominale).

Dans les autres cas, par exemple si on suppose les sections non fissurées pour le premier pas de calcul et si on trouve qu'une fissuration se produit lors de pas ultérieurs, ou si la distribution des forces horizontales équivalentes change significativement au cours des premiers pas, alors il faudra procéder à des pas complémentaires de calcul, jusqu'à ce que l'hypothèse d'une série géométrique soit vérifiée. Exemple avec deux pas de plus que dans l'Expression (H.8) :

$$F_{H,Ed} = F_{H,0Ed} + F_{H,1Ed} + F_{H,2Ed} / (1 - F_{H,3Ed} / F_{H,2Ed})$$

Annexe I (Informative)

Analyse des planchers-dalles et des voiles de contreventement

I.1 Planchers-dalles

I.1.1 Généralités

(1) Pour cette annexe, les planchers-dalles peuvent être d'épaisseur uniforme ou présenter des chapiteaux (surépaisseur au droit des poteaux).

(2) Il convient d'analyser les planchers-dalles en utilisant une méthode éprouvée, telle celle du réseau de poutres (dans laquelle la dalle est modélisée comme un ensemble interconnecté de composants discrets), la méthode des éléments finis, la méthode des lignes de rupture ou la méthode des portiques équivalents. Il convient d'utiliser des propriétés géométriques et mécaniques adaptées.

I.1.2 Analyse par portiques équivalents

(1) Il convient de diviser la structure longitudinalement et transversalement en portiques consistant en poteaux et en sections de dalles comprises entre axes de panneaux adjacents (surface limitée par 4 poteaux adjacents). La rigidité des éléments peut être calculée à partir de leur section transversale brute. Pour des charges verticales, la rigidité peut être basée sur la largeur totale des panneaux. Pour des charges horizontales, il convient d'utiliser 40% de cette valeur pour prendre en compte la plus grande souplesse des jonctions poteaux-dalles pour les structures de plancher-dalle, par rapport à celle des jonctions poteaux-poutres. Il convient d'utiliser la charge totale sur les panneaux pour l'analyse dans chaque direction.

(2) Il convient de répartir le total des moments fléchissants obtenus par l'analyse sur toute la largeur de la dalle. Dans l'analyse élastique, les moments négatifs tendent à se concentrer au voisinage des axes des poteaux.

(3) Il convient de considérer que les panneaux sont divisés en bandes sur appuis et bandes centrales (voir Figure I.1) et de répartir les moments fléchissants suivant le Tableau I.1.

Tableau I.1 : Répartition simplifiée des moments fléchissants dans le cas d'un plancher-dalle

	Moments négatifs	Moments positifs
Bande sur appui	60 - 80%	50 – 70%
Bande centrale	40 - 20%	50 – 30%
Note : Le total des moments négatifs et positifs auxquels doivent résister les bandes sur appuis plus les bandes centrales doit être égal à 100%.		

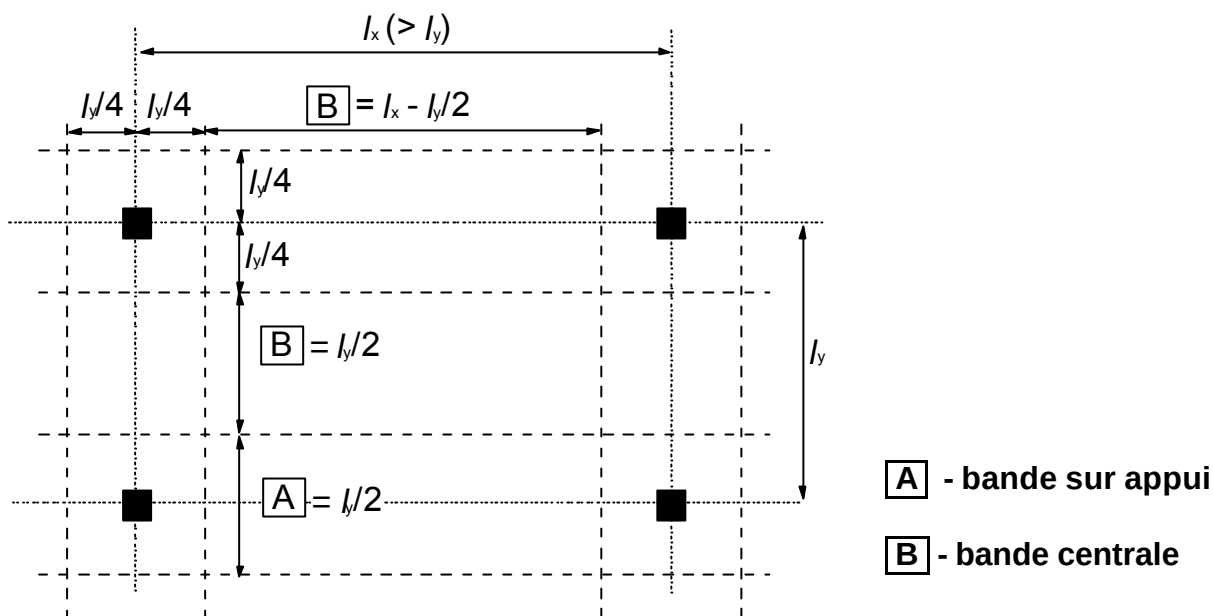


Figure I.1 : Division des panneaux de planchers-dalles

Note : Quand des chapiteaux de largeur $> (l_y / 3)$ sont utilisés, la largeur des bandes sur appui peut être prise égale à la largeur des chapiteaux. Il convient d'ajuster la largeur des bandes centrales en conséquence.

(4) Là où la largeur de la bande sur appui diffère de $0,5l_x$ comme dans la Figure I.1 (par exemple) et est égale à celle du chapiteau, il convient d'ajuster la largeur de la bande centrale en conséquence.

(5) Sauf en présence de poutres périphériques conçues pour résister à la torsion, il convient que les moments transmis aux poteaux de rives ou aux poteaux d'angles se limitent au moment résistant d'une section rectangulaire égale à $0,17 b_e d^2 f_{ck}$ (voir Figure 9.9 pour la définition de b_e). Il convient de calculer le moment positif de la travée de rive en conséquence.

I.1.3 Disposition irrégulière des poteaux

(1) Dans le cas où, en raison d'une répartition irrégulière des poteaux, un plancher-dalle ne peut pas être analysé de façon raisonnable en utilisant la méthode des portiques équivalents, un réseau de poutres ou une autre méthode élastique peuvent être utilisés. Dans ce cas l'approche simplifiée ci-dessous sera normalement suffisante :

- i) analyser la dalle avec la charge totale $g_Q Q_k + g_G G_k$ sur toutes les travées
- ii) il convient alors d'augmenter les moments en travée et les moments sur poteaux pour tenir compte des effets du chargement induit par l'arrangement des poteaux. Pour ce faire, on peut charger une (ou des) travée(s) critique(s) avec $g_Q Q_k + g_G G_k$ et le reste du plancher-dalle avec $g_G G_k$. S'il y a une variation significative de la charge permanente entre les travées, il convient de prendre g_G égal à 1 pour les travées non chargées
- iii) les effets de ce chargement particulier peuvent alors être appliqués de façon similaire à d'autres travées et poteaux critiques.

(2) Il convient d'appliquer les restrictions concernant le transfert des moments sur les poteaux de rive données en 5.11.2.

I.2 Voiles de contreventement

- (1) Les voiles de contreventement sont des voiles en béton armé ou non armé qui contribuent à la stabilité latérale de la structure.
- (2) Il convient de calculer la charge que reprend chaque voile de contreventement par une analyse globale de la structure, en prenant en compte les charges appliquées, les excentricités des charges par rapport au centre de torsion de la structure et l'interaction des différents voiles de la structure.
- (3) Il convient de prendre en compte les effets de la dissymétrie de la charge du vent (voir l'EN 1991-1-4).
- (4) Il convient également de prendre en compte les effets combinés des efforts normaux et de l'effort tranchant.
- (5) En plus d'autres critères d'aptitude au service donnés dans la présente norme, il convient également de considérer l'effet des mouvements horizontaux des voiles de contreventement sur les occupants (voir EN 1990).
- (6) Dans le cas de structures de bâtiment n'excédant pas 25 étages, où la disposition des voiles est relativement symétrique, et où les voiles ne comportent pas d'ouvertures pouvant entraîner des déformations globales d'effort tranchant significatives, la charge latérale à laquelle résiste un voile de contreventement peut être obtenue comme suit :

$$P_n = \frac{P(EI)_n}{\Sigma(EI)} \pm \frac{(Pe)y_n(EI)_n}{\Sigma(EI)y_n^2} \quad (I.1)$$

où :

- P_n est la charge horizontale sur le voile n
- $(EI)_n$ est la rigidité du voile n
- P est la charge appliquée
- e est l'excentricité de P par rapport au centre de rigidité (voir Figure I.2)
- y_n est la distance du voile n au centre de rigidité.

- (7) Il convient, lorsque des éléments avec ou sans déformations d'effort tranchant significatives sont associés dans le système de contreventement, que l'analyse prenne en compte à la fois la déformation d'effort tranchant et celle de flexion.

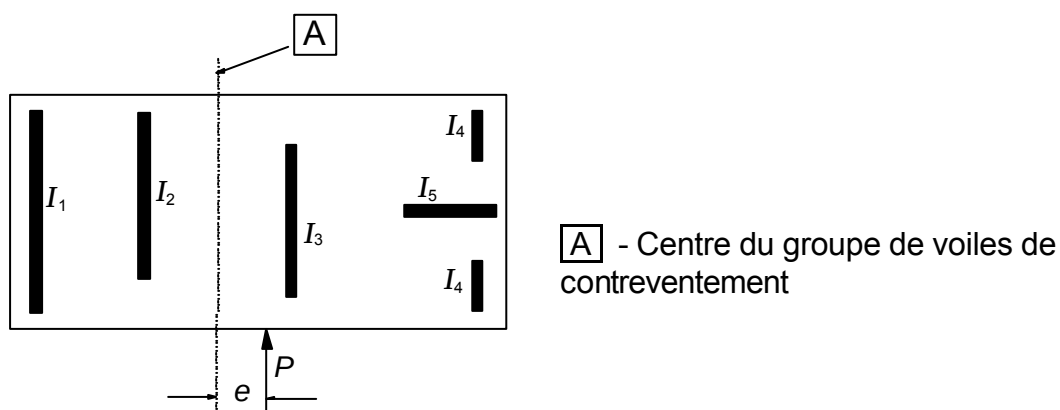


Figure I.2 : Excentricité de la charge par rapport au centre des voiles de contreventement

Annexe J (Informative)

Dispositions constructives pour des cas particuliers

J.1 Armatures de peau

(1) Il convient de placer un ferrailage de peau pour résister à l'éclatement du béton lorsque le ferrailage principal est constitué :

- de barres de diamètre supérieur à 32 mm ou
- de paquets de barres de diamètre équivalent supérieur à 32 mm (voir 8.8)

Il convient d'utiliser des treillis soudés ou des barres de petit diamètre, placés à l'extérieur des cadres comme représenté sur la Figure J.1, pour constituer le ferrailage de peau .

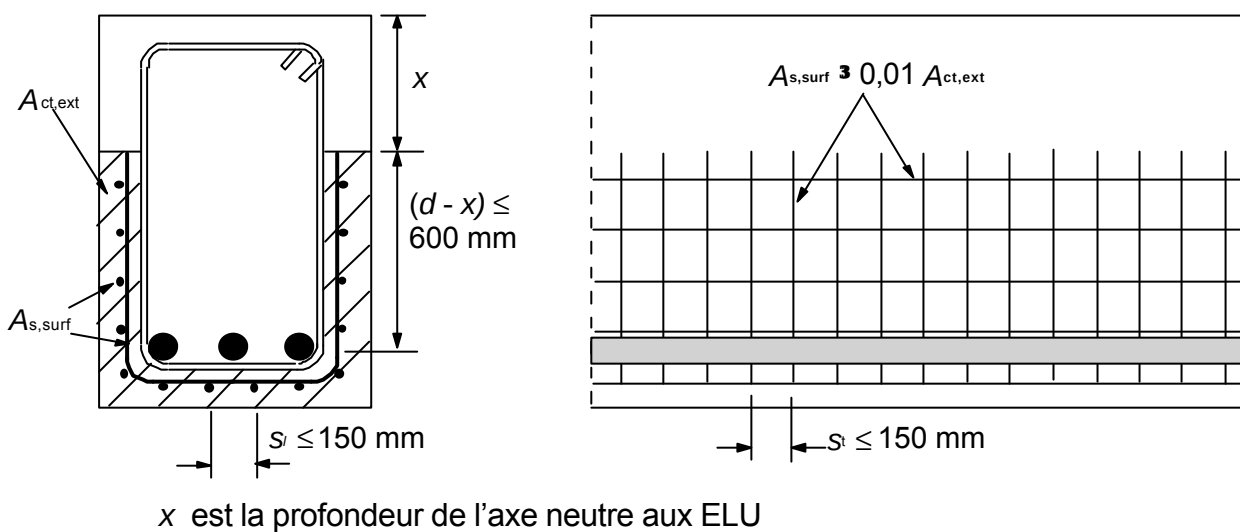


Figure J.1 : Exemple de ferrailage de peau

(2) Il convient que la section de ces aciers de peau $A_{s,surf}$ ne soit pas inférieure à $A_{s,surfmin}$ dans les deux directions parallèle et orthogonale aux armatures tendues de la poutre.

Note : La valeur de $A_{s,surfmin}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $0,01 A_{ct,ext}$, où $A_{ct,ext}$ est la section de béton tendu extérieur aux cadres (voir Figure 9.7).

(3) Quand l'enrobage des armatures est supérieur à 70 mm, pour une durabilité accrue, il convient d'utiliser un ferrailage de peau similaire, avec une section de $0,005 A_{ct,ext}$ dans chaque direction.

(4) L'enrobage minimal nécessaire pour le ferrailage de peau est donné en 4.4.1.2.

(5) Les barres longitudinales du ferrailage de peau peuvent être prises en compte dans les armatures de flexion longitudinale et les barres transversales dans les armatures d'effort tranchant, sous réserve qu'elles satisfassent aux conditions de mise en oeuvre et d'ancrage des types de ferrailage auxquels elles participent.

J.2 Angles de portiques

J.2.1 Généralités

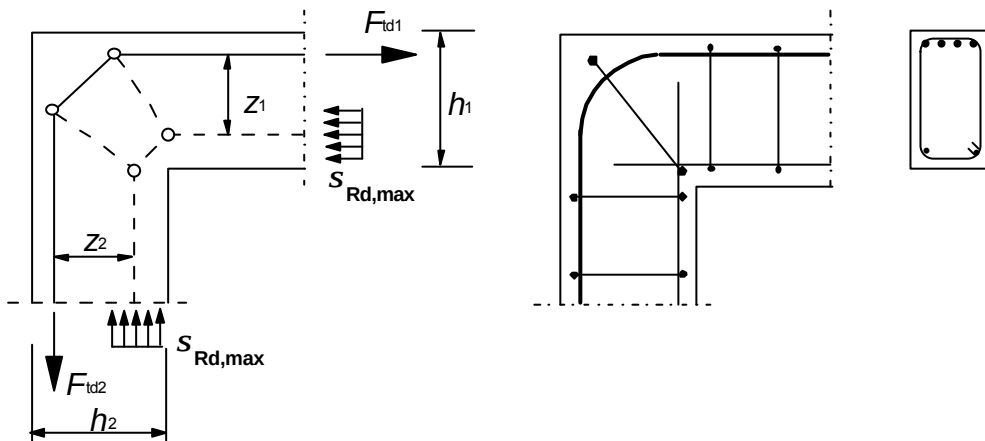
(1) Il convient de déterminer la contrainte ultime de calcul dans le béton $s_{Rd,max}$ suivant 6.5.2 (bielles comprimées avec ou sans ferrailage transversal).

J.2.2 Angles de portiques dont l'intérieur est comprimé

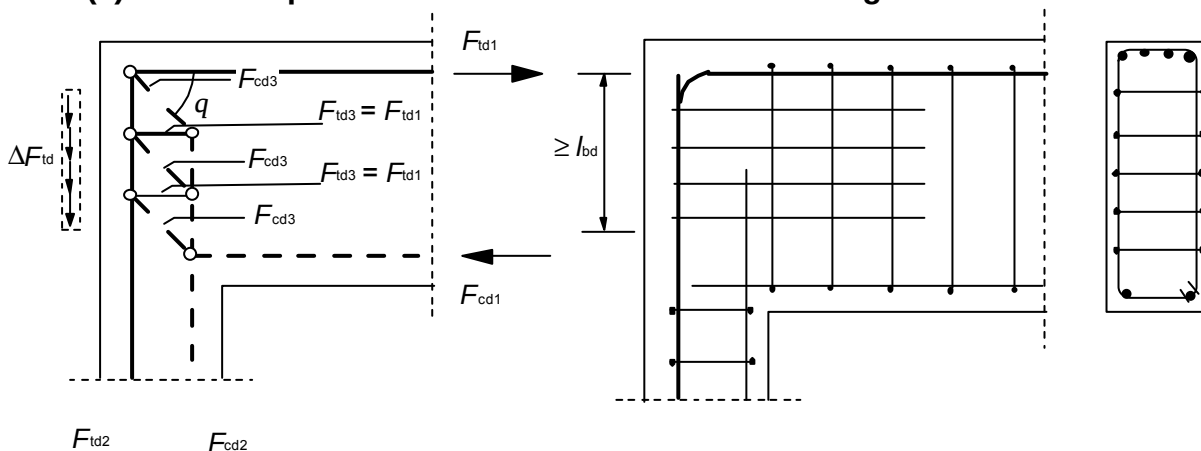
(1) Pour des dimensions de poteaux et poutres approximativement égales ($2/3 < h_2/h_1 < 3/2$) (voir Figure J.2 (a)), aucune vérification de ferrailage de liaison ou de longueur d'ancrage dans la jonction poteau-poutre n'est requise, sous réserve que toutes les armatures tendues de la poutre soient repliées dans la jonction.

(2) La figure J.2 (b) illustre l'utilisation d'un modèle bielle-tirant pour le cas où $h_2/h_1 < 2/3$ avec $\tan q$ variant dans une fourchette limitée.

Note : Les valeurs limites de $\tan q$ à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. La valeur recommandée de la limite inférieure est 0,4 et celle de la limite supérieure est 1.



(a) Poutre et poteau de dimensions sensiblement égales



(b) Poutre et poteau de dimensions très différentes

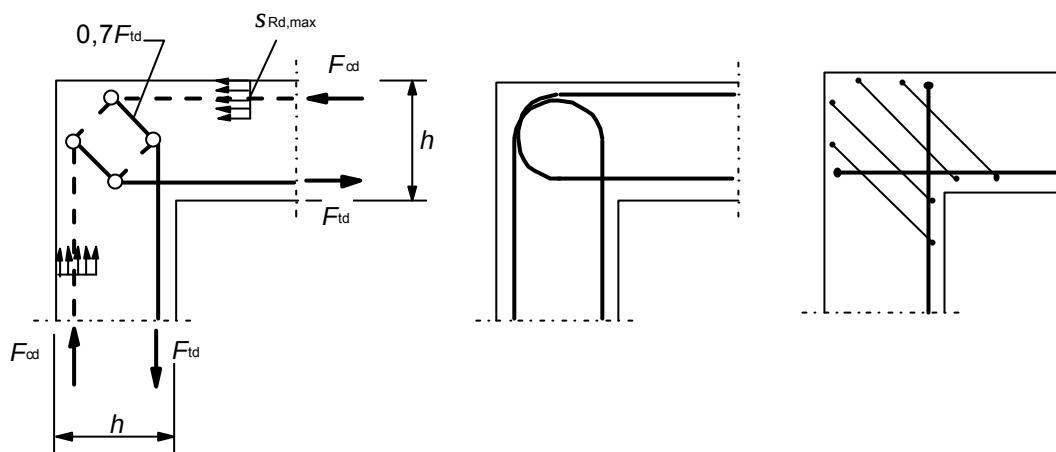
Figure J.2 : Angle de portique dont l'intérieur est comprimé. Modélisation et ferrailage

(3) Il convient de déterminer la longueur d'ancrage l_{bd} pour l'effort $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$.

(4) Il convient de placer un ferrailage pour équilibrer les tractions transversales perpendiculaires au plan du noeud.

J.2.3 Angle de portique dont l'intérieur est tendu

(1) Pour des dimensions de poteaux et poutres approximativement égales, les modèles bielle-tirant représentés sur les Figures J.3 (a) et J.4 (a) peuvent être utilisés.
Il convient de placer un ferrailage d'angle en forme de boucle ou comprenant des barres en U se recouvrant, associé à des cadres inclinés comme représenté sur les Figures J.3 (b) et (c) et sur les Figures J.4 (b) et (c).

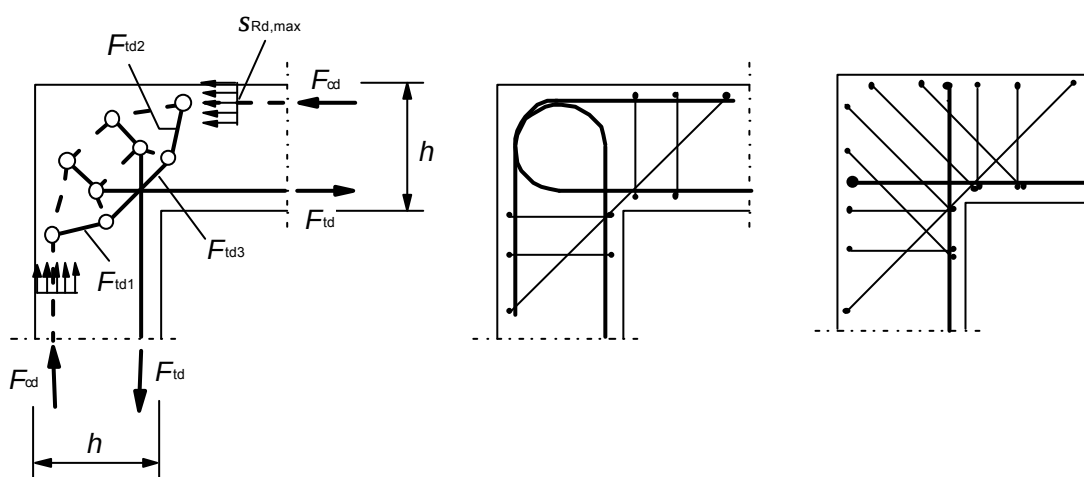


a) modèle bielle-tirant

(b) et (c) dispositions du ferrailage

Figure J.3 : Angle de portique dont l'intérieur est modérément tendu (par exemple $A_s/bh \leq 2\%$)

(2) Quand l'angle du portique est fortement tendu, il convient de prévoir une barre diagonale et des armatures de couture pour éviter le fendage, comme représenté sur la Figure J.4.



a) modèle bielle-tirant

(b) et (c) dispositions du ferrailage

Figure J.4 : Angle de portique fortement tendu (par exemple $A_s/bh > 2\%$)

J.3 Corbeaux

(1) Les corbeaux ($a_c < z_0$) peuvent être conçus en utilisant un modèle bielle-tirant tel que décrit en 6.5 (voir Figure J.5). L'inclinaison de la bielle est limitée par $1,0 \leq \tan \theta \leq 2,5$.

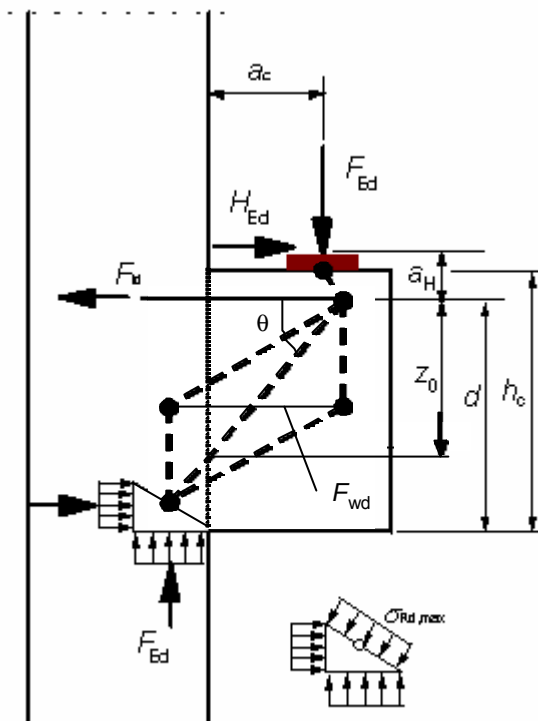


Figure J.5 : Modèle bielle-tirant pour un corbeau

(2) Si $a_c < 0,5 h_c$, il convient de prévoir des cadres fermés horizontaux ou inclinés, avec $A_{s, \text{lnk}} \geq k_1 A_{s, \text{main}}$, en plus des armatures principales de traction (voir Figure J.6 (a)).

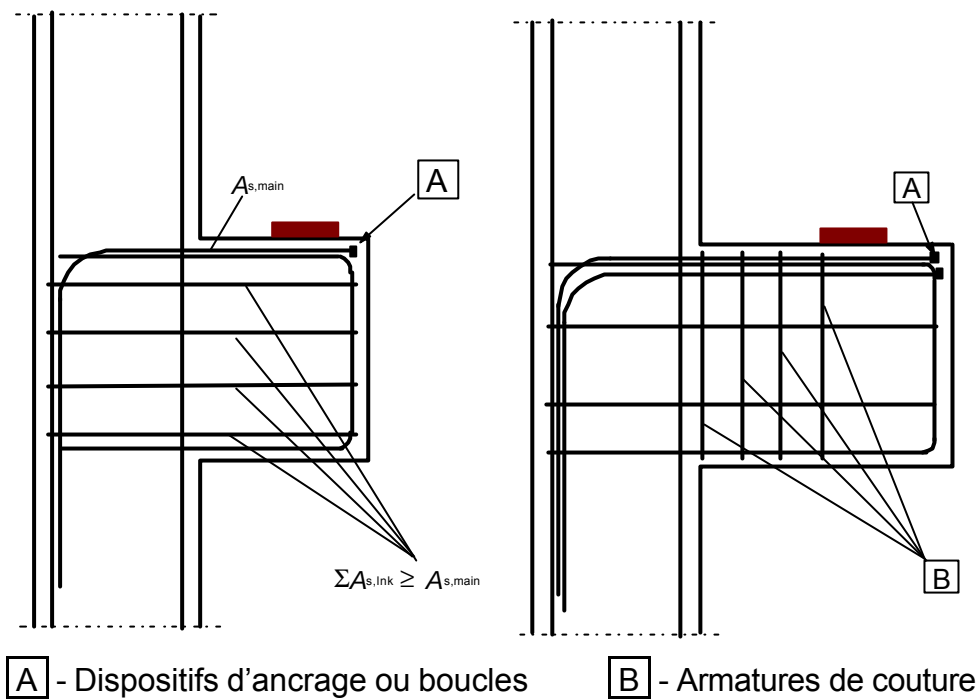
Note : La valeur de k_1 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_1 = 0,25$.

(3) Si $a_c > 0,5 h_c$ et $F_{Ed} > V_{Rd, c}$ (voir 6.2.2), il convient de prévoir des cadres fermés verticaux $A_{s, \text{lnk}} \geq k_2 F_{Ed}/f_{yd}$ en plus des armatures principales de traction (voir Figure J.6 (b)).

Note: La valeur de k_2 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_2 = 0,5$.

(4) Il convient d'ancrer les armatures principales tendues aux deux extrémités. Il convient d'ancrer ces armatures dans l'élément porteur sur la paroi opposée, la longueur d'ancrage étant mesurée à partir de l'emplacement des armatures verticales situées sur la paroi la plus proche. Il convient par ailleurs d'ancrer ces armatures dans le corbeau, la longueur d'ancrage étant mesurée à partir du bord intérieur de la zone chargée.

(5) S'il y a des prescriptions spéciales de limitation de fissuration, des armatures de couture inclinées dans l'angle rentrant seront efficaces.



(a) ferrailage pour $a_c \leq 0,5 h_c$ (b) ferrailage pour $a_c > 0,5 h_c$

Figure J.6 : Dispositions constructives pour les corbeaux