

# CONDENSÉ DE L'EUROCODE 2

## Calcul des structures en béton

- CALCUL SELON LES ANNEXES NATIONALES BELGES (ANB)
- BASES DE CALCUL
- BETON ARME





# **CONDENSÉ DE L'EUROCODE 2**

Droits d'auteur : FEBELCEM.

Nos remerciements vont

- à l'European Concrete Platform ASBL qui a mis à disposition de ses membres la publication originale.
- au Professeur J.F. Cap (UCL) qui a réalisé la transposition du document européen au contexte belge.
- au Professeur L. Taerwe (UGent) pour sa collaboration lors de la traduction en néerlandais de la présente publication.

Tous droits réservés. Tout ou partie de cette publication ne peut en aucun cas être reproduite, enregistrée dans un système de récupération de données ou transmise sous quelle forme que ce soit ou par quel moyen que ce soit, électronique, mécanique, photocopie, enregistrement ou autre, sans l'autorisation préalable écrite de FEBELCEM.

Publié par FEBELCEM pour le compte d'infobeton.be

Éditeur responsable: André Jasienski

Bld du Souverain, 68

1170 Bruxelles

Coordination et mise en page par J.F. Denoël (FEBELCEM)

Toutes les informations contenues dans le présent document sont jugées précises par FEBELCEM au moment de leur publication. Elles sont fournies en toute bonne foi.

Les informations relatives au document FEBELCEM ne constituent en aucun cas une responsabilité dans le chef de ses Membres. Bien que notre but soit de maintenir une information exacte et d'actualité, FEBELCEM ne peut garantir ni l'un ni l'autre. Nous corrigerons toute erreur portée à notre attention.

Les lecteurs doivent être conscients que toutes les publications de FEBELCEM sont soumises de temps en temps à révision et s'assurer de ce fait qu'ils sont en possession de la dernière version.

Tous les conseils ou informations fournis par FEBELCEM s'adressent à ceux qui évalueront l'importance et les limitations de leur contenu et qui assumeront la responsabilité de leur utilisation et application. Aucune responsabilité (y compris pour négligence) ne sera acceptée pour les pertes résultant de ces conseils ou informations.

L'autorisation de reproduction des extraits des Eurocodes est accordée à infobeton.be par le bureau belge de Normalisation, le NBN.

Les normes belges peuvent être commandées en ligne sur le site du NBN

<<http://www.nbn.be>> ou à l'adresse Bureau de Normalisation - NBN; rue de Birmingham, 131, 1070 Bruxelles; Tél. 02 738 01 11.

Les associations et/ou organisations suivantes sont membres d'infobeton.be :

FEBE, FEBELCEM, FEDBETON, FEDIEX, FIPAH, GBB-BBG, IMPORGRASA, ZEEGRA

Secrétariat :

Bld du Souverain, 68

1170 Bruxelles

© FEBELCEM, mai 2017

ISBN 978-2-9600430-5-1

EAN 9782960043051

D/2017/0280/01




## Mode de navigation

Comme mentionné précédemment, l'utilisateur s'assurera d'utiliser la dernière version de ce document en cliquant sur le lien qui apparaît en haut de chaque page « [Version la plus récente](#) ».

Ce document a été conçu comme un document électronique. Il est équipé d'hyperliens qui permettent l'accès immédiat aux figures, tableaux et chapitres qui apparaissent en caractères bleu soulignés dans le texte.

La navigation à travers le document est facilitée par les signets (« bookmarks ») qui apparaissent dans le volet gauche de la fenêtre et qui reprend la table des matières intégrant la liste des figures et tableaux du document. Cette table des matières peut être soit développée (« expand ») soit réduite (« collapse »).

Dans les navigateurs INTERNET EXPLORER, MOZILLA FIREFOX, ADOBE ACROBAT, l'usage de la combinaison des touches ALT +  conduit à la vue précédente.

Si vous utilisez le navigateur FIREFOX, choisissez l'option "use ADOBE ACROBAT (in FIREFOX)" under "open the menu" icon (dans le coin supérieur droit de la fenêtre de votre browser) > options > Applications > search "pdf".

Ceci permet l'impression correcte de la publication. Si vous gardez l'option "preview in FIREFOX", vous encourez le risque de l'imprimer avec de mauvais symboles au sein des équations ou de polices de caractères inadéquates.

## Avant-propos

En 1954, le Comité Européen international du Béton, le CEB, fut créé. Son objectif était la rédaction d'un nouveau code de calcul pour le béton qui rencontrerait l'approbation de tous les techniciens européen.

En 1964, le CEB publia les « Recommandations Pratiques » qui furent traduites en 1966 en Néerlandais.

En 1970, suivirent les « Recommandations Internationales CEB-FIP 1970 pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton ».

En 1978, celles-ci furent publiées dans une version revue sous le titre « CEB-FIP Model Code for Concrete Structure ». La Communauté Économique Européenne de l'époque jugea cette version comme le point de départ le plus approprié pour la rédaction de l'Eurocode 2 « Béton ».

Depuis, le 31 mars 2010, cet Eurocode 2 est d'application dans tous les pays membres du CEN, le Comité Européen de Normalisation.

Les Eurocodes sont des codes de calcul de caractère assez général. Ils ont été organisés de façon très systématique et les renvois d'un Eurocode vers un autre nécessitent une lecture simultanée de plusieurs Eurocodes pour en comprendre leur articulation.

La mise en pratique et l'enseignement de ces Eurocodes tant attendus constituent un défi de taille: Les professionnels bien occupés ont dû se familiariser pour se sentir en confiance avec de nouvelles prescriptions, règles et méthodes de calcul.

Conscient de cette situation, la plate-forme béton, la « European Concrete Platform » (ECP) dont font partie les fédérations européennes CEMBUREAU (ciment), BIBM (béton préfabriqué) et ERMCO (béton prêt à l'emploi) a pris l'initiative, il y a quelques années, de développer du matériel didactique pour le constructeur d'ouvrages en béton afin de faciliter l'implémentation de l'Eurocode 2. Quatre documents ont été rédigés en anglais :

1. Le *Concise Eurocode 2* explique l'Eurocode 2 et son contexte de façon pratique. Avec ce document, il y a moyen de calculer la plupart de ses projets béton.
2. Huit "*How to*" leaflets d'une dizaine de pages chacun abordent le calcul des dalles, poutres, colonnes,... de façon encore plus pragmatique et plus ciblée.

3. Les *Worked examples* illustrent par des cas concrets la façon d'aborder le calcul des ouvrages avec les valeurs recommandées des Eurocodes.
4. L'*Eurocode 2 – Commentary* fournit le « background de l'Eurocode 2.

Les deux premiers documents ont été transposés au contexte belge (selon les annexes nationales belges) et traduits en français. Ils sont publiés sous les titres « *Condensé de l'Eurocode 2* » et « *Comment calculer avec l'Eurocode 2 ?* ». Leur traduction en néerlandais est prévue pour septembre 2017.

Le « *Condensé de l'Eurocode 2* » et « *Comment calculer avec l'Eurocode 2 ?* » ainsi que « *Worked examples* » et « *Eurocode 2 – Commentary* » sont téléchargeables à partir du site web de FEBELCEM <http://www.febelcem.be> sous l'onglet publications/autres publications.

Les deux derniers documents de l'ECP sont également téléchargeables du site web de référence <https://www.theconcreteinitiative.eu/about-us/the-partners/publications-2>

Le « *Condensé de l'Eurocode 2* » a été élaboré sur base de sa publication originale par BCA, la British Cement Association et le Concrete Center<sup>1</sup>. Pour sa parution en Belgique, infobeton.be a obtenu les droits d'auteur exclusifs de l'ECP via ses membres FEBELCEM, FEDBETON et FEBE.

Puisse la publication de ce « *Condensé de l'Eurocode 2* » faciliter l'application de l'Eurocode 2.

L'éditeur, mai 2017

---

<sup>1</sup> R S Narayanan FREng et C H Goodchild BSc CEng MCIQB MStructE. : Concise Eurocode 2 : For the design of in-situ concrete framed buildings to BS EN 1992-1-1: 2004 and its UK National Annex: 2005, British Cement Association & The Concrete Center, 2006

# Condensé de l'Eurocode 2

## Table des matières

<b>Mode de navigation .....</b>	<b>5</b>
<b>Avant-propos .....</b>	<b>5</b>
<b>Table des matières.....</b>	<b>7</b>
<b>1. Introduction.....</b>	<b>11</b>
<b>2. Bases de calcul .....</b>	<b>13</b>
2.1. Généralités.....	13
2.2. Exigences de base.....	13
2.2.1. Généralités.....	13
2.2.2. Prévention de dommages.....	13
2.2.3. Principes des états-limites .....	13
2.3. Calcul des états-limites.....	14
2.3.1. Situations de projet.....	14
2.3.2. Actions .....	14
2.3.3. Vérification .....	14
2.3.4. Valeurs de calcul des actions.....	15
2.3.5. Propriétés des matériaux .....	16
2.4. Hypothèses .....	17
2.5. Calcul des fondations .....	17
<b>3. Matériaux.....</b>	<b>19</b>
3.1. Béton .....	19
3.2. Ferrailage .....	19
<b>4. Durabilité et enrobage .....</b>	<b>21</b>
4.1. Généralités.....	21
4.2. Enrobage pour les exigences d'adhérence, $c_{\min,b}$ .....	21
4.3. Enrobage pour les exigences de durabilité, $c_{\min,dur}$ .....	22
4.4. $\Delta c_{dev}$ et autres tolérances.....	25
4.5. Enrobage pour la résistance au feu .....	25
4.5.1. Généralités.....	25
4.5.2. Colonnes.....	26
4.5.3. Voiles porteurs tenus en tête .....	29
4.5.4. Poutres.....	30
4.5.5. Dalles pleines .....	31
4.5.6. Planchers-dalles reposant sur des colonnes.....	32
4.5.7. Planchers nervurés à un sens porteur.....	33
4.5.8. Planchers nervurés à deux sens porteurs .....	33
4.5.9. Enrobages pour la résistance au feu en cas d'utilisation d'une redistribution de plus de 15 %.....	34
4.5.10. Science du feu .....	34
<b>5. Analyse structurale .....</b>	<b>35</b>
5.1. Généralités.....	35
5.2. Modélisation de la structure .....	35
5.2.1. Définitions.....	35
5.2.2. Largeur participante des tables de compression .....	35
5.2.3. Portée utile .....	36
5.3. Méthodes d'analyse.....	37
5.3.1. États-limites ultimes (ELU).....	37
5.3.2. États-limites de service (ELS).....	38

5.3.3. Note générale .....	38
5.4. Chargement .....	39
5.4.1. Cas de charge et combinaisons.....	39
5.4.2. Dispositions des charges .....	39
5.4.3. Coefficients de charge.....	39
5.5. Imperfections géométriques .....	39
5.5.1. Généralités.....	39
5.5.2. Imperfections et analyse globale des structures .....	39
5.5.3. Autres tolérances de l'analyse.....	41
5.6. Moments de calcul dans les colonnes.....	41
5.6.1. Définitions.....	41
5.6.2. Moments fléchissants de calcul.....	47
5.6.3. Flexion déviée .....	49
5.7. Planchers-dalles.....	50
5.7.1. Définition .....	50
5.7.2. Analyse.....	50
5.8. Corbeaux .....	52
5.8.1. Définition .....	52
5.8.2. Analyse.....	52
<b>6. Flexion et efforts normaux .....</b>	<b>55</b>
6.1. Hypothèses .....	55
<b>7. Effort tranchant .....</b>	<b>59</b>
7.1. Généralités.....	59
7.1.1. Définitions.....	59
7.1.2. Exigences relatives aux armatures d'effort tranchant.....	59
7.1.3. Charges uniformément réparties .....	59
7.1.4. Armatures tendues longitudinales .....	59
7.2. Résistance des éléments en l'absence d'armatures d'effort tranchant.....	59
7.3. Résistance des éléments nécessitant des armatures d'effort tranchant .....	61
7.3.1. Base.....	61
7.3.2. Vérification de la capacité de résistance à l'effort tranchant.....	62
7.3.3. Armatures d'effort tranchant nécessaire, $A_{sw}/s$ .....	63
7.3.4. Efforts de traction supplémentaires .....	64
7.3.5. Éléments avec des charges appliquées sur la face supérieure à proximité des appuis .....	64
7.3.6. Éléments avec des charges appliquées en partie inférieure de l'élément .....	65
<b>8. Poinçonnement .....</b>	<b>67</b>
8.1. Généralités.....	67
8.1.1. Bases de calcul .....	67
8.1.2. Procédure de calcul .....	67
8.2. Contrainte de poinçonnement.....	67
8.2.1. Généralités.....	67
8.2.2. Valeur de $\beta$ (valeurs forfaitaires placées du côté de la sécurité) .....	68
8.2.3. Valeur de $\beta$ (obtenue par calcul) .....	68
8.3. Contours de contrôle .....	71
8.3.1. Contour de contrôle de référence $u_1$ (colonnes intérieures).....	71
8.3.2. Trémies.....	72
8.3.3. Colonnes périphériques.....	72
8.3.4. Chapiteaux.....	72
8.4. Résistance au poinçonnement en l'absence d'armatures de poinçonnement.....	73
8.5. Résistance au poinçonnement avec armatures d'effort tranchant.....	73
8.6. Résistance au poinçonnement au voisinage des colonnes .....	74
8.7. Contour de contrôle où les armatures de poinçonnement ne sont plus requises, $u_{out}$ .....	74

8.8. Résistance au poinçonnement des semelles de fondation.....	75
<b>9. Torsion .....</b>	<b>77</b>
9.1. Généralités.....	77
9.2. Résistances en torsion .....	77
9.3. Combinaison de torsion et d'effort tranchant .....	78
<b>10. Aptitude au service.....</b>	<b>79</b>
10.1. Introduction .....	79
10.2. Maîtrise de la fissuration .....	79
10.3. Aire minimale d'armatures des barres principales .....	80
10.4. Aire minimale d'armatures d'effort tranchant .....	81
10.4.1. Poutres.....	81
10.4.2. Planchers-dalles.....	81
10.5. Limitation des flèches .....	81
10.5.1. Généralités.....	81
10.5.2. Rapports portée/hauteur utiles de référence .....	81
<b>11. Dispositions constructives – Exigences générales .....</b>	<b>85</b>
11.1. Généralités.....	85
11.2. Espacement des barres.....	85
11.3. Dimensions des mandrins de cintrage pour les barres pliées.....	85
11.4. Ancrage des barres .....	86
11.4.2. Longueur d'ancrage de calcul $l_{bd}$ .....	87
11.4.3. Longueur d'ancrage de référence $l_{b,rqd}$ .....	88
11.4.4. Longueur d'ancrage équivalente $l_{b,eq}$ .....	88
11.5. Contrainte ultime d'adhérence .....	89
11.6. Recouvrements .....	89
11.6.1. Généralités.....	89
11.6.2. Recouvrement des barres.....	89
11.6.3. Recouvrement des treillis .....	90
11.6.4. Armatures transversales .....	91
11.6.5. Recouvrement des barres de gros diamètre .....	92
<b>12. Dispositions constructives – Exigences particulières.....</b>	<b>93</b>
12.1. Généralités.....	93
12.2. Poutres.....	93
12.2.1. Barres longitudinales.....	93
12.2.2. Épure d'arrêt des armatures longitudinales tendues .....	93
12.2.3. Armatures supérieures dans les appuis d'extrémité .....	94
12.2.4. Armatures inférieures dans les appuis d'extrémité.....	94
12.2.5. Appuis intermédiaires .....	94
12.2.6. Armatures d'effort tranchant .....	94
12.2.7. Armatures de torsion .....	95
12.2.8. Appuis indirects .....	95
12.3. Dalles portant dans une et deux directions .....	96
12.3.1. Armatures principales .....	96
12.3.2. Armatures secondaires (de répartition) .....	96
12.3.3. Armatures au voisinage des appuis .....	96
12.3.4. Armatures d'effort tranchant .....	97
12.4. Planchers-dalles.....	97
12.4.1. Dispositions constructives au droit de colonnes intérieures .....	97
12.4.2. Dispositions constructives au droit des colonnes de rive et d'angle.....	97
12.4.3. Armatures de poinçonnement.....	98
12.5. Colonnes.....	100
12.5.1. Armatures longitudinales .....	100



12.5.2. Armatures transversales (cadres, boucles) .....	100
12.6. Voiles .....	100
12.6.1. Armatures verticales.....	100
12.6.2. Armatures horizontales.....	101
12.6.3. Armatures transversales .....	101
12.7. Semelles en tête de pieux .....	101
12.8. Pieux forés.....	101
<b>13. Chaînages.....</b>	<b>103</b>
13.1. Généralités.....	103
13.2. Chaînages périphériques.....	103
13.3. Chaînages intérieurs .....	103
13.4. Chaînages horizontaux des colonnes et voiles.....	104
13.5. Chaînages verticaux .....	104
<b>14. Béton non armé ou faiblement armé .....</b>	<b>105</b>
14.1. Généralités.....	105
14.2. Flexion et efforts normaux .....	105
14.3. Effort tranchant résistant .....	106
14.4. Résistance au flambage des colonnes et voiles.....	107
14.5. États-limites de service.....	108
14.6. Semelles filantes superficielles et semelles isolées .....	109
<b>15. Aides au calcul.....</b>	<b>111</b>
15.1. Valeurs de calcul des actions.....	111
15.2. Valeurs des actions.....	111
15.3. Dimensionnement des sections rectangulaires à la flexion simple .....	111
15.4. Dimensionnement des poutres à l'effort tranchant .....	113
15.4.1. Exigences relatives aux armatures d'effort tranchant.....	113
15.4.2. Vérification de la capacité de la section .....	116
15.4.3. Calcul des armatures d'effort tranchant .....	116
15.5. Calcul du poinçonnement.....	117
15.6. Vérification des flèches .....	119
15.7. Maîtrise de la fissuration .....	122
15.8. Dimensionnement des éléments soumis à la flexion composée .....	123
15.8.1. Généralités.....	123
15.8.2. Dimensionnement.....	123
<b>16. Références .....</b>	<b>135</b>
<b>17. Symboles – Définitions .....</b>	<b>137</b>

## 1. Introduction

L'EN 1992-1-1 (Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton* Partie 1-1<sup>[1]</sup>) établit des règles générales pour le calcul des structures en béton, ainsi que des règles spécifiques pour le bâtiment. Elle couvre forcément un large éventail de structures et peut de ce fait s'avérer trop complexe pour le travail de calcul de routine.

Le présent Eurocode 2 compendium a pour objectif de sélectionner dans l'EN 1992 et dans les Annexes Nationales <sup>[1-4]</sup> les informations utilisées couramment dans le calcul des structures de bâtiment. **Cette publication se limite par conséquent aux classes de résistance du béton jusque et y compris C50/60 et ne traite pas du béton précontraint ou léger.** Malgré ces limitations, la grande majorité des calculs quotidiens tombera probablement dans son champ d'application.

Les articles de l'Eurocode ont été repris textuellement, dans la mesure du possible – sauf reformulation pour plus de clarté ou, dans certains cas (parties identifiées en gris ombré), ajout de texte, formules dérivées, tableaux, graphiques ou illustrations. Ceci s'applique en particulier à la [Section 15](#). D'autres normes européennes ont été citées le cas échéant. Les références aux numéros des articles de l'Eurocode 2 ou d'autres Eurocodes sont identifiées clairement dans des cases fléchées.

Reconnaissant la responsabilité de chaque État Membre dans la détermination de sujets tels que la sécurité et la pratique courante, le système Eurocode permet à chaque pays de définir ses propres valeurs pour certains paramètres de construction utilisés au sein de leur normalisation ou réglementation. Ces valeurs sont désignées par le terme Paramètres déterminés au plan national (NDP) et sont fixées dans l'Annexe Nationale (ANB) de ce pays.

Les informations se présentent généralement dans le même ordre que l'Eurocode 2. Toutefois, l'intégralité du calcul de la structure doit être conforme à l'EN 1990 (Eurocode : Bases de calcul des structures <sup>[5]</sup>) qui fournit des informations applicables aux constructions pour tout matériau. Les informations pertinentes et essentielles de l'EN 1990 sont présentées à la [Section 2](#).

Cette publication, basée sur les dernières informations disponibles, est tout ce dont les ingénieurs auront besoin pour la plupart des structures en béton.

Le document dans sa version électronique est équipé d'hyperliens pour toutes les références internes (Section, Figures, Tableaux, Référence bibliographique). Ces hyperliens facilitent sans aucun doute la navigation au sein de ce document.

### Guide de présentation

Texte, tableaux et figures en gris ombré	Ajout de texte, formules dérivées, tableaux et illustrations qui ne proviennent <b>pas</b> de l'Eurocode 2
▶ 6.4.4	Article, numéro de figure ou de tableau de l'EN 1992-1-1 (la référence à d'autres parties des Eurocodes ou d'autres documents sera indiquée)
▶ 5.1.1(6) & AC	Article, numéro de figure ou de tableau de l'EN 1992-1-1 mentionné dans les corrigenda AC:2008 et 2010
ANB	Informations provenant de l'Annexe Nationale du pays
▶ 6.4.4 & ANB	Informations provenant à la fois de l'EN 1992-1-1 et de l'Annexe Nationale belge
▶ Section 5.2	Parties concernées de cette publication.

NB : la notation « EN 199x » est utilisée dans le texte courant en lieu et place de la notation « NBN EN 199x »



## 2. Bases de calcul

### 2.1. Généralités

L'EN 1992-1-1<sup>[1]</sup> doit être utilisée en combinaison avec la norme EN 1990 : Bases de calcul des structures<sup>[5]</sup>, qui :

- établit les principes et exigences pour la sécurité, l'aptitude de service et la durabilité des structures.
- décrit la base pour leur calcul et leur vérification.
- fournit des directives pour les aspects liés à la fiabilité des structures.

### 2.2. Exigences de base

#### 2.2.1. Généralités

► EN 1990<sup>[5]</sup> : 2.1(1) à (4) Une structure doit être conçue et construite de manière à ce que, pendant sa durée de vie escomptée, avec des niveaux de fiabilité appropriés et de manière économique :

- Elle résiste à toutes les actions et influences susceptibles d'intervenir pendant son exécution et son utilisation.
- Elle reste adaptée à l'usage pour lequel elle a été conçue.

Elle doit être conçue de façon à présenter une stabilité, une résistance structurale, une aptitude au service et une durabilité adéquates.

En cas d'incendie, la résistance de la structure doit être de niveau approprié pendant la période de temps requise.

Une structure doit être conçue et exécutée de telle sorte qu'elle ne soit pas endommagée par des événements, tels qu'une explosion, un choc et les conséquences d'erreurs humaines, de façon disproportionnée par rapport à la cause initiale.

#### 2.2.2. Prévention de dommages

► EN 1990 : 2.1 (5) Les dommages potentiels doivent être évités ou limités par le choix approprié d'une ou plusieurs des mesures suivantes :

- En prévenant, éliminant ou réduisant les dangers potentiels auxquels la structure peut être soumise.
- En choisissant un type de structure peu vulnérable aux dangers potentiels considérés.
- En choisissant un type de structure et un dimensionnement permettant de survivre de façon appropriée à la disparition accidentelle d'un élément individuel ou d'une partie limitée de la structure, ou à un dommage localisé.
- En évitant autant que possible les systèmes structuraux susceptibles de s'effondrer sans signe précurseur.
- En solidarissant les différents éléments de la structure.

#### 2.2.3. Principes des états-limites

► EN 1990 : 2.2 (1) L'EN 1990 implique que le calcul doit être effectué à l'aide des principes des états-limites.

► EN 1990 : 2.3. Tab. 2.1 Une valeur indicative de 50 ans est déterminée pour la durée d'utilisation de projet des structures d'un bâtiment et d'autres structures courantes.

### 2.3. Calcul des états-limites

► EN 1990 : 3.1 Les états-limites sont des états au-delà desquels la structure ne satisfait plus aux critères de dimensionnement pertinents :

- Les états-limites ultimes (ELU) sont associés à l'effondrement et à d'autres formes similaires de ruine structurale.
- Les états-limites de service (ELS) correspondent à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées ne sont plus satisfaites.

Les états-limites doivent être vérifiés dans toutes les situations de projet appropriées, en tenant compte des circonstances dans lesquelles la structure doit remplir sa fonction.

#### 2.3.1. Situations de projet

► EN 1990 : 3.2 Normalement, dans les zones non sismiques, il faut classer les situations de projet comme suit :

- Situations durables, qui se réfèrent aux conditions d'utilisation normale.
- Situations transitoires, qui se réfèrent à des conditions temporaires applicables à la structure, par exemple en cours d'exécution ou de réparation.
- Situations accidentelles, qui se réfèrent à des conditions exceptionnelles applicables à la structure ou à son exposition (par exemple à un incendie, à une explosion, à un choc ou aux conséquences d'une défaillance localisée).

#### 2.3.2. Actions

► EN 1990 : 1.5 Les actions font référence à des charges appliquées directement à la structure ou à des déformations imposées, comme des tassements différentiels ou changements de températures, générant des efforts internes dans la structure.

- ► EN 1990 : 1.5.3.3 Les actions permanentes font référence aux actions dont la variation dans le temps est d'ampleur négligeable.
- ► EN 1990 : 1.5.3.4 Les actions variables sont des actions dont la variation dans le temps n'est pas d'ampleur négligeable.
- ► EN 1990 : 1.5.3.5 Les actions accidentelles sont des actions habituellement de courte durée mais de grandeur significative, qui ont peu de chances d'intervenir sur une structure donnée au cours de la durée de vie de projet.

► EN 1990 : 4.1.2 La valeur caractéristique d'une action se définit par l'une des trois alternatives suivantes.

- ► EN 1990 : 4.1.2(1) Sa valeur moyenne – généralement utilisée pour les actions permanentes.
- ► EN 1990 : 4.1.2(7) Une valeur supérieure correspondant à une probabilité recherchée de ne pas être dépassée vers le haut ou vers le bas, pendant une certaine période de référence – utilisée normalement pour les actions variables à distributions statistiques connues, comme le vent ou la neige.
- ► EN 1990 : 4.1.2(8) Une valeur nominale – utilisée pour certaines actions variables et accidentelles.

Les valeurs d'une action donnée dans les différentes parties de l'EN 1991 : *Actions sur les structures* <sup>[6]</sup> sont considérées comme des valeurs caractéristiques.

#### 2.3.3. Vérification

► EN 1991 <sup>[6]</sup> : La vérification qui utilise la méthode des coefficients partiels est détaillée dans l'EN 1990 <sup>[5]</sup>. Cette méthode consiste à vérifier que, dans toutes les situations de projet appropriées, aucun état-limite n'est dépassé lorsque les valeurs de calcul des actions et des résistances sont utilisées dans les modèles de calcul.



### 2.3.4. Valeurs de calcul des actions

► EN 1990 : 6.3.1 La valeur de calcul d'une action est  $\gamma_F \psi F_k$

où

$\psi$  = coefficient qui permet de convertir la valeur caractéristique d'une action en une valeur représentative. Il ajuste la valeur de l'action pour prendre en compte la probabilité que les actions se produisent simultanément et peut supposer les valeurs égales à :

= 1,0 pour une action permanente

=  $\psi_0$  (valeur caractéristique) ou  $\psi_1$  (valeur fréquente) ou  $\psi_2$  (valeur quasi-permanente) pour une action variable lorsqu'elle survient en même temps que d'autres actions variables. Voir Tableaux 2.1 et 2.2 élaborés à partir de l'EN 1990.

$\gamma_F$  = coefficient partiel relatif à l'action (voir [Tableau 2.2](#))

$\psi F_k$  peut être considéré comme l'action représentative,  $F_{rep}$ , appropriée à l'état-limite considéré.

► EN 1990 : A1.2.2 & ANB Le [Tableau 2.2](#) indique les coefficients partiels à utiliser pour les combinaisons d'actions représentatives dans les structures de bâtiment. Le [Tableau 2.1](#) présente la manière dont les valeurs caractéristiques des actions variables sont converties en valeurs représentatives.

Tableau 2.1 Valeurs des coefficients  $\psi$  ► EN 1990 : Tab. A1.1 ANB

Action	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Charges d'exploitation des bâtiments			
Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
Catégorie E : stockage	1,0	0,9	0,8
Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Catégorie G : zone de trafic, $30$ kN < véhicules de poids $\leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Catégorie H : toits ► EN 1991-1-1 3.3.2 (1)	0,0	0,0	0,0
Charges dues à la neige où l'altitude $\leq 1000$ m au-dessus du niveau de la mer	0,5	0,0	0,0
Charges dues au vent ► EN 1991-1-4	0,6	0,2	0,0
Effets de la température (hors incendie) ► EN 1991-1-5	0,6	0,5	0,0
Tassements ► EN 1997	1,0	1,0	1,0
Actions particulières pendant l'exécution ► EN 1991-1-6	1,0	-	0,2

► EN 1990 : A1.3.1(5) Il convient de vérifier le dimensionnement des éléments structuraux (semelles, pieux, murs de soubassement, etc) (STR) soumis à des actions géotechniques, et la résistance du terrain (GEO) en utilisant l'Approche 1 complétée, pour les actions géotechniques et les résistances, par l'EN 1997.

L' Approche 1 consiste en l'application, dans des calculs séparés, de valeurs de calcul provenant de l'► EN 1990 [Tableau A1.2\(C\)](#) (ensemble C) et de l'► EN 1990 [Tableau \(B\)](#) (ensemble B) aux actions géotechniques, aussi bien qu'aux autres actions appliquées à la structure ou en provenance de celle-ci.

Dans les cas courants, le dimensionnement des fondations est régi par l'ensemble C et la résistance structurale est régie par l'ensemble B ;

Tableau 2.2 Coefficients partiels ( $\gamma_F$ ) à utiliser pour la vérification des états-limites dans des situations de projet durables et transitoires

État-limite	Actions permanentes ( $G_k$ )	Action variable dominante ( $Q_{k,1}$ )	Actions variables d'accompagnement ( $Q_{k,i}$ )		Référence
<b>a) Équilibre (EQU) Ensemble A</b>					
	$\gamma_{G,sup} (\gamma_{G,inf})^a$	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}$		► EN 1990 : Tab. A1.2(A) (Ensemble A)
Valeurs	1,10 (0,9) <sup>a</sup>	1,50 (0,0) <sup>a</sup>	1,50 $\psi_{0,i}$ (0,0) <sup>a</sup>		
<b>b) Résistance à l'ELU (STR/GEO) n'impliquant aucune action géotechnique Ensemble B</b>					
Exp. (6.10)	$\gamma_G$	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}$		► EN 1990 : Exp. (6.10) & Tab. A1.2(B)
Valeurs	1,35 (1,0) <sup>a</sup>	1,5 (0,0) <sup>a</sup>	1,5 $\psi_{0,i}$ (0,0) <sup>a</sup>		
<b>c) Résistance à l'ELU avec actions géotechniques (STR/GEO)</b>					
<b>Pire cas de Ensemble B</b>	$\gamma_G$	$\gamma_{Q1}$	$\psi_{0,i}\gamma_Q$		► EN 1990 : Tab. A1.2(B)
Valeurs	1,35 (1,0) <sup>a</sup>	1,5 (0,0) <sup>a</sup>	1,5 $\psi_{0,i}$ (0,0) <sup>a</sup>		
<b>ou Ensemble C</b>	$\gamma_G$	$\gamma_{Q1}$	$\psi_{0,i}\gamma_Q$		► EN 1990 : Tab. A1.2(C) ANB
Valeurs	1,0	1,3	1,1 $\psi_{0,i}$		
<b>d) Aptitude au service</b>					
Caractéristique	1,00	1,00	1,00 $\psi_{0,i}$		► EN 1990 : Tab. A1.4
Fréquente	1,00	1,00 $\psi_{1,1}$	1,00 $\psi_{2,i}$		
Quasi-permanente	1,00	1,00 $\psi_{2,1}$	1,00 $\psi_{2,i}$		
<b>e) Situations de projet accidentelles</b>		<b>Action variable dominante accidentelle</b>	principale	autres	
	$\gamma_{G,sup}$ OU ( $\gamma_{G,inf}$ )	$\gamma_{Ad}^b$	$\psi_{1,1}$ ou $\psi_{2,1}$	$\psi_{2,i}$	► EN 1990 : Exp. (6.11b)
Valeurs (cas incendie)	1,00	1,00 <sup>b</sup>	0,2 <sup>c</sup> ou $\psi_{2,1}$	$\psi_{2,i}$	
Valeurs (cas sismique)	1,00	1,00 <sup>b</sup>	$\psi_{2,1}$	$\psi_{2,i}$	► EN 1990 : Exp. (6.12b)
Valeurs (autres cas)	1,00	1,00 <sup>b</sup>	$\psi_{1,1}$	$\psi_{2,i}$	► EN 1990 : Exp. (6.11b) ANB
<b>Légende</b>					
<sup>a</sup> Valeur si favorable					
<sup>b</sup> Action <i>accidentelle</i> dominante ( $A_d$ )					
<sup>c</sup> ► EN 1991-1-2 ANB 4.3.1(2) NOTE La valeur 0,2 porte sur l'action du vent lorsque le vent est l'action d'accompagnement principale.					
<b>Notes</b>					
Les valeurs de $\psi$ sont données dans le <a href="#">Tableau 2.1</a> .					
► EN 1990 : Tab. A1.2 (B) ANB Note 2 Lorsque la variation entre $G_{k,sup}$ et $G_{k,inf}$ n'est pas importante, soit un coefficient de variation inférieur à 10 %, la valeur moyenne $G_k$ est prise pour représenter l'action permanente.					
Les combinaisons d'actions géotechniques données dans le Tableau se basent sur l'Approche de calcul 1 de l'EN 1990 : A1.3.1(5) rendue normative en Belgique.					

### 2.3.5. Propriétés des matériaux

Les propriétés des matériaux sont spécifiées en termes de leurs valeurs caractéristiques, qui correspondent généralement à un fractile défini d'une distribution statistique supposée de la propriété considérée (généralement le fractile 5 % inférieur).

► 2.4.2.4(1) & ANB et EN 1992-1-2 : 2.3(2) & ANB Les valeurs des coefficients partiels de sécurité,  $\gamma_c$  et  $\gamma_s$ , relatifs aux matériaux, sont indiquées dans le [Tableau 2.3](#).

L'annexe informative A de l'EN 1992-1-1 complétée par son ANB, indique les conditions sous lesquelles ces coefficients partiels peuvent être réduits.

Tableau 2.3 Coefficients partiels relatifs aux matériaux

► Tab. 2.1 N &amp; ANB

Situation de projet	$\gamma_c$ – béton	$\gamma_s$ – acier d'armature
ELU – Durable et transitoire	1,50	1,15
Accidentelle – Hors incendie	1,20	1,00
Accidentelle – Incendie	1,00	1,00
ELS	1,00	1,00

## 2.4. Hypothèses

► 1.3 Outre les hypothèses de l'EN 1990, l'Eurocode suppose que :

- Les structures sont calculées et construites par un personnel ayant la qualification et l'expérience requises.
- Une surveillance et une maîtrise de la qualité adéquates sont prévues.
- Les matériaux et produits sont employés conformément aux spécifications.
- La structure fera l'objet d'une maintenance adéquate et sera utilisée conformément aux prescriptions du projet.
- Les exigences d'exécution et de mise en œuvre données dans l'ENV 13670 <sup>[7]</sup> sont satisfaites.

## 2.5. Calcul des fondations

► EN 1997 : 2.4.6.4 Le calcul des fondations en béton relève de l'Eurocode 7 <sup>[9]</sup> pour les aspects géotechniques et de l'Eurocode 2 pour le calcul des structures en béton.

► EN 1997 : 2.1(4) L'Eurocode 7 a un champ d'application très large et spécifie toutes les exigences pour le calcul géotechnique. Il stipule qu'aucun état-limite, par exemple équilibre, stabilité, résistance ou aptitude au service, tel que défini par l'EN 1990, ne sera dépassé. Le respect des exigences relatives au calcul de l'ELU et de l'ELS peut être vérifié en utilisant les éléments suivants, seuls ou combinés, de manière appropriée :

- Calculs
- Mesures prescriptives
- Essais
- Méthodes d'observation



### 3. Matériaux

#### 3.1. Béton

► 3.1.2(3) Le béton doit être conforme à l'EN 206-1 Béton : Spécification, performance, production et conformité<sup>[10]</sup> et à son document d'application national<sup>[10a]</sup>. Les classes de résistance du béton et les propriétés sont illustrées dans le [Tableau 3.1](#). Dans la notation utilisée pour la classe de résistance en compression, 'C' fait référence au béton de masse volumique normale ( $\rho \leq 2600 \text{ kg/m}^3$  ► EN 206-1 5.5.2), le premier chiffre faisant référence à la résistance mesurée sur cylindre  $f_{ck}$  et le deuxième à la résistance mesurée sur cube  $f_{ck,cube}$ .

Tableau 3.1 Classes de résistance et propriétés du béton ► Tab. 3.1

Propriété	Classe de résistance (MPa)								
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck}$	12,0	16,0	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0	45,0	50,0
$f_{ck,cube}$	15,0	20,0	25,0	30,0	37,0	45,0	50,0	55,0	60,0
$f_{cm}$	20,0	24,0	28,0	33,0	38,0	43,0	48,0	53,0	58,0
$f_{ctm}$	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk,0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
$f_{ctk,0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3
$E_{cm}$ (GPa)	27,0	29,0	30,0	31,0	33,0	34,0	35,0	36,0	37,0

► 3.1.2 Toutes les Expressions utilisées dans l'Eurocode 2 <sup>[1-4]</sup> sont basées sur la résistance mesurée sur cylindre  $f_{ck}$ . Il est à noter que le champ d'application de la présente publication se limite au béton des classes de résistance en compression jusque et y compris C50/60 comme mentionné dans l'introduction.

► 3.1.6(1) & ANB La résistance de calcul du béton  $f_{cd}$  est définie comme :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$$

où

$f_{ck}$  = résistance caractéristique du béton à la compression

$\gamma_c$  = coefficient partiel relatif au béton

$\alpha_{cc}$  = un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression du béton et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée. Pour la vérification de la résistance à la flexion et/ou à l'effort normal des sections à l'ELU, il convient de prendre  $\alpha_{cc} = 0,85$ . Pour les autres effets, on peut prendre  $\alpha_{cc} = 1,00$ .

La valeur de calcul de la résistance en traction du béton  $f_{ctd}$  est définie comme

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

avec  $\alpha_{ct} = 1,0$  ► 3.1.6(2) & ANB

#### 3.2. Ferrailage

► 3.2 Les propriétés du ferrailage sont illustrées dans le [Tableau 3.2](#).

Il est à noter que cette Annexe C tient compte d'une plage entre 400 et 500 MPa pour  $f_{yk}$ .



Tableau 3.2 Propriétés des armatures ► EN 1992-1-1 Annexe C Tab. C.1-ANB <sup>[1a]</sup>

Forme du produit		Barres et fils redressés			Treillis soudés			Exigence ou valeur du fractile (%)
Classe		A	B	C	A	B	C	-
Limite caractéristique d'élasticité $f_{yk}$ ou $f_{0,2k}$ (MPa)		400 à 500						5,0
Valeur minimale de $k = (f_t/f_y)_k$		$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale, $\epsilon_{uk}$ (%)		$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Aptitude au pliage		Essai de pliage/dépliage			Essai de pliage/dépliage			-
Résistance au cisaillement		-			$0,25 A f_{yk}$ (A est l'aire du fil)			Minimum
Tolérance maximale vis-à-vis de la masse nominale (barre ou fil individuel) (%)	Dimension nominale de la barre (mm) :							5,0
	$\leq 8$							
	$> 8$	$\pm 4,5$						

Selon la nomenclature belge (normes de la série NBN A 24 et PTV correspondants),  
les aciers DE 500 BS appartiennent à la classe A et  
les aciers BE 500 S et BE 500 TS appartiennent à la classe B.

## 4. Durabilité et enrobage

### 4.1. Généralités

► 4.1(1) Une structure durable doit satisfaire aux exigences d'aptitude au service, de résistance et de stabilité pendant toute la durée d'utilisation de projet, sans perte significative de fonctionnalité ni maintenance imprévue excessive.

► 4.3(1) Pour atteindre la durée d'utilisation requise de la structure, des dispositions adéquates doivent être prises afin de protéger chaque élément structural des actions concernées de l'environnement. ► 4.2(1) Les conditions d'exposition comprennent les conditions à la fois chimiques et physiques auxquelles la structure est exposée, en plus des actions mécaniques.

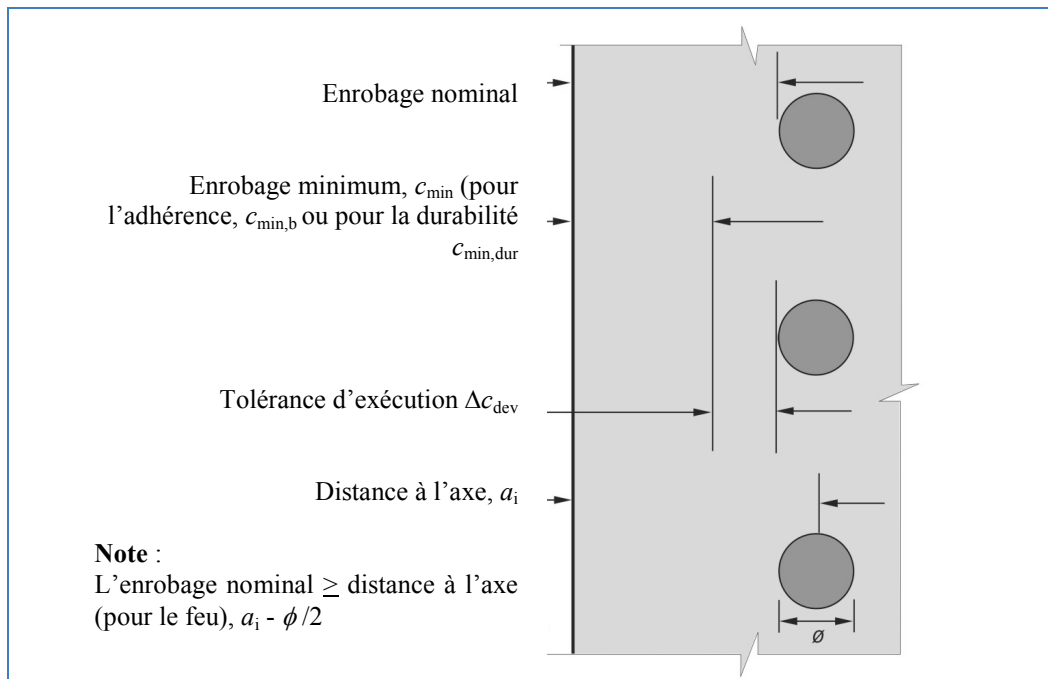
► 4.3(2) Les exigences de durabilité doivent être prises en compte à toutes les étapes du calcul et de la construction, y compris la sélection des matériaux, les dispositions constructives, l'exécution et la maîtrise de la qualité.

► 4.4.1.2(1) Un enrobage adéquat doit garantir :

- La bonne transmission des forces d'adhérence (voir [Section 4.2](#)) ;
- La protection de l'acier contre la corrosion (voir [Sections 4.3](#) et [4.4](#)) ; et
- Une résistance au feu convenable (il est à noter que les exigences relatives à la résistance au feu sont spécifiées comme distances d'axe mesurées de la surface du béton au centre de la barre). (Voir [Section 4.5](#).)

► 4.4.1.3(2) Le béton d'enrobage des armatures est la distance entre la surface extérieure des armatures et la surface en béton la plus proche. Les plans doivent mentionner l'enrobage nominal. Comme illustré à la [Figure 4.1](#), l'enrobage nominal doit satisfaire aux exigences minimales relatives aux points a), b) et c) ci-dessus *et*, pour les points a) et b), tenir compte de la tolérance d'exécution prévue (voir [Section 4.4](#)).

Figure 4.1 Enrobage



### 4.2. Enrobage pour les exigences d'adhérence, $c_{\min,b}$

► 4.4.1.2(3) & ANB Pour assurer à la fois la transmission sans risque des forces d'adhérence et un béton suffisamment compact, il convient que l'enrobage minimal ne soit pas inférieur au diamètre de la barre (ou au diamètre équivalent des paquets de barres). Ce

minimum doit être majoré de 5 mm si la dimension nominale du plus gros granulat est supérieure à 32 mm.

#### 4.3. Enrobage pour les exigences de durabilité, $c_{\min, \text{dur}}$

Les conditions d'environnement sont classées selon le [Tableau 4.1A](#), qui se base sur l'EN 206-1<sup>[10]</sup>. L'enrobage minimal, pour les exigences de durabilité, des armatures dans un béton de masse volumique normale, qui tient compte des classes d'exposition et des classes structurales, est donné par  $c_{\min, \text{dur}}$ .

Les valeurs d'enrobage minimal pour assurer la durabilité pour le béton armé, la classe structurale S4 (durée d'utilisation de 50 ans) et pour les différentes classes d'environnement sont reprises dans le [Tableau 4.1B](#). Ces enrobages sont à majorer de 10 mm pour le béton précontraint.

Tableau 4.1A Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement ► [Tab. 4.1](#)

Classe	Description de l'environnement	Exemples informatifs illustrant le choix des classes d'exposition
<b>1 Aucun risque de corrosion ou d'attaque</b>		
X0	Béton non armé et sans pièces métalliques noyées: toutes expositions sauf en cas de gel/dégel, d'abrasion et d'attaque chimique. Béton armé ou avec des pièces métalliques noyées : très sec	Béton à l'intérieur des bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible
<b>2 Corrosion induite par carbonatation</b>		
XC1	Sec ou humide en permanence	Béton à l'intérieur des bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible Béton submergé en permanence dans de l'eau
XC2	Humide, rarement sec	Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau Un grand nombre de fondations (souvent en combinaison avec un environnement chimique agressif approprié pour la classe de béton)
XC3	Humidité modérée	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air est moyen ou élevé Béton extérieur abrité de la pluie
XC4	Alternativement humide et sec	Surfaces de béton soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classe d'exposition XC2
<b>3 Corrosion induite par les chlorures</b>		
XD1	Humidité modérée	Surfaces de béton exposées à des chlorures transportés par voie aérienne
XD2	Humide, rarement sec	Béton totalement immergé dans de l'eau contenant des chlorures, par exemple les piscines Béton exposé à des eaux industrielles contenant des chlorures
XD3	Alternativement humide et sec	Éléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures Chaussées, dalles de parcs de stationnement de véhicules
<b>4 Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer</b>		
XS1	Exposé à l'air véhiculant du sel marin mais pas en contact direct avec l'eau de mer	Structures sur ou à proximité d'une côte (jusqu'à 3 km de la côte)
XS2	Immergé en permanence	Éléments de structures marines
XS3	Zones de marnage, zones soumises à des projections ou des embruns	Éléments de structures marines
<b>5 Attaque gel/dégel</b>		
XF1	Saturation modérée de l'eau, sans agents de déverglaçage	Surfaces verticales de béton exposées à la pluie et au gel
XF2	Saturation modérée de l'eau, avec agents de déverglaçage	Surfaces verticales de béton des ouvrages routiers exposés au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage
XF3	Forte saturation en eau, sans agents de déverglaçage	Surfaces horizontales de béton exposées à la pluie et au gel

XF4	Fort saturation en eau, avec agents de déverglaçage ou eau de mer	Routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglaçage Surfaces de béton verticales directement exposées aux projections d'agents de déverglaçage et au gel Zones des structures marines soumises aux projections et exposées au gel
-----	---	---

Tableau 4.1A suite Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement

Classe	Description de l'environnement	Exemples informatifs illustrant le choix des classes d'exposition
<b>6 Attaques chimiques</b>		
XA1	Environnement à faible agressivité chimique	Sols naturels et eau dans le sol
XA2	Environnement d'agressivité chimique modérée	Sols naturels et eau dans le sol
XA3	Environnement à forte agressivité chimique	Sols naturels et eau dans le sol

Tableau 4.1B Exigences de durabilité pour les bétons armés (BA) et précontraints (BP) selon la NBN B 15-001 avec valeurs de l'enrobage minimal  $c_{min,dur}$  requis vis-à-vis de la durabilité pour le béton armé selon la NBN EN 1992-1-1 ANB.

Classe d'environnement		Exigences de durabilité	$c_{min,dur}$ (mm)	Dosage minimal en ciment (kg/m <sup>3</sup> )	Classe de résistance minimale
Symbole	Description	BA ou BP	BA		
		Type de béton			
<b>E0</b>	<b>Environnement non agressif</b>	Non applicable			
<b>EI</b>	<b>Application intérieure</b>	T(0,65)	15	260	C16/20
<b>EE</b>	<b>Application extérieure</b>				
EE1	Pas de gel	T(0,60)	25	280	C20/25
EE2	Gel, mais pas de contact avec la pluie	T(0,55)	25	300	C25/30
EE3	Gel et contact avec la pluie	T(0,50)	30	320	C30/37
EE4	Gel et agents de déverglaçage (présence d'eau contenant des agents de déverglaçage provenant soit de sa fonte sur place, soit de projections, soit de ruissellement)	T(0,45) ou T(0,45)A	45	340	C35/45 C30/37
<b>ES</b>	<b>Environnement marin</b>				
	Pas de contact avec de l'eau de mer, mais bien avec de l'air marin (jusqu'à 3 km de la côte) et/ou avec de l'eau saumâtre				
ES1	Pas de gel	T(0,50)	40	320	C30/37
ES2	Gel	T(0,50)	35	320	C30/37
	Contact avec de l'eau de mer				
ES3	Éléments immergés	T(0,45)	40	340	C35/45
ES4	Éléments exposés aux marées et aux éclaboussures	T(0,45) ou T(0,45)A	45	340	C35/45 C30/37
<b>EA</b>	<b>Environnement agressif</b>				
EA1	Environnement à faible agressivité chimique suivant le tableau 2 de la NBN EN 206-1:2001	T(0,55)		300	C25/30
EA2	Environnement d'agressivité chimique modérée suivant le tableau 2 de la NBN EN 206-1:2001	T(0,50)		320	C30/37
EA3	Environnement à forte agressivité chimique suivant le tableau 2 de la NBN EN 206-1:2001	T(0,45)		340	C30/37

T(0,45)A est un type de béton contenant un entraineur d'air avec une teneur en air minimale du béton frais de 4,5 ou 6 % selon le  $D_{max}$  des granulats  
T(0,50) pour les bétons immergés dans des eaux saumâtres.  
T(0,60) en cas de contact avec de l'eau saumâtre.  
Pour les produits préfabriqués (NBN EN 13369 + NBN B 21-600=ANB), la classe de résistance doit être augmentée d'une unité.

Les valeurs de  $c_{min,dur}$  peuvent être obtenues à partir du [Tableau 4.3](#) en considérant une classe structurale de base S4 et en modifiant éventuellement cette classe suivant les

indications du [Tableau 4.2](#) (les immeubles sont considérés avoir une durée d'utilisation de projet de 50 ans). La classe structurale minimale est S1.

Tableau 4.2 Classe Structurale ► [Tab. 4.3N-ANB](#)

Critère	Classe d'exposition et d'environnement selon le <a href="#">Tableau 4.1</a>					
	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/ XS3
	EI	EE1, EE2	EE3		ES1, ES2	ES3, EE4, ES4
Durée d'utilisation de projet de 100 ans	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes
Classe de résistance	≥ C30/37 minoration de 1 classe	≥ C35/45 minoration de 1 classe	≥ C40/50 minoration de 1 classe	≥ C40/50 minoration de 1 classe	≥ C40/50 minoration de 1 classe	≥ C45/55 minoration de 1 classe
Élément assimilable à une dalle (1)	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe
Maîtrise particulière de la qualité de production du béton (2)	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe
<p>(1) Concerne les faces d'éléments (ou parties d'éléments) plans sous la condition que la position des armatures n'est pas affectée par le procédé de construction.</p> <p>Cette règle concerne les éléments plans (dalles, radiers, planchers, voiles, ...) pour lesquels l'attaque par les agents agressifs (Cl<sup>-</sup>, CO<sub>2</sub>) est unidirectionnelle. Cette réduction ne s'applique par conséquent pas aux armatures situées le long des faces latérales de ces éléments.</p> <p>Le diamètre et le cintrage éventuel (coffrage non rectiligne) des armatures, la poussée du béton frais sur les armatures, l'espacement des écarteurs, des chaises de support et des épingles ainsi que la circulation éventuelle sur les lits d'armatures avant et durant le bétonnage sont autant d'éléments à considérer pour évaluer l'influence du procédé de construction sur la position finale des armatures.</p> <p>(2) Il est considéré que ce critère n'est rempli que pour des éléments préfabriqués en béton, et dans le cas où les conditions ci-dessous sont remplies simultanément :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- le système d'assurance qualité et l'autocontrôle industriel sont en conformité avec le paragraphe 6 de la NBN EN 13369:2004 et sont évalués par une tierce partie et sous sa surveillance continue;</li> <li>- la validation par tierce partie de la procédure et des modalités pratiques d'application du paragraphe 4.2.1.3. de la NBN EN 13369:2004 (cure – protection contre la dessiccation) ;</li> <li>- le système d'assurance qualité et l'autocontrôle industriel incluent des mesures de l'enrobage des armatures et le rejet des éléments non conformes.</li> </ul>						



Tableau 4.3 : Valeurs de l'enrobage minimal  $c_{min,dur}$  requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de béton armé. ► Tab. 4.4N-ANB

Classes d'exposition et d'environnement selon le <a href="#">Tableau 4.1</a>						
Classe Structurale	XC1	XC2, XC3	XC4	XD1, XS1	XD2, XS2	XD3, XS3
	EI	EE1, EE2	EE3	ES2	ES1, ES3	EE4, ES4
S1	10	10	15	20	25	30
S2	10	15	20	25	30	35
S3	10	20	25	30	35	40
<b>S4</b>	<b>15</b>	<b>25</b>	<b>30</b>	<b>35</b>	<b>40</b>	<b>45</b>
S5	20	30	35	40	45	50
S6	25	35	40	45	50	55

Pour le béton armé exposé à un environnement chimiquement agressif (XA et EA), la plus grande valeur  $c_{min,dur}$  exigée pour les autres classes d'exposition et d'environnement auxquelles le béton est exposé est d'application

#### 4.4. $\Delta c_{dev}$ et autres tolérances

► 4.4.1.3(1) & ANB Les enrobages minimaux pour les exigences d'adhérence précisés à la [Section 4.2](#) et de durabilité précisés dans les [Tableaux 4.2](#) et [4.3](#) doivent être majorés, dans le projet, d'une tolérance,  $\Delta c_{dev}$ , pour prendre en compte les écarts d'exécution, comme suit :

$\Delta c_{dev} = 10$  mm en général.

Pour les éléments en béton préfabriqué, il est possible de réduire la marge de calcul pour tolérances d'exécution  $\Delta c_{dev}$ , de telle sorte que :  $10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ mm}$  dans le cas où les trois conditions ci-dessous sont remplies simultanément :

- le système d'assurance de la qualité et l'autocontrôle industriel sont évalués par une tierce partie et sous sa surveillance continue ;
- le système d'assurance de la qualité et l'autocontrôle industriel incluent des mesures de l'enrobage des armatures et le rejet des éléments non conformes ;
- des dispositions appropriées et approuvées par la tierce partie sont mises en œuvre au cours de la production afin de garantir que le  $\Delta c_{dev}$  déclaré par le fabricant des éléments n'est pas dépassé.

► 4.4.1.3(4) & AC & ANB L'enrobage nominal pour le béton coulé au contact d'un sol ayant reçu une préparation (y compris béton de propreté) est de 40 mm et celui du béton coulé au contact direct du sol, 75 mm.

► 4.4.1.2(11) Dans le cas de parements irréguliers (béton à granulats apparents, par exemple), il convient d'augmenter l'enrobage minimal des [Tableaux 4.2](#) et [4.3](#) d'au moins 5 mm.

#### 4.5. Enrobage pour la résistance au feu

##### 4.5.1. Généralités

Les dimensions minimales des éléments et la distance de l'axe des armatures au parement le plus proche pour obtenir la résistance au feu sont définies dans les Figures [4.2](#) et [4.3](#) et indiquées dans les [Tableaux 4.4A](#) à [4.10](#). Ces valeurs se basent sur les données classées en tableaux dans l'EN 1992-1-2<sup>[2]</sup> et son Annexe Nationale<sup>[2a]</sup>. Ces tableaux indiquent si la résistance fait référence à la capacité portante,  $R$ , l'intégrité,  $E$ , et/ou l'isolation,  $I$ . Des méthodes de calcul sont présentées à la [Section 4.5.10](#).

► EN 1992-1-2 : 5.2(5) Les distances à l'axe sont à majorer de 10 mm pour les barres de précontrainte et de 15 mm pour les fils et torons de précontrainte par rapport à celles des armatures de béton armé.

Figure 4.2 : Section d'un élément structural montrant la distance à l'axe  $a$  entre l'axe des armatures et le parement inférieur et la distance à l'axe  $a_{sd}$  entre l'axe des armatures et la face latérale. ► EN 1992-1-2 : Fig. 5.2.

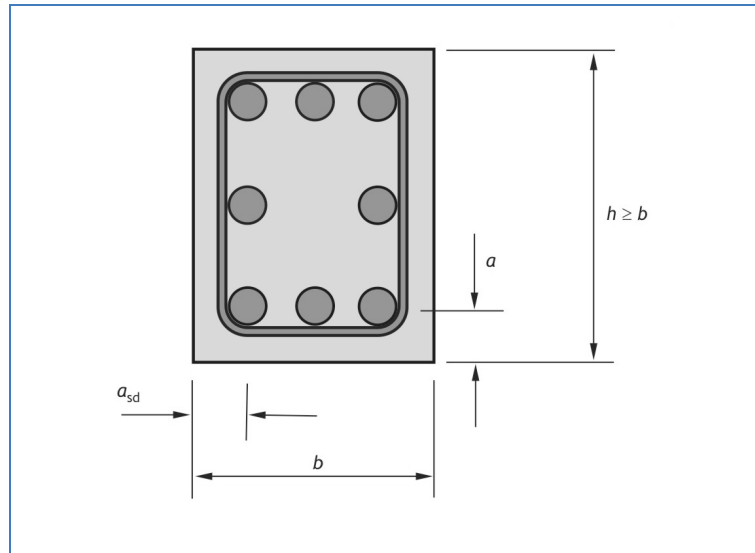
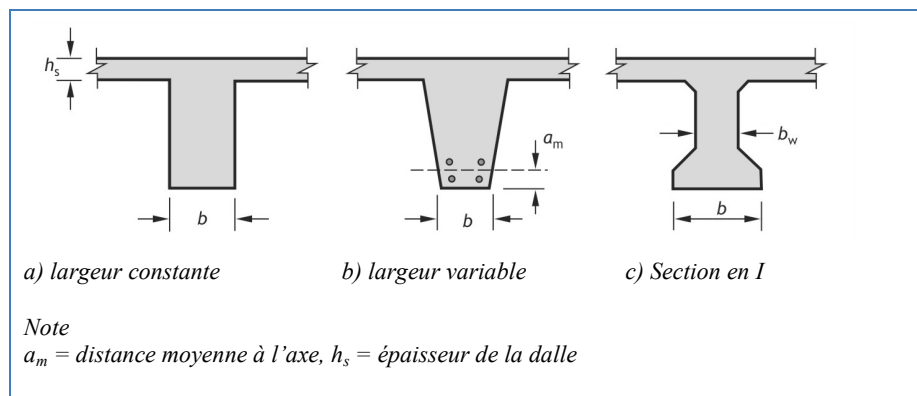


Figure 4.3 : Définition des dimensions pour différents types de section de poutre ► EN 1992-1-2 : Fig. 5.4



#### 4.5.2. Colonnes

► EN 1992-1-2 : 5.3 La résistance au feu de colonnes dans les structures contreventées peut être évaluée à l'aide de la Méthode A ou de la Méthode B. Ces méthodes traitent les colonnes rectangulaires et circulaires. La méthode A couvre les colonnes en béton armé et précontraintes tandis que la méthode B ne couvre que les colonnes en béton armé.

► EN 1992-1-2 : 5.3.1 ANB Pour les structures non contreventées, il est admis d'utiliser la méthode A ou B à condition :

- de respecter les limites indiquées pour la longueur efficace (longueur de flambement) ou l'élançement ;
- de prendre pour  $M_{0Ed,fi}$  la valeur maximale, sur la longueur de la colonne, du moment du premier ordre.

La méthode A est plus facile d'application que la méthode B mais est plus limitée au niveau de son champ d'application. Au niveau de l'excentricité de l'effort normal :

- Lorsque l'excentricité  $e \leq 0,4h$  (ou  $b$ ), la Méthode A peut être utilisée (voir [Tableau 4.4A](#)). Ce tableau diffère de celui donné dans l'EN afin de tenir compte du choix de la norme belge  $\alpha_{cc} = 0,85$  et d'offrir aux utilisateurs une lecture directe de solutions.
- Lorsque  $e \leq 0,25b$  et  $\leq 100$  mm, le [Tableau 4.4B](#) de la Méthode B ( $b \leq h$ ) peut être utilisé
- Lorsque  $0,025b < e \leq 0,5b$ , les informations complémentaires sur la Méthode B ( $b \leq h$ ) fournies dans l'EN 1992-1-2 Annexe C peuvent être utilisées.

► EN 1992-1-2 : 5.3.2 Le [Tableau 4.4A](#) est applicable dans les conditions suivantes :

- L'excentricité du premier ordre en cas d'incendie doit être  $\leq 0,4b$  (ou  $h$ ). L'excentricité en cas d'incendie peut être prise égale à celle du calcul à température normale.
- La longueur efficace de la colonne en cas d'incendie est  $l_{0,fi} \leq 3$  m. Pour les structures de bâtiment contreventées pour lesquelles l'exposition au feu normalisé est supérieure à 30 min, la valeur de  $l_{0,fi}$  peut être prise égale à 50 % de la longueur réelle pour les étages intermédiaires et entre 50 % et 70 % de la longueur réelle pour le dernier étage. L'ANB donne également ce tableau pour  $l_{0,fi} \leq 2$  m. L'application directe de l'équation (5.7) de l'EN permet de vérifier la résistance au feu des colonnes pour des longueurs efficaces jusqu'à 6 mètres.
- La section d'armature ne dépasse pas 4 % de la section droite du béton.

Tableau 4.4A : Dimensions et distances minimales de l'axe des armatures au parement pour les colonnes de section rectangulaire ou circulaire pour  $l_{0,fi} \leq 3$  m ► NBN EN 1992-1-2 : Tab. 5.2.a.2 – ANB

Résistance au feu normalisée	Largeur ou diamètre des colonnes	Distance a (mm) de l'axe des barres principales au parement				$b_{min}/a$ pour colonne exposée sur un seul côté
		Colonne exposée sur plus d'un côté				
		$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
R (min)	b (mm)	$n_{barres} = 4$	$n_{barres} = 8$	$n_{barres} = 4$	$n_{barres} = 8$	
R 30	200	25	25	25	25	140/25
	250	25	25	25	25	
	300	25	25	25	25	
	350	25	25	25	25	
	400	25	25	25	25	
R 60	200	25	25	32	25	140/25
	250	25	25	29	25	
	300	25	25	26	25	
	350	25	25	25	25	
	400	25	25	25	25	
R 90	200	29	25	45	37	140/25
	250	26	25	42	34	
	300	25	25	39	32	
	350	25	25	36	29	
	400	25	25	33	26	
R 120	200	40	33	-	-	160/35
	250	37	30	53	45	
	300	35	27	50	43	
	350	32	25	47	40	
	400	29	25	45	37	
R 180	200	-	-	-	-	210/55
	250	56	49	-	-	
	300	54	46	69	62	
	350	51	43	66	59	
	400	48	40	64	56	
R 240	200	-	-	-	-	270/70
	250	-	-	-	-	
	300	70	62	-	-	
	350	67	60	-	75	
	400	64	57	80	72	
450	61	54	77	69		

$\mu_{fi}$  = rapport de la charge axiale de calcul en cas d'incendie à la résistance de calcul de la colonne à température normale

Note 1 : lorsque la distance de l'axe de l'armature au parement est supérieure ou égale à 70 mm, il y a lieu de mettre en place éventuellement un treillis de peau.

Note 2 : Pour les colonnes en béton précontraintes, il y a lieu d'ajouter 10 mm (barres) à 15 mm (fils et torons) à la valeur  $a$  donnée par le tableau.

► EN 1992-1-2 : 5.3.3 Le Tableau 4.4B est applicable si :

- L'excentricité en conditions d'incendie,  
 $e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi} \leq 0,25b \leq 100$  mm  
 où  
 $M_{0Ed,fi}$  et  $N_{0Ed,fi}$  = moment du premier ordre et charge axiale en cas d'incendie.  
 $N_{0Ed,fi} = 0,7 N_{0Ed}$  à défaut d'un calcul plus précis.  
 L'excentricité en conditions d'incendie peut être prise égale à celle du calcul à température normale.
- Élancement en conditions d'incendie,  $\lambda_{fi} = l_{0,fi} / i \leq 30$   
 où  
 $l_{0,fi}$  = longueur efficace en conditions d'incendie et  
 $i$  = rayon de giration minimal (voir Section 5.6.1).

- Ratio mécanique d'armatures à température normale

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \leq 1$$

Tableau 4.4B Résistance au feu des colonnes en béton armé à section rectangulaire ou circulaire – Méthode B ► EN 1992-1-2 : Tab. 5.2b

Résistance au feu standard	$\omega$	Dimensions minimales (mm)			
		Largeur de colonne $b_{min}$ /distance $a$ de l'axe des barres principales au parement			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	0,1	150/25 <sup>a</sup>	150/25 <sup>a</sup>	200/30 à 250/25 <sup>a</sup>	300/30 à 350/25 <sup>a</sup>
	0,5	150/25 <sup>a</sup>	150/25 <sup>a</sup>	150/25 <sup>a</sup>	200/30 à 250/25 <sup>a</sup>
	1,0	150/25 <sup>a</sup>	150/25 <sup>a</sup>	150/25 <sup>a</sup>	200/30 à 300/25 <sup>a</sup>
R 60	0,1	150/30 à 200/25 <sup>a</sup>	200/40 à 300/25 <sup>a</sup>	300/40 à 500/25 <sup>a</sup>	500/25 <sup>a</sup>
	0,5	150/25 <sup>a</sup>	150/35 à 200/25 <sup>a</sup>	250/35 à 350/25 <sup>a</sup>	350/40 à 550/25 <sup>a</sup>
	1,0	150/25 <sup>a</sup>	150/30 à 200/25 <sup>a</sup>	200/40 à 400/25 <sup>a</sup>	300/50 à 600/30
R 90	0,1	200/40 à 250/25 <sup>a</sup>	300/40 à 400/25 <sup>a</sup>	500/50 à 550/25 <sup>a</sup>	550/40 à 600/25 <sup>a</sup>
	0,5	150/35 à 200/25 <sup>a</sup>	200/45 à 300/25 <sup>a</sup>	300/45 à 550/25 <sup>a</sup>	500/50 à 600/40
	1,0	200/25 <sup>a</sup>	200/40 à 300/25 <sup>a</sup>	250/40 à 550/25 <sup>a</sup>	500/50 à 600/45
R 120	0,1	250/50 à 350/25 <sup>a</sup>	400/50 à 550/25 <sup>a</sup>	550/25 <sup>a</sup>	550/60 à 600/45
	0,5	200/45 à 300/25 <sup>a</sup>	300/45 à 550/25 <sup>a</sup>	450/50 à 600/25 <sup>a</sup>	500/60 à 600/50
	1,0	200/40 à 250/25 <sup>a</sup>	250/50 à 400/25 <sup>a</sup>	450/45 à 600/30	600/60
R 240	0,1	500/60 à 550/25 <sup>a</sup>	550/40 à 600/25 <sup>a</sup>	600/75	<sup>b</sup>
	0,5	450/45 à 500/25 <sup>a</sup>	550/55 à 600/25 <sup>a</sup>	600/70	<sup>b</sup>
	1,0	400/45 à 500/25 <sup>a</sup>	500/40 à 600/30	600/60	<sup>b</sup>

**Légende**  
<sup>a</sup> L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.  
<sup>b</sup> Exige une largeur supérieure à 600 mm. Une évaluation particulière concernant le flambement est nécessaire.

$$n = \frac{N_{0Ed,fi}}{0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})} = \text{niveau de chargement.}$$

#### 4.5.3. Voiles porteurs tenus en tête

Il convient de faire référence au [Tableau 4.5](#), où :

► EN 1992-1-2 : 5.4.2(3) et 5.4.2 ANB

- L'épaisseur de voile donnée dans le Tableau peut être réduite de 10 % en cas d'utilisation de granulats calcaires.
- Le rapport de la hauteur du voile à son épaisseur ne doit pas dépasser 40.
- $\mu_{fi}$  est le rapport de la charge axiale de calcul en cas d'incendie à la résistance de calcul du voile en conditions de température normale, mais avec une excentricité applicable aux conditions d'incendie. Il peut être pris égal à 0,7 pour se placer du côté de la sécurité.

Tableau 4.5 Résistance au feu des voiles porteurs tenus en tête ► EN 1992-1-2 : Tab. 5.4

Résistance au feu standard, R, intégrité, E, isolation, I	Dimensions minimales (mm)			
	Épaisseur de voile / distance de l'axe des armatures au parement			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	Voile exposé d'un seul côté	Voile exposé sur deux côtés	Voile exposé d'un seul côté	Voile exposé sur deux côtés
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

\* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.

#### 4.5.4. Poutres

Il convient de faire référence au [Tableau 4.6](#), où :

- Dans le Tableau,  $a$  est la distance de l'axe et  $b_{\min}$  est la largeur de la poutre.
- Le Tableau est valable pour des poutres de largeur constante, de largeur variable et des sections en I. La norme EN 1992-1-2 donne des règles d'application qui assurent, pour protéger le ferrailage, entre autres des dimensions de section satisfaisantes pour les poutres en I et celles contenant des ouvertures au travers de leur âme.
- **► EN 1992-1-2 : 5.6.3(2)** Pour les poutres continues, si la redistribution des moments fléchissants pour le calcul à température normale excède 15 %, il convient de considérer ces poutres comme des poutres sur appuis simples sans moment sur appuis.
- **► EN 1992-1-2 : 5.6.3(3)** Pour les poutres continues, pour les résistances au feu de R90 et plus, sur une distance de  $0,3l_{\text{eff}}$  depuis l'axe de chaque appui intermédiaire, la section des armatures en chapeau ne doit pas être inférieure à :

$$A_{s,\text{req}}(x) = A_{s,\text{req}}(0) \left( 1 - \frac{2,5x}{l_{\text{eff}}} \right)$$

où

- $x$  = distance de la section considérée à l'axe d'appui
- $A_{s,\text{req}}(0)$  = section des armatures en chapeau nécessaire pour le calcul à température normale
- $A_{s,\text{req}}(x)$  = section minimale des armatures en chapeau nécessaire dans la section située à la distance  $x$  de l'axe d'appui, mais pas inférieure à celle nécessaire pour le calcul à température normale
- $l_{\text{eff}}$  = la plus grande des portées utiles (effectives) des travées situées de part et d'autre de l'appui.

- **► EN 1992-1-2 : 5.6.3(5)** Il convient que l'épaisseur d'âme  $b_w$  de poutres continues à section en I ne soit pas inférieure à la valeur  $b_{\min}$  indiquée dans la première colonne relative aux poutres continues du [Tableau 4.6](#) et, sur une distance de  $2h$  à partir d'un appui intermédiaire, sauf s'il peut être démontré que le risque d'éclatement explosif ne peut pas se produire.
- **► EN 1992-1-2 : 5.6.3(6)** Pour les résistances au feu R120 – R240, la largeur des poutres continues au premier appui intermédiaire doit être d'au moins 220 mm pour R120 et 480 mm pour R240 si les deux conditions suivantes sont réunies :
  - a) l'appui d'extrémité ne présente aucune résistance à la flexion (que ce soit au niveau de la jonction ou de la poutre).

**► 9.2.1.2 (1)** Dans ce cadre, rappelons que pour une poutre formant une construction monolithique avec ses appuis, il convient de dimensionner la section sur appuis pour un moment fléchissant résultant de l'encastrement partiel d'au moins 0,15 fois le moment fléchissant maximal en travée, y compris lorsque des appuis simples ont été adoptés dans le calcul. ;

et

- b) le cisaillement agissant au niveau du premier appui intermédiaire à température normale  $V_{\text{Ed}} > 0,67 V_{\text{Rd,max}}$  où  $V_{\text{Rd,max}}$  est l'effort tranchant résistant maximal pouvant être repris par l'élément avant écrasement des bielles de compression voir **► Section 7.3.2**.

Tableau 4.6 Résistance au feu des poutres ► EN 1992-1-2 : Tab. 5.5 &amp; 5.6 ANB

Résistance au feu standard	Combinaisons possibles de dimensions minimales $a$ et $b_{\min}$ (mm)									
	Dim.	Epaisseur d'âme $b_{\min}$	Poutres sur appuis simples				Poutres continues			
			a	a	a	a	a	a	a	a
R 30	$b_{\min} =$	80	80	120	160	200	80	160		
	$a =$		25	20	15*	15*	15*	12*		
R 60	$b_{\min} =$	100	120	160	200	300	120	200		
	$a =$		40	35	30	25	25	12*		
R 120	$b_{\min} =$	120	200	240	300	500	200	300	450	500
	$a =$		65	60	55	50	45	35	35	30
R 240	$b_{\min} =$	160	280	350	500	700	280	500	650	700
	$a =$		90	80	75	70	75	60	60	50

**Légende :**  
 $b_{\min}$  = la largeur de la poutre ou de la semelle de la poutre  
 $a$  = la distance moyenne de l'axe des armatures au parement

<sup>a</sup> cas où si la largeur de la poutre est égale à  $b_{\min}$  et que la poutre présente un seul lit d'armatures, alors  $a_{sd}$  la distance de l'axe des armatures d'angle à la paroi latérale de la poutre doit valoir au moins  $a + 10$  mm.

Pour les poutres en béton précontraint, il y a lieu d'ajouter 10 mm (barres) à 15 mm (fils et torons) à la valeur  $a$  donnée par le tableau

\* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.

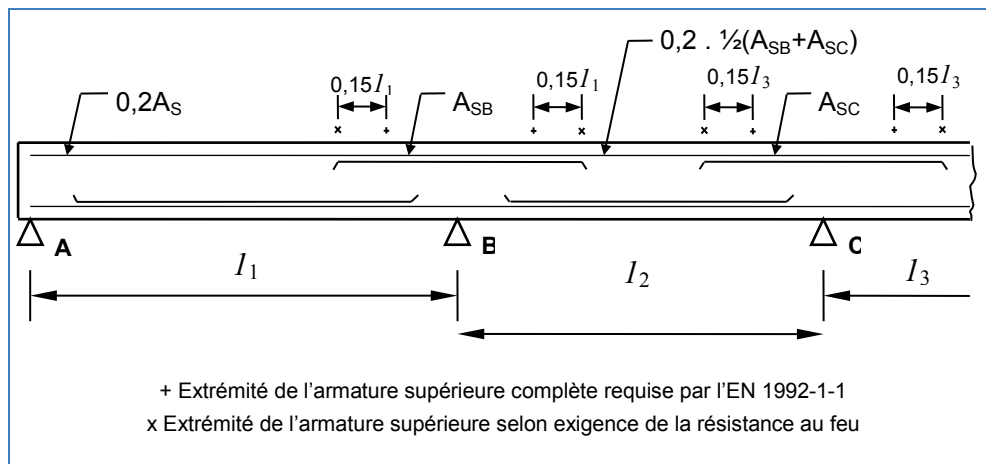
#### 4.5.5. Dalles pleines

Il convient de faire référence au [Tableau 4.7](#), où :

- EN 1992-1-2 : 5.7.1(2) L'épaisseur de dalle  $h_s$  est la somme de l'épaisseur de la dalle structurale et de toute couche non combustible. Elle permet d'assurer la fonction séparative de manière satisfaisante (critères E et I). Pour la fonction porteuse (critère R), seule l'épaisseur de dalle nécessaire, utilisée pour le calcul selon l'EN 1992-1-1, peut être prise en compte.
- $l_x$  et  $l_y$  sont les portées d'une dalle à deux sens porteurs (deux directions à angles droits), où  $l_y$  est la portée la plus grande.
- EN 1992-1-2 : 5.7.2(2) Dans les dalles à deux sens porteurs, la distance de l'axe fait référence à la distance de l'axe du lit inférieur de l'armature à la sous-face.
- EN 1992-1-2 : Tab. 5.8 La distance de l'axe  $a$  des dalles à deux sens porteurs fait référence à des dalles appuyées sur quatre côtés. Dans le cas contraire, elles doivent être traitées comme dalles portant dans un sens.
- EN 1992-1-2 : 5.7.3(2) & ANB Les dimensions données pour des dalles continues à un ou deux sens porteurs s'appliquent lorsque la redistribution pour le calcul à température ambiante ne dépasse pas 15 %. Dans le cas contraire, chaque portée doit être considérée comme étant sur appuis simples.

Afin d'éviter la formation de rotules fragiles et de favoriser la formation de rotules plastiques, il convient de respecter les règles suivantes pour l'armature supérieure. L'armature supérieure doit satisfaire aux exigences suivantes (voir figure 5.7.a-ANB).

- au moins 20 % du ferrailage supérieur requis sur les appuis dans l'EN 1992-1-1 doit être prolongé sur toutes les travées.
- Le ferrailage supérieur sur appuis doit être prolongé de  $0,15 l_{eff}$  au-delà de ce qui est requis par l'EN 1992-1-1.
- Il faut éviter d'augmenter sur appui la section du ferrailage supérieur exigé par l'EN 1992-1-1.

Figure 4.4 : Disposition de l'armature supérieure (exemple choisi :  $l_1 > l_2$  et  $l_3 > l_2$ )

- **EN 1992-1-2 : 5.7.3(3)** La règle supplémentaire suivante s'applique aux dalles pleines continues : une section minimale d'armatures en chapeau  $A_s \geq 0,005A_c$  doit être prévue au droit de chaque appui intermédiaire si :
  - des aciers formés à froid sont utilisés ; ou
  - les appuis d'extrémité d'une dalle continue à deux travées ne sont pas encastrés ;  
ou
  - la redistribution transversale des effets de charge ne peut pas être réalisée.

Tableau 4.7 Résistance au feu des dalles à un ou deux sens porteurs

► **EN 1992-1-2 : Tab. 5.8 et 5.7.3(1)**

Résistance au feu standard, R, intégrité, E, isolation, I	Dimensions minimales (mm)				
	Épaisseur de dalle $h_s$	Distance $a$ de l'axe des armatures à la sous-face de la dalle (appuis simples)			Distance $a$ de l'axe des armatures à la sous-face de la dalle, (dalles continues)
		un seul sens porteur	deux sens porteurs		
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$	
<b>REI 60</b>	80	20	10	15	10
<b>REI 90</b>	100	30	15	20	15
<b>REI 120</b>	120	40	20	25	20
<b>REI 240</b>	175	65	40	50	40

Pour les dalles en béton précontraintes, il y a lieu d'ajouter 10 mm (barres) à 15 mm (fils et torons) à la valeur  $a$  donnée par le tableau

#### 4.5.6. Planchers-dalles reposant sur des colonnes.

Il convient de se référer au [Tableau 4.8](#), où :

- **EN 1992-1-2 : 5.7.4(3)** L'épaisseur de dalle  $h_s$  fait référence à l'épaisseur de la dalle structurale à l'exclusion de toutes finitions.
- **EN 1992-1-2 : 5.7.4(1)** Les dimensions données dans le [Tableau 4.8](#) s'appliquent lorsque la redistribution dans le calcul à température normale ne dépasse pas 15 %. Dans le cas contraire, il faut utiliser la distance à l'axe pour les dalles à un sens porteur du [Tableau 4.7](#).
- **EN 1992-1-2 : 5.7.4(4)** La distance à l'axe fait référence à la distance de l'axe des armatures du lit inférieur à la sous-face.
- **EN 1992-1-2 : 5.7.4(2)** Pour les résistances au feu REI 90 et plus, des armatures supérieures continues doivent être prévues sur toute la portée dans les bandes sur appui.



La section de ces armatures doit être d'au moins 20 % des armatures supérieures totales nécessitées par le calcul à température normale au droit des appuis intermédiaires.

Tableau 4.8 Résistance au feu des planchers-dalles

► EN 1992-1-2 : Tab. 5.9

Résistance au feu standard, R, intégrité, E, isolation, I	Dimensions minimales (mm)	
	Épaisseur de dalle $h_s$	Distance axe-parement $a$
REI 60	180	15
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 240	200	50

#### 4.5.7. Planchers nervurés à un sens porteur

► EN 1992-1-2 : 5.7.5(1) Pour les planchers nervurés à un sens porteur sur appuis simples, la Section 4.5.4 et le Tableau 4.6 s'appliquent pour les nervures et les colonnes «  $h_s$  » et «  $1,5 < l_y/l_x \leq 2$  » du Tableau 4.7 pour les tables.

► EN 1992-1-2 : 5.7.5(5) Pour les planchers nervurés continus, les armatures supérieures doivent être placées dans la moitié supérieure de la table.

#### 4.5.8. Planchers nervurés à deux sens porteurs

Il convient de faire référence aux Tableaux 4.9 et 4.10, où :

- EN 1992-1-2 : 5.7.5(3) Les Tableaux s'appliquent à des dalles soumises principalement à des charges uniformément réparties.
- La distance de l'axe mesurée par rapport à la surface latérale de la nervure,  $a_{sd}$ , doit être d'au moins  $a + 10$  mm.

► EN 1992-1-2 : 5.7.5(6) Le tableau 4.9 s'applique pour les planchers nervurés sur appuis simples. Il s'applique également aux planchers nervurés présentant au moins une continuité et une résistance au feu inférieure à REI 180 et pour lesquelles les dispositions d'armatures en chapeau ne répondent pas aux exigences de la Section 4.5.4 4<sup>ème</sup> point.

Tableau 4.9 Résistance au feu des planchers nervurés portant dans deux directions, sur appuis simples, ► EN 1992-1-2 : Tab. 5.10

Résistance au feu standard, R, intégrité, E, isolation, I	Dimensions minimales (mm)				
	Combinaisons possibles de largeurs de nervures $b_{min}$ et distance axe-parement $a$			Épaisseur de dalle $h_s$ et distance axe-parement $a$ dans la membrure	
REI 60	$b_{min} =$ $a =$	100 35	120 25	$\geq 200$ 15	$h_s = 80$ $a = 10$
REI 90	$b_{min} =$ $a =$	120 45	160 40	$\geq 250$ 30	$h_s = 100$ $a = 15$
REI 120	$b_{min} =$ $a =$	160 60	190 55	$\geq 300$ 40	$h_s = 120$ $a = 20$
REI 240	$b_{min} =$ $a =$	280 90	350 75	$\geq 500$ 70	$h_s = 175$ $a = 40$

Pour les planchers nervurés précontraints, il y a lieu d'ajouter 10 mm (barres) et 15 mm (fils et torons) à la valeur  $a$  donnée par le tableau

Le Tableau 4.10 s'applique quant à lui, pour les planchers nervurés à double sens porteur présentant au moins une continuité où :

- EN 1992-1-2 : 5.7.5(5) Les armatures supérieures doivent être placées dans la moitié supérieure de la table de compression.
- EN 1992-1-2 : 5.7.5(7) Pour toutes les résistances au feu normalisé, sur une distance de  $0,3l_{eff}$  depuis l'axe de chaque appui intermédiaire, la section des armatures en chapeau ne

doit pas être inférieure à  $A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0) \left(1 - \frac{2,5x}{l_{eff}}\right)$  tel que spécifié à la [Section 4.5.4](#). Si cette exigence en matière de disposition n'est pas observée, la dalle doit être traitée comme étant sur appuis simples.

Tableau 4.10 Résistance au feu : planchers nervurés continus à deux sens porteurs dont un bord au moins est encastré ► EN 1992-1-2 : Tab. 5.11

Résistance au feu standard, R, intégrité, E, isolation, I	Dimensions minimales (mm)				
	Combinaisons possibles de largeurs de nervures $b_{min}$ et distance axe-parement $a$			Épaisseur de dalle $h_s$ et distance axe-parement $a$ dans la table de compression	
<b>REI 60</b>	$b_{min} =$ $a =$	100 25	120 15	$\geq 200$ 10	$h_s = 80$ $a = 10$
<b>REI 90</b>	$b_{min} =$ $a =$	120 35	160 25	$\geq 250$ 15	$h_s = 100$ $a = 15$
<b>REI 120</b>	$b_{min} =$ $a =$	160 45	190 40	$\geq 300$ 30	$h_s = 120$ $a = 20$
<b>REI 240</b>	$b_{min} =$ $a =$	450 70	700 60		$h_s = 175$ $a = 40$

Pour les dalles nervurées en béton précontraint, il y a lieu d'ajouter 10 mm (barres) à 15 mm (fils et torons) à la valeur  $a$  donnée par le tableau

#### 4.5.9. Enrobages pour la résistance au feu en cas d'utilisation d'une redistribution de plus de 15 %.

L'utilisation des Tableaux [4.6 \(poutres\)](#), [4.7 \(dalles\)](#) et [4.8 \(planchers-dalles\)](#) se limite là où, dans le calcul à température normale, la redistribution des moments fléchissants ne dépasse pas 15 %.

Pour les poutres (et dalles nervurées continues), où la redistribution dépasse 15 %, soit la poutre doit être traitée comme étant sur appuis simples, soit la capacité de rotation aux appuis doit être vérifiée, soit des calculs plus rigoureux doivent être réalisés pour déterminer les longueurs d'épuration d'arrêt (par exemple à l'aide de l'EN 1992-1-2 Annexe E).

#### 4.5.10. Science du feu

► EN 1992-1-2 : 4.2, 4.3 L'EN 1992-1-2 tient compte de méthodes de calcul simplifiées et avancées pour déterminer les capacités de résistance au feu des sections des éléments en béton. Le dimensionnement au feu consiste à vérifier que les effets des actions au feu ne sont pas supérieurs à la résistance au feu après le temps  $t$ , c'est-à-dire que  $E_{d,fi} \leq R_{d,fi}(t)$ . Dans cette évaluation :

- Les actions (charges) sont prises dans l'EN 1991-1-2 <sup>[6]</sup>
- L'analyse des éléments se base sur l'équation  $E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d$

où

$E_d$  = valeur de calcul de la force ou moment correspondant pour le calcul à température normale

$\eta_{fi}$  = coefficient de réduction pour le niveau de charge de calcul pour l'incendie

Les méthodes de calcul simplifiées comprennent la méthode de l'isotherme à 500°C, la méthode par zones et la vérification des effets de flambement dans les colonnes. Ces méthodes et les méthodes de calcul avancées, utilisées pour les structures très complexes, dépassent le champ d'application de la présente publication.

## 5. Analyse structurale

### 5.1. Généralités

► 5.1.1 L'analyse structurale a pour objet de déterminer la distribution soit des sollicitations, soit des contraintes, déformations et déplacements de l'ensemble ou d'une partie de la structure et d'identifier les conditions de calcul critiques pour toutes les sections.

### 5.2. Modélisation de la structure

#### 5.2.1. Définitions

► 5.3.1 Pour les structures de bâtiment, les définitions suivantes s'appliquent :

- ► 5.3.1(3) Une poutre est un élément dont la portée est supérieure ou égale à trois fois sa hauteur. Lorsque ce n'est pas le cas, il convient de la considérer comme une poutre-cloison.
- ► 5.3.1(4) Une dalle est un élément dont la plus petite dimension dans son plan est supérieure ou égale à cinq fois son épaisseur totale.
- ► 5.3.1(5) Une dalle portant dans une seule direction est une dalle qui présente soit deux bords sans appuis, sensiblement parallèles soit, si elle est appuyée sur quatre côtés, une dalle dont le rapport de la plus grande à la plus faible portée est supérieur à 2,0.
- ► 5.3.1(6) Les dalles nervurées et à caissons peuvent ne pas être décomposées en éléments discrets pour les besoins de l'analyse, sous réserve que :
  - la distance entre nervures n'excède pas 1500 mm ;
  - la hauteur de la nervure sous la table de compression n'excède pas quatre fois sa largeur moyenne ;
  - l'épaisseur de la table de compression soit supérieure ou égale à 10 % de la distance libre entre nervures, ou 50 mm (40 mm lorsque des entrevous permanents sont intégrés), si cette valeur est supérieure ; et
  - la distance libre entre nervures transversales n'excède pas 10 fois la hauteur totale de la dalle.
- ► 5.3.1(7) Une colonne est un élément dont le grand côté de la section transversale ne dépasse pas quatre fois le petit côté et dont la hauteur est égale à au moins trois fois le grand côté. Lorsque ce n'est pas le cas, il convient de le considérer comme un voile.

#### 5.2.2. Largeur participante des tables de compression

► 5.3.2.1(2) Il convient d'établir la largeur participante de la table de compression,  $b_{\text{eff}}$ , en fonction de la distance,  $l_0$ , entre points de moments nuls, telle qu'indiquée à la [Figure 5.1](#) et définie à la [Figure 5.2](#).

► 5.3.2.1(3)

$$b_{\text{eff}} = b_w + b_{\text{eff},1} + b_{\text{eff},2}$$

où

$$b_{\text{eff},1} = (0,2b_1 + 0,1l_0) \text{ mais } \leq 0,2 l_0 \text{ et } \leq b_1$$

$$b_{\text{eff},2} = (0,2b_2 + 0,1l_0) \text{ mais } \leq 0,2 l_0 \text{ et } \leq b_2$$

Figure 5.1 : Définition de  $l_0$  pour le calcul de la largeur participante de la table de compression

► Fig. 5.2

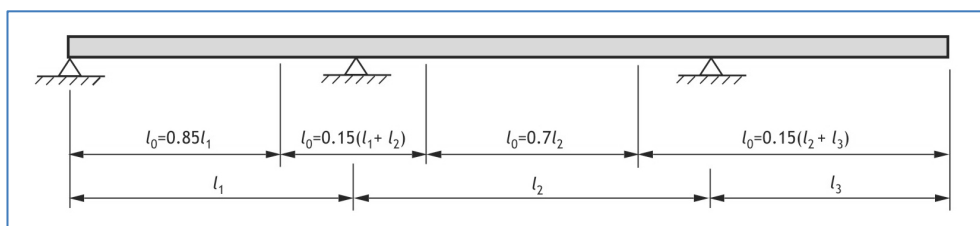
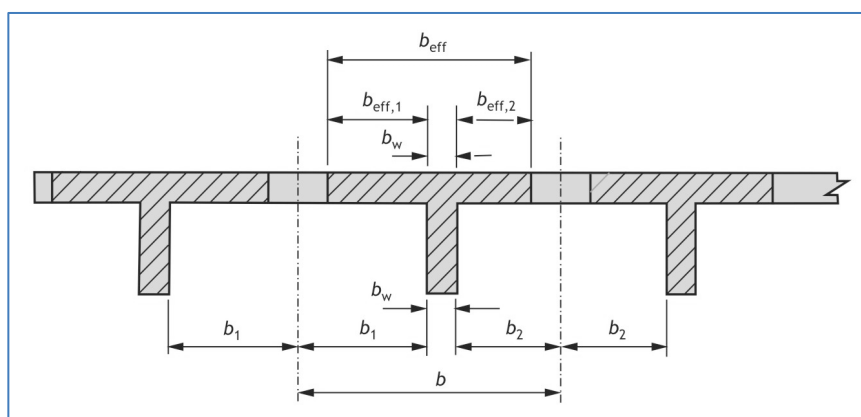
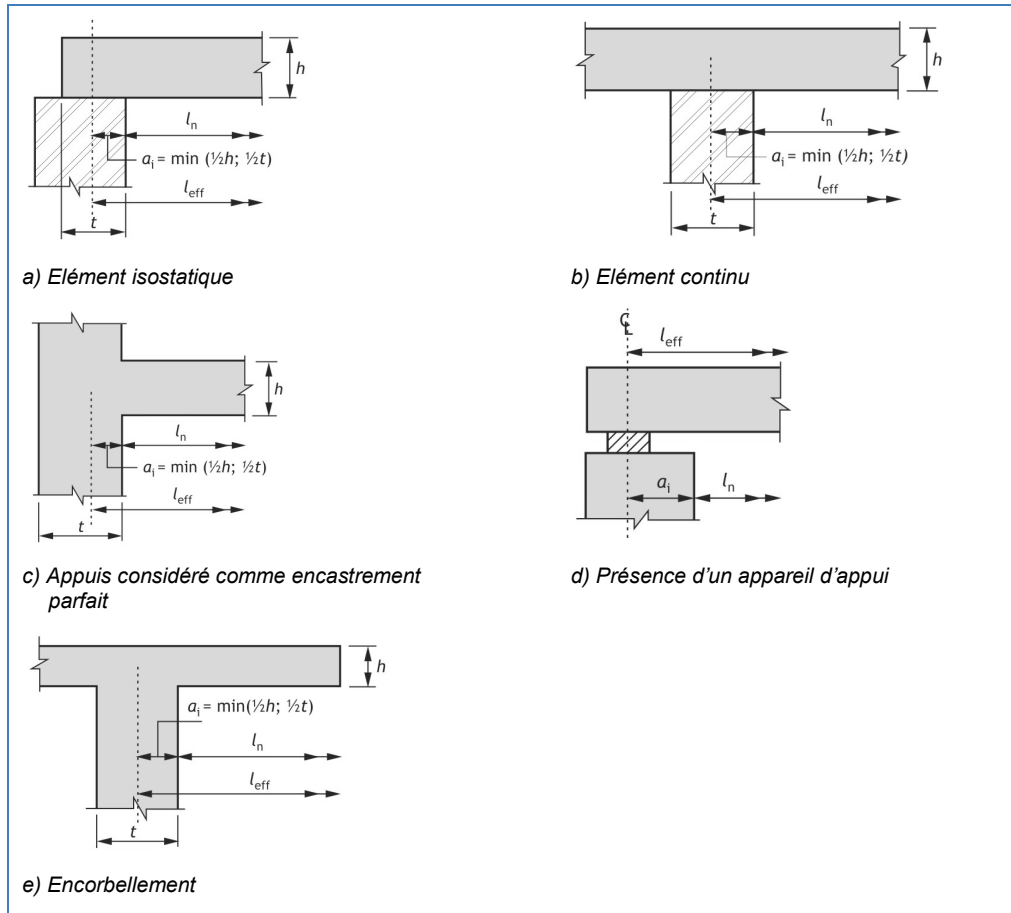


Figure 5.2 : Paramètres déterminant la largeur participante ► Fig. 5.3



### 5.2.3. Portée utile

► 5.3.2.2 La portée utile,  $l_{eff}$ , est la somme de la distance libre entre nus des appuis,  $l_n$ , et une tolérance  $a$  à chaque appui, telle qu'indiquée à la [Figure 5.3](#).

Figure 5.3 : Portée utile  $l_{eff}$  pour différentes conditions d'appui ► Fig. 5.4

### 5.3. Méthodes d'analyse

#### 5.3.1. États-limites ultimes (ELU)

► 5.1.1(6) AC Le type d'analyse doit être adapté au problème considéré. Les analyses suivantes sont habituellement utilisées : analyse élastique-linéaire, analyse élastique-linéaire avec redistribution limitée des moments, analyse non-linéaire et analyse plastique.

##### 5.3.1.1. Analyse élastique-linéaire

L'analyse élastique-linéaire peut être réalisée moyennant les hypothèses suivantes :

► 5.4(2)

- Sections non fissurées et restant planes (c'est-à-dire qui peuvent se baser sur des sections brutes de béton).
- Relations contrainte-déformation linéaires.
- Utilisation des valeurs moyennes du module d'élasticité.

##### 5.3.1.2. Analyse élastique-linéaire avec redistribution limitée des moments

► 5.5(3) Les moments à l'ELU, déterminés par l'analyse élastique, peuvent être redistribués, sous réserve que la nouvelle distribution des moments continue à équilibrer les charges appliquées.

► 5.5(4) & ANB Dans les poutres ou les dalles continues, dont le rapport entre portées adjacentes est compris entre 0,5 et 2,0 et qui sont sollicitées principalement à la flexion, les règles suivantes peuvent être utilisées pour le béton avec  $f_{ck} \leq 50$  MPa.

$\delta \geq 0,44 + 1,25 x_u/d \geq 0,7$  lorsque les armatures appartiennent à la Classe B ou à la Classe C

$\delta \geq 0,44 + 1,25 x_u/d \geq 0,8$  lorsque les armatures appartiennent à la Classe A

où

- $\delta$  = rapport du moment après redistribution au moment déterminé dans l'analyse linéaire-élastique
- $x_u$  = profondeur de l'axe neutre à l'état-limite ultime après redistribution
- $d$  = hauteur utile de la section

Dans le cas où aucune redistribution n'est prise en compte ( $\delta = 1$ ) l'application de cette règle impose de limiter le rapport de la profondeur de l'axe neutre sur la hauteur utile de la section de la manière suivante :  $x_u/d \leq 0,45$

► 5.5(6) Pour le calcul des colonnes, il convient de ne tenir compte d'aucune redistribution des moments élastiques provenant de l'effet de portique.

### 5.3.1.3. Analyse plastique

► 5.6.1(3)P Il convient de baser l'analyse plastique soit sur la méthode statique, soit sur la méthode cinématique.

► 5.6.1(2) La ductilité des sections critiques doit être suffisante pour que le mécanisme envisagé se produise.

► 5.6.2(1)P et 5.6.2(2) L'analyse plastique des dalles, des poutres et des portiques sans vérification explicite de la capacité de rotation, peut être employée à condition que :

- a)  $x_u/d \leq 0,25$  (section des armatures tendues limitée);
- b) les armatures appartiennent à la classe B ou C ; et
- c) le rapport des moments aux appuis intermédiaires aux moments en travée est compris entre 0,5 et 2,0.

### 5.3.2. États-limites de service (ELS)

► 5.4(2) L'analyse élastique-linéaire peut être utilisée pour la détermination des sollicitations moyennant les hypothèses suivantes :

- Sections non fissurées et restant planes (c'est-à-dire qui peuvent se baser sur des sections brutes de béton).
- Relations contrainte-déformation linéaires.
- Utilisation des valeurs moyennes du module d'élasticité.

► 5.4(3) Les redistributions forfaitaires ne sont pas autorisées pour les calculs aux ELS, par contre pour les effets des déformations d'origine thermique, des tassements et du retrait, il convient de considérer une évolution graduelle de la fissuration.

### 5.3.3. Note générale

Quelle que soit la méthode d'analyse employée, les principes suivants s'appliquent :

- ► 5.3.2.2(3) Lorsqu'une poutre ou une dalle forme un ensemble monolithique avec ses appuis, il convient de prendre comme moment déterminant de calcul le moment au nu de l'appui, qui ne doit pas être inférieur à 65 % du moment d'encastrement.
- ► 5.3.2.2(4) Lorsqu'une poutre ou une dalle est continue au droit d'un appui supposé ne pas créer de gêne à la rotation, le moment de calcul sur appuis déterminé pour une portée égale à l'entraxe des appuis peut être minoré d'une valeur de  $F_{Ed,sup}t/8$ ,  
où  
 $F_{Ed,sup}$  = la valeur de calcul de la réaction ;  
 $t$  = la valeur de la largeur d'appui (Figure 5.3 b)  
ou la largeur de l'appareil d'appui le cas échéant.

## 5.4. Chargement

### 5.4.1. Cas de charge et combinaisons

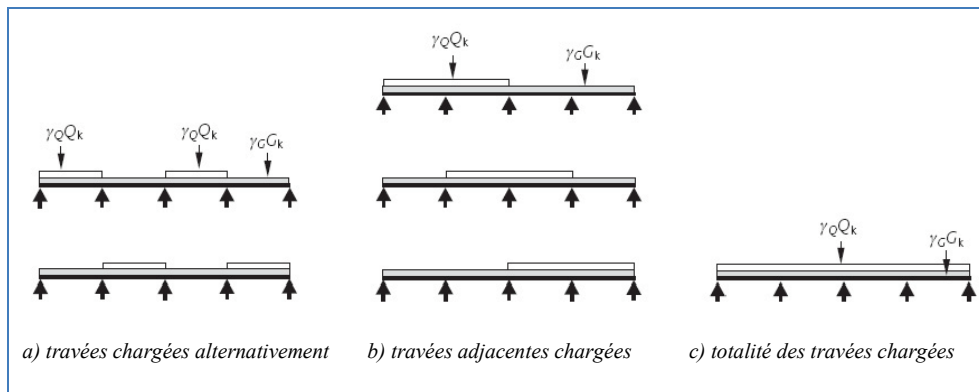
Les cas de charge sont des dispositions de charges variables compatibles considérées en même temps que les actions permanentes. Les combinaisons de charges font référence aux valeurs des actions qui se produisent dans un cas de charge.

### 5.4.2. Dispositions des charges

► **5.1.3(1)P & ANB** Dans les structures de bâtiment, pour des cas de poutres continues dont les travées ont des portées et des charges semblables, n'importe quel groupe suivant de dispositions de charges simplifiées peut être employé à l'ELU et l'ELS (voir [Figure 5.4](#)).

- Le plus critique entre :
  - a) une travée sur deux supportant  $\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$ , les autres travées supportant  $\gamma_G G_k$  ; et
  - b) deux travées adjacentes supportant  $\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$ , les autres travées supportant  $\gamma_G G_k$ .

Figure 5.4 : disposition simplifiée des charges pour les poutres et les dalles



### 5.4.3. Coefficients de charge

Pour les valeurs numériques des coefficients à utiliser dans un cas de charge, voir [Section 2.3.4](#).

## 5.5. Imperfections géométriques

### 5.5.1. Généralités

► **5.2(1)** Pour l'ELU, les effets défavorables des imperfections géométriques éventuelles de la structure ainsi que les écarts dans la position des actions doivent être pris en compte lors de la vérification de la stabilité. Ceux-ci s'ajoutent à d'autres forces déstabilisatrices appliquées à la structure (par exemple, actions du vent).

### 5.5.2. Imperfections et analyse globale des structures

► **5.2(5) & ANB** Les imperfections peuvent être représentées par une inclinaison  $\theta_i$ .

$$\theta_i = \alpha_h \alpha_m \frac{1}{200}$$

où

$\alpha_h$  est un coefficient de réduction relatif à la longueur ou hauteur :

$$\alpha_h = 2 / \sqrt{l} \quad \text{avec} \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$$

$\alpha_m$  est un coefficient de réduction relatif au nombre d'éléments :

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 (1 + 1/m)}$$

► 5.2(6) Dans ces expressions, la définition de  $l$  et de  $m$  dépend de l'effet considéré. On distingue trois cas principaux :

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

► 5.2(7) Dans le cas d'éléments isolés, l'effet des imperfections peut être pris en compte de deux manières a) ou b), au choix :

a) Comme une excentricité  $e_i$  donnée par

$$e_i = \theta_i \frac{l_0}{2}$$

où  $l_0$  est la longueur efficace, voir ► [Section 5.6.1.2](#)

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

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

$$H_i = \theta_i N \quad \text{pour les éléments non contreventés}$$

$$H_i = 2\theta_i N \quad \text{pour les éléments contreventés}$$

où  $N$  est la charge axiale

Note : L'emploi de l'excentricité convient pour des éléments isostatiques, tandis que l'emploi d'une charge transversale convient à la fois pour les éléments isostatiques et pour les éléments hyperstatiques.

► 5.2(8) Dans le cas de l'analyse de la structure dans son ensemble, l'effet de l'inclinaison  $\theta_i$  peut être représenté par des charges transversales à chaque niveau, à ajouter aux autres actions dans l'analyse. L'action horizontale à n'importe quel niveau est appliquée dans la position qui donne le moment maximal.

Effet sur le système de contreventement (voir [Figure 5.5 a](#)) :

$$H_i = \theta_i (N_b - N_a)$$

Effet sur le plancher de contreventement (voir [Figure 5.5 b](#)) :

$$H_i = \theta_i (N_b + N_a) / 2$$

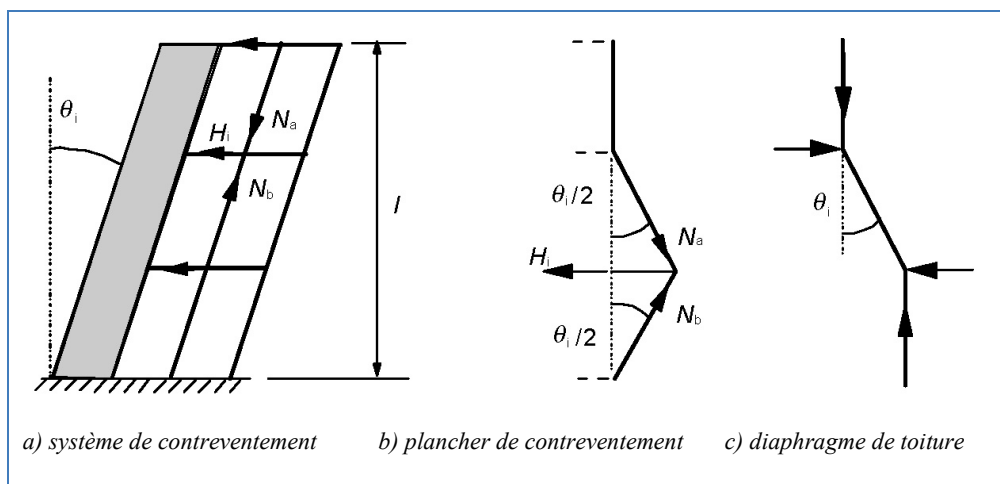
Effet sur le diaphragme de toiture (voir [Figure 5.5 c](#)):

$$H_i = \theta_i N_a$$

Expressions dans lesquelles  $N_a$  et  $N_b$  sont des forces longitudinales contribuant à la force horizontale  $H_i$



Figure 5.5 : Exemples des effets d'imperfections géométriques ► Fig. 5.1



### 5.5.3. Autres tolérances de l'analyse

Des tolérances pour imperfections interviennent également dans :

- les coefficients partiels utilisés dans le calcul des sections droites.
- les éléments comprimés (voir [Section 5.6.2](#)).

## 5.6. Moments de calcul dans les colonnes

### 5.6.1. Définitions

#### 5.6.1.1 Éléments de contreventement

► 5.8.1 Les éléments de contreventement sont des éléments structuraux, dont on admet, pour l'analyse et le dimensionnement, qu'ils contribuent à la stabilité horizontale d'ensemble de la structure

**5.6.1.2 Longueur efficace  $l_0$** **► 5.8.3.2(3)**

Pour les éléments contreventés :

$$l_0 = \frac{l}{2} \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$$

Pour les éléments non contreventés,  $l_0$  est la grande des valeurs parmi

$$l_0 = l \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right)$$

où

$$l_0 = l \sqrt{1 + 10 \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}}$$

où

$l$  = hauteur libre de la colonne entre liaisons d'extrémité.

$k_1, k_2$  = souplesses relatives des encastremements partiels aux extrémités 1 et 2, respectivement.

$$k = \left(\frac{\theta}{M}\right)_{\text{beam}} \left(\frac{EI}{l}\right)_{\text{col}}$$

$\theta$  est la rotation des éléments s'opposant à la rotation provoquée par le moment M

$EI$  est la rigidité en flexion de la colonne

Notes :

- **► 5.8.3.2(5)** La fissuration doit être prise en compte dans la rigidité des éléments s'opposant à la déformation.

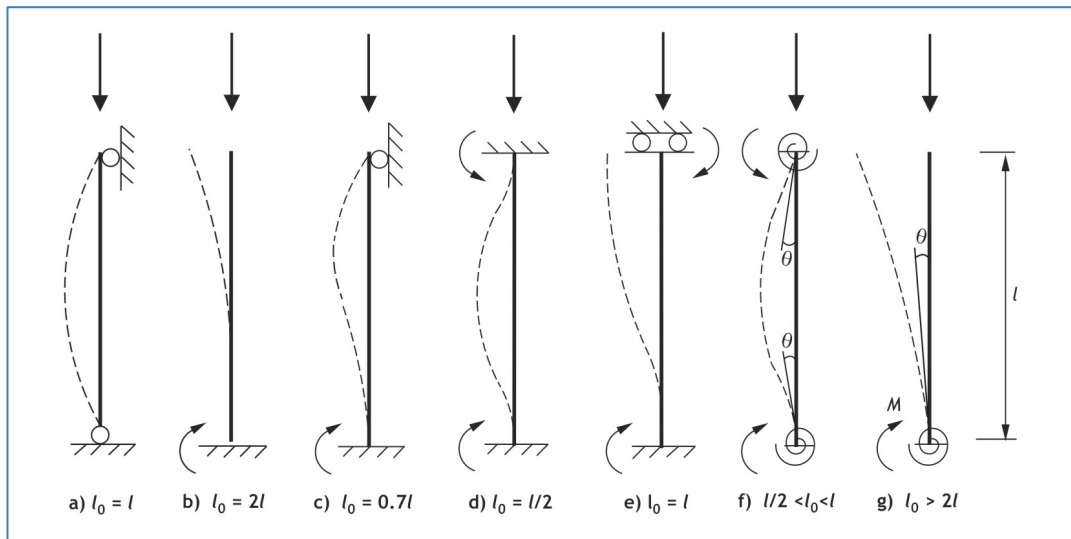
- **► 5.8.3.2(4)** Si un élément comprimé adjacent (colonne), dans un nœud, est susceptible de contribuer à la rotation au flambement, alors il convient de remplacer  $(EI/l)$  dans la définition de  $k$  par  $\left[\left(\frac{EI}{l}\right)_a + \left(\frac{EI}{l}\right)_b\right]$ ,

$a$  et  $b$  représentant respectivement l'élément comprimé (colonne) situé au-dessus et l'élément comprimé situé au-dessous du nœud.

- **► 5.8.3.2(3) NOTE**  $k = 0$  est la limite théorique correspondant à l'encastrement parfait et  $k = \infty$  est la limite correspondant à un appui parfaitement libre (rotule). L'encastrement parfait étant rare dans la pratique, on recommande une valeur minimale de 0,1 pour  $k_1$  et  $k_2$ .
- Surestimer la valeur de la longueur efficace conduit toujours à un calcul situé du côté de la sécurité.

**► 5.8.3.2(2)** Voir la [Figure 5.6](#) pour obtenir des exemples de différents modes de flambement et des coefficients de longueur efficace correspondants pour les éléments isolés.

Figure 5.6 : Exemples de modes de flambement et des longueurs efficaces associées pour des éléments isolés ► Fig. 5.7



### 5.6.1.3 Coefficient d'élanement $\lambda$

► 5.8.3.2(1)

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

où

$i$  = rayon de giration de la section de béton non fissurée

En ignorant la raideur apportée par les armatures :

$$\lambda = \frac{l_0 \sqrt{12}}{h} \quad \text{pour les sections rectangulaires}$$

$$\lambda = \frac{4l_0}{d} \quad \text{pour les sections circulaires}$$

où

$h$  = hauteur de la section dans la direction considérée

$d$  = diamètre de la section circulaire

### 5.6.1.4 Coefficient d'élanement limite $\lambda_{lim}$

► 5.8.3.1(1) Le coefficient d'élanement limite,  $\lambda_{lim}$ , au-dessus duquel les effets du second ordre doivent être considérés, est donné par :

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}}$$

où

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2\varphi_{ef})} \quad (\text{si } \varphi_{ef} \text{ n'est pas connu, on peut prendre } A = 0,7)$$

où

► 5.8.4

$\varphi_{ef}$  = coefficient de fluage effectif

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

où

$\varphi(\infty, t_0)$  = valeur finale du coefficient de fluage qui, en l'absence de meilleures données, peut être prise soit dans le Tableau 5.1 ou dans la [Figure 5.7](#) à l'aide de la procédure indiquée dans la [Figure 5.8](#). Dans la [Figure 5.7](#) :

► 3.1.4(5)

- $t_0$  = âge du béton au moment du chargement (en jours)  
 $h_0$  = rayon moyen  $2A_c/u$ , où  $A_c$  est l'aire de la section droite et  $u$  est le périmètre de la partie exposée à la dessiccation  
 S = type de ciment CEM 32,5N ► 3.1.2(6)  
 N = types de ciment CEM 32,5R, CEM 42,5N  
 R = types de ciment CEM 42,5R, CEM 52,5N et CEM 52,5R

$M_{0Eqp}$  = moment fléchissant du premier ordre dans le cas de la combinaison quasi-permanente de charges (ELS)

$M_{0Ed}$  = moment fléchissant du premier ordre dans le cas de la combinaison de charges de calcul (ELU)

► 5.8.4(3)

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

Note :  $\varphi_{ef}$  peut être égal à 0 si toutes les conditions suivantes sont réunies :

► 5.8.4(4)

- $\varphi(\infty, t_0) \leq 2,0$  ;
- $\lambda \leq 75$  ; et
- $M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$ , hauteur de la section droite dans la direction correspondante.

► 5.8.3.1(1)

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} \quad (\text{si } \omega \text{ n'est pas connu, on peut prendre } B = 1,1)$$

où

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$
 est le ratio mécanique d'armatures

où  $A_s$  est l'aire totale d'armatures longitudinales

$$C = 1,7 - r_m \quad (\text{Si } r_m \text{ n'est pas connu, on peut prendre } C = 0,7. C \text{ est le facteur le plus critique parmi } A, B \text{ et } C)$$

où

$$r_m = M_{01}/M_{02}, \text{ où } M_{01} \text{ et } M_{02} \text{ sont les moments d'extrémité du premier ordre avec } |M_{02}| \geq |M_{01}|. \text{ Si } M_{01} \text{ et } M_{02} \text{ provoquent des tractions sur le même côté, } r_m \text{ est positif (et } C \leq 1,7)$$

$$r_m = 1,0 \text{ (} C=0,7 \text{) pour les éléments non contreventés et les éléments contreventés pour lesquels les moments du premier ordre sont dus de manière prépondérante à des imperfections ou aux charges transversales (voir } \text{Figure 5.9)}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$$

où

$N_{Ed}$  est l'effort normal de calcul à l'ELU

Tableau 5.1 : Valeurs du coefficient de fluage  $\phi(\infty, t_0)$  pour les ciments de type N

<b>Béton C20/25</b>						
<b>Fluage à long terme <math>\phi(\infty, t_0)</math>, (ciment de type 'N')</b>						
âge $t_0$ du béton au moment du chargement en jours	diamètre moyen $2 \cdot A_c / U$ en [mm]					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosphère sèche (intérieur) RH = 50%			Atmosphère humide (extérieur) RH = 80%		
1	6.8	5.6	4.6	4.5	4.0	3.6
3	5.6	4.6	3.8	3.6	3.2	2.9
7	4.7	3.9	3.2	3.1	2.8	2.5
28	3.7	3.0	2.5	2.4	2.1	1.9
90	2.9	2.4	2.0	1.9	1.7	1.5
365	2.2	1.8	1.5	1.5	1.3	1.2
<b>Béton C25/30</b>						
<b>Fluage à long terme <math>\phi(\infty, t_0)</math>, (ciment de type 'N')</b>						
âge $t_0$ du béton au moment du chargement en jours	diamètre moyen $2 \cdot A_c / U$ en [mm]					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosphère sèche (intérieur) RH = 50%			Atmosphère humide (extérieur) RH = 80%		
1	6.3	5.2	4.2	4.1	3.7	3.3
3	5.1	4.2	3.5	3.4	3.0	2.7
7	4.4	3.6	3.0	2.9	2.6	2.3
28	3.4	2.8	2.3	2.2	2.0	1.8
90	2.7	2.2	1.8	1.8	1.6	1.4
365	2.1	1.7	1.4	1.3	1.2	1.1
<b>Béton C30/37</b>						
<b>Fluage à long terme <math>\phi(\infty, t_0)</math>, (ciment de type 'N')</b>						
âge $t_0$ du béton au moment du chargement en jours	diamètre moyen $2 \cdot A_c / U$ en [mm]					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosphère sèche (intérieur) RH = 50%			Atmosphère humide (extérieur) RH = 80%		
1	5.9	4.9	4.0	3.8	3.4	3.0
3	4.9	4.0	3.2	3.1	2.8	2.5
7	4.1	3.4	2.8	2.7	2.4	2.1
28	3.2	2.6	2.1	2.1	1.8	1.6
90	2.6	2.1	1.7	1.6	1.5	1.3
365	1.9	1.6	1.3	1.3	1.1	1.0
<b>Béton C35/45</b>						
<b>Fluage à long terme <math>\phi(\infty, t_0)</math>, (ciment de type 'N')</b>						
âge $t_0$ du béton au moment du chargement en jours	diamètre moyen $2 \cdot A_c / U$ en [mm]					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosphère sèche (intérieur) RH = 50%			Atmosphère humide (extérieur) RH = 80%		
1	5.7	4.7	3.8	3.6	3.2	2.8
3	4.7	3.8	3.1	3.0	2.6	2.3
7	4.0	3.3	2.6	2.5	2.2	2.0
28	3.1	2.5	2.0	2.0	1.7	1.5
90	2.5	2.0	1.6	1.6	1.4	1.2
365	1.9	1.5	1.2	1.2	1.1	0.9
<b>Béton C40/50</b>						
<b>Fluage à long terme <math>\phi(\infty, t_0)</math>, (ciment de type 'N')</b>						
âge $t_0$ du béton au moment du chargement en jours	diamètre moyen $2 \cdot A_c / U$ en [mm]					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosphère sèche (intérieur) RH = 50%			Atmosphère humide (extérieur) RH = 80%		
1	5.6	4.5	3.6	3.5	3.0	2.7
3	4.6	3.7	2.9	2.8	2.5	2.2
7	3.9	3.1	2.5	2.4	2.1	1.9
28	3.0	2.4	1.9	1.9	1.6	1.4
90	2.4	1.9	1.5	1.5	1.3	1.2
365	1.8	1.5	1.2	1.1	1.0	0.9
<b>Béton C45/55</b>						
<b>Fluage à long terme <math>\phi(\infty, t_0)</math>, (ciment de type 'N')</b>						
âge $t_0$ du béton au moment du chargement en jours	diamètre moyen $2 \cdot A_c / U$ en [mm]					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosphère sèche (intérieur) RH = 50%			Atmosphère humide (extérieur) RH = 80%		
1	5.4	4.4	3.5	3.3	2.9	2.5
3	4.4	3.6	2.8	2.7	2.4	2.1
7	3.8	3.0	2.4	2.3	2.0	1.8
28	2.9	2.3	1.9	1.8	1.6	1.4
90	2.3	1.9	1.5	1.4	1.2	1.1
365	1.8	1.4	1.1	1.1	1.0	0.8
<b>Béton C50/60</b>						
<b>Fluage à long terme <math>\phi(\infty, t_0)</math>, (ciment de type 'N')</b>						
âge $t_0$ du béton au moment du chargement en jours	diamètre moyen $2 \cdot A_c / U$ en [mm]					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosphère sèche (intérieur) RH = 50%			Atmosphère humide (extérieur) RH = 80%		
1	5.3	4.2	3.3	3.2	2.8	2.4
3	4.3	3.5	2.7	2.6	2.3	2.0
7	3.7	3.0	2.3	2.2	1.9	1.7
28	2.9	2.3	1.8	1.7	1.5	1.3
90	2.3	1.8	1.4	1.4	1.2	1.0
365	1.7	1.4	1.1	1.1	0.9	0.8

Figure 5.7 : Détermination du coefficient de fluage  $\varphi(\infty, t_0)$  ► Fig. 3.1

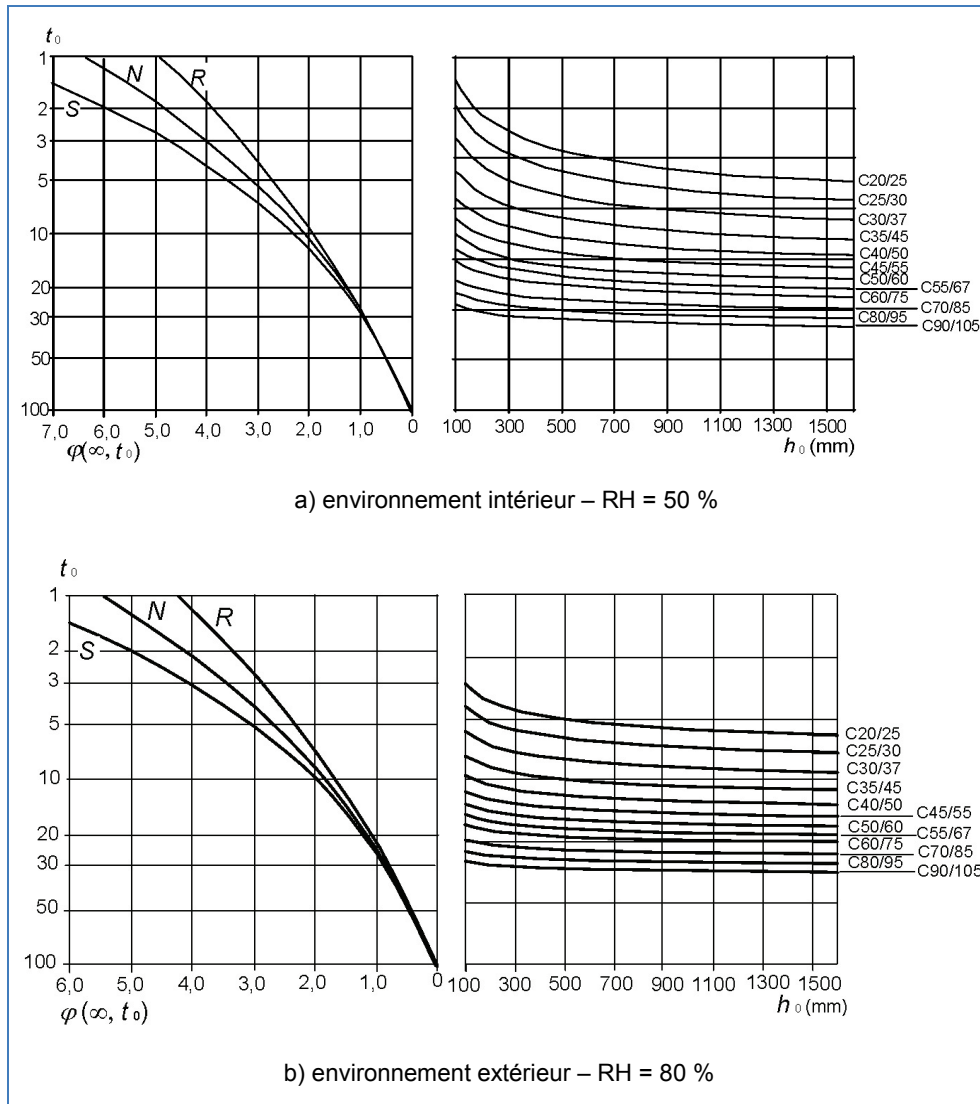


Figure 5.8 : Comment utiliser la figure 5.7 ? ► Fig. 3.1

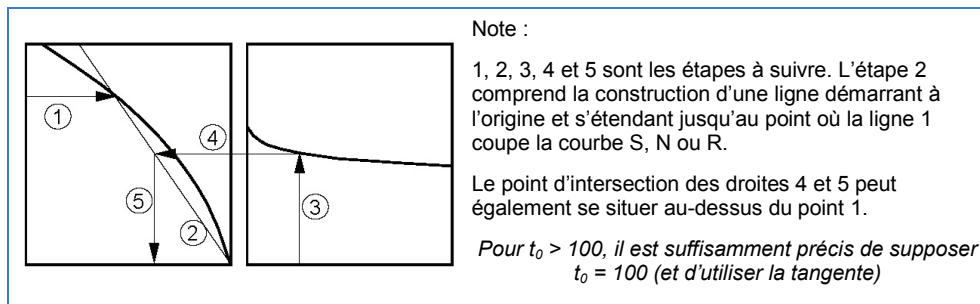
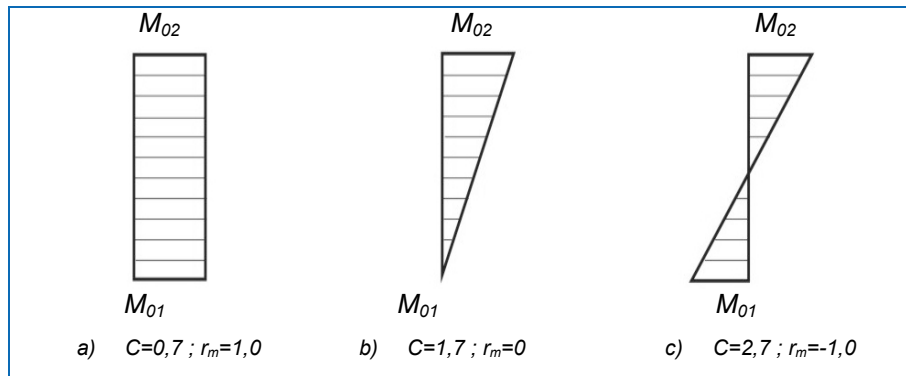


Figure 5.9 Valeurs de  $C$  pour différentes valeurs de  $r_m$ 

### 5.6.2. Moments fléchissants de calcul

► 6.1(4) Dans tous les cas, il convient de dimensionner l'élément pour une excentricité totale minimale  $e = h/30$ , ou 20 mm si cette valeur est supérieure,  $h$  étant la hauteur de la section.

#### 5.6.2.1 Colonnes non élancées

► 5.8.3.1(1) Lorsque  $\lambda \leq \lambda_{lim}$ , c'est-à-dire que la colonne est non élancée, le moment fléchissant de calcul est

$$M_{Ed} = M_{02}$$

► 5.8.1

où

► 5.8.8.2(2) & AC

$M_{Ed}$  = moment de calcul

$M_{02}, M_{01}$  = pour des éléments pour lesquels aucune charge n'est appliquée entre les extrémités, moments d'extrémité du premier ordre à l'ELU, compte tenu de l'effet des imperfections.  $M_{02}$  est numériquement supérieur à  $M_{01}$ . Il faut faire attention au signe des moments fléchissants. S'ils provoquent des tractions sur le même côté,  $M_{01}$  et  $M_{02}$  doivent être de même signe.

où

$$M_{02} = M + e_i N_{Ed}$$

où

$M$  = moment de l'analyse du premier ordre (moments élastiques sans redistribution)

$e_i$  = ► 5.2(7) excentricité due aux imperfections =  $\theta_i l_0 / 2$  (voir [Section 5.5.2](#)).

► 5.8.3.2 où

$\theta_i$  = inclinaison utilisée pour représenter les imperfections

$l_0$  = longueur efficace de la colonne

$h$  = hauteur de la section dans la direction considérée

$N_{Ed}$  = effort normal de calcul à l'ELU

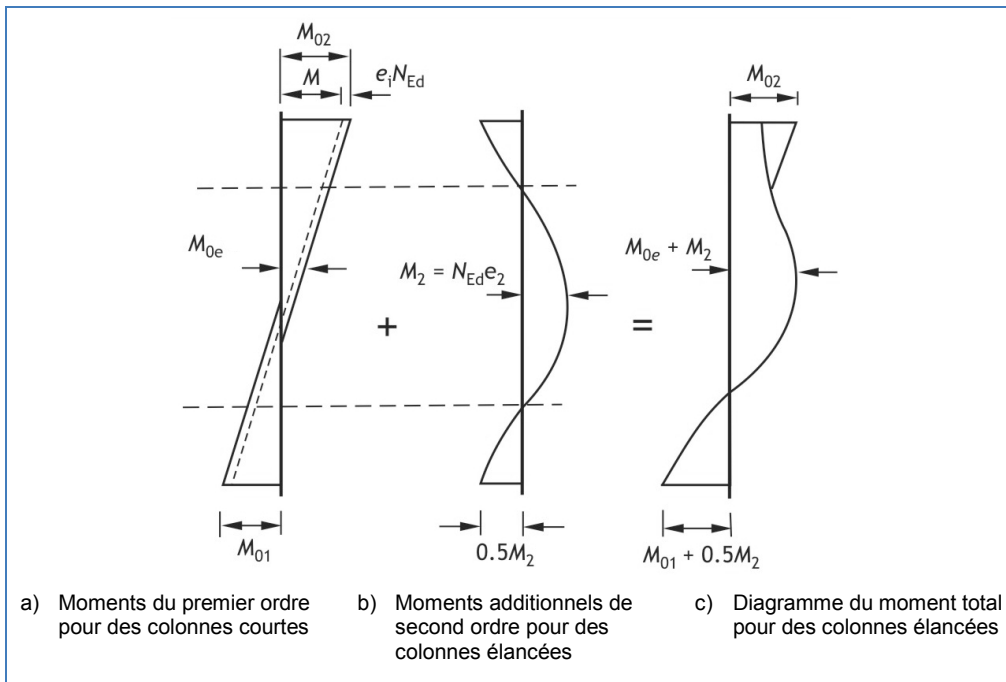
#### 5.6.2.2 Colonnes élancées (méthode basée sur la courbure nominale)

- Lorsque  $\lambda > \lambda_{lim}$ , c'est-à-dire que la colonne est 'élancée', le moment fléchissant de calcul dans une colonne d'un système *contreventé* est

► 5.8.8.2

$M_{Ed} = \text{maximum de } \{ M_{02}; M_{0e} + M_2; M_{01} + 0,5 M_2 \}$  (voir [Figure 5.10](#))

Figure 5.10 Moments pour des colonnes élancées



où

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

► 5.8.8.2(3) où  $M_{02}$  et  $M_{01}$  sont définis à la [Section 5.6.2.1](#) ci-dessus

$M_2$  = moment nominal du second ordre dans des colonnes élancées

$$M_2 = N_{Ed}e_2$$

où

$N_{Ed}$  = effort normal de calcul à l'ELU

$e_2$  = excentricité nominale du second ordre

$$e_2 = (1/r)l_0^2/10 \quad (8 \text{ au lieu de } 10 \text{ si le moment du premier ordre est constant})$$

où, dans le cas de sections droites symétriques, la courbure peut être évaluée au moyen des expressions simplifiées suivantes:

► 5.8.8.3

$$1/r = \text{courbure} = K_r K_\varphi \frac{2f_{yd}}{E_s \cdot 0,9d}$$

où

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} \leq 1,0$$

où

$$n_u = 1 + \omega$$

où

$\omega$  = ratio mécanique d'armatures

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad \text{comme dans la } \a href="#">\text{Section 5.6.1.4} \text{ ci-dessus}$$



$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad \text{tel que défini dans la [Section 5.6.1.4](#) ci-dessus}$$

$$n_{bal} = \text{valeur de } n \text{ correspondant au moment résistant maximal et peut être pris égal à } 0,4$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1$$

où

$$\beta = 0,35 + \left( \frac{f_{ck}}{200} \right) - \left( \frac{\lambda}{150} \right)$$

► [5.8.3.2](#) où

$\lambda = l_0/i =$  coefficient d'élanement (voir [Section 5.6.1.3](#))

► [5.8.4\(2\)](#)

$\varphi_{ef} =$  coefficient de fluage effectif tel que défini dans la [Section 5.6.1.4](#)

$l_0 =$  longueur efficace de colonne

### 5.6.3. Flexion déviée

► [5.8.9\(2\)](#) Une première étape peut consister à effectuer un calcul séparé dans chaque direction principale, sans tenir compte de la flexion déviée.

► [5.8.9\(3\)](#) Aucune vérification supplémentaire n'est nécessaire si les coefficients d'élanement satisfont les deux conditions suivantes :

$$\lambda_y/\lambda_z \leq 2 \quad \text{et} \quad \lambda_z/\lambda_y \leq 2$$

et si les excentricités relatives ( $e_y/h_{eq}$ ) et ( $e_z/b_{eq}$ ) satisfont l'une des conditions suivantes :

$$(e_y/h_{eq})/(e_z/b_{eq}) \leq 0,2 \quad \text{ou} \quad (e_z/b_{eq})/(e_y/h_{eq}) \leq 0,2 \quad \text{voir Figure 5.10b}$$

où

$\lambda_y, \lambda_z =$  coefficients d'élanement  $l_0/i$  suivant l'axe y et l'axe z respectivement

$$e_y = M_{Edz}/N_{Ed}$$

$$h_{eq} = i_z \sqrt{12} \quad (= h \text{ pour les sections rectangulaires})$$

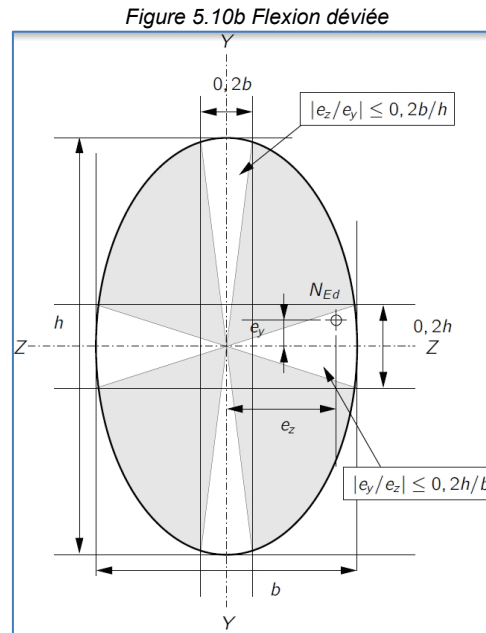
$$e_z = M_{Edy}/N_{Ed}$$

$$b_{eq} = i_y \sqrt{12} \quad (= b \text{ pour les sections rectangulaires})$$

où

$N_{Ed} =$  effort normal de calcul à l'ELU

$M_{Edy}, M_{Edz} =$  moment de calcul par rapport respectivement à l'axe y et z. (Les moments dus aux imperfections doivent être inclus uniquement dans la direction dans laquelle ils ont l'effet le plus défavorable.)



Note : pour les colonnes carrées  $(e_y/h_{eq})/(e_z/b_{eq}) = M_{Edz}/M_{Edy}$

► **5.8.9(4)** Dans le cas contraire, les colonnes en flexion déviée peuvent être calculées pour satisfaire à :

$$\left( \frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left( \frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1,0$$

où

$M_{Rdy}, M_{Rdz}$  = moment résistant par rapport à l'axe considéré, correspondant à une charge axiale de  $N_{Ed}$

$a$  = un exposant :  
pour les sections circulaires ou elliptiques,  $a = 2,0$ ,  
pour les sections rectangulaires, interpoler entre

$a = 1,0$  pour  $N_{Ed}/N_{Rd} = 0,1$

$a = 1,5$  pour  $N_{Ed}/N_{Rd} = 0,7$

$a = 2,0$  pour  $N_{Ed}/N_{Rd} = 1,0$

avec  $N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$

Note :  $N_{Ed}(e_1 + e_2)$  est supposé n'agir que dans une seule direction (critique) à la fois

## 5.7. Planchers-dalles

### ► Annexe I

#### 5.7.1. Définition

Dans cette [Section 5.7](#), les planchers-dalles considérés sont des dalles d'épaisseur uniforme appuyées sur des colonnes sans poutres. Elles peuvent présenter des chapiteaux (surépaisseur) au droit des colonnes.

#### ► Annexe I.1.1(2)

#### 5.7.2. Analyse

Toute méthode d'analyse éprouvée peut être utilisée. La présente publication détaille la 'méthode des portiques équivalents'. Dans l'EC2, ces méthodes sont reprises dans l'Annexe Informative I.

### 5.7.2.1 Méthode des portiques équivalents

► **Annexe I 1.2(1)** Il convient de diviser la structure longitudinalement et transversalement en portiques consistant en colonnes et en sections de dalles comprises entre axes de panneaux adjacents (surface limitée par quatre colonnes adjacentes). La rigidité des éléments peut être calculée à partir de leur section transversale brute. Pour les charges verticales, la rigidité peut être basée sur la largeur totale des panneaux. Pour les charges horizontales, il convient d'utiliser 40 % de cette valeur. Il convient d'utiliser la charge totale sur les panneaux pour l'analyse dans chaque direction.

► **Annexe I 1.2(2)** Il convient de répartir le total des moments fléchissants obtenus par l'analyse sur toute la largeur de la dalle. Il convient de considérer que les panneaux sont divisés en bandes sur appuis et bandes centrales (voir [Figure 5.11](#)) et de répartir les moments fléchissants suivant le [Tableau 5.2](#).

► **Annexe I 1.2 (3) Note** Le total des moments négatifs et positifs auxquels doivent résister les bandes sur appuis plus les bandes centrales doit être égal à 100%.

► **Annexe I 1.2 (4)** Là où la largeur de la bande sur appui diffère de  $0,5l_x$  comme dans la [Figure 5.11](#) par exemple et est égale à celle du chapiteau, il convient d'ajuster la largeur de la bande centrale en conséquence.

Figure 5.11 : Division des panneaux de planchers-dalles ► [Fig. I.1](#)

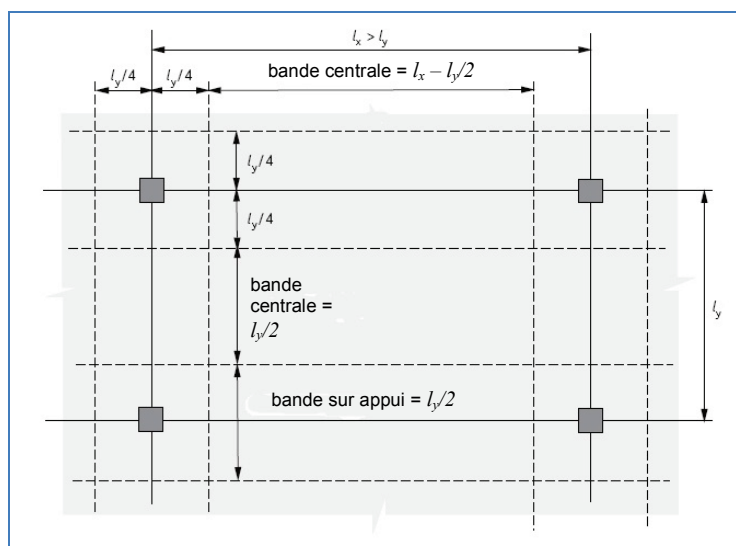


Tableau 5.2 Répartition des moments fléchissants dans les planchers-dalles – méthode des portiques équivalents ► [Tab. I.1](#)

Emplacement	Moments négatifs	Moments positifs
Bande sur appui	60 % – 80 %	50 % – 70 %
Bande centrale	40 % – 20 %	50 % – 30 %

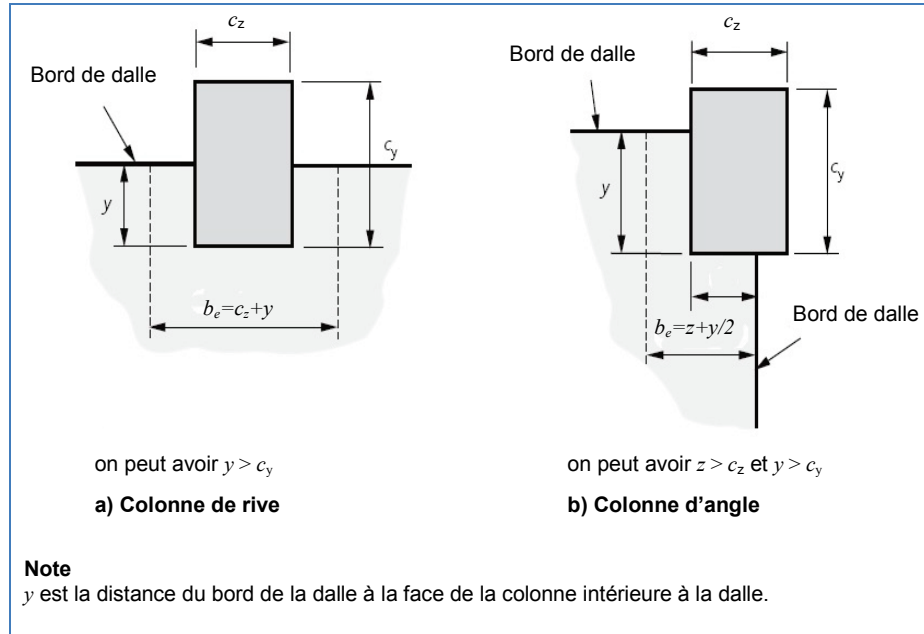
**Note**  
Le total des moments négatifs et positifs auxquels doivent résister les bandes sur appuis et les bandes centrales doit être égal à 100 %.

► **Annexe I 1.2(5) et 9.4.2** Sauf en présence de poutres périphériques conçues pour résister à la torsion, il convient que les moments transmis aux colonnes de rive ou d'angle se limitent au moment résistant d'une section rectangulaire égal à  $0,17 b_e d^2 f_{ck}$ , où  $b_e$  est tel qu'illustré à la [Figure 5.12](#).

► **6.4.3** Le calcul du poinçonnement doit prendre en compte les effets du transfert de moments à la jonction colonne /dalle.

► **6.4.3(6) & ANB** Pour les structures pour lesquelles la stabilité latérale ne dépend pas du fonctionnement en portique des dalles et des colonnes et où les longueurs de travées adjacentes ne diffèrent pas de plus de 25 %, l'effort de poinçonnement de calcul peut être obtenu en augmentant les réactions des colonnes. L'augmentation peut être prise égale à 1,15 pour les colonnes intérieures, 1,4 pour les colonnes de rive et 1,5 pour les colonnes d'angle (voir [Section 8.2](#)).

Figure 5.12 : Largeur participante,  $b_e$ , d'un plancher-dalle ► [Fig. 9.9](#)



### 5.7.2.2 Autres méthodes d'analyse

L'Eurocode 2 doit être consulté en cas d'utilisation d'autres méthodes d'analyse.

## 5.8. Corbeaux

Les informations reprises dans la présente publication se basent sur l'Annexe Informatrice J.3 de l'EC2.

### 5.8.1. Définition

Les corbeaux sont de consoles courtes débordant de colonnes ou de voiles et dont le rapport de la portée de cisaillement (c'est-à-dire la distance entre le point d'application de la charge et le nu de la colonne ou voile) à la hauteur du corbeau est inférieur à 2,0.

### 5.8.2. Analyse

Ces éléments peuvent être modélisés soit comme :

- poutres courtes conçues pour la flexion et le cisaillement ; soit
- intégrant un mécanisme bielle-tirant, comme illustré à la [Figure 5.13](#).

► **Annexe J.3 & ANB** Pour le mécanisme bielle-tirant, les efforts internes doivent être évalués à l'aide de la méthode statique.

► **6.5.2(2) & ANB** Bien que cela ne soit pas une exigence pour le mécanisme bielle-tirant en général, l'angle  $\theta$  du modèle doit satisfaire à  $1,0 \leq \tan \theta \leq 2,5$ . La largeur de la bielle doit être telle que la contrainte dans la bielle ne dépasse pas  $0,6 \nu' f_{cd}$ ,

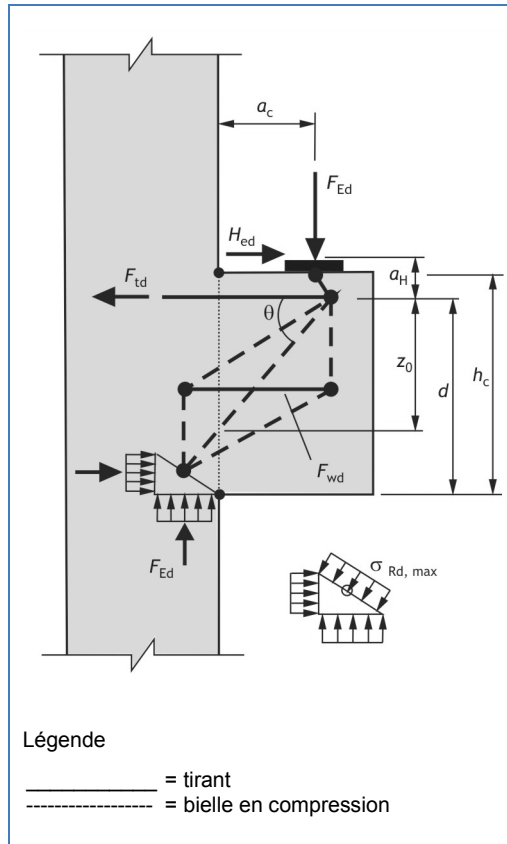
où

$$v' = 1 - \left( \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$$

avec  $\alpha_{cc} = 1$

Figure 5.13 : Modèle bielle-tirant pour un corbeau ► Fig. J.5



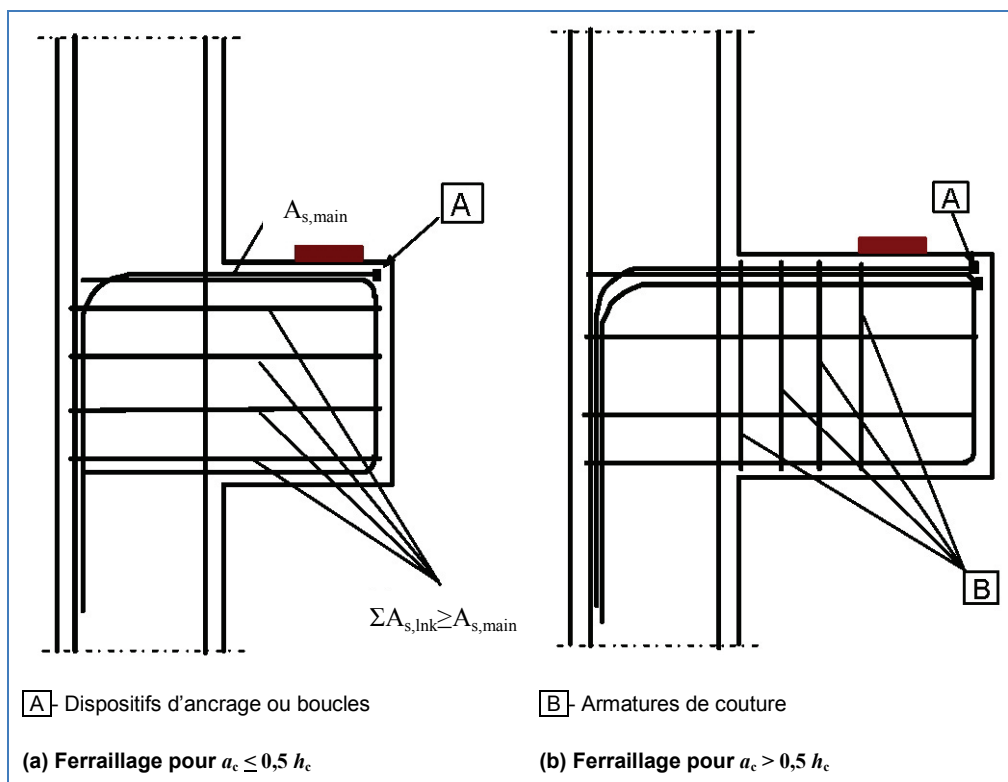
► **Annexe J.3(2)** Si  $a_c \leq 0,5 h_c$ , il convient de prévoir des cadres fermés horizontaux ou inclinés, avec  $A_{s,lnk} \geq k_1 A_{s,main}$ , en plus des armatures principales de traction (voir [Figure 5.14 \(a\)](#)) avec  $k_1 = 0,25$ .

► **Annexe J.3(3)** Si  $a_c > 0,5 h_c$  et  $F_{Ed} > V_{Rd,c}$  (voir [Section 7.2](#)), il convient de prévoir des cadres fermés verticaux  $A_{s,lnk} \geq \frac{k_2 F_{Ed}}{f_{yd}}$

en plus des armatures principales de traction (voir [Figure 5.14 \(b\)](#)) avec  $k_2 = 0,5$ .

► **Annexe J.3(4)** Il convient d'ancrer les armatures principales tendues aux deux extrémités. Il convient d'ancrer ces armatures dans l'élément porteur sur la paroi opposée, la longueur d'ancrage étant mesurée à partir de l'emplacement des armatures verticales situées sur la paroi la plus proche. Il convient par ailleurs d'ancrer ces armatures dans le corbeau, la longueur d'ancrage étant mesurée à partir du bord intérieur de la zone chargée.

Figure 5.14 : Dispositions constructives pour les corbeaux ► Fig. J.6



## 6. Flexion et efforts normaux

### 6.1. Hypothèses

La détermination de la résistance des sections s'appuie sur les hypothèses suivantes :

#### ► 6.1(2)

- Les sections planes restent planes.
- Les armatures adhérentes, qu'elles soient tendues ou comprimées, subissent les mêmes déformations relatives que le béton adjacent.
- La résistance en traction du béton est négligée.
- ► 3.2.7 Les contraintes dans les armatures sont déterminées à partir du diagramme de la Figure 6.2. Est utilisée pour le calcul

a) soit une branche supérieure inclinée, avec une limite de déformation égale à  $\varepsilon_{ud}$  et une contrainte maximale ( $k f_{yk} / \gamma_s$ ) pour  $\varepsilon_{uk}$ , avec  $k = (f_t / f_y)_k$ . Un extrait du ► Tableau C.1-ANB est repris ci-dessous

Forme du produit	Armatures		
	A	B	C
Classe de ductilité			
Limite caractéristique d'élasticité $f_{yk}$ ou $f_{0,2k}$ (MPa)	400 à 500		
Valeur de $k = (f_t / f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ < 1,35
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale, $\varepsilon_{uk}$ (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

b) soit une branche supérieure horizontale, sans nécessité de vérifier la limite de déformation.

- ► Fig. 3.5 Les contraintes dans la section de béton sont réparties comme illustré à la Figure 6.1a, Figure 6.1b et Figure 6.1c.
- ► 6.1(3) Pour les sections qui ne sont pas totalement comprimées, la déformation relative en compression du béton doit être limitée à  $\varepsilon_{cu2} = \varepsilon_{cu3} = 0,0035$  selon le diagramme contrainte-déformation utilisé (voir Figure 6.1a et Figure 6.1b et Figure 6.1c).
- ► Fig. 6.1 et ► 6.1(5) Pour les sections en compression axiale pure, la déformation relative moyenne en compression du béton doit être limitée à 0,002 (voir Figure 6.3).
- Pour les situations intermédiaires entre ces deux conditions, le profil de déformation est défini en supposant que la déformation est de 0,002 au 3/7ème de la hauteur de la section (voir Figure 6.3).

Figure 6.1a Distribution des contraintes selon un diagramme rectangulaire ► Fig. 3.5

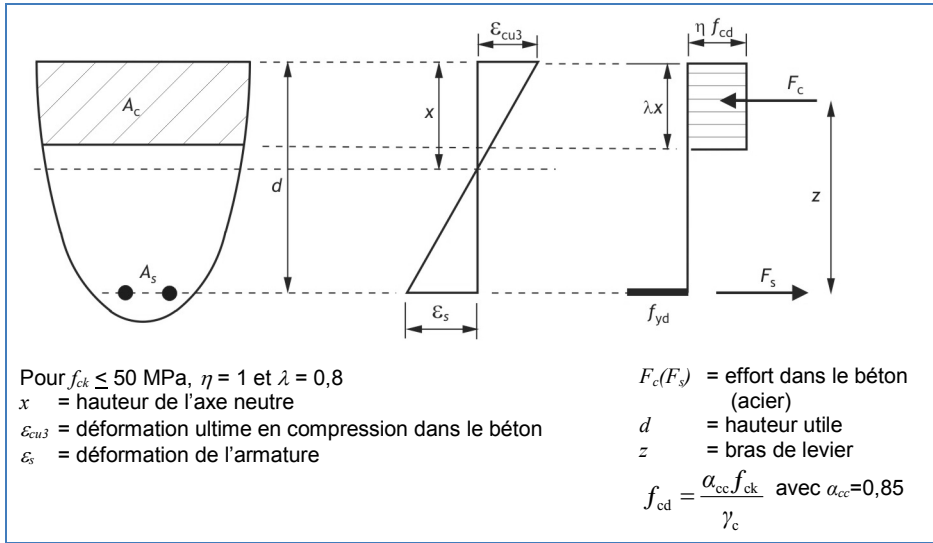


Figure 6.1b Distribution des contraintes selon un diagramme parabole-rectangle ► Fig. 3.5

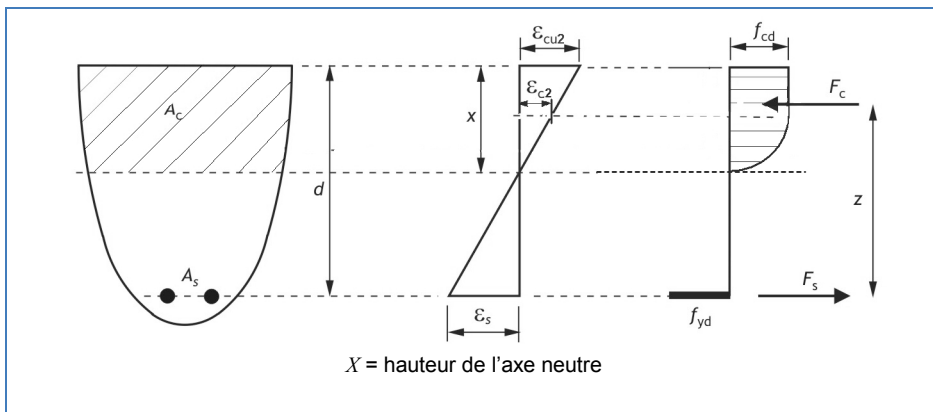




Figure 6.1c Diagramme parabole-rectangle pour le béton comprimé ► Fig. 3.3

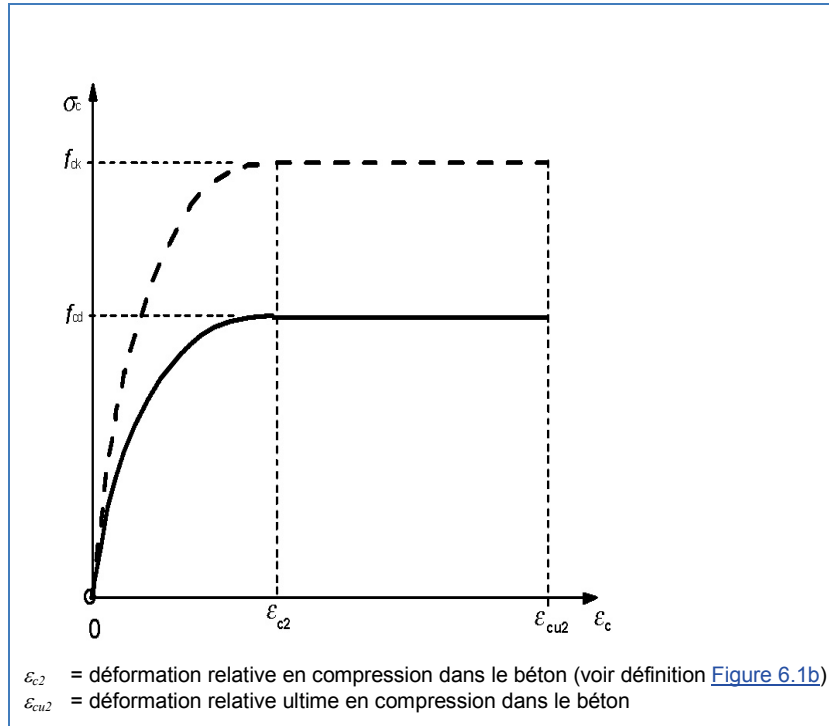


Figure 6.2 : Diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul pour les aciers de béton armé (tendus ou comprimés) ► Fig. 3.8

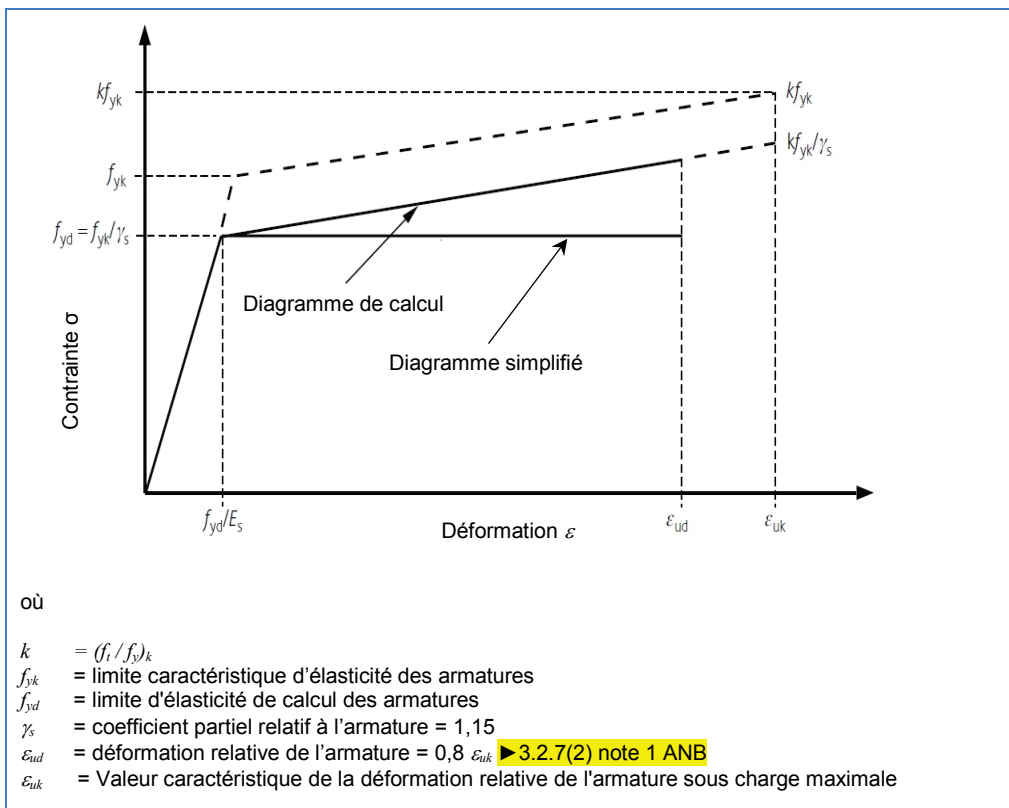
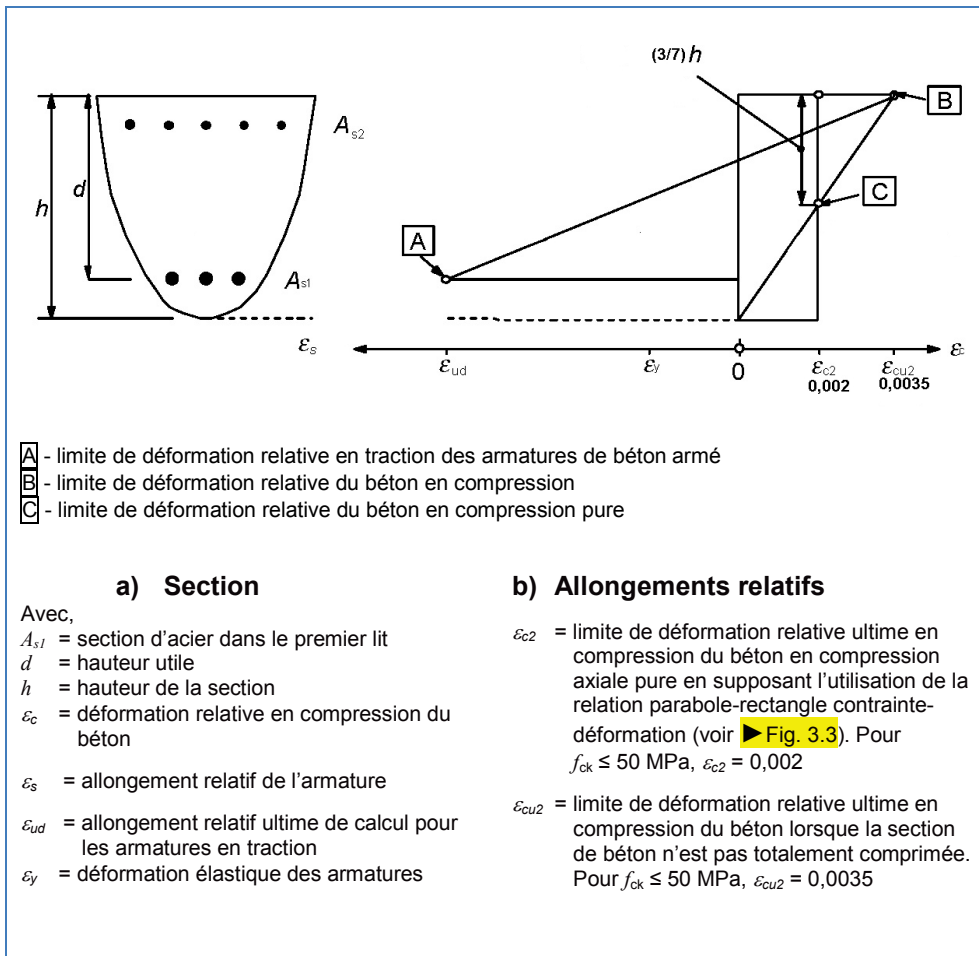


Figure 6.3 Distributions possibles des déformations relatives à l'état limite ultime ► Fig. 6.1



## 7. Effort tranchant

### 7.1. Généralités

#### 7.1.1. Définitions

► **6.2.1(1)** Pour la vérification de la résistance à l'effort tranchant, on définit :

$V_{Rd,c}$  = effort tranchant résistant de calcul de l'élément en l'absence d'armatures d'effort tranchant

$V_{Rd,s}$  = effort tranchant de calcul de l'élément pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité

$V_{Rd,max}$  = la valeur de calcul de l'effort tranchant maximal pouvant être repris par l'élément avant l'écrasement des bielles de compression.

La valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant est noté  $V_{Ed}$ .

#### 7.1.2. Exigences relatives aux armatures d'effort tranchant

Si  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ , aucune armature d'effort tranchant n'est requise par le calcul. Toutefois, il convient de prévoir des armatures d'effort tranchant minimales (voir [Section 10.4](#)) :

► **6.2.1(4)**

Ce ferrailage minimal peut être omis :

- dans les éléments tels que les dalles (pleines, nervurées ou alvéolées) lorsqu'une redistribution transversale des charges est possible.
- dans les éléments secondaires (linteaux de portée  $\leq 2$  m par exemple) qui ne contribuent pas de manière significative à la résistance et à la stabilité d'ensemble de la structure.

Si  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ , des armatures d'effort tranchant sont exigées, de sorte que  $V_{Rd,s} > V_{Ed}$ . Il faut également vérifier que la résistance des bielles comprimées n'est pas dépassée, c'est-à-dire :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

#### 7.1.3. Charges uniformément réparties

► **6.2.1(8)** Dans les éléments soumis principalement à des charges uniformément réparties, ce qui suit s'applique :

- L'effort tranchant calculé sur appui ne doit pas excéder  $V_{Rd,max}$ .
- Il convient de calculer les armatures d'effort tranchant requises à une distance  $d$  du nu de l'appui et de les maintenir jusqu'à l'appui.

#### 7.1.4. Armatures tendues longitudinales

► **6.2.1(7), 9.2.1.3(2) et 6.2.3(7)** Il convient que les armatures tendues longitudinales soient capables de résister à l'effort de traction supplémentaire généré par l'effort tranchant (voir [Section 12.2.2](#)).

### 7.2. Résistance des éléments en l'absence d'armatures d'effort tranchant

► **6.2.2(1) & ANB** L'effort tranchant résistant des éléments en l'absence d'armatures d'effort tranchant peut être calculé comme suit :

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} \cdot b_w d \geq 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} \cdot b_w d$$

où

$f_{ck}$  en MPa

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (d \text{ en mm ; voir [Tableau 7.1](#))}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

 $V_{Rd,c}$  en N

où

$A_{sl}$  = aire d'armatures tendues prolongée au moins sur une longueur  $l_{bd} + d$  au-delà de la section considérée (voir [Figure 7.1](#))

où

$l_{bd}$  = longueur d'ancrage de calcul

$b_w$  = plus petite largeur de section droite dans la zone tendue (mm)

Alternativement

$V_{Rd,c} = b_w d v_{Rd,c}$  avec  $v_{Rd,c}$  disponible dans le [Tableau 7.1](#)

► **6.2.2(1) ANB** Pour les dalles appuyées sur leurs bords, on peut multiplier  $V_{Rd,c}$  et sa limite inférieure par le facteur 1,25.

► **6.2.2(6)** Lorsque des charges sont appliquées sur la face supérieure des éléments à une distance  $a_v$  du nu de l'appui telle que  $0,5d \leq a_v \leq 2d$  (voir [Figure 7.2](#)) (ou du centre de l'appareil d'appui s'il est souple), la contribution de cette charge à  $V_{Ed}$  peut être minorée en lui appliquant un coefficient  $\beta = a_v/2d$ .

Cette réduction peut être appliquée pour la vérification de  $V_{Rd,c}$  dont l'expression est donnée ci-dessus. Ceci n'est valable que si les armatures longitudinales sont totalement ancrées au droit de l'appui.

Pour  $a_v \leq 0,5d$ , il convient de prendre la valeur  $a_v = 0,5d$ .

Pour la valeur de  $V_{Ed}$  calculée sans appliquer le facteur de réduction  $\beta$ , il convient de satisfaire la condition suivante pour éviter l'écrasement des bielles:

$$V_{Ed} \leq 0,5b_w d v f_{cd} \quad \text{où } v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ avec } f_{ck} \text{ en MPa}$$

Tableau 7.1 Effort tranchant résistant en l'absence d'armatures d'effort tranchant,  $v_{Rd,c}$  ( $N/mm^2$ )

$\rho_l$	Hauteur utile $d$ (mm)										
	$\leq 200$	225	250	275	300	350	400	450	500	600	750
0,25 %	0,54	0,52	0,50	0,48	0,47	0,45	0,43	0,41	0,40	0,38	0,36
0,50 %	0,59	0,57	0,56	0,55	0,54	0,52	0,51	0,49	0,48	0,47	0,45
0,75 %	0,68	0,66	0,64	0,63	0,62	0,59	0,58	0,56	0,55	0,53	0,51
1,00 %	0,75	0,72	0,71	0,69	0,68	0,65	0,64	0,62	0,61	0,59	0,57
1,25 %	0,80	0,78	0,76	0,74	0,73	0,71	0,69	0,67	0,66	0,63	0,61
1,50 %	0,85	0,83	0,81	0,79	0,78	0,75	0,73	0,71	0,70	0,67	0,65
1,75 %	0,90	0,87	0,85	0,83	0,82	0,79	0,77	0,75	0,73	0,71	0,68
$\geq 2,00$ %	0,94	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,80	0,78	0,77	0,74	0,71
$k$	2,000	1,943	1,894	1,853	1,816	1,756	1,707	1,667	1,632	1,577	1,516

**Notes**

Tableau créé pour  $f_{ck} = 30$  MPa

Pour  $\rho_l \geq 0,4$  % et

$f_{ck} = 25$  MPa, appliquer un coefficient de 0,94       $f_{ck} = 45$  MPa, appliquer un coefficient de 1,14

$f_{ck} = 35$  MPa, appliquer un coefficient de 1,05       $f_{ck} = 50$  MPa, appliquer un coefficient de 1,19

$f_{ck} = 40$  MPa, appliquer un coefficient de 1,10      Non applicable pour  $f_{ck} > 50$  MPa

Figure 7.1 Définition de  $A_{sl}$  ► Fig. 6.3

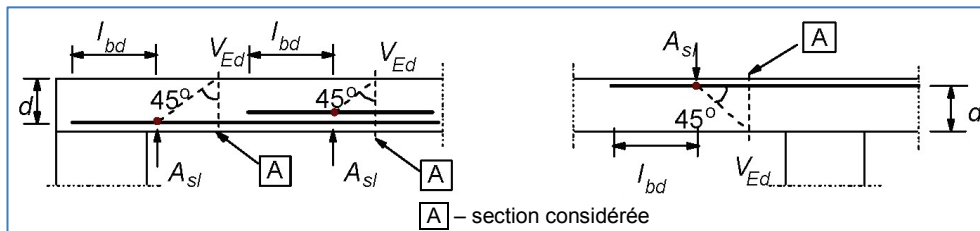
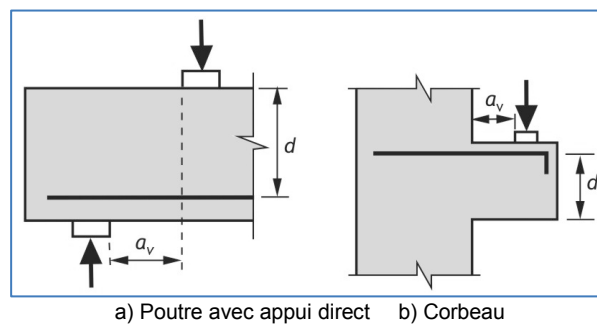


Figure 7.2 : Charges appliquées au voisinage des appuis ► Fig. 6.4



### 7.3. Résistance des éléments nécessitant des armatures d'effort tranchant

#### 7.3.1. Base

► 6.2.3(1) Le calcul se base sur le modèle calcul plastique en treillis (Figure 7.3) dont une forme simplifiée est donnée à la Figure 7.4.

Figure 7.3 Modèle de treillis et notations dans le cas d'éléments comportant des armatures d'effort tranchant **► Fig. 6.5**

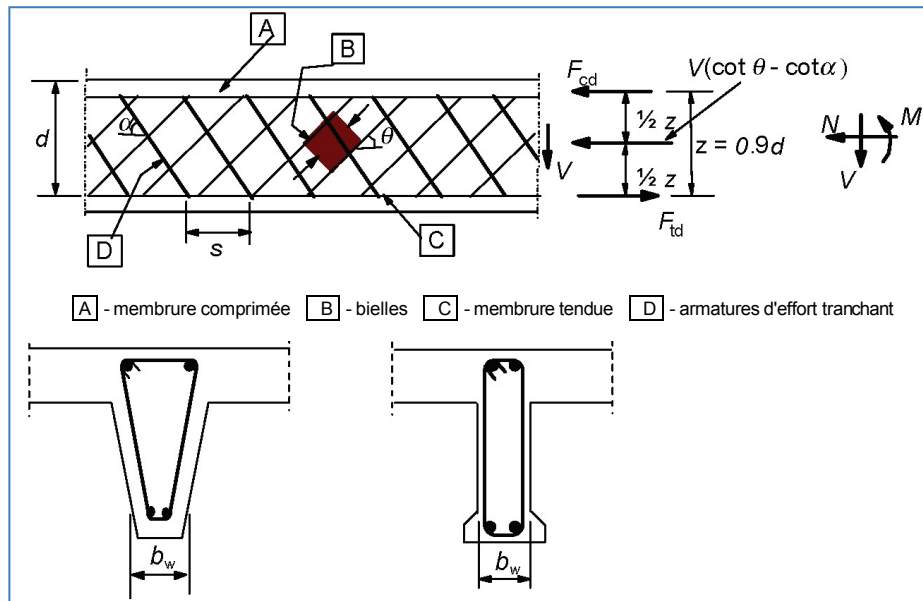
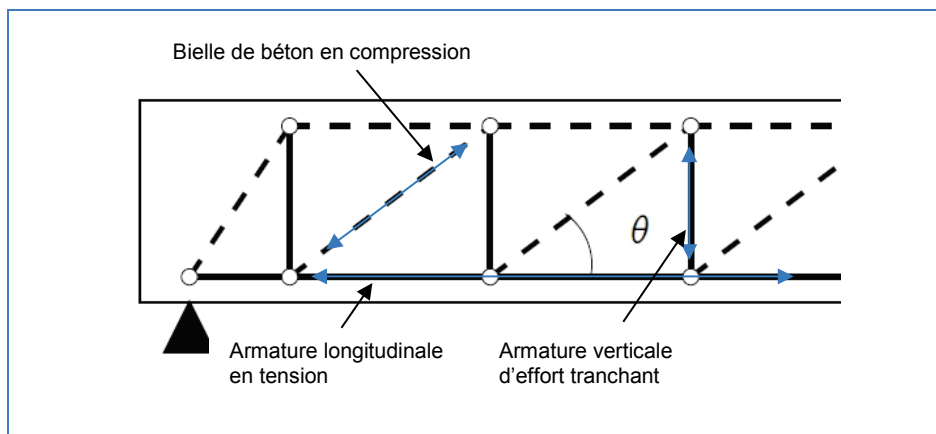


Figure 7.4 angle variable de la bielle



### 7.3.2. Vérification de la capacité de résistance à l'effort tranchant

La capacité de résistance à l'effort tranchant est limitée par la résistance en compression des bielles, il faut donc s'assurer que :

**► Exp. (6.9) ► Exp. (6.14) & ANB**

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

où

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w z v f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$$

dans le cas d'étriers verticaux, et

$$V_{Rd,max} = b_w z v f_{cd} \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta}$$

dans le cas d'étriers inclinés

où **► 6.2.3(3) & ANB**

$z$  = bras de levier : une valeur approximative de  $0,9d$  peut généralement être utilisée **► 6.2.3(1)**

$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$  = coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré en cisaillement

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{avec } \alpha_{cc} = 1,0 \quad \text{avec } f_{ck} \text{ en MPa}$$

$\theta$  = angle d'inclinaison de la bielle, de sorte que  $\cot\theta$  soit compris entre 1,0 et 2,0. La valeur optimale de  $\cot\theta$  peut être obtenue en remplaçant  $V_{Rd,max}$  par  $V_{Ed}$

$\alpha$  = angle d'inclinaison des étriers avec l'axe longitudinal. Pour les cadres verticaux  $\cot\alpha = 0$ .

Dans la plupart des cas pratiques dans lesquels on utilise des cadres verticaux, on peut réaliser ces vérifications en termes de contraintes à l'aide du [Tableau 7.2](#). Il faut vérifier l'inégalité :

$$v_{Ed,z} \leq v_{Rd,max}$$

où

$$v_{Ed,z} = \frac{V_{Ed}}{b_w z} = \frac{V_{Ed}}{b_w 0,9d} \quad \text{la contrainte de cisaillement sollicitante, et}$$

$$v_{Rd,max} = \frac{V_{Rd,max}}{b_w z} = \frac{V_{Rd,max}}{b_w 0,9d} \quad \text{dont les valeurs sont indiquées au [Tableau 7.2](#)}$$

Si  $v_{Ed,z} \leq$  la valeur de  $v_{Rd,max}$  pour  $\cot\theta = 2$ , alors  $\theta = 26,6^\circ$  et  $\cot\theta = 2$

Si  $v_{Ed,z} >$  la valeur de  $v_{Rd,max}$  pour  $\cot\theta = 1,0$ , alors la section doit être redimensionnée

Si  $v_{Ed,z}$  est compris entre les valeurs pour  $\cot\theta = 2$  et  $\cot\theta = 1,0$ , alors  $\theta$  et  $\cot\theta$  doivent être calculés au moyen de l'équation de  $V_{Rd,max}$ , mais en remplaçant  $V_{Rd,max}$  par  $V_{Ed}$

Les valeurs de  $v_{Rd,max}$  peuvent être interpolées à partir du [Tableau 7.2](#)

Tableau 7.2 Capacité des bielles de béton exprimée comme une contrainte,  $v_{Rd,max}$

$f_{ck}$	$v_{Rd,max}$ (MPa)						$v$
	$\theta = 26,57^\circ$ <b>cot<math>\theta = 2</math></b>	29,05°	32,01°	35,54°	39,81°	45°	
<b>20</b>	2,94	3,12	3,31	3,48	3,62	3,68	<b>0,552</b>
<b>25</b>	3,60	3,82	4,04	4,26	4,43	4,50	<b>0,540</b>
<b>30</b>	4,22	4,48	4,75	4,99	5,19	5,28	<b>0,528</b>
<b>35</b>	4,82	5,11	5,41	5,69	5,92	6,02	<b>0,516</b>
<b>40</b>	5,38	5,71	6,04	6,36	6,61	6,72	<b>0,504</b>
<b>45</b>	5,90	6,27	6,63	6,98	7,26	7,38	<b>0,492</b>
<b>50</b>	6,40	6,79	7,19	7,57	7,87	8,00	<b>0,480</b>

**Note**  
Le tableau a été élaboré à partir de l'EN 1992-1-1 en supposant la présence de cadres verticaux, c'est-à-dire  $\cot\alpha = 0$ .

### 7.3.3. Armatures d'effort tranchant nécessaire, $A_{sw}/s$

La section des armatures d'effort tranchant doit être dimensionnée pour vérifier la condition :

► **Exp. (6.13)**

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \geq V_{Ed}$$

où

► 6.2.3

$A_{sw}$  = aire de la section des armatures d'effort tranchant (Pour  $A_{sw,min}$  voir [Section 10.4.1](#))

$s$  = espacement des cadres et des étriers

$z$  = bras de levier (une valeur approximative de  $0,9d$  peut généralement être utilisée)

$f_{ywd}$  =  $f_{yk}/\gamma_s$  = limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant

$\alpha$  = angle des cadres par rapport à l'axe longitudinal de l'élément

Pour les cadres verticaux,  $\cot\alpha = 0$  et  $\sin\alpha = 1,0$  ( $\alpha = 90^\circ$ )

► Exp. (6.8)

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot\theta} \quad \text{ou} \quad \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{v_{Ed,z} b_w}{f_{ywd} \cot\theta}$$

### 7.3.4. Efforts de traction supplémentaires

L'effort de traction supplémentaire généré par l'inclinaison des bielles dans les armatures longitudinales vaut :

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot\theta - \cot\alpha) \quad \text{► Exp. (6.18)}$$

► 9.2.1.3(2) Cet effort de traction supplémentaire donne lieu à la règle de 'décalage' pour l'épure d'arrêt des armatures (voir [Section 12.2.2](#)).

### 7.3.5. Éléments avec des charges appliquées sur la face supérieure à proximité des appuis

► 6.2.3(8) Lorsque des charges sont appliquées sur la face supérieure de l'élément, à une distance  $a_v$  du nu de l'appui telle que  $0,5d < a_v < 2,0d$ , la contribution de cette charge à l'effort tranchant agissant  $V_{Ed}$  peut être minorée par un facteur  $\beta = a_v/2d$

Il convient d'appliquer la réduction par  $\beta$  pour le seul calcul des armatures d'effort tranchant. Cette réduction est uniquement valable lorsque les armatures longitudinales sont complètement ancrées au droit de l'appui.

Pour l'effort tranchant  $V_{Ed}$  ainsi calculé, il convient de satisfaire la condition :

$$A_{sw} f_{ywd} \geq \frac{V_{Ed}}{\sin\alpha}$$

où

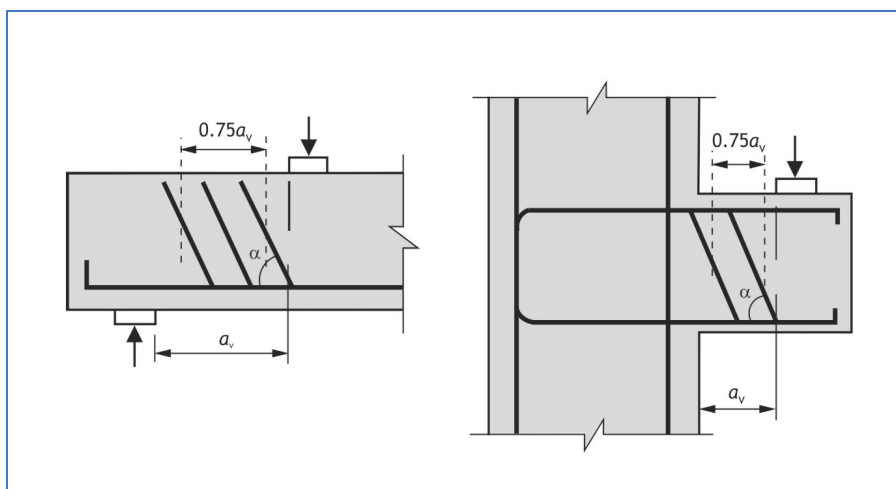
$A_{sw}$  = section d'armatures d'effort tranchant dans la partie centrale, sur une longueur de 75 % de  $a_v$  (voir [Figure 7.5](#)).

Pour la valeur de  $V_{Ed}$  calculée sans appliquer le facteur de réduction  $\beta$ , il convient de satisfaire la condition pour éviter l'écrasement des bielles:

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v f_{cd} \quad \text{où} \quad v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad \text{avec } f_{ck} \text{ en MPa}$$



Figure 7.5 Armatures d'effort tranchant dans des travées courtes, avec bielle de transmission directe ► Fig. 6.6



### 7.3.6. Éléments avec des charges appliquées en partie inférieure de l'élément

► 6.2.1(9) Lorsqu'une charge est appliquée en partie inférieure d'une section, il convient, en plus des armatures requises pour reprendre l'effort tranchant, de prévoir des armatures verticales suffisantes pour transmettre la charge à la partie supérieure de la section.



## 8. Poinçonnement

### 8.1. Généralités

#### 8.1.1. Bases de calcul

► 6.4.1 Le poinçonnement résulte d'une charge concentrée appliquée à une aire relativement petite d'une dalle ou, plus couramment, de la réaction d'une colonne sur une dalle. Les contraintes qui en résultent sont vérifiées le long de contours de contrôle définis autour de l'aire chargée.

► 6.4.2(1) L'effort de poinçonnement agit sur une aire  $u_i d$ , où  $u$  est la longueur d'un contour et  $d$  est la hauteur utile de la dalle prise comme la moyenne des hauteurs utiles des armatures dans deux directions orthogonales.

#### 8.1.2. Procédure de calcul

Le long du contour de la colonne ou de l'aire chargée :

- Il convient de s'assurer de ne pas dépasser la valeur maximale de la résistance au poinçonnement, c'est-à-dire  $v_{Ed} < v_{Rd,max}$  (dans le cas contraire, il faut modifier les dimensions ; voir [Section 8.6](#)).

► 6.4.3(2) & AC Le long des contours de contrôle successifs :

- Il convient de déterminer si des armatures de poinçonnement sont requises, c'est-à-dire si  $v_{Ed} > v_{Rd,c}$ .
- Au besoin, il convient de prévoir des armatures de sorte que  $v_{Ed} \leq v_{Rd,cs}$  (voir [Section 8.5](#)).

où

$v_{Ed}$  = ► 6.4.3(3) valeur de calcul de la contrainte de poinçonnement appliquée. L'effort de poinçonnement utilisé lors de la vérification doit être l'effort effectif, tenant compte de tout moment fléchissant transmis dans la dalle (voir Sections [8.2](#) et [8.3](#))

$v_{Rd,max}$  = ► 6.4.3(1) valeur de calcul de la résistance maximale au poinçonnement, exprimée sous la forme d'une contrainte (voir [Section 8.6](#) et [Tableau 7.2](#))

$v_{Rd,c}$  = ► 6.4.4(1) valeur de calcul de la résistance au poinçonnement de la dalle en l'absence d'armatures de poinçonnement, exprimée sous la forme d'une contrainte (voir [Section 8.4](#))

$v_{Rd,cs}$  = ► 6.4.5(1) valeur de calcul de la résistance au poinçonnement de la dalle avec armatures de poinçonnement, exprimée sous la forme d'une contrainte (voir [Section 8.5](#))

### 8.2. Contrainte de poinçonnement

#### 8.2.1. Généralités

► 6.4.3(3) La contrainte de poinçonnement appliquée  $v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d}$

où

$d$  = hauteur utile moyenne

$u_i$  = périmètre du contour de contrôle considéré (voir [Section 8.3](#))

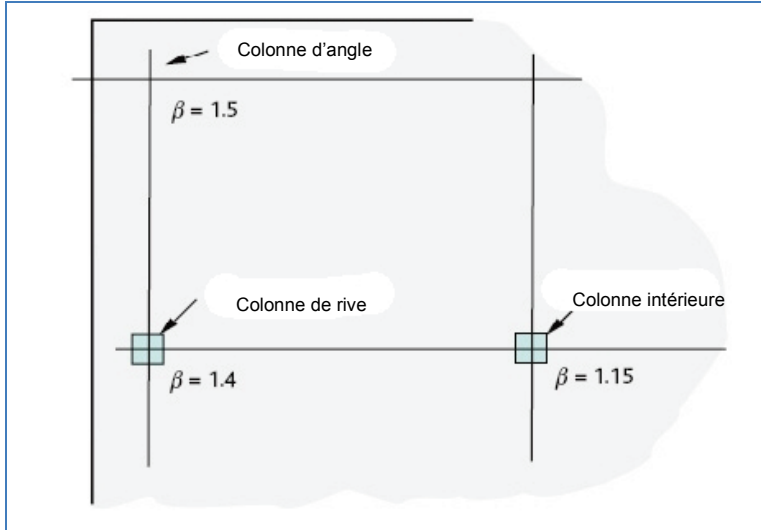
$V_{Ed}$  = effort de poinçonnement agissant

$\beta$  = coefficient relatif à l'excentricité

### 8.2.2. Valeur de $\beta$ (valeurs forfaitaires placées du côté de la sécurité)

► 6.4.3(6) Pour les structures contreventées, où les longueurs des travées adjacentes ne diffèrent pas de plus de 25 %, les valeurs de  $\beta$  illustrées à la [Figure 8.1](#) peuvent être utilisées.

Figure 8.1 Valeurs recommandées pour  $\beta$  ► Fig. 6.21N & ANB



### 8.2.3. Valeur de $\beta$ (obtenue par calcul)

► 6.4.3(3) A la place des valeurs forfaitaires recommandées à la [Section 8.2.2](#), les valeurs de  $\beta$  peuvent être obtenues à l'aide des méthodes suivantes.

#### 8.2.3.1 Colonnes intérieures

- a) Pour des colonnes intérieures rectangulaires, lorsque la charge est excentrée par rapport à l'axe

$$\beta = 1 + \frac{k M_{Ed} u_1}{V_{Ed} W_1} \quad \text{► Exp. (6.39)}$$

où

- $k$  = coefficient qui dépend du rapport des dimensions  $c_1$  et  $c_2$  de la colonne comme illustré à la [Figure 8.2](#) (voir [Tableau 8.1](#))
- $M_{Ed}$  = moment de calcul total
- $u_1$  = périmètre du contour de contrôle de référence (voir [Figure 8.3](#))
- $W_1$  = correspond à une répartition des contraintes de cisaillement comme illustré à la [Figure 8.2](#) et qui est fonction de  $u_1$

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl \quad \text{► Exp. (6.40) & AC}$$

où

- $|e|$  = valeur absolue de la distance de  $dl$  à l'axe autour duquel  $M_{Ed}$  agit
- $dl$  = longueur élémentaire du contour

Pour une colonne rectangulaire,

$$W_1 = c_1^2/2 + c_1 c_2 + 4 c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1$$

Figure 8.2 Répartition des contraintes de cisailement dues à un moment non équilibré à la jonction entre une dalle et une colonne intérieure ► Fig. 6.19

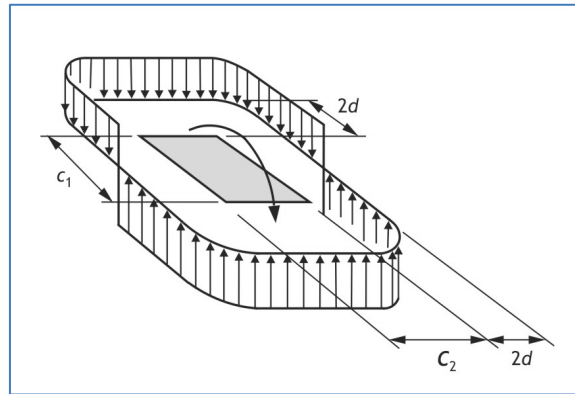


Tableau 8.1 Valeurs de k pour les aires chargées rectangulaires ► Tab. 6.1

$c_1/c_2$	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

- b) Pour les colonnes intérieures rectangulaires lorsque la charge est excentrée dans les deux directions :

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad \text{► Exp. (6.43)}$$

où

$e_y$  et  $e_z = M_{Ed}/V_{Ed}$  suivant l'axe y et l'axe z respectivement

$b_y$  et  $b_z =$  dimensions du contour de contrôle (voir Figure 8.3)

- c) Pour les colonnes circulaires intérieures :

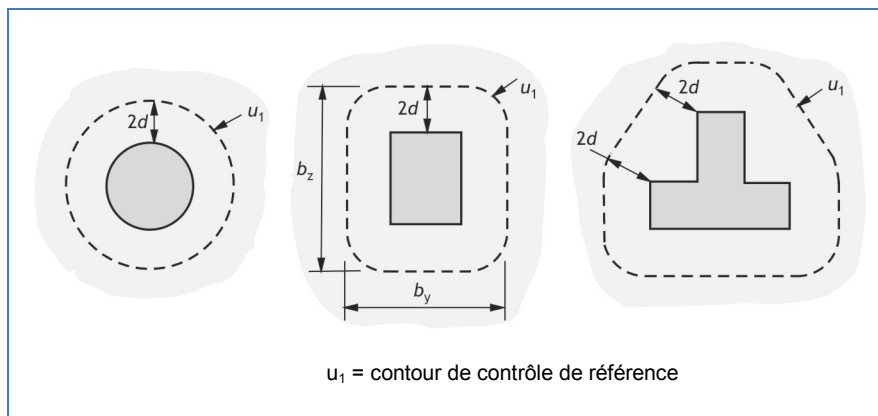
$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d} \quad \text{► Exp. (6.42)}$$

où

$D =$  diamètre de la colonne circulaire

$e = M_{Ed}/V_{Ed}$

Figure 8.3 Contours de contrôle de référence types autour d'aires chargées ► Fig. 6.13



### 8.2.3.2 Colonnes de rive

#### ► 6.4.3(4)

- a) Pour les colonnes de rive, lorsque l'excentricité est perpendiculaire au bord de la dalle et est dirigée vers l'intérieur,  $\beta = u_1/u_{1*}$

où

$u_1$  = contour de contrôle de référence (voir [Figure 8.4](#))

$u_{1*}$  = contour de contrôle réduit (voir [Figure 8.5](#))

- b) Pour les colonnes de rive, avec une excentricité dans les deux directions dirigée vers l'intérieur du bord de la dalle

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{\text{par}}$$

► Exp. (6.44)

où

$k$  = coefficient qui dépend du rapport des dimensions de la colonne  $c_1$  et  $c_2$  comme illustré à la [Figure 8.5](#) (voir [Tableau 8.2](#))

$e_{\text{par}}$  = excentricité parallèle au bord de la dalle résultant d'un moment autour d'un axe perpendiculaire au bord de la dalle

$$W_1 = c_2^2/4 + c_1 c_2 + 4c_1 d + 8d^2 + \pi d c_2$$

► Exp. (6.45)

où

$c_1$  et  $c_2$  sont conformes à la [Figure 8.5](#)

Figure 8.4 Contours de contrôle de référence pour des aires chargées au voisinage d'un bord ou d'un angle ► [Fig. 6.15](#)

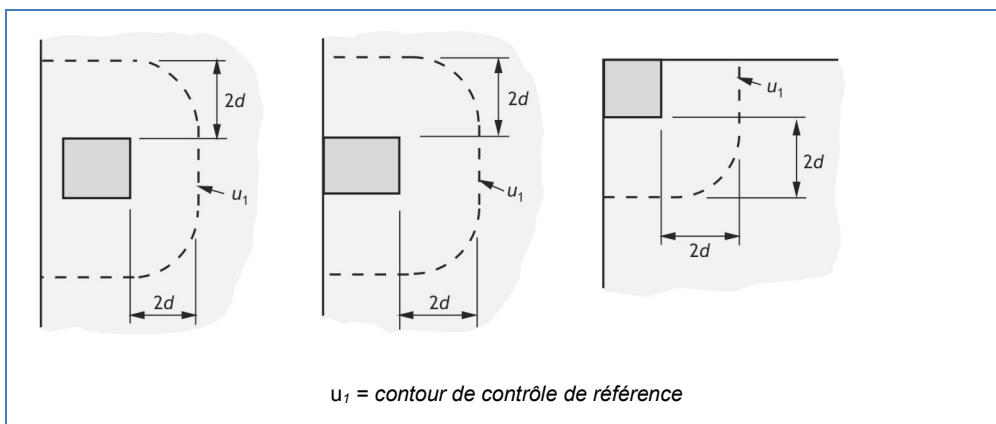


Figure 8.5 Périmètre du contour de contrôle de référence réduit  $u_1^*$  ► Fig. 6.20

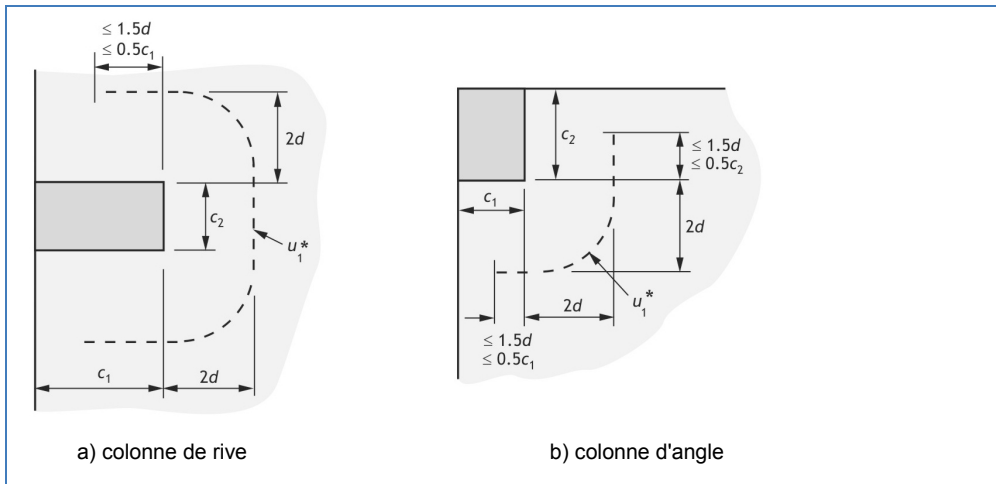


Tableau 8.2 Valeurs de  $k$  pour les aires chargées rectangulaires au bord des dalles et soumises à un chargement excentré selon les deux directions orthogonales

$c_1/(2c_2)^*$	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
$k$	0,45	0,60	0,70	0,80
<b>Note</b>				
* diffère du <a href="#">Tableau 8.1</a>				

### 8.2.3.3 Colonnes d'angle

#### ► 6.4.3(5)

Pour les colonnes d'angle avec une excentricité vers l'intérieur de la dalle

$$\beta = u_1/u_1^* \quad \text{► Exp. (6.46)}$$

où

$u_1$  = contour de contrôle de référence (voir [Figure 8.4](#))

$u_1^*$  = contour de contrôle de référence réduit (voir [Figure 8.5](#))

### 8.2.3.4 Colonnes périphériques avec une excentricité extérieure à la dalle

#### ► 6.4.3(4) et 6.4.3(5)

Pour les colonnes de rive et d'angle, avec une excentricité extérieure à la dalle, l'expression

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed} u_1}{V_{Ed} W_1} \quad \text{► Exp. (6.39)}$$

s'applique comme pour les colonnes intérieures ci-dessus. Toutefois, la distance  $e$  est mesurée depuis la ligne moyenne du contour de contrôle.

## 8.3. Contours de contrôle

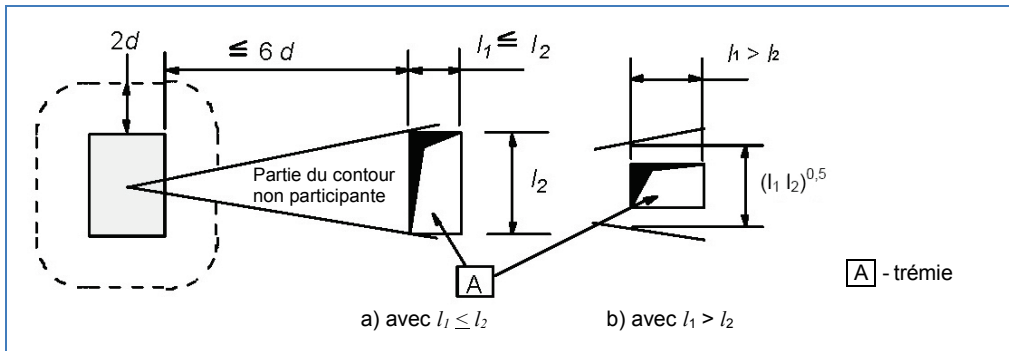
### 8.3.1. Contour de contrôle de référence $u_1$ (colonnes intérieures)

► 6.4.2(1) Le contour de contrôle de référence  $u_1$  peut être considéré comme situé à une distance de  $2,0d$  de la face de l'aire chargée, tracé de manière à minimiser sa longueur. Quelques exemples sont illustrés à la [Figure 8.3](#).

### 8.3.2. Trémies

► 6.4.2(3) Lorsque des trémies sont prévues dans la dalle, à une distance inférieure à  $6d$  du contour de l'aire chargée, une partie du contour de contrôle sera considérée comme non participante, comme illustré à la [Figure 8.6](#).

Figure 8.6 Contour de contrôle au voisinage d'une trémie ► Fig. 6.14



### 8.3.3. Colonnes périphériques

► 6.4.2(4) Pour les colonnes de rive ou d'angle (ou des aires chargées), le contour de contrôle de référence  $u_1$  illustré à la [Figure 8.4](#) peut être utilisé pour les charges centrées. Ce contour ne peut pas être supérieur au contour obtenu pour les colonnes intérieures à l'aide de la [Figure 8.3](#) (voir [Section 8.3.1](#)).

Lorsque l'excentricité des charges est dirigée vers l'intérieur de la dalle, le contour de contrôle réduit,  $u_{1*}$  illustré à la [Figure 8.5](#) doit être utilisé comme indiqué dans les [Sections 8.2.3.2](#) et [8.2.3.3](#).

### 8.3.4. Chapiteaux

► 6.4.2(8) Lorsque des chapiteaux sont prévus, il faut faire la distinction entre les cas où  $l_H > 2h_H$  et où  $l_H < 2h_H$

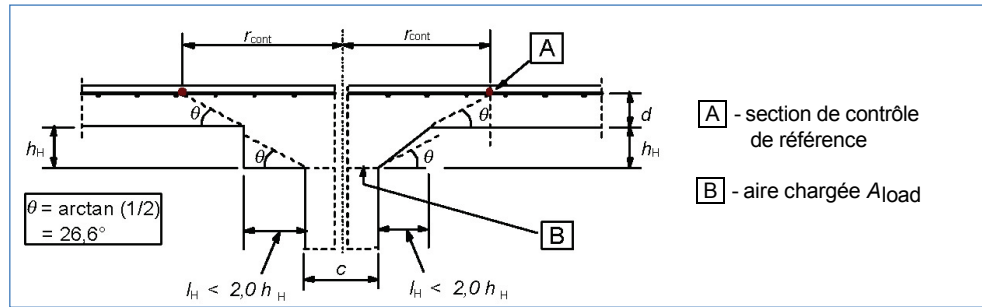
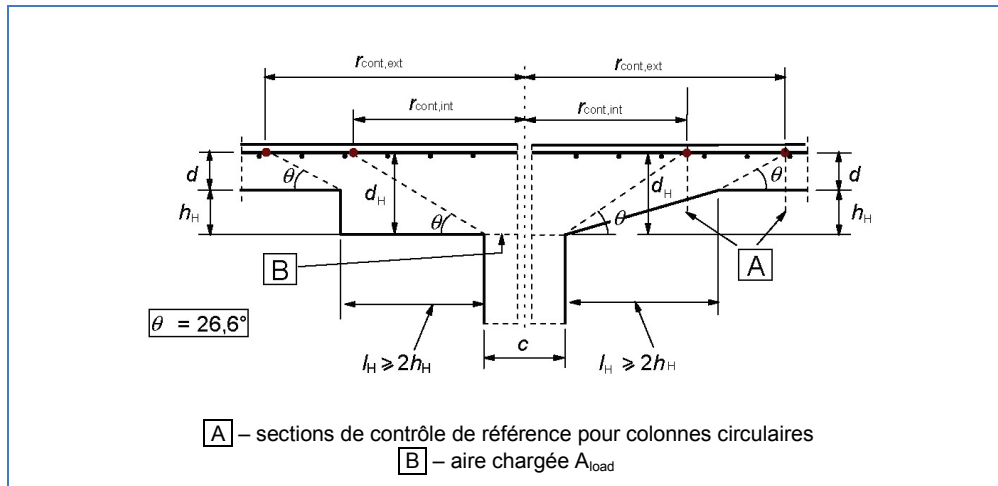
où

$l_H$  = débord du chapiteau par rapport à la colonne

$h_H$  = hauteur du chapiteau sous l'intrados de la dalle

Si  $l_H < 2h_H$ , le poinçonnement doit être vérifié uniquement dans la section de contrôle en dehors du chapiteau (voir [Figure 8.8](#)). Si  $l_H \geq 2h_H$ , les sections critiques du chapiteau et de la dalle doivent toutes deux être vérifiées (voir [Figure 8.9](#)).



Figure 8.8 Dalle sur chapiteau,  $l_H < 2,0 h_H$  ► Fig. 6.17Figure 8.9 Dalle sur chapiteau,  $l_H \geq 2 h_H$  ► AC Fig. 6.18

#### 8.4. Résistance au poinçonnement en l'absence d'armatures de poinçonnement

► 6.4.4 La section de contrôle de référence  $u_1$  doit être vérifiée pour déterminer si des armatures d'effort tranchant sont requises, c'est-à-dire si la contrainte de cisaillement appliquée,  $v_{Ed}$ , dépasse la valeur de calcul de la résistance au poinçonnement  $v_{Rd,c}$  (voir Section 7, [Tableau 7.1](#)).

► Exp. (6.47) & ANB

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} \geq v_{min}$$

où

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (d \text{ en mm})$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} \leq 0,02$$

où

$\rho_y$  et  $\rho_z$  = ratios moyens des armatures longitudinales tendues dans chaque direction sur une largeur égale à la dimension de colonne augmentée de  $3d$  de chaque côté.

$$v_{min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}}$$

#### 8.5. Résistance au poinçonnement avec armatures d'effort tranchant

► 6.4.5 Pour n'importe quel contour où la contrainte de cisaillement appliquée  $v_{Ed}$  dépasse  $v_{Rd,c}$ , des armatures de poinçonnement doivent être prévues pour obtenir la résistance nécessaire, à l'aide de la relation suivante.

## ► Exp. (6.52)

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} \frac{A_{sw}}{u_1 d} f_{ywd,ef} \sin\alpha$$

où

- $A_{sw}$  = aire d'un cours d'armatures de poinçonnement sur un périmètre autour de la colonne (pour  $A_{sw,min}$  voir [Section 10.4.2](#))  
 $s_r$  = espacement radial entre deux cours successifs d'armatures de poinçonnement  
 $f_{ywd,ef}$  = résistance de calcul effective des armatures ( $250 + 0,25d \leq f_{ywd}$ ) (en MPa)  
 $d$  = hauteur utile moyenne dans les deux directions orthogonales (en mm)  
 $u_1$  = périmètre du contour de contrôle de référence (voir [Figure 8.3](#))  
 $\sin\alpha$  = sinus de l'angle des armatures de poinçonnement avec le plan de la dalle (1,0 pour des armatures de poinçonnement verticales)

Dans le cas d'armatures de poinçonnement verticales  $A_{sw}$  peut être obtenue au moyen de l'expression :

$$A_{sw} = \left( \frac{v_{Ed} - 0,75v_{Rd,c}}{1,5f_{ywd,ef}} \right) s_r u_1$$

**8.6. Résistance au poinçonnement au voisinage des colonnes**

► **6.4.5(3) ANB** Le long du périmètre,  $u_0$ , situé au nu de la colonne, la contrainte de poinçonnement doit être vérifiée pour s'assurer que

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max}$$

où

- $\beta$  = coefficient relatif à l'excentricité (voir [Section 8.2](#))  
 $V_{Ed}$  = effort tranchant agissant  
 $d$  = hauteur utile moyenne  
 $u_0$  =  $2(c_1 + c_2)$  pour colonnes intérieures  
 =  $c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$  pour colonnes de rive  
 =  $3d \leq c_2 + c_1$  pour colonnes d'angle

où

- $c_1$  = hauteur de la section de la colonne (pour les colonnes de rive, mesurée perpendiculairement au bord libre)  
 $c_2$  = largeur de colonne telle qu'indiquée à la [Figure 8.5](#)

$$v_{Rd,max} = 0,5 v_{cd}$$

où

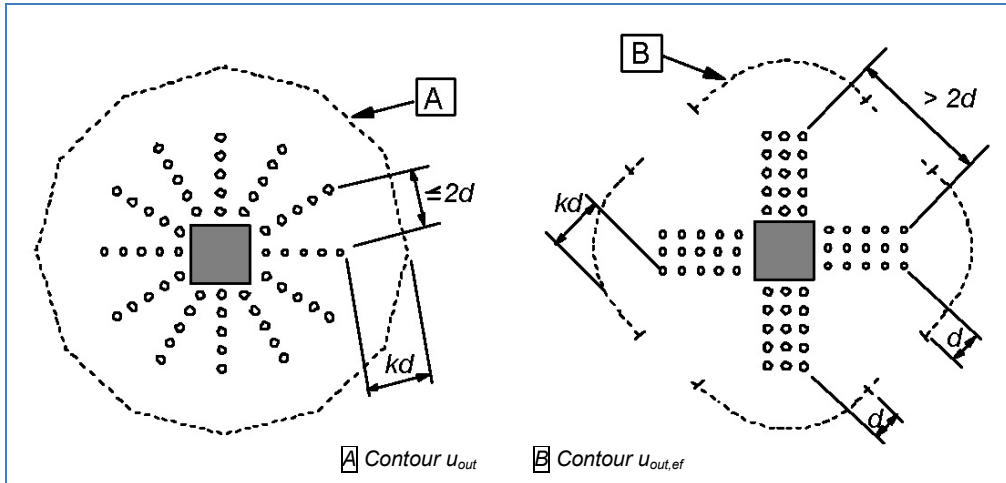
$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (f_{ck} \text{ en MPa})$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{avec } \alpha_{cc} = 1,0$$

**8.7. Contour de contrôle où les armatures de poinçonnement ne sont plus requises,  $u_{out}$** 

► **6.4.5(4) & ANB** Les armatures d'effort tranchant ne sont pas requises au-delà du contour où la contrainte de cisaillement due au poinçonnement effectif ne dépasse pas  $v_{Rd,c}$ . La file périphérique des armatures de poinçonnement doit être placée à une distance inférieure ou égale à  $1,5d$  du contour au-delà duquel les armatures ne sont plus requises. Voir Figures [8.10](#), [12.5](#) et [12.6](#).

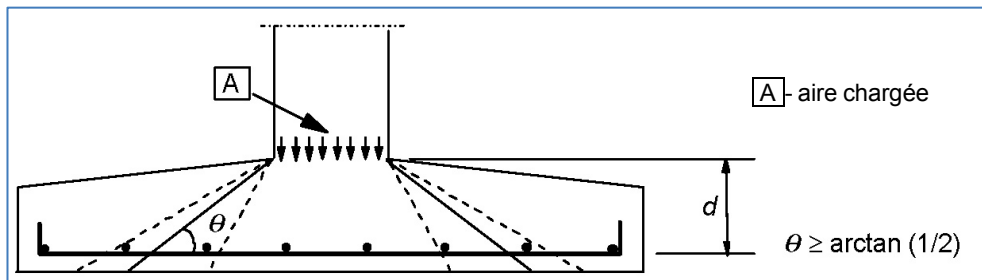
Figure 8.10 Contours de contrôle pour les colonnes intérieures ► Fig. 6.22



### 8.8. Résistance au poinçonnement des semelles de fondation

► 6.4.2(6) En plus de la vérification le long du contour de contrôle de référence situé à  $2d$  du nu de la colonne, il convient également de vérifier la résistance au poinçonnement des périmètres situés dans le contour de référence. Si la profondeur de la semelle varie, la hauteur utile de la semelle peut être supposée être celle le long du contour de l'aire chargée. Voir Figure 8.11.

Figure 8.11 Hauteur de la section de contrôle dans le cas d'une semelle d'épaisseur variable ► Fig 6.16



► 6.4.4(2) Les calculs peuvent se baser sur une force réduite

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad \text{► Exp. (6.48)}$$

où

$V_{Ed}$  = charge de la colonne

$\Delta V_{Ed}$  = valeur nette de la force de réaction verticale à l'intérieur du contour considéré, c'est-à-dire la réaction du sol moins le poids propre de la fondation.

Lorsqu'une colonne transmet une charge axiale  $V_{Ed}$  et un moment  $M_{Ed}$ , la contrainte de poinçonnement est donnée par l'Expression suivante :

► Exp. (6.51)

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left( 1 + k \frac{M_{Ed}u}{V_{Ed,red}W} \right)$$

où

$u$  = contour considéré

$k$  = coefficient qui dépend du rapport des dimensions de la colonne illustré à la Figure 8.2 et les valeurs pour les colonnes intérieures du Tableau 8.1

$W$  =  $W_1$  décrit à la Section 8.2.3 ci-dessus mais pour le contour  $u$

La résistance au poinçonnement  $v_{Rd,c}$  et la valeur minimale de la résistance  $v_{min}$  donnée à la [Section 8.4](#) peuvent être augmentées pour les semelles de colonnes en multipliant les Expressions par  $2d/a$ , où  $a$  est la distance du contour considéré depuis la périphérie de la colonne.

## 9. Torsion

### 9.1. Généralités

► **6.3.1(1) et (2)** La résistance en torsion doit être vérifiée dans les éléments dont l'équilibre statique dépend de la résistance en torsion. Lorsque, dans les structures hyperstatiques, les sollicitations de torsion sont issues de considérations de compatibilité de déformations et que la stabilité de la structure n'est pas déterminée par la résistance en torsion, il suffit normalement de suivre les dispositions constructives et de prévoir un ferrailage minimal pour éviter une fissuration excessive, sans considérer explicitement les sollicitations de torsion à l'état limite ultime.

► **6.3.1(3)** Dans l'Eurocode 2, la résistance en torsion est calculée en modélisant toutes les sections comme des sections à parois minces fermées équivalentes. Les sections complexes, comme les sections en T, peuvent être décomposées en sections élémentaires, la résistance en torsion de l'ensemble étant prise égale à la somme des résistances des sections élémentaires.

► **6.3.2(2)** La même inclinaison de bielle  $\theta$  doit être utilisée pour dimensionner l'armature d'effort tranchant et de torsion. Les limites de  $\cot\theta$  notées à la [Section 7](#) pour le cisaillement s'appliquent également à la torsion.

### 9.2. Résistances en torsion

La résistance en torsion maximale d'une section est

► **Exp. (6.30)**

$$T_{Rd,max} = 2v f_{cd} A_k t_{ef,i} \sin\theta \cos\theta$$

où

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (f_{ck} \text{ en MPa}) \quad \text{► Exp. (6.6N)}$$

► **6.3.2(1)**

$A_k$  = aire intérieure au feuillet moyen des parois, partie creuse intérieure comprise (voir [Figure 9.1](#))

$t_{ef,i}$  = épaisseur de la paroi fictive (voir [Figure 9.1](#)). Elle peut être prise égale à  $A/u$  mais il convient qu'elle ne soit pas inférieure à deux fois la distance entre le bord (parement extérieur de l'élément) et l'axe des armatures longitudinales. Pour les sections creuses, cette épaisseur doit être inférieure à l'épaisseur réelle

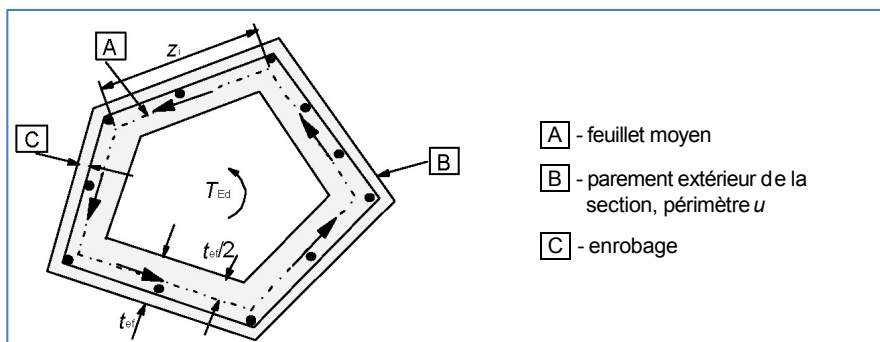
$A$  = aire totale de la section délimitée par le périmètre extérieur, partie creuse comprise

$\theta$  = angle des bielles de compression

$u$  = périmètre extérieur de la section

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{avec } \alpha_{cc} = 1,0$$

Figure 9.1 Notations utilisées dans la [Section 9](#) ► [Fig. 6.11](#)



La résistance en torsion d'une section rectangulaire pleine avec armatures de torsion placées sur la périphérie extérieure  $T_{Rd,max}$  peut être déterminée à partir de l'expression générale :

$$T_{Rd,max} = 2v f_{cd} k_2 b^3 \sin\theta \cos\theta$$

où

$k_2$  = coefficient pris dans le [Tableau 9.1](#)  
établi simplement sur base des expressions  $A_k=(b-t)(h-t)$  et  $t=bh/(2b+2h)$   
 $b$  = largeur de la section ( $< h$ , profondeur de la section)

Tableau 9.1 Valeurs de  $k_2$

$h/b$	1	2	3	4
$k_2$	0,141	0,370	0,615	0,864

L'aire des cadres fermés nécessaire à la reprise du moment de torsion est donnée par :

► [ENV 1992-1-1 : Exp.\(4.43\)](#) <sup>[13]</sup>

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k f_{ywd} \cot\theta}$$

où

$A_{sw}$  = aire d'un cadre d'armature  
 $f_{ywd}$  = valeur de calcul de la limite élastique des cadres  
 $s$  = espacement longitudinal des cadres

Des armatures longitudinales supplémentaires réparties autour de la périphérie de la section doivent être prévues. L'aire de ces armatures doit être déterminée à l'aide de l'expression suivante :

► [Exp. \(6.28\)](#)

$$\sum A_{sl} = \frac{T_{Ed} u_k \cot\theta}{2A_k f_{yd}}$$

où

$T_{Ed}$  = valeur de calcul du moment de torsion  
 $f_{yd}$  = valeur de calcul de la limite élastique des armatures longitudinales  $A_{sl}$   
 $u_k$  = périmètre de l'aire  $A_k$

En supposant que  $f_{yd} = f_{ywd}$

### 9.3. Combinaison de torsion et d'effort tranchant

Dans les sections pleines, la relation suivante doit être satisfaite :

► [Exp. \(6.29\)](#)

$$\left( \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right) + \left( \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right) \leq 1,0$$

où

$T_{Rd,max} = 2v f_{cd} A_k t_{ef,i} \sin\theta \cos\theta$  comme à la [Section 9.2.](#)

$V_{Rd,max} = b_w z v f_{cd} \frac{\cot\theta + \tan\alpha}{1 + \cot^2\theta}$  comme dans la [Section 7.3.2.](#)

## 10. Aptitude au service

### 10.1. Introduction

► 7.1(1) Les états-limites de service couramment considérés sont :

- La limitation des contraintes.
- La maîtrise de la fissuration.
- La limitation des flèches.

► 7.2(1) La contrainte de compression dans le béton doit être limitée afin d'éviter les fissures longitudinales, les micro-fissures ou encore des niveaux élevés de fluage, lorsque ceux-ci pourraient avoir des effets inacceptables pour le fonctionnement de la structure.

► 7.2(2) & ANB Des fissures longitudinales peuvent apparaître si le niveau de contrainte sous la combinaison caractéristique de charges excède une valeur critique. Une telle fissuration peut conduire à une réduction de la durabilité. En l'absence d'autres dispositions telles que augmentation de l'enrobage des armatures dans la zone comprimée ou confinement au moyen d'armatures transversales, il peut être pertinent de limiter les contraintes de compression à une valeur  $0,5f_{ck}$  dans les parties exposées à des environnements correspondant aux classes d'exposition XD, XF et XS et  $0,6f_{ck}$  dans les autres classes.

Si, sous charges quasi-permanentes, la contrainte dans le béton est inférieure à  $0,45f_{ck}$ , on peut admettre que le fluage est linéaire. Si la contrainte dans le béton excède cette limite, il convient de considérer un fluage non-linéaire

On peut considérer qu'un niveau de fissuration ou de déformation inacceptable est évité si, sous la combinaison caractéristique de charges, la contrainte de traction dans les armatures n'excède pas  $0,8f_{yk}$ . Lorsque la contrainte est provoquée par une déformation imposée, il convient de limiter la contrainte de traction à  $f_{yk}$ .

La fissuration et la flèche peuvent être vérifiées soit en suivant des procédures de calcul, soit en observant les règles relatives aux diamètres de barres et d'espacement des barres, ainsi que les rapports portée/hauteur utile. La présente publication n'aborde pas les méthodes de calcul explicite de ces états-limites.

### 10.2. Maîtrise de la fissuration

Les fissures peuvent être limitées à des ouvertures acceptables en prenant les mesures suivantes :

- Prévoir une quantité minimale d'armatures, de sorte que les armatures ne se plastifient pas dès la formation de la première fissure (voir [Section 10.3](#)).
- ► 7.3.3(2) Si les déformations gênées sont la cause principale de la fissuration, limiter le diamètre des armatures comme illustré dans le [Tableau 10.1](#). Dans ce cas, n'importe quel niveau de contrainte de l'acier peut être choisi, mais la valeur choisie doit alors être utilisée dans le calcul de  $A_{s,min}$  et le diamètre des armatures doit être limité comme indiqué.
- Si les charges extérieures sont la cause principale de la fissuration, limiter le diamètre des armatures comme indiqué dans le [Tableau 10.1](#) ou limiter l'espacement des armatures comme indiqué dans le [Tableau 10.2](#).

Si l'on utilise un de ces tableaux, la contrainte de l'acier doit être calculée sur la base d'une section fissurée dans la combinaison d'actions correspondante.

► 7.3.1(5) & ANB En l'absence d'exigences spécifiques (étanchéité à l'eau, par exemple), la valeur limite de l'ouverture calculée des fissures  $w_{max}$  dans les éléments en béton armé peut être limitée à 0,3 mm dans toutes les classes d'exposition dans des combinaisons

quasi-permanentes de charges. Pour les classes d'exposition X0 et XC1 et la classe d'environnement E1, l'ouverture des fissures n'a pas d'incidence sur la durabilité et une limite de 0,4 mm peut être adoptée pour garantir un aspect acceptable. En l'absence d'exigences spécifiques relatives à l'aspect, cette limite peut être traitée de manière moins stricte pour les classes d'exposition X0 et XC1 et d'environnement E1.

► 7.3.3(1) Dans le cas des dalles en béton armé ou précontraint dans les bâtiments, sollicitées à la flexion sans traction axiale significative, aucune disposition particulière n'est nécessaire pour la maîtrise de la fissuration lorsque l'épaisseur totale de la dalle n'excède pas 200 mm et que les dispositions de la Section 12.3 sont respectées.

Tableau 10.1 Diamètre maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration ► Tab. 7.2N

Contrainte de l'acier (MPa)	Dimension maximale des barres (mm) pour des ouvertures de fissures de		
	0,4 mm	0,3 mm	0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	—

**Note** : voir Note 1 du Tableau 7.2N de l'EN 1992-1-1 pour les paramètres utilisés pour élaborer le Tableau. Il est notamment supposé que  $c_{nom} = 25$  mm et que  $f_{ct,eff} (= f_{ctm}) = 2,9$  MPa

Tableau 10.2 Espacement maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration ► Tab. 7.3N

Contrainte de l'acier (MPa)	Espacement maximal des barres (mm) pour des ouvertures de fissures de		
	0,4 mm	0,3 mm	0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—

**Note** : voir Note 1 du Tableau 7.2N de l'EN 1992-1-1 pour les paramètres utilisés pour élaborer le Tableau. Il est notamment supposé que  $c_{nom} = 25$  mm et que  $f_{ct,eff} (= f_{ctm}) = 2,9$  MPa

### 10.3. Aire minimale d'armatures des barres principales

► 7.3.2 Si la maîtrise de la fissuration est requise, l'aire minimale d'armatures dans les zones tendues doit être calculée pour chaque partie de la section (membrures, âme, etc.) en utilisant l'expression suivante :

► Exp. (7.1)

$$A_{s,min} = k_c k \frac{f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s}$$

où

$k_c$  = coefficient qui tient compte de la répartition des contraintes dans la section immédiatement avant la fissuration et de la modification du bras de levier résultant de la fissuration

= 1,0 en traction pure et 0,4 en flexion pure



- $k$  = coefficient qui tient compte de l'effet des contraintes non uniformes auto-équilibrées, conduisant à une réduction des efforts dus aux déformations gênées  
 = 1,0 pour les hauteurs d'âme ou largeurs de membrures  $\leq 300$  mm et  $k = 0,65$  lorsque ces dimensions excèdent 800 mm. Des valeurs intermédiaires peuvent être obtenues par interpolation
- $f_{ct,eff}$  = valeur moyenne de la résistance en traction du béton à l'âge correspondant au moment où les premières fissures sont supposées apparaître.  
 $f_{ct,eff} = f_{ctm}$  (voir [Tableau 3.1](#))
- $A_{ct}$  = aire de la section droite de béton tendu. La zone de béton tendue est la partie de la section dont le calcul montre qu'elle est tendue juste avant la formation de la première fissure.
- $\sigma_s$  = valeur absolue de la contrainte maximale admise dans les armatures immédiatement après la formation de la fissure. La valeur doit être choisie en tenant compte des limites pour le diamètre des barres ou leur espacement indiqué dans les Tableaux [10.1](#) et [10.2](#).

Voir également [Section 12.2.1](#).

## 10.4. Aire minimale d'armatures d'effort tranchant

### 10.4.1. Poutres

► [9.2.2\(5\)](#) & ANB L'aire minimale d'armatures d'effort tranchant  $A_{sw,min}$  dans les poutres doit être calculée au moyen de l'expression suivante :

$$\frac{A_{sw,min}}{s_b \sin \alpha} \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \text{► Exp.(9.4) et (9.5N) \& ANB}$$

où

- $s$  = espacement longitudinal des armatures d'effort tranchant  
 $b_w$  = largeur de l'âme de l'élément  
 $\alpha$  = angle entre les armatures d'effort tranchant et l'axe longitudinal de l'élément. Pour les étriers verticaux  $\sin \alpha = 1,0$ .

### 10.4.2. Planchers-dalles

► [9.4.3\(2\)](#) Dans les dalles nécessitant des armatures de poinçonnement, l'aire minimale d'un brin vertical d'armature,  $A_{sw,min}$  doit respecter la condition :

$$\frac{A_{sw,min}}{s_r s_t} (1,5 \sin \alpha + \cos \alpha) \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

où

- $s_r$  et  $s_t$  = espacement des armatures d'effort tranchant dans les directions radiales et tangentielles respectivement (voir [Figure 12.5](#))

## 10.5. Limitation des flèches

### 10.5.1. Généralités

► [7.4.2\(1\)](#) La flèche des structures de bâtiment en béton armé sera généralement acceptable si les poutres et dalles sont dimensionnées en limitant le rapport de leur portée sur leur hauteur utile.

### 10.5.2. Rapports portée/hauteur utiles de référence

► [7.4.2](#) Les rapports portée/hauteur utiles de référence sont indiqués dans le [Tableau 10.3](#).

Ce Tableau a été élaboré sur la base de l'hypothèse que la structure sera soumise à ses charges de calcul lorsque le béton aura atteint la résistance de calcul  $f_{ck}$ . Si la structure doit être chargée avant que le béton n'atteigne  $f_{ck}$ , une évaluation plus détaillée devra être réalisée pour tenir compte de la résistance réelle du béton au moment du chargement.

Le [Tableau 10.3](#) est soumis aux conditions d'utilisation suivantes :

► **7.4.2(2)**

- Les valeurs des rapports portée/hauteur utile ont été calculées à l'aide du critère selon lequel, après la construction, la flèche est égale à portée/500 pour les charges quasi-permanentes.
- Les valeurs du Tableau ont été déterminées pour des armatures dont la limite élastique  $f_{yk} = 500$  MPa,  $\sigma_s = 310$  MPa, et pour une classe de béton C30/37 ( $f_{ck} = 30$  MPa).
- Les valeurs des rapports portée/hauteur utile de référence peuvent être calculées au moyen des formules :

► **Exp. (7.16a)**

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} \right) + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{1,5} \right] \text{ si } \rho \leq \rho_0$$

ou ► **Exp. (7.16b)**

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} \right) + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho'}{\rho} \right)^{0,5} \right] \text{ si } \rho > \rho_0$$

où

$l/d$  = valeur limite du rapport portée/hauteur utile

$K$  = coefficient qui tient compte du système structural

$\rho_0$  = ratio d'armatures de référence =  $\frac{\sqrt{f_{ck}}}{1000}$

$\rho$  = ratio d'armatures de traction nécessaire =  $\frac{A_{s,req}}{bd}$ .

Pour des sections en T, le calcul de  $\rho$  doit se baser sur la section de béton située au-dessus de la ligne moyenne de l'acier en traction

$\rho'$  = ratio d'armatures comprimées nécessaire =  $\frac{A_{s2}}{bd}$

- ► **7.4.2(2)** Lorsque l'aire d'acier prévue  $A_{s,prov}$  est supérieure à la section nécessaire déterminée par calcul  $A_{s,req}$ , les valeurs  $l/d$  du Tableau et des deux formules ci-dessus doivent être multipliées par le facteur

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{f_{yk}} \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \leq 1,5 \quad \text{► Exp.(7.17)}$$

où  $\sigma_s$  = contrainte de traction, en MPa de l'acier à mi-portée (ou sur appui au droit d'un encastrement) sous les charges de calcul aux ELS.

- Pour les poutres en T où  $b_{eff}/b_w$  est supérieur à 3, les valeurs  $l/d$  du Tableau et des deux formules ci-dessus doivent être multipliées par 0,8. Pour les valeurs de  $b_{eff}/b_w$  entre 1,0 et 3,0, la valeur de ce facteur peut être obtenue par interpolation linéaire.
- Le rapport portée/hauteur utile s'applique sur la plus courte des portées dans les dalles portant dans deux directions et sur la plus longue des portées dans les planchers-dalles.
- Lorsque des cloisons fragiles, susceptibles d'être endommagées par des flèches excessives, sont appuyées sur une dalle, les valeurs  $l/d$  du Tableau et des deux formules ci-dessus doivent être modifiées comme suit :
  - a) pour les planchers-dalles dont la portée la plus longue est supérieure à 8,5 m, les valeurs du Tableau doivent être multipliées par  $8,5/l_{eff}$  ; et

- b) pour les poutres et autres dalles dont les portées sont supérieures à 7 m, les valeurs du Tableau doivent être multipliées par  $7/l_{\text{eff}}$ .

Tableau 10.3 Rapports de référence portée/hauteur utile,  $l/d$ , pour les éléments en l'absence de compression axiale ► Tab. 7.4N & ANB

Système structural		$K$	Béton fortement sollicité $\rho = 1,5 \%$	Béton faiblement sollicité $\rho = 0,5 \%$
Poutres	Dalles			
Sur appuis simples	Dalles sur appuis simples, portant dans une ou deux directions	1,0	14	20
Travée de rive de poutres continues	Travée de rive de dalles continues portant dans une direction ou dalles continues le long d'un grand côté et portant dans deux directions	1,3	18	26
Travée intermédiaire de poutres continues	Travée intermédiaire de dalles continues	1,5	20	30
N/A	Plancher-dalle (pour la portée la plus longue)	1,2	17	24
Console	Console	0,4	6	8



## 11. Dispositions constructives – Exigences générales

### 11.1. Généralités

► 8.1(1) Ces exigences relatives aux dispositions constructives s'appliquent aux armatures nervurées et aux treillis soudés utilisés dans les structures soumises principalement à un chargement statique.

► 8.9.1(2) Les règles s'appliquent à des barres individuelles et paquets de barres pour lesquels un diamètre équivalent  $\phi_n = \phi \sqrt{n_b}$  doit être utilisé dans les calculs. Dans cette Expression,  $n_b$  est le nombre de barres du paquet. Une valeur de  $n_b$  doit être limitée à 4 dans le cas de barres verticales comprimées et à l'intérieur d'une jonction par recouvrement et à 3 dans tous les autres cas. La valeur  $\phi_n$  doit être inférieure ou égale à 55 mm.

► 8.9.1(3) Les règles relatives à l'espacement des barres s'appliquent, moyennant l'utilisation de diamètre équivalent  $\phi_n$ , la distance libre entre paquets étant mesurée à partir du contour extérieur effectif du paquet. C'est également à partir du contour extérieur effectif du paquet qu'il convient de mesurer l'enrobage. Il convient que celui-ci soit supérieur ou égal à  $\phi_n$ . Il convient de ne pas effectuer de recouvrement pour des paquets constitués de plus de trois barres.

► 8.9.1(4) Lorsque deux barres en contact sont disposées l'une au-dessus de l'autre, et lorsque les conditions d'adhérence sont bonnes, il n'est pas nécessaire de traiter ces barres comme un paquet.

### 11.2. Espacement des barres

► 8.2(1) L'espacement des barres doit permettre une mise en place et un compactage satisfaisants du béton, et ainsi garantir le développement d'une bonne adhérence.

► 8.2(2) & ANB La distance libre entre les barres individuelles et entre les lits horizontaux des barres doit être supérieure à la plus grande des valeurs suivantes : (1 x diamètre de barre), (dimension du plus gros granulat + 5 mm), et 20 mm.

► 8.2(3) Lorsque les barres sont placées en lits horizontaux distincts, il convient de superposer les barres de chaque lit en files verticales en ménageant entre ces files un espace suffisant pour permettre le passage des aiguilles vibrantes et assurer un bon compactage du béton.

### 11.3. Dimensions des mandrins de cintrage pour les barres pliées

► 8.3(1) Le diamètre de courbure minimal des barres doit être tel qu'il évite tout endommagement de l'armature, ainsi que tout écrasement du béton situé dans la partie courbe de celle-ci. Afin d'éviter d'endommager les armatures, les mandrins de cintrage doivent présenter les dimensions suivantes :

► 8.3(2) et Tab. 8.1N & ANB pour les barres

$4\phi$  pour  $\phi \leq 16$  mm  
 $7\phi$  pour  $\phi > 16$  mm

pour les treillis pliés après soudage,

$5\phi$  si la barre transversale soudée se trouve à une distance supérieure à  $3\phi$  de la courbe,  $20\phi$  dans le cas contraire. Le soudage doit être conforme à ISO/FDIS 17660-2 <sup>[14]</sup>.

► 8.3(3) Il n'est pas nécessaire de justifier le diamètre du mandrin de cintrage vis-à-vis de l'écrasement du béton à l'intérieur de la partie courbe si les diamètres de cintrage susmentionnés sont respectés, et :

- L'ancrage nécessaire de la barre ne dépasse pas  $5\phi$  au-delà de l'extrémité de la partie courbe ; et
- La barre n'est pas disposée près de la surface et il existe une barre transversale (d'un diamètre  $\geq \phi$ ) à l'intérieur de la partie courbe.

Dans le cas contraire, le diamètre de mandrin de cintrage minimal  $\phi_m$  suivant doit être utilisé :

$$\phi_m \geq \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \left( \frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right) \quad \blacktriangleright \text{Exp.(8.1)}$$

où

$F_{bt}$  = effort de traction dû aux charges ultimes dans la barre à l'origine de la partie courbe

$a_b$  = moitié de l'entraxe entre les barres (perpendiculairement au plan de la courbure).  
Pour les barres proches du parement de l'élément,  $a_b = \text{enrobage} + \phi/2$

$f_{cd}$  =  $\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$  ► 3.1.6(1) & ANB

où

$\alpha_{cc}$  = 1,0

$f_{ck}$  = résistance caractéristique mesurée sur cylindre

## 11.4. Ancrage des barres

### 11.4.1. Généralités

► 8.4.1 L'ensemble des armatures doit être ancré de manière à assurer une bonne transmission des efforts internes au béton environnant par voie d'adhérence, en évitant toute fissuration ou tout éclatement. Les Figures [11.1](#) et [11.2](#) illustrent les méthodes courantes d'ancrage des barres longitudinales et des cadres.

Figure 11.1 Méthodes d'ancrage autre que le scellement droit ► Fig. 8.1 & AC

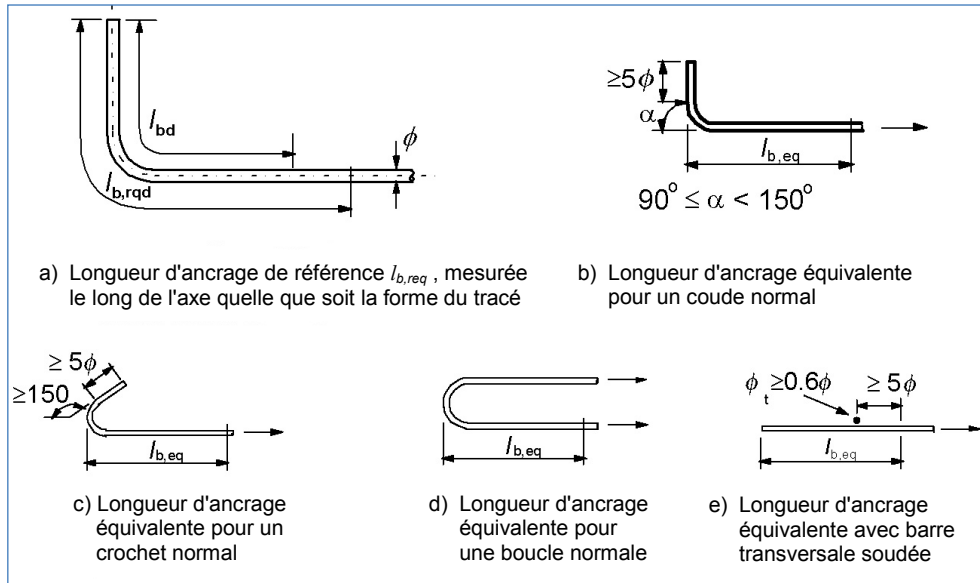
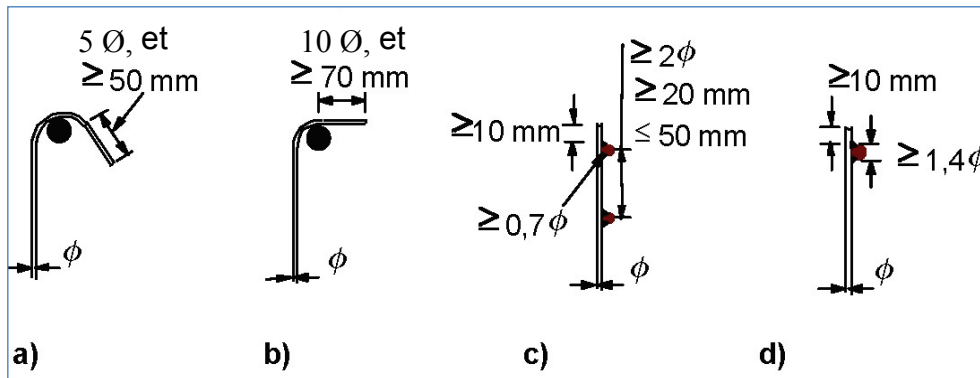


Figure 11.2 Ancrage des armatures transversales ► Fig. 8.5



#### 11.4.2. Longueur d'ancrage de calcul $l_{bd}$

La longueur d'ancrage de calcul  $l_{bd}$  pour la forme illustrée à la [Figure 11.1 a](#)), peut être prise égale à

► 8.4.4(1)

$$l_{bd} = \alpha l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

► Exp.(8.4)

où

$\alpha = 1,0$  pour un calcul simplifié du côté de la sécurité

$\alpha = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5$  pour un calcul plus précis.

où ► 8.4.4(1) et Tab. 8.2

- $\alpha_1 =$  coefficient relatif à la forme de la barre
  - $= 0,7$  pour les barres pliées tendues où  $c_d > 3\varnothing$ , où  $c_d$  est défini à la [Figure 11.3](#)
  - $= 1,0$  dans le cas contraire pour les barres tendues
  - $= 1,0$  pour les barres comprimées
- $\alpha_2 =$  coefficient relatif à l'enrobage de béton
  - $= 1 - 0,15(c_d - \varnothing)/\varnothing \geq 0,7$  pour les barres droites tendues mais  $\leq 1,0$
  - $= 1 - 0,15(c_d - 3\varnothing)/\varnothing \geq 0,7$  pour les barres pliées tendues mais  $\leq 1,0$
  - $= 1,0$  pour les barres comprimées
- $\alpha_3 =$  coefficient relatif au confinement
  - $= 1,0$  généralement

$\alpha_4$  = coefficient relatif à l'influence des barres transversales soudées  
 = 0,7 pour une barre transversale soudée conforme à la [Figure 11.1 e](#))  
 = 1,0 dans le cas contraire

$\alpha_5$  = coefficient relatif à la pression perpendiculaire au plan de fendage  
 = 1,0 généralement

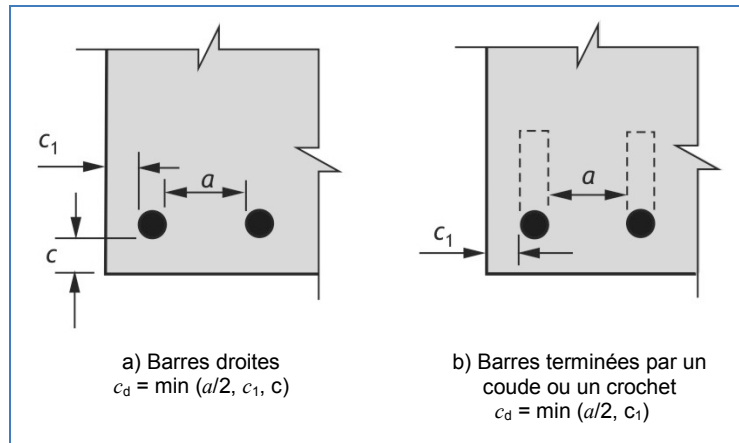
$l_{b,rqd}$  = longueur d'ancrage de référence (voir [Section 11.4.3](#))

$l_{b,min}$  = longueur d'ancrage minimale

=  $\max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$  pour les barres tendues ; et ▶ Exp.(8.6)

=  $\max\{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$  pour les barres comprimées. ▶ Exp.(8.7)

Figure 11.3 Valeurs de  $c_d$  pour les poutres et les dalles ▶ Fig. 8.3



#### 11.4.3. Longueur d'ancrage de référence $l_{b,rqd}$

$l_{b,rqd}$  = longueur d'ancrage de référence requise

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad \text{▶ Exp.(8.3)}$$

où

$\phi$  = diamètre de la barre

$\sigma_{sd}$  = contrainte de calcul dans la barre à l'état-limite ultime

$f_{bd}$  = contrainte ultime d'adhérence (voir [Section 11.5](#))

▶ 8.4.3(3)

Dans le cas des barres pliées, la longueur d'ancrage doit être mesurée le long de l'axe de la barre (voir [Figure 11.1](#) cas a)).

▶ 8.4.4(2)

#### 11.4.4. Longueur d'ancrage équivalente $l_{b,eq}$

À titre de simplification

- Pour les formes illustrées à la [Figure 11.1](#) b) à d), une longueur d'ancrage équivalente  $l_{b,eq}$  peut être utilisée

$$l_{b,eq} = \alpha_1 l_{b,rqd}$$

- Pour la disposition illustrée à la [Figure 11.1](#) e)

$$l_{b,eq} = \alpha_4 l_{b,rqd}$$



## 11.5. Contrainte ultime d'adhérence

### ► 8.4.2(2) La contrainte ultime d'adhérence

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad \text{► Exp.(8.2)}$$

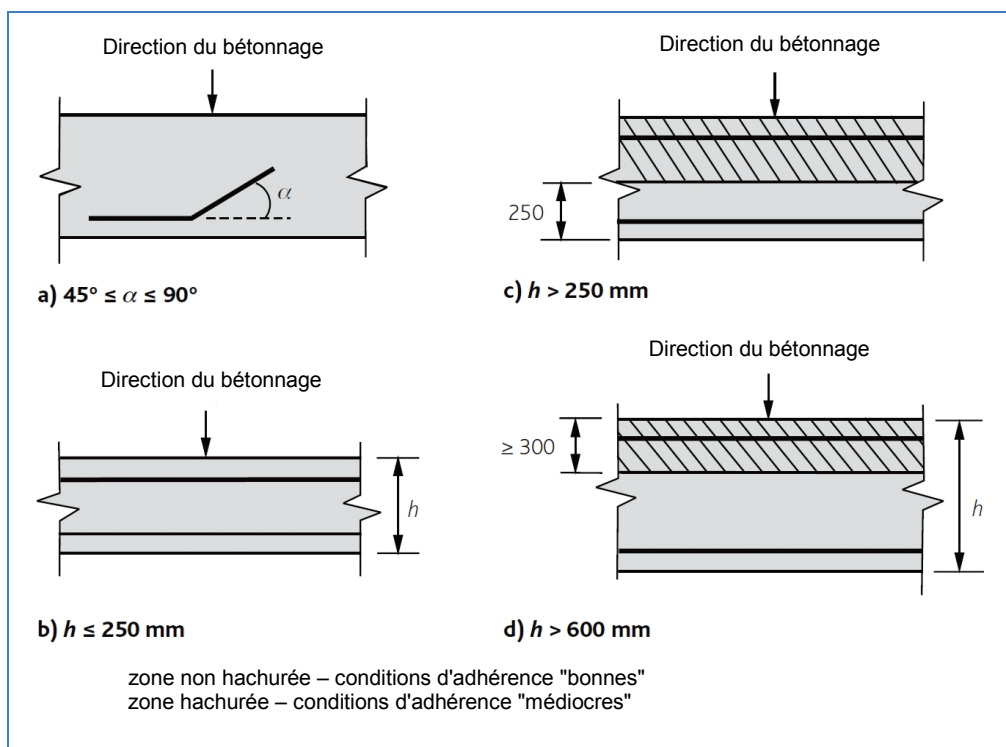
où

$\eta_1 = 1,0$  pour de 'bonnes' conditions d'adhérence (voir [Figure 11.4](#) pour la définition) et  $0,7$  pour toutes les autres conditions (y compris les éléments construits à l'aide de coffrages glissants)

$\eta_2 = 1,0$  pour un diamètre de barre  $\leq 32$  mm et  $(132-\phi)/100$  pour un diamètre de barre  $> 32$  mm.

$f_{ctd} = (\alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c)$  est la valeur de calcul de la résistance en traction en utilisant la valeur  $f_{ctk,0,05}$  prise dans le [Tableau 3.1](#) et  $\alpha_{ct} = 1,0$

Figure 11.4 Illustration des conditions d'adhérence ► Fig. 8.2



## 11.6. Recouvrements

### 11.6.1. Généralités

► 8.7.1(1) Les forces sont transmises d'une barre à l'autre par recouvrement, soudage ou à l'aide de dispositifs mécaniques.

► 8.7.2(2) Il convient de décaler les recouvrements et de ne pas les disposer dans des zones fortement sollicitées.

► 8.7.2(4) Les barres comprimées et les armatures (de répartition) secondaires peuvent comporter un recouvrement dans une même section.

### 11.6.2. Recouvrement des barres

► 8.7.2(3) Les barres ancrées par recouvrement doivent être disposées comme illustré à la [Figure 11.5](#).

La longueur de recouvrement de calcul  $l_0$  peut, pour se placer du côté de la sécurité, être prise égale à :

$$l_0 = \alpha_1, \alpha_6 l_{b, \text{rqd}} \geq l_{0, \text{min}} \quad \blacktriangleright \text{Exp. (8.10)}$$

où

$\alpha_1$  = coefficient relatif à la forme de la barre (voir [Section 11.4.2](#))

$\alpha_6$  = coefficient relatif au % d'armatures recouvertes

$$= \sqrt{\rho_1} / 25 \quad (\text{voir } \text{Tableau 11.1}) \quad \text{avec } 1 \leq \alpha_6 \leq 1,5$$

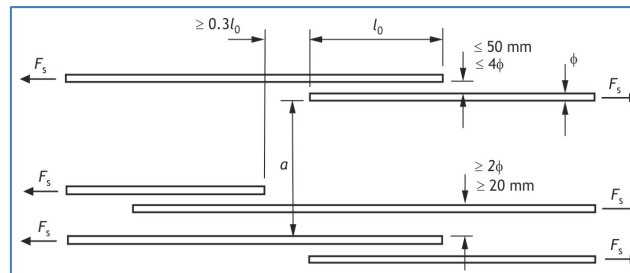
où

$\rho_1$  = proportion d'armatures recouvertes à moins de  $0,65l_0$  de l'axe du recouvrement considéré

Tableau 11.1 Valeurs du coefficient  $\alpha_6$   $\blacktriangleright$  Tab. 8.3

$\rho_1$ , % barres recouvertes par rapport à l'aire de section droite totale	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
$\alpha_6$	1,0	1,15	1,4	1,5

Figure 11.5 Disposition des recouvrements voisins  $\blacktriangleright$  Fig. 8.7



### 11.6.3. Recouvrement des treillis

$\blacktriangleright$  8.7.5.1(1) Les treillis ancrés par recouvrement doivent être disposés comme illustré à la [Figure 11.6](#).

$\blacktriangleright$  8.7.5.1(3) Dans le cas de recouvrement de panneaux dans un même plan, il convient, pour les barres longitudinales principales, de respecter les dispositions de recouvrement énoncées en 8.7.2 et d'ignorer tout effet favorable des barres transversales : ainsi, on adoptera  $\alpha_3 = 1,0$ .

$\blacktriangleright$  8.7.5.1(4) Dans le cas de recouvrement de treillis métalliques dans des plans distincts, il convient, de manière générale, de disposer les recouvrements des armatures principales dans des zones où la contrainte dans l'acier à l'état-limite ultime est inférieure ou égale à 80 % de la résistance de calcul.

$\blacktriangleright$  8.7.5.1(5) Lorsque la condition ci-dessus n'est pas satisfaite, il convient, pour le calcul de la résistance en flexion selon 6.1 ci-dessus, d'adopter, pour la hauteur utile du ferrailage, la valeur relative au lit le plus éloigné de la face tendue. Par ailleurs, lors de la vérification de l'ouverture des fissures à proximité de l'extrémité du recouvrement, il convient, du fait de la discontinuité aux extrémités des recouvrements, de majorer de 25 % la contrainte dans l'acier à utiliser dans les Tableaux [10.1](#) et [10.2](#). ●

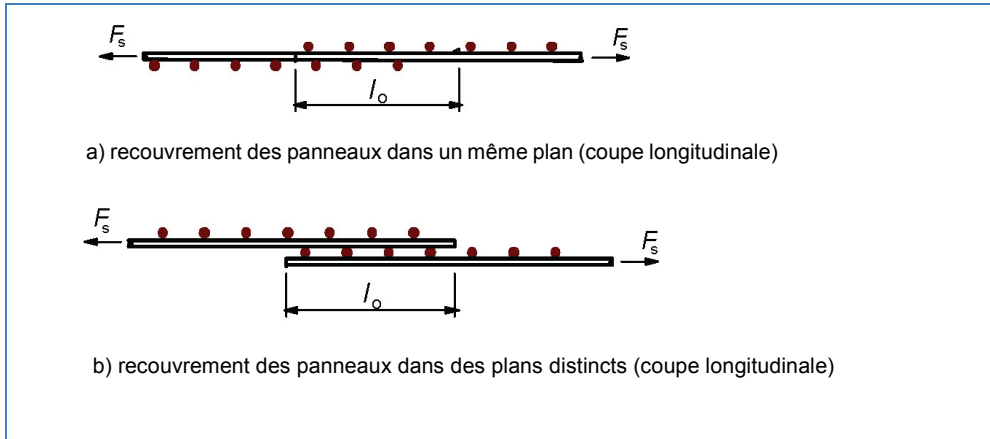
- $\blacktriangleright$  8.7.5.1(6) La proportion admissible de treillis métallique principal pouvant être recouvert dans n'importe quelle section est de 100 % si  $(A_s/s) \leq 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$  (où  $s$  est l'espacement des barres) et 60 % si  $A_s/s > 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$ . Il convient de décaler au minimum de  $1,3l_0$  les jonctions des différents panneaux.
- $\blacktriangleright$  8.7.5.2 Toutes les armatures de répartition peuvent être ancrées par recouvrement dans une même section. La longueur  $l_{0, \text{min}}$  de recouvrement minimale de treillis soudés dans des plans distincts est :  $\blacktriangleright$  8.7.5.1(7) et 8.7.5.2(1)  $\geq 150 \text{ mm}$  pour  $\phi \leq 6 \text{ mm}$

$\geq 250$  mm pour  $6 \text{ mm} < \phi \leq 8,5$  mm

$\geq 350$  mm pour  $8,5 \text{ mm} < \phi \leq 12$  mm

Il doit généralement y avoir au moins deux mailles situées dans la longueur de recouvrement. Ce qui pourrait être réduit à une maille pour  $\phi \leq 6$  mm.

Figure 11.6 Recouvrement des treillis soudés ► Fig. 8.10



#### 11.6.4. Armatures transversales

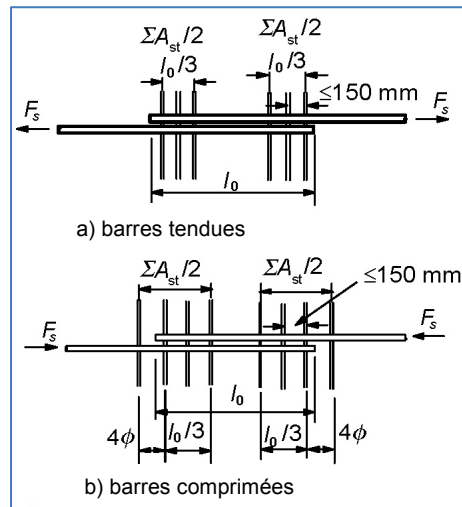
► 8.7.4.1(1) Il convient de prévoir des armatures transversales capables de s'opposer aux efforts transversaux de traction générés dans la zone de recouvrement.

► 8.7.4.1(2) Lorsque le diamètre des barres ancrées par recouvrement est inférieur à 20 mm ou lorsque, dans une section quelconque, la proportion des barres avec recouvrement est inférieure à 25 %, on peut considérer que les étriers et les armatures transversales déjà présentes pour d'autres raisons suffisent.

► 8.7.4.1(3) Lorsque les conditions ci-dessus ne s'appliquent pas, les armatures transversales doivent être prévues comme illustré à la Figure 11.7. Si plus de 50 % des barres sont ancrées par recouvrement dans une section donnée et si l'espacement entre les recouvrements adjacents (dimension comme à la Figure 11.5) est inférieur à  $10\phi$ , il convient d'utiliser comme armatures transversales des cadres, étriers ou épingles ancrés dans le cœur de la section.

► 8.7.4.1(4) La Figure 11.7 indique l'aire totale d'armatures transversales nécessaires dans les zones de recouvrement. La somme des aires des barres transversale  $\Sigma A_{st}$  doit être supérieure à l'aire  $A_s$  de la barre ancrée par recouvrement.

Figure 11.7 Armatures transversales de couture pour les jonctions par recouvrement ► Fig. 8.9

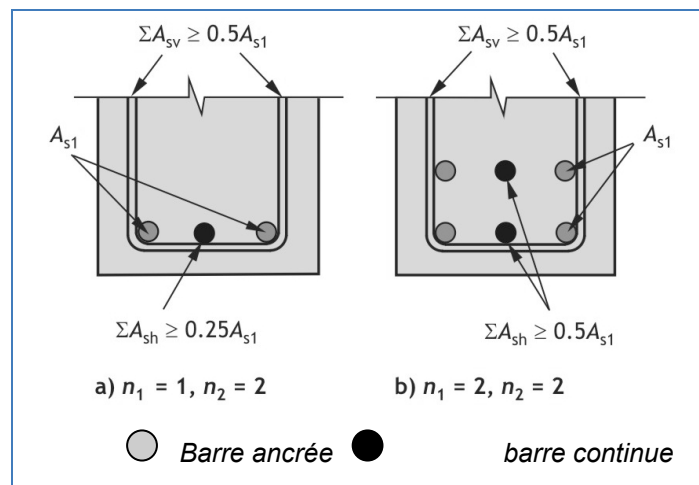


### 11.6.5. Recouvrement des barres de gros diamètre

► 8.8(1) & ANB Pour les barres dont le diamètre est strictement supérieur à 32 mm, les exigences suivantes s'appliquent :

- 8.8(3) Les barres doivent généralement être ancrées à l'aide de dispositifs mécaniques. En cas d'ancrage droit, il convient de confiner les armatures au moyen de cadres ou étriers.
- 8.8(4) Il convient de ne pas réaliser de jonctions par recouvrement, sauf dans les sections dont les dimensions sont au minimum égales à 1 m ou lorsque la contrainte ne dépasse pas 80 % de la résistance ultime de calcul.
- 8.8(5) et (6) Dans la zone d'ancrage, lorsqu'il n'existe pas de compression transversale, il convient de prévoir des armatures transversales, en plus de celles requises à d'autres fins, disposées conformément à la Figure 11.8.
- 8.8(7) Ces armatures supplémentaires doivent être réparties de manière uniforme dans la zone d'ancrage, sans dépasser un espacement de 5 fois le diamètre des armatures longitudinales.
- Pour l'ancrage et le recouvrement des paquets de barres, voir ► 8.9.2 et ► 8.9.3

Figure 11.8 Armatures supplémentaires au droit de l'ancrage dans le cas de barres de gros diamètre en l'absence de compression transversale ► Fig. 8.11



## 12. Dispositions constructives – Exigences particulières

### 12.1. Généralités

► 9.1(1) Cette section expose les dispositions constructives particulières pour les poutres, les dalles, les colonnes et les voiles. Ces exigences s'ajoutent à celles décrites aux Sections 10 et 11.

### 12.2. Poutres

#### 12.2.1. Barres longitudinales

► 9.2.1.1 et ANB L'aire minimale d'armatures longitudinales  $A_{s,min}$  est donnée dans le Tableau 12.1 et par :

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

où

- $f_{ctm}$  = résistance moyenne en traction directe (voir Tableau 3.1)
- $f_{yk}$  = limite d'élasticité caractéristique de l'acier de béton armé
- $b_t$  = largeur moyenne de la zone tendue
- $d$  = hauteur utile

#### ► 9.2.1.1(3)

En dehors des zones de recouvrement, l'aire maximale d'armatures tendues ou comprimées est limitée à  $0,04A_c$ .

#### ► 9.2.1.2(3)

Toute armature longitudinale comprimée doit être maintenue au moyen d'armatures transversales espacées au plus de 15 fois le diamètre de la barre longitudinale.

Tableau 12.1 Aire minimale d'armatures longitudinales proportionnellement à  $b_t d$  pour  $f_{yk}=500 \text{ MPa}$  ► Exp.( 9.1N)

Classe de résistance	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$A_{s,min}$ comme % de $b_t d$	0,130	0,130	0,130	0,135	0,151	0,166	0,182	0,198	0,213

#### 12.2.2. Épure d'arrêt des armatures longitudinales tendues

► 9.2.1.3(1) Il convient, dans toutes les sections, de prévoir un ferrailage suffisant pour résister à l'enveloppe de l'effort de traction agissant, comprenant l'effet des fissures inclinées dans les âmes et les membrures.

► 9.2.1.3(3) La résistance des barres sur leur longueur d'ancrage peut être prise en compte en supposant une variation linéaire de l'effort. Par sécurité, la contribution de cette longueur d'ancrage peut être négligée.

► 9.2.1.3(2) Les efforts de traction longitudinale dans les barres comprennent ceux résultant des moments fléchissants et ceux découlant du modèle de treillis d'effort tranchant. Comme illustré par la Figure 12.1, les efforts apparaissant dans le modèle de treillis d'effort tranchant peuvent être pris en compte en déplaçant l'endroit où la barre n'est plus nécessaire pour le moment fléchissant d'une distance de  $a_1$ , où

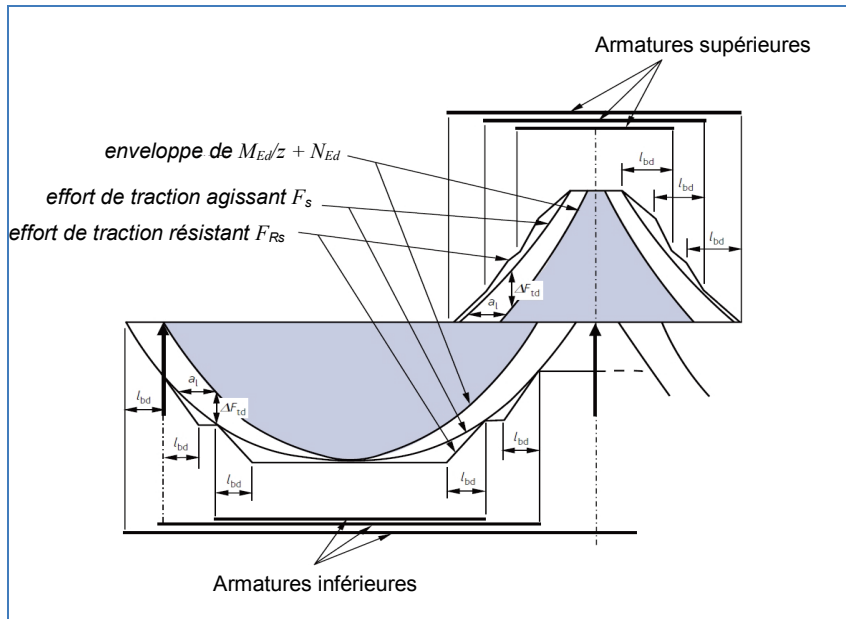
$$a_1 = z(\cot\theta - \cot\alpha)/2 \quad \text{Exp.(9.2)}$$

où

- $\theta$  = angle de bielle utilisé pour les calculs de l'effort tranchant (voir Figure 7.3)
- $\alpha$  = angle de l'armature d'effort tranchant par rapport à l'axe longitudinal (voir Figure 7.3)

Saufsi les étriers ont été dimensionnés avec un angle des bielle supérieur à  $26.6^\circ$  ( $\cot 26.6^\circ = 2$ ), et pour des cadres verticaux ( $\cot \alpha = 0$ ); l'expression (9.2) devient  $a_l = z$ .

Figure 12.1 Illustration de l'épure d'arrêt des armatures longitudinales, tenant compte de l'effet des fissures inclinées et de la résistance des armatures dans leur longueur d'ancrage ► Fig. 9.2



### 12.2.3. Armatures supérieures dans les appuis d'extrémité

► 9.2.1.2(1) & ANB Pour une poutre formant une construction monolithique avec ses appuis, il convient de dimensionner la section sur appuis pour un moment fléchissant résultant de l'encastrement partiel d'au moins 0,15 fois le moment fléchissant maximal en travée, y compris lorsque des appuis simples ont été adoptés dans le calcul. L'armature minimale donnée en 12.2.1 doit être respectée.

### 12.2.4. Armatures inférieures dans les appuis d'extrémité

► 9.2.1.4(1) & ANB.& AC Il convient, au niveau des appuis, considérés dans le calcul comme faiblement ou pas encastrés que l'aire des armatures inférieures soit au moins 0,25 fois l'aire des armatures présente en travée. En outre, les barres inférieures doivent être ancrées de façon à résister à un effort,  $F_{Ed}$  :

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \frac{a_l}{z} + N_{Ed} \quad \text{► Exp. (9.3)}$$

où ► 9.2.1.4(2) & ANB.& AC

$|V_{Ed}|$  = valeur absolue de l'effort tranchant

$N_{Ed}$  = effort normal dans la section et

$a_l$  tel que défini à la Section 12.2.2

► 9.2.1.4(3) L'ancrage doit être mesuré depuis la ligne de contact entre la poutre et l'appui.

### 12.2.5. Appuis intermédiaires

► 9.2.1.2(2) Aux appuis intermédiaires, les armatures tendues d'une section en T peuvent être réparties sur la largeur efficace  $b_{eff}$  (tel que défini à la Figure 5.2).

### 12.2.6. Armatures d'effort tranchant

► 9.2.2(4) Si une combinaison d'étriers et de barres relevées est utilisée comme armatures d'effort tranchant, il convient qu'au moins 50 % des armatures nécessaires soient sous forme de cadres, étriers ou épingles.

► 9.2.2(6) & ANB Il convient que l'espacement longitudinal entre les cours d'armatures d'effort tranchant ne dépasse  $0,75d(1+\cot\alpha)$ , où  $\alpha$  est l'inclinaison des armatures d'effort tranchant par rapport à l'axe longitudinal de la poutre.

► 9.2.2(8) & ANB Il convient que l'espacement transversal des brins verticaux dans une série de cadres, étriers ou épingles d'effort tranchant ne soit pas supérieur à  $0,75d \leq 600$  mm.

► 9.2.2(2) Lorsque des cadres ouverts ou des épingles sont utilisés comme armature d'effort tranchant, ils doivent être correctement ancrés dans les zones comprimées et tendues.

### 12.2.7. Armatures de torsion

► 9.2.3(1) Lorsque des cadres de torsion sont nécessaires, ils doivent être conformes à l'ancrage illustré à la [Figure 12.2](#).

► 9.2.3(3) Il convient que l'espacement longitudinal maximal des cadres de torsion  $s_{1,max}$  soit :

$$s_{1,max} \leq \text{minimum de } \{u/8 ; 0,75d(1 + \cot\alpha) ; h ; b\}$$

où

$u$  = périmètre du bord extérieur de la section droite effective (voir [Figure 9.1](#))

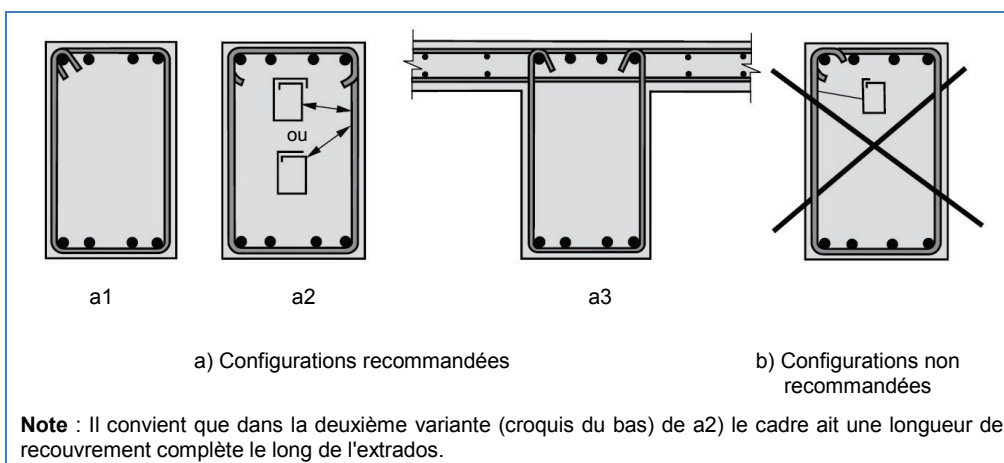
$d$  = hauteur utile de la poutre

$h$  = hauteur de poutre

$b$  = largeur de poutre

► 9.2.3(4) Il convient de disposer les barres longitudinales requises pour la torsion de sorte qu'il y ait au moins une barre à chaque angle, les autres étant distribuées uniformément le long du périmètre intérieur des cadres, avec un espacement n'excédant pas 350 mm.

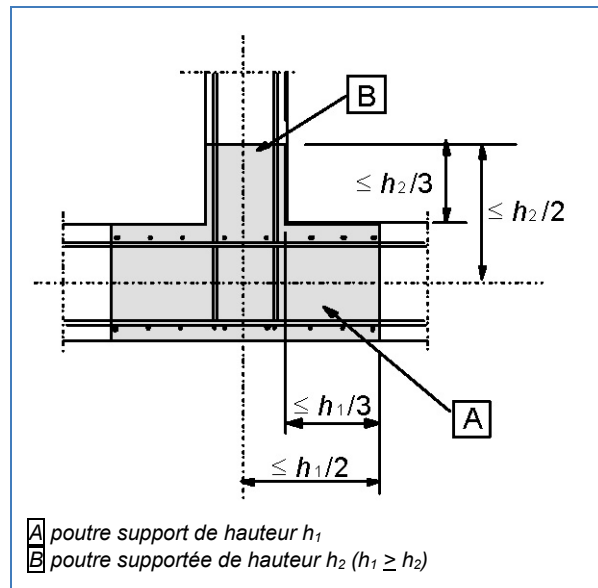
Figure 12.2 Exemples de configurations pour des cadres de torsion ► Fig. 9.6



### 12.2.8. Appuis indirects

► 9.2.5(1) et (2) Lorsqu'une poutre est portée par une autre poutre, il convient de prévoir des armatures adéquates pour le transfert des réactions. Lorsque les charges sont suspendues, ces armatures, qui viennent en complément des autres armatures, doivent se composer de cadres et étriers entourant les armatures principales de l'élément porteur. Certains de ces cadres et étriers peuvent être placés en dehors du volume de béton commun aux deux poutres. Voir [Figure 12.3](#).

Figure 12.3 Disposition des suspentes dans la zone d'intersection de deux poutres (vue en plan) ► Fig. 9.7



### 12.3. Dalles portant dans une et deux directions

#### 12.3.1. Armatures principales

► 9.3.1.1(1) et 9.2.1.1(1) L'aire minimale d'armatures principales est donnée dans le [Tableau 12.1](#) obtenue au moyen de l'Expression :

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

► 9.3.1.1(1) En dehors des zones de recouvrement, l'aire maximale d'armatures tendues ou comprimées est limitée à  $0,04A_c$ .

► 9.3.1.1(3) & ANB L'espacement des armatures principales ne doit généralement pas dépasser  $2,5h$  (mais pas plus de 400 mm), où  $h$  est la hauteur totale de la dalle. Il convient de réduire l'espacement à  $1,5h$  (mais pas plus de 250 mm), dans les zones de moment maximal ou proches des zones sollicitées par des charges concentrées.

#### 12.3.2. Armatures secondaires (de répartition)

► 9.3.1.1(2) L'aire des armatures secondaires ne doit pas être inférieure à 20 % des armatures principales.

► 9.3.1.1(3) & ANB L'espacement des armatures secondaires ne doit généralement pas dépasser  $3h$  (mais pas plus de 450 mm). Dans les zones de moment fléchissant maximal ou proches des charges concentrées, il convient de réduire l'espacement à  $2,5h$  (mais pas plus de 400 mm).

#### 12.3.3. Armatures au voisinage des appuis

► 9.3.1.2(1) Dans les dalles sur appuis simples, 50 % des armatures de la travée doivent se prolonger jusqu'à l'appui et doivent être ancrées de manière à résister à un effort de  $F_E$  :

$$F_E = |V_{Ed}| \frac{a_l}{z} + N_{Ed}$$

où

$|V_{Ed}|$  = valeur absolue de l'effort tranchant

$a_l$  =  $d$ , si la dalle n'est pas armée pour l'effort tranchant. (Si elle est armée pour l'effort tranchant  $a_l$  est calculé comme pour les poutres, voir [Section 12.2.2](#))

$z$  = bras de levier des forces internes



$N_{Ed}$  = effort normal éventuel

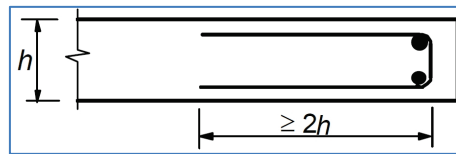
► 9.2.1.4(3) L'ancrage doit être mesuré depuis la ligne de contact entre la poutre et l'appui.

Lorsque des barres longitudinales sont arrêtées, les efforts de traction longitudinale résultant du moment fléchissant et du modèle de treillis d'effort tranchant doivent être pris en compte. À cet effet, l'endroit où une barre n'est plus requise pour le moment fléchissant peut être déplacé d'une distance  $a_i$ , telle que définie ci-dessus.

► 9.3.1.2(2) Lorsqu'un encastrement partiel se produit le long du bord d'une dalle, mais n'est pas pris en compte dans l'analyse, il convient que les armatures supérieures soient capables de résister au moins à 25 % du moment maximal de la travée adjacente et qu'elles se prolongent sur une longueur d'au moins 0,2 fois la longueur de la travée adjacente au-delà du nu de l'appui. Sur un appui d'extrémité, ce moment peut être réduit jusqu'à 15 %.

► 9.3.1.4(1) et (2) Le long du bord libre (non appuyé) d'une dalle, il convient normalement de prévoir des armatures longitudinales et transversales, généralement disposées comme représenté sur la [Figure 12.3b](#). Les armatures courantes prévues pour une dalle peuvent tenir le rôle d'armatures de rive.

Figure 12.3b Armatures de rive pour une dalle



#### 12.3.4. Armatures d'effort tranchant

► 9.3.2(1) Lorsque des armatures d'effort tranchant sont prévues dans une dalle, il convient que son épaisseur soit au moins égale à 200 mm.

► 9.3.2(2) Lorsque des armatures d'effort tranchant sont prévues, il convient d'observer les mêmes règles que pour les poutres.

### 12.4. Planchers-dalles

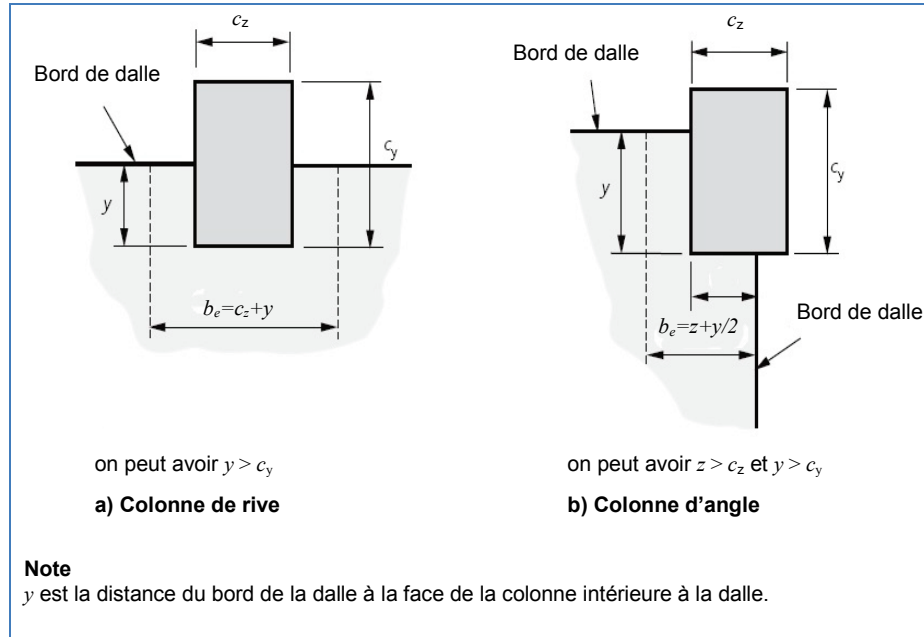
#### 12.4.1. Dispositions constructives au droit de colonnes intérieures

► 9.4.1(2) Quelle que soit la décomposition des planchers-dalles en bandes sur appui et bandes centrales (voir [Section 5.7](#)), il convient de disposer des armatures supérieures d'aire  $0,5 A_t$  sur une largeur égale à la somme de 0,125 fois la largeur de panneau de dalle de part et d'autre de la colonne.  $A_t$  représente l'aire de la section des armatures exigées pour reprendre le moment négatif total agissant sur la somme des deux demi-panneaux adjacents à la colonne.

► 9.4.1(3) Il convient de prévoir au moins deux barres inférieures traversant la colonne dans chaque direction perpendiculaire.

#### 12.4.2. Dispositions constructives au droit des colonnes de rive et d'angle

► 9.4.2(1) Il convient que les armatures perpendiculaires à un bord libre exigées pour transmettre les moments fléchissants de la dalle à une colonne soient disposées sur la largeur participante  $b_c$  représentée à la [Figure 12.4](#).

Figure 12.4 Largeur participante,  $b_e$ , d'un plancher-dalle ► Fig. 9.9

Au moins deux barres inférieures traversant la colonne doivent être prévues dans chaque direction perpendiculaire. Voir également [Section 13.4](#).

### 12.4.3. Armatures de poinçonnement

► 9.4.3(1) & ANB Lorsque des armatures de poinçonnement sont nécessaires, il convient de les disposer entre l'aire chargée jusqu'à la distance  $1,5d$  à l'intérieur du contour de contrôle à partir duquel les armatures ne sont plus exigées,  $u_{out}$ .

#### ► 9.4.3(1)

Il convient que l'espacement tangentiel des brins verticaux des cadres ou étriers ne soit pas supérieur à  $1,5d$  le long du contour de contrôle de référence,  $u_1$ , situé à  $2d$  de l'aire chargée (voir [Figure 8.3](#)). Au-delà de celui-ci, l'espacement ne doit pas dépasser  $2d$  (voir [Figure 12.5](#)). Pour les dispositions non rectangulaires, voir [Figure 8.10](#).

L'intention est de fournir une répartition/densité uniforme des armatures de poinçonnement dans la zone où elles sont exigées. Une simplification pour permettre des périmètres rectangulaires des armatures d'effort tranchant est d'utiliser une densité d'armature d' $A_{sw}/u_1$  autour des contours rectangulaires.

► 6.4.5(4) & ANB Si le périmètre auquel les armatures ne sont plus exigées est à moins de  $3d$  de la face de l'aire chargée, les armatures de poinçonnement doivent être placées dans la zone  $0,3d$  et  $1,5d$  depuis la face de l'aire chargée. Elles doivent être prévues dans au moins deux files périphériques de cadres ou étriers, l'espacement radial des brins verticaux de cadres ne dépassant pas  $0,75d$ . Voir [Figure 12.6](#).

Figure 12.5 Disposition des armatures d'effort tranchant pour le plancher-dalle

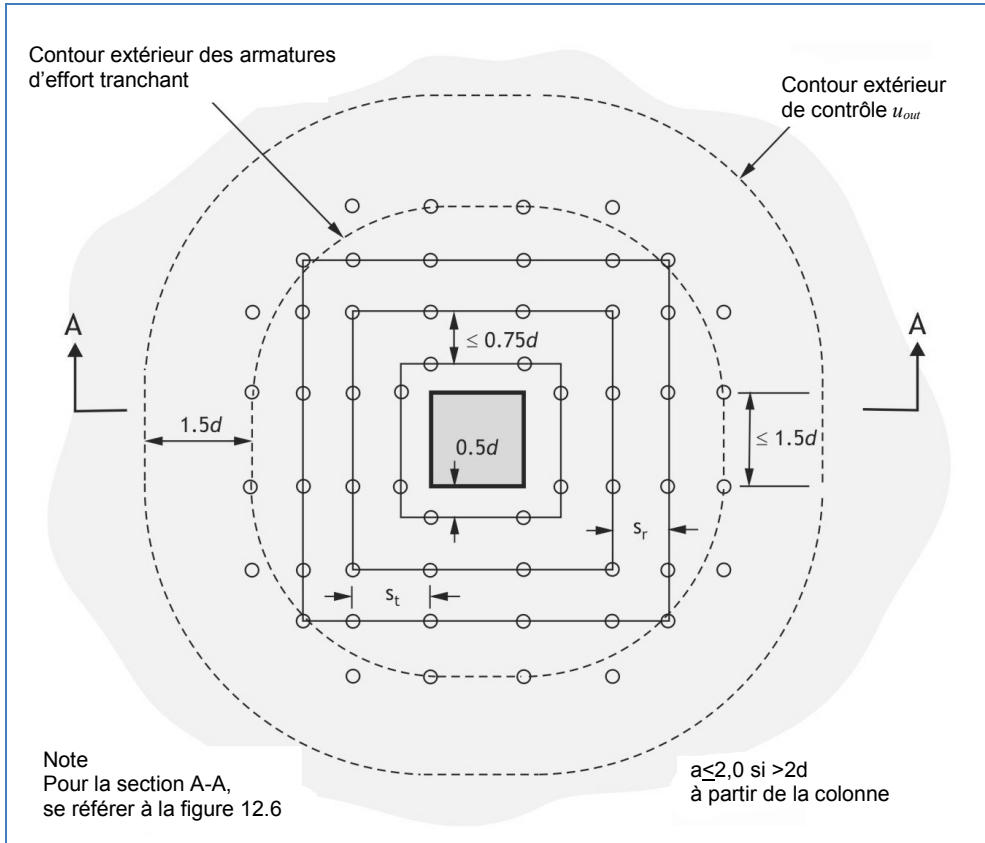
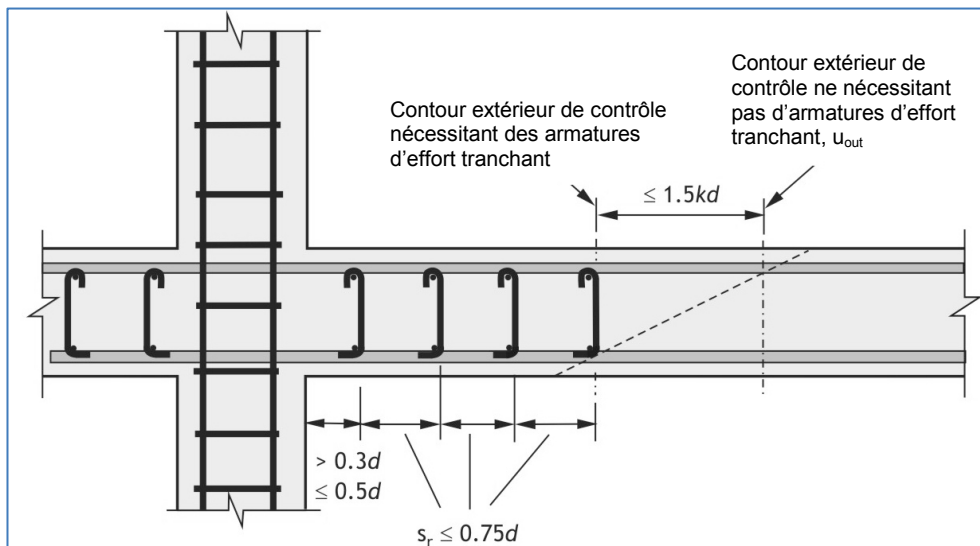


Figure 12.6 Section A-A de la Figure 12.5 : entredistance des cadres d'armatures d'effort tranchant

► Fig 9.10



## 12.5. Colonnes

### 12.5.1. Armatures longitudinales

► **9.5.2(1) & ANB** Il convient que le diamètre des barres ne soit pas inférieur à 12 mm pour les bétons coulés en place et 8 mm pour les éléments préfabriqués en béton coulés horizontalement.

► **9.5.2(2)** L'aire minimale d'armatures longitudinales,  $A_{s,min}$ , est donnée par :

$$A_{s,min} = 0,1 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002 A_c$$

où

$N_{Ed}$  = effort normal agissant de compression

$f_{yd}$  = valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier de béton armé

$A_c$  = aire de la section droite du béton

► **9.5.2(3) & ANB** L'aire des armatures ne doit généralement pas dépasser  $0,04 A_c$  en dehors des zones de recouvrement et  $0,08 A_c$  dans les zones de recouvrements. La limite supérieure pratique doit être définie en tenant compte de la capacité de mise en place et compactage du béton.

### 12.5.2. Armatures transversales (cadres, boucles)

► **9.5.3(6) & ANB**

Il convient que chaque barre longitudinale ou paquet de barres longitudinales placé dans un angle soit maintenu par des armatures transversales. Il convient, dans une zone comprimée, de ne pas disposer de barre non tenue à plus de 150 mm d'une barre tenue.

► **9.5.3(1)** Le diamètre des barres transversales ne doit pas être inférieur à 6 mm ou un quart du diamètre des barres longitudinales, si cette dernière valeur est supérieure.

► **9.5.3(3) & ANB** L'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser la plus petite des distances suivantes :

- 15 fois le diamètre de la barre longitudinale
- la plus petite dimension de la colonne
- 300 mm.

► **9.5.3(4)** Il convient de réduire l'espacement maximal à 60 % de la valeur ci-dessus

- dans les sections situées à une distance au plus égale à la plus grande dimension de la section transversale de la colonne ; ces sections peuvent se trouver au-dessus ou au-dessous d'une poutre ou d'une dalle ;
- dans les zones de recouvrement d'armatures, si le diamètre maximal des barres longitudinales est supérieur à 14 mm. Un minimum de 3 barres transversales régulièrement disposées dans la longueur de recouvrement, est nécessaire.

► **9.5.3(5)** Lorsque la direction des barres longitudinales change (aux changements de dimensions de la colonne par exemple), il convient de calculer l'espacement des armatures transversales en tenant compte des efforts transversaux associés. Ces effets peuvent être ignorés si le changement de direction est inférieur ou égal à 1 pour 12.

## 12.6. Voiles

► **9.6.1(1)** Un voile en béton armé est un élément structural dont la longueur est au moins égale à 4 fois l'épaisseur et dont les armatures sont prises en compte dans le calcul de la résistance.

### 12.6.1. Armatures verticales

► **9.6.2(1) & ANB** Il convient de prévoir des armatures verticales d'une aire minimale de  $0,002 A_c$  et d'une aire maximale de  $0,04 A_c$  en dehors des zones de recouvrement et de  $0,08 A_c$  dans les zones de recouvrements.

► **9.6.2(3)** L'espacement entre les barres ne doit pas dépasser 3 fois l'épaisseur de voile ou 400 mm, si cette dernière valeur est inférieure.

### 12.6.2. Armatures horizontales

► **9.6.3(1) & ANB** Il convient de prévoir des armatures horizontales parallèles aux parements du voile avec une aire minimale égale soit à 25 % des armatures verticales, soit  $0,001 A_c$ , si cette dernière valeur est supérieure. Il faudra tenir compte des effets thermiques et de retrait à l'âge précoce si la maîtrise de la fissuration est nécessaire.

► **9.6.3(2)** L'espacement des barres ne doit pas dépasser 400 mm.

### 12.6.3. Armatures transversales

► **9.6.4(1)** Dans toute partie d'un voile où l'aire d'armatures verticales est supérieure à  $0,02 A_c$ , il convient de prévoir des armatures transversales en forme de cadres, étriers ou épingles conformément aux règles pour les colonnes.

► **9.6.4(2)** Lorsque les armatures principales sont celles des lits situés le plus près des parements du voile, il convient également de prévoir au moins quatre armatures transversales sous forme de cadres ou étriers par  $m^2$  de voile. Ceci ne s'applique pas aux treillis soudés ou aux barres principales de diamètre  $\phi \leq 16$  mm, avec un enrobage supérieur à  $2\phi$ .

## 12.7. Semelles en tête de pieux

► **9.8.1(1)** Les semelles en tête de pieux doivent être dimensionnées en tenant compte de l'écart entre la position prévue des pieux et celle sur le chantier (tolérance sur l'implantation) et doivent être telles que les efforts de liaison puissent être repris correctement.

► **9.8.1(2) & ANB** Il convient de calculer les semelles en tête de pieux selon la méthode par flexion ou la méthode des bielles et tirants.

► **9.8.1(3) & ANB** Il convient de concentrer les armatures principales de traction dans les zones tendues situées entre les pieux, à  $1,5D$  de l'axe des pieux (où  $D$  est le diamètre du pieu). Le diamètre minimal des barres doit être de 8 mm.

Une cage d'armatures uniformément réparties doit normalement être prévue sur toutes les faces de la semelle en tête de pieux.

## 12.8. Pieux forés

► **9.8.5(3) & ANB** Les pieux forés ne dépassant pas 600 mm de diamètre doivent être dotés des armatures dont la section minimale n'est pas inférieure à 0,8% de la section du pieu. Dans le cas où le diamètre du pieu dépasse 600 mm, le minimum d'armatures peut être calculé au moyen de l'expression relative aux colonnes (voir [Section 12.5.1](#)). Il convient de prévoir un minimum de six barres longitudinales d'au moins 16 mm, espacées de maximum 200 mm sur le pourtour du pieu. Les dispositions constructives doivent être conformes à l'EN 1536 <sup>[15]</sup> sauf pour les armatures longitudinales.



## 13. Chaînages

### 13.1. Généralités

► 9.10.1(1) Toutes les structures doivent posséder un système de chaînages approprié, destiné à empêcher l'effondrement progressif en fournissant des cheminements alternatifs pour les charges après apparition de dommages locaux. Cette exigence sera satisfaite si les règles suivantes sont observées.

► 9.10.1(2) La structure devrait posséder les chaînages suivants :

- Chaînages périphériques.
- Chaînages intérieurs.
- Chaînages horizontaux de colonnes ou de voiles.
- Chaînages verticaux.

► 9.10.1(4) Le calcul des chaînages consiste à dimensionner des armatures capables de supporter les efforts de liaison définis dans le texte qui suit, en supposant que les armatures travaillent à leur résistance caractéristique.

► 9.10.1(5) Les armatures prévues à d'autres fins peuvent être intégrées pour tout ou partie dans ces chaînages.

Tous les chaînages doivent être effectivement continus et ancrés à leurs extrémités.

### 13.2. Chaînages périphériques

► 9.10.2.2(1) À chaque niveau de plancher et de toiture, un chaînage effectivement continu doit être prévu à moins de 1,2 m de la rive.

► 9.10.2.2(3) Les structures comportant des rives internes (par exemple, atriums, cours, etc.) doivent comporter des chaînages périphériques similaires.

► 9.10.2.2(2) & ANB Le chaînage périphérique doit être capable de résister à un effort de traction de :

$$F_{tie,per} = l_i \cdot 10 \text{ kN/m} \leq 70 \text{ kN},$$

où  $l_i$  est la longueur de la travée de rive en mètres.

► 9.10.3(1) Les chaînages dans deux directions horizontales doivent être effectivement continus et ancrés en périphérie de la structure.

### 13.3. Chaînages intérieurs

► 9.10.2.3(1) À chaque niveau de plancher et de toiture, il faut prévoir des chaînages intérieurs dans deux directions approximativement perpendiculaires. Il convient qu'ils soient effectivement continus sur toute leur longueur et qu'ils soient ancrés aux chaînages périphériques à chaque extrémité, sauf s'ils se prolongent en tant que chaînages horizontaux dans les colonnes ou les voiles.

► 9.10.2.3(2) Les chaînages intérieurs peuvent entièrement ou partiellement être répartis régulièrement dans les dalles ou être groupés au droit des poutres et voiles, dans ceux-ci ou en d'autres emplacements appropriés. S'ils se situent dans les voiles, les chaînages doivent se situer à moins de 0,5 m du dessus ou dessous de la sous-face des dalles de plancher.

► 9.10.2.3(3) & ANB Dans chaque direction, le chaînage doit être capable de résister à un effort, qui doit être pris égal à :

$$f_{tie,int} = 20 \text{ kN/m de largeur}$$

### 13.4. Chaînages horizontaux des colonnes et voiles

►9.10.2.4(1) À chaque plancher y compris celui en toiture, il convient de lier horizontalement les colonnes et les voiles de rive à la structure.

►9.10.2.4(3) Dans les colonnes et voiles de rive, les chaînages doivent être prévus dans deux directions.

►9.10.2.4(2) & ANB Le chaînage doit être capable de résister à un effort de traction de  $f_{tie, fac} = 20$  kN/m de façade. Pour les colonnes, l'effort peut être limité à  $F_{tie, col} = 150$  kN.

### 13.5. Chaînages verticaux

►9.10.2.5(1) Dans les bâtiments en panneaux préfabriqués de 5 étages ou plus, il convient de prévoir des chaînages verticaux dans les colonnes et/ou les voiles afin de limiter les dommages dus à l'effondrement d'un plancher dans le cas de la perte accidentelle d'une colonne ou d'un voile le supportant. Il convient que ces chaînages fassent partie d'un système de pontage permettant un cheminement des efforts contournant la zone endommagée.

►9.10.2.5(2) Normalement, il convient de prévoir des chaînages verticaux continus du niveau le plus bas au niveau le plus élevé, capables de supporter la charge agissant, dans la situation accidentelle de calcul, sur le plancher au-dessus de la colonne /voile perdu accidentellement. D'autres solutions, basées par exemple sur l'action de diaphragme des éléments de voile restants et/ou sur l'action de membrane dans les planchers, peuvent être employées si l'équilibre et une capacité de déformation (ductilité) suffisante peuvent être vérifiés.

►9.10.2.5(3) Lorsqu'une colonne ou un voile est soutenu à son niveau le plus bas par un élément autre qu'une fondation (poutre ou plancher-dalle, par exemple), il convient de considérer la perte accidentelle de la structure de transfert de cet élément dans le calcul et de prévoir un cheminement alternatif convenable pour les charges.



## 14. Béton non armé ou faiblement armé

### 14.1. Généralités

► **1.5.2.2** Un élément en béton non armé est un élément qui ne contient pas d'armatures. Les éléments dans lesquels les armatures prévues sont inférieures aux quantités minimales données à la [Section 12](#) doivent également être traités comme béton non armé pour les besoins du calcul.

► **12.3.1(1) & ANB** La résistance de calcul en compression  $f_{cd,pl} = 0,8 f_{ck}/\gamma_c$  (comme illustré dans le [Tableau 14.1](#)).

► **12.3.1(2) & AC** Généralement, la résistance de calcul en traction  $f_{ctd,pl} = 0,8 f_{ctk,0,05}/\gamma_c$  (comme illustré dans le [Tableau 14.1](#)).

Tableau 14.1 Propriétés du béton non armé (MPa)

Classe de résistance (MPa)	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck}$	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{cd,pl}$	6,40	8,53	10,66	13,33	16,00	18,67	21,33	24,00	26,67
$f_{ctk,0,05}$	1,10	1,33	1,55	1,80	2,03	2,25	2,46	2,66	2,85
$f_{ctd,pl}$	0,587	0,707	0,827	0,960	1,080	1,200	1,307	1,413	1,520
$\sigma_{c,lim}$	2,35	3,42	4,50	5,92	7,41	8,90	10,45	12,02	13,58
<b>Note</b>									
Le Tableau a été élaboré à partir de l'EN 1992-1-1 en utilisant les valeurs recommandées pour $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$									

La résistance de calcul en traction dans les éléments fléchis peut être égale à :

► **3.1.8**

$$f_{ctd,pl,fl} = (1,6 - h/1000)f_{ctd,pl} \leq f_{ctd,pl}$$

où

$h$  = hauteur de l'élément en mm

$f_{ctd,pl}$  = valeur du [Tableau 14.1](#)

### 14.2. Flexion et efforts normaux

► **12.6.2** Sauf si des mesures permettant d'éviter une rupture locale de la section par traction ont été prises, l'excentricité maximale de la force axiale  $N_{Ed}$  dans la section doit être limitée afin d'éviter l'apparition de fissures ouvertes.

► **12.6.1(3) & AC et 3.1.7(3)** L'effort normal résistant  $N_{Rd}$  d'une section rectangulaire avec une excentricité uniaxiale  $e$ , comme illustré à la [Figure 14.1](#), peut être prise égale à :

$$N_{Rd} = f_{cd,pl} b h_w (1 - 2e/h_w)$$

où

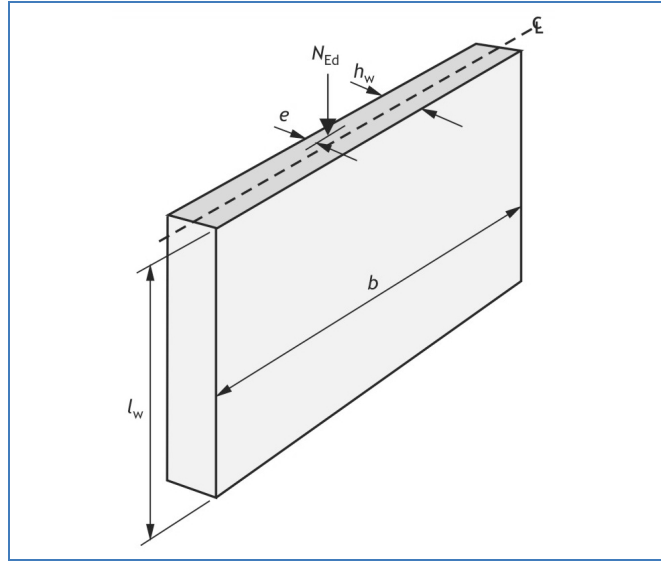
$b$  = largeur totale

$h_w$  = hauteur totale

$e$  = excentricité de  $N_{Ed}$  dans la direction  $h_w$

La valeur  $N_{Rd}$  ci-dessus suppose l'absence de flambement.

Figure 14.1 Notation pour les voiles non armés ► Fig. 14.1



### 14.3. Effort tranchant résistant

► 12.6.3(2) & ANB & AC Il convient de vérifier que la contrainte de cisaillement

$$\tau_{cpl} = 1,5 V_{Ed}/A_{cc} \leq f_{cvd}$$

où

$A_{cc}$  = aire de la section droite comprimée

$V_{Ed}$  = valeur de calcul de l'effort tranchant

$f_{cvd}$  = résistance de calcul du béton en cisaillement et compression et qui est fonction du niveau de la contrainte axiale (voir [Tableau 14.2](#))

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cpl} f_{ctd,pl}} \quad \text{si } \sigma_{cpl} \leq \sigma_{c,lim}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cpl} f_{ctd,pl} - \left( \frac{\sigma_{cpl} - \sigma_{c,lim}}{2} \right)^2} \quad \text{si } \sigma_{cpl} > \sigma_{c,lim}$$

où

$$\sigma_{cpl} = N_{Ed}/A_{cc}$$

avec  $N_{Ed}$  = effort normal de compression

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2\sqrt{f_{ctd,pl} (f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})} \quad \text{(voir [Tableau 14.1](#))}$$

Tableau 14.2 Résistance à l'effort tranchant  $f_{cvd}$  du béton non armé (MPa)

$\sigma_{cpl}$ (MPa)	$f_{ck}$ (MPa)								
	12	16	20	25	30	35	40	45	50
0,0	0,44	0,53	0,62	0,72	0,81	0,90	0,98	1,06	1,14
1,0	0,80	0,90	1,00	1,11	1,21	1,31	1,40	1,48	1,56
2,0	1,03	1,16	1,27	1,40	1,51	1,61	1,71	1,80	1,89
3,0	1,06	1,35	1,50	1,63	1,76	1,87	1,98	2,08	2,17
4,0	0,84	1,38	1,66	1,84	1,98	2,10	2,21	2,32	2,42
5,0		1,21	1,68	2,01	2,17	2,30	2,42	2,54	2,65
6,0		0,72	1,54	2,06	2,34	2,49	2,62	2,74	2,85
7,0			1,20	1,98	2,41	2,66	2,80	2,93	3,05
8,0				1,76	2,38	2,75	2,97	3,10	3,23
9,0				1,34	2,23	2,75	3,08	3,27	3,40
10,0				0,00	1,96	2,65	3,10	3,39	3,56

#### 14.4. Résistance au flambage des colonnes et voiles

► 12.6.5.2(1) La charge axiale à laquelle peut résister un voile d'une section droite  $bh_w$  peut être prise égale à :

$$N_{Rd} = bh_w f_{cd,pl} \Phi$$

où

$b$  = largeur totale de la section droite

$h_w$  = hauteur totale de la section droite

$f_{cd,pl}$  = valeur de calcul de la résistance en compression du béton

$$= \alpha_{cc,pl} f_{ck} / \gamma_c$$

où

$$\alpha_{cc,pl} = 0,8$$

$f_{ck}$  = résistance caractéristique du béton mesurée sur cylindre

$\gamma_c$  = coefficient partiel relatif au béton

$\Phi$  = coefficient qui tient compte de l'excentricité, y compris les effets du second ordre et le fluage

$$\Phi = 1,14 \left( 1 - 2 \frac{e_{tot}}{h_w} \right) - 0,02 \frac{l_0}{h_w} \leq 1 - 2 \frac{e_{tot}}{h_w} \quad \text{► Exp.(12.11) \& AC}$$

où

$$e_{tot} = e_0 + e_i \quad \text{► Exp.(12.12)}$$

où

$e_0$  = excentricité du premier ordre due à des charges de plancher et toute action horizontale

$e_i$  = excentricité supplémentaire due aux imperfections géométriques, telle que définie à la [Section 5.6.2.1](#).

$l_0$  = longueur efficace de la colonne ou du voile

$$l_0 = \beta l_w \quad \text{► Exp.(12.9)}$$

où

► 12.6.5.1(1)

$\beta$  = coefficient qui dépend des conditions d'appui :

pour les colonnes, il convient en général de retenir  $\beta = 1$  ;

pour les colonnes et les voiles libres à une extrémité  $\beta = 2$  ;

pour les autres voiles, les valeurs de  $\beta$  sont données dans le [Tableau 14.3](#).

$l_w$  = hauteur libre des éléments

Tableau 14.3 Valeur de  $\beta$  pour des voiles avec des conditions aux limites différentes

► Tab. 12.1

Condition aux limites	Longueur de voile/Hauteur de voile	Coefficient $\beta$
Encastré sur le haut et dans le bas	Toutes les valeurs	1,00
Encastré sur le haut et dans le bas et le long d'un bord vertical	0,2	0,26
	0,4	0,59
	0,6	0,76
	0,8	0,85
	1,0	0,90
	1,5	0,95
	2,0	0,97
Encastré sur les quatre bords	0,2	0,10
	0,4	0,20
	0,6	0,30
	0,8	0,40
	1,0	0,50
	1,5	0,69
	2,0	0,80
5,0	0,96	
Libre à une extrémité	Toutes les valeurs	2,00

Le [Tableau 14.3](#) s'applique pour les voiles où :

- Il n'y a pas d'ouverture.
- La hauteur des ouvertures ne dépasse pas 33 % de la hauteur du voile.
- L'aire des ouvertures ne dépasse pas 10 % de l'aire du voile.

Si les conditions relatives aux ouvertures ne sont pas satisfaites, le voile doit être considéré comme encastré uniquement dans le haut et dans le bas.

► 12.6.5.1(5) Le rapport d'élancement  $\lambda = l_0/i$  ne doit pas dépasser 86, où  $i$  = rayon de giration. Pour les sections rectangulaires  $i = h_w/3,46$  (c'est-à-dire  $l_0/h_w$  ne doit pas dépasser 25).

► 12.6.5.1(3) Tout voile encastré dans un autre voile doit satisfaire aux exigences suivantes :

- L'épaisseur du voile de contreventement doit être égale à au moins 50 % de l'épaisseur du voile contreventé.
- Les hauteurs des voiles de contreventement et contreventés sont identiques.
- La longueur du voile de contreventement doit être égale à au moins 20 % de la hauteur libre du voile contreventé et il ne doit y avoir aucune ouverture dans sa longueur.

► 12.6.5.1(4) Dans le cas d'un voile lié de manière rigide en flexion le long de ses bords haut et bas, par du béton coulé en place et un ferrailage approprié, de sorte que les moments sur ses bords peuvent être complètement équilibrés, les valeurs de  $\beta$  données au [Tableau 14.3](#) peuvent être multipliées par 0,85.

#### 14.5. États-limites de service

► 12.7 et 12.9.1 En règle générale, aucune vérification spéciale n'est nécessaire lorsque des joints sont prévus pour limiter les contraintes de traction dues aux déformations gênées, et que les voiles ont au moins 120 mm d'épaisseur. Si des saignées ou évidements importants sont intégrés, il peut être nécessaire de procéder à des vérifications.

#### 14.6. Semelles filantes superficielles et semelles isolées

► 12.9.3(1) & AC Les semelles filantes superficielles et les semelles isolées, chargées verticalement, peuvent être calculées et les dispositions constructives retenues en considérant que le béton est non armé, sous réserve que le rapport de la hauteur de la semelle à son débord par rapport au nu de la colonne /voile respecte la condition :

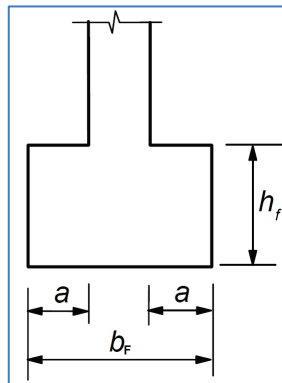
$$\frac{0,85h_f}{a} \geq \sqrt{\frac{3\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}} \quad \text{► Exp.(12.13) \& AC}$$

où

- $h_f$  = hauteur de la semelle (voir Figure 14.2)
- $a$  = débord de la semelle par rapport au nu de la colonne ou du voile
- $\sigma_{gd}$  = valeur de calcul de la pression du sol (en MPa)
- $f_{ctd,pl} = 0,112.f_{ck}^{(2/3)}$  avec  $f_{ck}$  en MPa ► 12.3.1(2) & Tab. 3.1 & AC
- = valeur de calcul de la résistance en traction du béton (en MPa)

La relation simplifiée  $h_f \geq 2a$  peut être utilisée.

Figure 14.2 Semelles de fondation superficielle en béton non armé; notations ► Fig. 12.2





## 15. Aides au calcul

### 15.1. Valeurs de calcul des actions

► [Section 2.3.4](#) Pour le calcul de la résistance à l'ELU (STR), dans le cas où il n'y a qu'une seule action variable, il faut utiliser la combinaison :

$$1,35G_k + 1,5Q_k \quad \text{► EN 1990 : Exp. 6.10}$$

où

$G_k$  est la valeur caractéristique des charges permanentes.

$Q_k$  est la valeur caractéristique de la charge variable.

Pour la vérification des déformations à L'ELS, il convient d'utiliser la combinaison quasi-permanente des charges.

$$1,0G_k + \psi_2 Q_k$$

où  $\psi_2$  est issu du [Tableau 2.1](#).

### 15.2. Valeurs des actions

► [Section 2.3.4](#) Les valeurs caractéristiques des actions (c'est-à-dire des charges) sont définies dans l'Eurocode 1, EN 1991.

Les parties de l'Eurocode 1 sont données dans le [Tableau 15.1](#).

L'EN 1991-1-1 stipule que la densité du béton est de  $24 \text{ kN/m}^3$ , celle du béton armé, de  $25 \text{ kN/m}^3$  (pour les bétons normaux).

Tableau 15.1 Parties de l'Eurocode 1

Référence	Titre
EN 1991-1-1	Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation
EN 1991-1-2	Actions sur les structures exposées au feu
EN 1991-1-3	Charges de neige
EN 1991-1-4	Actions dues au vent
EN 1991-1-5	Actions thermiques
EN 1991-1-6	Actions en cours d'exécution
EN 1991-1-7	Actions accidentelles dues aux chocs et aux explosions
EN 1991-2	Actions sur les ponts, dues au trafic <sup>[3]</sup>
EN 1991-3	Actions induites par les appareils de levage et les machines
EN 1991-4	Actions sur les silos et réservoirs <sup>[4]</sup>

### 15.3. Dimensionnement des sections rectangulaires à la flexion simple

► [Section 6.1](#) Les formules suivantes peuvent être établies à partir des Figures [6.1](#), [6.2](#) et [6.3](#), pour des sections rectangulaires en utilisant les hypothèses suivantes :

- Répartition des contraintes simplifiée sous forme de bloc de contraintes (voir [Figure 6.1](#)).
- Armature :  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$  et  $\gamma_s = 1,15$
- Béton de résistance :  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$
- Limitation de la hauteur de béton comprimé, pour satisfaire au critère de capacité de rotation plastique :  $x/d \leq 0,8(\delta - 0,44)$  ► [5.5](#)
- Section de forme rectangulaire de hauteur utile  $d$  et de largeur  $b$  avec  $d = h - \text{enrobage} - \phi/2$
- Diagramme simplifié pour la contrainte dans l'acier  $\sigma_s$  (voir [Figure 6.2](#)) avec branche horizontale

On détermine si la section est faiblement armée ou non, c'est-à-dire, si le critère de capacité

de rotation plastique peut être satisfait sans armature de compression.

$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}}$$

$$K' = 0,820\delta - 0,205\delta^2 - 0,321 \quad (K' = 0,294 \text{ pour } \delta = 1)$$

où

$M_{Ed}$  est la valeur de calcul du moment sollicitant à l'ELU.  
 $f_{cd}$  est la valeur de calcul de la résistance à la compression du béton.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad \text{avec } \alpha_{cc} = 0,85$$

$\delta$  est le coefficient de redistribution des moments,  $\delta \leq 1$ , (voir [Tableau 15.2](#)).

Tableau 15.2 – Valeurs de  $K'$

Pourcentage de redistribution	0%	5%	10%	15%	20%	25%	30%
Coefficient $\delta$	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70
Valeur de $K'$	0,294	0,273	0,251	0,228	0,204	0,179	0,153

Si  $K < K'$ , la section est faiblement armée, et l'aire de l'armature tendue  $A_{s1}$  peut être calculée au moyen des expressions suivantes :

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} z}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MPa}$$

$$z = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2K})d$$

$$x = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2K})d$$

Les valeurs de  $z/d$  et  $x/d$  en fonction de  $K$  sont reprises dans le [Tableau 15.3](#)<sup>2</sup>.

Tableau 15.3 – Valeurs de  $z/d$  et  $x/d$  en fonction de  $K$

$K$	$z/d$	$x/d$	$(1 - \delta)_{\max}^*$
0,100	0,95	0,13	30 %
0,120	0,94	0,16	30 %
0,140	0,92	0,19	30 %
0,160	0,91	0,22	29 %
0,180	0,90	0,25	25 %
0,200	0,89	0,28	21 %
0,220	0,87	0,31	17 %
0,240	0,86	0,35	12 %
0,260	0,85	0,38	8 %
0,280	0,83	0,42	3 %
0,294	0,82	0,45	0 %

Ces relations peuvent être utilisées pour des sections en T pour autant que  $x \leq 1,25h_f$  où  $h_f$  est l'épaisseur de la table de compression. Dans le cas contraire, voir « Eurocode 2 : Comment calculer les structures en béton ? » [\[12\]](#)

(\*)  $(1 - \delta)_{\max}$  est le pourcentage de redistribution maximal autorisé



Si  $K > K'$ , le critère de capacité de rotation plastique n'est pas satisfait et il est nécessaire d'ajouter une armature de compression  $A_{s2}$

$$A_{s2} = \frac{M'_{Ed} - M^*}{f_{sc} (d - d_2)}$$

$$M^* = K' b d^2 f_{cd}$$

$$f_{sc} = \frac{700(x_u - d_2)}{x_u} \leq f_{yd}$$

$$x_u = 0,8(\delta - 0,44)d$$

$$A_{s1} = \frac{M^*}{f_{yd} z} + \frac{A_{s2} f_{sc}}{f_{yd}}$$

$$z = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2K'})d$$

où

$A_{s1}$  = aire d'armatures tendues

$A_{s2}$  = armature comprimée

$d_2$  = hauteur utile à l'armature comprimée

## 15.4. Dimensionnement des poutres à l'effort tranchant

### ► Section 7.2

#### 15.4.1. Exigences relatives aux armatures d'effort tranchant

Si  $v_{Ed} > v_{Rd,c}$ , des armatures d'effort tranchant sont exigées

où

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w d} \quad \text{est l'effort tranchant sollicitant (exprimé en termes de contrainte)}$$

$v_{Rd,c}$  = effort tranchant résistant en l'absence d'armature d'effort tranchant (exprimé en termes de contrainte)

$b_w$  = la largeur de l'âme de la poutre.

Dans le cas contraire, il suffit de prévoir un ferrailage transversal minimal  $A_{sw,min}$ . Ce ferrailage minimal peut être omis dans les éléments tels que les dalles (pleines, nervurées ou alvéolées) lorsqu'une redistribution transversale des charges est possible. Le ferrailage minimal peut également être omis dans les éléments secondaires (linteaux de portée  $l \leq 2$  m par exemple) qui ne contribuent pas de manière significative à la résistance et à la stabilité d'ensemble de la structure.

Cette quantité minimale d'armature d'effort tranchant est égale à

$$A_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b_w d = \rho_{w,min} b_w d$$

Les valeurs de  $\rho_{w,min}$  sont reprises dans le [Tableau 15.4](#) pour  $f_{yk} = 500$  MPa

Tableau 15.4 – Pourcentage minimal d'armatures d'effort tranchant

$f_{ck}$ (MPa)	20	25	30	35	40	45	50
$\rho_{w,min}$ (%)	0,072	0,080	0,088	0,095	0,101	0,107	0,113

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} \geq 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{avec } d \text{ en mm}$$

où  $\rho_l \leq 2\%$  est le ratio d'armature longitudinale. Les valeurs de  $v_{Rd,c}$  peuvent être obtenues à partir du [Tableau 15.5](#).

Tableau 15.5 – Valeurs de  $v_{Rd,c}$  en  $N/mm^2$  pour  $\gamma_c = 1,5$ 

$f_{ck} = 20 N/mm^2$								
$\rho_l/d$ (mm)	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,44	0,41	0,38	0,35	0,33	0,32	0,31	0,30
0,50%	0,52	0,49	0,47	0,44	0,42	0,41	0,39	0,37
0,75%	0,59	0,56	0,54	0,51	0,48	0,47	0,44	0,43
1,00%	0,65	0,62	0,59	0,56	0,53	0,51	0,49	0,47
1,25%	0,70	0,66	0,64	0,60	0,57	0,55	0,53	0,51
1,50%	0,75	0,71	0,68	0,64	0,61	0,59	0,56	0,54
1,75%	0,79	0,74	0,71	0,67	0,64	0,62	0,59	0,57
2,00%	0,82	0,78	0,75	0,70	0,67	0,65	0,62	0,59

$f_{ck} = 25 N/mm^2$								
$\rho_l/d$ (mm)	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,49	0,46	0,43	0,39	0,37	0,35	0,33	0,32
0,50%	0,56	0,53	0,51	0,48	0,45	0,44	0,42	0,40
0,75%	0,64	0,60	0,58	0,54	0,52	0,50	0,48	0,46
1,00%	0,70	0,66	0,64	0,60	0,57	0,55	0,53	0,51
1,25%	0,76	0,72	0,69	0,65	0,62	0,60	0,57	0,55
1,50%	0,80	0,76	0,73	0,69	0,66	0,63	0,60	0,58
1,75%	0,85	0,80	0,77	0,72	0,69	0,67	0,63	0,61
2,00%	0,88	0,84	0,80	0,75	0,72	0,70	0,66	0,64

$f_{ck} = 30 N/mm^2$								
$\rho_l/d$ (mm)	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,54	0,50	0,47	0,43	0,40	0,38	0,35	0,34
0,50%	0,59	0,56	0,54	0,51	0,48	0,47	0,44	0,43
0,75%	0,68	0,64	0,62	0,58	0,55	0,53	0,51	0,49
1,00%	0,75	0,71	0,68	0,64	0,61	0,59	0,56	0,54
1,25%	0,80	0,76	0,73	0,69	0,66	0,63	0,60	0,58
1,50%	0,85	0,81	0,78	0,73	0,70	0,67	0,64	0,62
1,75%	0,90	0,85	0,82	0,77	0,73	0,71	0,67	0,65
2,00%	0,94	0,89	0,85	0,80	0,77	0,74	0,70	0,68

$f_{ck} = 35 N/mm^2$								
$\rho_l/d$ (mm)	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,59	0,54	0,51	0,46	0,43	0,41	0,38	0,36
0,50%	0,62	0,59	0,57	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45
0,75%	0,71	0,68	0,65	0,61	0,58	0,56	0,53	0,52
1,00%	0,79	0,74	0,71	0,67	0,64	0,62	0,59	0,57
1,25%	0,85	0,80	0,77	0,72	0,69	0,67	0,63	0,61
1,50%	0,90	0,85	0,82	0,77	0,73	0,71	0,67	0,65
1,75%	0,95	0,90	0,86	0,81	0,77	0,75	0,71	0,68
2,00%	0,99	0,94	0,90	0,84	0,81	0,78	0,74	0,72

$f_{ck} = 40 N/mm^2$								
$\rho_l/d$ (mm)	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,63	0,58	0,54	0,49	0,46	0,44	0,41	0,39
0,50%	0,65	0,62	0,59	0,56	0,53	0,51	0,49	0,47
0,75%	0,75	0,71	0,68	0,64	0,61	0,59	0,56	0,54
1,00%	0,82	0,78	0,75	0,70	0,67	0,65	0,62	0,59
1,25%	0,88	0,84	0,80	0,75	0,72	0,70	0,66	0,64
1,50%	0,94	0,89	0,85	0,80	0,77	0,74	0,70	0,68
1,75%	0,99	0,94	0,90	0,84	0,81	0,78	0,74	0,72
2,00%	1,03	0,98	0,94	0,88	0,84	0,82	0,78	0,75

$f_{ck} = 45 N/mm^2$								
$\rho_l/d$ (mm)	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,66	0,61	0,57	0,52	0,49	0,47	0,43	0,41
0,50%	0,68	0,64	0,62	0,58	0,55	0,53	0,51	0,49
0,75%	0,78	0,73	0,70	0,66	0,63	0,61	0,58	0,56
1,00%	0,85	0,81	0,78	0,73	0,70	0,67	0,64	0,62
1,25%	0,92	0,87	0,84	0,78	0,75	0,73	0,69	0,67
1,50%	0,98	0,93	0,89	0,83	0,80	0,77	0,73	0,71
1,75%	1,03	0,97	0,93	0,88	0,84	0,81	0,77	0,74
2,00%	1,08	1,02	0,98	0,92	0,88	0,85	0,81	0,78

$f_{ck} = 50 N/mm^2$								
$\rho_l/d$ (mm)	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,70	0,65	0,61	0,55	0,52	0,49	0,45	0,43
0,50%	0,70	0,66	0,64	0,60	0,57	0,55	0,53	0,51
0,75%	0,80	0,76	0,73	0,69	0,66	0,63	0,60	0,58
1,00%	0,88	0,84	0,80	0,75	0,72	0,70	0,66	0,64
1,25%	0,95	0,90	0,87	0,81	0,78	0,75	0,71	0,69
1,50%	1,01	0,96	0,92	0,86	0,83	0,80	0,76	0,73
1,75%	1,07	1,01	0,97	0,91	0,87	0,84	0,80	0,77
2,00%	1,11	1,06	1,01	0,95	0,91	0,88	0,84	0,81

► **Section 7.3.2**

**15.4.2. Vérification de la capacité de la section**

Si  $v_{Ed,z} > v_{Rd,max}$ , les dimensions de la section ne sont pas suffisantes (rupture des bielles comprimées)

$v_{Ed,z}$  = est l'effort tranchant sollicitant, exprimé en termes de contrainte moyenne dans l'âme.

$$v_{Ed,z} = \frac{V_{Ed}}{b_w z} = \frac{V_{Ed}}{b_w 0,9d}$$

$v_{Rd,max}$  = est l'effort tranchant maximal pouvant être repris par l'élément avant écrasement des bielles de compression, exprimé en termes de contrainte moyenne dans l'âme.

$$v_{Rd,max} = \frac{V_{Rd,max}}{b_w z} = \frac{V_{Rd,max}}{b_w 0,9d}$$

$$v_{Rd,max} = \frac{v f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$$

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$v_{Rd,max}$  peut être déterminé à partir du [Tableau 15.6](#), en utilisant initialement la valeur correspondant à  $\cot\theta = 2$ . Si nécessaire, une résistance supérieure peut être obtenue en utilisant un angle d'inclinaison de bielle plus élevé, tel que  $1 < \cot\theta < 2$  (ce qui aura pour conséquence d'augmenter la quantité d'armatures d'effort tranchant nécessaire).

Tableau 15.6 Valeurs de  $v_{Rd,max}$  en MPa pour  $\gamma_c = 1,5$  (étriers verticaux :  $\cot\alpha = 0$ ) ► [Section 7.3.3 Tableau 7.2](#)

$f_{ck}$	$v_{Rd,max}$ (MPa)						$v$
	$\cot = 2,0$ $\theta = 27^\circ$	1,8 29°	1,6 32°	1,4 36°	1,2 40°	1,0 45°	
<b>20</b>	2,94	3,12	3,31	3,48	3,62	3,68	0,55
<b>25</b>	3,60	3,82	4,04	4,26	4,43	4,50	0,54
<b>30</b>	4,22	4,48	4,75	4,99	5,19	5,28	0,53
<b>35</b>	4,82	5,11	5,41	5,69	5,92	6,02	0,52
<b>40</b>	5,38	5,71	6,04	6,36	6,61	6,72	0,50
<b>45</b>	5,90	6,27	6,63	6,98	7,26	7,38	0,49
<b>50</b>	6,40	6,79	7,19	7,57	7,87	8,00	0,48

► **Section 7.3.3**

**15.4.3. Calcul des armatures d'effort tranchant**

Les étriers verticaux sont dimensionnés au moyen de l'expression :

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{v_{Ed,z} b_w}{f_{ywd} \cot\theta} \geq \frac{A_{sw,min}}{s}$$

où

$A_s$  = aire d'armatures d'effort tranchant (étriers verticaux)

$s$  = espacement des armatures d'effort tranchant

$v_{Rd,c}$  = effort tranchant sollicitant, exprimé en termes de contrainte moyenne dans l'âme,

$$\text{comme ci-dessus } v_{Ed,z} = \frac{V_{Ed}}{b_w z}$$

$b_w$  = largeur de l'âme

$f_{ywd}$  = valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures d'effort tranchant

$$f_{ywd} = f_{ywk}/1,15$$

Tableau 15.7 – Valeurs de  $\rho_w$  en % en fonction de  $v_{Ed,z}$  pour  $f_{ywk} = 500 \text{ MPa}$  et  $\gamma_c = 1,5$  (étriers verticaux :  $\cot\alpha = 0$ )

$v_{Ed,z}$ (MPa)	$f_{ck}$							$v_{Ed,z}$ (MPa)	$f_{ck}$						
	20	25	30	35	40	45	50		20	25	30	35	40	45	50
0,5	0,07	0,08	0,09	0,09	0,10	0,11	0,11	4,3	0,74	0,51	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49
0,6	0,07	0,08	0,09	0,09	0,10	0,11	0,11	4,4	0,82	0,55	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51
0,7	0,08	0,08	0,09	0,09	0,10	0,11	0,11	4,5		0,59	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52
0,8	0,09	0,09	0,09	0,09	0,10	0,11	0,11	4,6		0,62	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53
0,9	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,11	0,11	4,7		0,67	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
1,0	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	4,8		0,72	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
1,1	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	4,9		0,77	0,59	0,56	0,56	0,56	0,56
1,2	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	5,0		0,83	0,62	0,57	0,57	0,57	0,57
1,3	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	5,1		0,91	0,65	0,59	0,59	0,59	0,59
1,4	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	5,2		1,01	0,70	0,60	0,60	0,60	0,60
1,5	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	5,3			0,74	0,61	0,61	0,61	0,61
1,6	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	5,4			0,78	0,63	0,62	0,62	0,62
1,7	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	5,5			0,83	0,66	0,63	0,63	0,63
1,8	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	5,6			0,89	0,70	0,64	0,64	0,64
1,9	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	5,7			0,94	0,73	0,66	0,66	0,66
2,0	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	5,8			1,02	0,78	0,67	0,67	0,67
2,1	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	5,9			1,12	0,81	0,68	0,68	0,68
2,2	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	6,0			1,28	0,86	0,72	0,69	0,69
2,3	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	6,1				0,91	0,75	0,70	0,70
2,4	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	6,2				0,95	0,78	0,71	0,71
2,5	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	6,3				1,02	0,82	0,72	0,72
2,6	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	6,4				1,08	0,86	0,74	0,74
2,7	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	6,5				1,17	0,90	0,78	0,78
2,8	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	6,6				1,27	0,94	0,81	0,81
2,9	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	6,7				1,43	0,99	0,85	0,85
3,0	0,36	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	6,8					1,05	0,88	0,88
3,1	0,39	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	6,9					1,11	0,91	0,91
3,2	0,44	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	7,0					1,17	0,96	0,96
3,3	0,48	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	7,1					1,24	1,00	1,00
3,4	0,53	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	7,2					1,33	1,05	1,05
3,5	0,59	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	7,3					1,46	1,10	1,10
3,6	0,67	0,42	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	7,4						1,14	1,14
3,7		0,45	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	7,5						1,21	1,21
3,8		0,49	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	7,6						1,28	1,28
3,9		0,53	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	7,7						1,34	1,34
4,0		0,56	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46	7,8						1,44	1,44
4,1		0,61	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	7,9						1,56	1,56
4,2		0,67	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	8,0							

### 15.5. Calcul du poinçonnement

Il convient de déterminer si des armatures de poinçonnement sont nécessaires, initialement au périmètre  $u_1$ , puis si nécessaire aux périmètres suivants,  $u_i$ .

► Section 8.4 Si  $v_{Ed} > v_{Rd,c}$  des armatures de poinçonnement sont nécessaires

où

$v_{Ed}$  est la contrainte de poinçonnement

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d}$$

$d$  = la hauteur utile moyenne

$u_i$  = le périmètre du contour de contrôle considéré (► Sections 8.3, 8.7 et 12.4.3)

$V_{Ed}$  = l'effort de poinçonnement agissant

$\beta$  = le coefficient relatif à l'excentricité (► Section 8.2)

$v_{Rd,c}$  = la contrainte de poinçonnement résistante sans armature de poinçonnement (voir Tableau 15.5)

► Section 8.5 Les armatures verticales de poinçonnement sont dimensionnées au moyen de l'expression :

$$\left( \frac{A_{sw}}{s_r} \right) = \frac{u_1 (v_{Ed} - 0,75v_{Rd,c})}{1,5f_{ywd,ef}}$$

► Sections 10.4.2 & 12.4 où

$A_{sw}$  = l'aire d'un cours d'armatures de poinçonnement sur un périmètre autour de la colonne. Pour  $A_{sw,min}$  voir ► Section 10.4.2

$s_r$  = l'espacement radial entre deux cours successifs d'armatures de poinçonnement.

$u_1$  = le périmètre du premier contour de contrôle (voir Figures 8.3 et 8.4)

$f_{ywd,ef}$  = la résistance de calcul effective des armatures en MPa.

$$f_{ywd,ef} = (250 + 0,25d) \leq f_{yk} \quad d \text{ en mm}$$

Pour les armatures d'effort tranchant de classe de résistance 500, voir Tableau 15.8

Tableau 15.8 Résistance de calcul effective des armatures de poinçonnement  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

$d$	150	200	250	300	350	400	450
$f_{ywd,ef}$	287,5	300	312,5	325	337,5	350	362,5

► 6.4.5(3) ANB Le long du périmètre,  $u_0$ , situé au nu de la colonne, la contrainte de poinçonnement doit être vérifiée pour s'assurer que

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max}$$

où

$\beta$  = coefficient relatif à l'excentricité (voir Section 8.2)

$V_{Ed}$  = effort tranchant agissant

$d$  = hauteur utile moyenne

$u_0$  =  $2(c_1 + c_2)$  pour colonnes intérieures

=  $c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$  pour colonnes de rive

=  $3d \leq c_2 + c_1$  pour colonnes d'angle

où

$c_1$  = hauteur de la section de la colonne (pour les colonnes de rive, mesurée perpendiculairement au bord libre)

$c_2$  = largeur de colonne telle qu'indiquée à la Figure 8.5

$$v_{Rd,max} = 0,5 v_{cd}$$

où

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (f_{ck} \text{ en N/mm}^2)$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{avec } \alpha_{cc} = 1,0$$

### 15.6. Vérification des flèches

► [Section 10.5](#) En règle générale, le contrôle des flèches à l'ELS peut être réalisé en limitant le rapport portée/hauteur utile.

Une vérification plus précise de la déformation sort du champ d'application de la présente publication. La méthode basée sur la limitation du rapport portée/hauteur utile consiste à vérifier:

$$l/d \leq N \cdot K \cdot F_1 \cdot F_2 \cdot F_3$$

$N$  = le rapport de référence portée/hauteur utile déterminé pour  $K = 1,0$  et  $\rho' = 0$  au moyen des expressions de la ► [Section 10.5.2](#) ou du [Tableau 15.9](#) ou de la [Figure 15.3](#)

$K$  = un coefficient qui tient compte du système structural, voir [Tableau 15.10](#)

$F_1$  = un coefficient correcteur des sections en T. Lorsque  $b_{eff}/b_w = 1,0$ ,  $F_1 = 1,0$

Lorsque  $b_{eff}/b_w$  est supérieur à 3,0,  $F_1 = 0,80$ . Pour les valeurs intermédiaires de  $b_{eff}/b_w$ ,  $F_1$  est obtenu par interpolation (Voir [Tableau 15.11](#)).

où

$b_{eff}$  est définie dans la [Section 5.2.2](#)

$b_w$  est la largeur de l'âme. Dans les poutres en I,  $b_w$  = largeur minimale de l'âme dans la zone tendue. Pour les âmes variables,  $b_w$  = largeur de l'âme au niveau moyen de l'armature

Tableau 15.9 Rapports de référence portée/hauteur utile,  $N$ , pour les éléments en l'absence de compression axiale

Armature nécessaire, $\rho$	$f_{ck}$						
	20	25	30	35	40	45	50
0,30 %	25,9	32,2	39,2	46,6	54,6	63,0	71,8
0,40 %	19,1	22,4	26,2	30,4	35,0	39,8	45,0
0,50 %	17,0	18,5	20,5	23,0	25,8	28,8	32,0
0,60 %	16,0	17,3	18,5	19,8	21,3	23,1	25,2
0,70 %	15,3	16,4	17,4	18,5	19,6	20,6	21,7
0,80 %	14,8	15,7	16,6	17,6	18,5	19,4	20,4
0,90 %	14,3	15,2	16,0	16,8	17,7	18,5	19,3
1,00 %	14,0	14,8	15,5	16,3	17,0	17,8	18,5
1,20 %	13,5	14,1	14,8	15,4	16,0	16,6	17,3
1,40 %	13,1	13,7	14,2	14,8	15,3	15,8	16,4
1,60 %	12,9	13,3	13,8	14,3	14,8	15,2	15,7
1,80 %	12,7	13,1	13,5	13,9	14,3	14,8	15,2
2,00 %	12,5	12,9	13,3	13,6	14,0	14,4	14,8
2,50 %	12,2	12,5	12,8	13,1	13,4	13,7	14,0
3,00 %	12,0	12,3	12,5	12,8	13,0	13,3	13,5
3,50 %	11,9	12,1	12,3	12,5	12,7	12,9	13,1
4,00 %	11,8	11,9	12,1	12,3	12,5	12,7	12,9
$\rho_0$	0,45 %	0,50 %	0,55 %	0,59 %	0,63 %	0,67 %	0,71 %

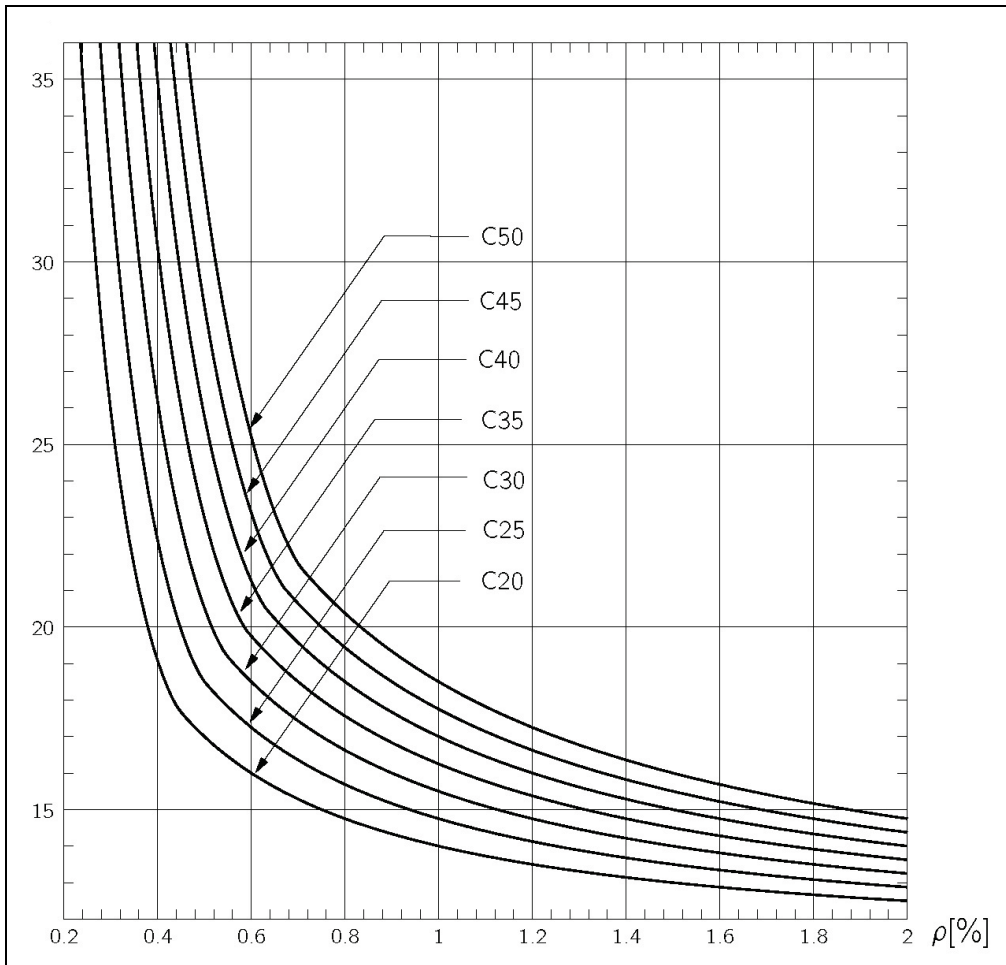
**Conditions**  
 Les valeurs du rapport portée/hauteur utile ont été obtenues à partir des Expressions (7.16.a) et (7.16.b) de l'EN 1992-1-1 ► [Section 10.5.2](#), en utilisant  $K = 1$  (sur appuis simples) et  $\rho' = 0$  (armatures de compression non requises).  
 Le rapport portée/hauteur utile doit se baser sur la plus courte des portées dans les dalles portant dans deux directions et sur la plus longue des portées dans les planchers-dalles.

Tableau 15.10 Coefficients  $K$  à appliquer aux rapports de référence portée/hauteur utile  
 ► [Section 10.5.2](#) [Tableau 10.3](#)

Système structural		$K$
Poutres	Dalles	
Poutres sur appuis simples	Dalles sur appuis simples, portant dans une ou deux directions	1,0
Travée de rive de poutres continues	Travée de rive de dalles continues portant dans une direction, ou dalles continues le long d'un grand côté et portant dans deux directions	1,3
Travée intermédiaire de poutres continues	Travée intermédiaire de dalles continues	1,5
—	Plancher-dalle (pour la portée la plus longue)	1,2
Consoles	Console	0,4



Figure 15.3 – Rapports de référence portée/hauteur utile,  $N$ , pour les éléments en l'absence de compression axiale, en fonction de  $\rho = A_{s,req}/(bd)$



Notes

- 1 Ce graphique suppose la condition d'une travée simplement appuyée ( $K=1,0$ )  
 $K=1,5$  pour une travée intérieure  
 $K=1,3$  pour une travée d'extrémité  
 $K=0,4$  pour une travée en encorbellement
- 2 L'armature en compression,  $\rho'$  a été prise à 0
- 3 Les courbes sont basées sur les expressions suivantes :

$$\text{si } \rho \leq \rho_0 \quad \frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{1,5} \right]$$

$$\text{si } \rho > \rho_0 \quad \frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right]$$

Tableau 15.11 Valeurs du coefficient correcteur  $F_1$ , pour les poutres en T

N

$b_{eff}/b_w$	1,0	1,5	2,0	2,5	$\geq 3,0$
$F_1$ (MPa)	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80

$F_2$ = un coefficient qui tient compte des cloisons fragiles en association avec des grandes portées. Généralement  $F_2 = 1,0$  mais si des cloisons fragiles sont susceptibles d'être endommagées par des flèches excessives,  $F_2$  doit être déterminé comme suit :

- pour les planchers-dalles dont la portée la plus longue est supérieure à 8,5 m,  
 $F_2 = 8,5/l_{eff}$

- pour les poutres et autres dalles dont les portées dépassent 7,0 m,  $F_2 = 7,0/l_{\text{eff}}$ , les valeurs de  $F_2$  peuvent être prises dans le [Tableau 15.12](#)

$F_3$  = un coefficient qui tient compte du niveau de contrainte en service dans les armatures tendues

$$F_3 = \frac{310}{\sigma_s} \leq 1,5.$$

Pour se placer du côté de la sécurité, on peut supposer l'armature dimensionnée pour une contrainte en service  $\sigma_s$ , de 310 MPa, on a alors

$$F_3 = \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \leq 1,5$$

(Il est à noter que l'EC2 ne définit pas la limite de 1,5)

De manière plus précise, la contrainte en service,  $\sigma_s$ , peut être calculée au moyen des sollicitations sous charges fréquentes ou estimée comme suit :

$$\sigma_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{M_{Eqp}}{M_{Ed}} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \cdot \frac{1}{\delta}$$

$$\sigma_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{G_k + \psi_2 Q_k}{1,35 G_k + 1,5 Q_k} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \cdot \frac{1}{\delta}$$

où

$M_{Eqp}$  = moment sollicitant sous la combinaison ELS fréquente.

$M_{Ed}$  = moment sollicitant à l'ELU.

$A_{s,req}$  = section d'armature nécessaire.

$A_{s,prov}$  = section d'armature prévue.

$1/\delta$  = facteur permettant de "supprimer" la redistribution éventuelle des moments qui est réalisée pour le dimensionnement à l'ELU et ainsi obtenir des moments "non-redistribués" à l'ELS. Si aucune redistribution n'a été considérée pour le dimensionnement à l'ELU :  $1/\delta = 1$

Tableau 15.12 Coefficient  $F_2$ , relatif aux grandes portées soutenant des cloisons fragiles

Portée, (m)	$l_{\text{eff}}$	$\leq 7,0$	7,5	8,0	8,5	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0
Planchers-dalles	$8,5/l_{\text{eff}}$	1,00	1,00	1,00	1,00	0,94	0,85	0,77	0,71	0,65	0,61	0,57	0,53
Poutres et autres dalles	$7,0/l_{\text{eff}}$	1,00	0,93	0,88	0,82	0,78	0,70	0,64	0,58	0,54	0,50	0,47	0,44

## 15.7. Maîtrise de la fissuration

### ► Section 10.2

Les fissures peuvent être limitées à des ouvertures acceptables en prenant les mesures suivantes :

- Prévoir une quantité minimale d'armatures, de sorte que les armatures ne se plastifient pas dès la formation de la première fissure (voir [Section 10.3](#)).
- **► 7.3.3(2)** Si les déformations gênées sont la cause principale de la fissuration, limiter le diamètre des armatures comme illustré dans le [Tableau 10.1](#). Dans ce cas, n'importe quel niveau de contrainte de l'acier peut être choisi, mais la valeur choisie doit alors être utilisée dans le calcul de  $A_{s,min}$  et le diamètre des armatures doit être limité comme indiqué.
- Si les charges extérieures sont la cause principale de la fissuration, limiter le diamètre des armatures comme indiqué dans le [Tableau 10.1](#) ou limiter l'espacement des armatures comme indiqué dans le [Tableau 10.2](#). (voir [Tableau 15.13](#))

Si l'on utilise un de ces tableaux, la contrainte de l'acier doit être calculée sur la base d'une section fissurée dans la combinaison d'actions correspondante.

En l'absence d'exigences spécifiques (étanchéité à l'eau, par exemple), la valeur limite calculée de l'ouverture des fissures  $w_{\max}$  peut être limitée à 0,3 mm dans toutes les classes d'exposition dans des combinaisons quasi-permanentes de charges. Pour les classes d'exposition X0 et XC1 et la classe d'environnement E1, l'ouverture des fissures n'a pas d'incidence sur la durabilité et une limite de 0,4 mm peut être adoptée pour garantir un aspect acceptable.

La contrainte de traction dans l'armature à l'ELS,  $\sigma_s$ , peut être déterminée comme pour le facteur  $F_3$  à la section précédente.

Il convient de vérifier également les aires minimales et les aspects des dispositions constructives. [Sections 10.3, 10.4](#)

Tableau 15.13 Diamètre maximal des barres ou espacement maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration ► [Section 10.2 Tableaux 10.1 et 10.2](#)

Contrainte de l'acier (MPa) $\sigma_s$	Dimension maximale des barres (mm)		OU	Espacement maximal des barres (mm)	
	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,4$ mm		$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,4$ mm
160	32	40		300	300
200	25	32		250	300
240	16	20		200	250
280	12	16		150	200
320	10	12		100	150
360	8	10		50	100

## 15.8. Dimensionnement des éléments soumis à la flexion composée

### 15.8.1. Généralités

Dans les colonnes, les moments de calcul  $M_{Ed}$  et l'effort normal de calcul appliqué  $N_{Ed}$  doivent être déterminés au moyen de l'analyse, en tenant compte des imperfections et, si nécessaire, des effets du second ordre (voir [Section 5.6](#)).

### 15.8.2. Dimensionnement

#### 15.8.2.1 Section rectangulaire simplement armée

Une section rectangulaire simplement armée peut être dimensionnée au moyen du diagramme d'interaction de la [Figure 15.4](#).

Ce diagramme est établi en posant les hypothèses suivantes :

- Section rectangulaire de largeur  $b$ , de hauteur  $h$ , et de hauteur utile  $d$ .
- Béton de classe inférieure ou égale à C50,  $f_{ck} \leq 50$  MPa,  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$  avec  $\alpha_{cc} = 0,85$
- Armature simple des sections  $A_s$ , de classe B,  $f_{yk} = 500$  MPa,  $\gamma_s = 1,15$ ,

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}, \varepsilon_{ud} = 0,8 \cdot 0,05 = 0,04, k = (f_i / f_y)_k = 1,08$$

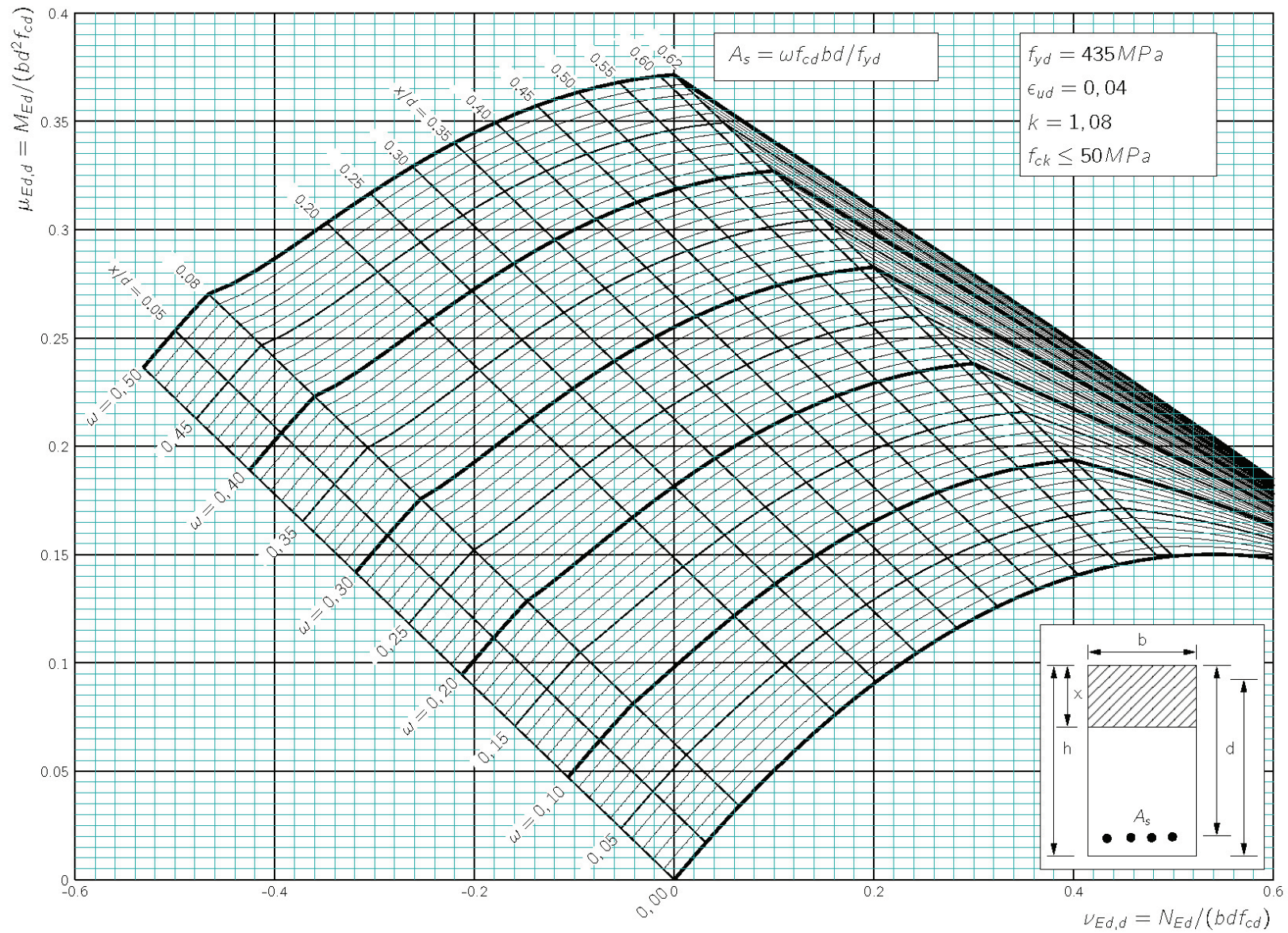
Les efforts normaux  $v_{Ed,d}$  et moments réduits  $\mu_{Ed,d}$  sont définis de la manière suivante :

$$v_{Ed,d} = \frac{N_{Ed}}{b d f_{cd}} \quad \text{et} \quad \mu_{Ed,d} = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}}$$

L'armature peut être obtenue à partir du ratio mécanique d'armature  $\omega$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b d f_{cd}} \quad \text{ou} \quad A_s = \omega b d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Figure 15.4 Interaction section rectangulaire – armature simple



**15.8.2.2 Section rectangulaire armée symétriquement**

Une section rectangulaire armée symétriquement peut être dimensionnée au moyen des diagrammes d'interaction des Figures [15.5](#) à [15.7](#).

Ces diagrammes sont établis en posant les hypothèses suivantes:

- Section rectangulaire de largeur  $b$ , de hauteur  $h$ , et de hauteur utile  $d$ .
- Béton de classe inférieure ou égale à C50,  $f_{ck} \leq 50$  MPa,  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$  avec  $\alpha_{cc} = 0,85$
- Armature double symétrique de sections  $A_{s1} = A_{s2}$ , de classe B,  $f_{yk} = 500$  MPa,  $\gamma_s = 1,15$ ,  $f_{yd} = 435$  MPa,  $\varepsilon_{ud} = 0,8 \cdot 0,05 = 0,04$ ,  $k = (f_t / f_y)_k = 1,08$

Les efforts normaux  $v_{Ed,h}$  et moments réduits  $\mu_{Ed,h}$  sont définis de la manière suivante :

$$v_{Ed,h} = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} \quad \text{et} \quad \mu_{Ed,h} = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}}$$

Les armatures peuvent être obtenues à partir du ratio mécanique d'armature  $\omega$

$$\omega = \frac{A_{s1} f_{yd}}{bh f_{cd}} = \frac{A_{s2} f_{yd}}{bh f_{cd}} \quad \text{ou} \quad A_{s1} = A_{s2} = \omega bh \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Les diagrammes 15.5, 15.6, 15.7 et 15.8 sont établis respectivement pour des valeurs de  $d/h = 0,95$ ,  $d/h = 0,90$ ,  $d/h = 0,85$  et  $d/h = 0,80$



Figure 15.5 Diagramme d'interaction section rectangulaire – armature double symétrique –  $d/h = 0,95$

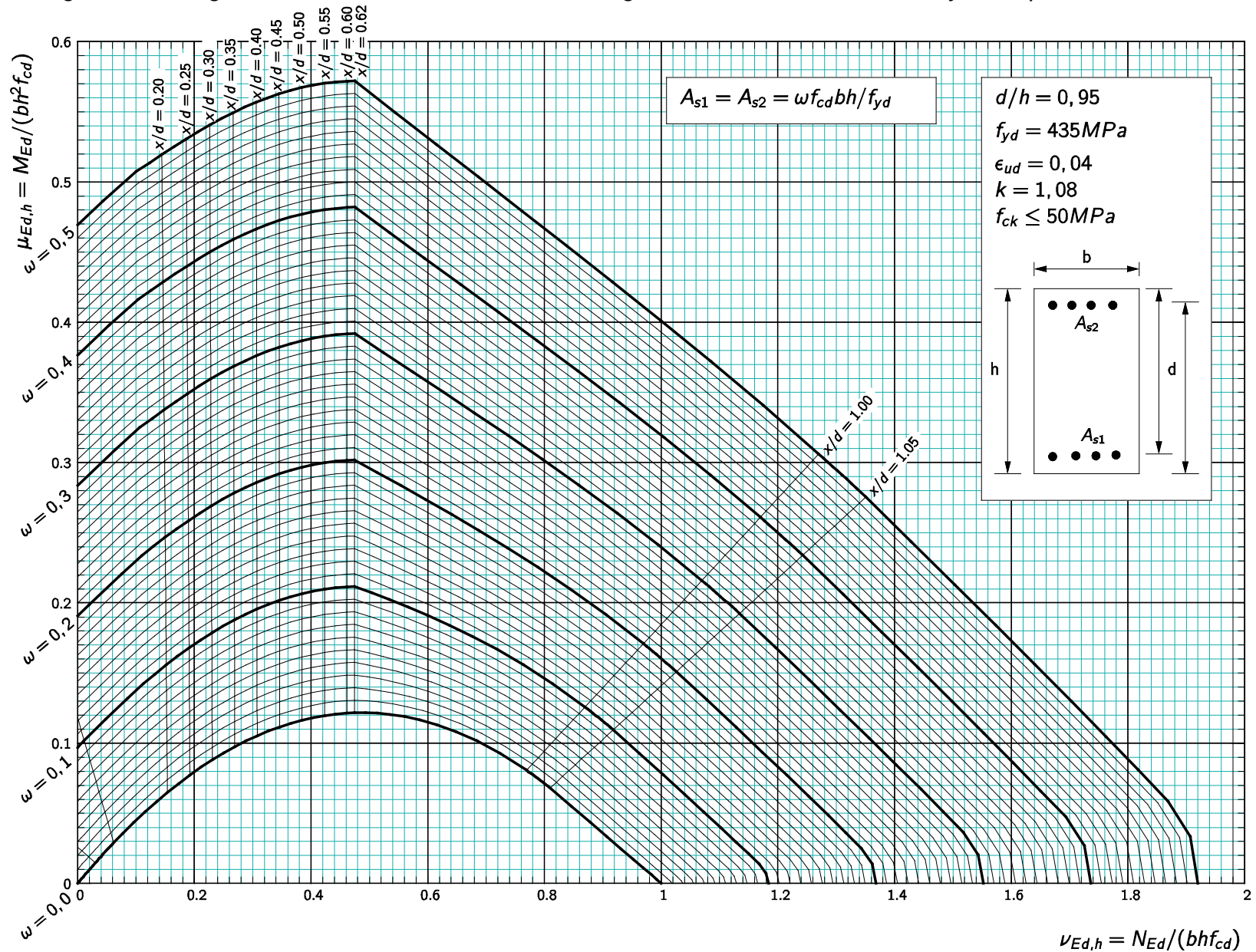


Figure 15.6 Diagramme d'interaction section rectangulaire – armature double symétrique –  $d/h = 0,90$

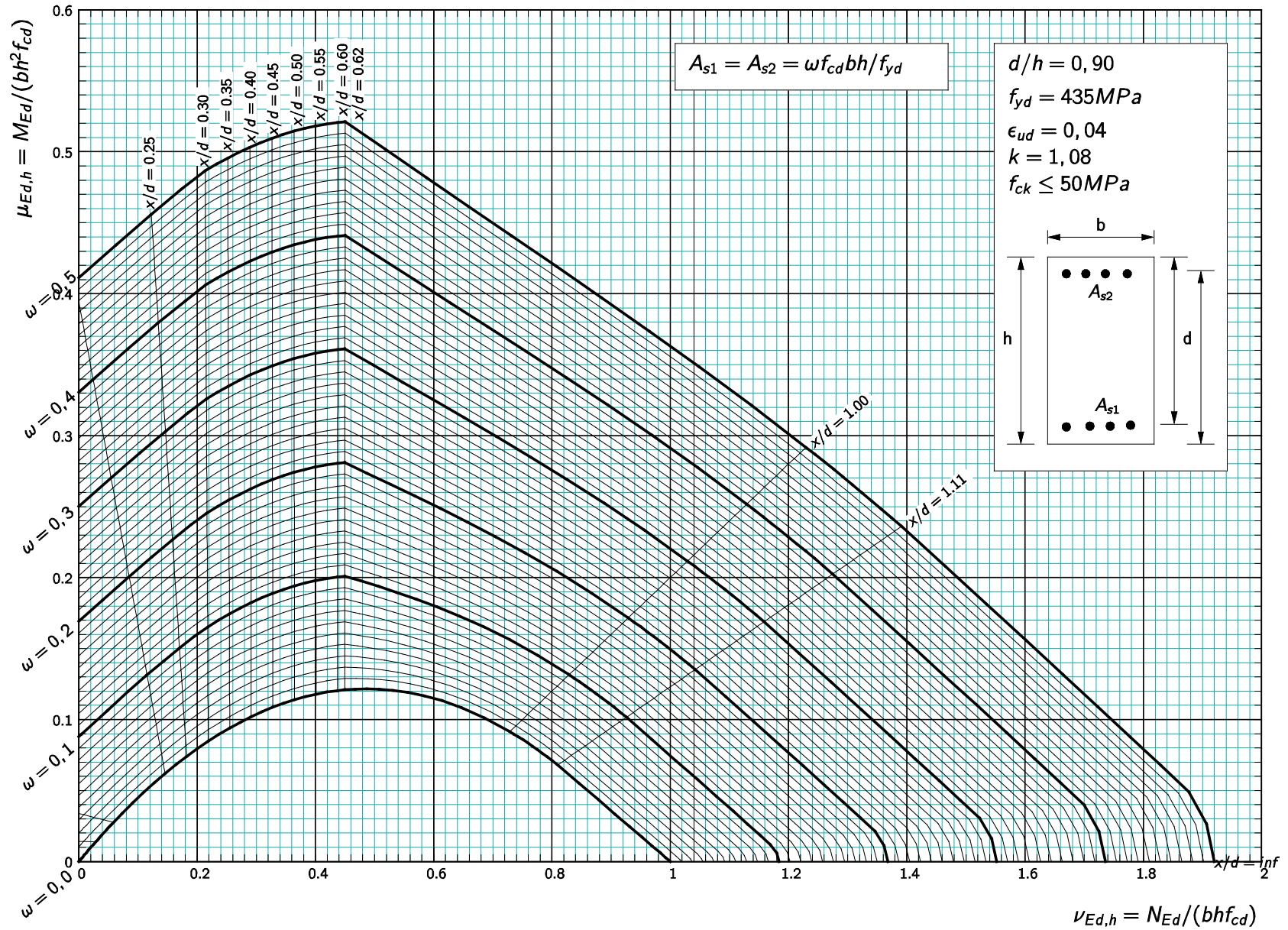


Figure 15.7 Diagramme d'interaction section rectangulaire – armature double symétrique –  $d/h = 0,85$

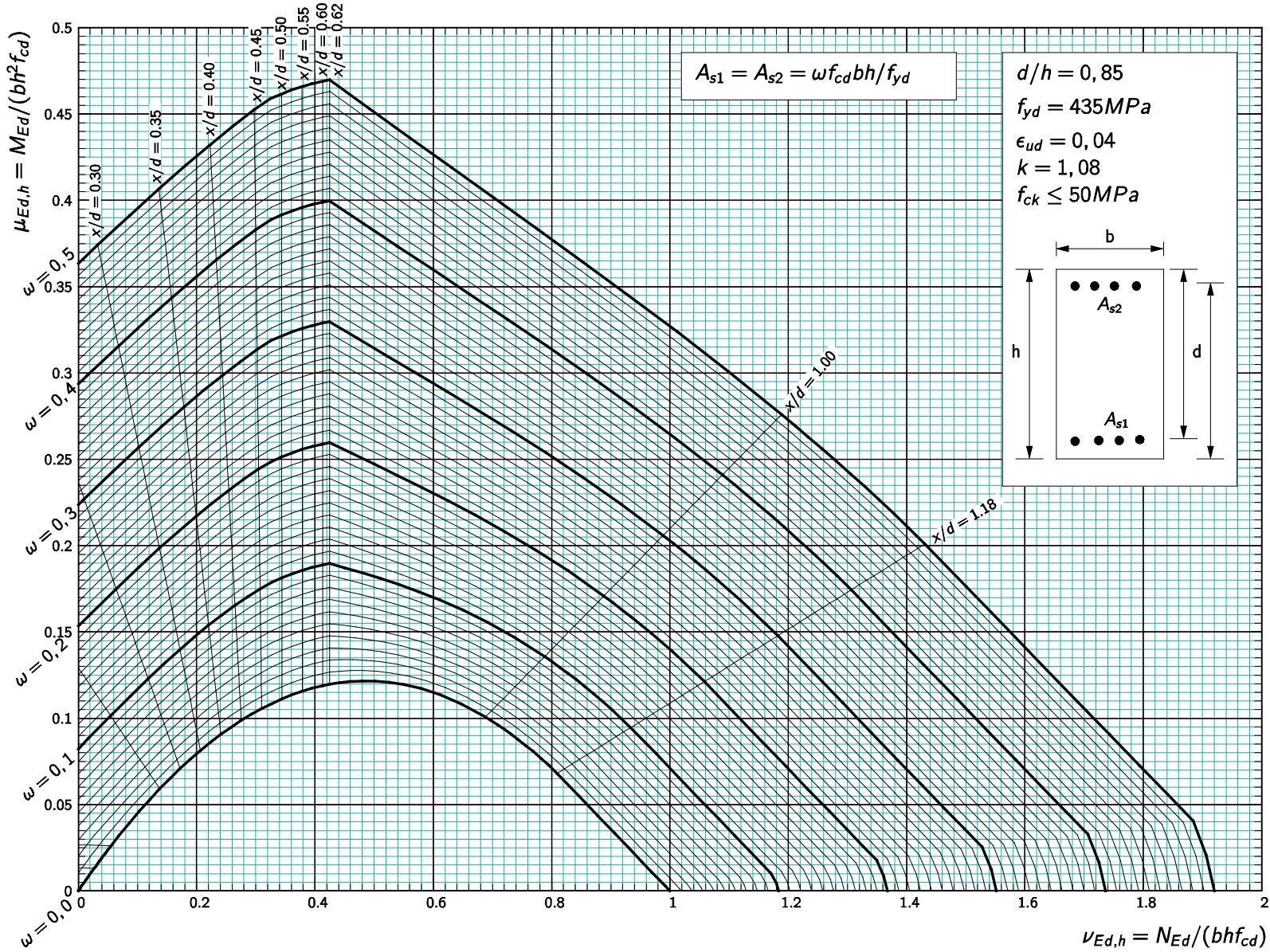
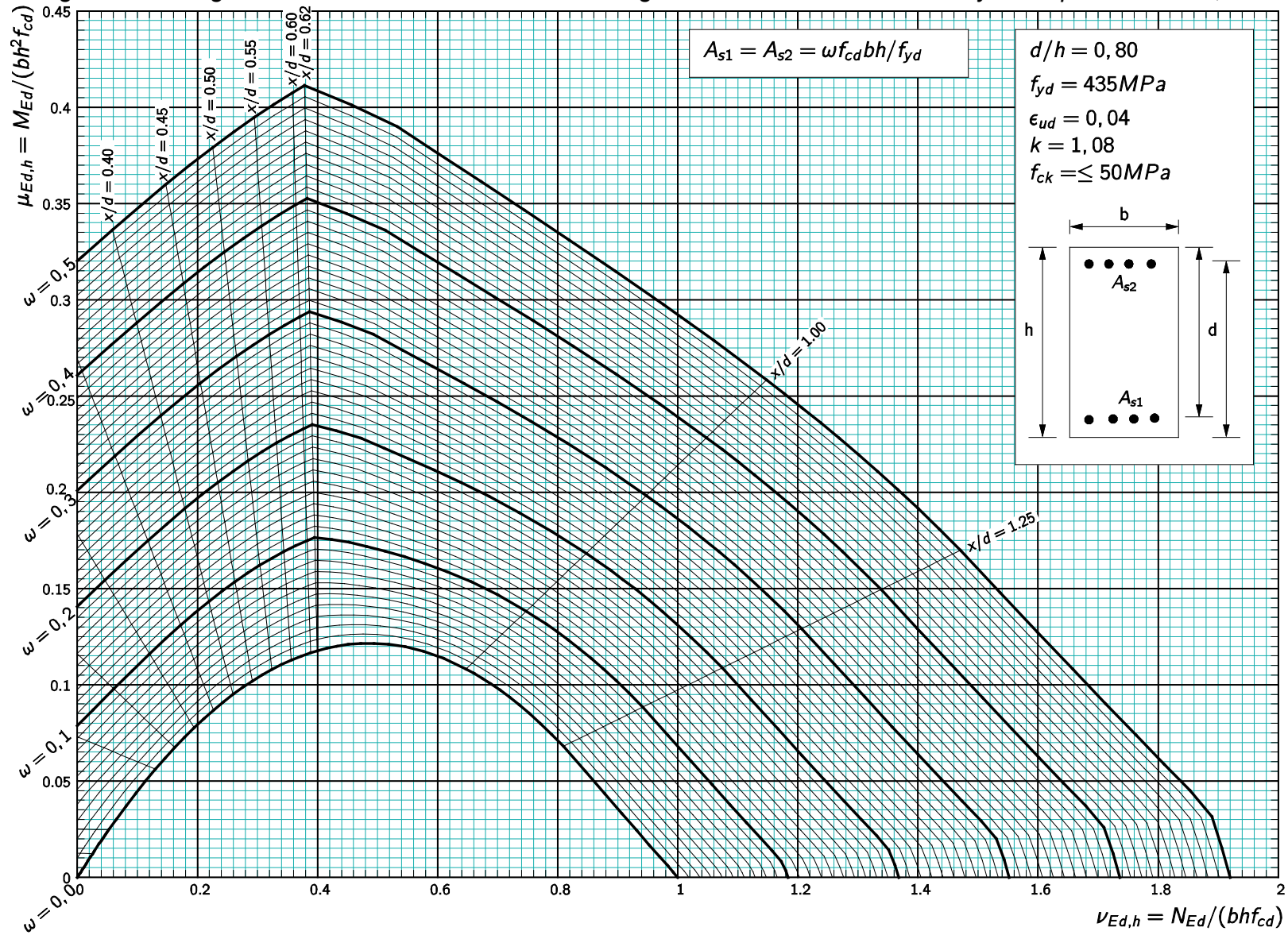




Figure 15.8 Diagramme d'interaction section rectangulaire – armature double symétrique –  $d/h = 0,80$



**15.8.2.3 Section circulaire**

Une section circulaire peut être dimensionnée au moyen des diagrammes d'interaction des Figures [15.9](#) à [15.12](#).

Ces diagrammes sont établis en posant les hypothèses suivantes :

- Section circulaire de diamètre  $h$  et de hauteur utile  $d$ .
- Béton de classe inférieure ou égale à C50,  $f_{ck} \leq 50$  MPa,  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$  avec  $\alpha_{cc} = 0,85$
- Armature  $A_s$  répartie sur une circonférence de rayon  $(d - h/2)$ , de classe B,  $f_{yk} = 500$  MPa,  $\gamma_s = 1,15$ ,  $f_{yd} = 435$  MPa,  $\varepsilon_{ud} = 0,8.0,05 = 0,04$ ,  $k = (f_t/f_y)_k = 1,08$

Les efforts normaux  $v_{Ed}$  et moments réduits  $\mu_{Ed}$  sont définis de la manière suivante :

$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad \text{et} \quad \mu_{Ed} = \frac{M_{ed}}{A_c h f_{cd}}$$

où

$A_c$  est l'aire de la section  $A_c = \pi h^2/4$

Les armatures peuvent être obtenues à partir du ratio mécanique d'armature  $\omega$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad \text{ou} \quad A_s = \omega A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Les diagrammes 15.9, 15.10, 15.11 et 15.12 sont établis respectivement pour des valeurs de  $d/h = 0,90$ ,  $d/h = 0,85$ ,  $d/h = 0,80$  et  $d/h = 0,75$

Figure 15.9 Diagramme d'interaction section circulaire –  $d/h = 0,90$

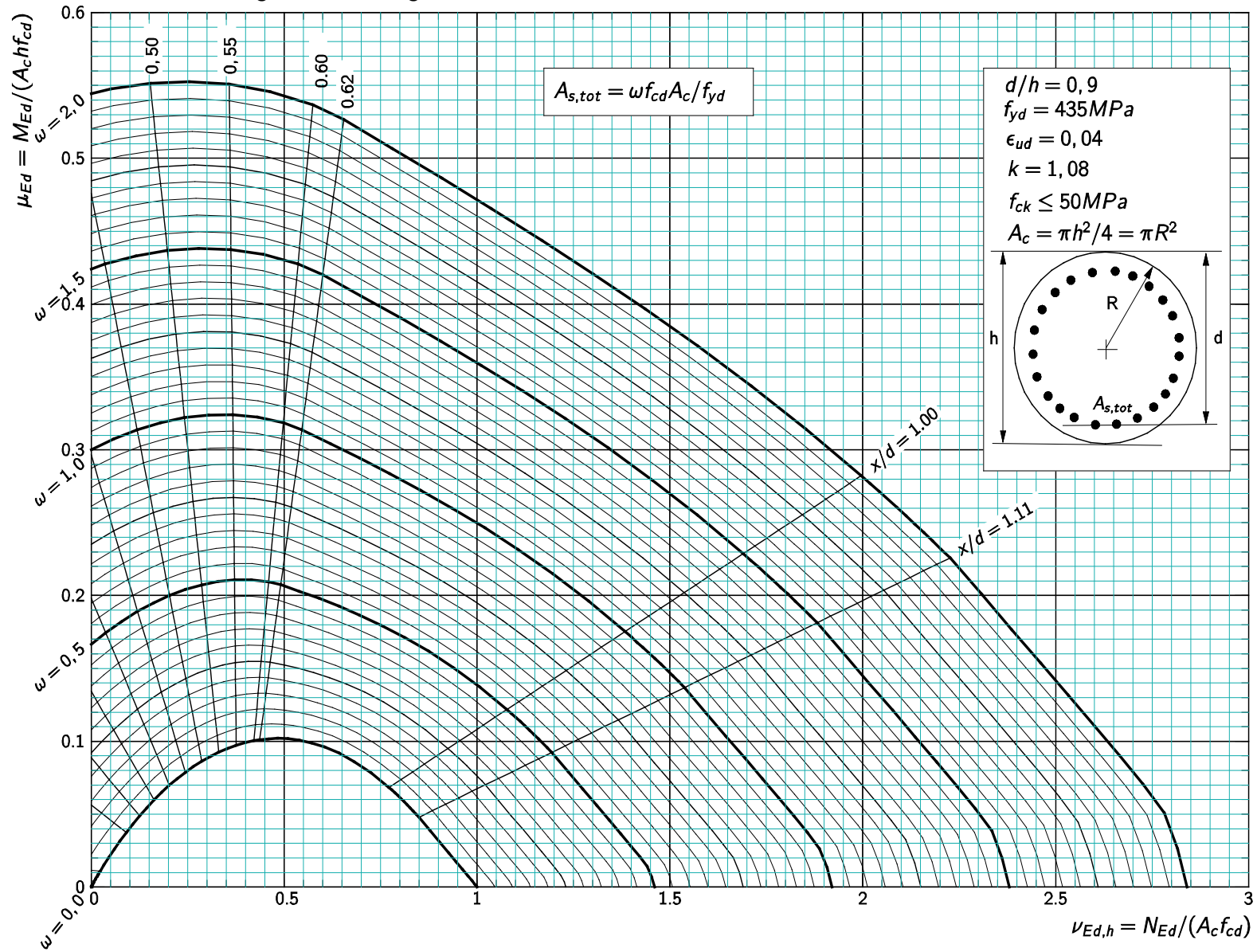


Figure 15.10 Diagramme d'interaction section circulaire –  $d/h = 0,85$

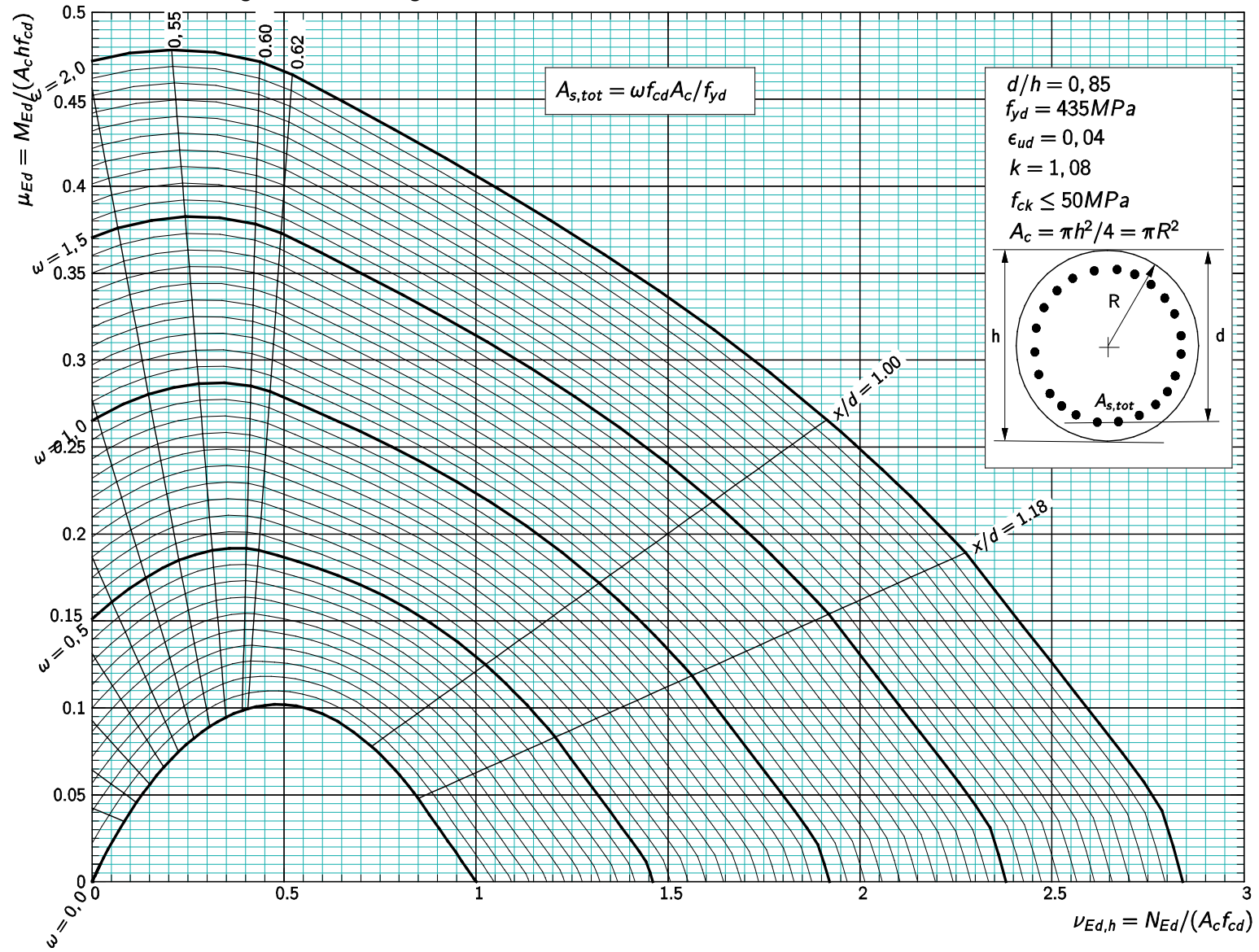


Figure 15.11 Diagramme d'interaction section circulaire –  $d/h = 0,80$

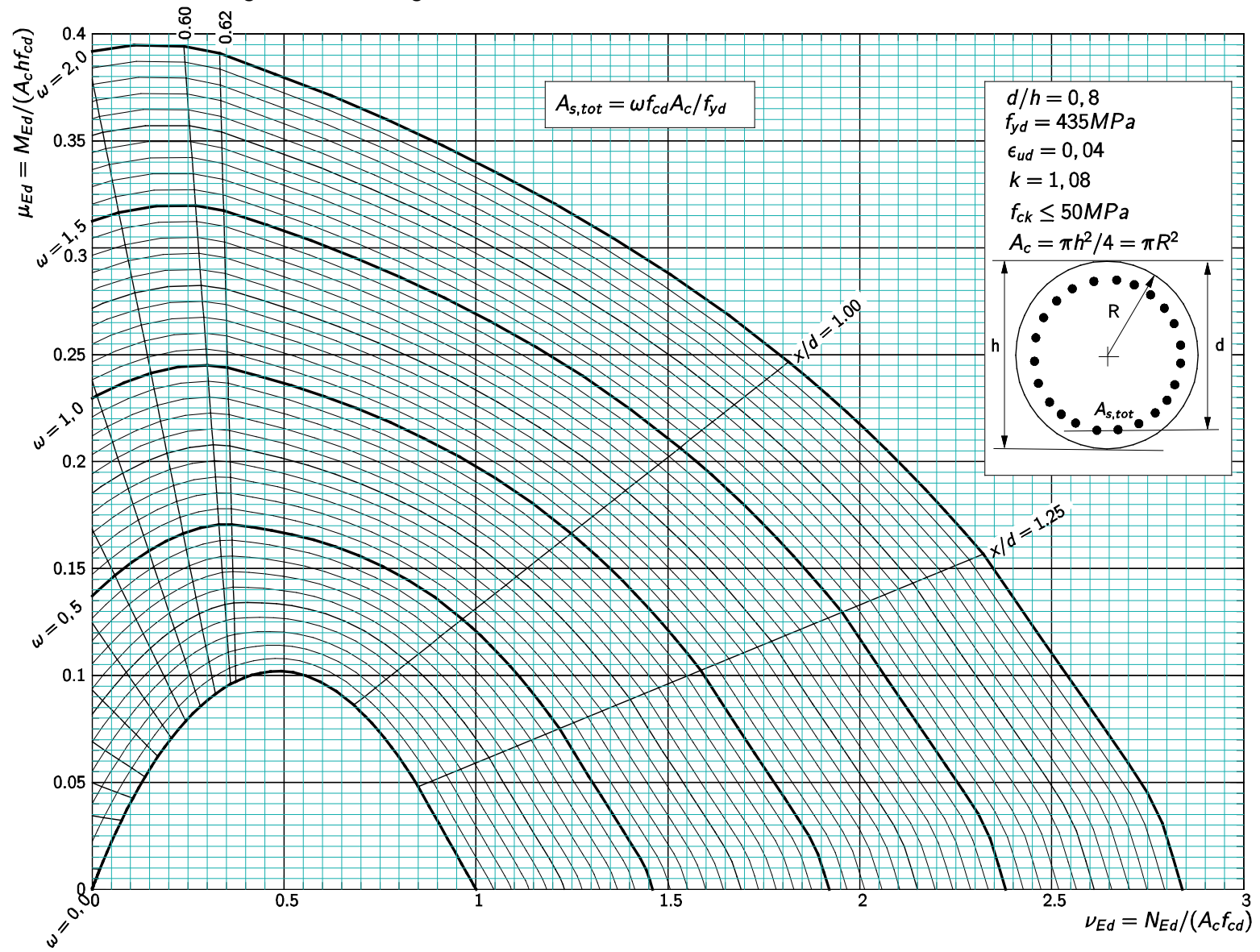
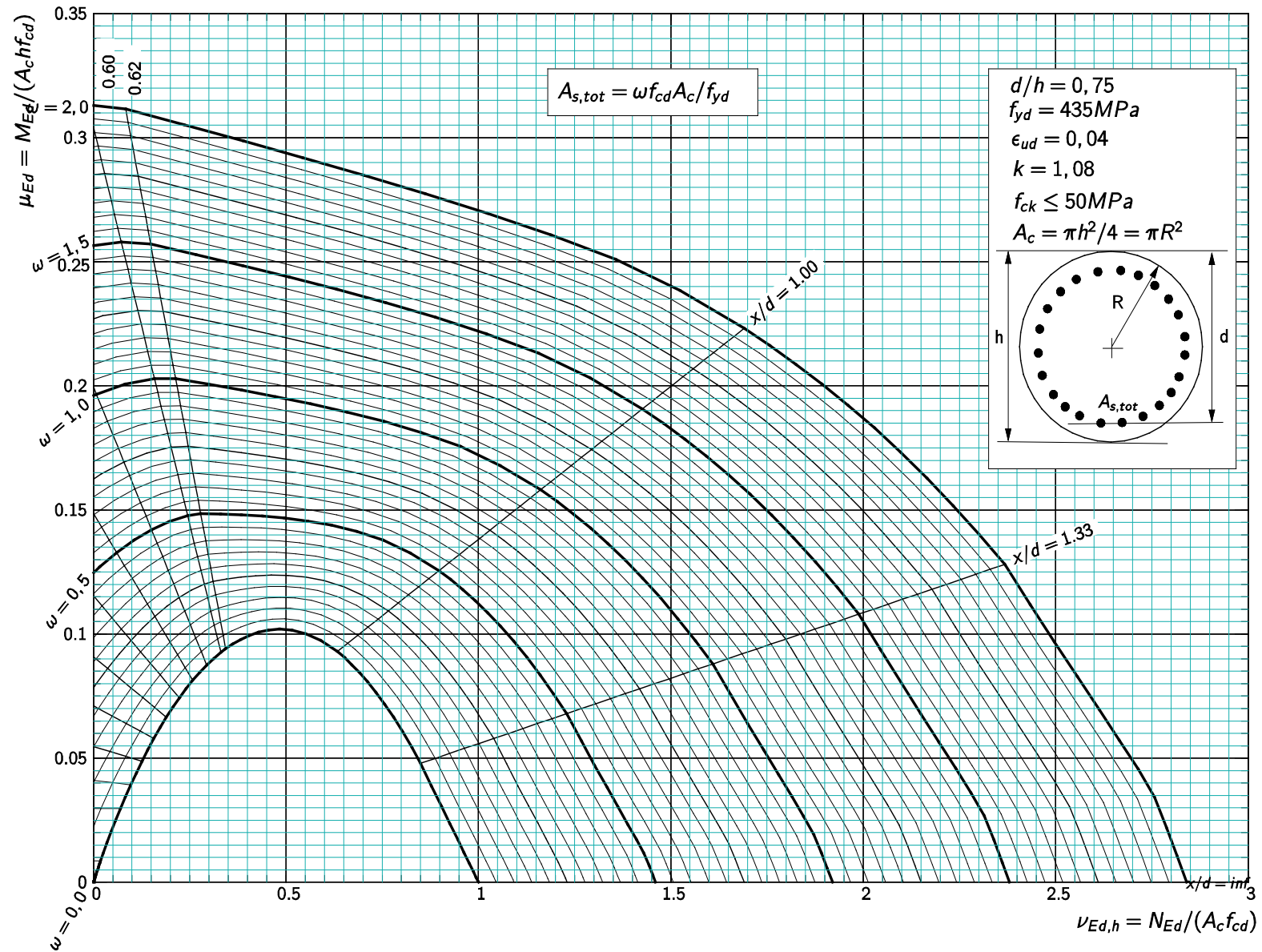




Figure 15.12 Diagramme d'interaction section circulaire –  $d/h = 0,75$



## 16. Références

- 1 NBN EN 1992-1-1:2005, Eurocode 2 – Partie 1-1 : *Calcul des structures en béton – Règles générales et règles pour les bâtiments.* + AC:2008 + AC:2010 (corrigenda)  
**1a** Annexe Nationale de l'Eurocode 2 – Partie 1-1 ANB:2010, NBN
- 2 NBN EN 1992-1-2:2005, Eurocode 2 – Partie 1-2 : *Calcul des structures en béton – Partie 1-2. Calcul du comportement au feu.* + AC:2008  
**2a** Annexe Nationale de l'Eurocode 2 – Partie 1-2 ANB:2010, NBN
- 3 NBN EN 1992-2:2005, Eurocode 2 – Partie 2 : *Calcul des structures en béton - Ponts.* + AC:2008  
**3a** Annexe Nationale de l'Eurocode 2 – Partie 2 ANB : 2014, NBN
- 4 NBN EN 1992-3:2006, Eurocode 2 – Partie 3 : *Calcul des structures en béton – Silos et réservoirs.*  
**4a** Annexe Nationale de l'Eurocode 2 – Partie 3 ANB:2013, NBN
- 5 NBN EN 1990+A1:2002, Eurocode: *Bases de calcul des structures.*  
NBN EN 1990/A1:2006, NBN EN 1990/A1/AC : 2010,  
**5a** Annexe Nationale de l'Eurocode ANB:2013, NBN
- 6 NBN EN 1991, Eurocode 1 : *Actions sur les structures* (10 parties).  
**6a** Annexes Nationales de l'Eurocode 1, NBN
- 7 DD NBN ENV 13670-1:2000 : *Exécution des ouvrages en béton. Tronc commun.*
- 8 NBN EN 13670: 2010: *Exécution des structures en béton*, NBN  
**8a** Annexe Nationale de la NBN EN 13670 = NBN B 15-400 :2015 + AC:2016
- 9 NBN EN 1997-1:2005, Eurocode 7 : *Calcul géotechnique – Partie 1. Règles générales.* +A1 :2014  
**9a** Annexe Nationale de l'Eurocode 7 – Partie 1 ANB :2014, NBN
- 10 NBN EN 206-1:2001, *Béton – Partie 1 : Spécification, performance, production et conformité.*  
**10a** NBN B 15-001:2012 - Supplément à la NBN EN 206-1 - Béton - Spécification, performances, production et conformité, NBN  
**10b** NBN EN 206 : 2014 *Béton - Spécification, performances, production et conformité*
- 11 NBN EN 10080 :2005 *Acier pour l'armature du béton – Acier soudable pour béton armé – Généralités.*, NBN
- 12 *Comment calculer... ? Calcul des structures en béton selon l'Eurocode 2*, FEBELCEM, 2016
- 13 DD NBN ENV 1992-1-1 : *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-1, Règles générales et règles pour les bâtiments* avec son Document d'Application Nationale, NBN
- 14 ISO/FDIS 17660-2: *Welding – Welding of reinforcing steel – Part 2: Non-load bearing welded joints.* ISO, 2005.
- 15 NBN EN 1536+A1:2015 *Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Pieux forés*, NBN





Symboles et abréviations utilisés dans cette publication

**17. Symboles – Définitions**

$ x $	Valeur absolue de $x$
$1/r$	Courbure en une section donnée
$A$	Aire de la section droite ; Action accidentelle
$A, B, C$	Variables utilisées dans la détermination de $\lambda_{lim}$
$A_c$	Aire de la section droite du béton
$A_{ct}$	Aire de la section droite de béton tendu. La zone de béton tendue est la partie de la section dont le calcul montre qu'elle est tendue juste avant la formation de la première fissure.
$A_d$	Valeur de calcul d'une action accidentelle
$A_k$	Aire intérieure au feuillet moyen des parois, partie creuse intérieure (torsion) comprise
$A_p$	Aire de la section droite des armatures de précontrainte
$A_s$	Aire de la section droite des armatures de béton armé
$A_{s,min}$	Aire de la section droite minimale des armatures
$A_{s,prov}$	Aire de la section droite des armatures prévue
$A_{s,req}$	Aire de la section droite des armatures nécessaire
$A_{s1}$	Aire de la section droite des armatures de béton armé dans le lit 1
$A_{s2}$	Aire de la section droite des armatures comprimées dans le lit 2
$A_{sl}$	Aire de la section droite des armatures tendues s'étendant au moins $l_{bd} + d$ au-delà de la section considérée
$A_{sM} (A_{sN})$	Aire totale de la section droite des armatures nécessaire dans les colonnes rectangulaires symétriques pour résister au moment (charge axiale) à l'aide d'une méthode de calcul simplifiée
$A_{st}$	Aire de la section droite des armatures (aux recouvrements)
$A_{sw}$	Aire de la section droite des armatures d'effort tranchant
$A_{sw}$	Aire de la section droite des armatures de poinçonnement dans un contour autour de la colonne
$A_{sw,min}$	Aire de la section droite minimale des armatures d'effort tranchant
$A_{sw,min}$	Aire minimale de la section droite des armatures de poinçonnement dans un contour autour de la colonne
$a$	Distance, tolérance aux appuis
$a$	Distance de l'axe de l'armature longitudinale jusqu'à la surface du béton
$a$	Exposant (en considérant la flexion déviée des colonnes)
$a$	Débord de la semelle par rapport au nu de la colonne ou du voile
$a_b$	Moitié de l'espacement centre à centre des barres (perpendiculaire au plan de la partie courbe)
$a_l$	Distance de laquelle l'emplacement où une barre n'est plus requise pour le moment fléchissant est déplacé pour prendre en compte les efforts du modèle de treillis d'effort tranchant (distance de 'décalage' pour l'épure d'arrêt)
$a_m$	Distance moyenne de l'axe des armatures longitudinales jusqu'à la surface du béton
$a_{sd}$	Distance de l'axe de l'armature longitudinale jusqu'à la surface latérale de l'élément en béton
$a_v$	Distance entre les appuis ou le nu de l'appui et les charges appliquées sur la face supérieure des éléments
$a_l, b_l$	Dimensions du contour de contrôle autour d'un appui allongé (poinçonnement)
$b$	Largeur totale d'une section droite ou largeur de la table d'une poutre en T ou en L
$b_e$	Largeur participante d'un plancher-dalle (adjacent à une colonne de rive ou d'angle)
$b_{eff}$	Largeur participante d'une table de compression
$b_{eq} (h_{eq})$	Largeur équivalente (hauteur) de colonne = $b(h)$ pour sections rectangulaires
$b_{min}$	Largeur minimale de l'âme des poutres en T, I ou L
$b_t$	Largeur moyenne de la zone tendue. Pour une poutre en T dont la semelle est comprimée, seule la largeur de l'âme est prise en compte
$b_w$	Largeur de l'âme des poutres en T, I ou L. Largeur minimale entre la membrure tendue et la membrure comprimée
$b_y, b_z$	Dimensions du contour de contrôle (poinçonnement)
$c_{min}$	Enrobage minimal (dû aux exigences relatives à l'adhérence, $c_{min,b}$ ou à la durabilité $c_{min,dur}$ )
$c_{nom}$	Enrobage nominal. L'enrobage nominal doit satisfaire aux exigences minimales en matière d'adhérence, durabilité et feu
$c_x, c_y$	Dimensions de la colonne dans le plan
$c_1, c_2$	Dimensions d'une colonne rectangulaire. Pour les colonnes de rive, $c_1$ est mesuré perpendiculairement au bord libre (poinçonnement)

$D$	Diamètre de colonne circulaire ; Diamètre
$d$	Hauteur utile à l'acier en traction
$d_2$	Hauteur utile à l'acier en compression
$d_c$	Hauteur utile du béton en compression
$d_{eff}$	Hauteur utile de la dalle prise comme la moyenne des profondeurs utiles dans deux directions orthogonales (poinçonnement)
$dl$	longueur élémentaire du contour (poinçonnement)
$E$	Effet de l'action ; Intégrité (au feu) ; Module d'élasticité
$E_c, E_{c(28)}$	Module d'élasticité tangent pour un béton de masse volumique normale à une contrainte de $\sigma_c = 0$ et à 28 jours
$E_{c,eff}$	Module d'élasticité effectif du béton
$E_{cd}$	Valeur de calcul du module d'élasticité du béton
$E_{cm}$	Module d'élasticité sécant du béton
$E_d$	Valeur de calcul de l'effet des actions
$EI$	Rigidité en flexion
$E_s$	Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de béton armé
$Exp.$	Expression
$EQU$	Équilibre statique
$e$	Excentricité
$e_2$	Flèche (utilisée pour évaluer $M_2$ dans les colonnes élancées)
$e_i$	Excentricité due à des imperfections
$e_{par}$	Excentricité parallèle au bord de la dalle résultant d'un moment autour d'un axe perpendiculaire à celui-ci (poinçonnement)
$e_y, e_z$	Excentricité, $M_{Ed}/V_{Ed}$ le long des axes y et z respectivement (poinçonnement)
$F_1$	Coefficient qui tient compte des sections en T (flèche)
$F_2$	Coefficient qui tient compte des cloisons fragiles en association avec de longues travées (flèche)
$F_3$	Coefficient qui tient compte de la contrainte de service dans les armatures tendues (flèche)
$F$	Action
$F_{bt}$	Effort de traction dans la barre au début de la partie courbe provoqué par les charges ultimes
$F_c (F_s)$	Effort dans le béton (acier)
$F_{cd}$	Valeur de calcul de l'effort de compression du béton dans la direction de l'axe longitudinal de l'élément
$F_d$	Valeur de calcul d'une action
$F_E$	Effort de traction dans les armatures à ancrer
$F_{Ed}$	Effort de compression, valeur de calcul de la réaction d'appui
$F_k$	Valeur caractéristique d'une action
$F_{rep}$	Action représentative ( $= \psi F_k$ où $\psi$ = coefficient permettant de convertir l'action caractéristique en action représentative)
$F_{Rs}$	Résistance en traction de l'armature
$F_s$	Effort de traction dans l'armature
$F_{td}$	Valeur de calcul de l'effort de traction dans les armatures longitudinales
$F_{tie,col}$	Effort de liaison dans le chaînage horizontal, entre colonne et plancher ou toit (kN)
$F_{tie,int}$	Effort de traction dans le chaînage intérieur
$F_{tie,per}$	Effort de traction dans le chaînage périphérique
$F_{wd}$	Résistance de calcul au cisaillement de la soudure, valeur de calcul d'effort dans les étriers des corbeaux
$f_{bd}$	Contrainte ultime d'adhérence
$f_c$	Résistance en compression du béton
$f_{cd}$	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton
$f_{cd,pl}$	Résistance de calcul en compression du béton non armé
$f_{ck}$	Résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours
$f_{ck,cube}$	Résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cube à 28 jours
$f_{cm}$	Valeur moyenne de la résistance en compression du béton, mesurée sur cylindre
$f_{ctd}$	Résistance de calcul en traction du béton ( $\alpha_{ct} f_{ctk} / \gamma_c$ )
$f_{ct,eff}$	Valeur moyenne de la résistance en traction du béton à l'âge correspondant au moment où les premières fissures sont supposées apparaître. $f_{ct,eff} = f_{ctm}$
$f_{ctk}$	Résistance caractéristique en traction directe du béton
$f_{ctm}$	Valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton
$f_{ct,0,05}$	Fractile 5 % de la résistance en traction directe du béton
$f_{ct,0,95}$	Fractile 95 % de la résistance en traction directe du béton
$f_{cvd}$	Résistance de calcul en cisaillement et compression du béton (béton non armé)
$f_{sc}$	Contrainte de compression dans les armatures comprimées à l'ELU

$f_t$	Résistance en traction de l'acier de béton armé
$f_{tie, fac}$	Effort de traction par m' dans le chaînage horizontal, entre voile de façade et plancher ou toit (kN/m)
$f_{t,k}$	Résistance caractéristique en traction de l'acier de béton armé
$f_{yd}$	Limite d'élasticité de calcul des armatures longitudinales, $A_{sI}$
$f_{yk}$	Limite d'élasticité caractéristique de l'acier de béton armé
$f_{ywd}$	Limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant
$f_{ywd,ef}$	Résistance de calcul effective des armatures de poinçonnement
$f_{ywk}$	Limite d'élasticité caractéristique des armatures d'effort tranchant
$G_k$	Valeur caractéristique d'une action permanente
$g_k$	Valeur caractéristique d'une action permanente par unité de longueur ou de surface
$H_i$	Action horizontale agissant à un niveau
$h$	Hauteur totale d'une section droite ; Hauteur
$h_f$	Hauteur de la semelle ; Épaisseur de la table de compression
$h_H$	Hauteur verticale d'un chapiteau sous l'intrados d'une dalle (poinçonnement)
$h_0$	Rayon moyen de la section droite = $2A_c/u$
$h_s$	Épaisseur de la dalle
$I$	Moment d'inertie de la section de béton
$I$	Isolation (au feu)
$i$	Rayon de giration
$K$	$M_{Ed}/(bd^2f_{ck})$ Mesure de la contrainte de compression relative d'un élément en flexion
$K$	Coefficient qui tient compte du système structural (flèche)
$K'$	Valeur de K au-dessus de laquelle des armatures de compression sont requises
$K_r$	Coefficient de correction de courbure qui dépend de la charge axiale
$K_\psi$	Coefficient qui tient compte du fluage
$k$	Coefficient ou facteur
$k_c$	Coefficient qui tient compte de la nature de la répartition des contraintes dans la section, immédiatement avant la fissuration, ainsi que de la modification du bras de levier résultant de la fissuration (aires minimales)
$l$	Hauteur libre de colonne entre liaisons d'extrémité
$l$	Hauteur de la structure en mètres
$l$ (ou $L$ )	Longueur ; Portée
$l_0$	Longueur efficace (des colonnes)
$l_0$	Distance entre points de moment nul
$l_0$	Longueur de recouvrement de calcul
$l_{0,fi}$	Longueur efficace en cas d'incendie
$l_b$	Longueur d'ancrage de référence
$l_{bd}$	Longueur d'ancrage de calcul
$l_{b,eq}$	Longueur d'ancrage équivalente
$l_{b,min}$	Longueur d'ancrage minimale
$l_{b,rqd}$	Longueur d'ancrage de référence
$l_{eff}$	Portée utile
$l_H$	Distance horizontale depuis le nu de la colonne jusqu'au bord d'un chapiteau sous l'intrados d'une dalle (poinçonnement)
$l_n$	Distance libre entre nus d'appui
$l_s$	Hauteur plancher/plafond
$l_x, l_y$	Portées d'une dalle portant dans les deux directions x et y
$M$	Moment fléchissant. Moment de l'analyse du premier ordre
$M'$	Moment capable d'une section à armature unique (au-dessus duquel des armatures de compression sont requises)
$M_{0Eqp}$	Moment fléchissant du premier ordre dans une combinaison quasi-permanente de charges (ELS)
$M_{01}, M_{02}$	Moments d'extrémité du premier ordre à l'ELU, prenant en compte les imperfections
$M_{0Ed}$	Moment du premier ordre équivalent, effet des imperfections compris (à peu près à mi-hauteur)
$M_{0Ed,fi}$	Moment du premier ordre en cas d'incendie
$M_2$	Moment nominal du second ordre dans des colonnes élancées
$M_{Ed}$	Valeur de calcul du moment fléchissant agissant
$M_{Edy}, M_{Edz}$	Moment de calcul dans la direction respective
$M_{Rdy}, M_{Rdz}$	Moment résistant dans la direction respective
$m$	Nombre d'éléments verticaux contribuant à un effet
$m$	Masse
$N$	Effort normal
$N$	Rapport de base portée/hauteur utile, $l/d$ , pour $K = 1,0$ (utilisé à la <a href="#">Section 15.6</a> )
$N_{0Ed,fi}$	Charge axiale en cas d'incendie
$ANB$	Annexe Nationale

$N_a, N_b$	Forces longitudinales contribuant à $H_i$
$N_{Ed}$	Valeur de calcul de l'effort normal agissant (traction ou compression) à l'ELU
$NDP$	Paramètre(s) déterminé(s) au niveau national, tel(s) que publié(s) dans l'Annexe Nationale du pays
$n$	Niveau de charge. Du côté de la sécurité $n = 0,7$ (feu)
$n$	Contrainte axiale à l'ELU
$n$	Action ultime (charge) par unité de longueur (ou de surface)
$n_0$	Nombre d'étages
$n_b$	Nombre de barres dans le paquet
$Q_k$	Valeur caractéristique d'une action variable
$Q_{ki} (Q_{ki})$	Valeur caractéristique d'une action variable dominante (Valeur caractéristique d'une action variable d'accompagnement)
$q_k$	Valeur caractéristique d'une action variable par unité de longueur ou de surface
$R$	Résistance ; Résistance mécanique (au feu)
$R_d$	Valeur de calcul de la résistance à une action
$RH$	Humidité relative
$r$	Rayon
$r_{cont}$	Distance entre la ligne moyenne d'une colonne et la section de contrôle en dehors du chapiteau
$r_m$	Rapport des moments d'extrémité du premier ordre dans les colonnes à l'ELU
$S, N, R$	Types de ciment
$ELS$	État(s) limite(s) de service – correspondant aux conditions au-delà desquelles les exigences de service spécifiées ne sont plus satisfaites
$s$	Espacement
$s_r$	Espacement radial des cours successifs d'armatures d'effort tranchant
$s_t$	Espacement tangentiel des armatures d'effort tranchant le long des cours d'armatures d'effort tranchant
$T$	Moment de torsion
$T_{Ed}$	Valeur de calcul du moment de torsion agissant
$T_{Rd}$	Moment de torsion résistant de calcul
$T_{Rd, max}$	Capacité maximale du moment de torsion résistant de calcul
$t$	Épaisseur ; Durée considérée ; Largeur d'appui
$t_0$	Âge du béton au moment du chargement
$t_{ef,i}$	Épaisseur de la paroi fictive (torsion)
$ELU$	État(s) limite(s) ultime(s) – associé(s) à l'effondrement ou d'autres formes de ruine de la structure
$u$	Périmètre de la section droite du béton dont l'aire est $A_c$
$u$	Périmètre de la partie exposée à la dessiccation
$u$	Périmètre du bord extérieur de la section droite effective (torsion)
$u_0$	Périmètre adjacent aux colonnes (poinçonnement)
$u_1$	Contour de contrôle de référence (à $2d$ de la face de charge) (poinçonnement)
$u_{1*}$	Contour de contrôle réduit pour les colonnes de rive (à $2d$ du nu de la colonne) (poinçonnement)
$u_i$	Longueur du contour de contrôle considéré (poinçonnement)
$u_k$	Périmètre de la surface $A_k$ (torsion)
$u_{out}$	Contour à partir duquel les armatures d'effort tranchant ne sont plus nécessaires
$V$	Effort tranchant
$V_{Ed}$	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant
$V_{Ed, red}$	Effort tranchant agissant réduit de l'effort dû à la pression du sol moins le poids propre de la fondation (poinçonnement, fondations)
$V_{Rd, c}$	Effort tranchant résistant d'un élément en l'absence d'armatures d'effort tranchant
$V_{Rd, max}$	Effort tranchant résistant d'un élément avant écrasement des bielles de compression
$V_{Rd, s}$	Résistance de calcul au cisaillement repris par les armatures d'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité
$v_{Ed}$	Contrainte de poinçonnement
$v_{Ed}$	Contrainte de cisaillement pour les sections en l'absence d'armatures d'effort tranchant $= V_{Ed}/b_v d$
$v_{Ed, z}$	Contrainte de cisaillement pour les sections avec armatures d'effort tranchant $= V_{Ed}/b_v z = V_{Ed}/b_v 0,9d$
$v_{Rd, c}$	Effort tranchant résistant de calcul du béton en l'absence d'armatures d'effort tranchant, exprimé comme une contrainte
$v_{Rd, cs}$	Valeur de calcul de la résistance au poinçonnement du béton avec armatures de poinçonnement, exprimée comme une contrainte (poinçonnement)
$v_{Rd, max}$	Capacité des bielles de béton, exprimée comme une contrainte

$W_1$	Coefficient correspondant à une répartition des contraintes de cisaillement (poinçonnement)
$w_k$	Ouverture de fissures
$w_{max}$	Valeur limite de l'ouverture calculée des fissures
$X0, XA, XC$	Classes d'exposition du béton
$XD, XF, XS$	
$x$	Profondeur de l'axe neutre
$x$	Distance de la section considérée depuis l'axe de l'appui
$x, y, z$	Coordonnées ; Plans considérés
$x_u$	Profondeur de l'axe neutre à l'état-limite ultime après redistribution
$z$	Bras de levier des forces internes
$\alpha$	Angle ; Angle des cadres, étriers ou épingles d'effort tranchant sur l'axe longitudinal ; rapport
$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3,$ $\alpha_4, \alpha_5, \alpha_6,$ $\alpha_{cc} (\alpha_{ct})$	Coefficients relatifs à l'ancrage et aux recouvrements des barres Coefficient qui tient compte des effets de longue durée de la charge de compression (ou de traction) et de la manière dont la charge est appliquée
$\beta$	Angle ; Rapport ; Coefficient
$\beta$	Coefficient relatif à l'excentricité (poinçonnement)
$\gamma$	Coefficient partiel
$\gamma_A$	Coefficient partiel relatif aux actions accidentelles, $A$
$\gamma_c$	Coefficient partiel relatif au béton
$\gamma_F$	Coefficient partiel relatif aux actions, $F$
$\gamma_f$	Coefficient partiel relatif aux actions compte non tenu des incertitudes de modèle
$\gamma_g$	Coefficient partiel relatif aux actions permanentes compte non tenu des incertitudes de modèle
$\gamma_G$	Coefficient partiel relatif aux actions permanentes, $G$
$\gamma_M$	Coefficient partiel relatif à une propriété d'un matériau, tenant compte des incertitudes sur la propriété elle-même, sur les imperfections géométriques et sur le modèle de calcul utilisé
$\gamma_Q$	Coefficient partiel relatif aux actions variables, $Q$
$\gamma_s$	Coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé
$\delta$	Coefficient de redistribution du moment fléchissant élastique. Pourcentage de redistribution = $(1 - \delta)$
$\Delta_c$	Prise en compte des tolérances dans le calcul, par exemple pour écart d'exécution (EN 13670 <sup>[8]</sup> ) $\Delta_{c,dev}$ Prise en compte des tolérances pour écart d'exécution
$\Delta \epsilon_p$	Changement dans la déformation unitaire de l'acier de précontrainte
$\Delta F_{td}$	Effort de traction supplémentaire dans les armatures longitudinales dû au modèle de treillis d'effort tranchant
$\epsilon_c$	Déformation relative en compression du béton
$\epsilon_{c2}$	Limite de déformation relative du béton en compression axiale pure ou déformation du béton en atteignant la résistance maximale en supposant l'utilisation de la relation parabole-rectangle contrainte-déformation
$\epsilon_{c3}$	Limite de déformation relative du béton en compression axiale pure ou déformation du béton en atteignant la résistance maximale en supposant l'utilisation de la relation bilinéaire contrainte-déformation
$\epsilon_{cu}$	Déformation relative ultime du béton en compression
$\epsilon_{cu2}$	Limite de déformation relative ultime en compression du béton qui n'est pas totalement en compression axiale pure en supposant l'utilisation de la relation parabole rectangle contrainte-déformation (numériquement $\epsilon_{cu2} = \epsilon_{cu3}$ )
$\epsilon_{cu3}$	Limite de déformation relative ultime en compression du béton qui n'est pas totalement en compression axiale pure en supposant l'utilisation de la relation bilinéaire contrainte-déformation
$\epsilon_{p(0)}$	Déformation relative initiale des aciers de précontrainte
$\epsilon_s$	Déformation relative des armatures de béton armé
$\epsilon_u$	Déformation relative de l'acier de béton armé ou de précontrainte sous charge maximale
$\epsilon_{ud}$	Limite de calcul de la déformation relative de l'acier de béton armé en traction = $0,8 \epsilon_{uk}$
$\epsilon_{uk}$	Valeur caractéristique de la déformation relative de l'acier de béton armé (ou de précontrainte) sous charge maximale
$\epsilon_y$	Déformation élastique des armatures
$\eta$	Coefficient définissant la résistance effective (= 1 pour $\leq C50/60$ )
$\eta_1$	Coefficient définissant les conditions d'adhérence
$\eta_2$	Coefficient fonction du diamètre des barres

$\theta$	Angle ; Angle des bielles de compression (cisaillement)
$\theta_i$	Inclinaison utilisée pour représenter les imperfections
$\lambda$	Coefficient d'élanement
$\lambda$	Coefficient définissant la hauteur de la zone comprimée (= 0,8 pour $\leq C50/60$ )
$\lambda_{fi}$	Élanement de la colonne en situation d'incendie
$\lambda_{lim}$	Coefficient d'élanement limite (des colonnes)
$\mu_{fi}$	Rapport de la charge axiale de calcul en cas d'incendie à la résistance de calcul de la colonne à température normale mais avec l'excentricité considérée en cas d'incendie
$\nu$	Coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré en cisaillement
$\rho$	Ratio d'armatures tendues nécessaire
$\rho'$	Ratio d'armatures de compression nécessaire, $A_{s2}/bd$
$\rho_l$	Proportion de barres avec recouvrement à moins de $0,65l_0$ de l'axe du recouvrement considéré
$\rho_l$	Ratio d'armatures longitudinales
$\rho_0$	Ratio d'armatures de référence = $0,001\sqrt{f_{ck}}$
$\sigma_{gd}$	Valeur de calcul de la pression du sol
$\sigma_s$	Contrainte dans les armatures à l'ELS
$\sigma_s$	Valeur absolue de la contrainte maximale admissible dans les armatures immédiatement après la formation de la fissure
$\sigma_{sc} (\sigma_{st})$	Contrainte dans les armatures comprimées (et tendues)
$\sigma_{sd}$	Contrainte de calcul dans l'armature à l'état-limite ultime
$\sigma_{su}$	Estimation de la contrainte dans les armatures à l'ELS (flèche)
$\tau$	Contrainte tangente de torsion
$\varphi_{(\infty,t_0)}$	Valeur finale du coefficient de fluage
$\varphi_{ef}$	Coefficient de fluage effectif
$\varphi_{(t,t_0)}$	Coefficient de fluage définissant le fluage entre les âges $t$ et $t_0$ , par rapport à la déformation élastique à 28 jours
$\phi$	Diamètre d'une barre
$\phi_n$	Diamètre équivalent d'un paquet de barres
$\phi_m$	Diamètre du mandrin de cintrage
$\psi$	Coefficients définissant les valeurs représentatives des actions variables
$\psi_0$	Valeur de combinaison d'une action variable (utilisée, par exemple, en considérant l'ELU)
$\psi_1$	Valeur fréquente d'une action variable (utilisée, par exemple, pour examiner l'éventuelle fissuration d'une section)
$\psi_2$	Valeur quasi-permanente d'une action variable (utilisée, par exemple, pour examiner la déformation)
$\omega$	Ratio mécanique d'armatures = $\frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \leq 1$







Une publication de

**FEBELCEM**

Fédération de l'Industrie Cimentière Belge  
Boulevard du Souverain 68 - 1170 Bruxelles  
tél. 02 645 52 11 - fax 02 640 06 70  
[www.febelcem.be](http://www.febelcem.be) - [info@febelcem.be](mailto:info@febelcem.be)

Auteurs :

Jean-François Cap (UCL)

Jean-François Denoël (FEBELCEM)

Dépôt légal

D/2017/0280/01

Ed. resp. : A. Jasienski

[Infobeton.be](http://Infobeton.be)

