

La présente norme remplace la norme SN ENV 1994-1-1:1992

Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau

Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings

Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

La norme européenne EN 1994-1-1:2004, 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 1994-1-1:2004 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 1994-1-1:2004 a, en tant que SN EN 1994-1-1:2004, le statut de norme suisse sous la désignation SIA 264.001.

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). La prénorme européenne ENV 1994-1-1:1992 achevée en 1993 a été revue par un groupe de projet CEN et adoptée en date du 27.05.2004 en tant que norme européenne EN 1994-1-1:2004.

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 1994-1-1:2004 entre en vigueur le 01.07.2005.

Elle remplace la prénorme SN ENV 1994-1-1:1992.

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 4: Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 1- 1: Règles générales et règles pour les bâtiments

Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von
Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1:
Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für
den Hochbau

Eurocode 4: Design of composite steel and concrete
structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings

La présente Norme européenne a été adoptée par le CEN le 27 mai 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

Sommaire

Page

1	Section 1 Généralités	11
1.1	Domaine d'application	11
1.1.1	Domaine d'application de l'Eurocode 4.....	11
1.1.2	Domaine d'application de la Partie 1.1 de l'Eurocode 4	11
1.2	Références normatives	12
1.2.1	Normes de référence générales	12
1.2.2	Autres normes de référence	12
1.3	Hypothèses.....	13
1.4	Distinction entre principes et règles d'application	13
1.5	Définitions	13
1.5.1	Généralités	13
1.5.2	Termes et définitions supplémentaires utilisés dans la présente Norme	13
1.6	Symboles	14
Section 2	Bases de calcul	24
2.1	Exigences	24
2.2	Principes du calcul aux états limites	24
2.3	Variables de base.....	24
2.3.1	Actions et influences de l'environnement.....	24
2.3.2	Propriétés des matériaux et des produits	24
2.3.3	Classification des actions.....	24
2.4	Vérification par la méthode des coefficients partiels	25
2.4.1	Valeurs de calcul.....	25
2.4.1.1	Valeurs de calcul des actions	25
2.4.1.2	Valeur de calcul des propriétés de matériaux ou de produits	25
2.4.1.3	Valeurs de calcul des données géométriques	26
2.4.1.4	Résistances de calcul	26
2.4.2	Combinaisons d'actions	26
2.4.3	Vérification de l'équilibre statique (EQU)	26
Section 3	Matériaux.....	26
3.1	Béton.....	26
3.2	Acier d'armature	26
3.3	Acier de construction.....	26
3.4	Dispositifs d'assemblage.....	27
3.4.1	Généralités	27
3.4.2	Goujons à tête	27
3.5	Plaques nervurées en acier pour dalles mixtes de bâtiment	27
Section 4	Durabilité.....	27
4.1	Généralités	27
4.2	Plaques nervurées en acier pour dalles mixtes de bâtiment	27
Section 5	Analyse structurale.....	27
5.1	Modélisation structurale pour l'analyse	27
5.1.1	Modélisation structurale et hypothèses de base	27
5.1.2	Modélisation des assemblages	28
5.1.3	Interaction sol-structure	28
5.2	Stabilité structurale	28
5.2.1	Effets de la déformation géométrique de la structure	28
5.2.2	Méthodes d'analyse pour les bâtiments.....	29
5.3	Imperfections	29
5.3.1	Bases	29
5.3.2	Imperfections dans les bâtiments.....	30
5.3.2.1	Généralités.....	30
5.3.2.2	Imperfections globales	30
5.3.2.3	Imperfections des barres	30
5.4	Calcul des effets des actions	30

5.4.1	Méthodes d'analyse globale	30
5.4.1.1	Généralités	30
5.4.1.2	Largeur efficace des semelles pour le traînage de cisaillement	31
5.4.2	Analyse élastique linéaire	32
5.4.2.1	Généralités	32
5.4.2.2	Fluage et retrait	32
5.4.2.3	Effets de la fissuration du béton	34
5.4.2.4	Etapes et phasage de construction	34
5.4.2.5	Effets de la température	34
5.4.2.6	Précontrainte par déformations imposées contrôlées	34
5.4.3	Analyse globale non linéaire	35
5.4.4	Analyse linéaire élastique avec redistribution limitée, pour les bâtiments	35
5.4.5	Analyse globale rigide-plastique pour les bâtiments	36
5.5	Classification des sections	37
5.5.1	Généralités	37
5.5.2	Classification des sections mixtes sans enrobage de béton	38
5.5.3	Classification des sections mixtes avec enrobage de béton pour les bâtiments	38
Section 6	Etats limites ultimes	39
6.1	Poutres	39
6.1.1	Poutres pour les bâtiments	39
6.1.2	Largeur efficace pour la vérification des sections	41
6.2	Résistances des sections de poutres	41
6.2.1	Résistance à la flexion	41
6.2.1.1	Généralités	41
6.2.1.2	Moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$ d'une section mixte.....	41
6.2.1.3	Moment résistant plastique des sections avec connexion partielle dans les bâtiments.....	43
6.2.1.4	Résistance non linéaire à la flexion	44
6.2.1.5	Résistance élastique à la flexion.....	46
6.2.2	Résistance à l'effort tranchant	46
6.2.2.1	Domaine d'application.....	46
6.2.2.2	Résistance plastique à l'effort tranchant	46
6.2.2.3	Résistance au voilement par cisaillement.....	46
6.2.2.4	Flexion et effort tranchant.....	46
6.3	Résistance des sections de poutres de bâtiment avec enrobage partiel.....	47
6.3.1	Domaine d'application	47
6.3.2	Résistance à la flexion	48
6.3.3	Résistance à l'effort tranchant	48
6.3.4	Flexion et effort tranchant	49
6.4	Déversement des poutres mixtes	49
6.4.1	Généralités	49
6.4.2	Vérification au déversement des poutres mixtes continues de bâtiment comportant des sections transversales de Classes 1, 2 et 3	50
6.4.3	Vérification simplifiée sans calcul direct pour les bâtiments.....	52
6.5	Forces transversales exercées sur les âmes	53
6.5.1	Généralités	53
6.5.2	Voilement des âmes induit par les semelles	53
6.6	Connexion	53
6.6.1	Généralités	53
6.6.1.1	Bases de calcul	53
6.6.1.2	Limites d'utilisation de la connexion partielle dans les poutres de bâtiment.....	54
6.6.1.3	Espacement des connecteurs dans les poutres de bâtiment.....	55
6.6.2	Cisaillement longitudinal dans les poutres de bâtiment.....	55
6.6.2.1	Poutres pour lesquelles un calcul non linéaire ou un calcul élastique est utilisé pour la résistance d'une ou de plusieurs sections	55
6.6.2.2	Poutres pour lesquelles le calcul plastique est utilisé pour la résistance des sections	56
6.6.3	Goujons à tête utilisés dans les dalles pleines et les enrobages de béton	56
6.6.3.1	Résistance de calcul.....	56
6.6.3.2	Influence de la traction sur la résistance au cisaillement	57

6.6.4	Résistance de calcul des goudons à tête utilisés avec des plaques nervurées en acier dans les bâtiments	57
6.6.4.1	Plaques avec nervures parallèles aux poutres porteuses.....	57
6.6.4.2	Plaques avec nervures disposées perpendiculairement aux poutres porteuses	58
6.6.4.3	Chargement biaxial des connecteurs	59
6.6.5	Dispositions constructives de la connexion et influence de l'exécution	59
6.6.5.1	Résistance à la séparation	59
6.6.5.2	Bétonnage et épaisseur d'enrobage pour les bâtiments	59
6.6.5.3	Armature locale de la dalle.....	60
6.6.5.4	Renformis autres que ceux formés par les plaques nervurées en acier	60
6.6.5.5	Espacement des connecteurs	60
6.6.5.6	Dimensions de la semelle en acier.....	61
6.6.5.7	Goudons à tête	61
6.6.5.8	Goudons à tête utilisés avec des plaques nervurées en acier dans les bâtiments	61
6.6.6	Cisaillement longitudinal dans les dalles en béton	62
6.6.6.1	Généralités.....	62
6.6.6.2	Résistance de calcul au cisaillement longitudinal	62
6.6.6.3	Armature transversale minimale	63
6.6.6.4	Cisaillement longitudinal et armature transversale des poutres de bâtiment.....	63
6.7	Poteaux mixtes et éléments mixtes comprimés.....	64
6.7.1	Généralités	64
6.7.2	Méthode générale de calcul.....	66
6.7.3	Méthode simplifiée de calcul	67
6.7.3.1	Généralités et domaine d'application	67
6.7.3.2	Résistance des sections	67
6.7.3.3	Rigidité en flexion efficace, rapport de contribution de l'acier et élancement réduit.....	69
6.7.3.4	Méthodes d'analyse et imperfections des éléments	70
6.7.3.5	Résistance des éléments soumis à une compression axiale.....	72
6.7.3.6	Résistance des éléments en compression et flexion uniaxiale combinée	73
6.7.3.7	Compression et flexion biaxiale combinées	74
6.7.4	Connexion et introduction des charges.....	75
6.7.4.1	Généralités.....	75
6.7.4.2	Introduction des charges	75
6.7.4.3	Cisaillement longitudinal hors des zones d'introduction des charges	78
6.7.5	Dispositions constructives.....	79
6.7.5.1	Enrobage des profilés en acier et des armatures.....	79
6.7.5.2	Armature longitudinale et transversale	79
6.8	Fatigue	80
6.8.1	Généralités	80
6.8.2	Coefficients partiels pour l'évaluation de la fatigue dans les bâtiments	80
6.8.3	Résistance à la fatigue	80
6.8.4	Sollicitations et chargements pour la fatigue.....	81
6.8.5	Contraintes	81
6.8.5.1	Généralités.....	81
6.8.5.2	Béton	82
6.8.5.3	Acier de construction	82
6.8.5.4	Armature	82
6.8.5.5	Connexion.....	83
6.8.6	Etendues de contrainte	83
6.8.6.1	Acier de construction et armature.....	83
6.8.6.2	Connexion.....	84
6.8.7	Evaluation de la fatigue basée sur les étendues de contrainte nominale	84
6.8.7.1	Acier de construction, armature et béton.....	84
6.8.7.2	Connexion.....	84
Section 7	Etats limites de service	85
7.1	Généralités	85
7.2	Contraintes	85
7.2.1	Généralités	85
7.2.2	Limitation des contraintes pour les bâtiments.....	86

7.3	Déformations dans les bâtiments	86
7.3.1	Flèches	86
7.3.2	Vibrations	87
7.4	Fissuration du béton	88
7.4.1	Généralités	88
7.4.2	Armature minimale	88
7.4.3	Contrôle de la fissuration due aux actions directes	90
Section 8	Assemblages mixtes dans les ossatures de bâtiment	91
8.1	Domaine d'application	91
8.2	Analyse, modélisation et classification	92
8.2.1	Généralités	92
8.2.2	Analyse globale élastique	92
8.2.3	Classification des assemblages	92
8.3	Méthodes de calcul	93
8.3.1	Bases et domaine d'application	93
8.3.2	Résistance	93
8.3.3	Rigidité en rotation	93
8.3.4	Capacité de rotation	93
8.4	Résistance des composants	94
8.4.1	Domaine d'application	94
8.4.2	Composants fondamentaux d'assemblage	94
8.4.2.1	Armature longitudinale en acier soumise à la traction	94
8.4.2.2	Plaque de contact en acier soumise à la compression	94
8.4.3	Âme de poteau soumise à une compression transversale	95
8.4.4	Composants renforcés	95
8.4.4.1	Panneau d'âme de poteau soumis à un cisaillement	95
8.4.4.2	Âme de poteau soumise à la compression transversale	95
Section 9	Dalles mixtes avec plaques nervurées en acier dans les bâtiments	96
9.1	Généralités	96
9.1.1	Domaine d'application	96
9.1.2	Définitions	97
9.1.2.1	Types de connexion	97
9.1.2.2	Connexion totale et connexion partielle	97
9.2	Dispositions constructives	98
9.2.1	Épaisseur de dalle et armatures	98
9.2.2	Granulats	98
9.2.3	Exigences concernant les appuis	98
9.3	Actions et effets des actions	99
9.3.1	Situations de calcul	99
9.3.2	Actions pour les plaques nervurées en acier utilisées comme coffrage	99
9.3.3	Actions pour les dalles mixtes	99
9.4	Analyse pour les sollicitations	100
9.4.1	Plaques nervurées en acier utilisées comme coffrage	100
9.4.2	Analyse des dalles mixtes	100
9.4.3	Largeur participante de dalle pour les charges concentrées ponctuelles et linéiques	100
9.5	Vérification aux états limites ultimes des plaques nervurées en acier utilisées comme coffrage	102
9.6	Vérification aux états limites de service des plaques nervurées en acier utilisées comme coffrage	102
9.7	Vérification aux états limites ultimes des dalles mixtes	102
9.7.1	Critère de calcul	102
9.7.2	Flexion	102
9.7.3	Cisaillement longitudinal pour les dalles sans ancrage d'extrémité	104
9.7.4	Cisaillement longitudinal pour les dalles avec ancrage d'extrémité	106
9.7.5	Effort tranchant	106
9.7.6	Poinçonnement	106
9.8	Vérification des dalles mixtes aux états limites de service	107
9.8.1	Contrôle de la fissuration du béton	107

9.8.2	Flèches.....	107
Annexe A (informative) Rigidité des composants d'assemblage dans les bâtiments		109
A.1	Domaine d'application	109
A.2	Coefficients de rigidité	109
A.2.1	Composants fondamentaux d'assemblage.....	109
A.2.1.1	Armature longitudinale en acier soumise à la traction	109
A.2.1.2	Plaque de contact en acier soumise à la compression	110
A.2.2	Autres composants des assemblages mixtes.....	111
A.2.2.1	Panneau d'âme de poteau soumis à un cisaillement	111
A.2.2.2	Âme de poteau soumise à une compression transversale	111
A.2.3	Composants renforcés.....	111
A.2.3.1	Panneau d'âme de poteau soumis à un cisaillement	111
A.2.3.2	Âme de poteau soumise à une compression transversale	112
A.3	Déformation de la connexion	112
Annexe B (informative) Essais normalisés		114
B.1	Généralités	114
B.2	Essais sur connecteurs	114
B.2.1	Généralités	114
B.2.2	Dispositifs d'essais	114
B.2.3	Préparation des éprouvettes	115
B.2.4	Procédure d'essai	116
B.2.5	Interprétation des résultats d'essais	116
B.3	Essais de dalles mixtes de plancher	117
B.3.1	Généralités	117
B.3.2	Dispositif d'essai	117
B.3.3	Préparation des corps d'épreuve.....	118
B.3.4	Procédure de mise en charge.....	119
B.3.5	Détermination des valeurs de calcul pour m et k	120
B.3.6	Détermination des valeurs de calcul pour τ_{ud}	120
Annexe C (informative) Retrait du béton pour les structures mixtes de bâtiments		122
Bibliographie		123

Avant-propos

Le présent document EN 1994-1-1:2004 a été élaboré par le Comité Technique CEN/TC 250 "Eurocodes structuraux", dont le secrétariat est tenu par BSI.

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 (DOP), et toutes les normes nationales en contradiction devront être retirées au plus tard en mars 2010 (DOW).

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, Danemark, Espagne, Finlande, France, Grèce, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Malte, Norvège, Pays-Bas, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Suède et Suisse.

Ce document remplace l'ENV 1994-1-1.

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 Etats Membres et, finalement, les remplaceraient.

Pendant quinze ans, la Commission, avec l'aide d'un Comité Directeur comportant des représentants des Etats 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 Etats Membres de l'Union Européenne et de l'AELE décidèrent, sur la base d'un accord ¹⁾ 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 ouvrages et services publics ainsi que les Directives équivalentes de l'AELE destinées à la mise en place du marché intérieur).

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

EN 1990, Eurocode : Base de calcul des structures

EN 1991, Eurocode 1 : Actions sur les structures

EN 1992, Eurocode 2 : Calcul des structures en béton

EN 1993, Eurocode 3 : Calcul des structures en acier

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 1994, Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes et 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 Etat 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 Etat à l'autre.

Statut et domaine d'application des Eurocodes

Les Etats 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 Interprétatifs ²⁾ visés à l'article 12 de la DPC, quoiqu'ils soient d'une nature différente de celle des normes harmonisées de produits ³⁾. 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.

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 innovante. Les formes de construction ou les conceptions inhabituelles ne sont pas spécifiquement couvertes, et il appartiendra en ces cas au concepteur de se procurer des bases spécialisées supplémentaires.

Normes nationales transposant les Eurocodes

²⁾ Selon l'article 3.3 de la DPC, les exigences essentielles (E.E.) 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 niveaux pour chaque exigence ;
- b) indiquer des méthodes pour relier ces classes ou niveaux d'exigences avec les 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'E.E.1 et une partie de l'E.E.2.

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 ;

Il peut également 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 ouvrages ⁴⁾. En outre, dans 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 1994-1-1

L'EN 1994-1-1 décrit les Principes et exigences de sécurité, aptitude au service et durabilité des structures mixtes acier-béton, ainsi que des dispositions spécifiques pour les bâtiments. Elle est basée sur le concept d'état limite utilisé conjointement avec une méthode par coefficients partiels.

L'EN 1994-1-1 est destinée à être utilisée pour le calcul de structures nouvelles, par application directe, conjointement avec d'autres Parties de l'EN 1994, les Eurocodes EN 1990 à 1993 et les Eurocodes EN 1997 et 1998.

La norme EN 1994-1-1 sert également de document de référence à d'autres TC du CEN pour des questions structurales.

La norme EN 1994-1-1 est destinée à être utilisée par :

- les comités élaborant d'autres normes de calcul des structures et des normes associées de produits, d'essais et d'exécution ;
- les clients (par ex. pour la formulation de leurs exigences spécifiques concernant les niveaux de fiabilité et la durabilité) ;
- les concepteurs et les constructeurs ;
- les autorités concernées.

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

Les valeurs numériques données pour les facteurs partiels et autres paramètres de fiabilité sont recommandées comme valeurs de base donnant un niveau de fiabilité acceptable. Elles ont été choisies en admettant qu'un niveau approprié d'exécution et de gestion de la qualité s'applique. Lorsque l'EN 1994-1-1 est utilisée comme document de base par d'autres TC du CEN il est nécessaire que les mêmes valeurs soient prises.

Annexe Nationale pour l'EN 1994-1-1

La présente norme donne des procédures, valeurs et recommandations alternatives pour des classes avec des notes indiquant les cas où des choix nationaux peuvent devoir être opérés. Par conséquent, il convient que la Norme Nationale mettant en œuvre l'EN 1994-1-1 comporte une Annexe Nationale comprenant tous les Paramètres Déterminés au niveau National à utiliser pour le dimensionnement des bâtiments et des ouvrages de génie civil devant être construits dans le pays concerné.

Le choix national est autorisé dans l'EN 1994-1-1 dans les articles suivants :

- 2.4.1.1(1)
- 2.4.1.2(5)
- 2.4.1.2(6)
- 2.4.1.2(7)
- 3.1(4)
- 3.5(2)
- 6.4.3(1)(h)
- 6.6.3.1(1)
- 6.6.3.1(3)
- 6.6.4.1(3)
- 6.8.2(1)
- 6.8.2(2)
- 9.1.1(2)
- 9.6(2)
- 9.7.3(4)
- 9.7.3(8)
- 9.7.3(9)
- B.2.5(1)
- B.3.6(5)

1 Section 1 Généralités

1.1 Domaine d'application

1.1.1 Domaine d'application de l'Eurocode 4

(1) L'Eurocode 4 s'applique au calcul des éléments et structures mixtes destinées aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il est conforme aux principes et exigences concernant la sécurité et l'aptitude au service des structures, les bases de leur calcul et leur vérification qui sont donnés dans l'EN 1990 – Bases de calcul des structures.

(2) L'Eurocode 4 concerne uniquement les exigences de résistance, d'aptitude au service, de durabilité et de résistance au feu des structures mixtes. Les autres exigences, par ex. concernant l'isolation thermique ou phonique, ne sont pas considérées.

(3) L'Eurocode 4 est destiné à être utilisé en conjonction avec les:

EN 1990, Eurocode : Bases de calcul des structures

EN 1991, Eurocode 1 : Actions sur les structures

EN, hEN, ATE (Agréments Techniques Européens) et guides ATE pour les produits de construction concernant les structures mixtes

EN 1090, Exécution des structures en acier et des structures en aluminium

ENV 13670, Exécution des structures en béton

EN 1992, Eurocode 2 : Calcul des structures en béton

EN 1993, Eurocode 3 : Calcul des structures en acier

EN 1997, Eurocode 7 : Calcul géotechnique

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

(4) L'Eurocode 4 est subdivisé en différentes parties :

Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

Partie 1.2 : Calcul du comportement au feu

Partie 2 : Ponts

1.1.2 Domaine d'application de la Partie 1.1 de l'Eurocode 4

(1) La Partie 1.1 de l'Eurocode 4 donne une base générale pour le calcul des structures mixtes ainsi que des dispositions spécifiques pour les bâtiments.

(2) Les sujets suivants sont traités dans la Partie 1.1 :

Section 1: Généralités

Section 2: Bases de calcul

Section 3: Matériaux

Section 4: Durabilité

Section 5: Analyse structurale

Section 6: Etats limites ultimes

Section 7: Etats limites de service

Section 8: Assemblages mixtes des structures de bâtiments

Section 9: Dalles mixtes avec plaques nervurées en acier dans les bâtiments

1.2 Références normatives

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

1.2.1 Normes de référence générales

EN 1090-2, *Exécution des structures en acier et des structures en aluminium – Partie 2 : Exigences techniques pour l'exécution des structures en acier.*

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

1.2.2 Autres normes de référence

EN 1992-1-1, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.*

EN 1993-1-1, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.*

EN 1993-1-3, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 1-3 : Profilés et plaques formés à froid.*

EN 1993-1-5, *Eurocode 3: Calcul des structures en acier - Partie 1-5 : Plaques planes.*

EN 1993-1-8, *Eurocode 3: Calcul des structures en acier - Partie 1-8 : Calcul des assemblages.*

EN 1993-1-9, *Eurocode 3: Calcul des structures en acier - Partie 1-9 : Fatigue.*

EN 10025-1, *Produits laminés à chaud en aciers de construction - Partie 1 : Conditions générales techniques de livraison.*

EN 10025-2, *Produits laminés à chaud en aciers de construction - Partie 2 : Conditions techniques de livraison des aciers de construction non alliés.*

EN 10025-3, *Produits laminés à chaud en aciers de construction - Partie 3 : Conditions techniques de livraison des aciers de construction soudables à grains fins à l'état normalisé/laminage normalisant.*

EN 10025-4, *Produits laminés à chaud en aciers de construction - Partie 4 : Conditions techniques de livraison des aciers de construction soudables à grains fins obtenus par laminage thermomécanique.*

EN 10025-5, *Produits laminés à chaud en aciers de construction - Partie 5 : Conditions techniques de livraison pour les aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique.*

EN 10025-6, *Produits laminés à chaud en aciers de construction – Partie 6 : Conditions techniques de livraison des tôles et larges plats en aciers de construction à haute limite d'élasticité à l'état trempé et revenu.*

EN 10147, *Bandes et tôles en aciers de construction galvanisées à chaud en continu : Conditions techniques de livraison.*

EN 10149-2, *Produits plats en acier laminés à chaud à haute limite d'élasticité pour formage à froid – Partie 2: Conditions de livraison des aciers obtenus par laminage thermomécanique.*

EN 10149-3, *Produits plats en acier laminés à chaud à haute limite d'élasticité pour formage à froid – Partie 3: Conditions de livraison des aciers à l'état normalisé ou laminage normalisant.*

1.3 Hypothèses

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

— celles données en 1.3 de l'EN 1992-1-1 et EN 1993-1-1.

1.4 Distinction entre principes et règles d'application

Les règles données dans l'EN 1990, 1.4 s'appliquent.

1.5 Définitions

1.5.1 Généralités

(1) Les termes et définitions donnés dans l'EN 1990, 1.5, EN 1992-1-1, 1.5 et EN 1993-1-1, 1.5 s'appliquent.

1.5.2 Termes et définitions supplémentaires utilisés dans la présente Norme

1.5.2.1

Élément mixte

Un élément structural comportant des éléments en béton et en acier de construction ou formé à froid, liés entre eux par connexion afin de limiter le glissement longitudinal entre béton et acier et la séparation de ces éléments.

1.5.2.2

Connexion

Une liaison entre les éléments en béton et les éléments en acier d'un élément mixte, possédant une résistance et une rigidité suffisantes pour permettre à ces deux éléments d'être calculés comme parties d'un même élément structural.

1.5.2.3

Comportement mixte

Un comportement apparaissant après que la connexion ait atteint son efficacité par durcissement du béton.

1.5.2.4

Poutre mixte

Un élément mixte soumis principalement à la flexion.

1.5.2.5

Poteau mixte

Un élément mixte soumis principalement à la compression ou à la compression et la flexion.

1.5.2.6

Dalle mixte

Une dalle dans laquelle des plaques nervurées en acier sont utilisées initialement comme coffrage permanent et collaborent ensuite structuralement avec le béton durci pour agir comme armatures de traction dans le plancher fini.

1.5.2.7

Ossature mixte

Une ossature dans laquelle certains ou la totalité des éléments sont des éléments mixtes et où la plupart des éléments restants sont des barres en acier de construction.

1.5.2.8

Assemblage mixte

Un assemblage entre un élément mixte et un autre élément mixte, en acier ou en béton armé, où l'armature est prise en compte dans le calcul pour la résistance et la rigidité de l'assemblage.

1.5.2.9

Élément ou structure étayée

Une structure ou élément où le poids des éléments en béton est appliqué sur les éléments en acier qui sont appuyés en travée, ou est supporté indépendamment jusqu'à ce que les éléments en béton soient capables de résister aux contraintes.

1.5.2.10

Élément ou structure non étayée

Une structure ou élément où le poids des éléments en béton est appliqué sur les éléments en acier qui ne sont pas appuyés en travée.

1.5.2.11

Rigidité en flexion non fissurée

La rigidité $E_a I_1$ d'une section transversale d'un élément mixte où I_1 est le moment d'inertie de la section efficace en acier équivalente calculé en supposant que le béton tendu n'est pas fissuré.

1.5.2.12

Rigidité en flexion fissurée

La rigidité $E_a I_2$ d'une section transversale d'un élément mixte où I_2 est le moment d'inertie de la section efficace en acier équivalente calculé en négligeant le béton tendu mais en tenant compte de l'armature.

1.5.2.13

Précontrainte

procédé consistant à appliquer des contraintes de compression au béton faisant partie d'un élément mixte, au moyen de câbles de précontrainte ou par déformations imposées et contrôlées.

1.6 Symboles

Pour la présente Norme, les symboles suivants s'appliquent :

Caractères romains majuscules

A	Aire de section de la section mixte efficace en négligeant le béton tendu ;
A_a	Aire de section de la section d'acier de construction
A_b	Aire de section de l'armature transversale inférieure
A_{bh}	Aire de section de l'armature transversale inférieure d'un renformis
A_c	Aire de section du béton

A_{ct}	Aire de section de la zone tendue du béton
A_{fc}	Aire de section de la semelle comprimée
A_p	Aire de section de la plaque nervurée en acier
A_{pe}	Aire de section efficace de la plaque nervurée en acier
A_s	Aire de section de l'armature
A_{sf}	Aire de section de l'armature transversale
$A_{s,r}$	Aire de section de l'armature dans la file r
A_t	Aire de section de l'armature transversale supérieure
A_v	Aire de cisaillement d'une section en acier de construction
A_1	Aire chargée sous le gousset
E_a	Module d'élasticité de l'acier de construction
$E_{c,eff}$	Module d'élasticité efficace pour le béton
E_{cm}	Module sécant d'élasticité du béton
E_s	Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier d'armature
$(EI)_{eff}$	Rigidité en flexion efficace pour le calcul de l'élancement réduit
$(EI)_{eff,II}$	Rigidité en flexion efficace pour l'analyse au second ordre
$(EI)_2$	Rigidité en flexion fissurée par unité de largeur du béton ou de la dalle mixte
$F_{c,wc,c,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance à la compression transversale de l'enrobage de béton d'une âme de poteau
F_ℓ	Effort longitudinal de calcul par goujon
F_t	Effort transversal de calcul par goujon
F_{ten}	Effort de traction de calcul par goujon
G_a	Module de cisaillement de l'acier de construction
G_c	Module de cisaillement du béton
I	Moment d'inertie de flexion de la section mixte efficace en négligeant le béton tendu
I_a	Moment d'inertie de flexion de la section en acier de construction
I_{at}	Constante de torsion de St Venant de la section en acier de construction
I_c	Moment d'inertie de flexion de la section en béton non fissurée
I_{ct}	Constante de torsion de St Venant de l'enrobage en béton non fissuré
I_s	Moment d'inertie de flexion de l'armature en acier
I_1	Moment d'inertie de flexion de la section équivalente efficace en acier en supposant que le béton tendu est non fissuré
I_2	Moment d'inertie de flexion de la section équivalente efficace en acier en négligeant le béton tendu mais en incluant l'armature
$K_e, K_{e,II}$	Facteurs de correction à utiliser dans le calcul des poteaux mixtes

K_{sc}	Rigidité relative à la connexion
K_{β}	Paramètre
K_0	Facteur de calibration à utiliser dans le calcul des poteaux mixtes
L	Longueur ; portée; portée efficace
L_e	Portée équivalente
L_i	Portée
L_o	Longueur de porte-à-faux (console)
L_p	Distance entre le centre d'une charge concentrée et l'appui le plus proche
L_s	Portée de cisaillement
L_x	Distance entre une section transversale et l'appui le plus proche
M	Moment fléchissant
M_a	Contribution de la section en acier de construction au moment résistant plastique de calcul de la section mixte
$M_{a,Ed}$	Moment fléchissant de calcul appliqué à la section en acier de construction
$M_{b,Rd}$	Valeur de calcul du moment résistant au flambement d'une poutre mixte
$M_{c,Ed}$	La part du moment fléchissant de calcul appliqué au béton de la section mixte
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement d'une poutre mixte
M_{Ed}	Moment fléchissant de calcul
$M_{Ed,i}$	Moment fléchissant de calcul appliqué à un assemblage mixte i
$M_{Ed,max,f}$	Sollicitation maximale due à un chargement de fatigue
$M_{Ed,min,f}$	Moment fléchissant minimal dû à un chargement de fatigue
$M_{el,Rd}$	Valeur de calcul du moment résistant élastique de la section mixte
$M_{max,Rd}$	Valeur de calcul maximale du moment résistant en présence d'un effort normal de compression
M_{pa}	Valeur de calcul du moment résistant plastique de la section transversale efficace de la plaque nervurée en acier
M_{perm}	Moment fléchissant le plus défavorable pour la combinaison caractéristique
$M_{pl,a,Rd}$	Valeur de calcul du moment résistant plastique de la section en acier de construction
$M_{pl,N,Rd}$	Valeur de calcul du moment résistant plastique de la section mixte en prenant en compte l'effort normal de compression
$M_{pl,Rd}$	Valeur de calcul du moment résistant plastique de la section mixte avec connexion totale
$M_{pl,y,Rd}$	Valeur de calcul du moment résistant plastique selon l'axe y-y de la section mixte avec connexion complète
$M_{pl,z,Rd}$	Valeur de calcul du moment résistant plastique selon l'axe z-z de la section mixte avec connexion complète
M_{pr}	Moment résistant plastique réduit de la plaque nervurée en acier
M_{Rd}	Valeur de calcul du moment résistant d'un assemblage ou d'une section mixte

M_{Rk}	Valeur caractéristique du moment résistant d'un assemblage ou d'une section mixte
$M_{y,Ed}$	Moment fléchissant de calcul appliqué à la section mixte selon l'axe y-y
$M_{z,Ed}$	Moment fléchissant de calcul appliqué à la section mixte selon l'axe z-z
N	Effort normal de compression ; nombre de cycles d'étendue de contraintes ; nombre de connecteurs
N_a	Valeur de calcul de l'effort normal exercé dans la section en acier de construction
N_c	Valeur de calcul de l'effort normal de compression exercé dans la semelle en béton
$N_{c,f}$	Valeur de calcul de l'effort normal de compression exercé dans la semelle en béton avec connexion complète
$N_{c,el}$	Effort normal de compression exercé dans la semelle en béton correspondant à $M_{el,Rd}$
$N_{cr,eff}$	Charge critique élastique d'un poteau mixte correspondant à une rigidité en flexion efficace
N_{cr}	Effort normal critique élastique
N_{c1}	Valeur de calcul de l'effort normal évaluée pour l'introduction des charges
N_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort normal de compression
$N_{G,Ed}$	Valeur de calcul de la partie permanente de l'effort normal de compression
N_p	Valeur de calcul de la résistance plastique de la plaque nervurée en acier à l'effort normal
$N_{pl,a}$	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section en acier de construction à l'effort normal
$N_{pl,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section mixte à l'effort normal de compression
$N_{pl,Rk}$	Valeur caractéristique de la résistance plastique de la section mixte à l'effort normal de compression
$N_{pm,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance du béton à l'effort normal de compression
N_R	Nombre de cycles d'étendue de contraintes
N_s	Valeur de calcul de la résistance plastique à l'effort normal de l'armature en acier à l'effort normal
N_{sd}	Valeur de calcul de la résistance plastique de l'armature en acier à l'effort normal de traction
$P_{\ell,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance au cisaillement d'un seul goujon connecteur correspondant à F_{ℓ}
$P_{pb,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance en pression diamétrale d'un goujon
P_{Rd}	Valeur de calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur
P_{Rk}	Valeur caractéristique de la résistance au cisaillement d'un connecteur
$P_{t,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance au cisaillement d'un goujon connecteur correspondant à F_t
R_{Ed}	Valeur de calcul d'une réaction d'appui
S_j	Rigidité en rotation d'un assemblage
$S_{j,ini}$	Rigidité initiale en rotation d'un assemblage
$V_{a,Ed}$	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant sur la section en acier de construction
$V_{b,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance au voilement par cisaillement d'une âme en acier
$V_{c,Ed}$	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant sur l'enrobage en béton armé de l'âme
V_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant sur la section mixte

V_{ld}	Valeur de calcul de la résistance de l'ancrage d'extrémité
$V_{l,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance au cisaillement
$V_{pl,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section mixte à l'effort tranchant
$V_{pl,a,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section en acier de construction à l'effort tranchant
$V_{p,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance d'une dalle mixte au poinçonnement
V_{Rd}	Valeur de calcul de la résistance de la section mixte à l'effort tranchant
V_t	Réaction d'appui
$V_{v,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance d'une dalle mixte à l'effort tranchant
$V_{wp,c,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance au cisaillement de l'enrobage de béton d'un panneau d'âme de poteau
W_t	Charge de ruine mesurée

Caractères romains minuscules

a	Ecartement entre des poutres parallèles ; diamètre ou largeur; distance
b	Largeur de la semelle d'une section en acier ; largeur d'une dalle
b_b	Largeur du fond de la nervure en béton
b_c	Largeur de l'enrobage en béton d'une section en acier
b_{eff}	Largeur efficace totale
$b_{eff,1}$	Largeur efficace à mi-portée pour une travée bi-appuyée
$b_{eff,2}$	Largeur efficace au niveau d'un appui intermédiaire
$b_{eff,c,wc}$	Largeur efficace de l'âme de poteau comprimée
b_{ei}	Largeur efficace de la semelle en béton de chaque côté de l'âme
b_{em}	Largeur efficace d'une dalle mixte
b_f	Largeur de la semelle d'une section en acier
b_i	Largeur géométrique de la semelle en béton de chaque côté de l'âme
b_m	Largeur d'une dalle mixte sur laquelle une charge est répartie
b_p	Longueur d'une charge linéique concentrée
b_r	Largeur de nervure de plaque nervurée en acier
b_s	Entraxe des nervures d'une plaque nervurée en acier
b_0	Entraxe des connecteurs en saillie; largeur moyenne d'une nervure en béton (largeur minimale pour les profils rentrants) ; largeur de renformis
c	Largeur du débord d'une semelle en acier ; périmètre efficace de barre d'armature
c_y, c_z	Epaisseur d'enrobage de béton
d	Hauteur libre de l'âme de la section en acier de construction ; diamètre de la tige d'un goujon; diamètre hors-tout d'un profilé creux circulaire en acier ; dimension transversale minimale d'un poteau

d_{do}	Diamètre du bourrelet de soudage d'un goujon
d_p	Distance entre l'axe neutre d'une plaque nervurée en acier et la fibre comprimée extrême de la dalle mixte
d_s	Distance entre l'armature tendue en acier et la fibre comprimée extrême de la dalle mixte; distance entre l'armature longitudinale tendue et le centre de gravité de la section de la poutre en acier
e	Excentrement du chargement; distance entre l'axe neutre d'une plaque nervurée en acier et la fibre tendue extrême de la dalle mixte
e_D	Pince transversale
e_g	Espace entre l'armature et la platine d'extrémité dans un poteau mixte
e_p	Distance entre l'axe neutre plastique d'une plaque nervurée en acier et la fibre tendue extrême de la dalle mixte
e_s	Distance entre l'armature tendue en acier et la fibre extrême tendue de la dalle mixte
f	Fréquence propre
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance à la compression du béton sur cylindre
f_{ck}	Valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur cylindre à 28 jours
f_{cm}	Valeur mesurée moyenne de la résistance à la compression du béton sur cylindre
$f_{ct,eff}$	Valeur moyenne de la résistance à la traction efficace du béton
f_{ctm}	Valeur moyenne de la résistance à la traction du béton
$f_{ct,0}$	Résistance de référence pour le béton tendu
f_{lctm}	Valeur moyenne de la résistance à la traction du béton léger
f_{sd}	Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier d'armature
f_{sk}	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier d'armature
f_u	Résistance ultime spécifiée à la traction
f_{ut}	Résistance ultime réelle à la traction d'une éprouvette
f_y	Valeur nominale de la limite d'élasticité de l'acier de construction
f_{yd}	Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier de construction
$f_{yp,d}$	Valeur de calcul de la limite d'élasticité des plaques nervurées en acier
f_{ypm}	Valeur moyenne de la limite d'élasticité mesurée des plaques nervurées en acier
f_1, f_2	Facteurs de réduction pour les moments fléchissants sur appuis
h	Hauteur hors-tout ; épaisseur
h_a	Hauteur de la section en acier de construction
h_c	Hauteur de l'enrobage en béton d'une section en acier ; épaisseur de la semelle en béton; épaisseur du béton au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures des tôles
h_f	Épaisseur de semelle en béton ; épaisseur des finitions
h_n	Position de l'axe neutre
h_p	Hauteur hors-tout d'une plaque nervurée en acier à l'exclusion des bossages

h_s	Hauteur entre les centres de gravité des semelles de la section en acier de construction; distance entre l'armature longitudinale tendue et le centre de compression
h_{sc}	Hauteur nominale hors-tout d'un goujon
h_t	Epaisseur hors-tout d'une éprouvette
k	Facteur d'amplification pour les effets du second ordre ; coefficient; facteur empirique pour la résistance de calcul au cisaillement
k_c	Coefficient
k_i	Coefficient de rigidité
$k_{i,c}$	Ajout au coefficient de rigidité k_i en raison de l'enrobage en béton
k_ℓ	Facteur de réduction pour la résistance d'un goujon à tête utilisé avec des plaques nervurées en acier parallèles à la poutre
k_s	Rigidité en rotation; coefficient
k_{sc}	Rigidité d'un connecteur
k_{slip}	Facteur de réduction de rigidité par déformation de la connexion
$k_{s,r}$	Coefficient de rigidité pour une rangée r d'armatures longitudinales tendues
k_t	Facteur de réduction pour la résistance d'un goujon à tête utilisé avec des plaques nervurées en acier perpendiculaires à la poutre
$k_{wc,c}$	Facteur pour l'effet de la contrainte de compression longitudinale sur la résistance transversale d'une âme de poteau
k_ϕ	Paramètre
k_1	Rigidité en flexion de la dalle mixte ou du béton fissuré
k_2	Rigidité en flexion de l'âme
ℓ	Longueur de la poutre en flexion négative à partir de l'assemblage
l	Longueur de dalle dans l'essai de poussée normalisé
l_{bc}, l_{bs}	Longueurs d'appui
ℓ_0	Longueur d'introduction des charges
m	Pente de la courbe de résistance à la fatigue ; facteur empirique pour la résistance de calcul au cisaillement
n	Coefficient d'équivalence ; nombre de connecteurs
n_f	Nombre de connecteurs pour une connexion complète
n_L	Coefficient d'équivalence dépendant du type de chargement
n_r	Nombre de goujons dans une nervure
n_0	Coefficient d'équivalence pour un chargement de courte durée
r	Rapport des moments d'extrémité
s	Entraxe longitudinal des goujons ; glissement
s_t	Entraxe transversal des goujons

t	Age; épaisseur
t_e	Epaisseur de platine d'extrémité
$t_{eff,c}$	Epaisseur efficace de béton
t_f	Epaisseur d'une semelle de la section en acier de construction
t_s	Epaisseur d'un raidisseur
t_w	Epaisseur de l'âme de la section en acier de construction
t_{wc}	Epaisseur de l'âme du poteau en acier de construction
t_0	Age au chargement
V_{Ed}	Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement longitudinal
w_k	Valeur de calcul de largeur de fissure
x_{pl}	Distance entre l'axe neutre plastique et la fibre extrême comprimée de la dalle en béton
y	Axe de section transversale parallèle aux semelles
z	Axe de section transversale perpendiculaire aux semelles; bras de levier
z_0	Distance verticale

Caractères grecs majuscules

$\Delta\sigma$	Etendue de contrainte
$\Delta\sigma_c$	Valeur de référence de la résistance à la fatigue à 2 millions de cycles
$\Delta\sigma_E$	Etendue de contraintes d'amplitude constante équivalente
$\Delta\sigma_{E, glob}$	Etendue de contrainte, d'amplitude constante équivalente, résultant des effets globaux
$\Delta\sigma_{E, loc}$	Etendue de contrainte, d'amplitude constante équivalente, résultant des effets locaux
$\Delta\sigma_{E, 2}$	Etendue de contrainte, d'amplitude constante équivalente, en référence à 2 millions de cycles
$\Delta\sigma_s$	Augmentation de contrainte dans l'armature en acier provoquée par la rigidité du béton tendu
$\Delta\sigma_{s, equ}$	Etendue de contrainte de dommage équivalent
$\Delta\tau$	Etendue de contrainte de cisaillement pour le chargement de fatigue
$\Delta\tau_c$	Valeur de référence de la résistance à la fatigue à 2 millions de cycles
$\Delta\tau_E$	Etendue de contrainte d'amplitude constante équivalente
$\Delta\tau_{E, 2}$	Etendue de contrainte, d'amplitude constante équivalente, en référence à 2 millions de cycles
$\Delta\tau_R$	Résistance à la fatigue
Ψ	Coefficient

Caractères grecs minuscules

α	Facteur; paramètre
α_{cr}	Facteur par lequel les charges de calcul devraient être multipliées pour provoquer une instabilité élastique

α_M	Coefficient lié à la flexion d'un poteau mixte
$\alpha_{M,y}$, $\alpha_{M,z}$	Coefficient lié à la flexion d'un poteau mixte, selon l'axe y-y et l'axe z-z respectivement
α_{st}	Rapport
β	Facteur ; paramètre de transformation
β_c , β_t	Paramètres
γ_c	Coefficient partiel pour le béton
γ_F	Coefficient partiel pour les actions, prenant également en compte les incertitudes de modèle et les variations des dimensions
γ_{Ft}	Coefficient partiel pour l'étendue de contraintes d'amplitude constante équivalente
γ_M	Coefficient partiel pour une propriété de matériau, prenant également en compte les incertitudes de modèle et les variations des dimensions
γ_{M0}	Coefficient partiel pour l'acier de construction, appliqué à la résistance de sections droites, voir l'EN 1993-1-1, 6.1(1)
γ_{M1}	Coefficient partiel pour l'acier de construction, appliqué à la résistance d'éléments aux instabilités évaluée par vérification des éléments, voir l'EN 1993-1-1, 6.1(1)
γ_{Mf}	Coefficient partiel pour la résistance à la fatigue
$\gamma_{Mf,s}$	Coefficient partiel pour la résistance à la fatigue des goujons soumis au cisaillement
γ_P	Coefficient partiel pour une action de précontrainte
γ_s	Coefficient partiel pour l'acier d'armature
γ_V	Coefficient partiel pour la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête
γ_{Vs}	Coefficient partiel pour la résistance de calcul au cisaillement d'une dalle mixte
δ	Facteur ; rapport de contribution de l'acier ; flèche centrale
δ_{max}	Flèche verticale positive
δ_s	Flèche des bacs en acier sous leur poids propre plus le poids du béton frais
$\delta_{s,max}$	Valeur limite de δ_s
δ_u	Glissement maximal mesuré lors d'un essai effectué au niveau de chargement caractéristique
δ_{uk}	Valeur caractéristique de la capacité de glissement
ε	$\sqrt{235 / f_y}$, où f_y est en N/mm ²
η	Degré de connexion; coefficient
η_a , η_{ao}	Facteurs liés au confinement du béton
η_c , η_{co} , η_{cL}	Facteurs liés au confinement du béton
θ	Angle
λ , λ_v	Facteurs de dommage équivalent
λ_{glob} , λ_{loc}	Facteurs de dommage équivalent, respectivement pour les effets globaux et les effets locaux

$\bar{\lambda}$	Elancement réduit
$\bar{\lambda}_{LT}$	Elancement réduit pour le déversement
μ	Coefficient de frottement; facteur nominal
μ_d	Facteur lié au calcul pour la compression et la flexion uniaxiale
μ_{dy}, μ_{dz}	Facteur μ_d lié au plan de flexion
ν	Facteur de réduction prenant en compte l'effet de la compression longitudinale sur la résistance au cisaillement ; paramètre lié à la déformation de la connexion
ν_a	Coefficient de Poisson pour l'acier de construction
ξ	Paramètre lié à la déformation de la connexion
ρ	Paramètre lié à la résistance réduite de calcul à la flexion prenant en compte l'effort tranchant
ρ_s	Paramètre; taux d'armature
$\sigma_{com,c,Ed}$	Contrainte de compression longitudinale exercée dans l'enrobage en raison de l'effort normal de calcul
$\sigma_{c,Rd}$	Résistance de calcul locale du béton
σ_{ct}	Contrainte de traction de la fibre extrême dans le béton
$\sigma_{max,f}$	Contrainte maximale résultant du chargement de fatigue
$\sigma_{min,f}$	Contrainte minimale résultant du chargement de fatigue
$\sigma_{s,max,f}$	Contrainte dans l'armature résultant du moment fléchissant $M_{ed,max,f}$
$\sigma_{s,min,f}$	Contrainte dans l'armature résultant du moment fléchissant $M_{ed,min,f}$
σ_s	Contrainte dans l'armature tendue
$\sigma_{s,max}$	Contrainte exercée dans l'armature par le moment fléchissant M_{max}
$\sigma_{s,max,0}$	Contrainte exercée dans l'armature par le moment fléchissant M_{max} , en négligeant le béton tendu
$\sigma_{s,0}$	Contrainte exercée dans l'armature tendue en négligeant la rigidité du béton tendu entre fissures
τ_{Rd}	Résistance au cisaillement de calcul
τ_u	Valeur de la résistance au cisaillement longitudinal d'une dalle mixte déterminée par des essais
$\tau_{u,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance au cisaillement longitudinal d'une dalle mixte
$\tau_{u,Rk}$	Valeur caractéristique de la résistance au cisaillement longitudinal d'une dalle mixte
$\varnothing$	Diamètre (dimension) d'une barre d'armature en acier, facteur d'impact de dommage équivalent
$\varnothing^*$	Diamètre (dimension) d'une barre d'armature en acier
ϕ_t	Coefficient de fluage
$\phi(t, t_0)$	Coefficient de fluage, définissant le fluage entre les instants t et t_0 , concernant la déformation élastique à 28 jours
χ	Facteur de réduction pour le flambement par flexion

χ_{LT} Facteur de réduction pour le déversement

ψ_L Multiplicateur de fluage

Section 2 Bases de calcul

2.1 Exigences

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

(2)P Les dispositions supplémentaires données pour les structures mixtes dans cette Section doivent également être appliquées.

(3) Les exigences de base de l'EN 1990, Section 2 sont considérées comme satisfaites pour les structures mixtes lorsque les dispositions suivantes sont appliquées conjointement :

- calcul au états limites effectué suivant la méthode des coefficients partiels conformément à l'EN 1990,
- actions en conformité avec l'EN 1991,
- combinaisons d'actions en conformité avec l'EN 1990 et
- résistances, durabilité et aptitude au service en conformité avec la présente Norme.

2.2 Principes du calcul aux états limites

(1)P Pour les structures mixtes, les étapes de construction appropriées doivent être prises en compte.

2.3 Variables de base

2.3.1 Actions et influences de l'environnement

(1) Les actions à utiliser dans le calcul peuvent être prises dans les parties appropriées de l'EN 1991.

(2)P Lors de la vérification des plaques en acier utilisées comme coffrage, l'effet de la formation de mares doit être pris en compte (augmentation de l'épaisseur de béton due au fléchissement des tôles).

2.3.2 Propriétés des matériaux et des produits

(1) Sauf indications contraires données dans l'Eurocode 4, il convient de prendre les actions provoquées par le comportement du béton dans le temps dans l'EN 1992-1-1.

2.3.3 Classification des actions

(1)P Les effets du retrait et du fluage du béton et des variations non uniformes de température provoquent des sollicitations dans les sections transversales, ainsi que des courbures et des déformations longitudinales dans les éléments ; les effets qui se produisent dans les structures isostatiques, et dans les structures hyperstatiques avant prise en compte de la compatibilité des déformations, doivent être classés comme effets primaires.

(2)P Dans les structures hyperstatiques les effets primaires du retrait, du fluage et de la température sont associés à des effets d'actions additionnels, de telle sorte que les effets totaux respectent la compatibilité ; ceux-ci doivent être classés comme effets secondaires et doivent être considérés comme des actions indirectes.

2.4 Vérification par la méthode des coefficients partiels

2.4.1 Valeurs de calcul

2.4.1.1 Valeurs de calcul des actions

(1) Pour la précontrainte par déformations contrôlées imposées, par ex. par vérinage au niveau des appuis, il convient que le coefficient partiel γ_P soit spécifié pour les états limites ultimes, en prenant en compte les effets favorables et défavorables.

NOTE Des valeurs pour γ_P peuvent être données dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée pour les effets favorables et défavorables est 1,0.

2.4.1.2 Valeur de calcul des propriétés de matériaux ou de produits

(1)P Sauf si une estimation haute de la résistance est exigée, des coefficients partiels doivent être appliqués aux résistances caractéristiques ou nominales inférieures.

(2)P Pour le béton, un coefficient partiel γ_c doit être appliqué. La résistance de calcul à la compression est donnée par :

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (2.1)$$

où la valeur caractéristique f_{ck} doit être calculée par référence à l'EN 1992-1-1, 3.1 pour le béton normal et à l'EN 1992-1-1, 11.3 pour le béton léger.

NOTE La valeur de γ_c est celle utilisée dans l'EN 1992-1-1.

(3)P Pour les armatures en acier, un coefficient partiel γ_s doit être appliqué.

NOTE La valeur de γ_s est celle utilisée dans l'EN 1992-1-1.

(4)P Pour l'acier de construction, les plaques en acier et les dispositifs d'assemblage en acier, des coefficients partiels γ_M doivent être appliqués. Sauf indication contraire, γ_{MO} doit être pris comme facteur partiel pour l'acier de construction.

NOTE Les valeurs de γ_M sont celles données dans l'EN 1993-1-1.

(5)P Pour la connexion, un coefficient partiel γ_v doit être appliqué.

NOTE La valeur de γ_v peut être donnée dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée pour γ_v est 1,25.

(6)P Pour le cisaillement longitudinal dans les dalles mixtes de bâtiments, un coefficient partiel γ_{vs} doit être appliqué.

NOTE La valeur de γ_{vs} peut être donnée dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée pour γ_{vs} est 1,25.

(7)P Pour la vérification de la fatigue des goujons à tête de bâtiments, les coefficients partiels γ_{Mf} et $\gamma_{Mf,s}$ doivent être appliqués.

NOTE La valeur de γ_{Mf} est celle utilisée dans les Parties appropriées de l'EN 1993. La valeur de $\gamma_{Mf,s}$ peut être donnée dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée pour $\gamma_{Mf,s}$ est 1,0.

2.4.1.3 Valeurs de calcul des données géométriques

(1) Les données géométriques pour les sections transversales et les systèmes peuvent être prises en tant que valeurs dans les normes de produits hEN ou les plans d'exécution et considérées comme des valeurs nominales.

2.4.1.4 Résistances de calcul

(1)P Pour les structures mixtes, les résistances de calcul doivent être déterminées conformément à l'EN 1990, expression (6.6a) ou expression (6.6c).

2.4.2 Combinaisons d'actions

(1) Les formats généraux pour les combinaisons d'actions sont donnés dans l'EN 1990, Section 6.

NOTE Pour les bâtiments, les règles de combinaison peuvent être données dans l'Annexe Nationale à l'annexe A de l'EN 1990.

2.4.3 Vérification de l'équilibre statique (EQU)

(1) Il convient que le format de fiabilité donné pour la vérification de l'équilibre statique pour les bâtiments, selon la description de l'EN 1990, Tableau A1.2(A), soit également appliqué aux situations de calcul équivalentes à (EQU), par ex. pour le calcul des boulons d'ancrage ou la vérification du soulèvement des appuis de poutres continues.

Section 3 Matériaux

3.1 Béton

(1) Sauf indication contraire donnée dans l'Eurocode 4, il convient de déterminer les propriétés par référence à l'EN 1992-1-1, 3.1 pour le béton normal et à l'EN 1992-1-1, 11.3 pour le béton léger.

(2) La présente Partie de l'EN 1994 ne couvre pas le calcul des structures mixtes avec des bétons de classes inférieures à C20/25 et LC20/22 et supérieures à C60/75 et LC60/66.

(3) Il convient de déterminer le retrait du béton en prenant en compte l'humidité ambiante, les dimensions de l'élément et la composition du béton.

(4) Lorsqu'une action mixte est prise en compte dans les bâtiments, les effets du retrait endogène peuvent être négligés dans la détermination des contraintes et des flèches.

NOTE L'expérience montre que les valeurs de déformations par retrait données dans l'EN 1992-1-1 peuvent conduire à des surestimations des effets du retrait dans les structures mixtes. Des valeurs pour le retrait du béton peuvent être données dans l'Annexe Nationale. Des valeurs recommandées pour les structures mixtes de bâtiments sont données dans l'Annexe C.

3.2 Acier d'armature

(1) Il convient de déterminer les propriétés par référence à l'EN 1992-1-1, 3.2.

(2) Pour les structures mixtes, la valeur de calcul du module d'élasticité E_s peut être prise égale à la valeur donnée pour l'acier de construction dans l'EN 1993-1-1, 3.2.6.

3.3 Acier de construction

(1) Il convient de déterminer les propriétés par référence à l'EN 1993-1-1, 3.1 et 3.2.

(2) Les règles données dans la présente Partie de l'EN 1994 s'appliquent à l'acier de construction possédant une limite d'élasticité nominale ne dépassant pas 460 N/mm^2 .

3.4 Dispositifs d'assemblage

3.4.1 Généralités

(1) Il convient de se référer à l'EN 1993-1-8 pour les exigences concernant les fixations et les produits d'apport de soudage.

3.4.2 Goujons à tête

(1) Il convient de se référer à l'EN 13918.

3.5 Plaques nervurées en acier pour dalles mixtes de bâtiment

(1) Il convient de déterminer les propriétés par référence à l'EN 1993-1-3, 3.1 et 3.2.

(2) Les règles données dans la présente Partie de l'EN 1994 s'appliquent au calcul des dalles mixtes comportant des plaques nervurées fabriquées à partir d'acier conforme à l'EN 10025, des tôles d'acier formées à froid conformes à l'EN 10149-2 ou à l'EN 10149-3 ou des tôles d'acier galvanisées conformes à l'EN 10147.

NOTE La valeur d'épaisseur nominale minimale des tôles en acier peut être donnée dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée est 0,70 mm.

Section 4 Durabilité

4.1 Généralités

(1) Il convient de respecter les dispositions appropriées données dans les EN 1990, EN 1992 et EN 1993.

(2) Il convient d'adopter des dispositions constructives de la connexion conformes aux exigences données en 6.6.5.

4.2 Plaques nervurées en acier pour dalles mixtes de bâtiment

(1)P Les surfaces exposées des plaques en acier doivent être protégées de façon appropriée pour résister aux conditions atmosphériques particulières.

(2) Lorsqu'un revêtement de zinc est spécifié, il convient de s'assurer qu'il est conforme aux exigences de l'EN 10147 ou aux normes appropriées en vigueur.

(3) Un revêtement de zinc d'une masse totale de 275 g/m^2 (incluant les deux faces) est suffisant pour des planchers intérieurs en environnement non agressif, mais cette spécification peut être aménagée en fonction des conditions d'exploitation.

Section 5 Analyse structurale

5.1 Modélisation structurale pour l'analyse

5.1.1 Modélisation structurale et hypothèses de base

(1)P Le modèle structural et les hypothèses de base doivent être choisies conformément à l'EN 1990, 5.1.1 et doivent refléter le comportement prévu des sections, éléments, assemblages et appuis.

(2) La Section 5 est applicable aux structures mixtes dans lesquelles la plupart des éléments et assemblages structuraux sont soit mixtes soit en acier de construction. Lorsque le comportement structural est essentiellement celui d'une structure en béton armé ou précontraint, avec seulement quelques éléments mixtes, il convient généralement d'effectuer l'analyse globale conformément à l'EN 1992-1-1.

(3) Pour les bâtiments, il convient d'effectuer l'analyse des dalles mixtes avec des plaques nervurées en acier conformément à la Section 9.

5.1.2 Modélisation des assemblages

(1) Il est admis généralement de négliger les effets du comportement des assemblages sur la distribution des sollicitations au sein d'une structure, et sur les déformations d'ensemble de la structure, mais lorsque ces effets sont significatifs (comme dans le cas d'assemblages semi-continus) il convient d'en tenir compte, voir la Section 8 et l'EN 1993-1-8.

(2) Afin de savoir s'il est nécessaire de prendre en compte les effets du comportement des assemblages dans l'analyse, une distinction peut être faite entre trois modèles d'assemblages, voir 8.2 et l'EN 1993-1-8, 5.1.1 :

- articulé, où l'on peut considérer que l'assemblage ne transmet pas de moment fléchissant ;
- continu, où l'on peut considérer que la rigidité et/ou la résistance de l'assemblage permet de supposer dans l'analyse une parfaite continuité des éléments ;
- semi-continu, où il est nécessaire de prendre en compte le comportement de l'assemblage dans l'analyse.

(3) Pour les bâtiments, les exigences concernant les différents types d'assemblages sont données dans la Section 8 et dans l'EN 1993-1-8.

5.1.3 Interaction sol-structure

(1)P On doit tenir compte des caractéristiques de déformations des appuis lorsque cela est significatif.

NOTE L'EN 1997 donne des recommandations pour le calcul de l'interaction sol-structure.

5.2 Stabilité structurale

5.2.1 Effets de la déformation géométrique de la structure

(1) Généralement les effets des actions peuvent être déterminés en utilisant soit :

- une analyse au premier ordre, basée sur la géométrie initiale de la structure,
- une analyse au second ordre, prenant en compte l'influence de la déformation de la structure.

(2)P Les effets de la géométrie déformée (effets du second ordre) doivent être pris en compte s'ils ont pour conséquence d'augmenter les effets des actions de manière significative ou de modifier de manière significative le comportement structural.

(3) L'analyse au premier ordre peut être utilisée si l'augmentation des sollicitations provoquées par les déformations données par l'analyse au premier ordre reste inférieure à 10%. On peut considérer que cette condition est remplie si le critère suivant est satisfait :

$$\alpha_{cr} \geq 10 \quad (5.1)$$

où :

α_{cr} est le facteur par lequel le chargement de calcul devrait être multiplié pour provoquer une instabilité élastique.

(4)P Lors de la détermination de la rigidité de la structure, on doit tenir compte, de manière appropriée, de la fissuration et du retrait du béton ainsi que du comportement des assemblages.

5.2.2 Méthodes d'analyse pour les bâtiments

(1) Les ossatures planes, constituées de poutres et poteaux, peuvent être vérifiées pour un mode de ruine à nœuds déplaçables en utilisant une analyse au premier ordre si le critère (5.1) est satisfait à chaque étage. Pour ces structures, α_{cr} peut être calculé en utilisant l'expression donnée dans l'EN 1993-1-1, 5.2.1(4), à condition que l'effort de compression dans les poutres ne soit pas significatif et que la fissuration du béton, voir 5.4.2.3, le fluage du béton, voir 5.4.2.2 et le comportement des assemblages, voir 8.2 et l'EN 1993-1-8, 5.1, soient pris en compte de manière appropriée.

(2) Les effets du second ordre peuvent être inclus indirectement en utilisant une analyse au premier ordre avec une amplification appropriée.

(3) Si les effets du second ordre sont totalement pris en compte dans les éléments individuels ainsi que les imperfections adéquates de ces éléments lors de l'analyse globale de la structure, alors la vérification de la stabilité de chaque élément pris individuellement n'est pas nécessaire.

(4) Si les effets du second ordre dans les éléments individuels ou certaines imperfections des éléments (par exemple pour le flambement et/ou le déversement) ne sont pas totalement pris en compte lors de l'analyse globale de la structure, il convient d'effectuer la vérification de la stabilité de chaque élément, pris séparément, pour les effets non inclus dans l'analyse globale.

(5) Si l'analyse globale néglige les effets de flexion latérale et de torsion, la résistance au déversement d'une poutre mixte peut être vérifiée en utilisant 6.4.

(6) Pour les poteaux mixtes et les éléments mixtes en compression, le flambement peut être vérifié en utilisant l'une des méthodes suivantes :

- a) par analyse globale suivant 5.2.2.(3), en vérifiant la résistance des sections droites suivant 6.7.3.6 ou 6.7.3.7 ;
- b) par une analyse des éléments individuels suivant 6.7.3.4, en tenant compte des moments d'extrémités et autres sollicitations obtenus lors de l'analyse globale de la structure incluant les effets globaux du second ordre et les imperfections globales s'il y a lieu. Il convient, lors de l'analyse de l'élément, de tenir compte des effets du second ordre dans l'élément et des imperfections de l'élément s'il y a lieu, voir 5.3.2.3, et de vérifier la résistance des sections conformément à 6.7.3.6 ou 6.7.3.7 ;
- c) Pour des éléments en compression, en utilisant des courbes de flambement afin de tenir compte des effets du second ordre dans l'élément et des imperfections de l'élément, voir 6.7.3.5. Il convient pour cette vérification de prendre en compte les efforts d'extrémités résultant de l'analyse globale de la structure en incluant les effets globaux du second ordre et les imperfections globales s'il y a lieu et de prendre les longueurs d'épure comme longueurs de flambement.

(7) Pour les structures de bâtiments où les poteaux sont en acier de construction, la stabilité peut également être justifiée par des vérifications des éléments basées sur les longueurs de flambement, conformément à l'EN 1993-1-1, 5.2.2 (8) et 6.3.

5.3 Imperfections

5.3.1 Bases

(1)P Les effets des imperfections doivent être pris en compte dans l'analyse structurale de manière appropriée, incluant les contraintes résiduelles et les imperfections géométriques comme les défauts d'aplomb, les défauts de rectitude, les défauts de planéité, les défauts d'ajustement et les petits excentrement inévitables présents dans les assemblages de la structure non chargée.

(2)P La représentation des imperfections doit tenir compte du mode de flambement élastique de la structure ou de l'élément dans le plan de flambement considéré, avec la forme et le sens les plus défavorables.

5.3.2 Imperfections dans les bâtiments

5.3.2.1 Généralités

(1) Il convient d'utiliser des imperfections géométriques équivalentes, voir 5.3.2.2 et 5.3.2.3, avec des valeurs reflétant les effets éventuels des imperfections globales et des imperfections locales, sauf si les effets des imperfections locales sont inclus dans les formules de résistance utilisées pour le calcul des éléments, voir 5.3.2.3.

(2) Dans une analyse globale, les imperfections des barres des éléments mixtes comprimés peuvent être négligées lorsque, conformément à 5.2.1(2), une analyse au premier ordre peut être utilisée. Lorsqu'il convient d'utiliser une analyse au second ordre, les imperfections des barres peuvent être négligées dans l'analyse globale si :

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{Ed}} \quad (5.2)$$

où :

$\bar{\lambda}$ est défini en 6.7.3.3 et calculé en considérant l'élément articulé aux extrémités ;

$N_{pl,Rk}$ est défini en 6.7.3.3 ;

N_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort normal.

(3) Il convient de toujours prendre en compte les imperfections des barres lors de la vérification de la stabilité d'un élément sur sa longueur selon 6.7.3.6 ou 6.7.3.7.

(4) Il convient de prendre en compte les imperfections des éléments comprimés en acier conformément à l'EN 1993-1-1, 5.3.2 et 5.3.4.

5.3.2.2 Imperfections globales

(1) Il convient de prendre en compte les effets des imperfections conformément à l'EN 1993-1-1, 5.3.2.

5.3.2.3 Imperfections des barres

(1) Il convient de prendre les valeurs de calcul de l'imperfection initiale équivalente en arc pour les poteaux mixtes et les éléments mixtes comprimés dans le Tableau 6.5.

(2) Les effets des imperfections des poutres mixtes non maintenues latéralement sont inclus dans les formules données pour le moment de résistance au déversement, voir 6.4.

(3) Les effets des imperfections des éléments en acier sont inclus dans les formules données de résistance aux instabilités, voir l'EN 1993-1-1, 6.3.

5.4 Calcul des effets des actions

5.4.1 Méthodes d'analyse globale

5.4.1.1 Généralités

(1) Les effets des actions peuvent être évalués par l'analyse globale élastique, même lorsque la résistance d'une section est basée sur sa résistance plastique ou non linéaire.

(2) Il convient d'utiliser l'analyse globale élastique pour les états limites de service, avec des corrections appropriées pour les effets non linéaires comme la fissuration du béton.

- (3) Il convient d'utiliser l'analyse globale élastique pour les vérifications de l'état limite de fatigue.
- (4)P Les effets du voilement local et du traînage de cisaillement doivent être pris en compte s'ils influencent l'analyse globale de façon significative.
- (5) Les effets du voilement local des éléments en acier sur le choix de la méthode d'analyse peuvent être traités par classification des sections, voir 5.5.
- (6) Les effets du voilement local des éléments en acier sur la rigidité peuvent être négligés pour les sections mixtes courantes. Pour les sections de Classe 4, voir l'EN 1993-1-5, 2.2.
- (7) Lors de l'analyse globale, il convient de prendre en compte les effets du glissement dans les assemblages boulonnés et ceux de déformations similaires des dispositifs d'assemblage.
- (8) A moins qu'une analyse non linéaire soit utilisée, les effets du glissement et de la séparation sur le calcul des sollicitations peuvent être négligés au niveau des interfaces entre acier et béton lorsque la connexion est réalisée conformément à 6.6.

5.4.1.2 Largeur efficace des semelles pour le traînage de cisaillement

- (1)P La flexibilité des semelles en acier ou en béton affectées par le cisaillement dans leur plan (traînage de cisaillement) doit être prise en compte, soit par une analyse rigoureuse, soit en utilisant une largeur efficace de semelle .
- (2) Il convient de prendre en compte les effets du traînage de cisaillement dans les éléments en acier conformément à l'EN 1993-1-1, 5.2.1(5).
- (3) Il convient de déterminer la largeur participante des semelles en béton conformément aux dispositions suivantes.
- (4) Lorsque l'analyse globale élastique est utilisée, une largeur efficace constante peut être admise sur la longueur totale de chaque travée. Cette valeur peut être prise égale à la valeur $b_{eff,1}$ à mi-travée pour une travée appuyée à ses deux extrémités, ou à la valeur $b_{eff,2}$ au niveau de l'appui pour un porte-à-faux.
- (5) A mi-portée ou au niveau d'un appui intermédiaire, la largeur efficace totale b_{eff} , voir Figure 5.1, peut être déterminée par :

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (5.3)$$

où :

b_0 est l'entraxe des connecteurs en saillie ;

b_{ei} est la valeur de la largeur efficace de la semelle en béton de chaque côté de l'âme, prise égale à $L_e / 8$ sans être toutefois supérieure à la largeur géométrique b_i . Il convient de prendre pour valeur b_i la distance entre le connecteur en saillie et le point situé à mi-distance entre les âmes adjacentes, mesurée à mi-hauteur de la semelle en béton, sauf pour un bord libre où b_i est la distance au bord libre. Il convient de prendre pour longueur L_e la distance approximative entre les points de moment fléchissant nul. Pour les poutres mixtes continues types, lorsque le calcul est régi par une enveloppe de moments résultant de différentes dispositions de charges, et pour les consoles, L_e peut être prise comme indiqué sur la Figure 5.1.

- (6) La largeur efficace au niveau d'un appui d'extrémité peut être déterminée par :

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (5.4)$$

avec :

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_{ei}) \leq 1,0 \quad (5.5)$$

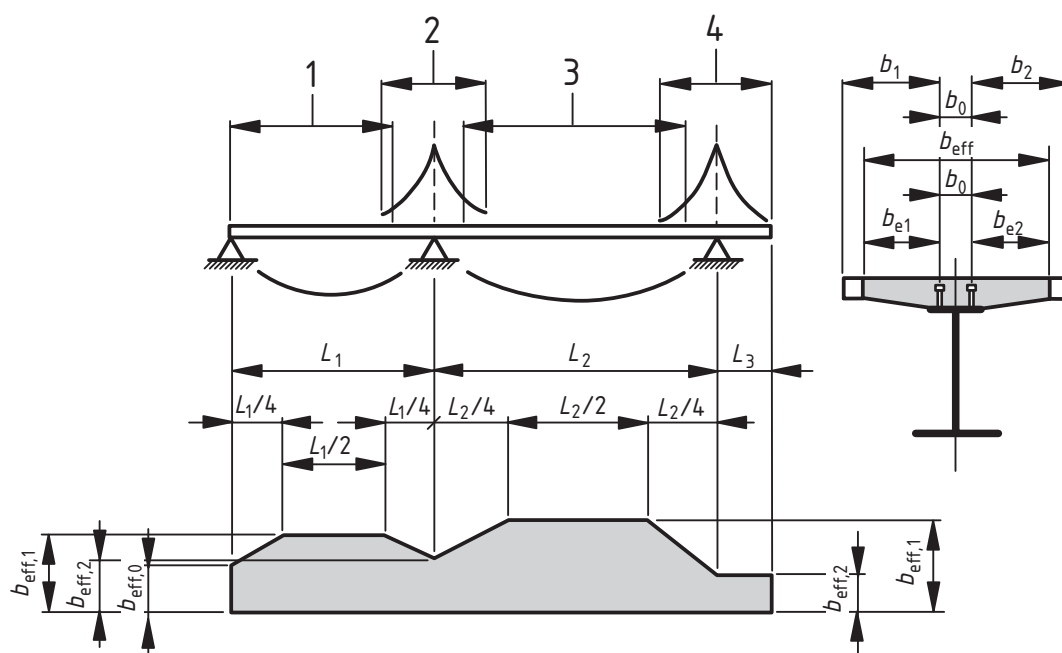
où :

b_{ei} est la largeur efficace, voir (5), de la travée d'extrémité à mi-portée et L_e est la portée équivalente de la travée d'extrémité conformément à la Figure 5.1.

(7) La répartition de la largeur efficace entre appuis et mi-travées peut être prise comme indiqué sur la Figure 5.1.

(8) Dans les bâtiments, lorsque la distribution des moments fléchissants est influencée par la résistance ou la rigidité en rotation d'un assemblage, il convient d'en tenir compte pour la détermination de la longueur L_e .

(9) Pour l'analyse des structures de bâtiments, b_0 peut être pris égal à zéro et b_i compté à partir du plan médian de l'âme.



Légende

- 1 $L_e = 0,85 L_1$ pour $b_{eff,1}$
- 2 $L_e = 0,25 (L_1 + L_2)$ pour $b_{eff,2}$
- 3 $L_e = 0,70 L_2$ pour $b_{eff,1}$
- 4 $L_e = 2 L_3$ pour $b_{eff,2}$

Figure 5.1 : Travées équivalentes pour la largeur efficace de la semelle en béton

5.4.2 Analyse élastique linéaire

5.4.2.1 Généralités

(1) Il convient de prendre en compte les effets de la fissuration du béton, du fluage et du retrait du béton, du phasage de construction et de la précontrainte.

5.4.2.2 Fluage et retrait

(1)P Les effets du fluage et du retrait du béton doivent être pris en compte de façon appropriée.

(2) A l'exception des éléments dont les deux semelles sont mixtes, les effets du fluage peuvent être pris en compte par l'utilisation de coefficients d'équivalence n_L pour le béton. Les coefficients d'équivalence dépendant du type de chargement (indice L) sont donnés par:

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \varphi_t) \quad (5.6)$$

où :

n_0 est le coefficient d'équivalence E_a / E_{cm} pour un chargement à court terme ;

E_{cm} est le module sécant d'élasticité du béton pour un chargement à court terme selon l'EN 1992-1-1, Tableau 3.1 ou Tableau 11.3.1 ;

φ_t est le coefficient de fluage $\varphi(t, t_0)$ selon l'EN 1992-1-1, 3.1.4 ou 11.3.3, en fonction de l'âge (t) du béton au moment considéré et de l'âge (t_0) lors du chargement ;

ψ_L est le multiplicateur de fluage dépendant du type de chargement, pris égal à 1,1 pour les charges permanentes, à 0,55 pour les effets primaires et secondaires du retrait et à 1,5 pour la précontrainte réalisée par déformations imposées.

(3) Pour les charges permanentes exercées sur les structures mixtes bétonnées en plusieurs étapes, une valeur unique moyenne t_0 peut être utilisée pour la détermination du coefficient de fluage. Cette hypothèse peut également être utilisée pour la précontrainte par déformations imposées, si l'âge de la totalité du béton situé dans les travées concernées au moment de l'application de la précontrainte est supérieur à 14 jours.

(4) Pour le retrait, il convient d'une manière générale de supposer que l'âge au moment du chargement est d'un jour.

(5) Lorsque l'on utilise des dalles préfabriquées ou lorsque l'on met en oeuvre la précontrainte de la dalle en béton avant que la connexion ne soit devenue effective, il convient d'utiliser les valeurs de coefficient de fluage et de retrait à partir de l'instant où l'action mixte devient effective.

(6) Lorsque la distribution des moments fléchissants à t_0 est modifiée de façon significative par le fluage, par exemple dans les poutres continues de structures hybrides comportant des travées mixtes et non mixtes, il convient de prendre en compte les effets hyperstatiques dépendant du temps en raison du fluage, sauf dans l'analyse globale à l'état limite ultime en présence d'éléments dont toutes les sections sont de Classe 1 ou 2. Pour les effets hyperstatiques dépendant du temps, le coefficient d'équivalence peut être déterminé avec un multiplicateur de fluage ψ_L de 0,55.

(7) Il convient de prendre en compte de manière appropriée les effets hyperstatiques et isostatiques provoqués par le retrait et le fluage de la dalle en béton. Les effets du retrait et du fluage du béton peuvent être négligés dans l'analyse relative aux vérifications aux états limites ultimes autres que la fatigue, pour des éléments mixtes dont toutes les sections sont de classe 1 ou 2 et qui ne sont pas sujet au déversement. Pour les états limites de service, voir Section 7.

(8) Dans les régions où la dalle en béton est supposée fissurée, les effets isostatiques dus au retrait peuvent être négligés dans le calcul des effets hyperstatiques.

(9) Dans les éléments comprimés et poteaux mixtes, il convient de prendre en compte les effets du fluage conformément à 6.7.3.4(2).

(10) Dans le cas d'une double action mixte avec les deux semelles non fissurées (par ex. en cas de précontrainte), il convient de déterminer les effets du fluage et du retrait par des méthodes plus précises.

(11) Par simplification pour les structures de bâtiments qui satisfont l'expression (5.1) ou 5.2.2(1), et qui ne sont pas principalement destinées au stockage et ne sont pas précontraintes par des déformations imposées contrôlées, les effets du fluage dans les poutres mixtes peuvent être pris en compte en remplaçant les aires de béton A_c par des aires d'acier équivalentes efficaces A_c / n à la fois pour les chargements à court terme et à long terme, où n est un coefficient d'équivalence nominal correspondant à un module d'élasticité efficace pour le béton $E_{c,eff}$ pris égal à $E_{cm} / 2$.

5.4.2.3 Effets de la fissuration du béton

(1)P Les effets de la fissuration du béton doivent être pris en compte de façon appropriée.

(2) La méthode suivante peut être utilisée pour la détermination des effets de la fissuration dans les poutres mixtes avec semelles en béton. En premier lieu, il convient de calculer l'enveloppe des sollicitations pour les combinaisons caractéristiques, voir l'EN 1990, 6.5.3, en incluant les effets à long terme et en utilisant la rigidité en flexion $E_a I_1$ des sections non fissurées. Cette analyse est dite "analyse non fissurée". Dans les régions où la contrainte de traction exercée sur la fibre extrême du béton par l'enveloppe des effets globaux dépasse deux fois la résistance f_{ctm} ou f_{lctm} , voir l'EN 1992-1-1, Tableau 3.1 ou Tableau 11.3.1, il convient de réduire la rigidité à $E_a I_2$, voir 1.5.2.12. Cette distribution de rigidité peut être utilisée pour les états limites ultimes et pour les états limites de service. Une nouvelle distribution des sollicitations, et des déformations s'il y a lieu, est alors déterminée par une nouvelle analyse, dite "analyse fissurée".

(3) Pour les poutres continues avec semelle en béton non précontrainte disposée au-dessus de la section en acier, y compris les poutres des ossatures résistant aux forces horizontales grâce à un contreventement, la méthode simplifiée suivante peut être utilisée. Lorsque tous les rapports de portée entre appuis des travées continues adjacentes (courte/longue) sont d'au moins 0,6, l'effet de la fissuration peut être pris en compte en utilisant la rigidité en flexion $E_a I_2$ sur 15% de la portée de part et d'autre de chaque appui intermédiaire, et la rigidité non fissurée $E_a I_1$ partout ailleurs.

(4) Il convient de déterminer l'effet de la fissuration du béton sur la rigidité en flexion des éléments comprimés et poteaux mixtes conformément à 6.7.3.4.

(5) Dans les bâtiments, la contribution de tout enrobage d'une poutre peut être déterminé en utilisant la moyenne des rigidités avec et sans fissuration de l'enrobage. L'aire de béton comprimé peut être déterminée à partir de la distribution plastique des contraintes.

5.4.2.4 Etapes et phasage de construction

(1)P Une analyse appropriée doit être mise en oeuvre pour couvrir les effets d'une construction par phases en incluant, s'il y a lieu, les effets séparés des actions appliqués à l'acier de construction et aux éléments totalement ou partiellement mixtes.

(2) Les effets du phasage de construction peuvent être négligés dans l'analyse aux états limites ultimes autres que la fatigue, pour les éléments mixtes dont toutes les sections sont de Classe 1 ou 2 et qui ne sont pas sujet au déversement.

5.4.2.5 Effets de la température

(1) Il convient de prendre en compte les effets de la température conformément à l'EN 1991-1-5.

(2) Les effets de la température peuvent normalement être négligés dans l'analyse aux états limites ultimes autres que la fatigue, pour les éléments mixtes dont toutes les sections sont de Classe 1 ou 2 et qui ne sont pas sujets au déversement.

5.4.2.6 Précontrainte par déformations imposées contrôlées

(1)P Lorsqu'une précontrainte est mise en oeuvre par l'application de déformations imposées contrôlées (par ex. par vérinage au niveau des appuis), les effets sur les sollicitations des écarts éventuels, par rapport aux valeurs supposées, des déformations imposées et de la rigidité doivent être pris en compte pour l'analyse des états limites ultimes et de service.

(2) Sauf si une méthode plus précise est utilisée pour déterminer les sollicitations, les valeurs caractéristiques des actions indirectes résultant des déformations imposées peuvent être calculées avec les valeurs caractéristiques ou nominales des propriétés des matériaux et de la déformation imposée, si les déformations imposées sont contrôlées.

5.4.3 Analyse globale non linéaire

- (1) L'analyse non linéaire peut être utilisée conformément à l'EN 1992-1-1, 5.7 et à l'EN 1993-1-1, 5.4.3.
- (2)P Le comportement de la connexion doit être pris en compte.
- (3)P Il convient de prendre en compte les effets des déformations géométriques de la structure conformément à 5.2.

5.4.4 Analyse linéaire élastique avec redistribution limitée, pour les bâtiments

(1) Sous réserve qu'il ne soit pas nécessaire de prendre en compte les effets du second ordre, une analyse élastique linéaire avec une redistribution limitée peut être appliquée aux poutres et ossatures continues, pour la vérification aux états limites autres que la fatigue.

(2) Les moments fléchissants donnés par une analyse globale élastique linéaire selon 5.4.2 peuvent être redistribués de manière à satisfaire l'équilibre et à prendre en compte les effets du comportement inélastique des matériaux, ainsi que tous les types d'instabilité.

(3) Les moments fléchissants obtenus par une analyse élastique linéaire peuvent être redistribués :

- a) dans les poutres mixtes avec connexion complète ou partielle comme indiqué en (4) - (7) ;
- b) dans les éléments en acier conformément à l'EN 1993-1-1, 5.4.1(4) ;
- c) dans les éléments en béton soumis principalement à la flexion conformément à l'EN 1992-1-1, 5.5 ;
- d) dans les poutres partiellement enrobées sans dalle en béton ou mixte, conformément à (b) ou (c), en prenant la plus sévère des conditions.

(4) Pour les vérifications aux états limites ultimes autres que la fatigue, les moments fléchissants élastiques exercés dans les poutres mixtes peuvent être redistribués conformément à (5) – (7) lorsque :

- la poutre est mixte et continue, ou fait partie d'une ossature qui résiste aux forces horizontales grâce à un contreventement,
- la poutre est assemblée par des assemblages rigides à pleine résistance, ou par un tel assemblage et un assemblage nominalemt articulé,
- pour une poutre mixte partiellement enrobée, soit il est établi que la capacité en rotation est suffisante pour le degré de redistribution adopté, soit la contribution de l'enrobage en béton armé comprimé est négligée dans le calcul du moment résistant au niveau des sections où le moment fléchissant est réduit,
- la hauteur est uniforme dans chaque travée et
- le déversement n'est pas à prendre en compte.

(5) Lorsque (4) s'applique, les moments fléchissants dans les poutres mixtes, déterminés par une analyse globale élastique linéaire, peuvent être modifiés :

- en réduisant les moments fléchissants négatifs maximaux sans dépasser les pourcentages donnés dans le Tableau 5.1, ou
- dans les poutres avec toutes les sections en Classes 1 ou 2, en augmentant les moments fléchissants négatifs maximaux sans dépasser 10% pour une analyse élastique non fissurée ou 20 % pour une analyse élastique fissurée, voir 5.4.2.3,

à moins qu'il soit démontré que la capacité en rotation permet l'utilisation de valeurs supérieures.

Tableau 5.1 : Limites de redistribution des moments fléchissants négatifs, en pourcentage de la valeur initiale du moment fléchissant à réduire

Classe de section dans la zone de moment négatif	1	2	3	4
Pour une analyse non fissurée	40	30	20	10
Pour une analyse fissurée	25	15	10	0

(6) Pour les nuances d'acier de construction supérieures à S355, il convient de n'appliquer la redistribution qu'aux poutres avec toutes les sections en Classe 1 ou en Classe 2. Il convient que la redistribution par réduction du moment maximum négatif n'excède pas 30 % pour une analyse non fissurée et 15 % pour une analyse fissurée, à moins qu'il soit démontré que la capacité en rotation permet l'utilisation d'une valeur supérieure.

(7) Pour les sections mixtes de Classe 3 ou 4, les limites données dans le Tableau 5.1 concernent les moments fléchissants dont on suppose dans le calcul qu'ils s'appliquent à l'élément mixte. Il convient de ne pas redistribuer les moments appliqués à l'élément en acier.

5.4.5 Analyse globale rigide-plastique pour les bâtiments

(1) L'analyse globale rigide-plastique peut être utilisée pour les vérifications aux états limites ultimes autres que la fatigue, lorsqu'il n'est pas nécessaire de prendre en compte les effets du second ordre et à condition que :

- la totalité des éléments et assemblages de l'ossature soient mixtes ou en acier,
- l'acier utilisé satisfasse les exigences de l'EN 1993-1-1, 3.2.2,
- les sections des éléments en acier satisfassent l'EN 1993-1-1, 5.6 et que
- les assemblages soient capables de supporter leurs moments résistants plastiques avec une capacité de rotation suffisante.

(2) Dans les poutres et ossatures de bâtiments, il n'est généralement pas nécessaire d'envisager les effets de plasticité alternée.

(3)P Lorsqu'une analyse globale rigide-plastique est utilisée, au niveau de chaque rotule plastique :

- a) la section de l'élément en acier de construction, ou du composant en acier de l'élément mixte, doit être symétrique par rapport à un plan parallèle au plan de l'âme ou des âmes,
- b) les dimensions et les maintiens des composants en acier doivent être tels qu'un déversement ne puisse se produire,
- c) un maintien latéral de la semelle comprimée doit être réalisé au niveau de toutes les rotules où une rotation plastique peut se produire sous l'effet d'un cas de charge,
- d) la capacité en rotation doit être suffisante, compte tenu de la compression axiale éventuelle dans l'élément ou l'assemblage, pour permettre le développement de la rotation exigée dans la rotule et
- e) lorsque les exigences à satisfaire pour les rotations ne sont pas déterminées par calcul, tous les éléments comportant des rotules plastiques doivent présenter des sections efficaces de Classe 1 aux emplacements de ces rotules.

(4) Pour les poutres mixtes des bâtiments, la capacité de rotation peut être supposée suffisante lorsque :

- a) la nuance de l'acier de construction n'est pas supérieure à S355 ;
- b) la contribution de tout enrobage en béton armé comprimé est négligée dans l'évaluation du moment résistant de calcul,

- c) toutes les sections efficaces situées au droit des rotules plastiques sont de Classe 1 ; et toutes les autres sections efficaces sont de Classe 1 ou de Classe 2,
- d) il a été démontré que chaque assemblage poutre-poteau possède une capacité de rotation de calcul suffisante, ou possède un moment résistant de calcul d'au moins 1,2 fois le moment résistant plastique de calcul de la poutre assemblée,
- e) les longueurs des travées adjacentes ne diffèrent pas de plus de 50 % de celle de la travée la plus courte,
- f) les longueurs des travées d'extrémité ne dépassent pas 115% de la longueur de leur travée adjacente,
- g) dans toute travée où plus de la moitié de la charge totale de calcul agissant sur cette travée est concentrée sur une longueur d'un cinquième de la portée, et à l'emplacement de toute rotule où la dalle en béton est comprimée, il convient que la hauteur comprimée ne dépasse pas 15 % de la hauteur totale de la section de poutre ; ceci ne s'applique pas lorsqu'il peut être démontré que la rotule dans cette travée est la dernière à se former, et
- h) la semelle en acier comprimée située au niveau d'une rotule plastique est maintenue latéralement.

(5) Sauf justification contraire, il convient de supposer que les poteaux mixtes ne possèdent pas de capacité de rotation.

(6) Lorsque la section transversale d'un élément en acier varie sur sa longueur, l'EN 1993-1-1, 5.6(3) est applicable.

(7) Lorsqu'un maintien est exigé par (3)(c) ou 4(h), il convient de le placer à une distance, considérée le long de l'élément depuis l'emplacement calculé de la rotule, qui ne dépasse pas la moitié de la hauteur de la section de l'élément en acier.

5.5 Classification des sections

5.5.1 Généralités

(1)P Le système de classification défini dans l'EN 1993-1-1, 5.5.2 s'applique aux sections des poutres mixtes.

(2) Il convient qu'une section mixte soit classée en fonction de la classe la plus défavorable de ses parois comprimées en acier. La classe d'une section mixte dépend normalement du signe du moment fléchissant exercé au niveau de cette section.

(3) Une paroi comprimée en acier maintenue par sa liaison à un élément en béton armé peut être classée plus favorablement, à condition que l'amélioration de comportement correspondante soit démontrée.

(4) Pour la classification, il convient d'utiliser la distribution plastique des contraintes, excepté pour la limite entre les Classes 3 et 4 où il convient d'utiliser la distribution élastique des contraintes prenant en compte le phasage de construction ainsi que les effets du fluage et du retrait. Pour la classification, il convient d'utiliser les valeurs de calcul des résistances des matériaux. Il convient de négliger le béton tendu. Il convient de déterminer la distribution des contraintes avec la section brute de l'âme en acier et la largeur efficace des semelles.

(5) Pour les sections de Classes 1 et 2 comportant des barres d'armature tendues, il convient que les barres situées dans la largeur efficace possèdent une ductilité de Classe B ou C, voir l'EN 1992-1-1, Tableau C.1. En outre, pour une section dont le moment résistant est déterminé par 6.2.1.2, 6.2.1.3 ou 6.2.1.4, il convient de prévoir une aire minimale d'armature A_s dans la largeur efficace de la semelle en béton, satisfaisant la condition suivante :

$$A_s \geq \rho_s A_c \quad (5.7)$$

avec :

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (5.8)$$

où :

- A_c est l'aire efficace de la semelle en béton ;
- f_y est la valeur nominale de la limite d'élasticité de l'acier de construction en N/mm^2 ;
- f_{sk} est la limite d'élasticité caractéristique de l'armature ;
- f_{ctm} est la résistance moyenne en traction du béton, voir l'EN 1992-1-1, Tableau 3.1 ou Tableau 11.3.1 ;
- k_c est un coefficient donné en 7.4.2 ;
- δ est égal à 1,0 pour les sections de Classe 2 et égal à 1,1 pour les sections de Classe 1 dans lesquelles une rotule plastique est requise.

- (6) Il convient de ne pas tenir compte d'un treillis soudé dans la section efficace, sauf s'il a été démontré que celui-ci possède une ductilité suffisante pour éviter sa rupture, lorsqu'il est incorporé dans une dalle en béton.
- (7) Dans l'analyse globale pour les différentes phases de construction, il convient de prendre en compte la classe de la section en acier à l'étape considérée.

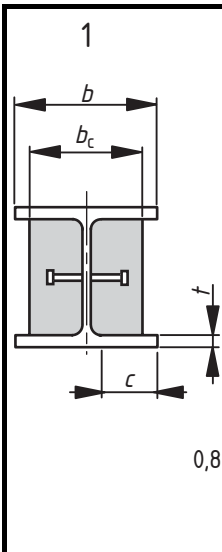
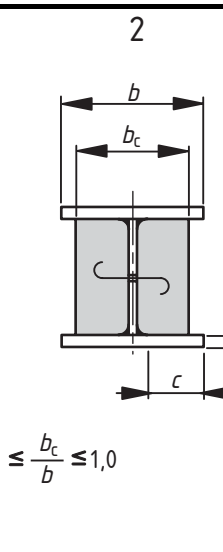
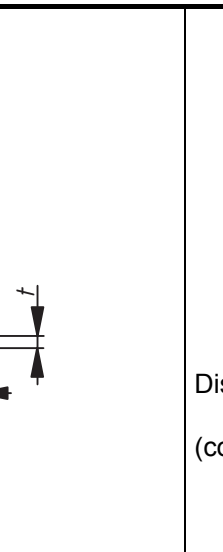
5.5.2 Classification des sections mixtes sans enrobage de béton

- (1) Une semelle en acier comprimée maintenue vis-à-vis du voilement par une liaison efficace sur une semelle en béton au moyen de connecteurs peut être considérée comme étant de Classe 1 si l'espacement des connecteurs est conforme aux exigences de 6.6.5.5.
- (2) Pour les autres semelles et âmes comprimées en acier de poutres mixtes sans enrobage de béton, il convient d'adopter une classification conforme à l'EN 1993-1-1, Tableau 5.2. Il convient de considérer comme étant de Classe 4 un élément qui ne satisfait pas les limites de la Classe 3.
- (3) Les sections comportant des âmes de Classe 3 et des semelles de Classe 1 ou 2 peuvent être traitées comme des sections efficaces de Classe 2 comportant une âme efficace définie conformément à l'EN 1993-1-1, 6.2.2.4.

5.5.3 Classification des sections mixtes avec enrobage de béton pour les bâtiments

- (1) La partie en console d'une semelle en acier dans une section mixte avec enrobage de béton satisfaisant aux exigences données en (2) ci-dessous peut être classée conformément au Tableau 5.2.

Tableau 5.2 : Classification des semelles en acier comprimées pour les sections partiellement enrobées

1  2   Distribution des contraintes (compression positive)		
Classe	Type	Limite

1	Laminée ou soudée	$c/t \leq 9\varepsilon$
2		$c/t \leq 14\varepsilon$
3		$c/t \leq 20\varepsilon$

Légende

1 Section laminée

2 Section soudée

(2) Pour l'âme d'une section enrobée de béton, il convient que le béton d'enrobage soit armé, assemblé mécaniquement à la section en acier, et capable d'empêcher le voilement de l'âme et de toute partie de la semelle comprimée vers l'intérieur. Les exigences ci-dessus peuvent être considérées satisfaites si :

- a) le béton d'enrobage d'une âme est armé par des barres longitudinales et des étriers, et/ou un treillis soudé,
- b) le rapport b_c / b a une valeur conforme aux valeurs limites du Tableau 5.2 ;
- c) le béton situé entre les semelles est fixé sur l'âme conformément aux indications de la Figure 6.10 par soudage des étriers sur l'âme ou au moyen de barres d'armature traversantes d'un diamètre d'au moins 6 mm et/ou de goujons d'un diamètre supérieur à 10 mm soudés sur l'âme, et
- d) l'espacement longitudinal des goujons situés de chaque côté de l'âme, ou celui des barres d'armature traversantes, n'est pas supérieur à 400 mm. La distance entre la face intérieure de chaque semelle et la file la plus proche de fixations sur l'âme n'est pas supérieure à 200 mm. Pour les profilés en acier d'une hauteur maximale d'au moins 400 mm et possédant deux files de fixations ou plus, les goujons et/ou les barres traversantes peuvent être disposés en quinconce.

(3) Une âme en acier de Classe 3 enrobée de béton conformément à (2) peut être représentée par une âme efficace de Classe 2 de même section.

Section 6 Etats limites ultimes**6.1 Poutres****6.1.1 Poutres pour les bâtiments**

(1)P Les poutres mixtes sont définies en 1.5.2. La Figure 6.1 présente des sections types comprenant soit une dalle pleine soit une dalle mixte. Les poutres partiellement enrobées sont celles où l'âme de la section en acier est enrobée de béton armé et possédant une connexion entre le béton et les éléments en acier.

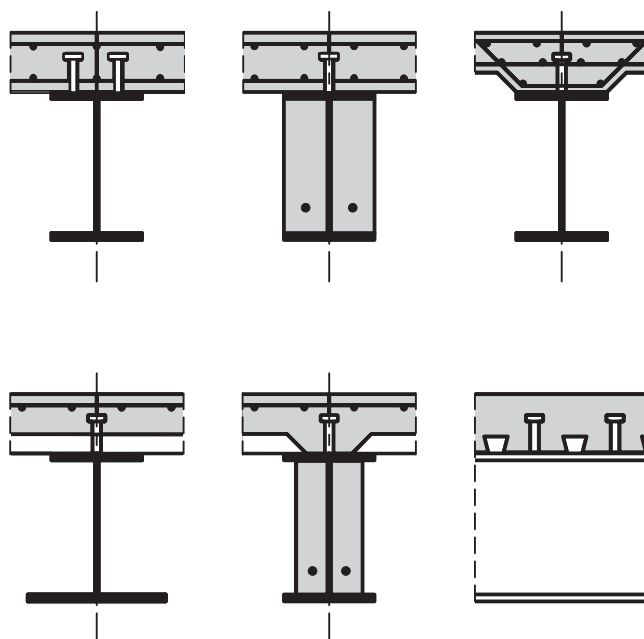


Figure 6.1 : Sections types de poutres mixtes

(2) Il convient de déterminer les résistances de calcul des sections mixtes soumises à une flexion et/ou à un effort tranchant conformément à 6.2 pour les poutres mixtes comportant une poutre en acier et conformément à 6.3 pour les poutres mixtes partiellement enrobées.

(3)P Les vérifications suivantes doivent être effectuées pour les poutres mixtes :

- résistance des sections critiques : (6.2 et 6.3) ;
- résistance au déversement (6.4) ;
- résistance au voilement par cisaillement (6.2.2.3) et aux forces transversales exercées sur les âmes (6.5) ;
- résistance au cisaillement longitudinal (6.6).

(4)P Les sections critiques comprennent :

- les sections de moment fléchissant maximal ;
- les appuis ;
- les sections soumises à des réactions ou à des charges concentrées ;
- les points où se produit une modification brusque de section, autre qu'une modification due à la fissuration du béton.

(5) Il convient de considérer comme une section critique une section présentant un changement brusque lorsque le rapport du moment résistant le plus fort au moment résistant le plus faible est supérieur à 1,2.

(6) Pour la vérification de la résistance au cisaillement longitudinal, une longueur critique est définie comme une longueur de l'interface entre deux sections transversales critiques. A cet égard, les sections critiques comprennent également :

- les extrémités libres des porte-à-faux ;

- dans les barres à section variable, les sections telles que le rapport du moment résistant plastique le plus fort au moment résistant plastique le plus faible (sous flexion dans le même sens) pour toute paire de sections adjacentes n'excède pas 1,5.

(7)P Les concepts de « connexion complète » et de « connexion partielle » sont applicables uniquement aux poutres pour lesquelles la théorie plastique est utilisée pour le calcul des résistances à la flexion des sections critiques. Une travée de poutre, ou un porte-à-faux, possède une connexion complète lorsqu'une augmentation du nombre de connecteurs n'augmente plus la résistance à la flexion de calcul de l'élément. Dans le cas contraire, la connexion est partielle.

NOTE Des limites d'utilisation des connexions partielles sont données en 6.6.1.2.

6.1.2 Largeur efficace pour la vérification des sections

(1) Il convient de déterminer la largeur efficace de la semelle en béton pour la vérification des sections conformément à 5.4.1.2 en prenant en compte la distribution de largeur efficace entre les appuis et les zones situées à mi-portée.

(2) Comme simplification pour les bâtiments, on peut supposer une largeur efficace constante dans toute la zone de flexion positive dans chaque travée. Cette valeur peut être prise égale à la valeur $b_{\text{eff},1}$ à mi-portée. La même hypothèse s'applique dans toute la zone de flexion négative de part et d'autre d'un appui intermédiaire. Cette valeur peut être prise égale à la valeur $b_{\text{eff},2}$ au niveau de l'appui considéré.

6.2 Résistances des sections de poutres

6.2.1 Résistance à la flexion

6.2.1.1 Généralités

(1)P La résistance de calcul à la flexion ne doit être déterminée par la théorie rigide-plastique que lorsque la section mixte efficace est de Classe 1 ou de Classe 2, et en l'absence de précontrainte par câbles.

(2) L'analyse élastique ainsi que le calcul non linéaire pour la résistance à la flexion peuvent être appliqués aux sections de toutes les classes.

(3) Pour l'analyse élastique et le calcul non linéaire, on peut supposer que la section mixte reste plane si la connexion et l'armature transversale sont dimensionnées conformément à 6.6, en considérant des distributions appropriées du cisaillement longitudinal de calcul.

(4)P La résistance à la traction du béton doit être négligée.

(5) Lorsque la partie en acier d'une poutre mixte présente une courbure dans un plan, les effets de la courbure doivent être pris en compte.

6.2.1.2 Moment résistant plastique $M_{\text{pl,Rd}}$ d'une section mixte

(1) Il convient d'adopter les hypothèses suivantes pour le calcul de $M_{\text{pl,Rd}}$:

- il existe une interaction complète entre l'acier de construction, l'armature et le béton ;
- l'aire efficace de la poutre en acier de construction est soumise à une contrainte égale à sa limite d'élasticité de calcul f_{yd} en traction ou en compression ;
- les aires efficaces des armatures longitudinales tendues et comprimées sont soumises à une contrainte égale à leur limite d'élasticité de calcul f_{sd} en traction ou en compression. En alternative, l'armature comprimée d'une dalle peut être négligée ;
- l'aire efficace de béton comprimé reprend une contrainte de $0,85f_{\text{cd}}$, constante sur toute la hauteur entre l'axe neutre plastique et la fibre la plus comprimée du béton, où f_{cd} est la résistance de calcul du béton à la compression sur cylindre.

Des distributions plastiques types de contraintes sont illustrées sur la Figure 6.2.

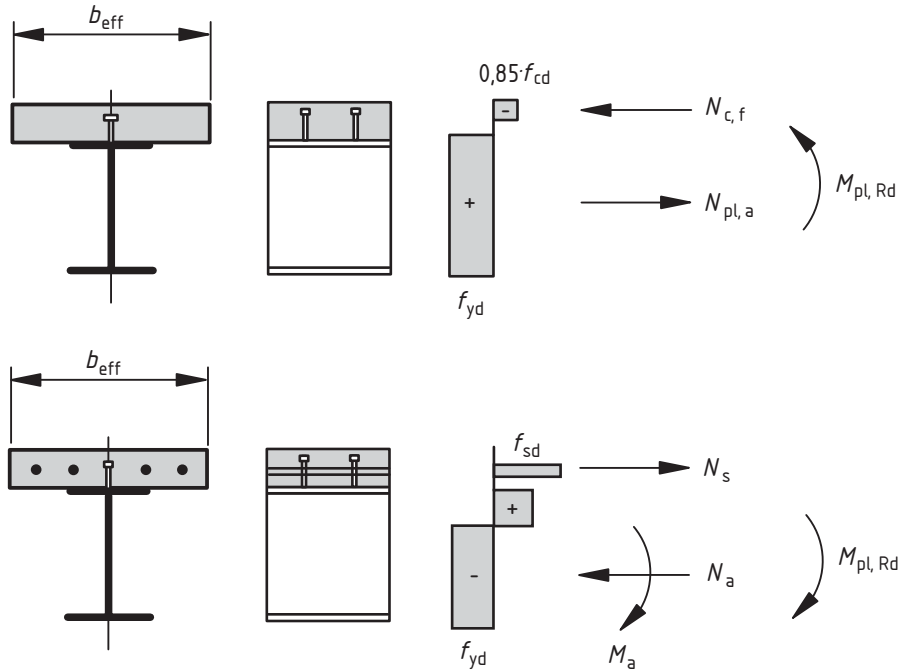


Figure 6.2 : Exemples de distributions plastiques de contraintes pour une poutre mixte avec une dalle pleine et une connexion complète, sous flexion positive et négative

(2) Pour les sections mixtes comprenant de l'acier de construction de nuance S420 ou S460, où la distance x_{pl} entre l'axe neutre plastique et la fibre extrême comprimée de la dalle en béton est supérieure à 15% de la hauteur totale h de la section, il convient de prendre le moment résistant de calcul M_{Rd} égal à $\beta M_{pl,Rd}$ où β est le facteur de réduction donné par la Figure 6.3. Pour des valeurs de x_{pl}/h supérieures à 0,4, il convient de déterminer la résistance à la flexion comme indiqué en 6.2.1.4 ou 6.2.1.5.

(3) Lorsque le calcul plastique est utilisé et que l'armature est tendue, il convient que cette armature soit conforme à 5.5.1(5).

(4)P Pour les bâtiments, les plaques nervurées en acier comprimées doivent être négligées.

(5) Pour les bâtiments, il convient de supposer que toute plaque nervurée en acier tendue comprise dans la section efficace, est soumise à une contrainte égale à sa limite d'élasticité de calcul $f_{y,d}$.

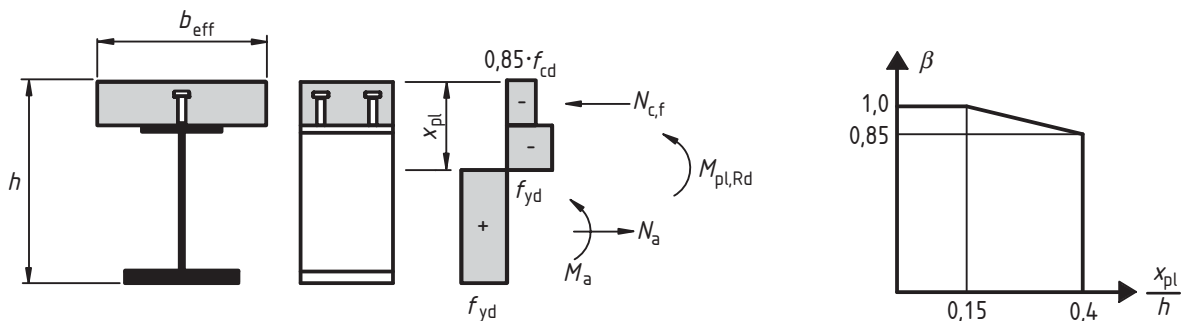


Figure 6.3 : Facteur de réduction β pour $M_{pl,Rd}$

6.2.1.3 Moment résistant plastique des sections avec connexion partielle dans les bâtiments

(1) Dans les zones de moment positif, une connexion partielle conforme à 6.6.1 et 6.6.2.2 peut être utilisée dans les poutres mixtes de bâtiment.

(2) Sauf justification spécifique, il convient de déterminer le moment résistant plastique en flexion négative conformément à 6.2.1.2 et de réaliser une connexion appropriée pour assurer la plastification de l'armature tendue.

(3) Lorsque des connecteurs ductiles sont utilisés, il est permis de calculer le moment résistant M_{Rd} de la section critique de la poutre par la théorie rigide-plastique conformément à 6.2.1.2, mais en utilisant une valeur réduite N_c de l'effort de compression dans la semelle en béton à la place de l'effort $N_{c,f}$ donné en 6.2.1.2(1)(d). Le rapport $\eta = N_c / N_{c,f}$ définit le degré de connexion. Il convient de déterminer la position de l'axe neutre plastique dans la dalle au moyen du nouvel effort N_c , voir Figure 6.4. Il existe un deuxième axe neutre plastique dans la section en acier, qu'il convient d'utiliser pour la classification de l'âme.

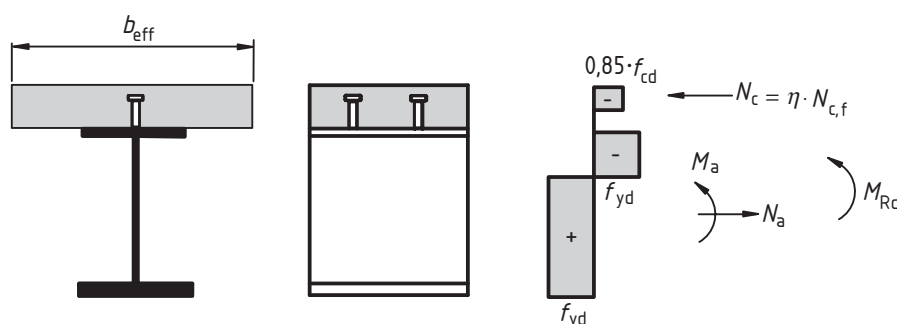
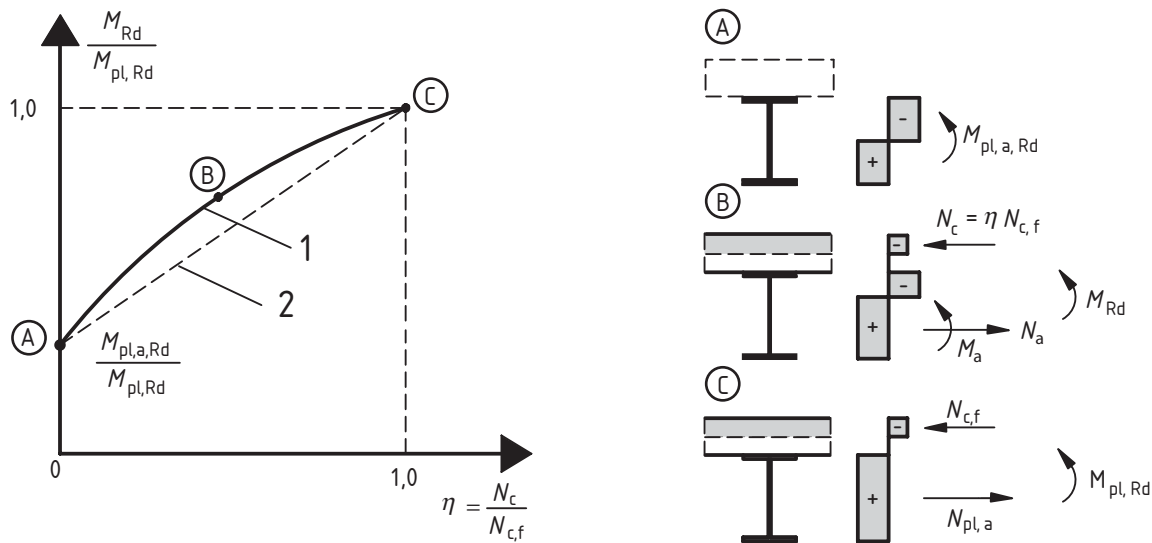


Figure 6.4 : Distribution plastique des contraintes sous flexion positive, en présence d'une connexion partielle

(4) La relation entre M_{Rd} et N_c en (3) est donnée qualitativement par la courbe convexe ABC de la Figure 6.5 où $M_{pl,a,Rd}$ et $M_{pl,Rd}$ sont respectivement les résistances plastiques de calcul sous flexion positive respectivement de la section en acier seule et de la section mixte avec connexion complète.



Légende

- 1 Calcul plastique
- 2 Méthode simplifiée

Figure 6.5 : Relation entre M_{Rd} et N_c (avec des connecteurs ductiles)

(5) Dans le cadre de la méthode donnée en (3), une valeur de M_{Rd} plaçant du côté de la sécurité peut être déterminée au moyen de la droite AC de la Figure 6.5 :

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \frac{N_c}{N_{c,f}} \quad (6.1)$$

6.2.1.4 Résistance non linéaire à la flexion

(1)P Lorsque la résistance à la flexion d'une section mixte est déterminée par un calcul non linéaire, les relations contraintes-déformations des matériaux doivent être prises en compte.

(2) Il convient de supposer que la section mixte reste plane et que la déformation des armatures, en traction ou en compression, est identique à la déformation moyenne dans le béton environnant.

(3) Il convient de calculer les contraintes dans le béton comprimé au moyen des courbes contraintes-déformations données dans l'EN 1992-1-1, 3.1.7.

(4) Il convient de calculer les contraintes dans les armatures au moyen des diagrammes bilinéaires donnés dans l'EN 1992-1-1, 3.2.7.

(5) Il convient de calculer les contraintes dans l'acier de construction comprimé ou tendu au moyen du diagramme bilinéaire donné dans l'EN 1993-1-1, 5.4.3(4) et de prendre en compte les effets de la méthode de construction (c'est-à-dire étayée ou non étayée).

(6) Pour les sections mixtes de Classe 1 ou de Classe 2 dont la semelle en béton est en compression, la résistance non linéaire à la flexion M_{Rd} peut être déterminée en fonction de l'effort N_c de compression exercé dans le béton au moyen des expressions simplifiées (6.2) et (6.3), comme indiqué sur la Figure 6.6 :

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} \text{ pour } N_c \leq N_{c,el} \quad (6.2)$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \text{ pour } N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f} \quad (6.3)$$

avec :

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed} \quad (6.4)$$

où :

$M_{a,Ed}$ est le moment fléchissant de calcul appliqué à la section en acier de construction, avant action mixte ;

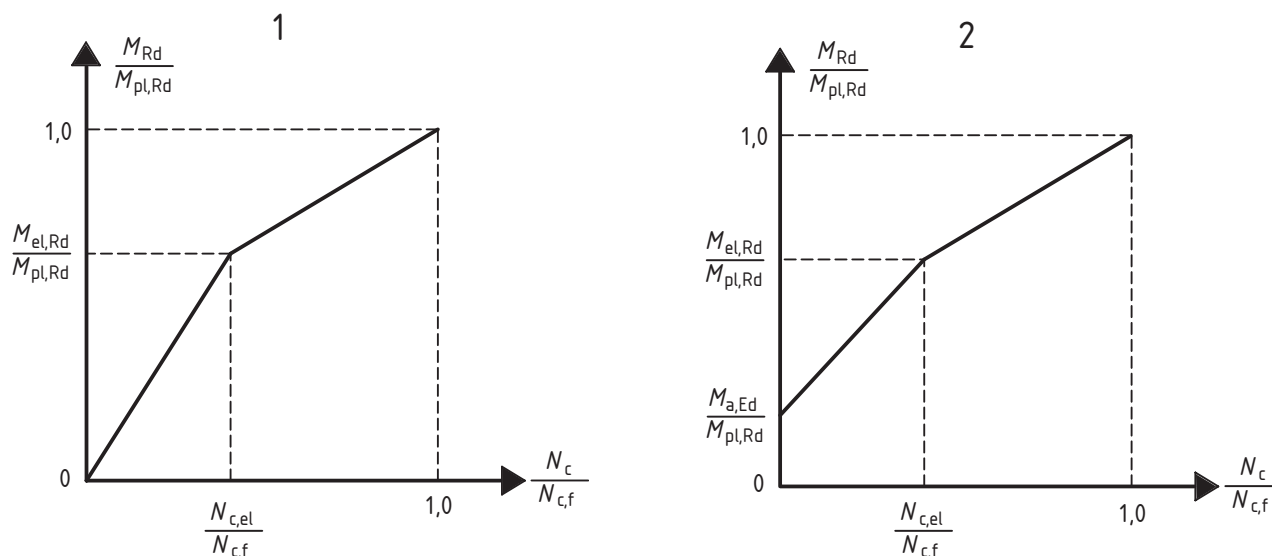
$M_{c,Ed}$ est la partie du moment fléchissant de calcul appliqué au béton de la section mixte ;

k est le facteur le plus faible amenant à atteindre l'une des limites de contrainte données en 6.2.1.5(2). En cas de construction non étayée, il convient de prendre en compte l'ordre des phases de construction ;

$N_{c,el}$ est l'effort de compression dans la semelle en béton correspondant au moment $M_{el,Rd}$.

Pour les sections où 6.2.1.2 (2) s'applique, il convient d'utiliser dans l'expression (6.3) et dans la Figure 6.6 la valeur réduite $\beta M_{pl,Rd}$ au lieu de $M_{pl,Rd}$.

(7) Pour les bâtiments, la détermination de $M_{el,Rd}$ peut être simplifiée en utilisant 5.4.2.2(11).



Légende

- 1 Construction étayée
- 2 Construction non étayée

Figure 6.6 : Relation simplifiée entre M_{Rd} et N_c pour les sections avec dalle de béton comprimée

6.2.1.5 Résistance élastique à la flexion

(1) Il convient de calculer les contraintes par la théorie élastique, en utilisant une largeur efficace de la semelle en béton conforme à 6.1.2. Pour les sections de Classe 4, il convient de déterminer la section efficace en acier conformément à l'EN 1993-1-5, 4.3.

(2) Dans le calcul de la résistance élastique à la flexion basé sur la section efficace, il convient d'adopter les limites de contraintes suivantes :

- f_{cd} dans le béton comprimé ;
- f_{yd} dans l'acier de construction tendu ou comprimé ;
- f_{sd} dans l'armature tendue ou comprimée. En alternative, l'armature comprimée d'une dalle béton peut être négligée.

(3) Les contraintes dues aux actions exercées sur la structure métallique seule doivent être ajoutées aux contraintes dues aux actions exercées sur l'élément mixte.

(4) Sauf si une méthode plus précise est utilisée, il convient de prendre en compte l'effet du fluage par l'utilisation d'un coefficient d'équivalence conformément à 5.4.2.2.

(5) Dans les sections comportant du béton tendu supposé fissuré, les contraintes dues aux effets primaires (isostatiques) du retrait peuvent être négligées.

6.2.2 Résistance à l'effort tranchant

6.2.2.1 Domaine d'application

(1) 6.2.2 s'applique aux poutres mixtes comportant un profilé en acier de construction laminé ou soudé avec une âme pleine, éventuellement raidie.

6.2.2.2 Résistance plastique à l'effort tranchant

(1) Il convient de prendre la résistance à l'effort tranchant $V_{pl,Rd}$ égale à la résistance de la section en acier $V_{pl,a,Rd}$ sauf si la valeur d'une contribution de la partie en béton armé a été démontrée.

(2) Il convient de déterminer la résistance au cisaillement plastique $V_{pl,a,Rd}$ de la section en acier conformément à l'EN 1993-1-1, 6.2.6.

6.2.2.3 Résistance au voilement par cisaillement

(1) Il convient de déterminer la résistance au voilement par cisaillement $V_{b,Rd}$ d'une âme en acier non enrobée conformément à l'EN 1993-1-5, 5.

(2) Il convient de ne pas prendre en compte une contribution de la dalle en béton, sauf si l'on utilise une méthode plus précise que celle donnée dans l'EN 1993-1-5, 5 et si la connexion est justifiée vis-à-vis de l'effort vertical approprié.

6.2.2.4 Flexion et effort tranchant

(1) Lorsque l'effort tranchant V_{Ed} dépasse la moitié de la résistance à l'effort tranchant V_{Rd} donnée par $V_{pl,Rd}$ en 6.2.2.2 ou $V_{b,Rd}$ en 6.2.2.3, en retenant la plus faible de ces deux valeurs, il convient de prendre en compte son effet sur le moment résistant.

(2) Pour les sections de Classe 1 ou 2, l'influence de l'effort tranchant sur la résistance à la flexion peut être prise en compte au moyen d'une résistance de calcul réduite de l'acier $(1 - \rho) f_{yd}$ dans l'aire de cisaillement, comme le montre la Figure 6.7 où :

$$\rho = (2V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2 \quad (6.5)$$

et V_{Rd} est la résistance adéquate à l'effort tranchant, déterminé suivant 6.2.2.2 ou 6.2.2.3.

(3) Pour les sections de Classe 3 et de Classe 4, l'EN 1993-1-5, 7.1 est applicable en utilisant les contraintes calculées dans la section mixte.

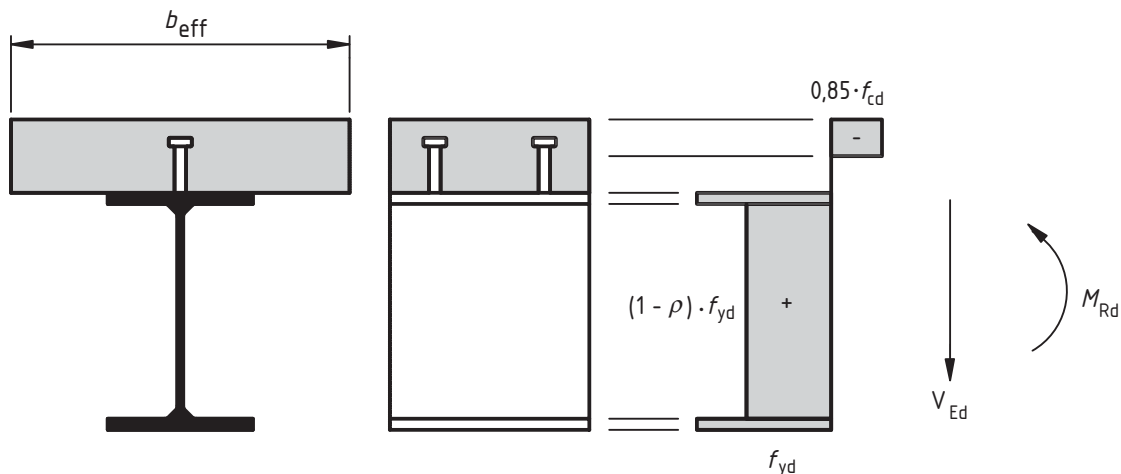


Figure 6.7 : Distribution plastique des contraintes modifiée par l'effet de l'effort tranchant

6.3 Résistance des sections de poutres de bâtiment avec enrobage partiel

6.3.1 Domaine d'application

(1) Les poutres avec enrobage partiel sont définies en 6.1.1(1). Une dalle mixte ou en béton peut également faire partie de la section efficace de la poutre mixte, à condition qu'elle soit connectée à la section en acier en conformité avec 6.6. Des sections types sont illustrées sur la Figure 6.8.

(2) 6.3 est applicable aux sections partiellement enrobées de Classe 1 ou de Classe 2, à condition que d/t_w ne soit pas supérieur à 124ε .

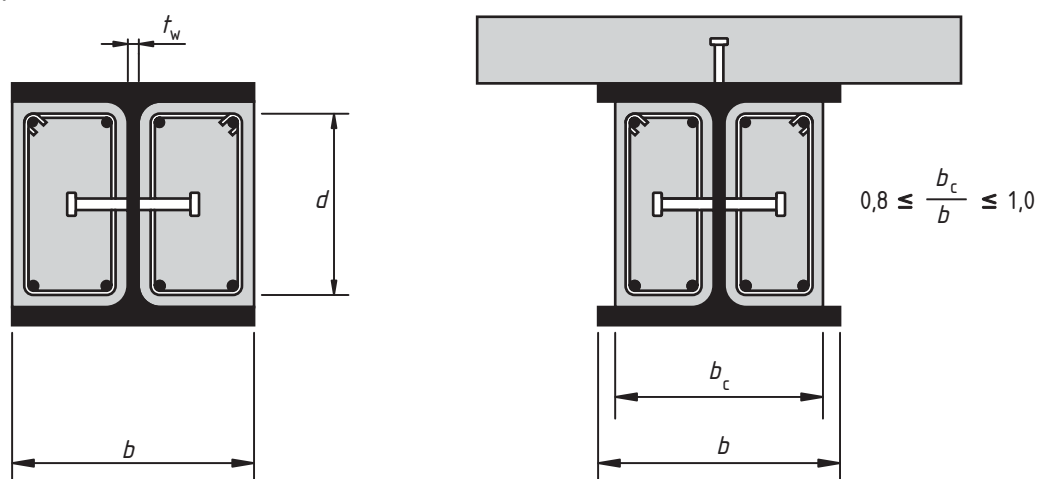


Figure 6.8 : Sections types de poutres à enrobage partiel

(3) Les dispositions données par ailleurs dans l'EN 1994-1-1 sont applicables, sauf si des règles différentes sont données en 6.3.

6.3.2 Résistance à la flexion

(1) Il convient de réaliser une connexion complète entre la section en acier de construction et l'enrobage de l'âme qui soit conforme à 6.6.

(2) Le moment résistant de calcul peut être déterminé par un calcul plastique. L'armature comprimée dans l'enrobage en béton peut être négligée. Quelques exemples types de distribution plastique des contraintes sont donnés sur la Figure 6.9.

(3) Une connexion partielle peut être employée pour développer l'effort de compression de toute dalle mixte ou en béton faisant partie de la section efficace.

(4) Lorsqu'une connexion partielle est employée avec des connecteurs ductiles, il convient de calculer le moment résistant plastique de la poutre conformément à 6.3.2(2) et 6.2.1.2(1), excepté qu'il convient d'utiliser comme en 6.2.1.3(3), (4) et (5) une valeur réduite N_c de l'effort de compression exercé dans la dalle mixte ou en béton.

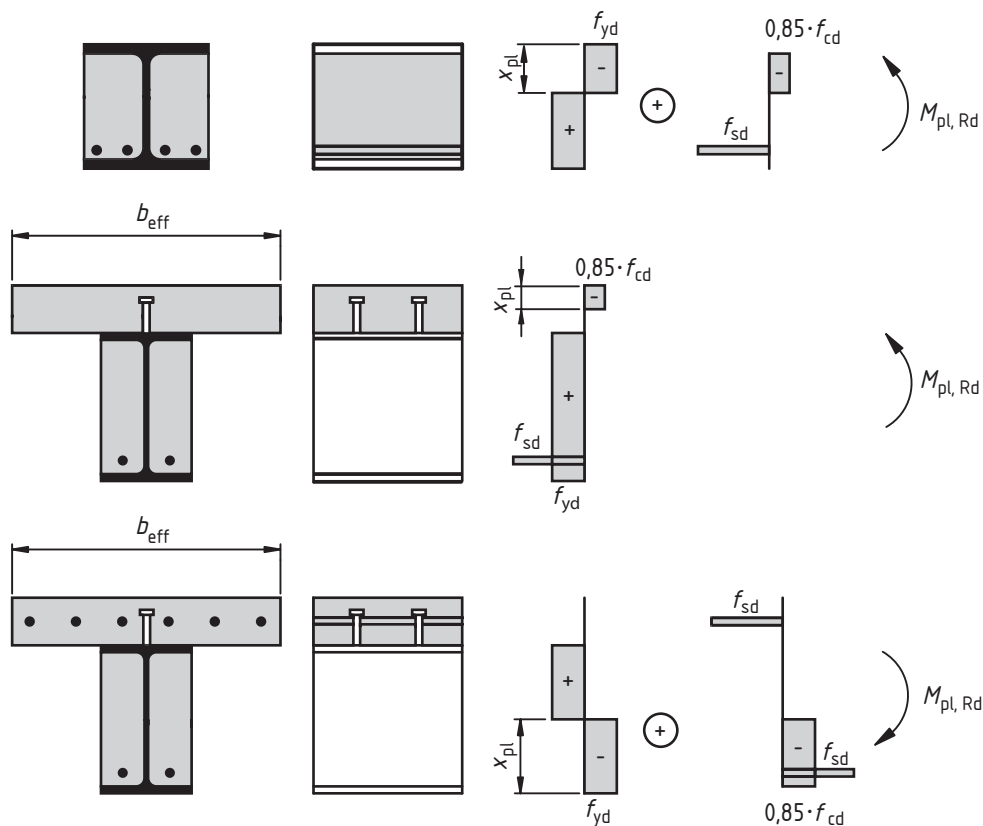


Figure 6.9 : Exemples de distribution plastique des contraintes en sections efficaces

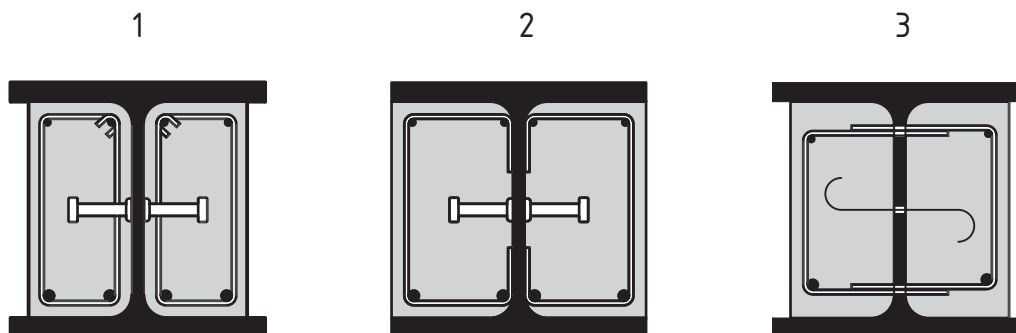
6.3.3 Résistance à l'effort tranchant

(1) Il convient de déterminer la résistance de calcul à l'effort tranchant $V_{pl,a,Rd}$ de la section en acier de construction par un calcul plastique conformément à 6.2.2.2(2).

(2) La contribution de l'enrobage de l'âme peut être prise en compte pour la détermination de la résistance de calcul à l'effort tranchant de la section si des étriers sont disposés conformément aux indications de la Figure 6.10. Il convient de réaliser une connexion appropriée entre l'enrobage et la section en acier. Si les étriers de l'enrobage sont ouverts, il convient de les fixer à l'âme par des soudures à pleine résistance. Dans le cas contraire, il convient de négliger la contribution de l'armature de cisaillement.

(3) Sauf si une analyse plus précise est utilisée, on peut supposer que la répartition de l'effort tranchant total V_{Ed} en deux parties $V_{a,Ed}$ et $V_{c,Ed}$, agissant respectivement sur la section en acier et sur l'enrobage d'âme en béton armé, s'opère dans le même rapport que celui des contributions de la section en acier et de l'enrobage d'âme en béton armé à la résistance à la flexion $M_{pl,Rd}$.

(4) Il convient que la résistance à l'effort tranchant de l'enrobage de l'âme prenne en compte la fissuration du béton et soit justifiée conformément à 6.2 de l'EN 1992-1-1, et aux autres exigences de calcul appropriées de la présente Norme.



Légende

- 1 Etriers fermés
- 2 Etriers ouverts soudés sur l'âme
- 3 Etriers traversant l'âme

Figure 6.10 : Dispositions d'étriers

6.3.4 Flexion et effort tranchant

(1) Lorsque l'effort tranchant de calcul $V_{a,Ed}$ dépasse la moitié de la résistance plastique de calcul $V_{pl,a,Rd}$ de la section en acier de construction, il convient de prendre en compte son effet sur le moment résistant.

(2) L'influence de l'effort tranchant sur la résistance à la flexion peut être exprimée comme en 6.2.2.4(2) avec la modification suivante. Dans l'expression (6.5), le rapport $V_{Ed} / V_{pl,Rd}$ est remplacé par $V_{a,Ed} / V_{pl,a,Rd}$ pour calculer la résistance réduite de l'acier dans l'aire de cisaillement de la section en acier. Après quoi, il convient de calculer le moment résistant plastique réduit de calcul M_{Rd} conformément à 6.3.2.

6.4 Déversement des poutres mixtes

6.4.1 Généralités

(1) Une semelle en acier connectée à une dalle mixte ou en béton conformément à 6.6 peut être considérée comme latéralement stable, à condition que toute instabilité latérale de la dalle en béton soit empêchée.

(2) Il convient de vérifier la stabilité latérale de toutes les autres semelles en acier comprimées.

(3) Les méthodes de l'EN 1993-1-1, 6.3.2.1-6.3.2.3 et plus généralement 6.3.4, sont applicables pour les sections en acier de toutes classes sur la base des efforts agissant sur la section mixte, en prenant en compte les effets de la séquence de construction conformément à 5.4.2.4. Les conditions de maintien latéral et torsionnel au niveau de la connexion à la dalle en béton peuvent être prises en compte.

(4) Pour les poutres mixtes de bâtiment possédant des sections de Classes 1, 2 ou 3 et une section en acier uniforme, la méthode donnée en 6.4.2 peut être utilisée.

6.4.2 Vérification au déversement des poutres mixtes continues de bâtiment comportant des sections transversales de Classes 1, 2 et 3

(1) Il convient de prendre pour moment résistant de calcul au déversement d'une poutre mixte continue non maintenue latéralement (ou, dans une ossature, d'une poutre qui est mixte sur toute sa longueur) comportant des sections de Classes 1, 2 ou 3 et une section en acier uniforme, la valeur donnée par :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (6.6)$$

où :

χ_{LT} est le facteur de réduction pour le déversement, fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$;

M_{Rd} est le moment résistant de calcul en flexion négative au niveau de l'appui intermédiaire concerné (ou de l'assemblage poutre-poteau).

Les valeurs du facteur de réduction χ_{LT} peuvent être prises dans l'EN 1993-1-1, 6.3.2.2 ou 6.3.2.3.

(2) Pour les sections de Classes 1 ou 2, il convient de déterminer M_{Rd} conformément à 6.2.1.2 pour une poutre dont la résistance à la flexion est basée sur le calcul plastique, ou 6.2.1.4 pour une poutre dont la résistance à la flexion est basée sur le calcul non linéaire, ou 6.3.2 pour une poutre partiellement enrobée avec f_{yd} déterminé en utilisant le coefficient partiel γ_{M1} donné dans l'EN 1993-1-1, 6.1(1).

(3) Pour les sections de Classe 3, il convient de déterminer M_{Rd} au moyen de l'expression (6.4), mais en considérant le moment fléchissant négatif de calcul le plus faible qui conduit soit à une contrainte de traction f_{sd} dans l'armature, soit à une contrainte de compression f_{yd} dans la fibre inférieure extrême de la section; il convient de déterminer f_{yd} en utilisant le coefficient partiel γ_{M1} donné dans l'EN 1993-1-1, 6.1(1).

(4) L'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ peut être calculé au moyen de l'expression :

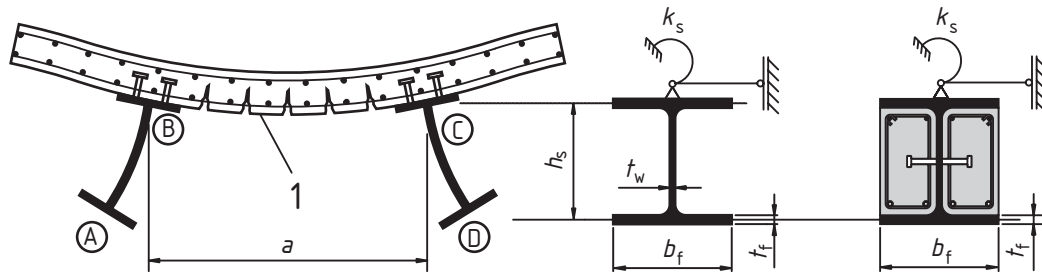
$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (6.7)$$

où :

M_{Rk} est le moment résistant de la section mixte évalué à partir des propriétés des matériaux considérées en valeurs caractéristiques ;

M_{cr} est le moment critique élastique de déversement, déterminé au niveau de l'appui intermédiaire de la travée concernée où le moment fléchissant négatif est le plus élevé.

(5) Lorsque la même dalle est également connectée à une ou plusieurs poutres porteuses en acier approximativement parallèles à la poutre mixte considérée, et lorsque les conditions 6.4.3(c), (e) et (f) sont satisfaites, le calcul du moment critique élastique M_{cr} peut être basé sur le « modèle de cadre continu en U inversé ». Comme indiqué sur la Figure 6.11, ce modèle prend en compte le déplacement latéral de la semelle inférieure provoquant la flexion de l'âme en acier, et la rotation de la semelle supérieure qui est gênée par la mise en flexion de la dalle.



Légende

1 Fissures

Figure 6.11 : Cadre en U inversé ABCD résistant au déversement

(6) Au niveau de la semelle supérieure en acier, une rigidité en rotation k_s par unité de longueur de la poutre en acier peut être adoptée pour représenter le modèle d'ossature en U par une poutre seule :

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (6.8)$$

où :

k_1 est la rigidité en flexion de la dalle fissurée, mixte ou pleine, dans le sens transversal à la poutre en acier, qui peut être prise égale à :

$$k_1 = \alpha (EI)_2 / a \quad (6.9)$$

où $\alpha = 2$ pour une poutre de rive, avec ou sans porte-à-faux, et $\alpha=3$ pour une poutre intermédiaire. Pour des poutres intermédiaires de plancher avec au moins quatre poutres similaires, $\alpha = 4$ peut être utilisé.

a est l'espacement entre les poutres parallèles ;

$(EI)_2$ est la rigidité en flexion « fissurée » par unité de largeur de la dalle, mixte ou pleine, prise égale à la plus faible des deux valeurs, à mi-portée sous flexion positive et au niveau de la section porteuse en acier sous flexion négative ;

k_2 est la rigidité en flexion de l'âme en acier, à prendre égale à :

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) h_s} \quad (6.10)$$

pour une poutre en acier non enrobée,

où :

ν_a est le coefficient de Poisson de l'acier de construction, et h_s et t_w sont définis sur la Figure 6.11.

(7) Pour une poutre en acier avec enrobage partiel conformément à 5.5.3(2), la rigidité en flexion k_2 peut tenir compte de l'enrobage et être calculée au moyen de l'expression :

$$k_2 = \frac{E_a t_w b_c^2}{16 h_s (1 + 4 n t_w / b_c)} \quad (6.11)$$

où :

n est le coefficient d'équivalence pour les effets à long terme conformément à 5.4.2.2, et

b_c est la largeur de l'enrobage de béton, voir figure 6.8.

(8) Dans le modèle de cadre en U, l'effet favorable de la rigidité en torsion de Saint-Venant $G_a I_{at}$ de la section en acier peut être pris en compte pour le calcul de M_{cr} .

(9) Pour une poutre en acier partiellement enrobée et dont l'enrobage est armé soit par des étriers ouverts fixés sur l'âme soit par des étriers fermés, la rigidité en torsion de l'enrobage peut être ajoutée à la valeur $G_a I_{at}$ de la section en acier. Il convient que cette rigidité supplémentaire en torsion soit prise égale à $G_c I_{ct}/10$, où G_c est le module de cisaillement du béton, qui peut être pris égal à $0,3E_a / n$ (où n est le coefficient d'équivalence pour les effets à long terme), et I_{ct} est l'inertie de torsion de Saint-Venant de l'enrobage, en supposant que celui-ci est non fissuré et de largeur égale à la largeur hors-tout de l'enrobage.

6.4.3 Vérification simplifiée sans calcul direct pour les bâtiments

Une poutre continue (ou, dans une ossature, une poutre qui est mixte sur toute sa longueur) comportant des sections de Classes 1, 2 ou 3 peut être conçue sans maintien latéral supplémentaire lorsque les conditions suivantes sont satisfaites :

- Les longueurs de travées adjacentes ne diffèrent pas de plus de 20 % de la portée la plus courte. Lorsqu'il existe un porte-à-faux, sa longueur ne dépasse pas 15 % de la portée adjacente.
- Le chargement appliqué sur chaque travée est uniformément réparti et la charge permanente de calcul est supérieure à 40 % de la charge totale de calcul.
- La semelle supérieure de l'élément en acier est connectée à une dalle, mixte ou en béton armé, conformément à 6.6.
- La même dalle est également connectée à un autre élément porteur sensiblement parallèle à la poutre mixte considérée, de sorte à former un cadre en U inversé comme illustré par la Figure 6.11.
- Lorsque la dalle est mixte, elle porte entre les deux éléments formant l'ossature en U inversé considérée.
- Au niveau de chaque appui de l'élément en acier, la semelle inférieure de celui-ci est maintenue latéralement et son âme est raidie. Partout ailleurs, l'âme peut être non raidie.
- Lorsque l'élément en acier est un profil IPE ou HE qui n'est pas partiellement enrobé, sa hauteur h ne dépasse pas la limite donnée dans le Tableau 6.1.
- Lorsque l'élément en acier est partiellement enrobé de béton conformément aux dispositions données en 5.5.3(2), sa hauteur h ne dépasse pas la limite donnée dans le Tableau 6.1 de plus de 200 mm pour les nuances d'acier jusqu'à S355 et de plus de 150 mm pour les nuances S420 et S460.

NOTE Des dispositions couvrant d'autres types de section en acier peuvent être données dans l'Annexe Nationale.

Tableau 6.1 : Hauteur maximale h (mm) d'un élément en acier non enrobé pour lequel 6.4.3 est applicable

Élément en acier	Nuance nominale de l'acier			
	S 235	S 275	S 355	S 420 et S 460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

6.5 Forces transversales exercées sur les âmes

6.5.1 Généralités

(1) Les règles données dans l'EN 1993-1-5, 6 pour la détermination de la résistance de calcul d'une âme raidie ou non raidie à des forces transversales exercées par l'intermédiaire d'une semelle sont applicables à la semelle en acier non connectée d'une poutre mixte et à la partie adjacente de l'âme.

(2) Si la force transversale agit en combinaison avec une flexion et un effort normal, il convient de vérifier la résistance conformément à l'EN 1993-1-5, 7.2.

(3) Pour les bâtiments, au niveau d'un appui intermédiaire d'une poutre calculée en considérant une âme efficace de Classe 2 conformément à 5.5.2(3), il convient de prévoir un raidissage transversal, sauf s'il est démontré que l'âme non raidie possède une résistance suffisante à l'enfoncement local et au voilement.

6.5.2 Voilement des âmes induit par les semelles

(1) L'EN 1993-1-5, 8 est applicable à condition que l'aire A_{fc} soit prise égale à l'aire de la semelle en acier non mixte ou à l'aire équivalente de la semelle mixte acier-béton calculée avec le coefficient d'équivalence pour un chargement à court terme, en retenant la plus faible de ces valeurs.

6.6 Connexion

6.6.1 Généralités

6.6.1.1 Bases de calcul

(1) 6.6 est applicable aux poutres mixtes et, éventuellement, à d'autres types d'éléments mixtes.

(2)P Une connexion et une armature transversale doivent être prévues afin de transmettre le cisaillement longitudinal entre le béton et l'élément en acier de construction, en négligeant l'effet d'adhérence naturelle entre les deux.

(3)P Les connecteurs doivent posséder une capacité de déformation suffisante pour justifier toute redistribution inélastique du cisaillement admise dans le calcul.

(4)P Les connecteurs ductiles sont ceux qui possèdent une capacité de déformation suffisante pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique idéal de la connexion dans la structure considérée.

(5) Un connecteur peut être considéré comme ductile si sa capacité de glissement en valeur caractéristique δ_{uk} est d'au moins 6 mm.

NOTE Une évaluation de δ_{uk} est donnée dans l'Annexe B.

(6)P Lorsque deux ou plusieurs types différents de connecteurs sont utilisés dans la même travée d'une poutre, toute différence significative entre leurs propriétés cisaillement-glissement doit être prise en compte.

(7)P Les connecteurs doivent être capables d'empêcher la séparation de l'élément en béton et de l'élément en acier, à moins que cette séparation ne soit empêchée par d'autres moyens.

(8) Afin d'empêcher le soulèvement de la dalle, il convient que les connecteurs soient dimensionnés pour résister à un effort nominal ultime de traction, perpendiculaire au plan de la semelle en acier, atteignant au moins 0,1 fois la résistance ultime de calcul au cisaillement des connecteurs. Si nécessaire, il convient de les compléter par des dispositifs d'ancrage.

(9) Les goujons à tête conformes à 6.6.5.7 peuvent être considérés comme conférant une résistance suffisante au soulèvement, pour autant que la connexion n'est pas soumise à une traction directe.

(10)P On doit se prémunir vis-à-vis de la rupture par cisaillement longitudinal et du fendage de la dalle dû aux efforts concentrés exercés par les connecteurs.

(11) Si les dispositions constructives de la connexion sont conformes aux dispositions appropriées données en 6.6.5 et si l'armature transversale est conforme aux dispositions données en 6.6.6, on peut admettre que l'exigence 6.6.1.1(10) est satisfaite.

(12) Lorsqu'un système de connexion, autre que les connecteurs mentionnés en 6.6, est utilisé pour transmettre un cisaillement entre un élément en acier et un élément en béton, il convient que le comportement admis dans le calcul soit basé sur des essais et corroboré par un modèle conceptuel. Il convient, dans toute la mesure du possible, que le calcul de l'élément mixte reste conforme au calcul d'un élément similaire utilisant les connecteurs mentionnés en 6.6.

(13) Pour les bâtiments, il convient que le nombre de connecteurs soit au moins égal à l'effort de cisaillement total de calcul pour l'état limite ultime, déterminé conformément à 6.6.2, divisé par la résistance de calcul d'un seul connecteur P_{Rd} . Pour les goujons, il convient de déterminer la résistance de calcul conformément à 6.6.3 ou 6.6.4, selon le cas.

(14)P Pour les poutres de bâtiment, si toutes les sections sont de Classe 1 ou de Classe 2, une connexion partielle peut être utilisée. Le nombre de connecteurs doit alors être déterminé par une théorie de connexion partielle prenant en compte la capacité de déformation des connecteurs.

6.6.1.2 Limites d'utilisation de la connexion partielle dans les poutres de bâtiment

(1) Les goujons à tête d'une longueur hors-tout après soudage d'au moins 4 fois le diamètre, et d'un diamètre nominal de la tige d'au moins 16 mm sans dépasser 25 mm, peuvent être considérés comme ductiles dans les limites suivantes pour le degré de connexion défini par le rapport $\eta = n / n_f$:

Pour les sections en acier à semelles égales :

$$L_e \leq 25 : \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03 L_e), \quad \eta \geq 0,4 \quad (6.12)$$

$$L_e > 25 : \quad \eta \geq 1 \quad (6.13)$$

Pour les sections en acier dont l'aire de la semelle inférieure est égale à trois fois l'aire de la semelle supérieure :

$$L_e \leq 20 : \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,30 - 0,015 L_e), \quad \eta \geq 0,4 \quad (6.14)$$

$$L_e > 20 : \quad \eta \geq 1 \quad (6.15)$$

en désignant par :

L_e la longueur en mètres de la zone de moment positif entre points de moment nul ; pour les poutres continues types, L_e peut être prise égale à la valeur indiquée sur la Figure 5.1 ;

n_f le nombre de connecteurs dans le cas d'une connexion complète, déterminé pour cette longueur de poutre, conformément à 6.6.1.1(13) et 6.6.2.2(2) ;

n le nombre de connecteurs adopté pour cette même longueur.

(2) Pour les sections en acier dont l'aire de la semelle inférieure est plus grande que l'aire de la semelle supérieure mais plus petite que trois fois cette aire, la limite pour η peut être déterminée à partir des expressions (6.12) – (6.15) par interpolation linéaire.

(3) Les goujons à tête peuvent être considérés comme ductiles dans une plage de portées plus large que celle spécifiée en (1) ci-dessus lorsque :

- a) la longueur hors-tout des goujons après soudage n'est pas inférieure à 76 mm, et le diamètre nominal de leur tige n'est pas inférieur à 19 mm,
- b) la section en acier est un profilé en I ou en H laminé ou soudé à semelles égales,
- c) la dalle en béton est mixte avec une plaque nervurée disposée perpendiculairement à la poutre et les nervures de béton sont continues au passage de cette poutre,
- d) chaque nervure de la plaque comporte un goujon disposé, soit au centre du creux d'onde de la nervure, soit alternativement du côté d'une paroi de la nervure puis de celui de la paroi opposée de la nervure suivante sur toute la longueur de la poutre.
- e) pour les tôles, $b_0 / h_p \geq 2$ et $h_p \leq 60$ mm, avec les notations précisées sur la Figure 6.13 et
- f) l'effort N_c est calculé selon la méthode simplifiée donnée sur la Figure 6.5.

Lorsque ces conditions sont remplies, il convient que le rapport η satisfasse les conditions :

$$L_e \leq 25 : \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (1,0 - 0,04 L_e), \quad \eta \geq 0,4 \quad (6.16)$$

$$L_e > 25 : \quad \eta \geq 1 \quad (6.17)$$

NOTE Les exigences de 6.6.1.2 sont établies pour un espacement uniforme des connecteurs.

6.6.1.3 Espacement des connecteurs dans les poutres de bâtiment

(1)P Les connecteurs doivent être espacés le long de la poutre de manière à transmettre le cisaillement longitudinal et à empêcher toute séparation entre la dalle et la poutre en acier, en considérant une distribution appropriée du cisaillement longitudinal.

(2) Dans les porte-à-faux et les zones de moment négatif des poutres continues, il convient d'adapter l'épure d'arrêt des barres des armatures tendues à l'espacement des connecteurs et d'ancrer ces barres correctement.

(3) Des connecteurs ductiles peuvent être espacés uniformément sur la longueur comprise entre sections critiques adjacentes selon la définition donnée en 6.1.1 à condition que :

- toutes les sections critiques de la travée considérée soient de Classe 1 ou de Classe 2,
- η satisfasse la limite donnée en 6.6.1.2 et
- le moment résistant plastique de la section mixte n'excède pas 2,5 fois le moment résistant plastique de l'élément en acier seul.

(4) Si le moment résistant plastique dépasse 2,5 fois le moment résistant plastique de l'élément en acier seul, il convient de vérifier en outre l'adéquation de la connexion au niveau de points intermédiaires situés approximativement à mi-distance entre sections critiques adjacentes.

(5) Le nombre de connecteurs exigé peut être réparti entre un point de moment fléchissant positif maximal et un appui adjacent ou un point de moment négatif maximal, en fonction du cisaillement longitudinal obtenu par un calcul élastique pour le chargement considéré. Dans ces conditions, aucune vérification supplémentaire de l'adéquation de la connexion n'est nécessaire.

6.6.2 Cisaillement longitudinal dans les poutres de bâtiment

6.6.2.1 Poutres pour lesquelles un calcul non linéaire ou un calcul élastique est utilisé pour la résistance d'une ou de plusieurs sections

(1) Si un calcul non linéaire ou un calcul élastique est appliqué à la résistance des sections, il convient de déterminer le cisaillement longitudinal de manière cohérente avec 6.2.1.4 ou 6.2.1.5 respectivement.

6.6.2.2 Poutres pour lesquelles le calcul plastique est utilisé pour la résistance des sections

(1)P Le cisaillement longitudinal total de calcul doit être déterminé de manière cohérente avec la résistance de calcul à la flexion, en prenant en compte la différence entre efforts normaux exercés dans le béton ou dans l'acier de construction sur une longueur critique.

(2) Pour une connexion complète, il convient de se reporter à 6.2.1.2, ou 6.3.2, selon le cas.

(3) Pour une connexion partielle, il convient de se reporter à 6.2.1.3 ou 6.3.2, selon le cas.

6.6.3 Goujons à tête utilisés dans les dalles pleines et les enrobages de béton

6.6.3.1 Résistance de calcul

(1) Il convient de déterminer la résistance au cisaillement de calcul d'un goujon à tête soudé conformément à l'EN 14555, au moyen des expressions suivantes :

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (6.18)$$

ou :

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (6.19)$$

en prenant la plus petite de ces deux valeurs, avec :

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{pour } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \quad (6.20)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{pour } h_{sc}/d > 4 \quad (6.21)$$

où :

γ_V est le facteur partiel ;

d est le diamètre de la tige du goujon, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$;

f_u est la résistance à la traction ultime spécifiée du matériau du goujon, mais sans être supérieure à 500 N/mm^2 ;

f_{ck} est la résistance caractéristique à la compression à l'âge considéré sur cylindre du béton, d'une masse volumique d'au moins 1750 kg/m^3 ;

h_{sc} est la hauteur nominale hors-tout du goujon.

Note : La valeur de γ_V peut être donnée dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée pour γ_V est 1,25.

(2) Il convient que les bourrelets de soudage soient conformes aux exigences de l'EN 13918.

(3) Lorsque les connecteurs sont disposés de telle sorte que les efforts de fendage agissent dans la direction de l'épaisseur de la dalle, (1) n'est pas applicable.

NOTE Pour les bâtiments, d'avantage d'informations peuvent être données dans l'Annexe Nationale.

6.6.3.2 Influence de la traction sur la résistance au cisaillement

(1) Lorsque les goujons à tête sont soumis à un effort de traction direct en plus du cisaillement, il convient de déterminer l'effort de traction de calcul par goujon F_{ten} .

(2) Si $F_{ten} \leq 0,1P_{Rd}$, où P_{Rd} est la résistance de calcul au cisaillement définie en 6.6.3.1, l'effort de traction peut être négligé.

(3) Si $F_{ten} > 0,1P_{Rd}$, la connexion n'entre pas dans le domaine d'application de l'EN 1994.

6.6.4 Résistance de calcul des goujons à tête utilisés avec des plaques nervurées en acier dans les bâtiments

6.6.4.1 Plaques avec nervures parallèles aux poutres porteuses

(1) Les goujons sont situés dans une région de béton en forme de renformis, voir Figure 6.12. Lorsque la plaque est continue au passage de la poutre, la largeur du renformis b_0 est égale à la largeur de la nervure de béton comme indiqué dans la Figure 9.2. Lorsque la plaque n'est pas continue, b_0 est définie comme indiqué sur la Figure 6.12. Il convient de prendre la hauteur du renformis égale à h_p , hauteur totale de la plaque à l'exclusion des bossages.

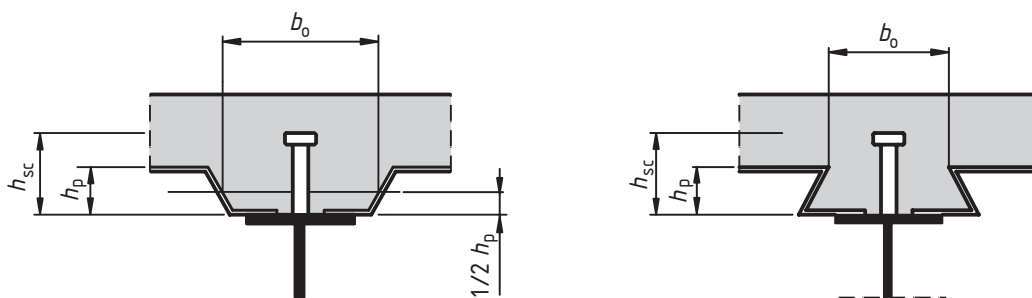


Figure 6.12 : Poutre avec plaques nervurées en acier parallèles à la poutre

(2) Il convient de prendre la résistance au cisaillement de calcul égale à la résistance dans une dalle pleine, voir 6.6.3.1, multipliée par le facteur de réduction k_ℓ donné par l'expression suivante :

$$k_\ell = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (6.22)$$

où :

h_{sc} est la hauteur hors-tout du goujon, mais sans être supérieure à $h_p + 75$ mm.

(3) Lorsque la plaque nervurée en acier n'est pas continue au passage de la poutre et n'est pas fixée à la poutre d'une manière appropriée, il convient que chaque côté de la nervure et son armature satisfassent 6.6.5.4, (à la manière d'un renformis).

NOTE Des moyens permettant de réaliser une fixation correcte peuvent être donnés dans l'Annexe Nationale.

6.6.4.2 Plaques avec nervures disposées perpendiculairement aux poutres porteuses

(1) Sous réserve que les conditions données en (2) et (3) soient satisfaites, il convient de prendre la résistance au cisaillement de calcul égale à la résistance dans une dalle pleine, calculée comme indiqué en 6.6.3.1 (mais sans prendre f_u supérieur à 450 N/mm^2), multipliée par le facteur de réduction k_t donné par :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (6.23)$$

où :

n_r est le nombre de goujons dans une nervure au croisement d'une poutre, sans être supérieur à 2 dans les calculs.

Les autres symboles sont définis sur la Figure 6.13.

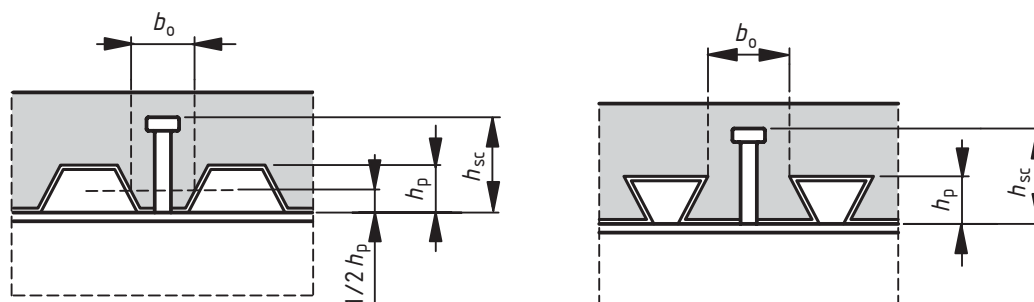


Figure 6.13 : Poutre avec plaques nervurées en acier disposées perpendiculairement à la poutre

(2) Il convient de ne pas prendre le facteur k_t supérieur à la valeur appropriée $k_{t,max}$ donnée dans le Tableau 6.2.

Tableau 6.2 : Limites supérieures $k_{t,max}$ pour le facteur de réduction k_t

Nombre de goujons par nervure	Epaisseur t de la plaque (mm)	Goujons d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudés à travers la plaque nervurée en acier	Plaques nervurées avec trous et goujons d'un diamètre de 19 mm ou 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

(3) Les valeurs de k_t données en (1) et (2) sont applicables à condition que :

- les goujons soient disposés dans des nervures ayant une hauteur h_p ne dépassant pas 85 mm et une largeur b_0 d'au moins h_p et que :
- avec soudage à travers les plaques, le diamètre des goujons ne dépasse pas 20 mm, ou que
- avec des trous percés dans les plaques, le diamètre des goujons ne dépasse pas 22 mm.

6.6.4.3 Chargement biaxial des connecteurs

(1) Lorsque les connecteurs sont prévus pour assurer une action mixte à la fois pour la poutre et pour la dalle mixte, il convient que la combinaison des forces agissant sur un goujon satisfasse la condition suivante :

$$\frac{F_\ell^2}{P_{\ell,Rd}^2} + \frac{F_t^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1 \quad (6.24)$$

où :

F_ℓ est l'effort longitudinal de calcul provoqué par l'action mixte exercée dans la poutre ;

F_t est l'effort transversal de calcul provoqué par l'action mixte exercée dans la dalle, voir Section 9 ;

$P_{\ell,Rd}$ et $P_{t,Rd}$ sont les résistances correspondantes de calcul au cisaillement du goujon.

6.6.5 Dispositions constructives de la connexion et influence de l'exécution

6.6.5.1 Résistance à la séparation

(1) Il convient que la surface d'un connecteur résistant aux efforts de séparation (par exemple, la face inférieure de la tête d'un goujon) dépasse l'armature inférieure d'au moins 30 mm, voir Figure 6.14.

6.6.5.2 Bétonnage et épaisseur d'enrobage pour les bâtiments

(1)P Les dispositions constructives des connecteurs doivent permettre un compactage approprié du béton autour de la base du connecteur.

(2) Si un enrobage au-dessus du connecteur est exigé, il convient que l'épaisseur nominale de cet enrobage minimal :

- a) ne soit pas inférieure à 20 mm, ou
- b) soit conforme aux spécifications données dans l'EN 1992-1-1, Tableau 4.4 pour les armatures, moins 5 mm,

en prenant la plus élevée de ces deux valeurs.

(3) Si un enrobage n'est pas exigé, la partie supérieure du connecteur peut affleurer la surface supérieure de la dalle en béton.

(4) Lors de l'exécution, il convient que la vitesse et la séquence de bétonnage soient spécifiées de telle sorte que le béton partiellement pris ne soit pas endommagé par une action mixte limitée induite par la déformation des poutres en acier sous l'effet d'opérations de bétonnage consécutives. Dans la mesure du possible, il convient de n'imposer aucune déformation sur une connexion avant que le béton ait atteint une résistance sur cylindre d'au moins 20 N/mm^2 .

6.6.5.3 Armature locale de la dalle

(1) Lorsque la connexion est adjacente au bord longitudinal de la dalle en béton, il convient que l'armature transversale réalisée conformément à 6.6.6 soit totalement ancrée dans le béton entre le bord de la dalle et la file de connecteurs adjacente.

(2) Afin de prévenir un fendage longitudinal de la table en béton provoqué par les connecteurs, il convient d'appliquer les recommandations supplémentaires suivantes lorsque la distance entre le bord de la dalle et l'axe de la file de connecteurs la plus proche est inférieure à 300 mm :

- a) il convient de réaliser l'armature transversale au moyen de barres pliées en U passant autour des connecteurs,
- b) lorsque des goujons à tête sont utilisés comme connecteurs, il convient que la distance entre le bord de la dalle en béton et l'axe du goujon le plus proche ne soit pas inférieure à $6d$, où d est le diamètre nominal du goujon, et il convient que le diamètre des fers en U ne soit pas inférieur à $0,5d$ et
- c) il convient que les barres pliées en U soient disposées aussi bas que possible tout en ménageant un enrobage suffisant à la partie inférieure.

(3) P A l'extrémité d'une travée mixte en porte-à-faux, une armature locale suffisante doit être prévue pour assurer la transmission des efforts entre les connecteurs et l'armature longitudinale.

6.6.5.4 Renformis autres que ceux formés par les plaques nervurées en acier

(1) Lorsqu'un renformis est ménagé entre la section en acier et la face inférieure de la dalle en béton, il convient de situer les flancs du renformis à l'extérieur d'une ligne tracée à 45° à partir du bord extérieur du connecteur, voir Figure 6.14.

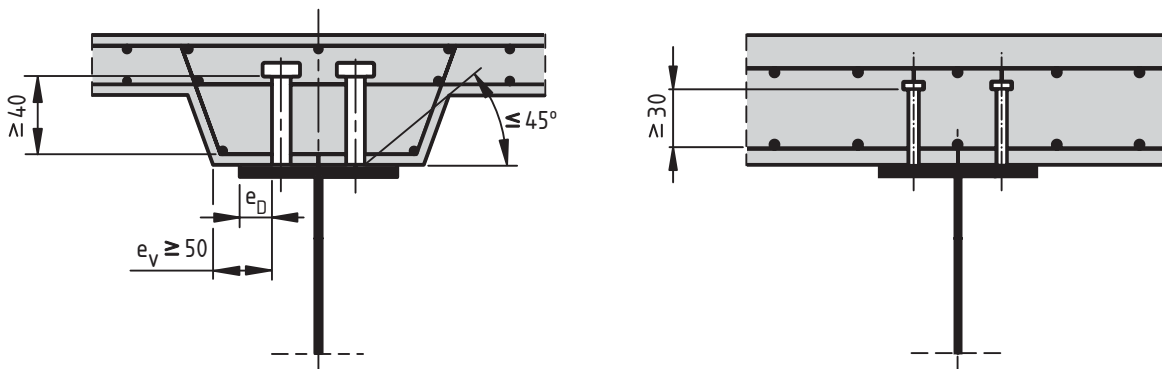


Figure 6.14 : Dispositions constructives

(2) Il convient de prévoir une épaisseur nominale d'enrobage mesurée à partir du flanc du renformis jusqu'au connecteur, d'au moins 50 mm.

(3) Il convient de disposer dans le renformis les barres d'armature transversales nécessaires pour satisfaire aux exigences données en 6.6.6, afin d'avoir une distance d'au moins 40 mm au-dessous de la surface du connecteur qui s'oppose au soulèvement.

6.6.5.5 Espacement des connecteurs

(1) P Lorsqu'il est supposé dans le calcul que la stabilité de l'élément en acier ou de l'élément en béton est assurée par leur liaison, les connecteurs doivent être suffisamment rapprochés pour que cette hypothèse soit valable.

(2) Lorsqu'une semelle en acier comprimée, qui serait autrement de classe plus défavorable, est supposée être de Classe 1 ou de Classe 2 en raison de son maintien par les connecteurs, il convient de ne pas dépasser les limites suivantes pour l'entraxe des connecteurs dans la direction de la compression :

- lorsque la dalle est en contact sur toute la longueur (cas d'une dalle pleine) : $22 t_f \sqrt{235/f_y}$
- lorsque la dalle n'est pas en contact sur toute la longueur (cas d'une dalle à nervures disposées transversalement à la poutre) : $15 t_f \sqrt{235/f_y}$

où :

t_f est l'épaisseur de la semelle;

f_y est la limite d'élasticité nominale de la semelle en N/mm².

En outre, il convient que la distance nette entre le bord d'une semelle comprimée et la file de connecteurs la plus proche n'excède pas $9 t_f \sqrt{235/f_y}$.

(3) Dans les bâtiments, il convient que l'entraxe longitudinal maximal des connecteurs, ne dépasse pas 6 fois l'épaisseur totale de la dalle, ni 800 mm.

6.6.5.6 Dimensions de la semelle en acier

(1)P L'épaisseur de la semelle ou de la plaque en acier sur laquelle un connecteur est soudé doit être suffisante pour permettre un soudage correct et un transfert d'effort convenable entre le connecteur et la plaque sans ruine locale ni déformation excessive.

(2) Dans les bâtiments, il convient d'avoir une distance e_D entre le bord d'un connecteur et le bord de la semelle de la poutre sur laquelle il est soudé, voir Figure 6.14, qui ne soit pas inférieure à 20 mm.

6.6.5.7 Goujons à tête

(1) Il convient d'avoir une hauteur hors-tout de goujon d'au moins $3d$, où d est le diamètre de la tige.

(2) Il convient que la tête ait un diamètre d'au moins $1,5d$ et une hauteur d'au moins $0,4d$.

(3) Pour les éléments tendus et soumis à un chargement de fatigue, il convient que le diamètre d'un goujon soudé ne dépasse pas 1,5 fois l'épaisseur de la semelle sur laquelle il est soudé, sauf si des résultats d'essais permettent d'établir la résistance à la fatigue du goujon utilisé comme connecteur. Ceci s'applique également aux goujons situés dans l'axe de l'âme.

(4) Il convient d'adopter un espacement des goujons dans la direction du cisaillement qui ne soit pas inférieur à $5d$; il convient d'adopter un espacement dans le sens transversal à celui du cisaillement qui ne soit pas inférieur à $2,5d$ dans les dalles pleines et $4d$ dans les autres cas.

(5) En dehors du cas où les goujons sont situés dans l'axe de l'âme, il convient que le diamètre d'un goujon soudé ne dépasse pas 2,5 fois l'épaisseur de la partie sur laquelle il est soudé, sauf si des résultats d'essais permettent d'établir la résistance du goujon utilisé comme connecteur.

6.6.5.8 Goujons à tête utilisés avec des plaques nervurées en acier dans les bâtiments

(1) Il convient d'avoir une hauteur nominale de connecteur dépassant d'au moins $2d$ la partie supérieure de la tôle, où d est le diamètre de la tige.

(2) Il convient d'avoir une largeur minimale des creux d'ondes devant être remplies de béton qui ne soit pas inférieure à 50 mm.

(3) Lorsque les plaques nervurées sont telles que les goujons ne peuvent pas être disposés au centre d'un creux d'onde, il convient que ceux-ci soient placés en quinconce par rapport aux deux bords du creux d'onde, sur toute la portée.

6.6.6 Cisaillement longitudinal dans les dalles en béton

6.6.6.1 Généralités

(1)P L'armature transversale de la dalle doit être dimensionnée à l'état limite ultime de sorte à prévenir une ruine prématurée par cisaillement longitudinal ou une rupture par fendage longitudinal.

(2)P La contrainte de calcul de cisaillement longitudinal v_{Ed} pour toute surface potentielle de ruine par cisaillement longitudinal dans la dalle ne doit pas dépasser la résistance de calcul au cisaillement longitudinal v_{Rd} de la surface de cisaillement considérée.

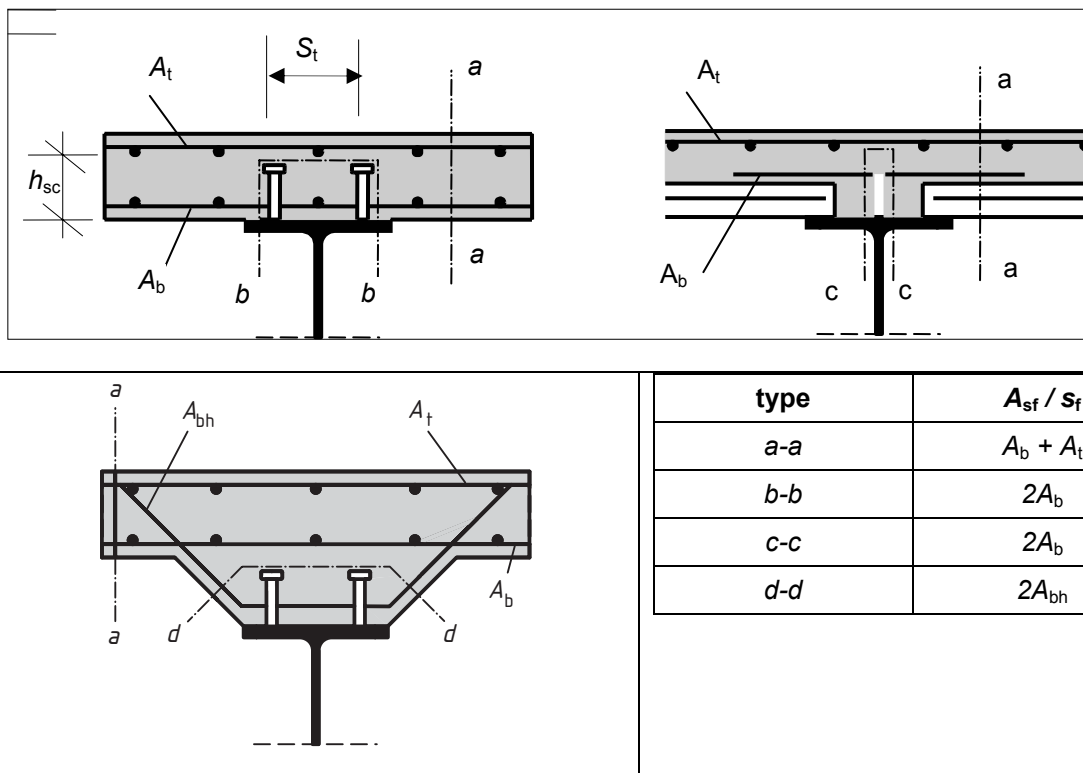


Figure 6.15 : Surfaces potentielles types de ruine par cisaillement

(3) Il convient de prendre la longueur de la surface de cisaillement b-b illustrée sur la Figure 6.15 égale à $2h_{sc}$ plus le diamètre de la tête pour une file unique de goujons ou pour des goujons en quinconce, ou égale à $(2h_{sc} + s_t)$ plus le diamètre de la tête pour des goujons disposés par paires, où h_{sc} est la hauteur des goujons et s_t l'entraxe transversal des goujons.

(4) Il convient de déterminer le cisaillement longitudinal de calcul par unité de longueur de poutre conformément à 6.6.2 et en cohérence avec le dimensionnement et la disposition des connecteurs. Il est permis de tenir compte de la variation du cisaillement longitudinal sur la largeur de la semelle en béton.

(5) Pour chaque type de surface de cisaillement considérée, il convient de déterminer la contrainte de calcul de cisaillement longitudinal v_{Ed} en divisant le cisaillement longitudinal de calcul par unité de longueur de poutre, en prenant en compte le nombre de plans de cisaillement et la longueur de la surface de cisaillement.

6.6.6.2 Résistance de calcul au cisaillement longitudinal

(1) Il convient de déterminer la résistance de calcul de la semelle en béton (plans de cisaillement a-a illustrés sur la Figure 6.15) conformément à l'EN 1992-1-1, 6.2.4.

(2) A défaut de calcul plus précis, la résistance de calcul au cisaillement d'une surface potentielle quelconque de ruine par cisaillement dans la semelle ou dans un renformis peut être déterminée au moyen de l'EN 1992-

1-1, 6.2.4(4). Pour un plan de cisaillement passant autour des connecteurs (cas du plan de cisaillement b-b sur la Figure 6.15), il convient de prendre pour dimension h_f la longueur du plan de cisaillement.

(3) Il convient que l'armature transversale efficace par unité de longueur, désignée par A_{sf}/s_f dans l'EN 1992-1-1, soit celle représentée sur la Figure 6.15, dans laquelle A_b , A_t et A_{bh} sont des sections d'armature par unité de longueur de la poutre, l'armature étant ancrée conformément à l'EN 1992-1-1, 8.4 relatif à une armature longitudinale.

(4) Lorsqu'on utilise une combinaison d'éléments préfabriqués et de béton coulé en place, il convient de déterminer la résistance au cisaillement longitudinal conformément à l'EN 1992-1-1, 6.2.5.

6.6.6.3 Armature transversale minimale

(1) Il convient de déterminer l'aire minimale d'armature au moyen de l'EN 1992-1-1, 9.2.2(5) en utilisant des définitions appropriées à l'armature transversale.

6.6.6.4 Cisaillement longitudinal et armature transversale des poutres de bâtiment

(1) Lorsqu'on utilise des plaques nervurées en acier et que la surface de cisaillement traverse l'épaisseur de la dalle (cas du plan de cisaillement a-a sur la Figure 6.16), il convient de prendre la dimension h_f , égale à l'épaisseur du béton situé au-dessus des tôles.

(2) Lorsqu'on utilise des plaques nervurées en acier transversalement à la poutre et que les résistances de calcul des goujons sont déterminées au moyen du facteur de réduction k_t approprié tel qu'indiqué en 6.6.4.2, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les surfaces de cisaillement de type b-b, indiquées Figure 6.16.

(3) Sauf justification par essais, pour les surfaces de type c-c sur la Figure 6.16, la hauteur de nervure de la plaque ne doit pas être comptée dans h_f .

(4) Lorsque la plaque nervurée en acier, avec une connexion de type mécanique ou une connexion par frottement avec des nervures perpendiculaires à la poutre, est continue au passage de la semelle supérieure de la poutre en acier, il est permis de prendre en compte sa contribution, comme armature, pour une surface de cisaillement de type a-a, en remplaçant l'expression (6.21) de l'EN 1992-1-1, 6.2.4(4) par :

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) + A_{pe} f_{yp,d} > v_{Ed} h_f / \cot \theta \quad (6.25)$$

où :

A_{pe} est l'aire efficace de la section de la plaque nervurée en acier par unité de longueur de la poutre, voir 9.7.2(3) ; pour des plaques perforées, il convient d'utiliser l'aire nette ;

$f_{yp,d}$ est sa limite d'élasticité de calcul.

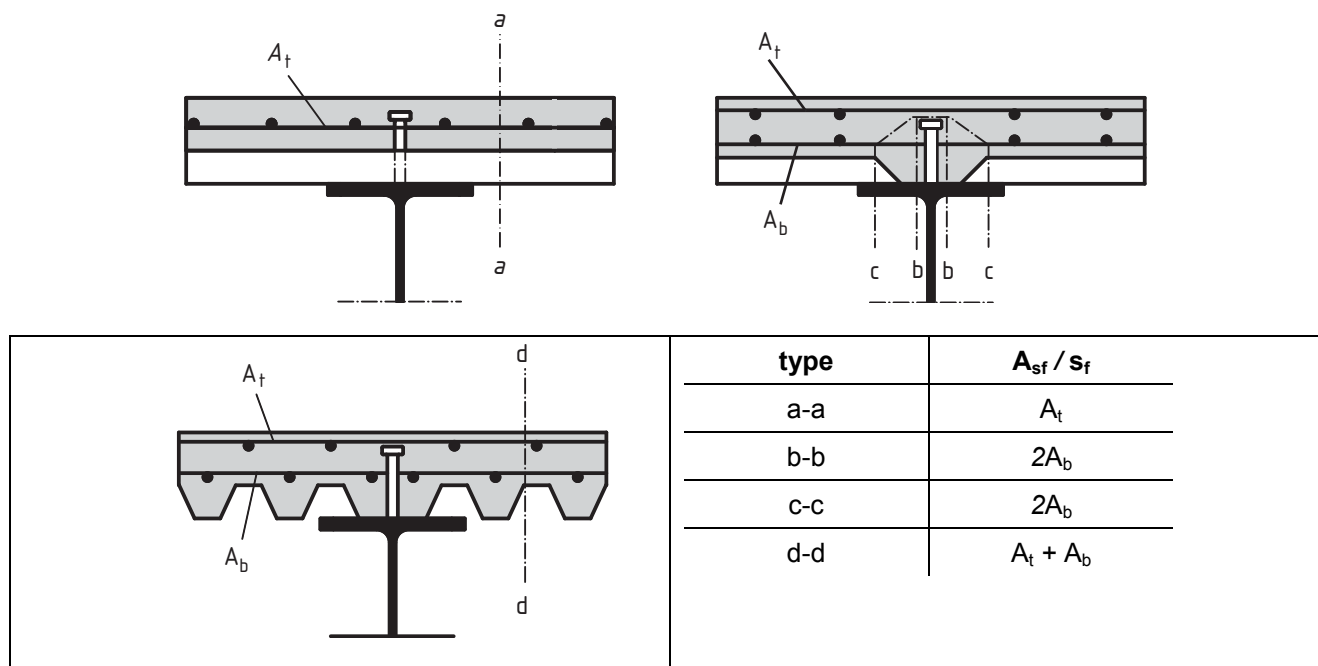


Figure 6.16 : Surfaces potentielles types de ruine par cisaillement dans le cas d'utilisation de plaques nervurées en acier

(5) Lorsque les plaques nervurées en acier disposées perpendiculairement à la poutre ne sont pas continues sur la semelle supérieure de la poutre en acier, et lorsque les goujons sont soudés directement à travers les tôles, il convient de remplacer le terme $A_p f_{yp,d}$ de la relation (6.25) par :

$$\frac{P_{pb,Rd}}{s} \text{ mais } \leq A_p f_{yp,d} \quad (6.26)$$

où :

$P_{pb,Rd}$ est la résistance de calcul en pression diamétrale d'un goujon à tête soudé à travers la plaque conformément à 9.7.4 ;

s est l'entraxe longitudinal des goujons assurant effectivement l'ancrage des tôles.

(6) Avec des plaques nervurées en acier, l'exigence d'armature minimale se rapporte à l'aire de béton située au-dessus des nervures.

6.7 Poteaux mixtes et éléments mixtes comprimés

6.7.1 Généralités

(1)P L'article 6.7 s'applique au calcul des poteaux mixtes et des éléments mixtes comprimés présentant des sections enrobées de béton, des sections partiellement enrobées, ainsi que des tubes circulaires et rectangulaires remplis de béton, voir Figure 6.17.

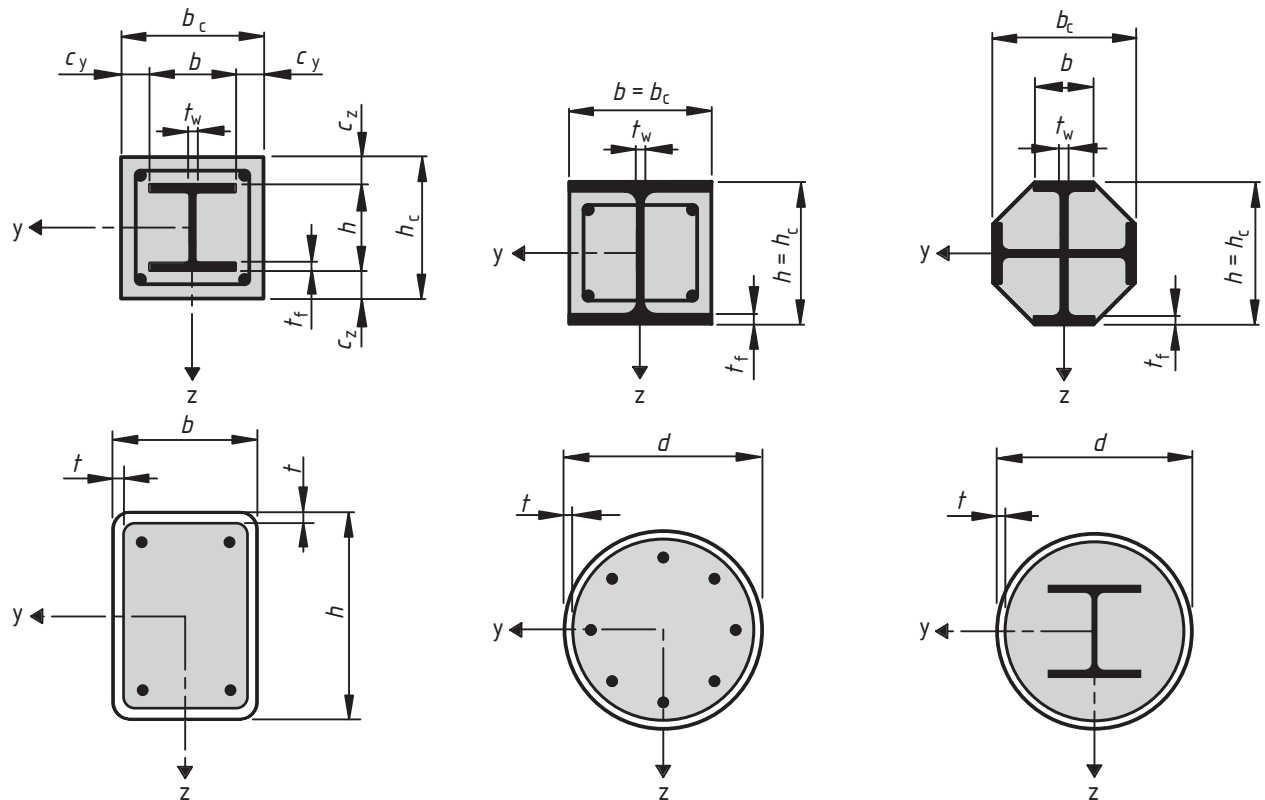


Figure 6.17 : Sections types de poteaux mixtes et notations

(2)P Cet article s'applique aux poteaux et aux éléments comprimés utilisant les nuances d'acier S235 à S460 et du béton de masse volumique normale et de classe de résistance allant de C20/25 à C50/60.

(3) Cet article s'applique à des poteaux isolés, à des poteaux et des éléments mixtes comprimés d'ossatures dans lesquelles les autres éléments structuraux sont soit des éléments mixtes soit des éléments en acier.

(4) Il convient d'avoir un rapport de contribution de l'acier δ qui satisfasse la condition suivante :

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9 \quad (6.27)$$

où :

δ est défini en 6.7.3.3(1).

(5) Il convient de vérifier les poteaux et les éléments comprimés mixtes quelle que soit leur section transversale vis-à-vis de :

- la résistance de l'élément conformément à 6.7.2 ou 6.7.3,
- la résistance au voilement local conformément à (8) et (9) ci-après,
- l'introduction des charges conformément à 6.7.4.2 et
- la résistance au cisaillement entre éléments en acier et en béton conformément à 6.7.4.3.

(6) Deux méthodes de calcul sont données :

- une méthode générale en 6.7.2 dont le domaine d'application comprend les éléments de section non symétrique ou non uniforme sur la longueur, et

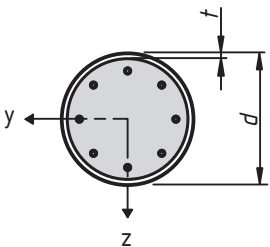
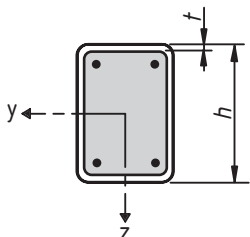
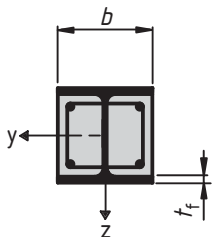
— une méthode simplifiée en 6.7.3 pour les éléments de section doublement symétrique et uniforme sur la longueur.

(7) Pour des éléments comprimés mixtes soumis à des moments fléchissants et à des efforts normaux résultant d'actions indépendantes, il convient de ne prendre que 80 % du coefficient partiel γ_F de ces actions pour le calcul des sollicitations conduisant à une augmentation de la résistance des éléments.

(8)P L'influence du voilement local de la section en acier sur la résistance doit être prise en compte dans le dimensionnement.

(9) Les effets du voilement local peuvent être négligés pour une section en acier totalement enrobée conformément à 6.7.5.1(2), ainsi que pour d'autres types de sections à condition que les valeurs maximales du Tableau 6.3 ne soient pas dépassées.

Tableau 6.3 : Valeurs maximales (d/t), (h/t) et (b/t_f) avec f_y en N/mm²

Section transversale	Max (d/t), max (h/t) et max (b/t)
Profils creux circulaires en acier 	$\max (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
Profils creux rectangulaires en acier 	$\max (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Profilés en I partiellement enrobés 	$\max (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

6.7.2 Méthode générale de calcul

(1)P Un dimensionnement vis-à-vis de la stabilité doit prendre en compte les effets du second ordre incluant les contraintes résiduelles, les imperfections géométriques, l'instabilité locale, la fissuration du béton, le fluage et le retrait du béton ainsi que la plastification de l'acier de construction et de l'armature. On doit s'assurer que l'instabilité ne se produit pas pour la combinaison d'actions la plus défavorable à l'état limite ultime et que la résistance des sections individuelles soumises à une flexion, à un effort normal et à un effort tranchant n'est pas dépassée.

(2)P Les effets du second ordre doivent être pris en compte dans toutes les directions où une ruine est susceptible de se produire, s'ils affectent la stabilité de façon significative.

(3)P Les sollicitations doivent être déterminées par une analyse élasto-plastique.

(4) Les sections planes peuvent être considérées comme restant planes. Une action totalement mixte entre les composants en acier et en béton d'un élément peut être considérée jusqu'à la ruine.

(5)P La résistance du béton à la traction doit être négligée. L'influence de la rigidité du béton tendu entre fissures sur la rigidité en flexion peut être prise en compte.

(6)P Les effets du retrait et du fluage doivent être pris en compte s'ils sont susceptibles d'affecter la stabilité de forme de façon significative.

(7) Par simplification, les effets de fluage et de retrait peuvent être négligés si l'augmentation des moments fléchissants du premier ordre due aux déformations de fluage et à l'effort normal résultant des charges permanentes n'est pas supérieure à 10%.

(8) Il convient d'utiliser les relations contraintes-déformations suivantes dans l'analyse non linéaire :

- pour le béton comprimé, comme indiqué dans l'EN 1992-1-1, 3.1.5 ;
- pour l'acier d'armatures, comme indiqué dans l'EN 1992-1-1, 3.2.7 ;
- pour l'acier de construction, comme indiqué dans l'EN 1993-1-1, 5.4.3(4).

(9) Par simplification, l'effet des contraintes résiduelles et des imperfections géométriques peut être modélisé par des imperfections en arc équivalentes (imperfections des éléments) conformément au Tableau 6.5.

6.7.3 Méthode simplifiée de calcul

6.7.3.1 Généralités et domaine d'application

(1) Le domaine d'application de cette méthode simplifiée est limité aux éléments avec section doublement symétrique et uniforme sur la longueur de l'élément, avec des profilés en acier laminés, formés à froid ou soudés. La méthode simplifiée n'est pas applicable si l'élément en acier de construction est composé de deux ou plusieurs sections non solidarisiées. Il convient que l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ défini en 6.7.3.3 satisfasse la condition suivante :

$$\bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (6.28)$$

(2) Pour un profilé en acier totalement enrobé, voir Figure 6.17a, les épaisseurs maximales d'enrobage de béton pouvant être utilisées dans le calcul sont limitées à :

$$\max c_z = 0,3h \quad \text{et} \quad \max c_y = 0,4b \quad (6.29)$$

(3) Il convient de ne pas prendre en compte dans le calcul une section d'armature longitudinale supérieure à 6 % de l'aire du béton.

(4) Il convient que le rapport de la hauteur de la section à sa largeur se situe entre les limites 0,2 et 5,0.

6.7.3.2 Résistance des sections

(1) Il convient de calculer la résistance plastique à la compression $N_{pl,Rd}$ d'une section mixte en additionnant les résistances plastiques de ses composants :

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (6.30)$$

L'expression (6.30) s'applique pour les profilés en acier enrobés de béton et partiellement enrobés de béton. Pour les profilés creux remplis de béton, le coefficient 0,85 peut être remplacé par 1,0.

(2) La résistance d'une section à une combinaison de compression et de flexion ainsi que la courbe d'interaction correspondante peuvent être évaluées en supposant des blocs de contraintes rectangulaires comme indiqué sur la Figure 6.18, en prenant en compte l'effort tranchant de calcul V_{Ed} conformément à (3). Il convient de négliger la résistance à la traction du béton.

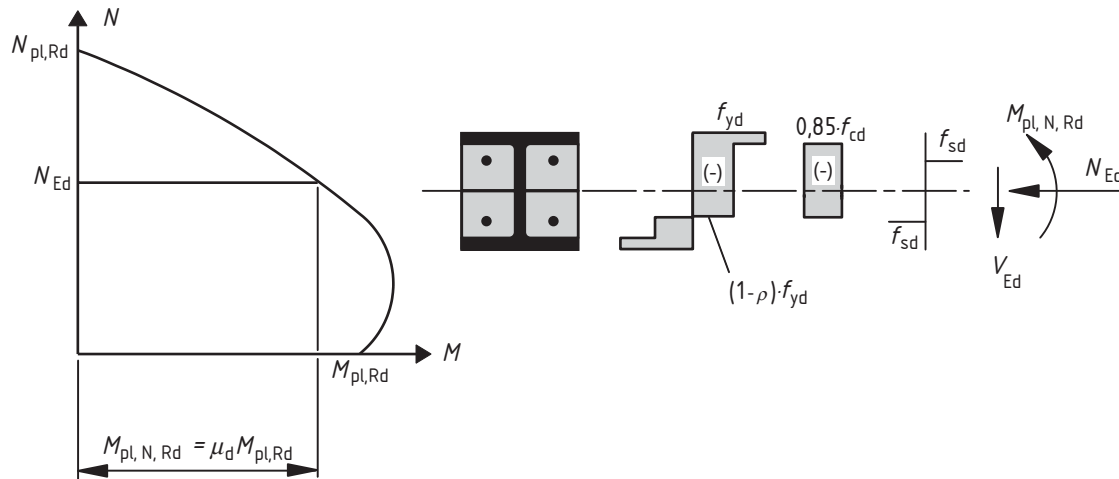


Figure 6.18 : Courbe d'interaction pour une combinaison de compression et de flexion uniaxiale

(3) Il convient de considérer l'influence de l'effort tranchant sur la résistance à la flexion et à l'effort normal dans la détermination de la courbe d'interaction, lorsque l'effort tranchant $V_{a,Ed}$ s'exerçant sur le profilé en acier dépasse 50 % de la résistance de calcul au cisaillement $V_{pl,a,Rd}$ de ce profilé, voir 6.2.2.2.

Lorsque $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$, il convient de prendre en compte l'influence de l'effort tranchant sur la résistance en flexion et compression combinées, en utilisant une valeur réduite de la résistance de calcul de l'acier $(1 - \rho)$ f_{yd} pour l'aire de cisaillement A_v conformément à 6.2.2.4(2) et à la Figure 6.18.

Il convient que l'effort tranchant $V_{a,Ed}$ ne dépasse pas la résistance à l'effort tranchant du profilé en acier déterminée conformément à 6.2.2. Il convient de vérifier la résistance à l'effort tranchant $V_{c,Ed}$ de la partie en béton armé conformément à l'EN 1992-1-1, 6.2.

(4) A défaut d'une analyse plus précise, V_{Ed} peut être réparti entre $V_{a,Ed}$ agissant sur l'acier de construction et $V_{c,Ed}$ agissant sur l'élément en béton armé, au moyen des expressions :

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (6.31)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (6.32)$$

où :

$M_{pl,a,Rd}$ est le moment résistant plastique de la section en acier, et

$M_{pl,Rd}$ est le moment résistant plastique de la section mixte.

Par simplification, V_{Ed} peut être supposé agir sur le profilé en acier seul.

(5) Par simplification, la courbe d'interaction peut être remplacée par une ligne polygonale (tirets sur la Figure 6.19). La Figure 6.19 montre à titre d'exemple la distribution des contraintes plastiques d'une section totalement enrobée entre les points A et D de la courbe d'interaction. Il convient de prendre $N_{pm,Rd}$ égal à $0,85 f_{cd} A_c$ pour les profilés enrobés de béton et partiellement enrobés de béton, voir Figures 6.17a – c, et égal à $f_{cd} A_c$ pour les profils creux remplis de béton, voir Figures 6.17d – f.

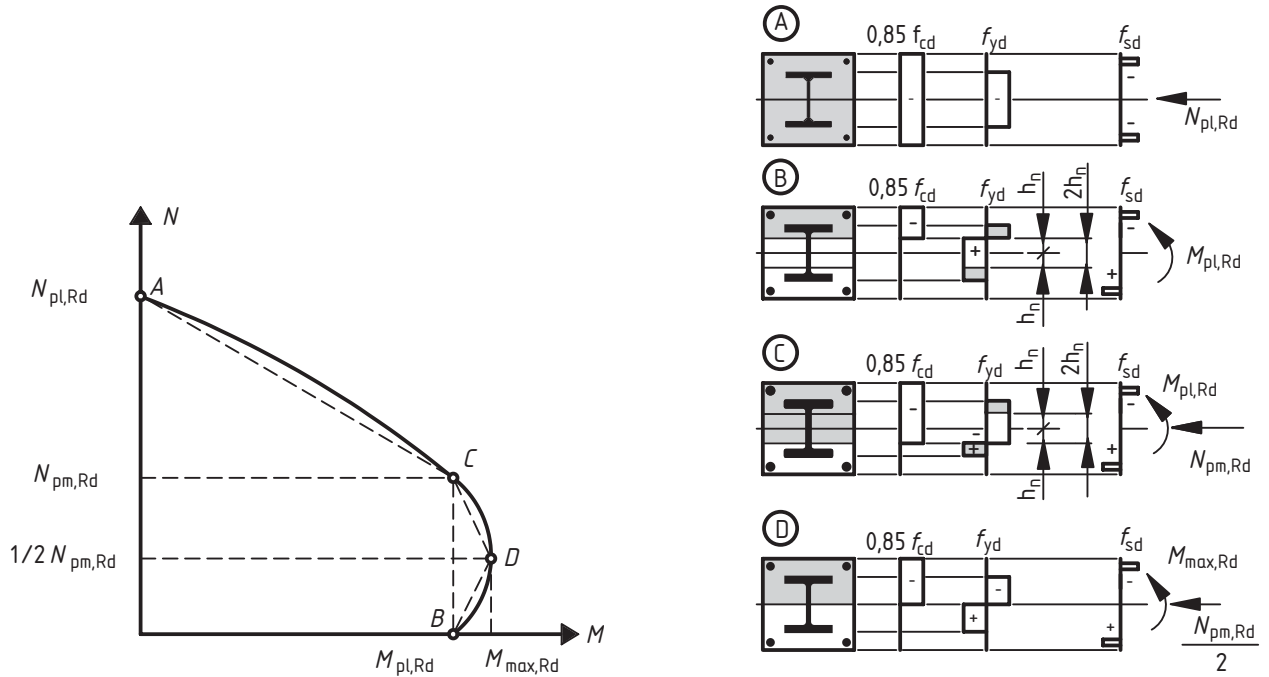


Figure 6.19 : Courbe d'interaction simplifiée et distributions de contraintes correspondantes

(6) Pour les profils creux à section circulaire remplis de béton, l'augmentation de la résistance du béton due au confinement peut être prise en compte à condition que l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ défini en 6.7.3.3 ne dépasse pas 0,5 et que $e/d < 0,1$, où e est l'excentrement du chargement donné par M_{Ed} / N_{Ed} et d est le diamètre extérieur du poteau. La résistance plastique à la compression peut alors être calculée au moyen de l'expression suivante :

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (6.33)$$

où :

t est l'épaisseur de la paroi du profil creux en acier.

Pour les éléments avec $e = 0$, les valeurs $\eta_a = \eta_{ao}$ et $\eta_c = \eta_{co}$ sont données par les expressions suivantes :

$$\eta_{ao} = 0,25 (3 + 2 \bar{\lambda}) \quad (\text{mais } \leq 1,0) \quad (6.34)$$

$$\eta_{co} = 4,9 - 18,5 \bar{\lambda} + 17 \bar{\lambda}^2 \quad (\text{mais } \geq 0) \quad (6.35)$$

Pour les éléments soumis à une combinaison de compression et de flexion avec $0 < e/d \leq 0,1$, il convient de déterminer les valeurs η_a et η_c au moyen de (6.36) et (6.37), où η_{ao} et η_{co} sont donnés par (6.34) et (6.35) :

$$\eta_a = \eta_{ao} + (1 - \eta_{ao}) (10 e/d) \quad (6.36)$$

$$\eta_c = \eta_{co} (1 - 10 e/d) \quad (6.37)$$

Pour $e/d > 0,1$, $\eta_a = 1,0$ et $\eta_c = 0$.

6.7.3.3 Rigidité en flexion efficace, rapport de contribution de l'acier et élancement réduit

(1) Le rapport de contribution de l'acier δ est défini par :

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (6.38)$$

où:

$N_{pl,Rd}$ est la résistance plastique à la compression définie en 6.7.3.2(1).

(2) L'élancement réduit $\bar{\lambda}$ pour le plan de flexion considéré est donné par:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (6.39)$$

où:

$N_{pl,Rk}$ est la valeur caractéristique de la résistance plastique à la compression donnée par (6.30) lorsque, au lieu des résistances de calcul, on considère les valeurs caractéristiques ;

N_{cr} est l'effort normal critique élastique pour le mode de flambement approprié, calculé avec la rigidité en flexion efficace $(EI)_{eff}$ déterminée conformément à (3) et (4).

(3) Pour la détermination de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ et de l'effort critique élastique N_{cr} , il convient de calculer la valeur caractéristique de la rigidité efficace en flexion $(EI)_{eff}$ d'une section transversale de poteau mixte au moyen de l'expression:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c \quad (6.40)$$

où :

K_e est un facteur de correction qu'il convient de prendre égal à 0,6.

I_a , I_c , et I_s sont les moments d'inertie de flexion de la section en acier de construction, de la section en béton non fissurée et de l'armature pour le plan de flexion considéré.

(4) Il convient de prendre en compte l'influence des effets à long terme sur la rigidité efficace en flexion élastique. Il convient de réduire le module d'élasticité du béton E_{cm} à la valeur $E_{c,eff}$ conformément à l'expression suivante :

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t} \quad (6.41)$$

où :

φ_t est le coefficient de fluage conformément à 5.4.2.2(2) ;

N_{Ed} est l'effort normal de calcul total ;

$N_{G,Ed}$ est la partie permanente de cet effort normal.

6.7.3.4 Méthodes d'analyse et imperfections des éléments

(1) Pour la vérification des éléments, il convient de baser l'analyse sur un calcul élastique linéaire au second ordre.

(2) Pour la détermination des sollicitations, il convient de déterminer la valeur de calcul de la rigidité en flexion efficace $(EI)_{eff,II}$ au moyen de l'expression suivante :

$$(EI)_{eff,II} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (6.42)$$

où :

$K_{e,II}$ est un facteur de correction qu'il convient de prendre égal à 0,5 ;

K_o est un facteur de calibration qu'il convient de prendre égal à 0,9.

Il convient de prendre en compte les effets à long terme conformément à 6.7.3.3 (4).

(3) Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les effets du second ordre lorsque 5.2.1(3) s'applique et lorsque la charge critique élastique est déterminée avec la rigidité en flexion $(EI)_{eff,II}$ conformément aux dispositions données en (2).

(4) L'influence des imperfections géométriques et structurales peut être prise en compte par des imperfections géométriques équivalentes. Des imperfections de barres équivalentes pour les poteaux mixtes sont données dans le Tableau 6.5, où L est la longueur du poteau.

(5) Sur la longueur du poteau, les effets du second ordre peuvent être pris en compte en multipliant le moment fléchissant de calcul au premier ordre le plus élevé M_{Ed} , par un facteur k donné par l'expression :

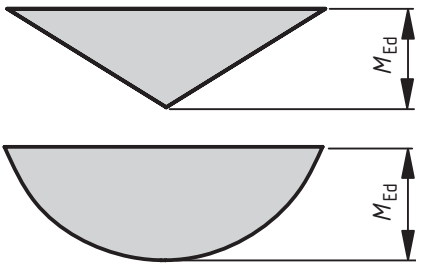
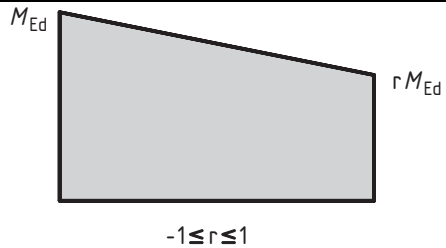
$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed} / N_{cr,eff}}, \quad \geq 1,0 \quad (6.43)$$

où :

$N_{cr,eff}$ est l'effort normal critique pour le plan de flexion approprié et correspondant à la rigidité en flexion efficace donnée en 6.7.3.4(2), avec une longueur de flambement considérée égale à la longueur du poteau ;

β est un facteur de moment équivalent donné dans le Tableau 6.4.

Tableau 6.4 : Facteurs β pour la détermination des moments selon la théorie du second ordre

Distribution des moments	Facteurs de moment β	Commentaire
	Moments fléchissants de premier ordre résultant de l'imperfection de l'élément ou de la charge transversale : $\beta = 1,0$	M_{Ed} est le moment fléchissant maximal le long du poteau en ignorant les effets du second ordre
	Moments d'extrémité : $\beta = 0,66 + 0,44r$ mais $\beta \geq 0,44$	M_{Ed} et $r M_{Ed}$ sont les moments d'extrémité résultant de l'analyse globale au premier ordre ou au second ordre

6.7.3.5 Résistance des éléments soumis à une compression axiale

(1) Les éléments peuvent être vérifiés par une analyse au second ordre effectuée conformément à 6.7.3.6 en prenant en compte les imperfections des éléments.

(2) Par simplification, pour les éléments soumis à une compression axiale, il convient que la valeur de calcul de la force normale N_{Ed} satisfasse la condition :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.44)$$

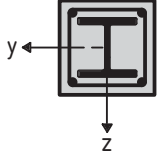
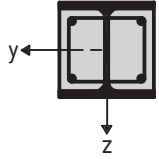
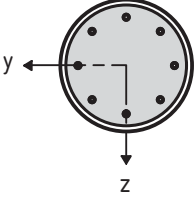
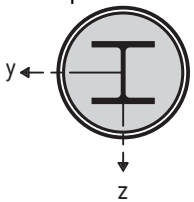
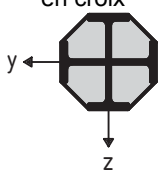
où :

$N_{pl,Rd}$ est la résistance plastique de la section mixte conformément à 6.7.3.2(1), mais avec f_{yd} déterminé en utilisant le coefficient partiel γ_{M1} donné dans l'EN 1993-1-1, 6.1(1);

χ est le facteur de réduction pour le mode de flambement approprié donné dans l'EN 1993-1-1, 6.3.1.2 en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ approprié.

Les courbes de flambement appropriées pour les sections de poteaux mixtes sont données dans le Tableau 6.5, où ρ_s est le taux d'armature A_s / A_c .

Tableau 6.5 : Courbes de flambement et imperfections de barres pour les poteaux mixtes

Section	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement	Imperfection d'élément
Profilé enrobé de béton 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
Profilé partiellement enrobé de béton 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
Profil creux circulaire et rectangulaire en acier 	$\rho_s \leq 3\%$	quelconque	a	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	quelconque	b	$L/200$
Profil creux circulaire en acier avec adjonction d'un profilé en I 		y-y	b	$L/200$
		z-z	b	$L/200$
Profilé partiellement enrobé de béton avec profilés en I disposés en croix 		quelconque	b	$L/200$

6.7.3.6 Résistance des éléments en compression et flexion uniaxiale combinée

- (1) Il convient que l'expression suivante, basée sur la courbe d'interaction déterminée conformément à 6.7.3.2 (2) - (5), soit satisfaite :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (6.45)$$

où :

M_{Ed} est la valeur la plus défavorable entre les moments d'extrémités et le moment fléchissant maximal le long du poteau, calculé conformément à 6.7.3.4, en incluant les imperfections et les effets du second ordre si nécessaire ;

$M_{pl,N,Rd}$ est la résistance plastique à la flexion prenant en compte l'effort normal N_{Ed} , donnée par $\mu_d M_{pl,Rd}$, voir Figure 6.18 ;

$M_{pl,Rd}$ est la résistance plastique à la flexion, correspondant au point B de la Figure 6.19.

Pour les nuances d'acier de S235 à S355 inclus, il convient de prendre le coefficient α_M égal à 0,9 et, pour les nuances S420 et S460, égal à 0,8.

(2) La valeur $\mu_d = \mu_{dy}$ ou μ_{dz} , voir Figure 6.20, fait référence au moment résistant plastique de calcul $M_{pl,Rd}$ pour le plan de flexion considéré. Il convient d'utiliser des valeurs μ_d supérieures à 1,0 seulement lorsque le moment fléchissant M_{Ed} dépend directement de l'action de l'effort N_{Ed} , par exemple lorsque le moment M_{Ed} résulte d'un excentrement de l'effort normal N_{Ed} . Dans le cas contraire, une vérification supplémentaire est nécessaire conformément à 6.7.1 (7).

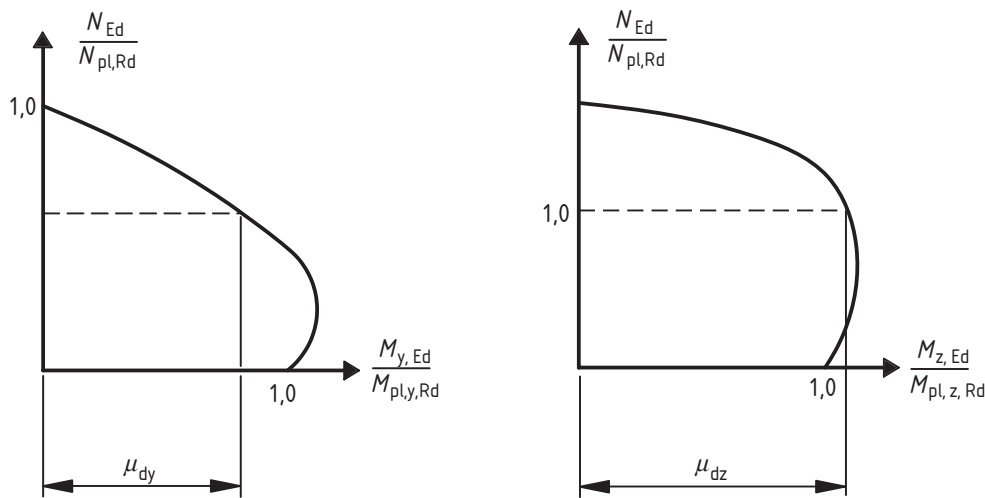


Figure 6.20 : Calcul pour la compression et la flexion biaxiale

6.7.3.7 Compression et flexion biaxiale combinées

(1) Pour les poteaux mixtes et les éléments comprimés soumis à une flexion biaxiale les valeurs μ_{dy} et μ_{dz} de la Figure 6.20 peuvent être calculées conformément à 6.7.3.6 séparément pour chaque plan de flexion. Il convient de prendre en compte les imperfections uniquement dans le plan pour lequel la ruine est attendue. Si la détermination du plan le plus critique n'est pas évidente, il convient d'effectuer les vérifications pour les deux plans.

(2) En compression et flexion biaxiale combinées, pour la vérification de la stabilité le long du poteau et pour la vérification à l'extrémité, il convient de satisfaire les conditions suivantes :

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (6.46)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.47)$$

où :

$M_{pl,y,Rd}$ et $M_{pl,z,Rd}$ sont les résistances plastiques en flexion pour le plan de flexion approprié ;

$M_{y,Ed}$ et $M_{z,Ed}$ sont les moments fléchissants de calcul incluant les effets du second ordre et les imperfections comme indiqué en 6.7.3.4 ;

μ_{dy} et μ_{dz} sont définis en 6.7.3.6 ;

$\alpha_M = \alpha_{M,y}$ et $\alpha_M = \alpha_{M,z}$ sont donnés en 6.7.3.6(1).

6.7.4 Connexion et introduction des charges

6.7.4.1 Généralités

(1)P Des dispositions doivent être prises dans les zones d'introduction des charges pour que les sollicitations appliquées par les éléments assemblés aux extrémités et les charges appliquées en partie courante se répartissent entre les éléments en acier et en béton, en prenant en compte la résistance au cisaillement au niveau de l'interface acier-béton. Un cheminement des efforts doit être clairement défini afin de ne pas engendrer au niveau de l'interface un glissement qui invaliderait les hypothèses prises dans le calcul.

(2)P Lorsque des poteaux mixtes et des éléments comprimés sont soumis à un effort tranchant significatif, provoqué par exemple par des charges transversales localisées et par des moments d'extrémité, des dispositions doivent être prises pour la transmission du cisaillement longitudinal qui en résulte au niveau de l'interface acier-béton.

(3) Pour des poteaux mixtes et des éléments comprimés soumis à un chargement axial, il n'est pas nécessaire de prendre en compte le cisaillement longitudinal hors des zones d'introduction des charges.

6.7.4.2 Introduction des charges

(1) Il convient de prévoir des connecteurs dans la zone d'introduction des charges ainsi que dans les zones de changement de section, si la résistance au cisaillement de calcul τ_{Rd} , voir 6.7.4.3, est dépassée au niveau de l'interface acier-béton. Il convient de déterminer les efforts de cisaillement à partir de la variation des efforts en section dans l'acier ou dans le béton sur la longueur de la zone d'introduction. Si les charges sont introduites dans la section de béton uniquement, il convient de prendre en compte les valeurs résultant d'une analyse élastique compte tenu du fluage et du retrait. Dans les autres cas, il convient de déterminer les efforts exercés au niveau de l'interface par un calcul élastique ou un calcul plastique en retenant le cas le plus sévère.

(2) A défaut de méthode plus précise, il convient d'adopter une longueur de la zone d'introduction ne dépassant pas $2d$ ou $L/3$, où d est la dimension transversale minimale du poteau et L sa longueur.

(3) Pour des poteaux mixtes et des éléments comprimés, il n'est pas nécessaire de prévoir une connexion pour l'introduction des charges par des platines d'extrémité si la totalité de l'interface entre la section en béton et la platine d'extrémité est comprimée en permanence, compte tenu du fluage et du retrait. Dans le cas contraire, il convient de justifier l'introduction des charges conformément à (5). Pour les profils creux à section circulaire remplis de béton, l'effet de confinement peut être pris en compte, si les conditions données en 6.7.3.2(6) sont satisfaites en utilisant alors les valeurs η_a et η_c correspondant à $\bar{\lambda}$ égal à zéro.

(4) Lorsque des goujons sont fixés sur l'âme d'une section en I en acier totalement ou partiellement enrobée de béton ou d'une section similaire, les forces de frottement résultant de l'empêchement de dilatation latérale du béton par les semelles en acier adjacentes peuvent être prises en compte. Cette résistance peut être ajoutée à la résistance calculée des connecteurs. Le supplément de résistance peut être supposé égal à $\mu P_{Rd} / 2$ sur chaque semelle et pour chaque file horizontale de goujons, comme indiqué sur la Figure 6.21, où μ est le coefficient de frottement approprié. Pour les profilés en acier non peints, μ peut être pris égal à 0,5. P_{Rd} est la résistance d'un seul goujon conformément à 6.6.3.1. A défaut de meilleures informations données par des essais, il convient que la distance libre entre les semelles ne dépasse pas les valeurs données sur la Figure 6.21.

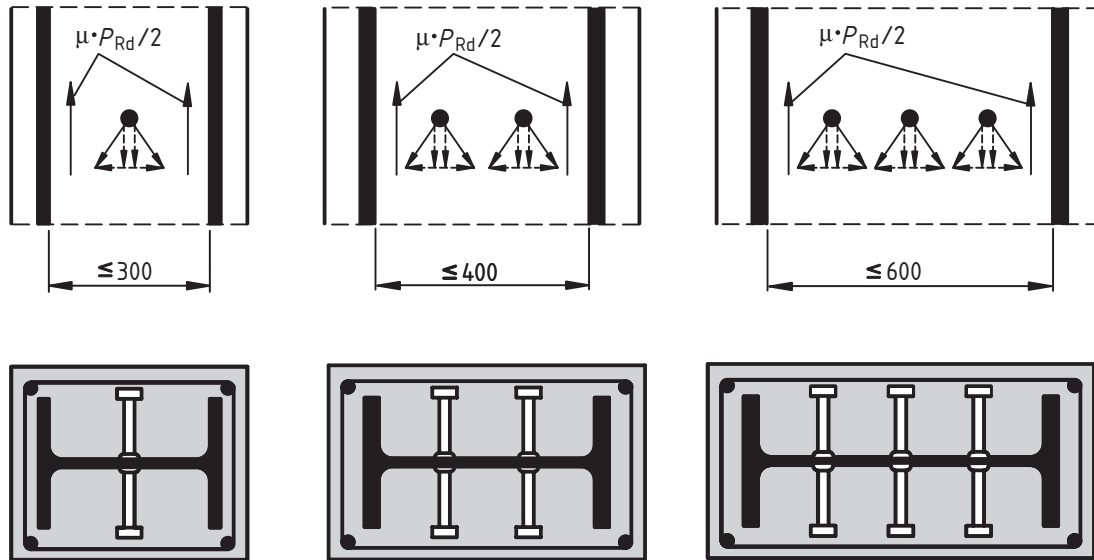


Figure 6.21 : Forces de frottement additionnelles dans les poteaux mixtes avec utilisation de goujons à tête

(5) Si la section n'est chargée que localement (comme, par exemple, sur la Figure 6.22A), les charges peuvent être diffusées avec la pente 1/2,5 à travers l'épaisseur t_e de la platine d'extrémité. Il convient alors de limiter les contraintes du béton dans la zone efficace d'introduction des charges, pour les profilés creux remplis de béton, conformément à (6), et pour tous les autres types de sections conformément à l'EN 1992-1-1, 6.7.

(6) Si le béton remplissant un profilé creux circulaire ou un profilé creux carré n'est que localement chargé, par exemple par des goussets traversant le profilé ou par des raidisseurs comme indiqué sur la Figure 6.22, il convient de déterminer la résistance de calcul locale du béton, $\sigma_{c,Rd}$ sous le gousset ou le raidisseur dimensionné par les forces en section de béton, par :

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_{cl} \frac{t}{a} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1}, \leq f_{yd} \quad (6.48)$$

où :

t est l'épaisseur de paroi du tube en acier ;

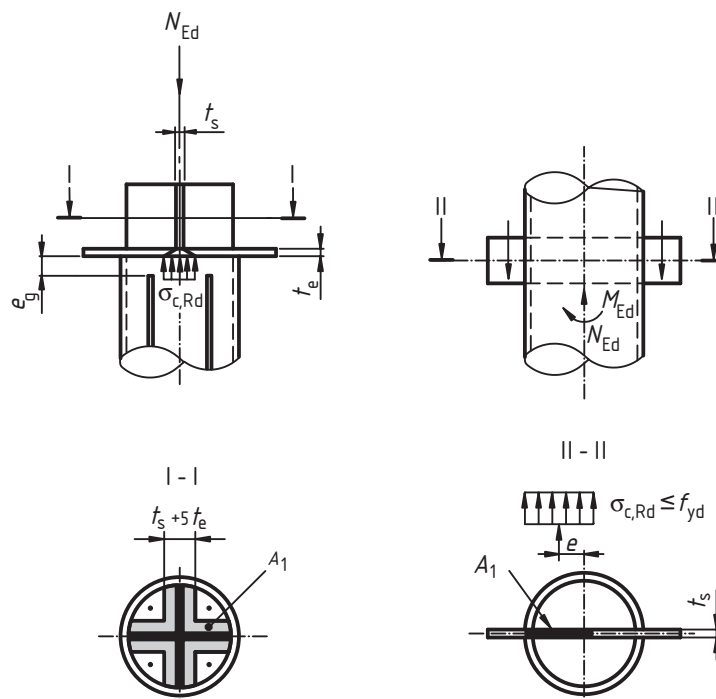
a est le diamètre du tube ou la largeur de la section carrée ;

A_c est l'aire de la section en béton du poteau ;

A_1 est l'aire sollicitée sous le gousset, voir Figure 6.22 ;

$\eta_{cl} = 4,9$ pour les profils creux circulaires et 3,5 pour les profils creux carrés.

Il convient que le rapport A_c/A_1 ne dépasse pas la valeur 20. Il convient que les soudures situées entre le gousset et les profils creux en acier soient justifiées conformément à l'EN 1993-1-8, Section 4.



Légende

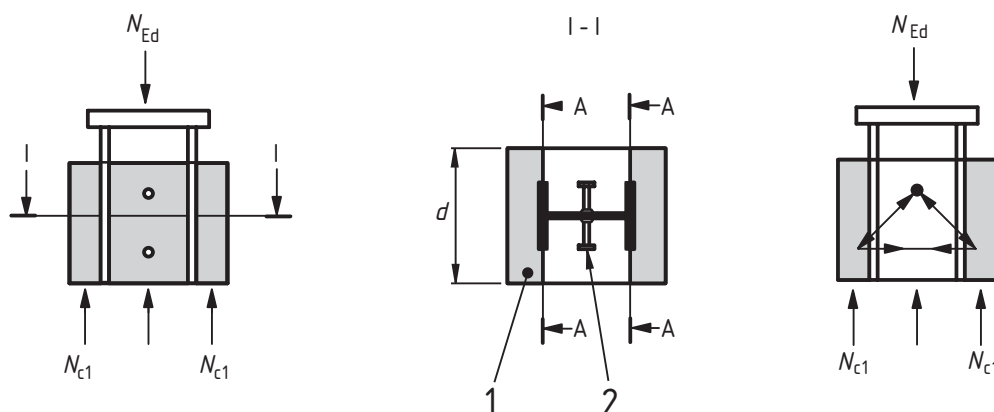
- 1 Coupe I-I
- 2 Coupe II-II

Figure 6.22 : Profil creux circulaire rempli de béton, localement chargé

(7) Pour les profils creux circulaires remplis de béton, l'armature longitudinale peut être prise en compte pour la résistance du poteau, même lorsqu'elle n'est pas soudée sur les platines d'extrémité ou en contact direct avec ces platines, à condition que :

- la vérification à la fatigue n'est pas requise,
- l'espace e_g existant entre l'armature et la platine d'extrémité ne dépasse pas 30 mm, voir Figure 6.22A.

(8) Il convient que l'armature transversale soit conforme à l'EN 1992-1-1, 9.5.3. Dans le cas de profilés en acier partiellement enrobés, il convient que le béton soit maintenu en place par une armature transversale disposée conformément aux indications de la Figure 6.10.



Légende

- 1 Coupe I-I
2 Non directement connecté

Figure 6.23 : Aires de béton directement et non directement connectées pour le calcul de l'armature transversale

(9) Dans le cas d'introduction des charges par l'intermédiaire de la section acier seule ou de la section en béton seule, et dans le cas des profilés en acier totalement enrobés, il convient de calculer l'armature transversale pour le cisaillement longitudinal résultant de la transmission de l'effort normal (N_{c1} sur la Figure 6.23) provenant des parties du béton directement concernées par des connecteurs vers les parties du béton sans connexion directe (voir Figure 6.23, coupe A-A ; il convient de considérer l'aire hachurée située à l'extérieur des semelles sur la Figure 6.23 comme non directement connectée). Il convient que le calcul et la disposition de l'armature transversale soient basés sur un modèle en treillis supposant un angle de 45° entre les bielles de béton comprimées et l'axe de la barre.

6.7.4.3 Cisaillement longitudinal hors des zones d'introduction des charges

(1) Hors de la zone d'introduction des charges, il convient de vérifier le cisaillement longitudinal au niveau de l'interface acier-béton lorsqu'il est provoqué par des charges transversales et /ou des moments d'extrémité. Il convient de prévoir des connecteurs, sur la base de la distribution de la valeur de calcul du cisaillement longitudinal, lorsque celui-ci dépasse la résistance au cisaillement de calcul τ_{Rd} .

(2) A défaut de méthode plus précise, l'analyse élastique, prenant en compte les effets à long terme et la fissuration du béton, peut être utilisée pour déterminer le cisaillement longitudinal au niveau de l'interface.

(3) A condition que la surface du profilé en acier en contact avec le béton soit dépourvue de peinture et exempte d'huile, de graisse et de calamine ou de rouille non adhérentes, les valeurs données dans le Tableau 6.6 peuvent être adoptées pour τ_{Rd} .

Tableau 6.6 : Résistance au cisaillement de calcul τ_{Rd}

Type de section	τ_{Rd} (N/mm ²)
Profilés en acier totalement enrobés de béton	0,30
Profilés creux circulaires remplis de béton	0,55
Profilés creux rectangulaires remplis de béton	0,40
Semelles de profilés partiellement enrobés	0,20
Âmes de profilés partiellement enrobés	0,00

(4) La valeur de τ_{Rd} donnée dans le Tableau 6.6 pour les profilés en acier totalement enrobés de béton est applicable aux profilés comportant un enrobage minimal de béton de 40 mm ainsi que des armatures transversales et longitudinales conformes à 6.7.5.2. Pour un enrobage de béton supérieur et une armature appropriée, des valeurs supérieures de τ_{Rd} peuvent être utilisées. Sauf justification par essais, une valeur majorée $\beta_c \tau_{Rd}$ peut être utilisée pour les profilés totalement enrobés, avec β_c donné par l'expression :

$$\beta_c = 1 + 0,02 c_z \left(1 - \frac{c_{z,min}}{c_z} \right) \leq 2,5 \quad (6.49)$$

où :

c_z est la valeur nominale d'enrobage de béton en mm, voir Figure 6.17a ;

$c_{z,min} = 40$ mm est l'enrobage minimal de béton.

(5) Sauf justification complémentaire, pour les profilés en I partiellement enrobés soumis à un effort tranchant dû à une flexion selon l'axe faible provoquée par un chargement latéral ou des moments d'extrémité, il convient de prévoir systématiquement des connecteurs. Si la résistance à l'effort tranchant n'est pas prise égale uniquement à la résistance de l'acier de construction, il convient alors que les barres d'armature transversale requises pour l'effort tranchant $V_{c,Ed}$ conformément à 6.7.3.2(4) soient soudées sur l'âme du profilé en acier ou traversent cette âme.

6.7.5 Dispositions constructives

6.7.5.1 Enrobage des profilés en acier et des armatures

(1)P Pour les profilés en acier totalement enrobés, un enrobage minimal de béton armé doit être réalisé afin d'assurer la transmission efficace des efforts d'adhérence, la protection de l'acier contre la corrosion et d'éviter l'éclatement du béton.

(2) Il convient que l'enrobage de béton d'une semelle de profilé en acier totalement enrobé ne soit pas inférieur à 40 mm, ni inférieur à un sixième de la largeur b de la semelle.

(3) Il convient que l'enrobage des armatures soit conforme à l'EN 1992-1-1, Section 4.

6.7.5.2 Armature longitudinale et transversale

(1) Il convient que l'armature longitudinale des poteaux enrobés de béton, prise en compte dans la résistance de la section, ne soit pas inférieure à 0,3 % de la section du béton. Dans les profilés creux remplis de béton, aucune armature longitudinale n'est normalement nécessaire si la résistance au feu n'est pas à justifier.

(2) Il convient que les armatures transversale et longitudinale des poteaux totalement ou partiellement enrobés de béton soient justifiées et réalisées conformément à l'EN 1992-1-1, 9.5.

(3) La distance nette entre les barres d'armature longitudinale et le profilé en acier de construction peut être plus faible que celle exigée en (2), voire nulle. Dans ce cas, il convient de prendre pour l'adhérence un périmètre efficace c de la barre d'armature égal à la moitié ou au quart de son périmètre, comme indiqué dans la Figure 6.24 en (a) et (b) respectivement.

(4) Pour les éléments totalement ou partiellement enrobés, lorsque les conditions d'environnement relèvent de la classe X0 selon l'EN 1992-1-1, Tableau 4.1, et lorsque l'armature longitudinale est négligée dans le calcul, il convient de mettre en place une armature longitudinale minimale, avec des barres de 8 mm de diamètre espacées de 250 mm, ainsi qu'une armature transversale minimale avec des barres de 6 mm de diamètre espacées de 200 mm. En alternative, un treillis soudé de barres de 4 mm de diamètre peut être utilisé.

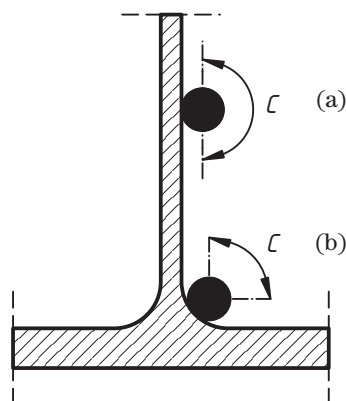


Figure 6.24 : Périmètre efficace c d'une barre d'armature

6.8 Fatigue

6.8.1 Généralités

(1)P La résistance des structures mixtes à la fatigue doit être vérifiée lorsque les structures sont soumises à des variations de contraintes répétées.

(2)P Le calcul à l'état limite de fatigue doit s'assurer, avec un niveau de probabilité acceptable, que durant la totalité de sa durée de vie de calcul, la structure n'est pas susceptible de subir une ruine par fatigue ou de nécessiter la réparation de dommages provoqués par la fatigue.

(3) Dans les bâtiments, pour les goujons à tête soumis à la combinaison d'actions caractéristique, il convient que l'effort de cisaillement longitudinal maximal par connecteur ne dépasse pas $0,75 P_{Rd}$ où P_{Rd} est déterminé conformément à 6.6.3.1.

(4) Dans les bâtiments, aucune considération de la fatigue n'est exigée pour l'acier de construction, l'armature, le béton et la connexion lorsque l'EN 1993-1-1, 4(4) s'applique pour l'acier de construction, et l'EN 1992-1-1, 6.8.1 ne s'applique pas pour le béton.

6.8.2 Coefficients partiels pour l'évaluation de la fatigue dans les bâtiments

(1) Les coefficients partiels γ_{Mf} pour la résistance à la fatigue sont donnés dans l'EN 1993-1-9, 3 pour les éléments en acier et dans l'EN 1992-1-1, 2.4.1.4 pour le béton et l'armature. Pour les goujons à tête soumis à un cisaillement, il convient d'appliquer un coefficient partiel $\gamma_{Mf,s}$.

NOTE La valeur pour $\gamma_{Mf,s}$ peut être donnée dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée pour $\gamma_{Mf,s}$ est 1,0.

(2) Il convient d'appliquer les coefficients partiels γ_{Ff} pour le chargement de fatigue.

NOTE Les valeurs de γ_{Ff} pour différents cas de chargements en fatigue peuvent être données dans l'Annexe Nationale.

6.8.3 Résistance à la fatigue

(1) Il convient de prendre la résistance à la fatigue pour l'acier de construction et pour les soudures dans l'EN 1993-1-9, 7.

(2) Il convient de prendre la résistance à la fatigue de l'acier d'armature et de l'acier de précontrainte dans l'EN 1992-1. Pour le béton, l'EN 1992-1-1, 6.8.5 s'applique.

(3) La courbe de résistance à la fatigue d'un goujon à tête soudé automatiquement conformément aux dispositions données en 6.6.3.1 est représentée sur la Figure. 6.25, et donnée pour le béton de masse volumique normale par l'expression :

$$(\Delta\tau_R)^m N_R = (\Delta\tau_c)^m N_c \quad (6.50)$$

où :

$\Delta\tau_R$ est la résistance à la fatigue relative à l'aire de la section droite du fût du goujon; en utilisant le diamètre nominal d du fût ;

$\Delta\tau_c$ est la valeur de référence à 2 millions de cycles, égale à 90 N/mm² ;

m est la pente de la courbe de résistance à la fatigue, correspondant à la valeur $m = 8$;

N_R est le nombre de cycles d'étendue constante de contraintes.

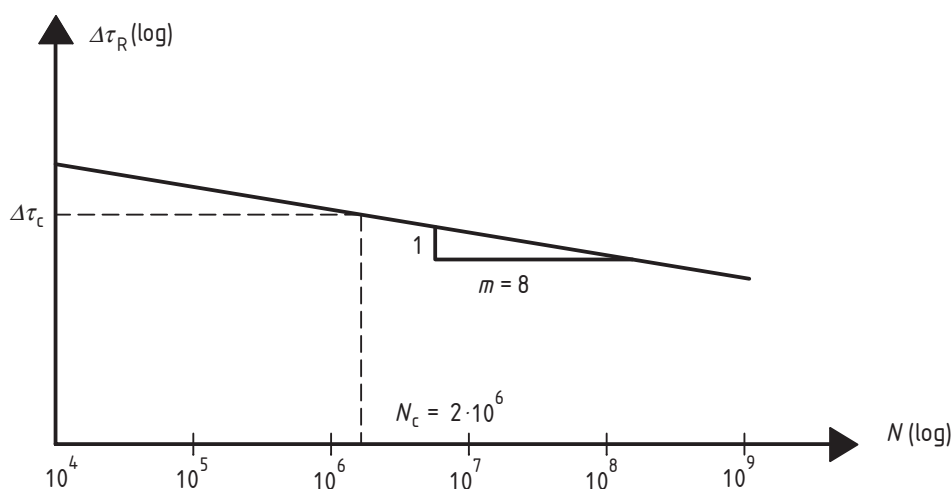


Figure 6.25 : Courbe de résistance à la fatigue pour les goujons à tête dans les dalles pleines

(4) Pour les goujons utilisés avec du béton léger d'une classe de masse volumique conforme à l'EN 1992-1-1, 11, il convient de déterminer la résistance à la fatigue conformément aux dispositions données en (3) mais en remplaçant $\Delta\tau_R$ par $\eta\Delta\tau_R$ et $\Delta\tau_c$ par $\eta\Delta\tau_c$, où η est donné par l'EN 1992-1-1, 11.3.2.

6.8.4 Sollicitations et chargements pour la fatigue

(1) Il convient de déterminer les sollicitations par une analyse globale élastique de la structure conformément aux paragraphes 5.4.1 et 5.4.2 et pour la combinaison d'actions donnée dans l'EN 1992-1-1, 6.8.3.

(2) Les moments de flexion maximal et minimal et/ou les sollicitations résultant de la combinaison de charges définie en (1) sont dénommées $M_{Ed,max,f}$ et $M_{Ed,min,f}$.

(3) Pour les bâtiments, il convient de déterminer le chargement de fatigue dans les parties adéquates de l'EN 1991. Lorsqu'aucun chargement de fatigue n'est spécifié, l'EN 1993-1-9, Annexe A1 peut être utilisée. Il convient de prendre en compte la réponse dynamique de la structure ou les effets d'impact, le cas échéant.

6.8.5 Contraintes

6.8.5.1 Généralités

(1) Il convient de calculer les contraintes sur la base de 7.2.1.

(2)P Pour la détermination des contraintes dans les zones fissurées, l'effet de rigidité du béton tendu sur les contraintes dans l'armature doit être pris en compte.

(3) Sauf vérification par une méthode plus précise, l'effet de rigidité du béton tendu sur les contraintes dans l'armature peut être déterminé suivant 6.8.5.4.

(4) Sauf utilisation d'une méthode plus précise, l'effet de rigidité du béton tendu sur les contraintes dans l'acier de construction peut être négligé.

6.8.5.2 Béton

(1) Pour la détermination des contraintes exercées dans les éléments en béton, l'EN 1992-1-1, 6.8 s'applique.

6.8.5.3 Acier de construction

(1) Aux endroits où les moments de flexion $M_{Ed,max,f}$ et $M_{Ed,min,f}$ induisent des contraintes de traction dans la dalle de béton, les contraintes dans l'acier de construction relatives à ces moments de flexion peuvent être déterminées à partir du moment d'inertie I_2 défini en 1.5.2.12

(2) Aux endroits où $M_{Ed,min,f}$ et $M_{Ed,max,f}$, ou uniquement $M_{Ed,min,f}$, induisent de la compression dans la dalle de béton, il convient de déterminer les contraintes dans l'acier de construction dues à ces moments à partir des propriétés de la section non fissurée.

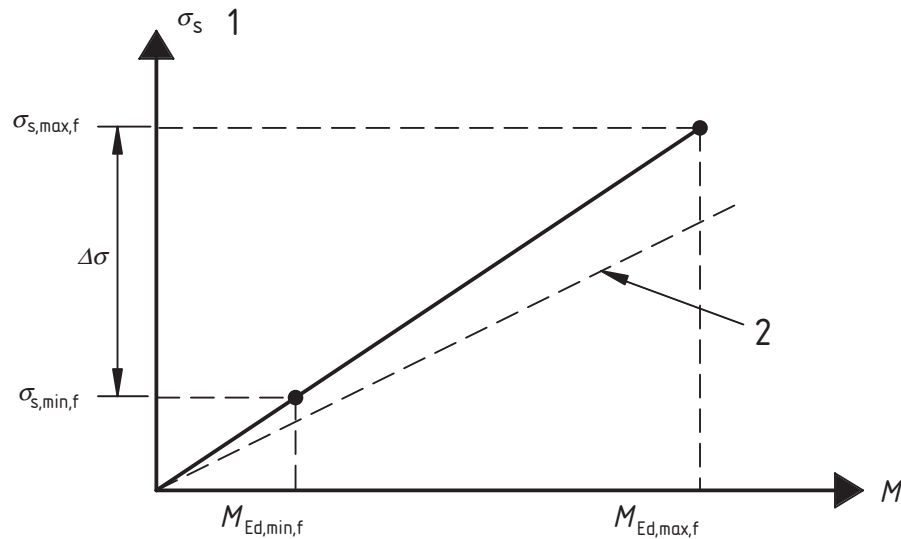
6.8.5.4 Armature

(1) Aux endroits où le moment de flexion $M_{Ed,max,f}$ induit des contraintes de traction dans la dalle de béton et lorsque l'on n'utilise pas de méthode plus précise, il convient de déterminer les effets de rigidité du béton tendu sur les contraintes $\sigma_{s,max,f}$ dans l'armature résultant de $M_{Ed,max,f}$, au moyen des relations (7.4) à (7.6) donnés en 7.4.3 (3). Dans l'équation (7.5) de 7.4.3(3), il convient d'appliquer le coefficient 0,2 à la place du coefficient 0,4.

(2). Aux endroits où le moment de flexion $M_{Ed,min,f}$ induit également des contraintes de traction dans la dalle de béton, l'étendue de contraintes $\Delta\sigma$ est fournie par la figure 6.26 et la contrainte de traction $\sigma_{s,min,f}$ dans l'armature résultant de $M_{Ed,min,f}$ peut être déterminée par :

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}} \quad (6.51)$$

(3) Aux endroits où $M_{Ed,min,f}$ et $M_{Ed,max,f}$, ou uniquement $M_{Ed,min,f}$, induisent des contraintes de compression dans la dalle de béton, il convient de déterminer les contraintes dans l'acier d'armature relatives à ces moments de flexion à partir des propriétés de la section non fissurée.



Légende

- 1 Dalle en traction
- 2 Rigidité du béton tendu

Figure 6.26 : Détermination des contraintes $\sigma_{s,max,f}$ et $\sigma_{s,min,f}$ dans les régions fissurées

6.8.5.5 Connexion

(1)P Le cisaillement longitudinal par unité de longueur doit être calculé au moyen d'une analyse élastique.

(2) Il convient de tenir compte, en utilisant un modèle adéquat, de l'effet de rigidité du béton tendu dans les éléments fissurés. Par simplification, il est permis de déterminer les efforts de cisaillement longitudinal à l'interface acier/béton en utilisant les caractéristiques de la section non fissurée.

6.8.6 Etendues de contrainte

6.8.6.1 Acier de construction et armature

(1) Il convient de déterminer les étendues de contrainte à partir des contraintes déterminées suivant 6.8.5.

(2) Lorsque la vérification relative à la fatigue est basée sur des étendues de contrainte de dommage équivalent, en général, il convient de déterminer une étendue $\Delta\sigma_E$ en utilisant la formule :

$$\Delta\sigma_E = \lambda \phi \left| \sigma_{\max,f} - \sigma_{\min,f} \right| \quad (6.52)$$

où:

$\sigma_{\max,f}$ et $\sigma_{\min,f}$ sont les contraintes maximale et minimale déterminées en utilisant 6.8.4 et 6.8.5 ;

λ est un coefficient de dommage équivalent ;

ϕ est un coefficient de dommage équivalent d'impact.

(3) Lorsqu'un élément est soumis à des effets combinés global et local, il convient de considérer séparément les effets. Sauf utilisation d'une méthode plus précise, il convient de combiner les effets global et local au moyen de la formule suivante pour obtenir l'amplitude de contrainte constante équivalente.

$$\Delta\sigma_E = \lambda_{glob} \phi_{glob} \Delta\sigma_{E,glob} + \lambda_{loc} \phi_{loc} \Delta\sigma_{E,loc} \quad (6.53)$$

dans laquelle les indices “glob” et “loc” se réfèrent à l'effet global et à l'effet local respectivement.

(4) Pour les bâtiments, il est permis de déterminer $\Delta\sigma_E$ relatif à l'acier de construction comme l'étendue de contrainte $\Delta\sigma_{E,2}$ définie dans l'EN 1993-1-9, 1.3 et pour l'armature comme l'étendue de contrainte $\Delta\sigma_{s,eq}$ définie dans l'EN 1992-1-1, 6.8.5.

(5) Pour les bâtiments, le coefficient de dommage équivalent λ est défini dans l'EN 1993-1-9, 6.2 et dans les parties adéquates de l'EN 1993 pour les éléments en acier. Pour l'armature, il est défini dans les parties adéquates de l'EN 1992.

(6) Pour les bâtiments, lorsqu'aucune valeur n'est spécifiée pour λ , il convient de déterminer le coefficient de dommage équivalent suivant l'EN 1993-1-9, Annexe A, en utilisant la pente adéquate de la courbe de résistance en fatigue.

6.8.6.2 Connexion

(1) Pour la vérification des goujons basée sur des étendues de contrainte nominale, l'étendue de contrainte constante équivalente relative aux contraintes de cisaillement $\Delta\tau_{E,2}$, pour 2 millions de cycles est donnée par :

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \Delta\tau \quad (6.54)$$

où:

λ_v est le coefficient de dommage équivalent dépendant des spectres du chargement de fatigue et de la pente m de la courbe de résistance en fatigue ;

$\Delta\tau$ est l'étendue de contrainte de cisaillement due au chargement de fatigue, relative à la section droite du fût du goujon, en utilisant la valeur nominale d du fût.

(2) Il convient de calculer l'étendue de contrainte de cisaillement d'amplitude constante équivalente dans les soudures des autres types de connecteurs suivant l'EN 1993-1-9, 6.

(3) Dans les bâtiments, lorsque pour les goujons aucune valeur n'est spécifiée pour λ_v , il convient de déterminer le facteur de dommage équivalent suivant l'EN 1993-1-9, Annexe A, en utilisant la pente adéquate de la courbe de résistance en fatigue du connecteur, donnée en 6.8.3.

6.8.7 Evaluation de la fatigue basée sur les étendues de contrainte nominale

6.8.7.1 Acier de construction, armature et béton

(1) Il convient que l'évaluation de la fatigue pour l'acier de construction soit effectuée conformément à l'EN 1993-1-1, 6.8.5 ou 6.8.6.

(2) Il convient que la vérification pour le béton comprimé soit effectuée conformément à l'EN 1992-1-1, 6.8.7.

(3) Dans les bâtiments, il convient de suivre les indications de l'EN 1993-1-9, 8, pour l'évaluation de la fatigue dans l'acier de construction.

6.8.7.2 Connexion

(1) Pour les goujons soudés sur une semelle en acier toujours comprimée sous l'effet de la combinaison d'actions adéquate, voir 6.8.4 (1)), il convient d'effectuer la vérification en fatigue en satisfaisant le critère suivant :

$$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s} \quad (6.59)$$

où :

$\Delta\tau_{E,2}$ est défini en 6.8.6.2(1) ;

$\Delta\tau_c$ est la valeur de référence de la résistance à la fatigue à 2 millions de cycles selon 6.8.3.

(2) Lorsque la contrainte maximale exercée dans la semelle en acier sur laquelle les goujons sont soudés est en traction sous l'effet de la combinaison d'actions adéquate, il convient de vérifier l'interaction existant au niveau de toute section d'élément entre l'étendue de contrainte de cisaillement $\Delta\tau_E$ exercée dans la soudure du goujon et l'étendue de contrainte normale $\Delta\sigma_E$ exercée dans la semelle en acier, au moyen des expressions d'interaction suivantes :

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \quad (6.60)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,0 \quad (6.61)$$

où :

$\Delta\sigma_{E,2}$ est l'étendue de contrainte dans la semelle déterminée suivant 6.8.6.1;

$\Delta\sigma_c$ est la valeur de référence de résistance à la fatigue donnée dans l'EN 1993-1-9, 7, en appliquant la catégorie 80.

Les étendues de contrainte $\Delta\tau_{E,2}$ et $\Delta\tau_c$ sont définies en (1).

Il convient de vérifier l'expression (6.65) pour la valeur maximale de $\Delta\sigma_{E,2}$ et la valeur concomitante $\Delta\tau_{E,2}$, ainsi que pour la valeur maximale de $\Delta\tau_{E,2}$ et la valeur concomitante de $\Delta\sigma_{E,2}$. Sauf si l'on prend en compte l'effet de rigidité du béton tendu par des méthodes plus précises, il convient de vérifier le critère d'interaction avec les étendues de contrainte correspondantes déterminées avec les propriétés des sections à la fois fissurées et non fissurées.

Section 7 Etats limites de service

7.1 Généralités

(1)P Une structure comportant des éléments mixtes doit être calculée et construite de telle sorte que tous les états limites de service appropriés soient vérifiés conformément aux Principes énoncés en 3.4 de l'EN 1990.

(2) Il convient que la vérification des états limites de service soit basée sur les critères donnés dans l'EN 1990, 3.4(3).

(3) Il convient de vérifier les états limites de service pour les dalles mixtes comportant des plaques nervurées en acier conformément à la Section 9.

7.2 Contraintes

7.2.1 Généralités

(1)P Le calcul des contraintes pour les poutres à l'état limite de service doit prendre en compte les effets des paramètres suivants, selon le cas :

— traînage de cisaillement ;

- fluage et retrait du béton ;
- fissuration du béton et rigidité du béton tendu ;
- séquence des opérations de construction ;
- augmentation de la flexibilité résultant d'un manque significatif d'interaction dû au glissement dans la connexion ;
- comportement inélastique de l'acier et des armatures, le cas échéant ;
- torsion et gauchissement des sections, le cas échéant.

(2) Le traînage de cisaillement peut être pris en compte conformément à 5.4.1.2.

(3) A défaut d'une méthode plus précise, les effets du fluage et du retrait peuvent être pris en compte par l'utilisation de coefficients d'équivalence conformément à 5.4.2.2.

(4) Dans les sections fissurées, les effets primaires du retrait peuvent être négligés pour la vérification des contraintes.

(5)P Dans l'analyse des sections, la résistance à la traction du béton doit être négligée.

(6) Il convient de prendre en compte l'influence de la rigidité du béton tendu entre fissures sur les contraintes exercées dans les aciers d'armature et de précontrainte. A défaut de méthodes plus précises, il convient de déterminer les contraintes dans les armatures conformément à 7.4.3.

(7) Les influences de la rigidité du béton tendu sur les contraintes dans l'acier de construction peuvent être négligées.

(8) Les effets de manque d'interaction peuvent être négligés lorsqu'une connexion complète est réalisée et, pour les bâtiments, lorsqu'une connexion partielle est réalisée, 7.3.1(4) s'applique.

7.2.2 Limitation des contraintes pour les bâtiments

(1) Une limitation des contraintes n'est pas exigée pour les poutres si, à l'état limite ultime, aucune vérification de fatigue n'est exigée, et si aucune précontrainte par câbles et/ou par déformations imposées contrôlées (par ex. vérinage au niveau des appuis) n'est mise en oeuvre.

(2) Pour les poteaux mixtes de bâtiments, aucune limitation de contraintes n'est normalement exigée.

(3) Les limitations de contraintes pour le béton et les armatures données dans l'EN 1992-1-1, 7.2 s'appliquent si cela est exigé.

7.3 Déformations dans les bâtiments

7.3.1 Flèches

(1) Il convient de calculer les flèches provoquées par les charges appliquées à l'élément en acier seul conformément à l'EN 1993-1-1.

(2) Il convient de calculer les flèches provoquées par les charges appliquées à l'élément mixte au moyen d'une analyse élastique conformément à la Section 5.

(3) Le niveau de référence pour la flèche verticale positive $\delta_{\max}$ des poutres non étayées est la face supérieure de la poutre mixte. Seulement dans le cas où la flèche peut altérer l'aspect du bâtiment, il convient de prendre la face inférieure de la poutre comme niveau de référence.

(4) Les effets d'interaction incomplète peuvent être négligés à condition :

- a) que le calcul de la connexion soit effectué conformément aux dispositions données en 6.6,

- b) qu'il soit utilisé un nombre de connecteurs au moins égal à la moitié du nombre requis pour une connexion complète, ou que les efforts résultant d'un comportement élastique et agissant sur les connecteurs à l'état limite de service ne dépassent pas P_{Rd} , et
- c) dans le cas de dalle nervurée dont les nervures sont perpendiculaires à la poutre, que la hauteur des nervures ne dépasse pas 80 mm.

(5) Il convient de prendre en compte l'effet de la fissuration du béton sur la flèche dans les zones de moment négatif, en adoptant les méthodes d'analyse données en 5.4.2.3.

(6) Pour les poutres comportant des sections critiques de Classes 1, 2 ou 3, la méthode simplifiée suivante peut être utilisée. Au niveau de chaque appui intermédiaire où σ_{ct} dépasse $1,5 f_{ctm}$ ou $1,5 f_{lctm}$ selon le cas, le moment fléchissant déterminé par l'analyse non fissurée selon 5.4.2.3 est multiplié par le facteur de réduction f_1 donné à la Figure 7.1, et les augmentations correspondantes sont apportées aux moments fléchissants agissant dans les travées adjacentes. La courbe A peut être utilisée pour les travées intérieures uniquement, lorsque les charges par unité de longueur sur toutes les travées sont égales et lorsque les portées ne diffèrent pas de plus de 25 %. Dans le cas contraire, il convient d'utiliser la valeur approchée en limite inférieure $f_1 = 0,6$ (ligne B).

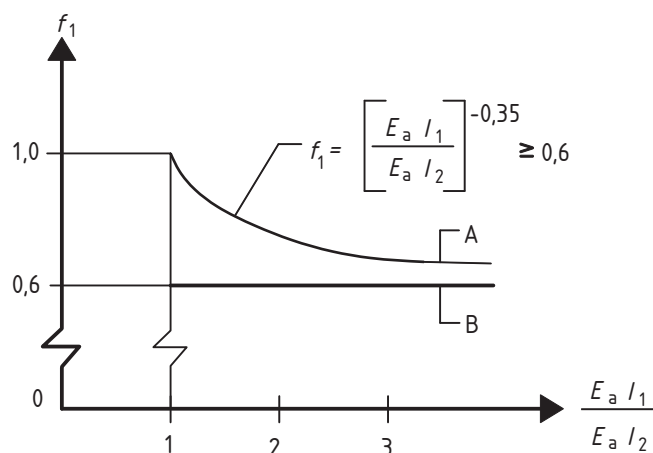


Figure 7.1 : Facteur de réduction pour les moments fléchissants agissant au niveau des appuis

(7) Pour le calcul de la flèche des poutres non étayées, l'influence de la plastification locale de l'acier de construction au-dessus d'un appui peut être prise en compte en multipliant le moment fléchissant agissant au niveau de l'appui, déterminé conformément aux méthodes données dans le présent alinéa, par le facteur de réduction supplémentaire suivant :

- $f_2 = 0,5$ si f_y est atteint avant durcissement de la dalle en béton ;
- $f_2 = 0,7$ si f_y est atteint après durcissement de la dalle en béton.

Ceci s'applique pour la détermination de la flèche maximale mais pas pour la contre-flèche.

(8) Sauf exigence spécifique, il n'est pas nécessaire d'inclure l'effet de courbure résultant du retrait du béton de masse volumique normale lorsque le rapport de la portée à la hauteur totale de la poutre n'est pas supérieur à 20.

7.3.2 Vibrations

(1) Il convient que les propriétés dynamiques des poutres de plancher satisfassent les critères donnés dans l'EN 1990, A1.4.4.

7.4 Fissuration du béton

7.4.1 Généralités

(1) Pour la limitation de l'ouverture des fissures, les considérations générales données dans l'EN 1992-1-1, 7.3.1(1) à (9), s'appliquent aux structures mixtes. La limitation de l'ouverture des fissures dépend des classes d'exposition selon l'EN 1992-1-1, 4.

(2) Une estimation de l'ouverture des fissures peut être déduite de l'EN 1992-1-1, 7.3.4, où il convient de calculer la contrainte σ_s en prenant en compte les effets de rigidité du béton tendu. A défaut d'une méthode plus précise, σ_s peut être déterminée conformément à 7.4.3(3).

(3) Comme alternative simplifiée plaçant du côté de la sécurité, la limitation de la largeur de fissures à une valeur acceptable peut être obtenue en mettant en place une armature minimale définie en 7.4.2 avec un espacement ou des diamètres de barres d'armature ne dépassant pas les limites définies en 7.4.3.

(4) Dans le cas où des poutres de bâtiment sont calculées comme simplement appuyées bien que la dalle soit continue, et lorsque le contrôle de l'ouverture des fissures ne présente pas d'intérêt, il convient que l'armature longitudinale comprise dans la largeur efficace de la dalle en béton en conformité avec 6.1.2 ne soit pas inférieure à :

- 0,4 % de l'aire du béton, pour une construction étayée ;
- 0,2 % de l'aire du béton, pour une construction non étayée.

Il convient que l'armature dans la poutre, calculée articulée, intéresse une longueur de $0,25L$ de part et d'autre d'un appui intermédiaire, ou $0,5L$ adjacent au porte-à-faux, où L est respectivement la longueur de la travée concernée ou la longueur du porte-à-faux. Il convient de ne pas prendre en compte la présence éventuelle de plaques nervurées en acier. Il convient que l'espacement maximal des barres d'armatures soit conforme aux dispositions données en 9.2.1(5) pour une dalle mixte, ou à l'EN 1992-1-1, 9.3.1.1(3) pour une dalle pleine en béton.

7.4.2 Armature minimale

(1) A défaut d'une méthode plus précise et utilisée en conformité avec l'EN 1992-1-1, 7.3.2(1), dans toutes les sections dépourvues d'aciers de précontrainte et soumises à une traction significative due à un bridage par des déformations imposées (par ex. les effets primaires et secondaires du retrait), combiné ou non à des effets d'actions directes, l'aire d'armature minimale A_s exigée pour les dalles de poutres mixtes est donnée par l'expression:

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (7.1)$$

où :

$f_{ct,eff}$ est la valeur moyenne de la résistance efficace à la traction du béton à l'instant où les premières fissures sont susceptibles d'apparaître. Les valeurs de $f_{ct,eff}$ peuvent être prises égales à celles de f_{ctm} , voir l'EN 1992-1-1, Tableau 3.1, ou à f_{ctm} , voir Tableau 11.3.1, selon le cas, en prenant pour classe la résistance à l'instant où les fissures sont susceptibles d'apparaître. Lorsque l'âge du béton au moment de la fissuration ne peut être établi avec certitude car étant inférieur à 28 jours, une résistance minimale à la traction de 3 N/mm^2 peut être adoptée ;

k est un coefficient qui tient compte de l'effet d'auto-contraintes non uniformes, pouvant être pris égal à 0,8 ;

k_s est un coefficient qui tient compte de l'effet de la réduction de l'effort normal de la dalle en béton due à la fissuration initiale et au glissement local de la connexion, pouvant être pris égal à 0,9 ;

k_c est un coefficient prenant en compte la distribution des contraintes dans la section immédiatement avant la fissuration, et qui est donné par l'expression:

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2 z_o)} + 0,3 \leq 1,0 \quad (7.2)$$

h_c est l'épaisseur de la semelle en béton, à l'exclusion de tout renformis ou nervure ;

z_o est la distance verticale entre le centre de gravité de la semelle en béton non fissurée et celui de la section mixte non fissurée, en utilisant dans le calcul le coefficient d'équivalence n_0 pour un chargement à court terme ;

σ_s est la contrainte maximale autorisée dans l'armature immédiatement après la fissuration. Elle peut être prise égale à la limite d'élasticité caractéristique f_{sk} . Une valeur inférieure, fonction de la dimension des barres d'armature, peut cependant être nécessaire pour satisfaire les limites de largeur d'ouverture requises. Cette valeur est donnée dans le Tableau 7.1 ;

A_{ct} est l'aire de la zone tendue (sous l'effet des actions directes et les effets primaires du retrait) immédiatement avant la fissuration de la section. Pour simplifier, il convient d'utiliser l'aire de la section de béton comprise dans la largeur efficace.

Tableau 7.1 : Diamètres de barres maximaux pour les barres d'armature à haute adhérence

Contrainte dans l'acier σ_s (N/mm ²)	Diamètre maximal de barre $\varnothing^*$ (mm) pour une ouverture de calcul w_k des fissures		
	$w_k=0,4\text{mm}$	$w_k=0,3\text{mm}$	$w_k=0,2\text{mm}$
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	-

(2) Le diamètre maximal des barres composant la section d'armature minimale peut être modifié à la valeur $\varnothing$ donnée par:

$$\varnothing = \varnothing^* f_{ct,eff} / f_{ct,0} \quad (7.3)$$

où:

$\varnothing^*$ est la dimension maximale de barre donnée dans le Tableau 7.1 ;

$f_{ct,0}$ est une résistance de référence de 2,9 N/mm².

(3) Il convient de disposer au moins la moitié de l'armature minimale requise entre la mi-hauteur de la dalle et la face soumise à la déformation de traction la plus forte.

(4) Pour déterminer la section d'armature minimale dans les dalles en béton d'épaisseur variable transversalement à la direction de la poutre, il convient de procéder avec l'épaisseur locale.

(5) Dans les bâtiments, il convient de disposer l'armature minimale conformément à (1) et (2) là, où sous la combinaison d'actions caractéristiques, les contraintes sont des tractions.

(6) Dans les bâtiments, il convient de déterminer la section minimale de l'armature longitudinale inférieure pour le béton enrobant l'âme d'un profil en I en acier au moyen de l'expression (7.1) avec k_c pris égal à 0,6 et k pris égal à 0,8.

7.4.3 Contrôle de la fissuration due aux actions directes

(1) Lorsqu'au moins la section d'armature minimale donnée en 7.4.2 est mise en oeuvre, la limitation de l'ouverture de fissures à des valeurs acceptables peut en général être obtenue en limitant l'espacement des barres ou le diamètre des barres. Le diamètre maximal des barres et leur espacement maximal dépendent de la contrainte σ_s dans ces barres et de l'ouverture de calcul des fissures. Les diamètres maximaux de barres sont donnés dans le Tableau 7.1 et l'espacement maximal des barres dans le Tableau 7.2.

(2) Il convient de déterminer les sollicitations par une analyse élastique effectuée conformément à la Section 5 en prenant en compte les effets de la fissuration du béton. Il convient de déterminer les contraintes exercées dans l'armature en prenant en compte les effets de rigidité du béton tendu entre fissures. A défaut d'une méthode plus précise, les contraintes peuvent être calculées conformément aux dispositions données en (3).

Tableau 7.2 : Espacement maximal pour des barres à haute adhérence

Contrainte dans l'acier σ_s (N/mm ²)	Espacement maximal des barres (mm) pour une ouverture de calcul w_k des fissures		
	$w_k=0,4\text{mm}$	$w_k=0,3\text{mm}$	$w_k=0,2\text{mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

(3) Dans les poutres mixtes, lorsque la dalle en béton est supposée fissurée et en l'absence d'aciers de précontrainte, les contraintes exercées dans l'armature sont supérieures, en raison des effets de rigidité du béton tendu entre les fissures, aux contraintes calculées dans une section mixte en négligeant le béton. La contrainte de traction dans l'armature σ_s sous l'effet des actions directes peut être calculée au moyen de l'expression:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (7.4)$$

avec:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s} \quad (7.5)$$

$$\alpha_{st} = \frac{AI}{A_a I_a} \quad (7.6)$$

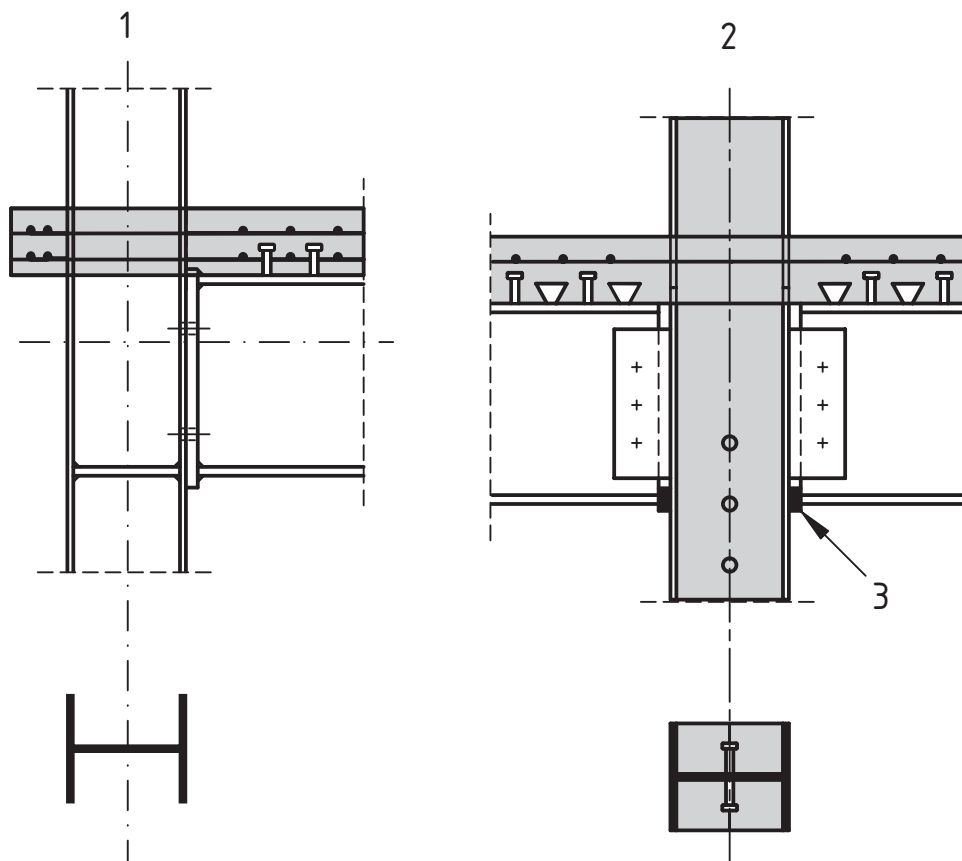
où:

- $\sigma_{s,0}$ est la contrainte dans l'armature due aux sollicitations agissant sur la section mixte, calculée en négligeant le béton tendu dans le calcul;
- f_{ctm} est la résistance moyenne à la traction du béton, prise dans l'EN 1992-1-1 égale à f_{ctm} pour le béton normal, Tableau 3.1 ou à f_{lctm} pour le béton léger, Tableau 11.3.1 ;
- ρ_s est le taux d'armature, donné par $\rho_s = (A_s / A_{ct})$;
- A_{ct} est l'aire efficace de la semelle en béton dans la zone tendue ; par simplification, il convient d'utiliser l'aire de la section en béton comprise dans la largeur efficace ;
- A_s est l'aire totale de toutes les nappes d'armature longitudinales dans l'aire efficace A_{ct} ;
- A, I sont l'aire et le moment d'inertie de flexion, respectivement, de la section mixte efficace en négligeant le béton tendu et les plaques nervurées, le cas échéant ;
- A_a, I_a sont les caractéristiques correspondantes pour le profilé en acier de construction.
- (4) Pour les bâtiments sans précontrainte par câbles, il convient normalement d'utiliser la combinaison d'actions quasi permanente pour la détermination de σ_s .

Section 8 Assemblages mixtes dans les ossatures de bâtiment

8.1 Domaine d'application

(1) Un assemblage mixte est défini en 1.5.2.8. Quelques exemples sont donnés sur la Figure 8.1. Il convient de justifier les autres assemblages d'ossatures mixtes conformément à l'EN 1992-1-1 ou à l'EN 1993-1-8, selon le cas.



Légende

- 1 Configuration d'assemblage sur un seul côté
- 2 Configuration d'assemblage sur deux côtés
- 3 Plaque de contact

Figure 8.1 : Exemples d'assemblages mixtes

(2) La Section 8 concerne les assemblages soumis essentiellement à un chargement statique. Elle complète ou modifie l'EN 1993-1-8.

8.2 Analyse, modélisation et classification

8.2.1 Généralités

(1) Les dispositions données dans l'EN 1993-1-8, Section 5 pour les assemblages entre des profilés en I ou en H sont applicables avec les modifications données en 8.2.2 et 8.2.3 ci-dessous.

8.2.2 Analyse globale élastique

(1) Lorsque la rigidité en rotation S_j est prise égale à $S_{j,ini} / \eta$ conformément à l'EN 1993-1-8, 5.1.2, il convient de prendre pour le coefficient de modification de rigidité η d'un assemblage avec plaque de contact, la valeur 1,5.

8.2.3 Classification des assemblages

(1) Il convient de classer les assemblages conformément à l'EN 1993-1-8, 5.2, en prenant en compte l'action mixte.

(2) Pour la classification, il convient de prendre en compte le signe des sollicitations.

(3) La fissuration et le fluage dans les éléments assemblés peuvent être négligés.

8.3 Méthodes de calcul

8.3.1 Bases et domaine d'application

(1) L'EN 1993-1-8, 6 peut être utilisé comme base pour le calcul des assemblages mixtes de continuité et poutres-poteaux à condition que la partie en acier de l'assemblage entre dans le domaine d'application de ladite section.

(2) Il convient de prendre dans les calculs des propriétés structurales des composants qui soient basées sur des essais ou sur des études analytiques ou numériques corroborées par des essais.

NOTE Les propriétés des composants sont données en 8.4 et dans l'Annexe A ci-après ainsi que dans l'EN 1993-1-8, 6.

(3) Dans la détermination des propriétés structurales d'un assemblage mixte, une nappe de barres d'armature tendues peut être traitée de manière similaire à une rangée de boulons tendus dans un assemblage en acier, à condition d'utiliser les propriétés structurales de l'armature.

8.3.2 Résistance

(1) Il convient de dimensionner les assemblages mixtes pour qu'ils résistent à l'effort tranchant conformément aux dispositions appropriées données dans l'EN 1993-1-8.

(2) Il convient de déterminer le moment résistant de calcul d'un assemblage mixte à connexion complète d'une manière analogue à celle indiquée pour les assemblages en acier dans l'EN 1993-1-8, 6.2.7, en prenant en compte la contribution de l'armature.

(3) Il convient de déterminer la résistance des composants selon 8.4 ci-après et l'EN 1993-1-8, 6.2.6, s'il y a lieu.

8.3.3 Rigidité en rotation

(1) Il convient de déterminer la rigidité en rotation d'un assemblage d'une manière analogue à celle indiquée pour les assemblages en acier dans l'EN 1993-1-8, 6.3.1, en prenant en compte la contribution de l'armature.

(2) Il convient de prendre la valeur 1,7 pour le coefficient ψ , voir l'EN 1993-1-8, 6.3.1(6), dans le cas d'un assemblage avec plaque de contact.

8.3.4 Capacité de rotation

(1) Il convient de prendre en compte l'influence de la fissuration du béton, de la rigidité du béton tendu et de la déformation de la connexion dans la détermination de la capacité de rotation.

(2) La capacité de rotation d'un assemblage mixte peut être démontrée de manière expérimentale. Il convient de prendre en compte les éventuelles variations des propriétés des matériaux par rapport aux valeurs caractéristiques spécifiées. La démonstration par essais ne s'impose pas lorsque l'on utilise des dispositions constructives dont l'expérience a prouvé qu'elles possèdent les propriétés adéquates.

(3) En alternative, des méthodes de calcul peuvent être utilisées, à condition qu'elles soient corroborées par des essais.

8.4 Résistance des composants

8.4.1 Domaine d'application

(1) Il convient de déterminer la résistance des composants fondamentaux suivants conformément aux dispositions données en 8.4.2 ci-après :

- armature longitudinale en acier soumise à la traction ;
- plaque de contact en acier soumise à la compression.

(2) Il convient de prendre la résistance des composants identifiés dans l'EN 1993-1-8 égale aux valeurs données dans ladite norme, à l'exception du cas indiqué en 8.4.3 ci-après.

(3) Il convient de déterminer la résistance des âmes enrobées de béton des profilés en acier de poteaux conformément à 8.4.4 ci-après.

8.4.2 Composants fondamentaux d'assemblage

8.4.2.1 Armature longitudinale en acier soumise à la traction

(1) Il convient de déterminer la largeur participante de la dalle en béton pour la section située au niveau de l'assemblage conformément à 5.4.1.2.

(2) Il convient de supposer que l'aire efficace d'armature longitudinale tendue est soumise à une contrainte égale à sa limite d'élasticité de calcul f_{sd} .

(3) Lorsque le chargement de l'assemblage ne se présente pas en équilibre, un modèle de bielle-tirant peut être utilisé pour justifier le transfert des efforts de la dalle en béton dans le poteau, voir Figure 8.2.

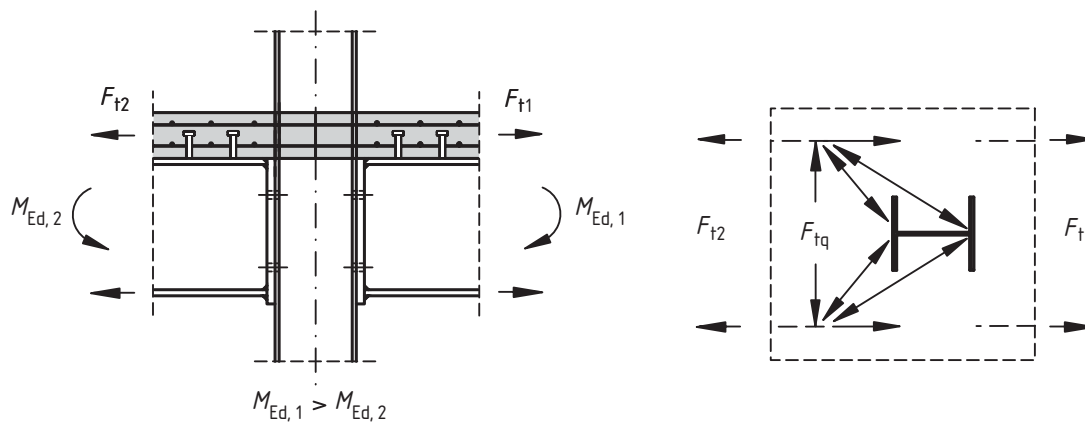


Figure 8.2 : Modèle de bielle-tirant

(4) Pour une configuration d'assemblage unilatéral conçu comme un assemblage mixte, il convient d'ancrer l'armature longitudinale efficace tendue de la dalle suffisamment au-delà de la travée de poutre assemblée pour permettre la mobilisation de la résistance de calcul à la traction.

8.4.2.2 Plaque de contact en acier soumise à la compression

(1) Lorsque la hauteur ou la largeur de la plaque de contact est supérieure à la dimension correspondante de la semelle comprimée de la poutre en acier, il convient de déterminer la valeur efficace de cette dimension en supposant une diffusion à 45° dans la plaque de contact.

(2) Il convient d'admettre que l'aire efficace de la plaque de contact comprimée peut être soumise à une contrainte égale à sa limite d'élasticité de calcul f_{yd} .

8.4.3 Âme de poteau soumise à une compression transversale

(1) Pour un assemblage par plaque de contact, il convient de déterminer la largeur efficace de l'âme de poteau comprimée $b_{\text{eff},c,wc}$ en supposant une diffusion à 45° à travers la plaque de contact.

8.4.4 Composants renforcés

8.4.4.1 Panneau d'âme de poteau soumis à un cisaillement

(1) Lorsque l'âme d'un poteau en acier est enrobée de béton, voir Figure 6.17b, la résistance de calcul au cisaillement du panneau, déterminée conformément à l'EN 1993-1-8, 6.2.6.1 peut être augmentée pour prendre en compte l'enrobage.

(2) Pour un assemblage unilatéral, ou pour un assemblage bilatéral avec des hauteurs de poutres similaires, il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement de l'enrobage de béton du panneau d'âme de poteau $V_{wp,c,Rd}$ au moyen de l'expression:

$$V_{wp,c,Rd} = 0,85 \nu A_c f_{cd} \sin \theta \quad (8.1)$$

avec :

$$A_c = 0,8 (b_c - t_w) (h - 2t_f) \cos \theta \quad (8.2)$$

$$\theta = \arctan [(h - 2t_f) / z] \quad (8.3)$$

où :

b_c est la largeur de l'enrobage;

h est la hauteur de la section du poteau;

t est l'épaisseur de la semelle du poteau;

t_w est l'épaisseur de l'âme du poteau;

z est le bras de levier, voir l'EN 1993-1-8, 6.2.7.1 et la Figure 6.15.

(3) Pour déterminer le facteur de réduction ν prenant en compte l'effet de la compression longitudinale exercée dans le poteau sur la résistance de calcul au cisaillement du panneau d'âme du poteau, il convient d'utiliser l'expression :

$$\nu = 0,55 \left(1 + 2 \left(\frac{N_{Ed}}{N_{p1,Rd}} \right) \right) \leq 1,1 \quad (8.4)$$

où :

N_{Ed} est l'effort normal de compression de calcul dans le poteau;

$N_{p1,Rd}$ est la résistance plastique de calcul de la section transversale du poteau incluant l'enrobage, voir 6.7.3.2.

8.4.4.2 Âme de poteau soumise à la compression transversale

(1) Lorsque l'âme d'un poteau en acier est enrobée de béton, la résistance de calcul de l'âme de poteau comprimée, déterminée conformément à l'EN 1993-1-8, 6.2.6.2, peut être augmentée pour prendre en compte l'enrobage.

(2) Il convient de déterminer la résistance de calcul de l'enrobage en béton de l'âme de poteau à la compression transversale $F_{c,wc,c,Rd}$ au moyen de l'expression :

$$F_{c,wc,c,Rd} = 0,85 k_{wc,c} t_{eff,c} (b_c - t_w) f_{cd} \quad (8.5)$$

où :

$t_{eff,c}$ est la largeur efficace du béton, déterminée de façon similaire à la largeur efficace $b_{eff,c,wc}$ définie dans l'EN 1993-1-8, 6.2.6.2.

$k_{wc,c}$ est donné en (3).

(3) Lorsque l'enrobage en béton est soumis à une contrainte de compression longitudinale, son effet sur la résistance de l'enrobage de béton à la compression transversale est pris en compte dans l'expression de $F_{c,wc,c,Rd}$ par le facteur $k_{wc,c}$ donné par l'expression :

$$k_{wc,c} = 1,3 + 3,3 \frac{\sigma_{com,c,Ed}}{f_{cd}} \leq 2,0 \quad (8.6)$$

où :

$\sigma_{com,c,Ed}$ est la contrainte de compression longitudinale exercée dans l'enrobage en raison de l'effort normal de calcul N_{Ed} .

A défaut de méthode plus précise, la valeur $\sigma_{com,c,Ed}$ peut être déterminée en utilisant la contribution relative de l'enrobage en béton à la résistance plastique en compression de la section du poteau $N_{pl,Rd}$, voir 6.7.3.2.

Section 9 Dalles mixtes avec plaques nervurées en acier dans les bâtiments

9.1 Généralités

9.1.1 Domaine d'application

(1)P La présente Section traite des dalles mixtes de plancher portant uniquement dans le sens des nervures. Elle comprend les dalles en porte-à-faux. Elle s'applique au calcul des structures de bâtiment soumises à des charges statiques prédominantes, incluant les bâtiments industriels où les planchers peuvent être soumis à des charges mobiles.

(2)P Le domaine d'application est limité aux plaques nervurées à âmes faiblement espacées.

NOTE Les âmes faiblement espacées sont définies par une limite supérieure du rapport b_r/b_s , voir Figure 9.2. La valeur de la limite peut être définie dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée est 0,6.

(3)P Pour les structures où les charges sont dans une large mesure répétitives, ou sont appliquées d'une façon soudaine susceptible de produire des effets dynamiques, l'utilisation de dalles mixtes est autorisée mais un soin tout particulier doit être apporté aux dispositions constructives afin de s'assurer que l'action mixte ne se dégrade pas dans le temps.

(4)P Les dalles soumises à des charges sismiques ne sont pas exclues, à condition qu'une méthode de calcul appropriée pour les conditions sismiques soit définie pour le projet particulier concerné, ou soit donnée dans un autre Eurocode.

(5) Des dalles mixtes peuvent être utilisées pour réaliser un maintien latéral des poutres en acier et pour agir comme diaphragme pour résister aux actions horizontales, mais aucune règle spécifique n'est donnée dans la présente Norme. Pour l'effet de diaphragme des plaques nervurées en acier avant coulage, les règles données dans l'EN 1993-1-3, 10 s'appliquent.

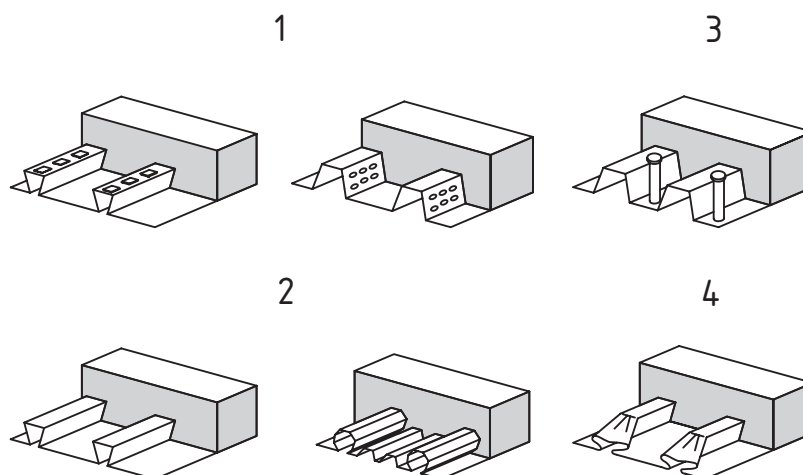
9.1.2 Définitions

9.1.2.1 Types de connexion

Les plaques nervurées en acier doivent être capables de transmettre le cisaillement horizontal exercé au niveau de l'interface entre la plaque et le béton ; la simple adhérence entre les plaques en acier et le béton n'est pas considérée comme efficace pour l'action mixte. La collaboration entre les plaques nervurées et le béton doit être assurée par un ou plusieurs des moyens suivants, voir Figure 9.1 :

- liaison mécanique réalisée par des déformations du profil (indentations ou bossages) ;
- liaison par frottement pour les profils à formes rentrantes ;
- ancrage d'extrémité réalisé par des goudjons soudés ou autre type de connexion locale entre le béton et la plaque en acier, uniquement en combinaison avec (a) ou (b) ;
- ancrage d'extrémité par déformation des nervures à l'extrémité de la tôle, uniquement en combinaison avec (b).

D'autres moyens ne sont pas exclus mais ils n'entrent pas dans le domaine d'application de la présente norme.



Légende

- | | |
|---|---|
| 1 | Liaison mécanique |
| 2 | Liaison par frottement |
| 3 | Ancrage d'extrémité par goudjons soudés à travers la tôle |
| 4 | Ancrage d'extrémité par déformation des nervures |

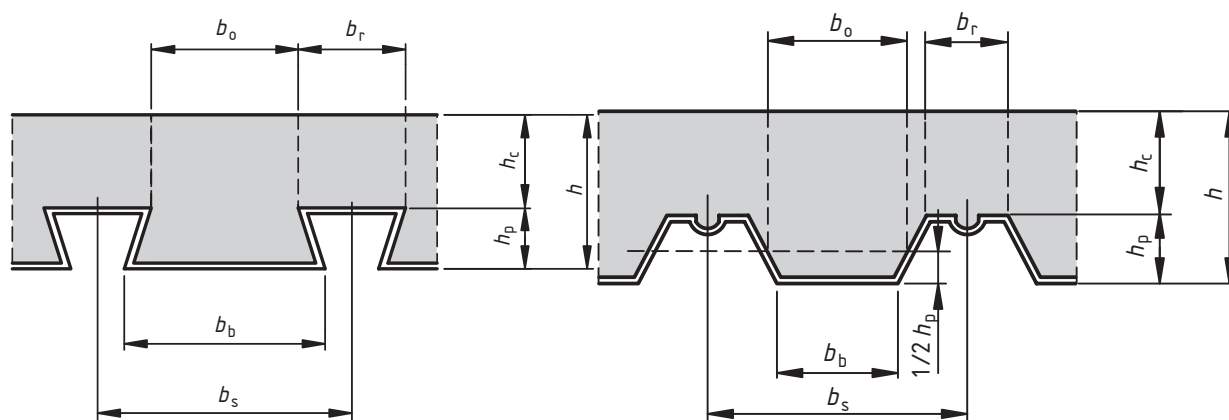
Figure 9.1 : Formes typiques de liaisons dans les dalles mixtes

9.1.2.2 Connexion totale et connexion partielle

Une travée de dalle possède une connexion totale lorsqu'une augmentation de la résistance de la connexion longitudinale n'entraînerait plus d'augmentation de sa résistance de calcul à la flexion. Dans le cas contraire, la connexion est partielle.

9.2 Dispositions constructives

9.2.1 Epaisseur de dalle et armatures



Légende

- 1 Profil à nervure rentrante
- 2 Profil à nervure ouverte

Figure 9.2 : Dimensions de la plaque et de la dalle

(1)P La hauteur hors-tout h de la dalle mixte ne doit pas être inférieure à 80 mm. L'épaisseur de béton h_c au-dessus de la principale surface plane en sommet des nervures des plaques ne doit pas être inférieure à 40 mm.

(2)P Si la dalle fait partie d'une poutre mixte ou est utilisée comme diaphragme, la hauteur hors-tout h ne doit pas être inférieure à 90 mm et h_c ne doit pas être inférieure à 50 mm.

(3)P Une armature transversale et longitudinale doit être mise en place dans l'épaisseur h_c du béton.

(4) Il convient que la quantité d'armature, dans chacune des deux directions, ne soit pas inférieure à 80 mm²/m.

(5) Il convient que l'espacement des barres d'armature n'excède pas $2h$ ni 350 mm.

9.2.2 Granulats

(1)P La dimension nominale des granulats dépend de la plus petite dimension de l'élément structural dans lequel le béton est coulé, et ne doit pas excéder la plus petite des valeurs suivantes :

- 0,40 h_c , voir Figure 9.2 ;
- $b_0/3$, où b_0 est la largeur moyenne des nervures (largeur minimale pour les profils rentrants), voir Figure 9.2 ;
- 31,5 mm (tamis C 31,5).

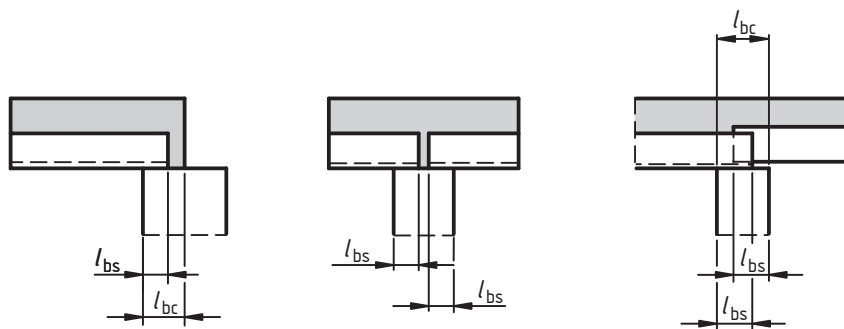
9.2.3 Exigences concernant les appuis

(1)P La longueur des appuis doit être suffisante pour éviter toute détérioration de la dalle et des appuis, pour permettre la fixation des plaques sur les appuis sans détérioration de ceux-ci, et pour empêcher un effondrement par suite d'un déplacement accidentel en cours du montage.

(2) Il convient que les longueurs d'appui l_{bc} et l_{bs} comme indiqué dans la Figure 9.3 ne soient pas inférieures aux valeurs limites suivantes :

- pour les dalles mixtes reposant sur de l'acier ou du béton: $l_{bc} = 75$ mm et $l_{bs} = 50$ mm ;

— pour les dalles mixtes reposant sur d'autres matériaux: $l_{bc} = 100$ mm et $l_{bs} = 70$ mm.



NOTE Le recouvrement de certaines plaques nervurées n'est pas possible

Figure 9.3 : Longueurs d'appui minimales

9.3 Actions et effets des actions

9.3.1 Situations de calcul

(1)P Toutes les situations de calcul et tous les états limites appropriés doivent être pris en compte dans le calcul afin d'assurer un degré convenable de sécurité et d'aptitude au service.

(2)P Les situations suivantes doivent être examinées :

- a) Plaques nervurées en acier utilisées comme coffrage : une vérification est exigée pour le comportement des plaques dans leur fonction de coffrage pour le béton frais. Les effets des étais doivent être pris en compte, s'il y a lieu.
- b) Dalle mixte: une vérification est exigée pour la dalle après le début de l'action mixte et l'enlèvement des étais éventuels.

9.3.2 Actions pour les plaques nervurées en acier utilisées comme coffrage

(1) Il convient de prendre en compte les charges suivantes dans les justifications des plaques en acier servant de coffrage :

- poids du béton et des plaques en acier ;
- charges de construction y compris l'accumulation locale du béton en cours de construction, conformément à l'EN 1991-1-6, 4.11.2 ;
- charges de stockage, s'il y a lieu ;
- effet de « mare » (augmentation de l'épaisseur de béton due à la flèche des tôles).

(2) Si la flèche centrale δ des plaques sous leur poids propre ajouté à celui du béton frais, calculée à l'état de service, est inférieure à 1/10 de la hauteur hors-tout de la dalle, l'effet de mare peut être négligé dans le calcul des plaques en acier. Si cette limite est dépassée, il convient de prendre en compte cet effet. Il peut être admis dans le calcul que l'épaisseur ajoutée de béton sur la totalité de la travée est égale à $0,7 \delta$.

9.3.3 Actions pour les dalles mixtes

(1) Il convient que les charges et les dispositions des charges soient conformes à l'EN 1991-1-1.

(2) Dans les vérifications de calcul à l'état limite ultime, il peut être supposé que la totalité des charges agit sur la dalle mixte, à condition que cette hypothèse soit également prise dans le calcul pour le cisaillement longitudinal.

9.4 Analyse pour les sollicitations

9.4.1 Plaques nervurées en acier utilisées comme coffrage

- (1) Il convient que le calcul des plaques nervurées en acier utilisées comme coffrage soit conforme à l'EN 1993-1-3.
- (2) Il convient de ne pas admettre une redistribution plastique des moments en cas de pose avec étais.

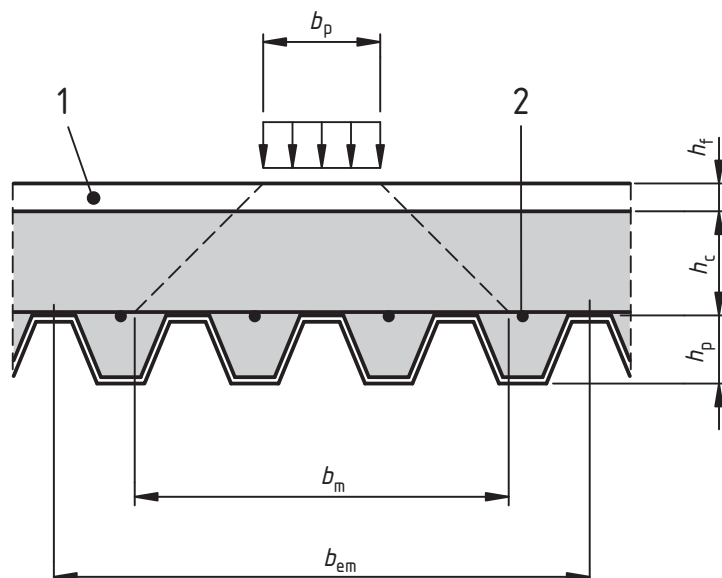
9.4.2 Analyse des dalles mixtes

- (1) Les méthodes d'analyse suivantes peuvent être utilisées pour les états limites ultimes :
 - a) analyse linéaire élastique avec ou sans redistribution ;
 - b) analyse globale rigide-plastique à condition qu'il soit démontré que les sections dans lesquelles des rotations plastiques sont requises possèdent une capacité de rotation suffisante ;
 - c) analyse élasto-plastique prenant en compte les propriétés non linéaires des matériaux.
- (2) Il convient d'utiliser des méthodes linéaires d'analyse pour les états limites de service.
- (3) Si les effets de la fissuration du béton sont négligés dans l'analyse aux états limites ultimes, les moments fléchissants négatifs sur des appuis intermédiaires peuvent optionnellement être réduits d'une valeur allant jusqu'à 30 %, en augmentant en conséquence les moments fléchissants positifs s'exerçant dans les travées adjacentes.
- (4) Une analyse plastique sans vérification directe de la capacité de rotation peut être utilisée pour l'état limite ultime si l'acier d'armature utilisé est de classe C conformément à l'EN 1992-1-1, Annexe C et si la portée n'est pas supérieure à 3,0 m.
- (5) Une dalle en continuité peut être calculée comme une succession de travées simplement appuyées. Il convient alors de placer une armature nominale sur appuis intermédiaires conforme à 9.8.1.

9.4.3 Largeur participante de dalle pour les charges concentrées ponctuelles et linéiques

- (1) Lorsque des charges concentrées ou linéiques sont supportées par la dalle, elles peuvent être considérées comme distribuées sur une largeur efficace, à défaut d'une analyse plus précise.
- (2) Il convient de considérer les charges concentrées ou linéiques parallèles à la portée comme étant distribuées sur une largeur b_m , mesurée immédiatement au-dessus des nervures des tôles, voir Figure 9.4, et donnée par l'expression suivante :

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_f) \quad (9.1)$$



Légende

- 1 Finitions
2 Armature

Figure 9.4 : Répartition des charges concentrées

(3) Pour les charges linéiques concentrées perpendiculaires à la portée de la dalle, il convient d'utiliser l'expression (9.1) pour b_m , avec b_p pris égal à la longueur d'application de la charge linéique.

(4) Si h_p / h n'excède pas 0,6 la largeur de dalle considérée comme participante pour l'analyse globale et pour la résistance peut, par simplification, être déterminée au moyen des expressions (9.2) à (9.4) :

(a) pour la flexion et le cisaillement longitudinal :

— pour les travées isostatiques et les travées de rive des dalles continues

$$b_{em} = b_m + 2L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq \text{largeur de la dalle} \quad (9.2)$$

— pour les travées intermédiaires des dalles continues

$$b_{em} = b_m + 1,33L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq \text{largeur de la dalle} \quad (9.3)$$

(b) pour l'effort tranchant :

$$b_{em} = b_m + L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq \text{largeur de la dalle} \quad (9.4)$$

où :

L_p est la distance entre le centre de la charge et l'appui le plus proche ;

L est la portée.

(5) Il est permis d'utiliser une armature transversale forfaitaire si les charges d'exploitation caractéristiques ne dépassent pas les valeurs suivantes :

- charge concentrée : 7,5 kN ;
- charge répartie : 5,0 kN/m².

Il convient que cette armature transversale forfaitaire ait une aire de section transversale d'au moins 0,2 % de l'aire du béton situé au-dessus des nervures, et qu'elle s'étende sur une largeur d'au moins b_{em} telle que donnée dans le présent article. Il convient d'assurer des longueurs d'ancrage minimales au-delà de cette largeur conformément à l'EN 1992-1-1. Une armature mise en place à d'autres fins peut satisfaire tout ou partie de cette règle.

(6) Lorsque les conditions exposées en (5) ne sont pas satisfaites, il convient de déterminer la distribution des moments fléchissants provoqués par les charges linéiques ou ponctuelles et de mettre en œuvre une armature transversale appropriée conforme à l'EN 1992-1-1.

9.5 Vérification aux états limites ultimes des plaques nervurées en acier utilisées comme coffrage

(1) Il convient de vérifier les plaques nervurées en acier aux états limites ultimes conformément à l'EN 1993-1-3. Il convient de prendre en compte l'effet des bossages ou des indentations sur les résistances de calcul.

9.6 Vérification aux états limites de service des plaques nervurées en acier utilisées comme coffrage

(1) Il convient de déterminer les propriétés des sections conformément à l'EN 1993-1-3.

(2) Il convient que la flèche δ_s des plaques sous l'effet de leur poids propre ajouté à celui du béton frais, à l'exclusion des charges de construction, ne dépasse pas $\delta_{s,max}$.

NOTE Des valeurs de $\delta_{s,max}$ peuvent être données dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée est $L/180$ où L est la portée entre appuis (les étais étant des appuis dans ce contexte).

9.7 Vérification aux états limites ultimes des dalles mixtes

9.7.1 Critère de calcul

(1)P Les valeurs de calcul des sollicitations ne doivent pas être supérieures aux valeurs de calcul de la résistance pour les états limites ultimes appropriés.

9.7.2 Flexion

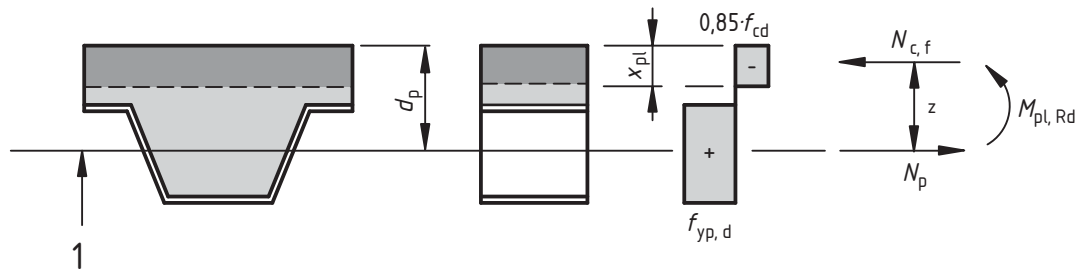
(1) En cas de connexion totale, il convient de déterminer la résistance à la flexion M_{Rd} d'une section transversale par le calcul plastique conformément aux dispositions données en 6.2.1.2(1) mais en prenant comme limite d'élasticité de calcul de la poutre en acier (tôle) celle de la tôle, $f_{yp,d}$.

(2)P Sous moment de flexion négatif, la contribution des plaques en acier ne doit être prise en compte que lorsque les plaques sont continues et sous réserve qu'en phase de construction, la redistribution des moments par plastification des sections sur appuis n'ait pas été utilisée.

(3) Pour l'aire efficace A_{pe} des plaques en acier, il convient de négliger la largeur des bossages et indentations des tôles, sauf s'il est démontré par essais qu'une aire supérieure est efficace.

(4) Il convient de prendre en compte l'effet du voilement local des parties comprimées de la plaque en considérant des largeurs efficaces ne dépassant pas deux fois les valeurs limites données dans l'EN 1993-1-1, Tableau 5.2 pour les âmes de Classe 1.

(5) Il convient de calculer la résistance sous moment de flexion positif d'une section dont l'axe neutre est situé au-dessus des plaques en utilisant la répartition de contraintes de la Figure 9.5.



Légende

- 1 Axe neutre des plaques nervurées en acier

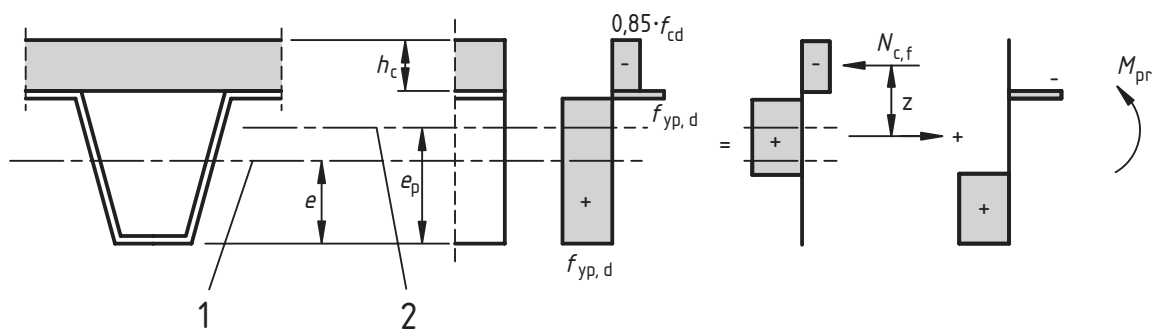
Figure 9.5 : Répartition des contraintes sous moment de flexion positif avec l'axe neutre situé au-dessus des plaques en acier

(6) Il convient de calculer la résistance sous moment de flexion positif d'une section transversale dont l'axe neutre est situé dans la plaque en utilisant la répartition de contraintes de la Figure 9.6.

Par simplification, z et M_{pr} peuvent être déterminés au moyen des expressions suivantes :

$$z = h - 0,5 h_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{A_{pe} f_{yp,d}} \quad (9.5)$$

$$M_{pr} = 1,25 M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{A_{pe} f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa} \quad (9.6)$$



Légende

- 1 Position du centre de gravité de la plaque nervurée en acier
2 Axe neutre plastique de la plaque nervurée en acier

Figure 9.6 : Répartition des contraintes sous moment de flexion positif avec l'axe neutre situé dans la plaque en acier

(7) Si la contribution des plaques en acier est négligée, il convient de calculer la résistance sous moment de flexion négatif d'une section en utilisant la répartition des contraintes de la Figure 9.7.

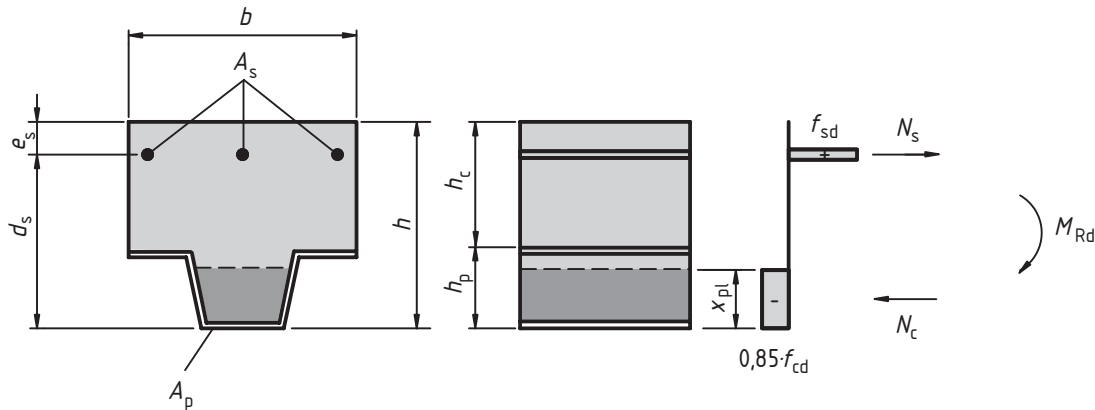


Figure 9.7 : Répartition des contraintes sous moment de flexion négatif

9.7.3 Cisaillement longitudinal pour les dalles sans ancrage d'extrémité

(1)P Les dispositions données dans le présent article 9.7.3 s'appliquent aux dalles mixtes comportant une liaison mécanique ou par frottement (types (a) et (b) selon la définition donnée en 9.1.2.1).

(2) Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement longitudinal par la méthode *m-k*, voir (4) et (5) ci-dessous, ou par la méthode de connexion partielle donnée en (7) – (10). Il convient de n'utiliser la méthode de connexion partielle que pour les dalles mixtes possédant un comportement ductile vis-à-vis du cisaillement longitudinal.

(3) Le comportement en cisaillement longitudinal peut être considéré comme ductile si la charge de ruine dépasse de plus de 10 % la charge provoquant un glissement d'extrémité mesuré de 0,1 mm. Si la charge maximale est atteinte pour une flèche à mi-portée supérieure à $L/50$, il convient de prendre comme charge de ruine la charge correspondant à la flèche $L/50$ à mi-portée.

(4) Si la méthode *m-k* est utilisée, il convient de démontrer que l'effort tranchant de calcul maximal V_{Ed} pour une largeur de dalle b n'est pas supérieur à la résistance au cisaillement de calcul $V_{l,Rd}$ déterminée au moyen de l'expression suivante :

$$V_{l,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{Vs}} \left(\frac{m A_p}{b L_s} + k \right) \quad (9.7)$$

où :

b, d_p sont exprimés en mm ;

A_p est l'aire de la section nominale des plaques en mm^2 ;

m, k sont les valeurs de calcul en N/mm^2 des facteurs expérimentaux issus des essais de dalles satisfaisant les exigences fondamentales de la méthode *m-k* ;

L_s est la portée de cisaillement en mm, définie en (5) ci-dessous ;

γ_{Vs} est le coefficient partiel pour l'état limite ultime.

NOTE 1 La valeur de γ_{Vs} peut être donnée dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée pour γ_{Vs} est 1,25.

NOTE 2 La méthode d'essai donnée dans l'Annexe B peut être considérée comme satisfaisant les exigences fondamentales de la méthode m-k.

NOTE 3 Dans l'expression (9.7), on utilise la section transversale nominale A_p , cette valeur est normalement utilisée dans l'interprétation des résultats d'essais pour déterminer m et k .

(5) Pour les dimensionnements, il convient de prendre pour valeur de L_s :

- $L/4$ pour une charge uniforme appliquée sur la totalité de la travée ;
- la distance entre la charge appliquée et l'appui le plus proche pour deux charges égales et disposées symétriquement ;
- pour d'autres dispositions de charges, y compris une combinaison de charges ponctuelles asymétriques et réparties, il convient d'effectuer une évaluation basée sur des résultats d'essais ou sur le calcul approché suivant : on prend la portée de cisaillement égale au moment maximal divisé par l'effort tranchant maximal sur l'appui relatif à la travée considérée.

(6) Lorsque la dalle mixte est calculée comme continue, il est permis d'utiliser une portée isostatique équivalente pour la détermination de la résistance. Il convient de prendre la longueur de portée égale à :

- $0,8L$ pour les travées intermédiaires ;
- $0,9L$ pour les travées de rive.

(7) Si la méthode de connexion partielle est utilisée, il convient de démontrer qu'au niveau de toute section le moment fléchissant de calcul M_{Ed} n'est pas supérieur à la résistance de calcul M_{Rd} .

(8) Il convient de déterminer la résistance de calcul M_{Rd} comme indiqué en 9.7.2(6) mais en remplaçant N_{cf} par :

$$N_c = \tau_{u,Rd} b L_x \leq N_{cf} \quad (9.8)$$

et:

$$z = h - 0,5x_{pl} - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_{pe} f_{yp,d}} \quad (9.9)$$

où :

$\tau_{u,Rd}$ est la résistance de calcul en cisaillement ($\tau_{u,Rk}/\gamma_{Vs}$), obtenue par des essais de dalles satisfaisant aux exigences de base de la méthode de connexion partielle ;

L_x est la distance entre la section considérée et l'appui le plus proche.

NOTE 1 La valeur de γ_{Vs} peut être donnée dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée pour γ_{Vs} est 1,25.

NOTE 2 La méthode d'essai telle que donnée dans l'Annexe B peut être considérée comme satisfaisant les exigences fondamentales pour la détermination de $\tau_{u,Rd}$.

(9) Dans l'expression (9.8), N_c peut être augmenté de μR_{Ed} à condition que $\tau_{u,Rd}$ soit déterminé en prenant en compte la résistance au cisaillement longitudinal supplémentaire résultant de la réaction d'appui, où:

R_{Ed} est la réaction d'appui,

μ est un facteur nominal.

NOTE La valeur de μ peut être donnée dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée pour μ est 0,5.

(10) Dans la méthode par connexion partielle, une armature inférieure supplémentaire peut être prise en compte.

9.7.4 Cisaillement longitudinal pour les dalles avec ancrage d'extrémité

(1) A moins que la contribution d'autres moyens de liaison à la résistance au cisaillement longitudinal soit démontrée par des essais, l'ancrage d'extrémité de type (c), selon la définition de 9.1.2.1, doit être calculé avec l'effort de traction s'exerçant dans la plaque en acier à l'état limite ultime.

(2) La résistance de calcul au cisaillement longitudinal des dalles comportant un ancrage d'extrémité de type (c) ou (d), tels que définis en 9.1.2.1, peut être déterminée au moyen de la méthode par connexion partielle donnée en 9.7.3(7) avec N_c augmenté de la résistance de calcul de l'ancrage d'extrémité.

(3) Il convient que la résistance de calcul $P_{pb,Rd}$ d'un goujon à tête soudé à travers la plaque en acier utilisé pour l'ancrage d'extrémité, soit prise égale à la plus petite de ces deux valeurs : la résistance de cisaillement de calcul du goujon conformément à 6.6.3.1, ou la résistance en pression diamétrale de la plaque déterminée au moyen de l'expression :

$$P_{pb,Rd} = k_{\varphi} d_{do} t f_{yp,d} \quad (9.10)$$

avec :

$$k_{\varphi} = 1 + a / d_{do} \leq 6,0 \quad (9.11)$$

où :

d_{do} est le diamètre du bourrelet de soudage pouvant être pris égal à 1,1 fois le diamètre de la tige du goujon ;

a est la distance entre l'axe du goujon et l'extrémité de la tôle, ne devant pas être inférieure à 1,5 d_{do} ;

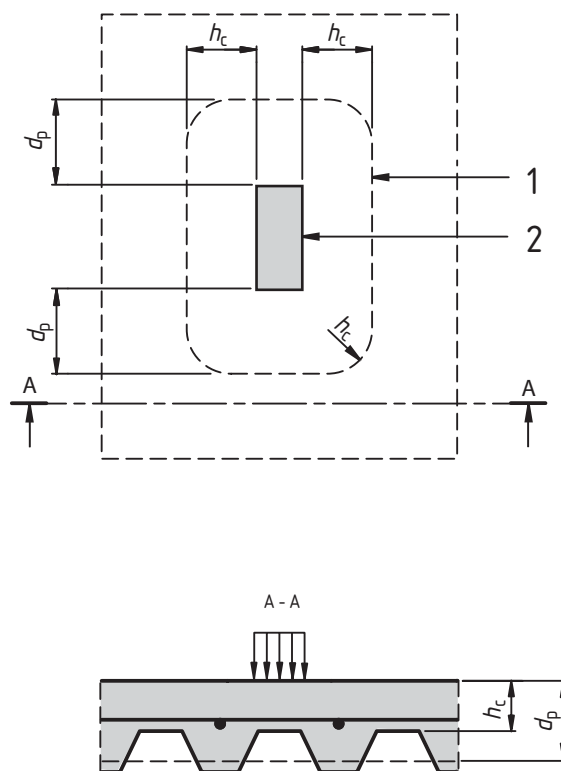
t est l'épaisseur de la tôle.

9.7.5 Effort tranchant

(1) Il convient que la résistance à l'effort tranchant $V_{v,Rd}$ d'une dalle mixte sur une largeur égale à la distance entre les axes des nervures, soit déterminée conformément à l'EN 1992-1-1, 6.2.2.

9.7.6 Poinçonnement

(1) Il convient de déterminer la résistance au poinçonnement $V_{p,Rd}$ d'une dalle mixte au niveau d'une charge concentrée conformément à l'EN 1992-1-1, 6.4.4, où il convient de déterminer le périmètre critique comme indiqué dans la Figure 9.8.



Légende

- 1 Périimètre critique c_p
- 2 Aire chargée
- 3 Coupe A-A

Figure 9.8 : Périimètre critique pour le poinçonnement

9.8 Vérification des dalles mixtes aux états limites de service

9.8.1 Contrôle de la fissuration du béton

(1) Il convient de vérifier la largeur des fissures dans les régions de moment fléchissant négatif des dalles continues conformément à l'EN 1992-1-1, 7.3.

(2) Lorsque des dalles continues sont calculées comme simplement appuyées conformément à 9.4.2(5), il convient que l'aire de l'armature anti-fissuration située au-dessus des nervures ne soit pas inférieure à 0,2 % de l'aire du béton situé au dessus des nervures de la plaque en acier pour une construction non étayée et à 0,4 % de cette aire pour une construction étayée.

9.8.2 Flèches

(1) L'EN 1990, 3.4.3, s'applique.

(2) Il convient de calculer les flèches provoquées par les charges appliquées sur la plaque en acier seule conformément à l'EN 1993-1-3, Section 7.

(3) Il convient de calculer les flèches provoquées par les charges appliquées sur la dalle mixte par une analyse élastique conformément à la Section 5, en négligeant les effets du retrait.

(4) Les calculs des flèches peuvent être omis si les deux conditions suivantes sont réunies :

- le rapport portée-hauteur n'excède pas les limites données dans l'EN 1992-1-1, 7.4, pour le béton soumis à des contraintes faibles, et
- la condition donnée en (6) ci-dessous, pour la non prise en compte des effets du glissement d'extrémité, est satisfaite.

(5) Pour une travée intermédiaire d'une dalle continue où la connexion est telle que définie en 9.1.2.1(a), (b) ou (c), la flèche peut être déterminée au moyen des calculs approchés suivants:

- le moment d'inertie peut être pris égal à la moyenne des valeurs déterminées en section fissurée et section non fissurée ;
- pour le béton, une valeur moyenne du coefficient d'équivalence pour les effets à court terme et à long terme peut être utilisée.

(6) Pour les travées de rive, il n'est pas nécessaire de prendre en compte le glissement d'extrémité si la charge de début de glissement observée lors des essais (définie comme la charge provoquant un glissement d'extrémité de 0,5 mm) est supérieure à 1,2 fois la charge de service de calcul.

(7) Lorsqu'il se produit un glissement d'extrémité supérieur à 0,5 mm à un niveau de charge inférieur à 1,2 fois la charge de service de calcul, il convient de mettre en oeuvre des ancrages d'extrémité. En alternative, il convient de calculer les flèches en incluant l'effet du glissement d'extrémité.

(8) A défaut de vérification expérimentale de l'influence de la connexion entre la plaque et le béton pour un plancher mixte avec ancrages d'extrémité, il convient de considérer un modèle de calcul simplifié sous forme d'un arc comportant une barre tendue. A partir de ce modèle, l'allongement et le raccourcissement donnent la flèche qu'il convient de prendre en compte.

Annexe A (informative)

Rigidité des composants d'assemblage dans les bâtiments

A.1 Domaine d'application

(1) La rigidité des composants fondamentaux d'assemblage qui suivent peut être déterminée conformément aux dispositions données en A.2.1 ci-après :

- l'armature longitudinale en acier soumise à la traction ;
- la plaque de contact en acier soumise à la compression.

(2) Les coefficients de rigidité k_i sont définis par l'EN 1993-1-8, expression (6.27). La rigidité des composants identifiés dans ladite norme peut être prise égale aux valeurs qui y sont données, à l'exception des cas indiqués en A.2.2 ci-après.

(3) La rigidité des âmes enrobées de béton des profilés en acier de poteaux peut être déterminée conformément à A.2.3 ci-après.

(4) L'influence du glissement de la connexion sur la rigidité de l'assemblage peut être déterminée conformément à A.3.

A.2 Coefficients de rigidité

A.2.1 Composants fondamentaux d'assemblage

A.2.1.1 Armature longitudinale en acier soumise à la traction

(1) Le coefficient de rigidité $k_{s,r}$ pour une file r peut être pris dans le Tableau A.1.

Tableau A.1 : Coefficient de rigidité $k_{s,r}$

Configuration d'assemblage	Chargement	Coefficient de rigidité
unilatérale	-	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{3,6 h}$
bilatérale	$M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{(h/2)}$
	$M_{Ed,1} > M_{Ed,2}$	Pour l'assemblage avec $M_{Ed,1}$: $k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \left(\frac{1+\beta}{2} + K_{\beta} \right)}$ avec: $K_{\beta} = \beta \left(4,3\beta^2 - 8,9\beta + 7,2 \right)$
		Pour l'assemblage avec $M_{Ed,2}$: $k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \left(\frac{1-\beta}{2} \right)}$

$A_{s,r}$ est l'aire de section transversale de l'armature longitudinale de la rangée r comprise dans la largeur participante de la dalle en béton déterminée pour la section située au niveau de l'assemblage conformément à 5.4.1.2 ;

$M_{Ed,i}$ est le moment fléchissant de calcul appliqué à l'assemblage i par l'une des poutres assemblées, voir Figure A.1 ;

h est la hauteur de la section en acier du poteau, voir Figure 6.17 ;

β est le paramètre de transformation du cisaillement donné dans l'EN 1993-1-8, 5.3.

NOTE Le coefficient de rigidité pour $M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$ est applicable à une configuration d'assemblage poutre-poutre bilatérale soumis aux mêmes conditions de chargement, sous réserve que la hauteur h de la section de poteau soit remplacée par la largeur de la semelle de la poutre principale porteuse.

A.2.1.2 Plaque de contact en acier soumise à la compression

(1) Le coefficient de rigidité peut être pris égal à l'infini.

A.2.2 Autres composants des assemblages mixtes

A.2.2.1 Panneau d'âme de poteau soumis à un cisaillement

(1) Pour un panneau non raidi dans un assemblage comportant une plaque de contact, le coefficient de rigidité k_1 peut être pris égal à 0,87 fois la valeur donnée dans l'EN 1993-1-8 Tableau 6.11.

A.2.2.2 Âme de poteau soumise à une compression transversale

(1) Pour une âme non raidie et un assemblage par plaque de contact, le coefficient de rigidité k_2 peut être déterminé au moyen de l'expression :

$$k_2 = \frac{0,2 b_{\text{eff,c,wc}} t_{\text{wc}}}{d_c} \quad (\text{A.1})$$

où :

$b_{\text{eff,c,wc}}$ est la largeur efficace de l'âme comprimée du poteau, voir 8.4.3.1.

Les autres termes sont définis dans l'EN 1993-1-8, 6.

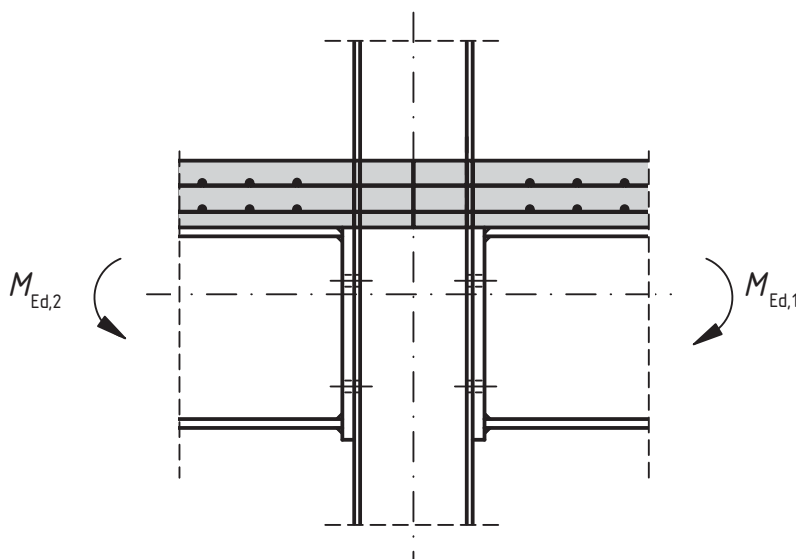


Figure A.1 : Assemblages soumis à des moments fléchissants

A.2.3 Composants renforcés

A.2.3.1 Panneau d'âme de poteau soumis à un cisaillement

(1) Lorsque l'âme du poteau en acier est enrobée de béton, voir Figure 6.17b, la rigidité du panneau peut être augmentée afin de prendre en compte l'enrobage. La valeur $k_{1,c}$ à ajouter au coefficient de rigidité k_1 peut être déterminée par l'expression :

$$k_{1,c} = 0,06 \frac{E_{\text{cm}}}{E_a} \frac{b_c h_c}{\beta z} \quad (\text{A.2})$$

où :

E_{cm} est le module d'élasticité du béton ;

z est le bras de levier, voir l'EN 1993-1-8, Figure 6.15.

A.2.3.2 Âme de poteau soumise à une compression transversale

(1) Lorsque l'âme du poteau en acier est enrobée de béton, voir Figure 6.17b, la rigidité de l'âme comprimée du poteau peut être augmentée afin de prendre en compte l'enrobage.

(2) Pour un assemblage par plaque de contact, la valeur $k_{2,c}$ à ajouter au coefficient de rigidité k_2 peut être déterminée par l'expression :

$$k_{2,c} = 0,13 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{t_{eff,c} b_c}{h_c} \quad (A.3)$$

où :

$t_{eff,c}$ est l'épaisseur efficace du béton, voir 8.4.4.2(2).

(3) Pour un assemblage par platine d'extrémité, la valeur $k_{2,c}$ à ajouter peut être déterminée par l'expression :

$$k_{2,c} = 0,5 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{t_{eff,c} b_c}{h_c} \quad (A.4)$$

A.3 Déformation de la connexion

(1) Sauf si la déformation de la connexion est prise en compte par une méthode plus exacte, l'influence du glissement sur la rigidité de l'assemblage peut être déterminée à l'aide de (2) à (5) ci-après.

(2) Le coefficient de rigidité $k_{s,r}$, voir A.2.1.1, peut être multiplié par le facteur de réduction, k_{slip} :

$$k_{slip} = \frac{1}{1 + \frac{E_s k_{s,r}}{K_{sc}}} \quad (A.5)$$

avec :

$$K_{sc} = \frac{N k_{sc}}{\nu - \left(\frac{\nu - 1}{1 + \xi} \right) \frac{h_s}{d_s}} \quad (A.6)$$

$$\nu = \sqrt{\frac{(1 + \xi) N k_{sc} \ell d_s^2}{E_a I_a}} \quad (A.7)$$

$$\xi = \frac{E_a I_a}{d_s^2 E_s A_s} \quad (A.8)$$

où :

h_s est la distance entre les barres d'armature longitudinales tendues et le centre de compression de l'assemblage, voir figure de l'EN 1993-1-8, Figure 6.15 pour la position du centre de compression.

d_s est la distance entre les barres d'armature longitudinales tendues et le centre de gravité de la section en acier de la poutre ;

I_a est le moment d'inertie de flexion de la section en acier de la poutre ;

ℓ est la longueur de la poutre sous flexion négative et adjacente à l'assemblage, qui, dans une ossature contreventée, peut être prise égale à 15 % de la portée de travée ;

N est le nombre de connecteurs répartis sur la longueur ℓ ;

k_{sc} est la rigidité d'un connecteur individuel.

(3) La rigidité du connecteur, k_{sc} , peut être prise égale à $0,7P_{Rk} / s$, où :

P_{Rk} est la résistance caractéristique du connecteur ;

s est le glissement, déterminé par des essais de poussée sur éprouvette effectués conformément à l'Annexe B, à un niveau de charge de $0,7P_{Rk}$.

(4) En alternative, pour une dalle pleine ou pour une dalle mixte où le facteur de réduction k_t est égal à l'unité, voir 6.6.4.2, les valeurs approchées suivantes peuvent être prises pour k_{sc} :

— pour des goujons à tête d'un diamètre de 19 mm : 100 kN/mm

— pour des cornières formées à froid d'une hauteur de 80 mm à 100 mm : 70 kN/mm.

(5) Pour un assemblage mixte comportant plusieurs nappes d'armatures tendues considérées comme efficaces, les expressions données en (2) ci-dessus restent applicables à condition que les nappes soient représentées par une nappe unique avec une aire de section équivalente et avec des distances équivalentes au centre de compression de l'assemblage et au centre de gravité de la section de la poutre en acier.

Annexe B (informative)

Essais normalisés

B.1 Généralités

(1) Dans la présente Norme, des règles sont données pour :

- a) les essais réalisés sur les connecteurs, en B.2 et,
- b) les essais réalisés sur les dalles mixtes de plancher, en B.3.

NOTE Ces procédures d'essais normalisés sont introduites ici en l'absence de Agréments Techniques Européens. Lorsque ces recommandations seront élaborées, la présente Annexe pourra être retirée.

B.2 Essais sur connecteurs

B.2.1 Généralités

(1) Lorsque les règles de calcul données en 6.6 ne sont pas applicables, il convient de se baser sur des essais en vue d'obtenir les informations sur les propriétés des connecteurs requises pour un dimensionnement, en respectant la présente Norme.

(2) Les paramètres à considérer comprennent la géométrie et les propriétés mécaniques de la dalle en béton, des connecteurs et de l'armature.

(3) La résistance à un chargement autre que la fatigue peut être déterminée par des essais de poussée, dits « push out », effectués conformément aux exigences de la présente Annexe.

(4) Pour les essais de résistance à la fatigue, il convient de préparer les éprouvettes en conformité également avec la présente Annexe.

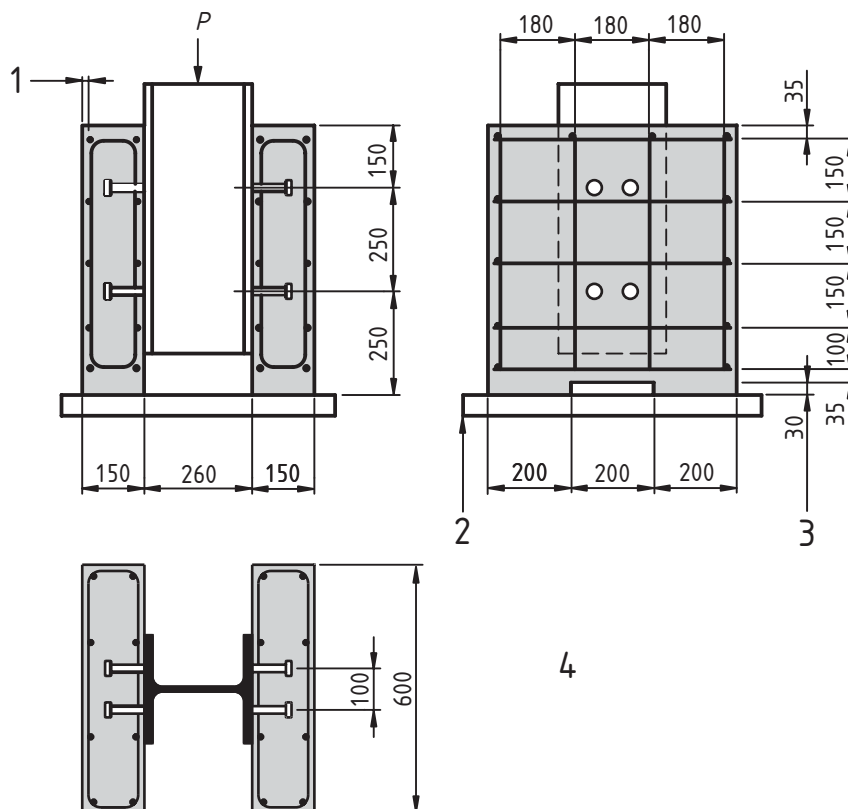
B.2.2 Dispositifs d'essais

(1) Lorsque les connecteurs sont utilisés dans des poutres en T avec une dalle en béton d'épaisseur constante, ou avec des renformis conformes à 6.6.5.4, des essais de poussée normalisés peuvent être utilisés. Dans les autres cas, il convient d'effectuer des essais de poussée spécifiques.

(2) Pour les essais de poussée normalisés, il convient d'adopter comme dimensions de l'éprouvette, du profilé en acier et de l'armature celles indiquées sur la Figure B.1. L'alvéole dans les dalles en béton est facultative.

(3) Il convient de dimensionner convenablement les dalles et armatures utilisées pour les essais de poussée spécifiques en fonction des poutres pour lesquelles l'essai est conçu. En particulier, il convient d'adopter :

- a) une longueur l pour chaque dalle qui soit en rapport avec l'espacement longitudinal des connecteurs dans la structure mixte ;
- b) une largeur b pour chaque dalle qui ne dépasse pas la largeur efficace de la dalle de la poutre ;
- c) une épaisseur h pour chaque dalle qui ne dépasse pas l'épaisseur minimale de la dalle de la poutre ;
- d) le même renformis et la même armature pour les dalles de l'éprouvette que pour la dalle de la poutre lorsque cette dernière présente un renformis qui ne respecte pas les dispositions données en 6.6.5.4.



Légende

- 1 Enrobage 15
- 2 Alvéole facultative
- 3 Lit de mortier ou de plâtre
- 4 - Armature :
 barres crénelées $\varnothing 10$ mm à haute adhérence avec $450 \leq f_{sk} \leq 550$ N/mm²
 - Profilé en acier :
 HE 260 B ou U.C 254 $\times$ 254 $\times$ 89 kg.

Figure B.1 : Eprouvette pour un essai de poussée normalisé

B.2.3 Préparation des épreuves

(1) Il convient de couler chaque dalle de béton en position horizontale, comme c'est le cas en pratique pour les poutres mixtes.

(2) Il convient d'éliminer l'adhérence à l'interface entre les semelles de la poutre en acier et le béton, en graissant les semelles ou par un autre moyen approprié.

(3) Il convient de laisser durcir à l'air libre les épreuves destinées aux essais de poussée.

(4) Pour chaque gâchée, il convient de confectionner au moment de la coulée au moins quatre épreuves de béton (cylindres ou cubes) pour la détermination de la résistance sur cylindre. Il convient que le durcissement de ces épreuves s'effectue à proximité de celles destinées aux essais de poussée. Il convient de prendre comme résistance du béton f_{cm} la valeur moyenne des résistances.

(5) Il convient d'avoir, au moment de l'essai, une résistance à la compression f_{cm} du béton égale à $70 \% \pm 10 \%$ de la résistance spécifiée f_{ck} du béton des poutres pour lesquelles l'essai fait l'objet. Cette exigence peut

être satisfaite en utilisant du béton de la qualité spécifiée, mais en procédant aux essais avant les 28 jours qui suivent le coulage des éprouvettes.

(6) Il convient de déterminer la limite d'élasticité, la résistance à la traction et l'allongement maximal d'une éprouvette représentative de l'acier des connecteurs.

(7) Lorsque des plaques nervurées en acier sont utilisées pour les dalles, il convient de déterminer la résistance à la traction et la limite d'élasticité des plaques par des essais réalisés sur des coupons prélevés dans les plaques utilisées dans les essais de poussée.

B.2.4 Procédure d'essai

(1) Il convient d'appliquer la charge d'abord par accroissements jusqu'à une valeur de 40 % de la charge de ruine supposée, puis d'effectuer 25 cycles entre 5 % et 40 % de la charge de ruine supposée.

(2) Il convient d'appliquer ensuite des accroissements de charge de sorte que la ruine ne survienne pas avant 15 minutes.

(3) Il convient de mesurer le glissement longitudinal entre chaque dalle en béton et le profilé en acier de manière continue au cours du chargement ou à chaque accroissement de charge. Il convient de mesurer ce glissement au moins jusqu'à ce que la charge ait chuté de 20 % en dessous de la charge maximale.

(4) Il convient de mesurer la séparation transversale entre le profilé en acier et chaque dalle en béton aussi près que possible de chaque groupe de connecteurs.

B.2.5 Interprétation des résultats d'essais

(1) Lorsque trois essais sont réalisés sur des éprouvettes théoriquement identiques et lorsque l'écart de chaque résultat d'essai individuel ne diffère pas de plus de 10 % par rapport à la valeur moyenne obtenue sur l'ensemble des essais, la résistance de calcul peut être déterminée de la façon suivante :

— il convient de prendre la résistance caractéristique P_{Rk} égale à la charge de ruine minimale (divisée par le nombre de connecteurs) réduite de 10 % ;

— il convient de calculer la résistance de calcul P_{Rd} au moyen de l'expression :

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (B.1)$$

où :

f_u est la résistance ultime minimale spécifiée pour l'acier des connecteurs ;

f_{ut} est la résistance ultime réelle de l'acier des connecteurs utilisés dans l'éprouvette ;

γ_V est le coefficient partiel pour la connexion.

NOTE La valeur de γ_V peut être donnée dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée pour γ_V est 1,25.

(2) Lorsque l'écart par rapport à la moyenne dépasse 10 %, il convient d'effectuer au moins trois essais supplémentaires du même type. Il convient de procéder ensuite à l'interprétation des résultats conformément à l'EN 1990, Annexe D.

(3) Lorsque le connecteur est composé de deux éléments distincts, l'un destiné à reprendre le cisaillement longitudinal et l'autre à résister aux efforts tendant à séparer la dalle de la poutre en acier, les dispositifs d'attache s'opposant à la séparation doivent posséder une rigidité et une résistance suffisantes pour que la séparation, mesurée lors des essais de poussée lorsque les connecteurs sont soumis à 80 % de leur charge ultime, reste inférieure à la moitié du glissement longitudinal de la dalle par rapport à la poutre.

(4) Il convient d'adopter comme capacité de glissement δ_u d'une éprouvette, le glissement maximal mesuré au niveau de charge caractéristique, comme indiqué sur la Figure B.2. Il convient d'adopter comme capacité de glissement caractéristique δ_{uk} , la valeur minimale δ_u des essais réduite de 10 % ou la valeur déterminée par évaluation statistique à partir de l'ensemble des résultats d'essais. Dans ce dernier cas, il convient de déterminer la capacité de glissement caractéristique conformément à l'EN 1990, Annexe D.

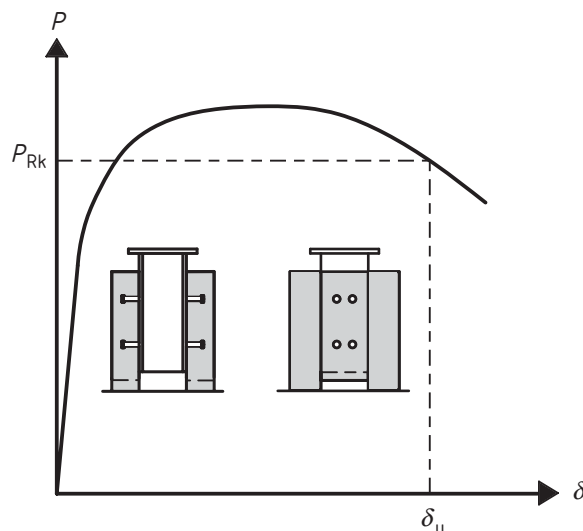


Figure B.2 : Détermination de la capacité de glissement δ_u

B.3 Essais de dalles mixtes de plancher

B.3.1 Généralités

(1) Il convient de se référer à des essais réalisés conformément aux dispositions données dans la présente section pour la détermination des facteurs m et k ou de la valeur de $\tau_{u,Rd}$ à utiliser pour la vérification de la résistance au cisaillement longitudinal comme indiqué dans la Section 9.

(2) A partir des courbes charge-flèche, le comportement au cisaillement longitudinal est à classer comme fragile ou ductile. Le comportement est considéré comme ductile s'il est conforme aux règles données en 9.7.3(3). Sinon, le comportement est classé comme fragile.

(3) Les variables à étudier comprennent l'épaisseur et le type de plaques en acier, la nuance d'acier, le revêtement de la plaque en acier, la densité et la classe du béton, l'épaisseur de la dalle et la portée de cisaillement L_s .

(4) Pour éviter de réaliser tous les essais qui seraient nécessaires pour une investigation exhaustive, les résultats obtenus lors d'une série d'essais peuvent être également utilisés pour d'autres valeurs des variables, de la façon suivante:

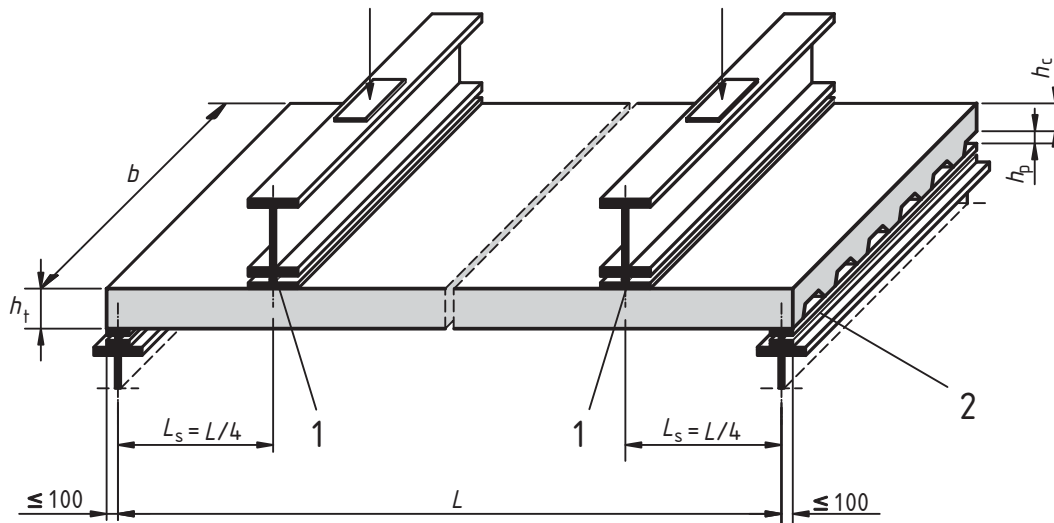
- pour une épaisseur t de plaques en acier supérieure à celle soumise aux essais ;
- pour du béton de résistance spécifiée f_{ck} au moins égale à $0,8 f_{cm}$, où f_{cm} est la valeur moyenne de la résistance du béton des essais ;
- pour des plaques en acier de limite d'élasticité f_{yp} au moins égale à $0,8 f_{ypm}$, où f_{ypm} est la valeur moyenne de la limite d'élasticité des essais.

B.3.2 Dispositif d'essai

(1) Il convient d'effectuer les essais sur des dalles simplement appuyées.

(2) Il convient que le dispositif d'essai soit conforme à la Figure B.3 ou équivalent.

(3) Il convient d'appliquer sur le corps d'épreuve deux charges concentrées linéiques égales, disposées symétriquement en $L/4$ et $3L/4$ sur la portée.



Légende

- 1 Bande de néoprène ou équivalent $\leq 100 \text{ mm} \times b$
- 2 Plaque d'appui $\leq 100 \text{ mm} \times b \times 10 \text{ mm}$ (min.) (usuel pour toutes les plaques d'appui)

Figure B.3 : Dispositif d'essai

(4) Il convient que la distance entre l'axe de l'appui et l'extrémité de la dalle ne dépasse pas 100 mm.

(5) Il convient que ni les largeurs des plaques d'appui ni celles des charges linéiques ne dépassent 100 mm.

(6) Lors des essais utilisés pour déterminer les facteurs m et k , il convient de réaliser pour chaque variable à étudier deux groupes de trois essais (repérés sur la Figure B.4) ou trois groupes de deux essais. Pour les corps d'épreuve du groupe A, il convient que la portée de cisaillement soit la plus longue possible tout en provoquant toujours la ruine par cisaillement longitudinal ; pour les corps d'épreuve du groupe B, il convient que la portée de cisaillement soit la plus courte possible, tout en provoquant toujours la ruine par cisaillement longitudinal, mais d'une longueur au moins égale à $3h_t$.

(7) Lors des essais utilisés pour déterminer $\tau_{u,Rd}$, il convient d'effectuer pour chaque type de plaque en acier et de revêtement au moins quatre essais sur des corps d'épreuve de même épaisseur h_t sans armatures supplémentaires ni ancrage d'extrémité. Pour trois des essais, il convient que la portée de cisaillement soit la plus longue possible tout en provoquant la ruine par cisaillement longitudinal ; pour l'essai restant, il convient que la portée de cisaillement soit la plus courte possible tout en provoquant toujours la ruine par cisaillement longitudinal, mais d'une longueur d'au moins $3h_t$. L'essai unique réalisé avec une portée de cisaillement courte n'est utilisé que pour le classement du comportement conformément à B.3.1(2).

B.3.3 Préparation des corps d'épreuve

(1) La surface de la plaque nervurée en acier doit être « brute de profilage », sans tentative d'amélioration de l'adhérence par dégraissage de la surface.

(2) Il convient que la forme et les bossages de la plaque nervurée représentent de façon précise les plaques devant être utilisées en pratique. Les valeurs mesurées de l'espacement et de la hauteur des bossages ne doivent pas différer des valeurs nominales de plus de 5 % et 10 % respectivement.

(3) Dans la zone tendue des dalles, il convient de disposer des initiateurs de fissures sur la totalité de la largeur de la dalle au droit des charges appliquées. Il convient que la hauteur des initiateurs de fissures soit au moins celle des tôles. On utilise des initiateurs de fissures pour définir précisément la longueur de cisaillement L_s et pour éliminer la résistance à la traction du béton.

(4) Il est permis de maintenir les âmes extérieures des plaques comme elles se comporteraient dans des dalles plus larges.

(5) Il convient que la largeur b des dalles d'essai ne soit inférieure ni à trois fois la hauteur totale, ni à 600 mm, ni à la largeur utile de la plaque nervurée.

(6) Il convient que les corps d'épreuve soient coulés en étalement total. C'est la situation la plus défavorable pour le mode de ruine par cisaillement longitudinal.

(7) Une armature en treillis soudé peut être placée dans la dalle, par exemple pour renforcer la dalle lors du transport, pour s'opposer au retrait, etc. Dans ce cas, le treillis doit être positionné pour travailler en compression sous l'effet d'un moment fléchissant positif.

(8) Il convient que le béton utilisé pour tous les corps d'épreuve d'une série destinée à étudier une variable soit issu de la même gâchée et que sa cure s'effectue dans les mêmes conditions.

(9) Pour chaque groupe de dalles devant être soumis à des essais dans une période de 48 heures, il convient de réaliser au moins quatre éprouvettes de béton pour la détermination de la résistance sur cylindre ou sur cube, au moment du coulage des dalles destinées aux essais. Il convient de prendre la résistance du béton f_{cm} de chaque groupe égale à la valeur moyenne, si l'écart de chaque échantillon par rapport à la valeur moyenne ne dépasse pas 10 %. Lorsque l'écart d'une valeur de résistance à la compression par rapport à la valeur moyenne dépasse 10 %, il convient de prendre la résistance du béton égale à la valeur maximale mesurée.

(10) Il convient de déterminer la résistance à la traction et la limite d'élasticité de la plaque nervurée en acier à partir d'essais réalisés sur des éprouvettes prélevées dans chacune des plaques utilisées pour réaliser les dalles d'essai.

B.3.4 Procédure de mise en charge

(1) La procédure de mise en charge est destinée à représenter un chargement appliqué sur une certaine période de temps. Elle se déroule en deux parties, consistant en un essai initial, où la dalle est soumise à un chargement cyclique, suivi d'un essai au cours duquel la dalle est soumise à un chargement croissant jusqu'à la ruine.

(2) Si deux groupes de trois essais sont effectués, un des trois corps d'épreuve de chaque groupe peut n'être soumis qu'à l'essai statique sans chargement cyclique préalable, afin de déterminer le niveau du chargement cyclique des deux autres.

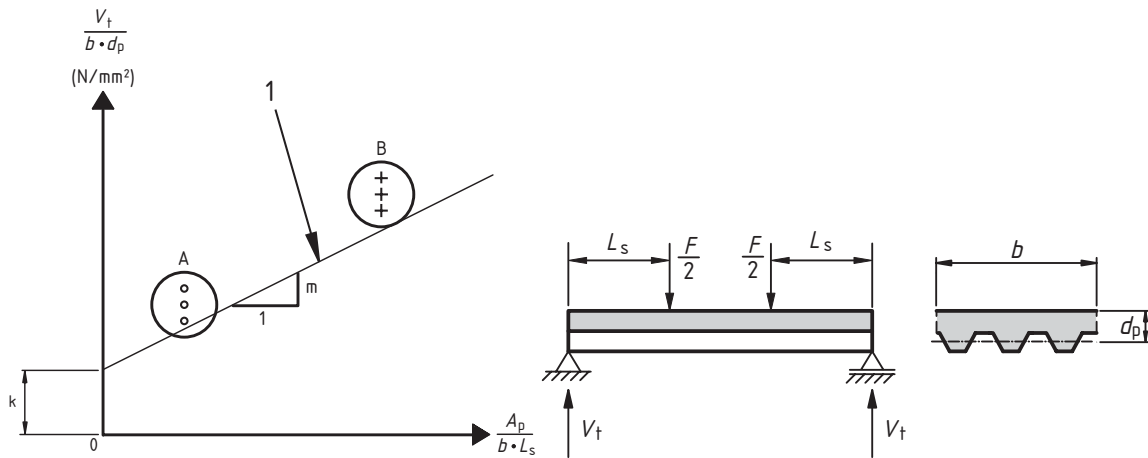
(3) Essai initial : il convient que la dalle soit soumise à un chargement cyclique variant entre une valeur basse ne dépassant pas $0,2W_t$ et une valeur haute d'au moins $0,6W_t$, où W_t est la charge de ruine mesurée lors de l'essai statique préliminaire effectué selon (2).

(4) Il convient d'appliquer 5000 cycles de chargement sur une durée d'au moins 3 heures.

(5) Essai suivant : à la suite de l'essai initial, il convient que la dalle soit soumise à un essai statique au cours duquel la charge appliquée est augmentée progressivement, afin que la ruine ne se produise pas en moins d'1 heure. La charge de ruine W_t est la charge maximale appliquée sur la dalle au moment de la ruine, augmentée du poids de la dalle mixte et des poutres de répartition.

(6) Lors de l'essai statique, le chargement peut être appliqué soit à effort contrôlé soit à flèche contrôlée.

B.3.5 Détermination des valeurs de calcul pour m et k



Légende

1 Relation de calcul pour la résistance au cisaillement longitudinal.

NOTE b , d_p et L_s sont en mm, A_p est en mm², V_t est en N.

Figure B.4 : Evaluation des résultats d'essais

(1) Si le comportement est ductile, voir 9.7.3(3), il convient de prendre l'effort tranchant expérimental représentatif V_t égal à 0,5 fois la valeur de la charge de ruine W_t telle que définie en B.3.4. Si le comportement est fragile, cette valeur doit être réduite en lui affectant un facteur 0,8.

(2) A partir de l'ensemble des valeurs expérimentales de V_t il convient de calculer la résistance caractéristique au cisaillement comme étant le fractile à 5 % du modèle statistique approprié et de la représenter sous forme d'une droite de régression linéaire caractéristique comme indiqué dans la Figure B.4.

(3) Si deux groupes de trois essais sont utilisés et si l'écart d'un essai individuel quelconque par rapport à la moyenne du groupe ne dépasse pas 10 %, la relation de calcul peut être déterminée conformément à l'Annexe D de l'EN 1990 ou de la façon suivante :

Dans chaque groupe, on suppose que la valeur caractéristique est celle obtenue en prenant la valeur minimale du groupe réduite de 10 %. La relation de calcul est formée par la droite passant par ces valeurs caractéristiques pour les groupes A et B.

B.3.6 Détermination des valeurs de calcul pour τ_{ud}

(1) Il convient de déterminer le diagramme de connexion partielle tel qu'illustré dans la Figure B.5 à partir des valeurs mesurées des dimensions et des résistances du béton et de la plaque en acier. Pour la résistance du béton, la valeur moyenne f_{cm} d'un groupe telle que spécifiée en B.3.3(9) peut être utilisée.

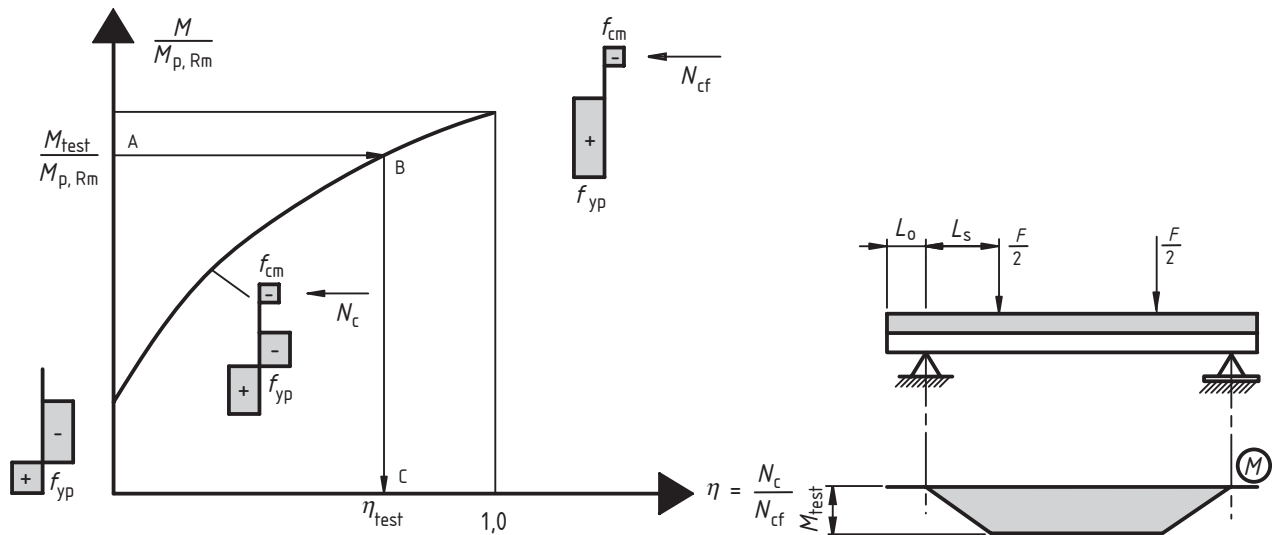


Figure B.5 : Détermination du degré de connexion à partir de M_{test}

(2) A partir des charges maximales appliquées, il convient de déterminer le moment fléchissant M , agissant au niveau de la section transversale située sous la charge ponctuelle, résultant de la charge appliquée, du poids propre de la dalle et des poutres de répartition. Le cheminement A --> B --> C de la Figure B.5 donne alors une valeur η pour chaque essai, et une valeur τ_u par l'expression :

$$\tau_u = \frac{\eta N_{cf}}{b(L_s + L_o)} \quad (B.2)$$

où :

L_o est la longueur en porte-à-faux.

(3) Si la résistance supplémentaire au cisaillement longitudinal due à la réaction d'appui est prise en compte dans le calcul conformément aux dispositions données en 9.7.3(9), il convient de déterminer τ_u au moyen de l'expression:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{cf} - \mu V_t}{b(L_s + L_o)} \quad (B.3)$$

où :

μ est la valeur du coefficient de frottement, à prendre par défaut égale à 0,5 ;

V_t est la réaction d'appui sous l'effet de la charge d'essai ultime.

(4) Il convient de calculer la résistance caractéristique au cisaillement $\tau_{u,Rk}$ à partir des valeurs expérimentales comme étant le fractile à 5 % du modèle statistique approprié conformément à l'EN 1990, Annexe D.

(5) La résistance au cisaillement de calcul $\tau_{u,Rd}$ est la résistance caractéristique $\tau_{u,Rk}$ divisée par le coefficient partiel γ_{Vs} .

NOTE La valeur de γ_{Vs} peut être donnée dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée de γ_{Vs} est 1,25.

Annexe C (informative)

Retrait du béton pour les structures mixtes de bâtiments

(1) Sauf si un contrôle précis de la déformée d'une structure mixte en phase d'exécution est essentiel, ou lorsque sont attendues des valeurs de retrait exceptionnelles, la valeur nominale de la déformation finale totale du retrait libre peut être prise égale aux valeurs suivantes pour le calcul des effets du retrait :

— dans un environnement sec (à l'extérieur ou à l'intérieur des bâtiments mais à l'exception des éléments remplis de béton) :

325 x 10⁻⁶ pour le béton normal ;

500 x 10⁻⁶ pour le béton léger ;

— dans d'autres environnements et pour les éléments remplis de béton :

200 x 10⁻⁶ pour le béton normal ;

300 x 10⁻⁶ pour le béton léger.

Bibliographie

EN 1991-1-6, *Actions sur les structures – Partie 1-6 : Actions imposées lors de la construction*

ENV 13670-1, *Exécution des structures en béton – Partie 1: Dispositions communes*

EN ISO 13918, *Soudage - Goujons et bagues en céramique pour le soudage à l'arc des goujons*

EN ISO 14555, *Soudage – Soudage à l'arc des goujons sur les matériaux métalliques*