

COMMENT CALCULER AVEC L'EUROCODE 2 ?

Calcul des structures en béton selon l'Eurocode 2

- CALCUL SELON LES ANNEXES NATIONALES BELGES (ANB)
- PROCEDURES DE CALCUL
- DALLES, POUTRES, COLONNES, FONDATIONS , PLANCHERS-DALLES ET FLECHES



COMMENT CALCULER AVEC 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 BCA et au Concrete Centre au Royaume-Uni qui a publié pour la première fois cette série de 8 guides (Réf.CCIP-006). Les auteurs de la publication originale sont O Brooker BEng, CEng, MICE, MStructE, R M Moss BSc, PhD, CEng, MICE, MStructE, R S Narayanan FEng et R Webster CEng, FStructE
- 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

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 Joseph II 40, boîte 6, 1000 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/2017/0280/02

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 des 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 ces 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 « *Comment calculer avec l'Eurocode 2 ?* » a été élaboré sur base de sa publication originale par BCA, la British Cement Association et le Concrete Center¹. 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 cette publication faciliter l'application de l'Eurocode 2.

L'éditeur, mai 2017

¹ 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

Table des matières

Mode de navigation	7
Avant-propos	7
Table des matières	9
1. Introduction aux Eurocodes	13
1.1 Introduction	13
1.2 La famille Eurocode	13
1.3 Eurocode : Bases de calcul des structures	15
1.4 Eurocode 1	19
1.5 Eurocode 2	19
1.6 Eurocode 7	21
1.7 Eurocode 8	22
1.8 Normes connexes	22
1.9 Glossaire de la terminologie Eurocode.....	23
1.10 Références	24
2. Prise en main	27
2.1 Introduction	27
2.2 Le processus de calcul	27
2.3 Durée d'utilisation prévue	27
2.4 Actions sur les structures.....	27
2.5 Dispositions des charges	28
2.6 Combinaison d'actions	29
2.7 Propriétés des matériaux	29
2.8 Analyse structurale	30
2.9 Enrobage nominal des armatures.....	31
2.10 Calcul de la résistance au feu	32
2.11 Stabilité et imperfections.....	34
2.12 Maîtrise de la fissuration	35
2.13 Références	36
3. Dalles	37
3.1 Introduction	37
3.2 Dimensionnement conformément à l'Eurocode 2	37
3.3 Procédure de calcul	37
3.4 Résistance au feu	38
3.5 Flexion	39
3.6 Flèches	42
3.7 Calcul de l'effort tranchant.....	44
3.8 Dalles à deux sens porteurs	46
3.9 Règles relatives à l'espacement et à la quantité d'armatures.....	48
3.10 Symboles sélectionnés.....	49
3.11 Références	50

4. Poutres	51
4.1 Dimensionnement conformément à l'Eurocode 2	51
4.2 Procédure de calcul	51
4.3 Résistance au feu.....	52
4.4 Flexion	53
4.5 Effort tranchant	55
4.6 Flèches	58
4.7 Poutres en T.....	61
4.8 Règles relatives à l'espacement et à la quantité d'armatures.....	66
4.9 Symboles sélectionnés.....	68
4.10 Références	69
5. Colonnes	71
5.1 Introduction.....	71
5.2 Dimensionnement conformément à l'Eurocode 2	71
5.3 Procédure de calcul	71
5.4 Résistance au feu.....	71
5.5 Calcul des colonnes.....	73
5.6 Analyse structurale.....	74
5.7 Moments de calcul	74
5.8 Longueur efficace.....	76
5.9 Élançement.....	78
5.10 Résistance de calcul des colonnes	79
5.11 Fluage.....	90
5.12 Flexion déviée	90
5.13 Colonnes non contreventées.....	90
5.14 Voiles	90
5.15 Règles relatives à l'espacement et à la quantité d'armatures.....	91
5.16 Symboles sélectionnés.....	92
5.17 Références	93
6. Fondations	95
6.1 Introduction.....	95
6.2 Eurocode 7 : Calcul géotechnique.....	95
6.3 Champ d'application	95
6.4 États-limites.....	95
6.5 Catégories géotechniques.....	95
6.6 Méthodes de calcul et combinaisons.....	96
6.7 Rapport de calcul géotechnique	97
6.8 Fondations superficielles.....	97
6.9 Fondations sur radier.....	104
6.10 Fondations sur pieux	104
6.11 Fondations en béton non armé.....	105
6.12 Règles relatives à l'espacement et à la quantité d'armatures.....	105
6.13 Symboles sélectionnés.....	106
6.14 Références	107
7. Planchers-dalles	109
7.1 Introduction.....	109

7.2	Procédure de calcul	109
7.3	Résistance au feu.....	109
7.4	Flexion	110
7.5	Flèches	113
7.6	Poinçonnement.....	115
7.7	Règles relatives à l'espacement et à la quantité d'armatures.....	119
7.8	Symboles sélectionnés.....	122
7.9	Références	123
8.	Contrôle des flèches.....	125
8.1	Méthode de contrôle des flèches	125
8.2	Facteurs qui affectent les flèches.....	125
8.3	Résistance en traction.....	126
8.4	Fluage.....	127
8.5	Module d'élasticité.....	127
8.6	Ordre d'application des charges	130
8.7	Fissuration.....	130
8.8	Méthodes de calcul des flèches	132
8.9	Planchers-dalles.....	137
8.10	Précision.....	137
8.11	Tolérances de parements	137
8.12	Références	138

1. Introduction aux Eurocodes

1.1 Introduction

La présente publication a pour objectif de faciliter autant que possible la transition vers l'Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton* en regroupant des informations et commentaires clés nécessaires au calcul d'éléments types en béton.

Lorsqu'il est fait mention de l'Eurocode 2 dans la présente publication, il est fait référence principalement aux NBN EN 1992-1-1 et NBN EN 1992-1-2 avec leur annexe nationale.

1.2 La famille Eurocode

Ce chapitre indique comment utiliser l'Eurocode 2¹ avec les autres Eurocodes. Il présente en particulier l'Eurocode : *Bases de calcul des structures*² et l'Eurocode 1 : *Actions sur les structures*³ et guide le concepteur à travers le processus de détermination des valeurs de calcul des actions sur une structure. Il comporte un [glossaire](#) de la terminologie Eurocode.

Développés à partir de 1975, les Eurocodes n'ont cessé d'évoluer pour devenir les codes structuraux les plus avancés du monde sur le plan technique. Les Eurocodes présentent de nombreux avantages qui sont résumés ci-dessous. Dix Eurocodes au total couvrent tous les principaux matériaux structuraux (voir [Figure 1.1 Les Eurocodes](#)). Ils sont élaborés par le Comité Européen de Normalisation (CEN) et ont remplacé les normes nationales existantes de 33 pays.

Chaque pays est tenu de publier les Annexes Nationales (ANB) des Eurocodes avec une page de garde nationale reprenant le titre, un Avant-Propos National et le texte de l'ANB (*Annexe Nationale / Nationale bijlage*). *Lorsque des NDP apparaissent dans le texte de la présente publication, les valeurs belges définies dans les ANB correspondantes sont utilisées.*

Avantages de l'Eurocode 2

Il faudra du temps et des efforts au concepteur pour apprendre à utiliser les Eurocodes, alors quels avantages en retirera-t-il ?

1. Les Eurocodes sont réputés être les codes les plus avancés du monde sur le plan technique.
3. Les Eurocodes sont logiques et organisés, afin d'éviter toute répétition.
4. L'Eurocode 2 est moins restrictif que les codes précédents.
5. Le champ d'application de l'Eurocode 2 est plus large que celui des codes précédents.
6. L'utilisation des Eurocodes offre aux concepteurs l'occasion de travailler dans toute l'Europe.
7. En Europe, tous les marchés publics doivent autoriser l'utilisation des Eurocodes.

Figure 1.1 Les Eurocodes

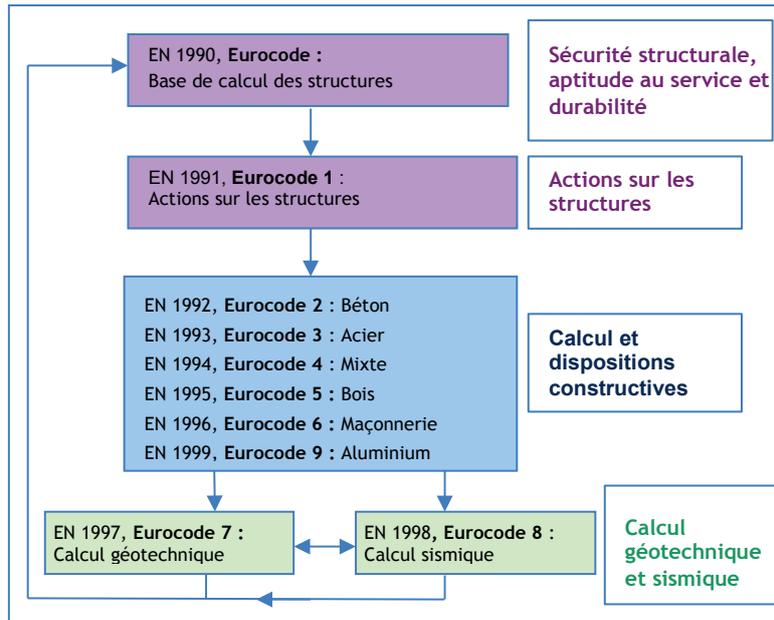


Tableau 1.1 Eurocode, 7 et 8 et leurs ANB

Référence	Titre	Date de publication	
		Eurocode	Annexe Nationale
NBN EN 1990	Eurocodes structuraux - Eurocodes: Bases de calcul des structures	2002 + A1 (2006)	2013
NBN EN 1997-1	Eurocode 7: Calcul géotechnique - Partie 1: Règles générales	2005 + A1 (2014)	2014
NBN EN 1997-2	Eurocode 7 - Calcul géotechnique - Partie 2: Reconnaissance des terrains et essais	2007	2013
NBN EN 1998-1	Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments	2005 + A1 (2013)	2011
NBN EN 1998-2	Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 2: Ponts	2006 + A1 (2009) + A2 (2011)	2013
NBN EN 1998-3	Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 3: Evaluation et renforcement des bâtiments	2005	2011
NBN EN 1998-4	Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 4: Silos, réservoirs et canalisations	2006	2011
NBN EN 1998-5	Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 5: Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques	2005	2011
NBN EN 1998-6	Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 6 : Tours, mâts et cheminées	2005	2011

1.3 Eurocode : Bases de calcul des structures

L'Eurocode est à la base de tout calcul de structures, quel que soit le matériau de construction employé. Il établit les principes et exigences pour la sécurité, l'aptitude au service et la durabilité des structures. (À noter que le titre exact est Eurocode et non Eurocode 0.) L'Eurocode s'appuie sur une approche probabilistique pour déterminer les valeurs réalistes des actions qui se produisent en combinaison les unes avec les autres.

Il présente également de nouvelles définitions (voir [Glossaire](#)) et de nouveaux symboles (voir [Tableau 1.2a](#) et [Tableau 1.2b](#)) qui seront utilisés tout au long de cette publication. Ils sont repris dans ce chapitre pour permettre aux utilisateurs de s'y familiariser plus facilement. Les coefficients partiels relatifs aux actions sont donnés dans cet Eurocode, tandis que les coefficients partiels relatifs aux matériaux sont repris dans leur Eurocode respectif.

Tableau 1.2a Symboles sélectionnés pour l'Eurocode

Symbole	Définition
G_k	Valeur caractéristique de l'action permanente
Q_k	Valeur caractéristique de l'action variable
γ_G	Coefficient partiel pour l'action permanente
γ_Q	Coefficient partiel pour l'action variable
ψ_0	Coefficient définissant la valeur de combinaison d'une action variable
ψ_1	Coefficient définissant la valeur fréquente d'une action variable
ψ_2	Coefficient définissant la valeur quasi-permanente d'une action variable
ξ	Coefficient de combinaison relatif à l'action permanente

Tableau 1.2b Indices sélectionnés

Indice	Définition
<i>A</i>	<i>Situation accidentelle</i>
<i>c</i>	<i>Béton</i>
<i>d</i>	<i>Calcul</i>
<i>E</i>	<i>Effet de l'action</i>
<i>fi</i>	<i>Feu</i>
<i>k</i>	<i>Caractéristique</i>
<i>R</i>	<i>Résistance</i>
<i>w</i>	<i>Armature d'effort tranchant</i>
<i>y</i>	<i>Limite d'élasticité</i>

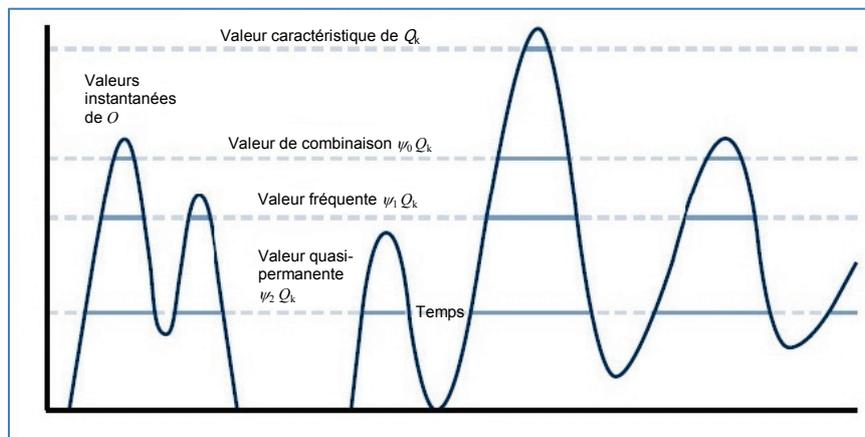
1.3.1 Valeurs représentatives

Pour chaque action variable, il existe quatre valeurs représentatives. La principale valeur représentative est la valeur caractéristique qui peut être déterminée statistiquement ou, en présence de données suffisantes, à l'aide d'une valeur nominale. Les autres valeurs représentatives sont les valeurs de combinaison, les valeurs fréquentes et les valeurs quasi-permanentes ; elles s'obtiennent en appliquant les coefficients ψ_0 , ψ_1 et ψ_2 respectivement (voir [Figure 1.3](#)) à la valeur caractéristique. Une méthode semi-probabiliste est utilisée pour déduire ces coefficients ψ qui varient en fonction du type de charge d'exploitation (voir [Tableau 1.3](#)). Pour plus d'informations sur la manière de déduire les coefficients ψ , voir l'Annexe C de l'Eurocode.

La valeur de combinaison ($\psi_0 Q_k$) d'une action a pour objet de prendre en compte la probabilité réduite que deux actions variables ou plus se produisent simultanément. La valeur fréquente ($\psi_1 Q_k$) est telle qu'elle ne peut être dépassée que pendant une courte période de temps et sert principalement aux états-limites de service (ELS) et à l'état-limite ultime accidentel (ELU). La valeur quasi-permanente ($\psi_2 Q_k$) peut être dépassée pendant une

période de temps prolongée ; elle peut également être considérée comme un chargement moyen dans le temps. Elle est utilisée pour les effets à long terme à l'ELS et également à l'ELU accidentel et sismique.

Figure 1.3 : valeur représentatives d'actions variables

Tableau 1.3 Valeurs recommandées des coefficients ψ pour les bâtiments

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation dans les bâtiments (voir NBN EN 1991-1-1)			
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 < 30 kN	0,7	0,7	0,6
Catégorie G : zone de trafic, 30 kN < véhicules de poids < 160 kN	0,7	0,5	0,3
Catégorie H : toits*	0	0	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir NBN EN 1991-3)			
Pour les sites situés à une altitude $H < 1000$ m au-dessus du niveau de la mer	0,5	0,0	0
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir NBN EN 1991-1-4)			
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir NBN EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
Légende			
*Voir également NBN EN 1991-1-1 : Article 3.3.2			

1.3.2 Combinaisons d'actions

Dans les Eurocodes, le terme 'combinaison d'actions' est utilisé spécialement pour la définition de l'ampleur des actions à utiliser lorsqu'un état-limite comprend l'influence de différentes actions. Il ne faut pas le confondre avec les 'cas de charges' qui concernent la disposition des actions variables (voir [2.5 Dispositions des charges](#)) pour donner les conditions les plus défavorables et qui sont donnés dans les Eurocodes relatifs aux matériaux. Le processus suivant peut être utilisé pour déterminer la valeur des actions utilisée dans l'analyse :

1. Identifier la situation de projet (par exemple, permanente, transitoire, accidentelle).
2. Identifier toutes les sollicitations réalistes.
3. Déterminer les coefficients partiels (voir ci-dessous) relatifs à chaque combinaison d'actions possibles.
4. Disposer les actions de façon à produire les conditions les plus critiques.

Lorsqu'il n'y a qu'une seule action variable (charge d'exploitation, par exemple) dans une combinaison, l'ampleur des actions peut être déterminée en les multipliant par les coefficients partiels appropriés.

Si une combinaison comporte plusieurs actions variables, il convient d'identifier l'action dominante ($Q_{k,1}$) et les autres actions d'accompagnement ($Q_{k,i}$). Une action d'accompagnement est toujours prise avec sa valeur de combinaison.

1.3.3 État-limite ultime

Les états-limites ultimes se divisent en plusieurs catégories, à savoir :

EQU Perte d'équilibre de la structure.

STR Ruine interne ou déformation excessive de la structure ou d'éléments structuraux.

GEO Ruine due à une déformation excessive du sol.

FAT Ruine de la structure ou d'éléments structuraux due à la fatigue.

L'Eurocode donne différentes combinaisons pour chacun des états-limites ultimes. Pour les besoins de la présente publication, seul l'état-limite ultime STR est pris en considération.

Pour les situations de projet permanentes et transitoires à l'état-limite STR, l'Eurocode définit trois combinaisons possibles qui sont données dans les Expressions (6.10), (6.10a) et (6.10b) de l'Eurocode (voir [Tableau 1.4](#) et [Tableau 1.5](#)). Le concepteur peut utiliser soit (6.10) soit l'Expression la moins favorable entre (6.10a) et (6.10b).

L'ANB n'autorise l'utilisation des expressions 6.10a et 6.10b (coefficient $\xi = 0,85$ affectant les charges permanentes) que dans le cadre d'un contrôle. (voir note 2 du [Tableau 1.4](#))

Pour un bâtiment typique à charpente en béton, l'expression (6.10b) donne la combinaison d'actions la plus économique sur le plan structural.

Tableau 1.4 Valeurs de calcul des actions, état-limite ultime – situations de projet durables et transitoires (voir Tableau A1.2(B) Eurocode)

Référence de l'Expression de combinaison	Actions permanentes		Action variable dominante (*)	Actions variables d'accompagnement	
	Défavorables	Favorables		Principale (le cas échéant)	Autres
Exp. (6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Exp. (6.10a)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Exp. (6.10b)	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Note

1 Calcul soit pour l'Expression (6.10) soit pour la moins favorable des Expressions (6.10a) et (6.10b).

2 Note 2 de l'EN 1990: Lorsqu'il est fait usage des équations 6.10a / 6.10b, deux situations peuvent se présenter dans l'évaluation de $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$:

- soit la valeur caractéristique supérieure du poids mort $G_{k,j,sup}$ du composant particulier j est certifiée sur base de sa distribution statistique avec un coefficient de variation inférieur à 10%, et les conditions relatives à la fiabilité de cette certification sont remplies :
auquel cas la valeur $\xi_j = 0,85$ est appliquée ;
- soit l'une de ces exigences n'est pas remplie :
auquel cas la valeur $\xi_j = 1,00$ est appliquée.

La valeur de $G_{k,j,sup}$ à adopter (valeur moyenne ou fractile 95%) est détaillée au 4.1.2 (2) à (5). Dans le cas où le poids propre présente une forte variabilité (coefficient de variation de plus de 10%), il convient d'envisager deux valeurs différentes pour $G_{k,j}$, soient $G_{k,j,sup}$ et $G_{k,j,inf}$, complémentaires au 4.1.2 (5) de l'Eurocode.

Pour les vérifications géotechniques, seul $\xi_j = 1,00$ est utilisé.

3 En Belgique, du fait de la note précédente, les expressions (6.10a) et (6.10b) sont peu utilisées.

Tableau 1.5 Valeurs de calcul des actions déduites pour l'état-limite ultime – situations de projet permanentes et transitoires

Référence de l'Expression de combinaison	Actions permanentes		Action variable dominante (*)	Actions variables d'accompagnement	
	Défavorables	Favorables		Principales (le cas échéant)	Autres
Combinaison d'actions dans le cas d'une action variable unique.					
Exp. (6.10)	$1,35 G_k^a$	$1,0 G_k^a$	$1,5^c Q_k$		
Combinaison d'actions dans le cas de plusieurs actions variables simultanées (une action dominante et des actions d'accompagnement).					
Exp. (6.10)	$1,35 G_k^a$	$1,0 G_k^a$	$1,5^c Q_{k,1}$		$1,5^c \psi_{0,i}^b Q_{k,i}$
Légende					
a Si la variation de l'action permanente n'est pas jugée significative, les valeurs $G_{k,j,sup}$ et $G_{k,j,inf}$ peuvent être prises égales à G_k					
b Pour la valeur de ψ_0 , voir Tableau 1.3					
c Lorsque la charge d'accompagnement est favorable, $\gamma_{Q,i} = 0$					

1.3.4 État-limite de service

Trois combinaisons d'actions peuvent être utilisées pour vérifier les états-limites de service (voir [Tableau 1.6](#) et [Tableau 1.7](#)). L'Eurocode 2 indique quelle combinaison doit être utilisée pour quel phénomène (par exemple, les flèches sont contrôlées à l'aide de la combinaison quasi-permanente). Il faut veiller à ne pas confondre les combinaisons ELS des valeurs caractéristiques, fréquentes et quasi-permanentes avec les valeurs caractéristiques des actions qui portent les mêmes noms.

Tableau 1.6 Valeurs de calcul des actions, états-limites de service

Combinaison	Actions permanentes		Actions variables		Exemple d'utilisation dans l'Eurocode 2
	Défavorables	Favorables	Dominantes	Autres	
Caractéristique	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$	
Fréquente	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	Fissuration – béton précontraint
Quasi-permanente	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	Flèches
Notes					
1 Si la variation de l'action permanente n'est pas jugée significative, les valeurs $G_{k,j,sup}$ et $G_{k,j,inf}$ peuvent être prises égales à G_k					
2 Pour les valeurs de ψ_0 , ψ_1 et ψ_2 , voir le Tableau 1.3					

Tableau 1.7 Exemple de combinaisons de calcul pour les flèches (quasi-permanentes) déduites pour un calcul de béton armé typique

Combinaison	Actions permanentes		Actions variables	
	Défavorables		Dominantes	
Bureaux	G_k^a		$0,3^b Q_{k,1}$	
Commerces	G_k^a		$0,6^b Q_{k,1}$	
Stockage	G_k^a		$0,8^b Q_{k,1}$	
Légende				
a Si la variation de l'action permanente n'est pas jugée significative, les valeurs $G_{k,j,sup}$ et $G_{k,j,inf}$ peuvent être prises égales à G_k				
b Les valeurs de ψ_2 sont prises dans le Tableau 1.3				

1.4 Eurocode 1

L'Eurocode 1 est composé de dix parties (voir [Tableau 1.8](#)), il contient toutes les informations dont le concepteur a besoin pour évaluer les actions individuelles sur une structure. La masse volumique du béton armé est $2\,500\text{ kg/m}^3$.

Tableau 1.8 Eurocode 1, ses parties et dates de publication

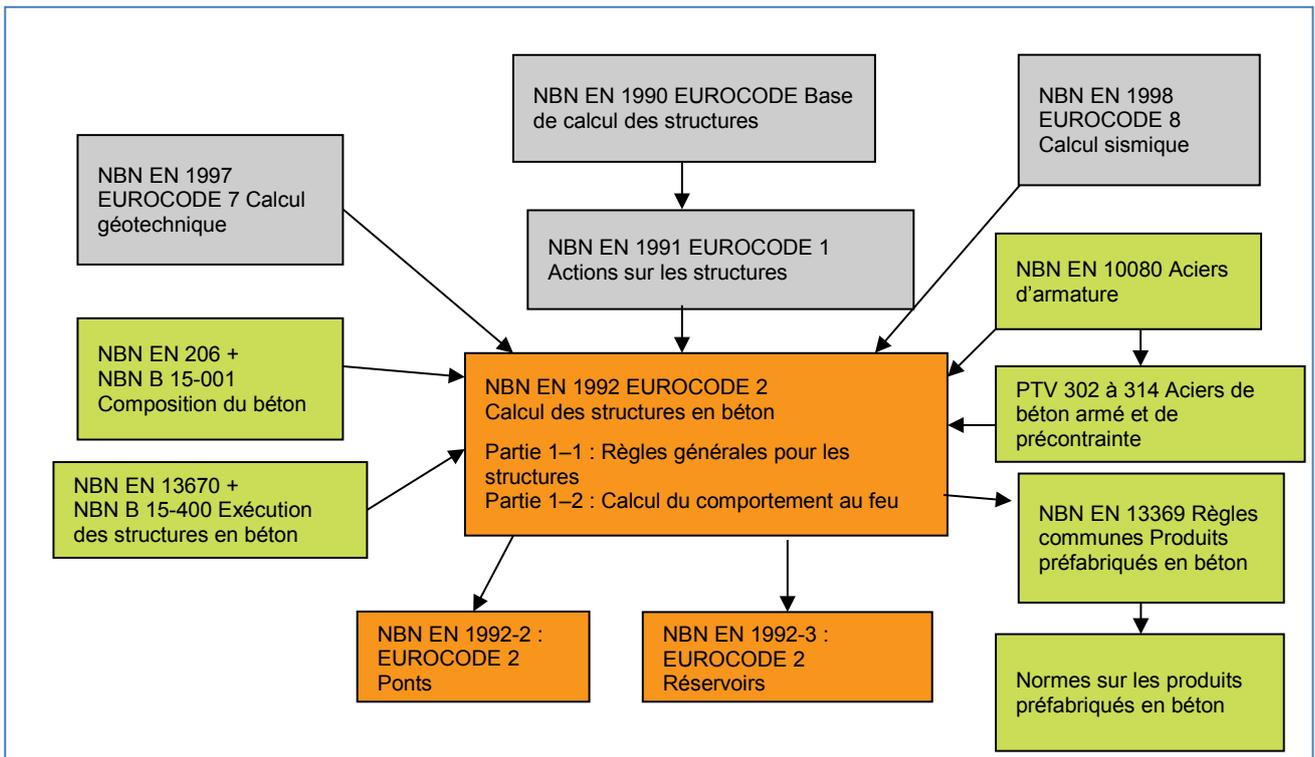
Référence	Titre	Date de publication	
		Eurocode	Annexe Nationale
NBN EN 1991-1-1	Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation	2002	2007
NBN EN 1991-1-2	Actions sur les structures exposées au feu	2003	2008
NBN EN 1991-1-3	Charges de neige	2003 +A1 (2015)	2007
NBN EN 1991-1-4	Actions dues au vent	2005 +A1 (2010)	2010
NBN EN 1991-1-5	Actions thermiques	2003	2009
NBN EN 1991-1-6	Actions en cours d'exécution	2005	2010
NBN EN 1991-1-7	Actions accidentelles dues aux chocs et aux explosions	2006 + A1 (2014)	2012
NBN EN 1991-2	Actions sur les ponts dues au trafic	2004	2011
NBN EN 1991-3	Actions induites par les appareils de levage et les machines	2006	2011
NBN EN 1991-4	Actions sur les silos et réservoirs	2006	2011

1.5 Eurocode 2

L'Eurocode 2 comporte quatre parties ; la [Figure 1.4](#) indique la manière dont elles s'intègrent dans le système Eurocode qui inclut d'autres normes européennes.

Chaque norme européenne dispose d'une annexe nationale. Pour les Eurocodes, l'indicatif des annexes nationales est le même que celui de la norme européenne complété par le suffixe ANB.

Figure 1.4 Relation entre l'Eurocode 2 et les autres normes



1.5.1 Partie 1-1

L'Eurocode 2, Partie 1-1 : *Règles générales et règles pour les bâtiments*⁵ constitue la partie principale, à laquelle les trois autres parties font référence. (voir [Tableau 1.9a](#))

1.5.2 Partie 1-2

L'Eurocode 2, Partie 1-2 : Calcul du comportement au feu⁶, donne des indications sur le calcul de la résistance au feu des structures en béton. (voir [Tableau 1.9a](#)) Bien que la plus grande partie de l'Eurocode 2 soit consacrée aux méthodes de calcul simplifiées ou avancées, la résistance au feu peut toujours être calculée en faisant référence aux tableaux concernant l'enrobage minimal et les dimensions des divers éléments. Ceux-ci sont fournis à la Section 5 de la Partie 1-2. Pour plus de détails sur l'utilisation de la méthode tabulée, voir chapitre [2 Prise en main](#).

1.5.3 Partie 2

L'Eurocode 2, Partie 2 : *Ponts*⁸, applique les règles générales données dans la Partie 1-1 au calcul des ponts en béton. (voir [Tableau 1.9a](#)) La Partie 1-1 et la Partie 2 sont par conséquent nécessaires pour calculer un pont en béton.

1.5.4 Partie 3

L'Eurocode 2, Partie 3 : *Silos et réservoirs*⁹, applique les règles générales données dans la Partie 1-1 aux réservoirs. (voir [Tableau 1.9a](#))

Tableau 1.9a Eurocode 2, ses parties et dates de publication

Référence	Titre	Date de publication	
		Eurocode	Annexe Nationale
NBN EN 1992-1-1	Règles générales et règles pour les bâtiments	2005 +A1 (2015)	2010
NBN EN 1992-1-2	Calcul du comportement au feu	2005	2010
NBN EN 1992-2	Ponts	2005	2014
NBN EN 1992-3	Silos et réservoirs	2006	2013

Le [Tableau 1.9b](#) reprend les publications antérieures des normes de calcul en Belgique des structures béton.

Tableau 1.9b Eurocode 2, ses parties et dates des publications antérieures

sujet	indicatif norme + date	titre complet
Béton, armé, précontraint	NBN B 15-103 (1977)	Béton, béton armé et béton précontraint – Calcul
Béton ordinaire	ENV 1992-1-1 (1991) + NAD = NBN B 15-002 1 ^{ère} éd. (1995)	Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
	NBN B 15-002 2 ^{ième} éd. (1999)	Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
Béton préfabriqué	ENV 1992-1-3 (1994) + NAD = NBN B 15-003 (2001)	Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1-3 : Règles générales - Structures et éléments structuraux préfabriqués en béton
Résistance au feu	ENV 1992-1-2 (1994) + NAD (1999)	Eurocode 2: Calcul des structures en béton - Partie 1-2: Règles générales - Calcul du comportement au feu
Béton léger	ENV 1992-1-4 (1994)	Eurocode 2: Calcul des structures en béton - Partie 1-4: Règles générales - Béton de granulats légers à structure fermée
Précontrainte extérieure	ENV 1992-1-5 (1994)+ NAD = NBN B 15-005 (2001)	Eurocode 2: Calcul des structures en béton - Partie 1-5: Règles générales - Structures contenant des armatures de précontrainte non adhérentes et extérieures au béton
Béton non armé	ENV 1992-1-6 (1994)+ NAD = NBN B 15-006 (2001)	Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-6: Règles générales - Structures en béton non armé
Fondations en béton	NBN ENV 1992-3 (1999)	Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 3 : Structures de fondations
Soutènement et réservoirs	NBN ENV 1992-4 (1999)	Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 4 : Structures de soutènement et réservoirs
Ponts en béton	NBN ENV 1992-2 (2001)	Eurocode 2: Calcul des structures en béton - Partie 2: Ponts en béton

1.6 Eurocode 7

L'Eurocode 7 : *Calcul géotechnique*¹⁰, se compose de deux parties (voir [Tableau 1.1](#)) et donne des indications sur le calcul géotechnique, la reconnaissance des terrains et les essais. Son champ d'application est très large et couvre le calcul géotechnique de fondations superficielles, fondations sur pieux, murs de soutènement, sous-sols et remblais. Comme tous les Eurocodes, il se base sur les principes de calcul de l'état-limite. Pour plus d'indications sur les fondations simples, voir chapitre [6. Fondations](#)

1.7 Eurocode 8

L'Eurocode 8 : *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes*¹², se compose de six parties (voir [Tableau 1.1](#)) et fournit des indications sur tous les aspects du calcul de la résistance aux séismes, ainsi que pour les divers matériaux structuraux pour tous les types de structures. Il donne aussi des indications pour le renforcement et la réparation des bâtiments. Dans les zones présentant un risque sismique faible, les dispositions constructives conformes à l'Eurocode 2 devraient garantir la conformité à l'Eurocode 8.

1.8 Normes connexes

Tableau 1.10 Normes de la série NBN A 24 et PTV correspondants

Référence	Titre	Date de publication
NBN A 24-301	Produits sidérurgiques - Aciers pour béton armé - Barres, fils et treillis soudés - Généralités et prescriptions communes	1986
NBN A 24-302	Produits sidérurgiques - Aciers pour béton armé - Barres lisses et barres à nervures - Fils machine lisses et fils machine à nervures	1986
NBN A 24-303	Produits sidérurgiques - Aciers pour béton armé - Fils écrouis à froid lisses et fils écrouis à froid à nervures	1986
NBN A 24-303/A1	Produits sidérurgiques - Aciers pour béton armé - Fils écrouis à froid lisses et fils écrouis à froid à nervures	1990
NBN A 24-304	Produits sidérurgiques - Aciers pour béton armé - Treillis soudés	1986
NBN A 24-304/A1	Produits sidérurgiques - Aciers pour béton armé - Treillis soudés	1988
PTV 302	Aciers pour béton armé - Barres et fils machines à nervures	2015
PTV 303	Aciers pour béton armé - Fils écrouis à froid à nervures	2013
PTV 304	Aciers pour béton armé - Treillis soudés	2009
PTV 305	Aciers pour béton armé - Poutres treillis	2009
PTV 306	Aciers pour béton - Façonnage (dresser, couper, positionner, plier)	2010
PTV 307	Aciers pour béton armé - Barres à nervures - Profil alternatif	2009
PTV 308	Aciers pour béton armé - Armatures assemblées sous forme de panneaux plans	2009
PTV 309	Aciers pour béton armé - Assemblages mécaniques d'acier pour béton armé	2014
PTV 310	Aciers pour béton armé - barres et fils machine laminés à nervures et fils tréfilés à froid à nervures - Essai de traction après pliage dépliage	2010
PTV 311	Aciers de précontrainte Torons	2005
PTV 312	Aciers de précontrainte - Aciers galvanisés (Révision 0).	2001
PTV 314	Aciers de précontrainte Fils tréfilés	2005

1.8.1 NBN EN 206

L'EC2 suppose que le béton est conforme à cette norme NBN EN 206 (2014) pour sa spécification, performance, production et conformité.

Tant que l'annexe nationale pour cette norme n'est pas publiée, il y a lieu de se référer à la NBN EN 206-1 et à son annexe nationale la NBN B 15-001 (2012) et à la NBN EN 206 pour la partie béton autoplaçant.

1.8.2 NBN EN 10080¹³ & Annexe C de la NBN EN 1992-1-1

Une limite d'élasticité caractéristique entre 400 MPa et 500 MPa est autorisée en Belgique. Il existe trois classes d'armatures, A, B et C, qui indiquent une ductilité croissante. La classe A ne convient pas lorsqu'une redistribution de 20 % a été supposée dans le calcul selon les expressions 5.10a et 5.10b en 5.5(4) de la NBN EN 1992-1-1&ANB.

1.8.3 NBN EN 13670

L'EC2 fait référence à la norme ENV 13670-1 pour les exigences d'exécution et de mise en œuvre. Depuis, cette norme a été convertie en une EN 13670 *Exécution des structures en béton*¹⁴.

1.9 Glossaire de la terminologie Eurocode

Terme	Définition
Principes	Articles qui sont des énoncés d'ordre général et des définitions, exigences et modèles analytiques pour lesquels aucune alternative n'est autorisée. Ils sont identifiés par le numéro du paragraphe suivi de la lettre P.
Règles d'Application	Règles généralement reconnues qui sont conformes aux principes et satisfont leurs exigences.
Paramètre déterminé au plan national (NDP)	Les Eurocodes peuvent être utilisés pour satisfaire les réglementations nationales en matière de construction, qui ne seront elles-mêmes pas harmonisées au niveau européen. Les NDP sont utilisés pour permettre à un pays d'établir ses propres niveaux de sécurité. D'autres paramètres (généralement influencés par le climat, la géographie et la géologie) sont mentionnés comme NDP en attente d'un choix national. Les NDP sont fixés dans l'Annexe Nationale.
Annexe Nationale (ANB)	Une Annexe Nationale accompagne chaque Eurocode et contient a) les valeurs des NDP, b) la décision nationale concernant le statut des Annexes Informatives et c) les références aux NCCI (voir définition plus loin)
Normative	Terme utilisé pour le texte des normes qui constitue les exigences de base. La conformité aux Eurocodes est généralement jugée par rapport aux exigences normatives.
Informative	Terme utilisé uniquement en rapport avec les annexes dont le but est d'informer plutôt que d'exiger.
NCCI	Note d'informations complémentaires non contradictoires. Références dans une Annexe Nationale comportant des informations ou indications complémentaires qui ne sont pas en contradiction avec l'Eurocode.
Valeur caractéristique	Valeur qui peut être déduite statistiquement avec une probabilité de ne pas être dépassée pendant une période de référence. La valeur correspond à un fractile spécifié pour une propriété particulière d'un matériau ou d'un produit. Les valeurs caractéristiques sont désignées par un indice 'k' (par exemple, Q_k etc.). Il s'agit de la principale valeur représentative d'une action permettant de déduire d'autres valeurs représentatives.
Valeur représentative	Valeur utilisée pour la vérification d'un état-limite. Il peut s'agir de la valeur caractéristique ou d'une valeur d'accompagnement, par exemple de combinaison, fréquente ou quasi-permanente.
Valeurs de calcul	Font référence aux valeurs représentatives modifiées par les coefficients partiels. Elles sont désignées par l'indice 'd' (par exemple $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$; $Q_d = \gamma_Q Q_k$).

Action (F)	Ensemble de forces, déformations ou accélérations imposées à la structure.
Combinaison d'actions	Ensemble de valeurs de calcul permettant de vérifier la fiabilité structurale pour un état-limite sous l'effet simultané de différentes actions.
Action fixe	Action ayant une distribution et une position fixes sur la structure ou les éléments structuraux.
Action libre	Action qui peut avoir diverses distributions spatiales sur la structure.
Actions permanentes (G)	Actions qui ont de fortes chances de durer pendant toute la durée de vie de la structure et dont la variation dans le temps est d'ampleur négligeable (poids propre, par exemple).
Actions variables (Q)	Actions dont l'ampleur varie au fil du temps (charges dues au vent, par exemple).
Effet d'action (E)	Déformation ou effort interne généré par une action.
Action accidentelle (A)	Action, habituellement de courte durée mais de grandeur significative, qui a peu de chances d'intervenir sur une structure donnée au cours de la durée de vie de projet.
Action d'accompagnement	Action dans une combinaison et qui n'est pas l'action variable dominante.
Situation de projet transitoire	Situation de projet à considérer pendant une durée beaucoup plus courte que la durée d'utilisation de projet prévue de la structure.
Situation de projet durable	Situation de projet à considérer pendant une durée du même ordre que la durée d'utilisation de projet de la structure.
Situation de projet accidentelle	Situation de projet impliquant des conditions exceptionnelles au niveau de la structure.
État-limite de service irréversible	État-limite de service pour lequel certaines conséquences d'actions subsistent lorsque les actions ont disparu.
État-limite de service réversible	État-limite de service pour lequel aucune conséquence d'actions ne subsiste lorsque les actions disparaissent.
Exécution	Construction de l'ouvrage.

1.10 Références

- 1 NBN EN 1992, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton*. (4 parties).
- 2 NBN EN 1990, Eurocode : *Bases de calcul des structures*.
- 3 NBN EN 1991, Eurocode 1 : *Actions sur les structures*. (10 parties).
- 4 GULVANESSIAN, H, CALGARO, J A & HOLICY, M T. *Designers' guide to EN 1990*. Thomas Telford, 2002.
- 5 NBN EN 1992-1-1, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton. Règles générales et règles pour les bâtiments*.
- 6 NBN EN 1992-1-2, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton. Calcul du comportement au feu*.
- 8 NBN EN 1992-2, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton. Ponts*.

- 9 NBN EN 1992-3, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton. Silos et réservoirs.*
- 10 NBN EN 1997, Eurocode 7 : *Calcul géotechnique. (2 parties).*
- 12 NBN EN 1998, Eurocode 8 : *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. (6 parties).*
- 13 NBN EN 10080 : *Acier pour l'armature du béton – Acier soudable pour béton armé – Généralités.*
- 14 NBN EN 13670 : *Exécution des structures en béton +*
NBN B 15-400 *Exécution des structures en béton Annexe nationale à la*
NBN EN 13670
- 15 NARAYANAN, R S & BROOKER, O. *How to design concrete structures using Eurocode 2: Introduction to Eurocodes (TCC/03/16).* The Concrete Centre, 2005.

Références complémentaires pour les constructions préfabriquées

- 1 NBN EN 13369 – *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton +*
NBN B 21-600 - *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton -*
Complément national à la NBN EN 13369

2. Prise en main

2.1 Introduction

2.2 Le processus de calcul

Le présent chapitre a pour objectif d'aider le concepteur à déterminer toutes les informations nécessaires avant d'entreprendre le calcul détaillé des éléments. Il couvre la durée d'utilisation prévue, les actions sur les structures, les dispositions de charges, les combinaisons d'actions, la méthode d'analyse, les propriétés des matériaux, la stabilité et les imperfections, l'enrobage de béton minimal et les ouvertures maximales des fissures.

Lorsque des NDP apparaissent dans le texte de la présente publication, les valeurs belges définies dans les ANB correspondantes ont été utilisées.

L'Eurocode 2¹ ne révolutionne pas le processus de calcul des éléments, bien que des dispositions constructives puissent être profondément modifiées comme décrit dans les chapitres suivants de cette série.

L'Eurocode 2 devrait en principe donner lieu à long terme à des structures plus économiques.

2.3 Durée d'utilisation prévue

La durée d'utilisation prévue d'une structure est donnée dans l'Eurocode : *Bases de calcul des structures*³. Celle-ci est reprise dans le [Tableau 2.1](#). Il convient de l'utiliser pour déterminer les exigences de durabilité pour le calcul des structures en béton armé.

Tableau 2.1 — Durée indicative d'utilisation de projet

Durée d'utilisation de projet (années)	Exemples
10	Structures provisoires
10–25	Éléments structuraux remplaçables
15–30	Structures agricoles et similaires
50	Structures de bâtiments et autres structures courantes
100	Structures monumentales de bâtiments, ponts, et autres ouvrages de génie civil

2.4 Actions sur les structures

L'Eurocode 1 : *Actions sur les structures*⁴ se compose de 10 parties qui fournissent des informations sur une grande variété d'actions. Des informations sur les codes individuels sont disponibles dans le chapitre [1. Introduction aux Eurocodes](#). L'Eurocode 1, Partie 1–1 : *Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments*⁵, donne les poids volumiques et les poids propres des matériaux des bâtiments (voir [Tableau 2.2](#)).

Tableau 2.2 Densité apparente des matériaux (Eurocode, Partie 1–1)

Matériau	Densité apparente (kN/m ³)
Béton de masse volumique normale	24,0
Béton armé de masse volumique normale	25,0
Béton armé frais de masse volumique normale	26,0

2.5 Dispositions des charges

Le terme 'dispositions des charges' fait référence aux dispositions des actions variables (par exemple, charges d'exploitation et charges dues au vent) qui génèrent les efforts internes les plus importants dans un élément ou dans une structure.

Pour les structures de bâtiment, l'Eurocode 2 Partie 1-1 recommande les dispositions de charges suivantes pour l'état-limite ultime et l'état-limite de service. L'ANB précise que ces dispositions simplifiées ne sont possibles que pour des cas de poutres continues dont les travées ont des portées et des charges semblables.

2.5.1 Charges supportées par une travée sur deux ou par deux travées adjacentes

Les valeurs de calcul peuvent être déterminées à partir de la valeur la plus critique entre :

- Une travée sur deux supportant les charges variables et permanentes de calcul, les autres travées supportant uniquement la charge permanente de calcul (voir [Figure 2.1](#)). La valeur γ_G doit toujours être identique.
- Deux travées adjacentes supportant les charges variables et permanentes de calcul, les autres travées supportant uniquement la charge permanente de calcul (voir [Figure 2.2](#)). La valeur γ_G doit toujours être identique.

Figure 2.1 travées chargées alternativement

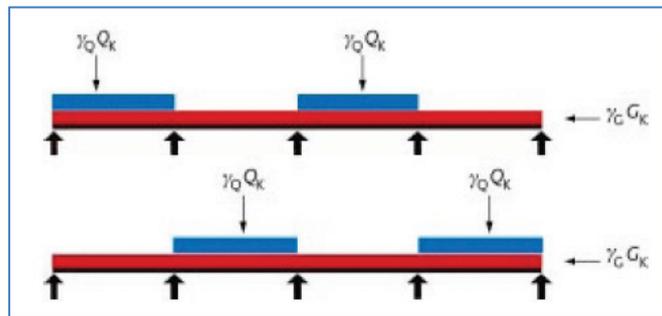
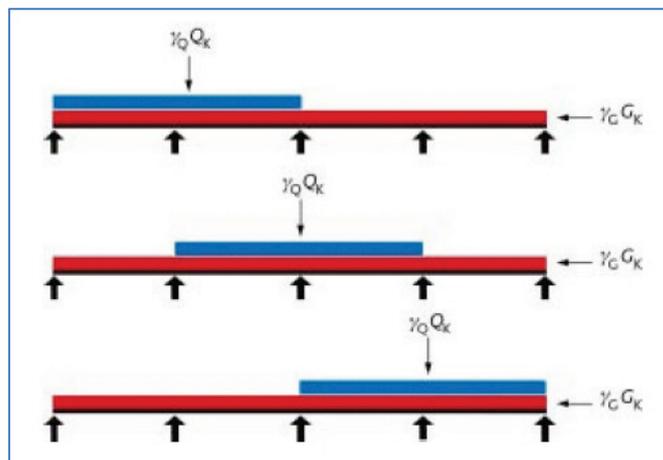


Figure 2.2 travées adjacentes chargées



Le [Tableau 2.3](#) montre une sélection des charges variables dans les bâtiments.

Tableau 2.3 Charges d'exploitation sélectionnées pour les bâtiments selon la NBN EN 1991-1-1 ANB)

Catégorie	Exemple d'utilisation	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
A	Planchers	2,0	2,0
A	Escaliers	3,0	2,0
A	Balcons	4,0	2,0
B	Bureaux	3,0	3,0
C5	Zones susceptibles d'être fréquentées par une grande foule de personnes (par exemple, les bâtiments conçus pour les événements publics, comme les salles de concert, les salles de sport, y compris les tribunes, terrasses et zones d'accès et quais de gare)	5,0	4,5
D1	Zones de commerces de détail courants	5,0	4,0
D2	Zones de grandes surfaces	5,0	7,0
E1	Zones de stockage, y compris le stockage de livres et autres documents	7,5	7,0
F	Aires de circulation et de stationnement pour véhicules de poids total autorisé en charge (PTAC) \leq 30 kN	2,5	20,0

2.6 Combinaison d'actions

Le terme 'combinaison d'actions' fait référence à la valeur à utiliser lorsqu'un état-limite subit l'influence de différentes actions.

Les valeurs numériques des coefficients partiels relatifs à la combinaison ELU peuvent être obtenues en faisant référence à l'Eurocode : *Bases de calcul des structures* ou au chapitre [1. Introduction to Eurocodes](#).

Il existe trois combinaisons d'actions à l'ELS – caractéristiques, fréquentes et quasi-permanentes. Les valeurs numériques sont données dans l'Eurocode : *Bases de calcul des structures*.

2.7 Propriétés des matériaux

2.7.1 Béton

Dans l'Eurocode 2, le calcul du béton armé se base sur la résistance caractéristique mesurée sur cylindre plutôt que celle mesurée sur cube et doit être spécifié conformément à la *NBN EN 206-1*⁷ (par exemple, pour le béton de classe C30/37, la résistance mesurée sur cylindre est de 30 MPa, tandis que celle mesurée sur cube est de 37 MPa). Les propriétés typiques du béton sont données dans le [Tableau 2.4](#).

Le béton jusqu'à la classe C90/105 peut être calculé à l'aide de l'Eurocode 2. Toutefois, pour les classes supérieures à C50/60, il existe des règles et variations supplémentaires. C'est pour cette raison que le calcul du béton appartenant à ces classes supérieures n'est pas traité dans ce document.

Tableau 2.4 Sélection de propriétés du béton issues du Tableau 3.1 de la NBN EN 1992- 1-1

Symbole	Description	Propriétés								
		12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{ck} (MPa)	Résistance caractéristique mesurée sur cylindre	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ck,cube}$ (MPa)	Résistance caractéristique mesurée sur cube	15	20	25	30	37	45	50	55	60
f_{ctm} (MPa)	Résistance moyenne en traction	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
E_{cm}^b (GPa)	Module d'élasticité sécant	27	29	30	31	33	34	35	36	37
Légende										
a Classes de béton non citées voir Tableau 3.1 de la NBN EN 1992- 1-1										
b Module d'élasticité sécant à 28 jours pour le béton avec des granulats de quartzite. Pour le béton avec d'autres granulats, voir Art. 3.1.3 (2) de la NBN EN 1992-1-1.										
c Les valeurs approchées du module d'élasticité E_{cm} reprises dans ce tableau sont à augmenter de 10% pour les bétons contenant des granulats de porphyre (ANB 3.1.3(2))										

2.7.2 Acier d'armature

L'Eurocode 2 peut être utilisé pour des armatures présentant une résistance caractéristique entre 400 et 600 MPa, l'ANB fixe cette limite supérieure à 500 MPa. Les propriétés des armatures en acier sont résumées dans le [Tableau 2.5](#). Il existe trois classes d'armatures, A, B et C, qui indiquent une ductilité croissante. La classe A ne convient pas lorsqu'une redistribution des efforts de plus de 20 % a été considérée dans le calcul. Aucune disposition n'est prévue pour l'utilisation d'armatures en béton non armé ou acier doux.

Tableau 2.5 Propriétés de traction caractéristiques des armatures

Forme du produit	Barres et fils redressés			Treillis soudés			Exigence ou valeur du fractile (%)
	A	B	C	A	B	C	
Classe de ductilité	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 $k = (f_i/f_k)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale, ε_{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
	≤ 8	$\pm 6,0$					
	> 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

2.8 Analyse structurale

L'analyse structurale a pour principal objet de déterminer la distribution des efforts internes et des déformations de l'ensemble ou d'une partie de la structure et d'identifier les

conditions de calcul critiques dans toutes les sections. La structure est habituellement modélisée en considérant qu'elle peut être idéalisée sous la forme d'un ensemble d'éléments linéaires et d'éléments bidimensionnels plans.

Le type d'analyse doit être adapté au problème considéré. Les analyses suivantes peuvent être utilisées : analyse élastique-linéaire, analyse élastique-linéaire avec redistribution limitée des moments et analyse plastique. L'analyse élastique-linéaire peut être réalisée en supposant que les sections droites ne sont pas fissurées et restent planes après déformation (c'est-à-dire, qu'on utilise les caractéristiques de raideur de la section brute de béton), en utilisant les relations contrainte-déformation linéaires et en supposant les valeurs moyennes du module d'élasticité.

A l'état-limite ultime uniquement, les moments déterminés par l'analyse élastique-linéaire, peuvent être redistribués (jusqu'à un maximum de 30%), sous réserve que la nouvelle distribution des efforts internes continue à équilibrer les charges appliquées et soit soumise à certaines limites et certains critères de ductilité, (limitations de la profondeur de l'axe neutre, pour garantir une capacité de rotation plastique suffisante, par exemple).

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

- Lorsqu'une poutre ou une dalle forme un ensemble monolithique avec ses appuis, il convient de prendre comme moment fléchissant négatif de calcul critique le moment au nu de l'appui, qui ne doit toutefois pas être inférieur à 0,65 fois le moment d'encastrement.
- 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 pour une portée égale à l'entraxe des appuis peut être minoré d'une valeur de $(F_{Ed,sup}t/8)$, où $F_{Ed,sup}$ est la valeur de calcul de la réaction de l'appui et t la valeur de la largeur de l'appareil d'appui.
- Pour le calcul des colonnes, il convient d'utiliser les moments élastiques issus du fonctionnement en portique sans les redistribuer.

2.9 Enrobage nominal des armatures

L'enrobage nominal des armatures peut être évalué comme suit :

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

Où c_{min} doit satisfaire aux exigences ci-dessous :

- bonne transmission des forces d'adhérence
- durabilité
- résistance au feu

et Δc_{dev} est une prise en compte des tolérances dans le calcul pour les écarts par rapport à l'enrobage minimal. Il doit être pris égal à 10 mm pour les éléments de béton coulé en place.

L'enrobage nominal correspond à la hauteur des écarteurs des armatures par rapport au coffrage ou encore à la valeur de l'« enrobage nominal » mentionnée sur le plan d'armatures.

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

- le système d'assurance de la qualité et l'autocontrôle industriel sont conformes au point 6 de la NBN EN 13369:2004 et 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 oeuvre au cours de la production afin de garantir que le Δc_{dev} déclaré par le fabricant des éléments n'est pas dépassé.

2.9.1 Enrobage minimal pour les exigences d'adhérence

Il convient que l'enrobage minimal pour assurer une adhérence adéquate ne soit pas inférieur au diamètre de la barre ou au diamètre équivalent des barres pour les paquets de barres. Si la dimension nominale du plus gros granulats est supérieure à 32 mm, il convient de majorer cet enrobage de 5 mm.

2.9.2 Enrobage minimal pour les exigences de durabilité

Les valeurs d'enrobage minimal pour assurer la durabilité sont définies dans les tableaux 4.4-ANB et 4.5-ANB de l'ANB. Les valeurs de cet enrobage 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 2.6](#) ci-dessous. Ces enrobages sont à majorer de 10 mm pour le béton précontraint.

Tableau 2.6 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 ³)	Classe de résistance minimale
Symbole	Description	BA ou BP	BA		
		Type de béton			
E0	Environnement non agressif	Non applicable			
EI	Application intérieure	T(0,65)	15	260	C16/20
EE	Application extérieure				
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
ES	Environnement marin				
	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
EA	Environnement agressif				
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 entraîneur 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.

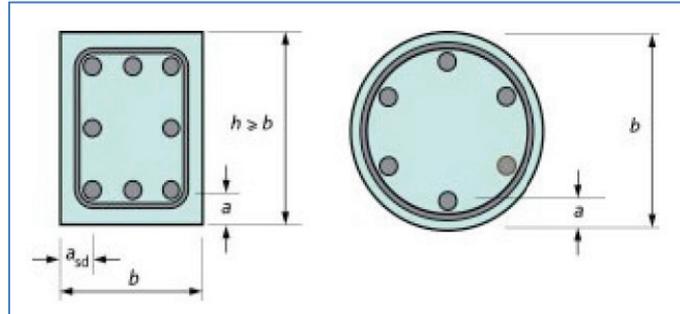
2.10 Calcul de la résistance au feu

L'Eurocode 2, Partie 1-2 : *Calcul de la résistance au feu*⁸, décrit plusieurs méthodes permettant de déterminer la résistance au feu des éléments en béton. La littérature spécialisée fournira des indications supplémentaires. La résistance au feu peut toujours être calculée en faisant référence aux tableaux pour déterminer l'enrobage minimal et les dimensions des différents éléments, comme décrit ci-dessous.

Plutôt que de donner l'enrobage minimal, la méthode tabulée se base sur la distance nominale de l'axe au parement, a (voir [Figure 2.4](#)). Il s'agit de la distance du centre de la barre d'armature principale à la surface de l'élément. Il s'agit d'une dimension nominale (pas minimale). Le concepteur doit donc s'assurer que :

$$a \geq c_{nom} + \Phi_{étrier} + \phi_{barre} / 2.$$

Figure 2.4 Sections d'éléments structuraux avec détail de la distance nominale de l'axe au parement, a



Trois conditions d'exposition au feu normalisé peuvent être satisfaites :

- R** Résistance mécanique des éléments porteurs
- E** Intégrité de la séparation
- I** Isolation

Le [Tableau 2.9](#) et le [Tableau 2.10](#) donnent les dimensions minimales pour que les colonnes et dalles remplissent les conditions ci-dessus. Pour plus d'informations, voir l'Eurocode 2 et les chapitres suivants, notamment les conditions d'application de calcul et les données relatives aux voiles et poutres.

Tableau 2.9 Dimensions des colonnes et distances minimales de l'axe au parement pour les colonnes à section rectangulaire ou circulaire et avec un taux de chargement $\mu_{fi}=0,7$ – Méthode A

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm) Largeur de colonne (b_{min})/distance de l'axe (a) des barres principales au parement	
	Colonne exposé sur plusieurs côtés ($\mu_{fi} = 0,7$)	Exposé d'un seul côté ($\mu_{fi} = 0,7$)
R 60	250/46 350/40	155/25
R 120	350/57* 450/51*	175/35
R 240	-	295/70

Notes

- Pour les limitations de calcul, voir NBN EN 1992-1-2.
- μ_{fi} est le rapport de la charge axiale de calcul en cas d'incendie à la résistance de calcul de la colonne à température normale. μ_{fi} peut être pris égal à 0,7 pour se placer en sécurité.
- Pour les éléments précontraints, il y a lieu de majorer les distances de l'axe des armatures au parement du tableau de 10 mm pour les barres de précontrainte et de 15 mm pour les fils et torons de précontrainte.

* Minimum 8 barres

Tableau 2.10 Dimensions et distances minimales de l'axe au parement pour les dalles en béton armé

Résistance au feu normalisé		Dimensions minimales (mm)							
		Dalle à un seul sens porteur	Dalle à deux sens porteurs		Plancher-dalle (appuis sur colonnes)	Nervures dans un plancher nervuré à deux sens porteur présentant au moins une continuité b_{\min} est la largeur de la nervure			
		$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$			$b_{\min} =$			
REI 60	$h_s =$ $a =$	80 20	80 10	80 15	180 15	$b_{\min} =$ $a =$	100 25	120 15	≥ 200 10
REI 120	$h_s =$ $a =$	120 40	120 20	120 25	200 35	$b_{\min} =$ $a =$	160 45	190 40	≥ 300 30
REI 240	$h_s =$ $a =$	175 65	175 40	175 50	200 50	$b_{\min} =$ $a =$	450 70	700 60	—

Note

1 Pour les conditions d'application, voir NBN EN 1992-1-2.

2 a est la distance de l'axe au parement (voir [Figure 2.4](#)).

3 h_s est l'épaisseur de dalle, y compris tout revêtement de sol non combustible.

2.11 Stabilité et imperfections

Il convient de considérer les effets des imperfections géométriques en combinaison avec les effets des charges dues au vent (c'est-à-dire pas comme une combinaison alternative de charges). Pour l'analyse globale des structures, les imperfections peuvent être représentées par une inclinaison θ_i .

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

où

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

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

l est la hauteur du bâtiment en mètres

m est le nombre d'éléments verticaux contribuant à l'effort horizontal du système de contreventement.

L'effet de l'inclinaison peut être représenté par des charges transversales à chaque niveau, à ajouter aux autres actions dans l'analyse (voir [Figure 2.5](#)) :

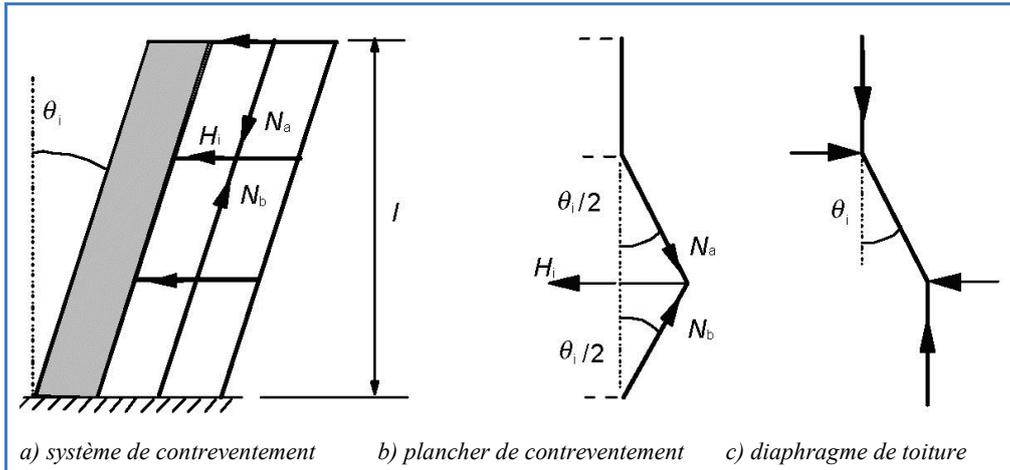
Effet sur le système de contreventement : $H_i = \theta_i (N_b - N_a)$

Effet sur le diaphragme de plancher : $H_i = \theta_i (N_b + N_a)/2$

Effet sur le diaphragme de toiture : $H_i = \theta_i N_a$

où N_a et N_b sont des forces longitudinales contribuant à H_i .

Figure 2.5 Exemples des effets d'imperfections géométriques



Dans la plupart des cas, des tolérances sont prises en compte pour les imperfections dans les coefficients partiels utilisés dans le calcul des éléments. Toutefois, pour les colonnes, il convient de considérer l'effet des imperfections, dont le principe est similaire à celui décrit ci-dessus (voir chapitre [5. Colonnes](#))

2.12 Maîtrise de la fissuration

Il convient de limiter les ouvertures des fissures afin de garantir un aspect et une durabilité satisfaisants. En l'absence d'exigences spécifiques (étanchéité à l'eau, par exemple), les ouvertures des fissures des éléments en béton armé peuvent être limitées à 0,3 mm dans toutes les classes d'exposition ou d'environnement sous la combinaison quasi-permanente de charges. Pour la classe d'environnement EI (voir [Tableau 2.6](#)), cette limite est fixée à 0,4 mm pour garantir un aspect acceptable. En l'absence d'exigences spécifiques relatives sur l'aspect, cette limite peut être traitée de manière moins stricte. L'ouverture théorique des fissures peut être calculée à l'aide des expressions données à en 7.3.4 de la NBN EN 1992-1-1. On peut également se passer du calcul explicite de l'ouverture des fissures, à condition de suivre les exigences données dans le [Tableau 2.11](#), basées sur les Tableaux 7.2N et 7.3N de l'Eurocode. Ces règles ne sont applicables que si les éléments comportent le ferrailage minimal donné en 7.3.2 de l'Eurocode. Il suffit dans ce cas de satisfaire soit aux conditions sur le diamètre des barres, soit à la condition sur leur espacement. Il n'est donc pas nécessaire de satisfaire aux deux conditions simultanément. Dans le cas de fissures principalement dues aux déformations gênées, seules les conditions sur le diamètre des barres est applicable.

Tableau 2.11 Diamètre et espacement maximaux des barres pour limiter l'ouverture des fissures

Contrainte de l'acier σ_s (MPa)	$w_{max} = 0,4$ mm		$w_{max} = 0,3$ mm			
	Diamètre maximal des barres (mm)	OU	Espacement maximal des barres (mm)	Diamètre maximal des barres (mm)	OU	Espacement maximal des barres (mm)
160	40		300	32		300
200	32		300	25		250
240	20		250	16		200
280	16		200	12		150
320	12		150	10		100
360	10		100	8		50

Note

Lorsque la fissuration est induite par la charge, la contrainte de l'acier σ_s est calculée sur la base d'une section fissurée sous la combinaison quasi-permanente des charges. A défaut d'un calcul plus précis, elle peut être estimée à partir de l'expression ci-dessous:

$$\sigma_s = \frac{f_{yk} m A_{s,req}}{\gamma_s n A_{s,prov} \delta}$$

où

f_{yk} = Limite d'élasticité caractéristique de l'armature

γ_s = coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé

m = charge totale de la combinaison quasi-permanente

n = charge totale de la combinaison ELU

$A_{s,req}$ = section d'armatures nécessaire à l'ELU

$A_{s,prov}$ = section d'armatures prévue

δ = rapport du moment après redistribution au moment élastique ($\delta=1$ si aucune redistribution n'est considérée lors du dimensionnement de l'armature à l'ELU)

Si les fissures sont dues à des déformations gênées, il convient de calculer la contrainte de l'acier immédiatement après la fissuration pour le diamètre de barre sélectionné. Un processus itératif sera nécessaire. La règle d'espacement des barres ne s'applique pas à cette condition.

2.13 Références

- 1 Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton*. (4 parties).
- 3 NBN EN 1991, Eurocode : *Bases de calcul des structures*. 2002.
- 4 NBN EN 1991, Eurocode 1 : *Actions sur les structures*. (10 parties).
- 5 NBN EN 1990, Eurocode 1 : *Actions sur les structures Partie 1-1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments* 2002.
- 6 NBN EN 10080 : *Acier pour l'armature du béton – Acier soudable pour béton armé – Généralités*. 2005.
- 7 NBN EN 206-1 : *Béton – Partie : Spécification, performance, production et conformité*. 2000.
- 8 NBN EN 1992-1-2, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton. Règles générales – Calcul du comportement au feu*, 2004.
- 10 BROOKER, O. *How to design concrete structures using Eurocode 2: Getting started* (TCC/03/17). The Concrete Centre, 2005.

Références complémentaires pour les constructions préfabriquées

- 1 NBN EN 13369 – *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton* + NBN B 21-600 - *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton - Complément national à la NBN EN 13369*
- 2 NARAYANAN, RS - *Precast Eurocode 2 - Design Manual*. British precast, 2006.

3. Dalles

3.1 Introduction

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

3.2 Dimensionnement conformément à l'Eurocode 2

Ce chapitre couvre l'analyse et le calcul de dalles conformément à l'Eurocode 2¹. L'Eurocode 2 ne contient pas les formules dérivées ou des indications spécifiques pour déterminer les moments et efforts tranchants. Ceci provient de la pratique européenne consistant à donner les principes dans les codes et à présenter l'application détaillée dans d'autres sources, comme des manuels.

Le chapitre [7. Planchers-dalles](#) couvre le calcul des planchers-dalles.

Une [liste de symboles](#) concernant le calcul des dalles est donnée en fin de ce chapitre.

3.3 Procédure de calcul

Le [Tableau 3.1](#) donne une procédure pour calculer en détail les dalles. Ce tableau suppose que l'épaisseur des dalles a été déterminée au préalable par calcul de prédimensionnement. Pour des conseils plus détaillés sur la détermination de la durée d'utilisation du projet, les actions, les propriétés des matériaux, les méthodes d'analyse, l'enrobage de béton minimal, voir le chapitre [2 Prise en main](#).

Tableau 3.1 Procédure de calcul des dalles

Étape	Tâche	Informations supplémentaires	
		Chapitre de la présente publication	Norme
1	Détermination de la durée d'utilisation de projet	2:3 Durée d'utilisation prévue	NBN EN 1990 ANB
2	Évaluation des actions sur la dalle	2:4 Actions sur les structures	NBN EN 1991 (10 parties) et ANB
3	Détermination des combinaisons d'actions à appliquer	1.3.2 Combinaisons d'actions	NBN EN 1990 ANB
4	Détermination des dispositions de charges	2.5 Dispositions des charges	NBN EN 1992-1-1 ANB
5	Évaluation des exigences de durabilité et détermination de la résistance du béton	Tableau 2.6	
6	Vérification des exigences relatives à l'enrobage pour la période appropriée de résistance au feu	2.10 Calcul de la résistance au feu et Tableau 3.2	NBN EN 1992-1-2 : Section 5.1, 5.2 et 5.7 + ANB
7	Calcul de l' enrobage nominal pour les exigences de durabilité et adhérence	2.9 Enrobage nominal des armatures	NBN EN 1992-1-1 en 4.4.1
8	Analyse de la structure pour déterminer les moments et efforts tranchants critiques	2.8 Analyse structurale et Tableau 3.3	NBN EN 1992-1-1 Section 5
9	Calcul des armatures de flexion	Voir Figure 3.1	NBN EN 1992-1-1 Section 6.1
10	Vérification des flèches	Voir Figure 3.3	NBN EN 1992-1-1 Section 7.4
11	Vérification de résistance à l'effort tranchant	Voir Tableau 3.7	NBN EN 1992-1-1 Section 6.2
12	Vérification de l'espacement et du diamètre des barres	2.12 Maîtrise de la fissuration	NBN EN 1992-1-1 Section 7.3

Note : ANB = Annexe Nationale

3.4 Résistance au feu

L'Eurocode 2, Partie 1–2 : *Calcul du comportement au feu*⁵, propose un choix de méthodes avancées, simplifiées ou tabulées pour déterminer la résistance au feu. L'utilisation des tableaux est la méthode la plus rapide pour déterminer les dimensions et l'enrobage minimal des dalles. Certaines restrictions doivent toutefois être observées. La littérature spécialisée fournira des indications supplémentaires sur les méthodes avancées et simplifiées.

Plutôt que de donner un enrobage minimal, la méthode tabulée se base sur la distance nominale de l'axe au parement, a . Il s'agit de la distance du centre de la barre d'armature principale à la surface de l'élément. Il s'agit d'une dimension nominale (pas minimale). Le concepteur doit par conséquent s'assurer que : $a \geq c_{\text{nom}} + \phi_{\text{bar}} / 2$. Les exigences relatives aux divers types de dalles sont données dans le [Tableau 3.2](#).

Tableau 3.2 Dimensions et distances de l'axe au parement minimales pour les dalles en béton armé

Résistance au feu normalisé		Dimensions minimales (mm)						
		Dalle à un seul sens porteur ^{a,b}	Dalle à deux sens porteurs ^{a,b,c,d}		Nervures d'une dalle nervurée portant dans deux directions ^e présentant au moins une continuité			
			$l_y/l_x \leq 1,5^f$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2^f$				
REI 60	$h_s =$ $a =$	80 20	80 10^g	80 15^g	$b_{\text{min}} =$ $a =$	100 25	120 15^g	≥ 200 10^g
REI 90	$h_s =$ $a =$	100 30	100 15^g	100 20	$b_{\text{min}} =$ $a =$	120 35	160 25	≥ 250 15^g
REI 120	$h_s =$ $a =$	120 40	120 20	120 25	$b_{\text{min}} =$ $a =$	160 45	190 40	≥ 300 30
REI 240	$h_s =$ $a =$	175 65	175 40	175 50	$b_{\text{min}} =$ $a =$	450 70	700 60	-

Notes

1 Ce Tableau est déduit de la NBN EN 1992–1–2 Tableaux 5.8 et 5.11. Pour les planchers-dalles, voir [chapitre 7](#).

2 Le Tableau n'est valide que si les exigences en matière de disposition des armatures sont observées (voir Note 3) et si, dans le calcul à température normale, la redistribution des moments fléchissants ne dépasse pas 15 %.

3 Pour les résistances au feu de R90 et plus des dalles continues, sur une distance de $0,3 l_{\text{eff}}$ depuis l'axe de chaque appui intermédiaire, la section des armatures supérieures ne doit pas être inférieure à :

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

où :

x = distance de la section considérée depuis l'axe de l'appui

$A_{s,\text{req}}(0)$ = section des armatures nécessaire en chapeau au niveau de l'appui pour le calcul à température normale

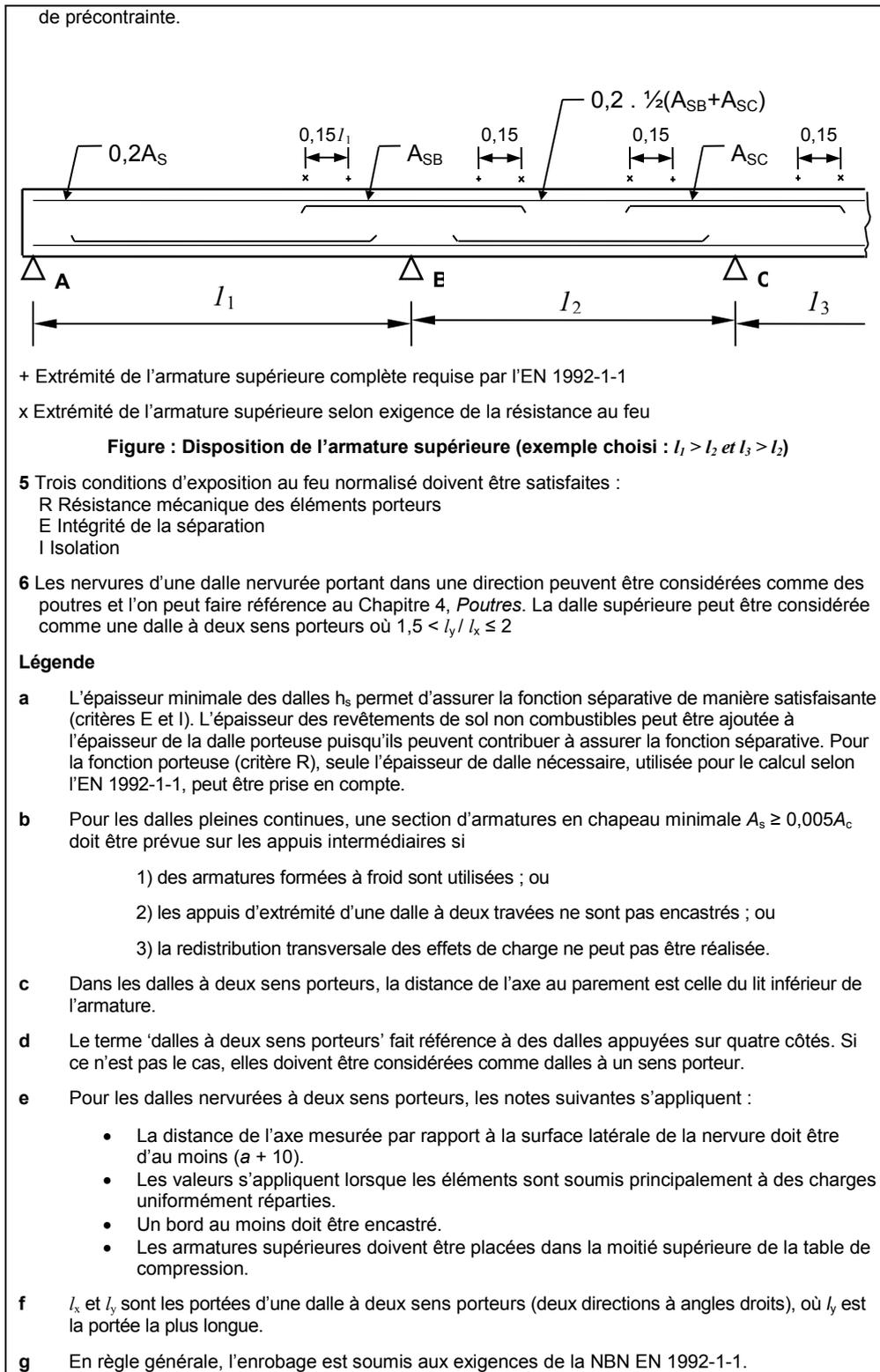
$A_{s,\text{req}}(x)$ = section minimale des armatures en chapeau nécessaire à la section considérée, mais pas inférieure à celle imposée pour le calcul à température normale

l_{eff} = la plus longue portée utile contiguë à l'appui considéré.

Pour les dalles pleines continues,

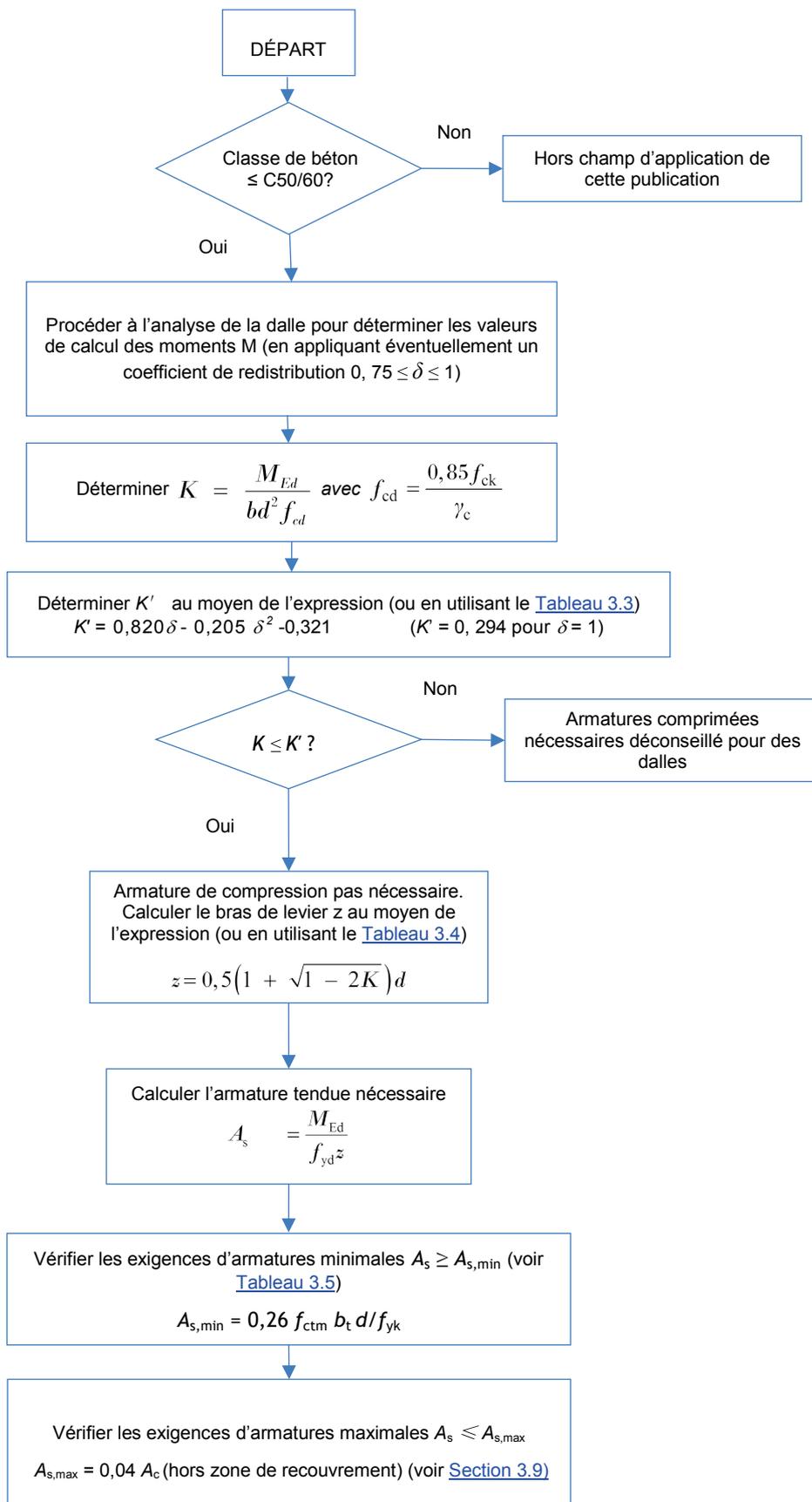
- au moins 20 % du ferrailage supérieur requis sur les appuis dans la NBN EN 1992-1-1 doit être prolongé sur toutes les travées.
- Le ferrailage supérieur sur appuis doit être prolongé de $0,15 l_{\text{eff}}$ au-delà de ce qui est requis par la NBN EN 1992-1-1.
- Il faut éviter d'augmenter sur appui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

4 Pour les dalles précontraintes, il y a lieu de majorer les distances de l'axe des armatures au parement du tableau de 10 mm pour les barres de précontrainte et de 15 mm pour les fils et torons



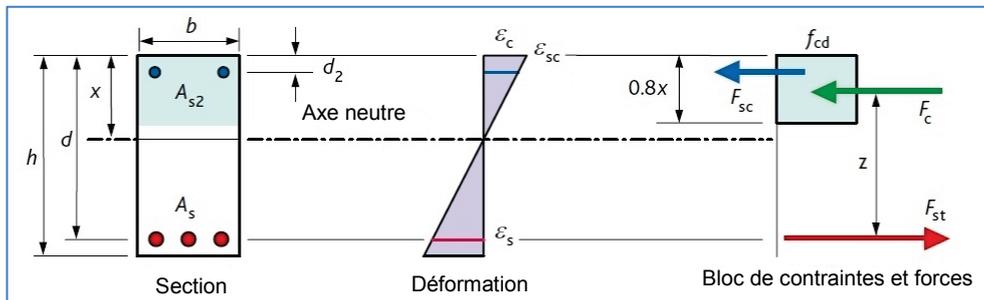
3.5 Flexion

L'organigramme de calcul de la flexion est donné à la [Figure 3.1](#) qui comporte des formules dérivées sur la base du bloc rectangulaire simplifié de contraintes de l'Eurocode 2. Pour plus d'informations sur le calcul des dalles nervurées ou à caissons, voir les [Sections correspondantes](#).

Figure 3.1 Organigramme pour déterminer l'armature de flexion α_{cc} (=0,85) et γ_c (=1,5)

L'Eurocode 2 propose différentes méthodes pour déterminer la relation contrainte-déformation du béton. Pour plus de facilité, la méthode présentée ici est le bloc rectangulaire simplifié de contraintes (voir [Figure 3.2](#)).

Figure 3.2 : bloc rectangulaire simplifié de contraintes pour des bétons de classe jusqu'à C50/60.



L'Eurocode donne des recommandations pour le calcul du béton jusqu'à la classe C90/105. Toutefois, pour le béton de classe supérieure à C50/60, le bloc de contraintes est modifié (c'est pourquoi ces classes de béton ne sont pas traitées dans le présent chapitre). Il est important de noter que la résistance du béton se base sur la résistance mesurée sur cylindre et non sur celle mesurée sur cube (c'est-à-dire pour la classe C30/37, la résistance mesurée sur cylindre est de 30 MPa, tandis que celle mesurée sur cube est de 37 MPa).

Tableau 3.3 Valeurs de K'

Pourcentage de redistribution	0%	5%	10%	15%	20%	25%	30%
Coefficient δ	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

Tableau 3.4 Valeurs de z/d

K	z/d	K	z/d	K	z/d
0,10	0,947	0,17	0,906	0,24	0,861
0,11	0,942	0,18	0,900	0,25	0,854
0,12	0,936	0,19	0,894	0,26	0,846
0,13	0,930	0,20	0,887	0,27	0,839
0,14	0,924	0,21	0,881	0,28	0,832
0,15	0,918	0,22	0,874	0,29	0,824
0,16	0,912	0,23	0,867	0,294	0,821

Tableau 3.5 Pourcentage minimal d'armatures nécessaire

f_{ck}	f_{ctm}	Pourcentage minimal % ($0,26f_{ctm}/f_{yk}^a$)
25	2,6	0,13 %
30	2,9	0,15 %
35	3,2	0,17 %
40	3,5	0,18 %
45	3,8	0,20 %
50	4,1	0,21 %

Légende
a où $f_{yk} = 500$ MPa.

3.6 Flèches

L'Eurocode 2 propose deux méthodes pour calculer les flèches, soit à l'aide de la valeur limite du rapport portée/hauteur utile, soit en évaluant la flèche théorique à l'aide des Expressions données dans l'Eurocode. Cette dernière méthode est détaillée en [8.8 Méthodes de calcul des flèches](#)

La procédure présentée à la [Figure 3.3](#) consiste à limiter le rapport portée/hauteur utile suivant les indications du paragraphe 7.4.2 de la NBN EN 1992-1-1. (voir [Figure 3.5](#) ou [Tableau 3.6](#))

Figure 3.3 Organigramme d'évaluation des flèches

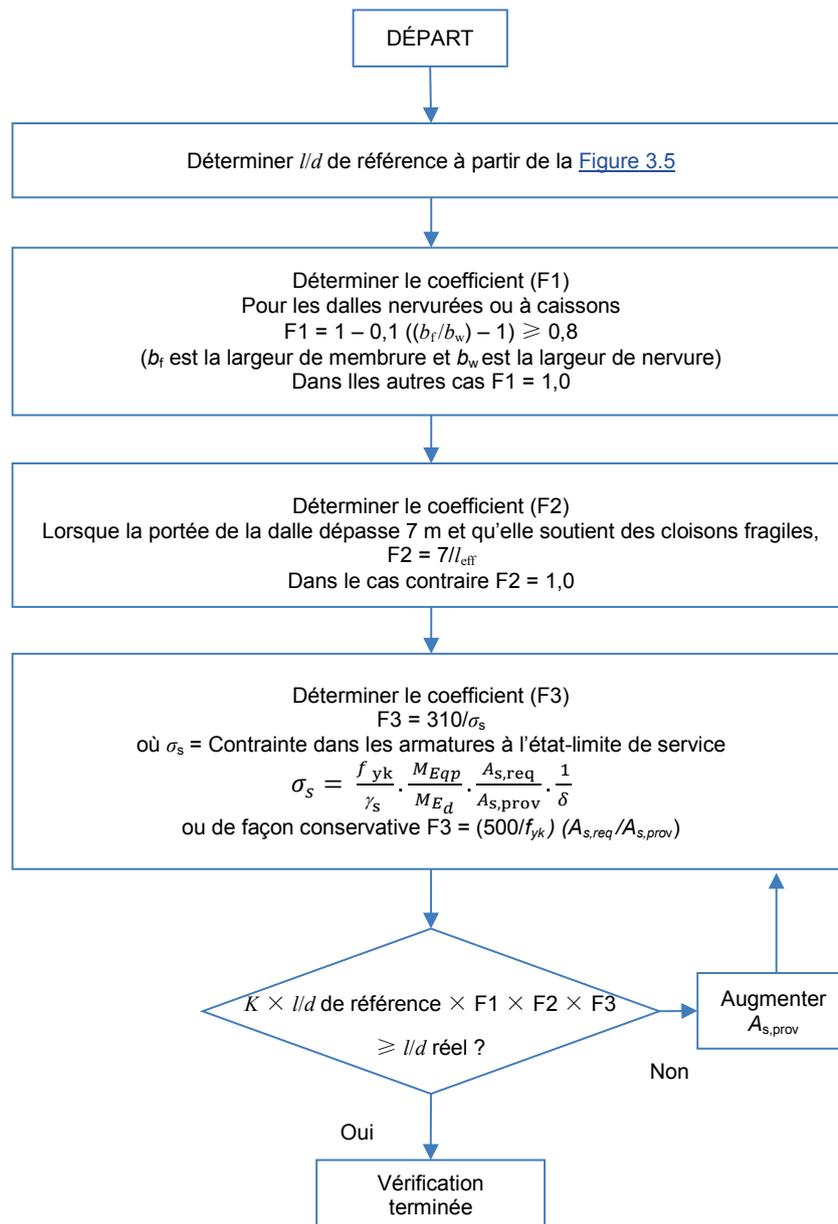
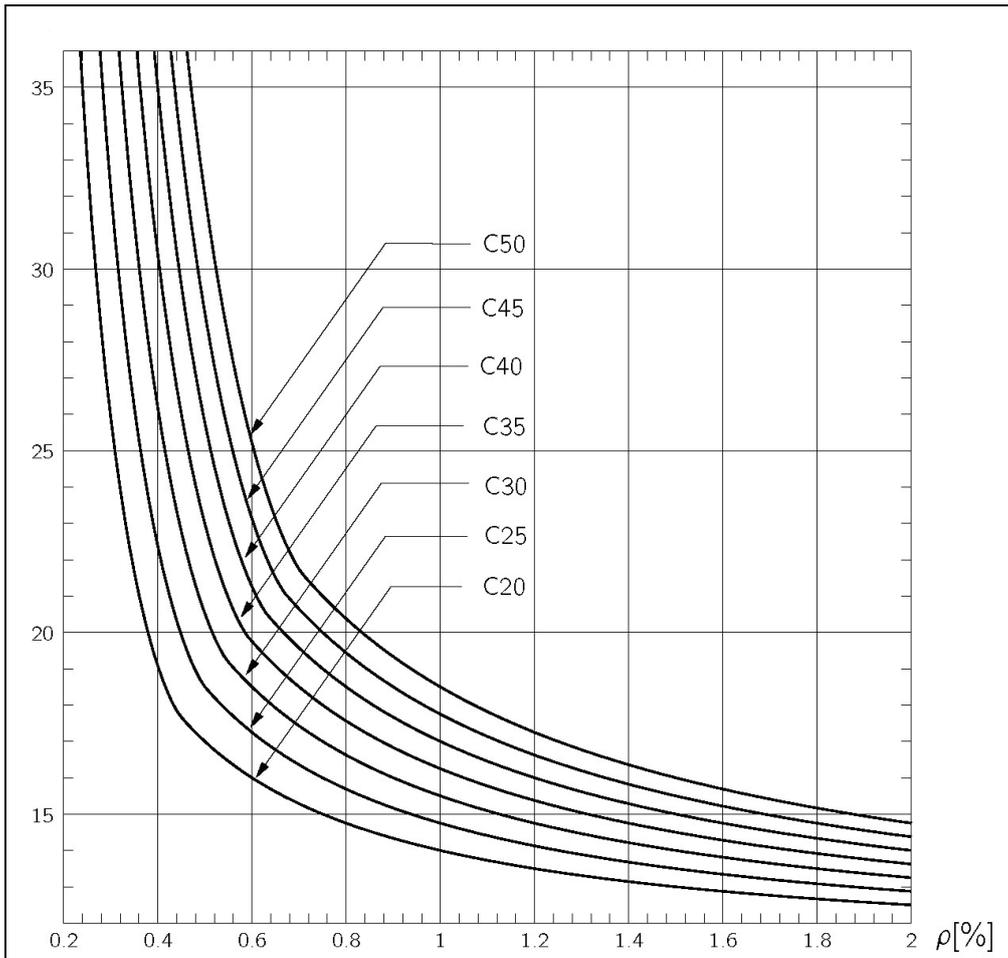


Figure 3.5 Valeurs de référence du rapport portée sur hauteur utile



Notes

- 1 Pour des dalles à double sens porteur, la vérification doit s'effectuer sur la base de la plus petite portée.
- 2 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
- 3 L'armature en compression, ρ' a été prise à 0
- 4 Les courbes sont basées sur les expressions suivantes avec $\rho_0 = 0,001\sqrt{f_{ck}}$:

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

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

Tableau 3.6 Rapports de référence l/d (portée/hauteur utile), pour les dalles en l'absence de compression axiale

Ratio d'armature nécessaire, ρ	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
ρ_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, en utilisant $K = 1$ (sur appuis simples) et $\rho' = 0$ (pas d'armatures de compression requises).

$K=1,5$ pour une travée intérieure
 $K=1,3$ pour une travée d'extrémité
 $K=0,4$ pour une travée en encorbellement

Le rapport portée/hauteur utile doit se baser sur la plus courte des portées dans les dalles portant dans deux directions.

3.7 Calcul de l'effort tranchant

Il n'est pas habituel qu'une dalle contienne des armatures d'effort tranchant. C'est pourquoi on s'arrange généralement pour que la capacité d'effort tranchant du béton sans armature d'effort tranchant ($v_{Rd,c}$ – voir [Tableau 3.7](#)) soit supérieure à l'effort tranchant appliqué ($v_{Ed} = V_{Ed}/(bd)$). Si des armatures d'effort tranchant sont requises, par exemple pour les nervures d'une dalle nervurée, on peut se référer au chapitre [4 Poutres](#).

Dans le cas de charges concentrées ou de colonnes, il y a lieu de vérifier éventuellement le poinçonnement.

Tableau 3.7 $v_{Rd,c}$ résistance à l'effort tranchant de dalle sans armature d'effort tranchant (MPa)

$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,55	0,51	0,48	0,44	0,41	0,40	0,39	0,38
0,50%	0,65	0,61	0,59	0,55	0,53	0,51	0,49	0,46
0,75%	0,74	0,70	0,68	0,64	0,60	0,59	0,55	0,54
1,00%	0,81	0,78	0,74	0,70	0,66	0,64	0,61	0,59
1,25%	0,88	0,83	0,80	0,75	0,71	0,69	0,66	0,64
1,50%	0,94	0,89	0,85	0,80	0,76	0,74	0,70	0,68
1,75%	0,99	0,93	0,89	0,84	0,80	0,78	0,74	0,71
2,00%	1,03	0,98	0,94	0,88	0,84	0,81	0,78	0,74

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,61	0,58	0,54	0,49	0,46	0,44	0,41	0,40
0,50%	0,70	0,66	0,64	0,60	0,56	0,55	0,53	0,50
0,75%	0,80	0,75	0,73	0,68	0,65	0,63	0,60	0,58
1,00%	0,88	0,83	0,80	0,75	0,71	0,69	0,66	0,64
1,25%	0,95	0,90	0,86	0,81	0,78	0,75	0,71	0,69
1,50%	1,00	0,95	0,91	0,86	0,83	0,79	0,75	0,73
1,75%	1,06	1,00	0,96	0,90	0,86	0,84	0,79	0,76
2,00%	1,10	1,05	1,00	0,94	0,90	0,88	0,83	0,80

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,68	0,63	0,59	0,54	0,50	0,48	0,44	0,43
0,50%	0,74	0,70	0,68	0,64	0,60	0,59	0,55	0,54
0,75%	0,85	0,80	0,78	0,73	0,69	0,66	0,64	0,61
1,00%	0,94	0,89	0,85	0,80	0,76	0,74	0,70	0,68
1,25%	1,00	0,95	0,91	0,86	0,83	0,79	0,75	0,73
1,50%	1,06	1,01	0,98	0,91	0,88	0,84	0,80	0,78
1,75%	1,13	1,06	1,03	0,96	0,91	0,89	0,84	0,81
2,00%	1,18	1,11	1,06	1,00	0,96	0,93	0,88	0,85

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,74	0,68	0,64	0,58	0,54	0,51	0,48	0,45
0,50%	0,78	0,74	0,71	0,66	0,64	0,61	0,59	0,56
0,75%	0,89	0,85	0,81	0,76	0,73	0,70	0,66	0,65
1,00%	0,99	0,93	0,89	0,84	0,80	0,78	0,74	0,71
1,25%	1,06	1,00	0,96	0,90	0,86	0,84	0,79	0,76
1,50%	1,13	1,06	1,03	0,96	0,91	0,89	0,84	0,81
1,75%	1,19	1,13	1,08	1,01	0,96	0,94	0,89	0,85
2,00%	1,24	1,18	1,13	1,05	1,01	0,98	0,93	0,90

$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,79	0,73	0,68	0,61	0,58	0,55	0,51	0,49
0,50%	0,81	0,78	0,74	0,70	0,66	0,64	0,61	0,59
0,75%	0,94	0,89	0,85	0,80	0,76	0,74	0,70	0,68
1,00%	1,03	0,98	0,94	0,88	0,84	0,81	0,78	0,74
1,25%	1,10	1,05	1,00	0,94	0,90	0,88	0,83	0,80
1,50%	1,18	1,11	1,06	1,00	0,96	0,93	0,88	0,85
1,75%	1,24	1,18	1,13	1,05	1,01	0,98	0,93	0,90
2,00%	1,29	1,23	1,18	1,10	1,05	1,03	0,98	0,94

$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,83	0,76	0,71	0,65	0,61	0,59	0,54	0,51
0,50%	0,85	0,80	0,78	0,73	0,69	0,66	0,64	0,61
0,75%	0,98	0,91	0,88	0,83	0,79	0,76	0,73	0,70
1,00%	1,06	1,01	0,98	0,91	0,88	0,84	0,80	0,78
1,25%	1,15	1,09	1,05	0,98	0,94	0,91	0,86	0,84
1,50%	1,23	1,16	1,11	1,04	1,00	0,96	0,91	0,89
1,75%	1,29	1,21	1,16	1,10	1,05	1,01	0,96	0,93
2,00%	1,35	1,28	1,23	1,15	1,10	1,06	1,01	0,98

$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,88	0,81	0,76	0,69	0,65	0,61	0,56	0,54
0,50%	0,88	0,83	0,80	0,75	0,71	0,69	0,66	0,64
0,75%	1,00	0,95	0,91	0,86	0,83	0,79	0,75	0,73
1,00%	1,10	1,05	1,00	0,94	0,90	0,88	0,83	0,80
1,25%	1,19	1,13	1,09	1,01	0,98	0,94	0,89	0,86
1,50%	1,26	1,20	1,15	1,08	1,04	1,00	0,95	0,91
1,75%	1,34	1,26	1,21	1,14	1,09	1,05	1,00	0,96
2,00%	1,39	1,33	1,26	1,19	1,14	1,10	1,05	1,01

3.8 Dalles à deux sens porteurs

L'Eurocode 2 ne donne aucune indication spécifique sur la manière de déterminer les moments fléchissants et de torsion d'une dalle à deux sens porteurs. Un moment fléchissant peut être évalué à l'aide d'une théorie appropriée reprise dans la Section 5 de la NBN EN 1992-1-1 et de programmes et tableaux qui recourent à ces théories.

3.8.1 Dalles nervurées ou à caissons

Les pratiques habituelles pour déterminer les efforts dans les dalles nervurées et à caissons peuvent également être utilisées pour les calculs conformément à l'Eurocode 2.

La position de l'axe neutre dans la nervure doit être déterminée, puis la section des armatures peut être calculée selon qu'elle se trouve dans la membrure ou dans l'âme (voir l'organigramme de la [Figure 3.6](#)). Dans certains cas (membrures de faibles épaisseurs, par exemple) il peut être nécessaire de vérifier la résistance au cisaillement (effort rasant) entre l'âme et les membrures suivant l'article 6.2.4 de la NBN EN 1992-1-1.

Figure 3.6 Organigramme pour déterminer la résistance en flexion des nervures en T ($\gamma_c = 1,5$)

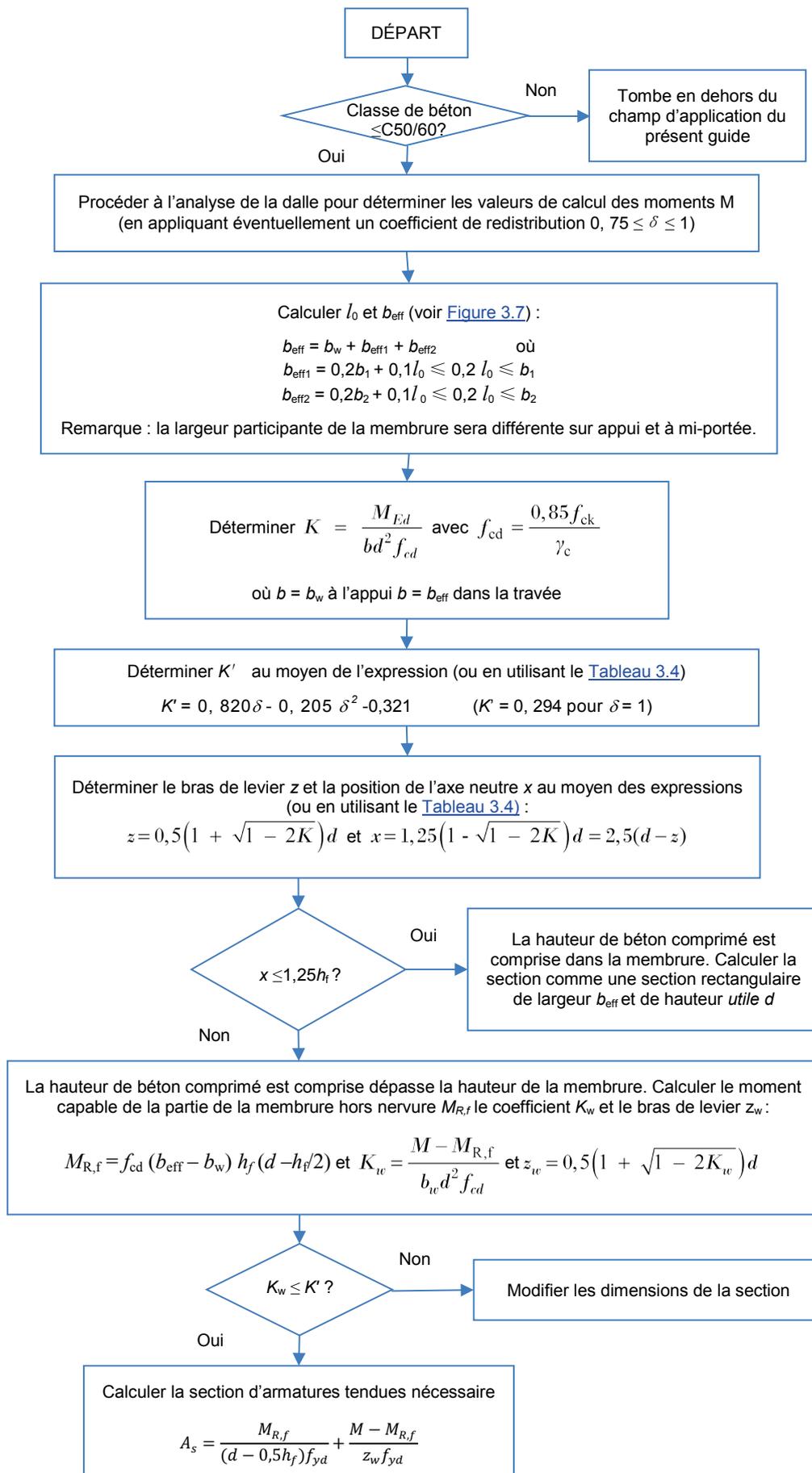


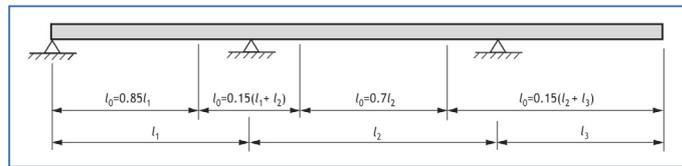
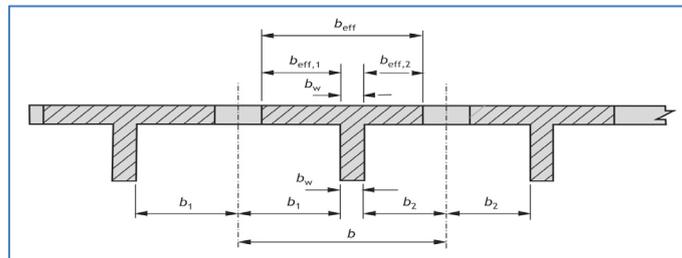
Figure 3.7 Définition de l_0 pour le calcul de la largeur participante de la table de compression

Figure 3.8 Paramètres de largeur participante de la table de compression



3.9 Règles relatives à l'espacement et à la quantité d'armatures

3.9.1 Section minimale des armatures principales

La section minimale des armatures de flexion dans la direction principale est $A_{s,min} = 0,26 f_{ctm} b_t d / f_{yk} > 0,0013 b_t d$, où b_t est la largeur moyenne de la zone tendue (voir [Tableau 3.5](#)). Pour une section en T avec la membrure comprimée, seule la largeur de l'âme est prise en compte dans le calcul de la valeur de b_t .

NOTE : La quantité d'armature minimale nécessaire pour la maîtrise de la fissuration peut être supérieure à celle indiquée ici.

3.9.2 Section minimale des armatures secondaires (de répartition)

La section minimale des armatures transversales secondaires est de 20 % de l'armature longitudinale principale. Dans les zones au voisinage des appuis, les armatures transversales ne sont pas nécessaires en l'absence de moment fléchissant transversal.

3.9.3 Section maximale des armatures

En dehors des zones de recouvrement, la section des armatures tendues ou comprimées ne doit pas dépasser $A_{s,max} = 0,04 A_c$

3.9.4 Espacement minimal des armatures

La distance libre minimale entre les barres doit être la plus grande valeur entre :

- 1,0 x diamètre de barre
- Diamètre maximal D_{max} du granulat plus 5 mm
- 20 mm

3.9.5 Espacement maximal des armatures

Pour les dalles, les règles suivantes en matière d'espacement maximal sont applicables :

- Pour les armatures principales : 2,5h mais pas plus de 400 mm
- Pour les armatures secondaires : 3h mais pas plus de 450 mm

Exception faite des zones de charges concentrées ou zones de moment maximal, où les règles suivantes s'appliquent :

- Pour les armatures principales : 1,5h mais pas plus de 250 mm
- Pour les armatures secondaires : 2,5h mais pas plus de 400 mm

où h est épaisseur de la dalle.

Pour les dalles d'épaisseur inférieure ou égale à 200 mm et sollicitées à la flexion simple sans traction significative, si les exigences précédentes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de réaliser de vérification complémentaire vis à vis de la fissuration. Pour les dalles plus épaisses, des distances entre armatures inférieures peuvent être requises pour la maîtrise de la fissuration, dans ce cas, voir Section 7.3.3 de la NBN EN 1992-1-1 ou en [2.12 Maîtrise de la fissuration](#).

3.10 Symboles sélectionnés

Symbole	Définition	Valeur
A_c	Aire de la section droite du béton	bh
A_s	Section des armatures en traction	
A_{s2}	Section des armatures en compression	
$A_{s, \text{prov}}$	Section prévue des armatures en traction	
$A_{s, \text{req}}$	Section nécessaire des armatures en traction	
b_{eff}	Largeur participante des tables de compression	
b_t	Largeur moyenne de la zone tendue	
b_{min}	Largeur de la poutre ou nervure	
b_w	Largeur de l'âme de la nervure	
d	Hauteur utile d'une section droite	
d_2	Hauteur utile à l'armature comprimée = distance entre l'armature de compression et la fibre de la section de béton la plus comprimée	
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton	$\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
f_{ck}	Résistance caractéristique du béton mesurée sur cylindre	
f_{ctm}	Valeur moyenne de la résistance en traction directe	$0,30 f_{ck}^{2/3}$ pour $f_{ck} \leq C50/60$ (du Tableau 3.1, Eurocode 2)
h_f	Épaisseur de la table de compression	
h_s	Épaisseur de la dalle	
K	Coefficient qui tient compte des différents systèmes structuraux	
l_{eff}	Portée utile de l'élément	Voir Section 5.3.2.2 (1) de la NBN EN 1992-1-1
l_0	Distance entre points de moment nul	
l/d	Valeur du rapport portée/hauteur utile	
l_x, l_y	Portées d'une dalle à deux sens porteurs	
M	Moment de calcul à l'ELU	
M_{Eqp}	Moment de calcul à l'ELS sous la combinaison quasi permanente des charges	
x	Profondeur de l'axe neutre à L'ELU	
x_{max}	Valeur limite de la profondeur de l'axe neutre	$0,8(\delta - 0,44)d$ où $\delta \leq 1,0$
z	Bras de levier	
α_{cc}	Coefficient qui tient compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la façon dont la charge est appliquée	0,85 pour la flexion et 1,0 pour l'effort tranchant
δ	Rapport du moment après redistribution au moment fléchissant élastique	
γ_m	Coefficient partiel relatif aux propriétés des matériaux	1,15 pour l'armature (γ_s) 1,5 pour le béton (γ_c)
ρ_0	Ratio d'armatures de référence	$0,001\sqrt{f_{ck}}$

ρ	Ratio d'armatures tendues à mi-portée pour résister au moment dû aux charges de calcul (ou aux appuis pour les encorbellements)	$\frac{A_s}{bd}$
ρ'	Ratio d'armatures comprimées à mi-portée pour résister au moment dû aux charges de calcul (ou aux appuis pour les encorbellements)	$\frac{A_{s2}}{bd}$

3.11 Références

- 1 NBN EN 1992-1-1 - *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-1, Règles générales et règles pour les bâtiments*, NBN 2004.
- 5 NBN EN 1992-1-2, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton. Règles générales – Calcul du comportement au feu*, NBN 2004.
- 8 MOSS, R M & BROOKER, O. *How to design concrete structures using Eurocode 2: Slabs*. The Concrete Centre, 2006.

Références complémentaires pour les constructions préfabriquées

- 1 NBN EN 13224 – *Éléments de plancher nervurés* +
NBN B 21-603 - *Produits préfabriqués en béton - Eléments de plancher nervurés - Complément national à la NBN EN 13224*
- 2 NBN EN 13747+A2 – *Prédalles pour systèmes de plancher* +
NBN B 21-606 - *Produits préfabriqués en béton - Prédalles pour systèmes de planchers - Complément national à la NBN EN 13747+A2*
- 3 NBN EN 15037-1 – *Systèmes de planchers à poutrelles et blocs – Poutrelles* +
NBN B 21-616 - *Produits préfabriqués en béton - Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous - Partie 1 : Poutrelles - Complément national à la NBN EN 15037-1*
- 4 NBN EN 15037[-2 à -5] – *Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous – Entrevous en béton* +
NBN B 21-006 - *Produits préfabriqués en béton - Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous - Partie 2: Entrevous en béton - Complément national à la NBN EN 15037-2+A1*
- 5 NBN EN 13693 – *Éléments spéciaux de toiture*
- 6 NBN EN 13369 – *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton* +
NBN B 21-600 - *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton - Complément national à la NBN EN 13369*

4. Poutres

4.1 Dimensionnement conformément à l'Eurocode 2

Ce chapitre traite de l'analyse et du calcul des poutres en béton conformément à l'Eurocode 2¹. La disposition et le contenu de l'Eurocode 2 pourront sembler inhabituels à certains concepteurs. L'Eurocode 2 ne contient pas les formules dérivées ou des indications spécifiques pour déterminer les moments et efforts tranchants. Ceci provient de la pratique européenne consistant à donner les principes dans les normes et à présenter l'application détaillée dans d'autres sources, comme des manuels.

Le premier chapitre [1. Introduction aux Eurocodes](#) donne une vue d'ensemble des Eurocodes, y compris la terminologie.

Une liste de symboles concernant le calcul des poutres est donnée en [4.9 Symboles sélectionnés](#).

4.2 Procédure de calcul

Le [Tableau 4.1](#) donne une procédure pour calculer en détail les poutres. Ce tableau suppose que les dimensions des poutres ont été déterminées au préalable par un calcul de prédimensionnement. Pour des conseils plus détaillés sur la détermination de la durée d'utilisation du projet, les actions, les propriétés des matériaux, les méthodes d'analyse, l'enrobage de béton minimal, voir chapitre [2 Prise en main](#).

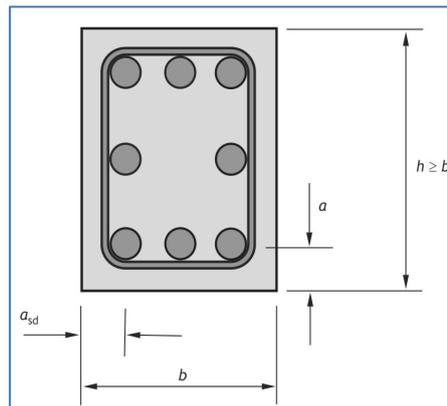
Tableau 4.1 Procédure de calcul des poutres

Étape	Tâche	Informations supplémentaires	
		Chapitre de la présente publication	Norme
1	Détermination de la durée d'utilisation de projet	2.3 Durée d'utilisation prévue	NBN EN 1990 ANB
2	Évaluation des actions sur la poutre	2.4 Actions sur les structures	NBN EN 1991 (10 parties) et ANB
3	Détermination des combinaisons d'actions à appliquer	1.3.2 Combinaisons d'actions	NBN EN 1990 ANB
4	Détermination des dispositions de charges	2.5 Dispositions des charges	NBN EN 1992-1-1 ANB
5	Évaluation des exigences de durabilité et détermination de la résistance du béton	Tableau 2.6	
6	Vérification des exigences relatives à l'enrobage pour la période appropriée de résistance au feu	2.10 Calcul de la résistance au feu et Tableau 4.2	NBN EN 1992-1-2 Section 5
7	Calcul de l'enrobage nominal pour les exigences de durabilité, feu et adhérence	2.9 Enrobage nominal des armatures	NBN EN 1992-1-1 Art. 4.4.1 + ANB
8	Analyse de la structure pour déterminer les moments et efforts tranchants critiques	2.8 Analyse structurale	NBN EN 1992-1-1 Section 5
9	Calcul des armatures de flexion	Voir Figure 4.2 et Figure 4.11	NBN EN 1992-1-1 Section 6.1
10	Vérification des flèches	Voir Figure 4.6	NBN EN 1992-1-1 Section 7.4
11	Vérification de résistance à l'effort tranchant	Voir Tableau 4.7	NBN EN 1992-1-1 Section 6.2
12	Vérification de l'espacement et du diamètre des barres	4.8.5 Maîtrise de la fissuration	NBN EN 1992-1-1 Section 7.3

4.3 Résistance au feu

L'Eurocode 2, Partie 1–2 : *Calcul du comportement au feu*⁴, propose un choix de méthodes avancées, simplifiées ou tabulées pour déterminer la résistance au feu. L'utilisation des tableaux est la méthode la plus rapide pour déterminer les dimensions et l'enrobage minimal des poutres. Certaines restrictions doivent toutefois être observées. Le cas échéant, la littérature spécialisée fournira des indications supplémentaires sur les méthodes avancées et simplifiées. Plutôt que de donner l'enrobage minimal, la méthode tabulée se base sur la distance nominale de l'axe au parement, a (voir [Figure 4.1](#)). Il s'agit de la distance du centre de la barre d'armature principale à la surface supérieure ou inférieure de l'élément.

Figure 4.1 Coupe d'un élément structural montrant les distances à l'axe au parement a et a_{sd}



Note

Il s'agit d'une dimension nominale (pas minimale). Le concepteur doit donc s'assurer que :

$a \geq c_{nom} + \phi_{étrier} + \phi_{bar} / 2$ et $a_{sd} = a + 10$ mm, où a_{sd} est la distance de l'axe à la face latérale.

Le [Tableau 4.2](#) donne les dimensions minimales pour la conformité des poutres aux durées de résistance au feu normalisé.

Tableau 4.2 Dimensions et distances de l'axe au parement minimales des poutres en béton armé pour la résistance au feu

Résistance au feu normalisé		Dimensions minimales (mm)								Épaisseur d'âme b_w
		Combinaisons possibles de a et b_{min} où a est la distance moyenne de l'axe des armatures au parement et b_{min} la largeur de la poutre								
		Poutres sur appuis simples				Poutres continues				
		A	B	C	D	E	F	G	H	
R 30	$b_{min} =$ $a =$	80 25	120 20	160 15 ^a	200 15 ^a	80 15 ^a	160 12 ^a			80
R 60	$b_{min} =$ $a =$	120 40	160 35	200 30	300 25	120 25	200 12 ^a			100
R 90	$b_{min} =$ $a =$	150 55	200 45	300 40	400 35	150 35	250 25			100
R 120	$b_{min} =$ $a =$	200 65	240 60	300 55	500 50	200 45	300 35	450 35	500 30	120
R 240	$b_{min} =$ $a =$	280 90	350 80	500 75	700 70	280 75	500 60	650 60	700 50	160

Notes

1 Ce Tableau est pris dans la NBN EN 1992–1–2 Tableaux 5.5 et 5.6.

2 La distance de l'axe de la barre d'angle, a_{sd} , au côté de la poutre doit être, pour les poutres présentant un seul lit d'armatures, de $a + 10$ mm sauf lorsque b_{min} est plus grand que les valeurs des colonnes C et F.

3 Le Tableau n'est valide que si les exigences en matière de disposition des armatures sont observées (voir Note 4) et si, dans le calcul à température normale, la redistribution des moments fléchissants ne dépasse pas 15 %.

4 Pour les résistances au feu de R90 et plus, sur une distance de $0,3l_{eff}$ depuis l'axe de chaque appui intermédiaire, la section des armatures supérieures ne doit pas être inférieure à :

$$A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0) (1 - 2,5(x/l_{eff}))$$

où :

- x = distance de la section considérée depuis l'axe de l'appui
- $A_{s,req}(0)$ = section des armatures nécessaire pour le calcul à température normale
- $A_{s,req}(x)$ = section minimale des armatures nécessaire à la section considérée, mais pas inférieure à celle nécessaire pour le calcul
- l_{eff} = la plus grande des longueurs utiles de deux travées adjacentes

5 Pour les résistances au feu R120 – R240, la largeur de poutre au premier appui intermédiaire doit être d'au moins celle donnée dans la colonne F si les deux conditions suivantes sont réunies :

- a** appui d'extrémité non encastré ; et
- b** effort tranchant agissant à température normale $V_{Ed} > 0,67 V_{Rd,max}$

6 Pour les poutres à largeur d'âme variable, b_{min} fait référence à la ligne moyenne des armatures tendues

7 Pour les poutres précontraintes, il y a lieu de majorer les distances de l'axe des armatures au parement du tableau de 10 mm pour les barres de précontrainte et de 15 mm pour les fils et torons de précontrainte. Pour ces dernières, il y a lieu de majorer b_{min} de 40 mm.

Légende

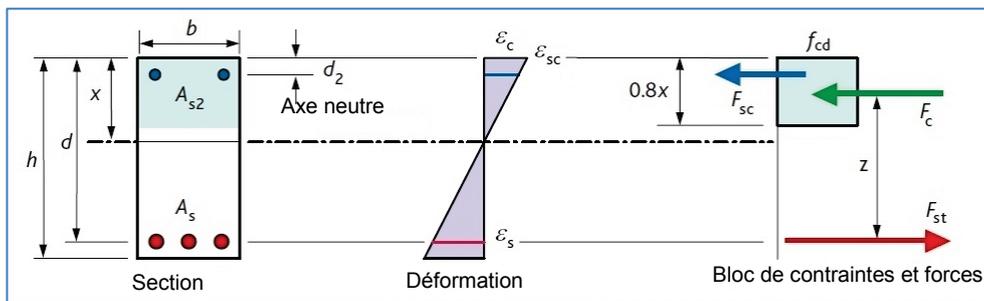
a En règle générale, l'enrobage est soumis aux exigences de la NBN EN 1992-1-1.

4.4 Flexion

L'Eurocode 2 propose différentes méthodes pour déterminer la relation contrainte-déformation du béton. Pour plus de facilité, la méthode présentée ici est le bloc rectangulaire simplifié de contraintes (voir [Figure 4.3](#)).

L'organigramme de calcul de la flexion est donné à la [Figure 4.2](#) qui comporte des formules dérivées sur la base du bloc rectangulaire simplifié.

Figure 4.3 : bloc rectangulaire simplifié de contraintes pour des bétons de classe jusqu'à C50/60.



L'Eurocode 2 donne des recommandations pour le calcul du béton jusqu'à la classe C90/105. Toutefois, pour le béton de classe supérieure à C50/60, le bloc de contraintes est modifié. (Ces classes de béton ne sont pas couvertes par le présent chapitre)

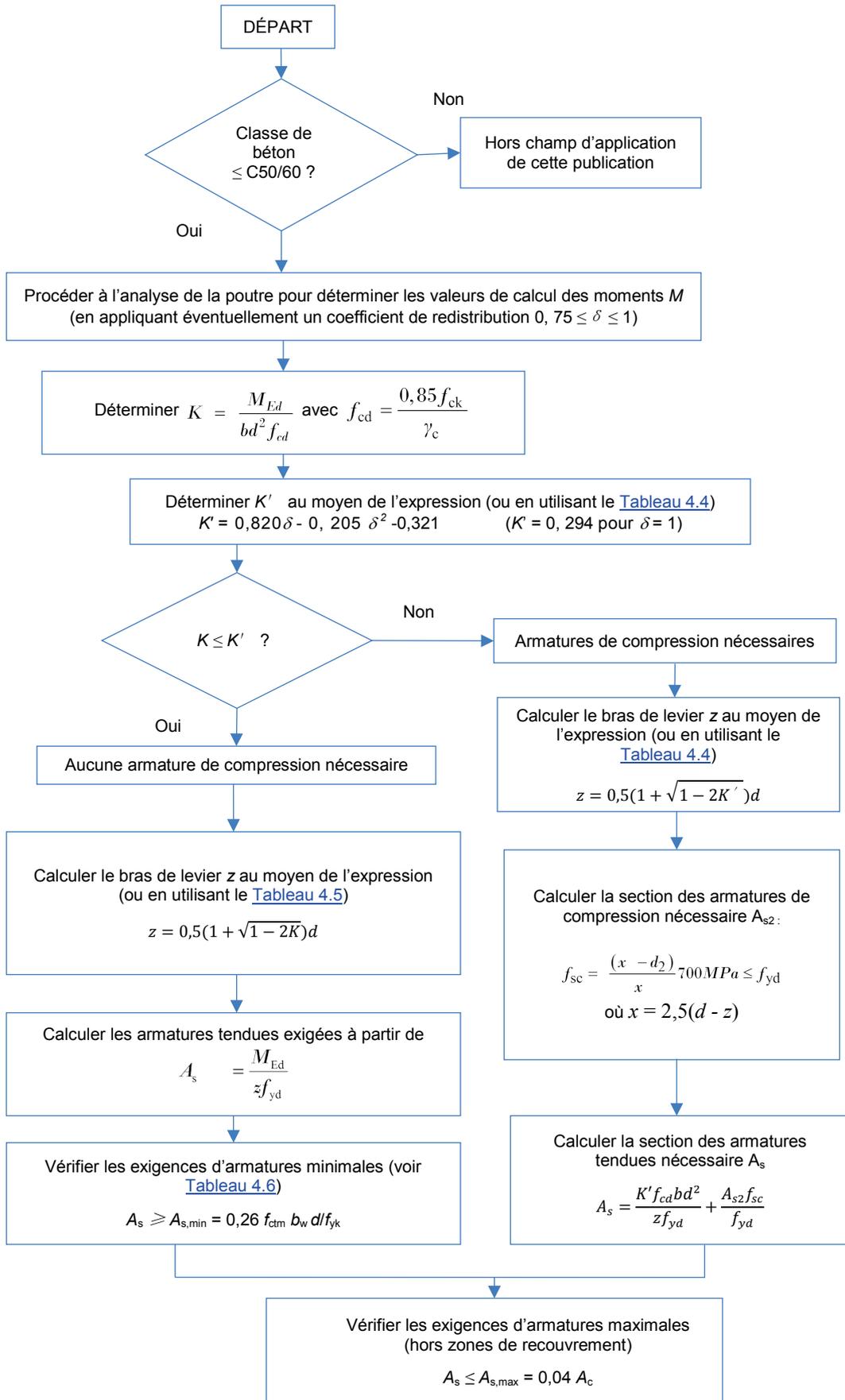
Figure 4.2 Organigramme pour déterminer l'armature de flexion pour les sections rectangulaires ($\gamma_c = 1,5$)

Tableau 4.4 Valeurs de K'

Pourcentage de redistribution	0%	5%	10%	15%	20%	25%	30%
Coefficient δ	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

Tableau 4.5 z/d pour les sections rectangulaires à simple armature

K	z/d	K	z/d	K	z/d
0,10	0,947	0,17	0,906	0,24	0,861
0,11	0,942	0,18	0,900	0,25	0,854
0,12	0,936	0,19	0,894	0,26	0,846
0,13	0,930	0,20	0,887	0,27	0,839
0,14	0,924	0,21	0,881	0,28	0,832
0,15	0,918	0,22	0,874	0,29	0,824
0,16	0,912	0,23	0,867	0,294	0,821

Tableau 4.6 Pourcentage minimal d'armatures nécessaire

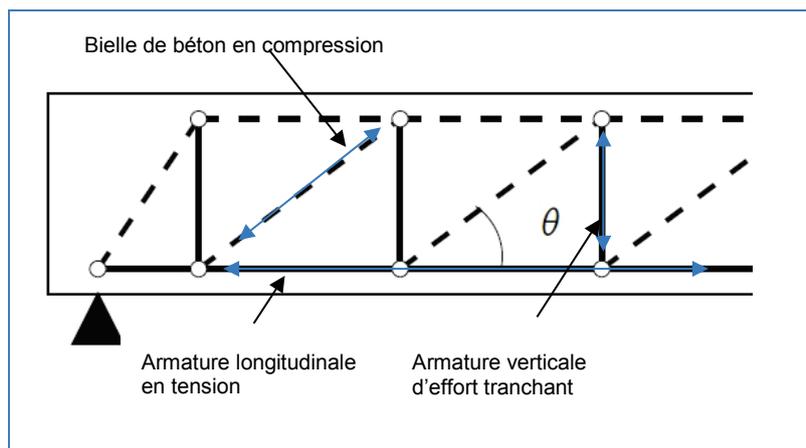
f_{ck}	f_{ctm}	Pourcentage minimal % ($0,26f_{ctm}/f_{yk}^a$)
25	2,6	0,13 %
30	2,9	0,15 %
35	3,2	0,17 %
40	3,5	0,18 %
45	3,8	0,20 %
50	4,1	0,21 %

Légende
a où $f_{yk} = 500$ MPa.

4.5 Effort tranchant

L'Eurocode 2 présente la méthode des bielles à inclinaison variable pour les vérifications de la résistance à l'effort tranchant. Cette méthode consiste à déterminer la résistance à l'effort tranchant sur la base d'un modèle de calcul plastique formé de bielles de béton inclinées comprimées et d'armatures d'effort tranchant tendues.

Figure 4.4 Méthode de l'inclinaison de la bielle



L'angle de la bielle de béton (voir [Figure 4.4](#)) peut être choisi entre les valeurs limites : $1 \leq \cot \theta \leq 2$, afin d'optimiser la quantité d'étriers tout en vérifiant que la résistance à la compression des bielles en béton n'est pas dépassée. La [Figure 4.5](#) illustre la procédure pour déterminer la résistance à l'effort tranchant. L'effort tranchant y est exprimé sous la forme d'une contrainte de cisaillement moyenne plutôt que sous la forme d'un effort. Lorsque des armatures d'effort tranchant sont nécessaires, il convient de déterminer l'angle des bielles de

béton qui permet de minimiser la quantité d'étriers tout en vérifiant que la résistance à la compression des bielles en béton n'est pas dépassée. Pour la plupart des poutres, lorsque l'effort tranchant sollicitant n'est pas trop important, cet angle correspond à la limite supérieure $\cot \theta = 2$, c'est à dire $\theta = 26,56^\circ$. Pour la classe de béton C30/37, l'angle de bielle dépasse $26,56^\circ$ uniquement lorsque la contrainte de cisaillement est supérieure à 4,22 MPa (voir [Tableau 4.7](#)). Lorsque la contrainte de cisaillement est très importante, il peut être nécessaire de réduire la valeur de $\cot \theta$ (augmenter l'angle θ) afin d'éviter de dépasser la résistance des bielles comprimées $V_{Rd,max}$. La valeur maximale de $V_{Rd,max}$ est obtenue pour $\cot \theta = 1$ ($\theta = 45^\circ$), au-delà de cette valeur, il convient de modifier les dimensions de l'âme ou d'augmenter la classe de résistance du béton.

Figure 4.5 Organigramme pour déterminer les armatures d'effort tranchant verticales

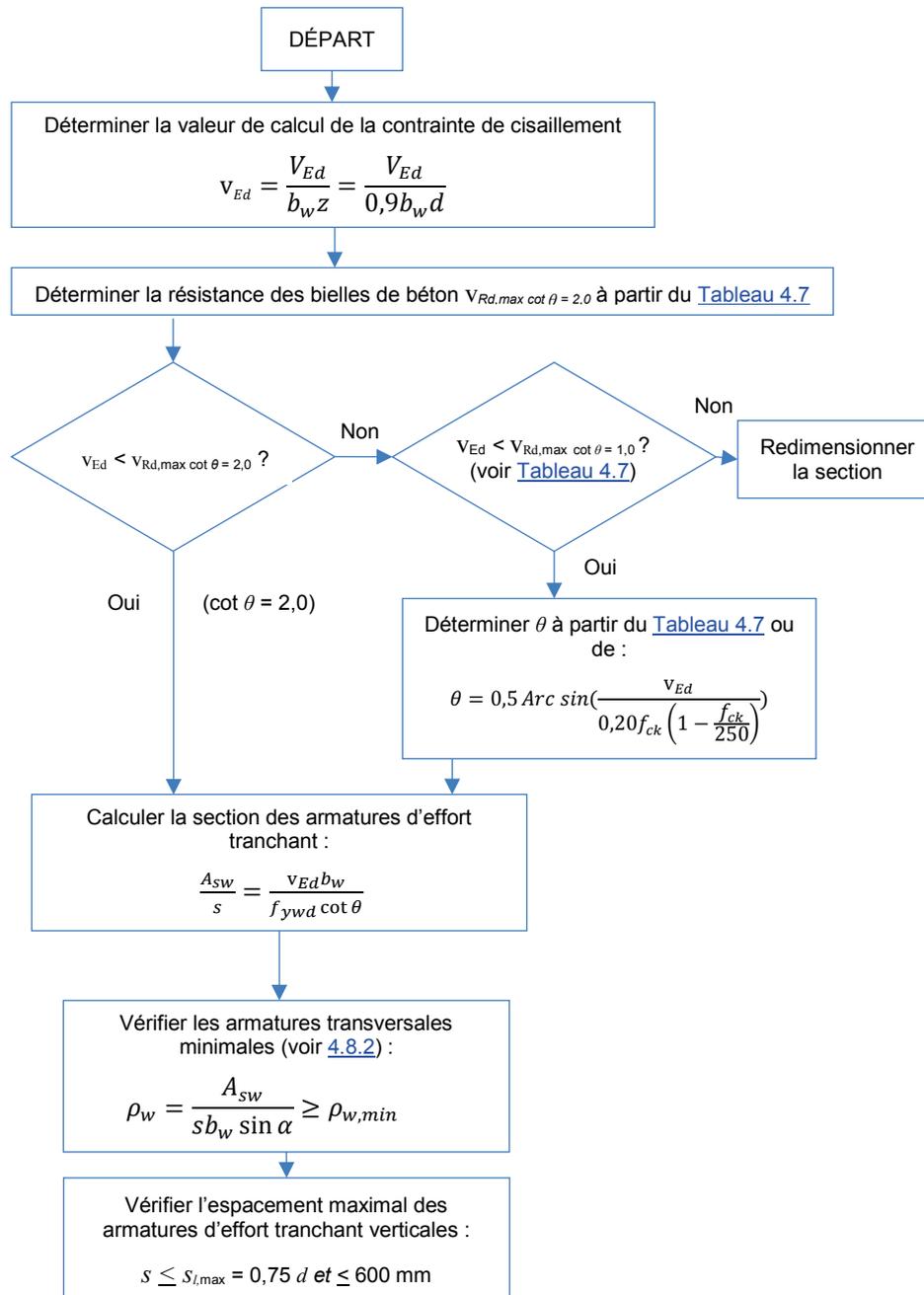


Tableau 4.7 Contrainte de cisaillement minimale et maximale ($V_{Rd,max} / (b_w z)$)
pouvant être reprise par la résistance de la bielle de béton

f_{ck}	$V_{Rd,max}$ (MPa)						ν
	$\theta = 26,57^\circ$	$29,05^\circ$	$32,01^\circ$	$35,54^\circ$	$39,81^\circ$	45°	
	$\cot\theta = 2$	1,8	1,6	1,4	1,2	1,0	
20	2,94	3,12	3,31	3,48	3,62	3,68	0,552
25	3,60	3,82	4,04	4,26	4,43	4,50	0,540
30	4,22	4,48	4,75	4,99	5,19	5,28	0,528
35	4,82	5,11	5,41	5,69	5,92	6,02	0,516
40	5,38	5,71	6,04	6,36	6,61	6,72	0,504
45	5,90	6,27	6,63	6,98	7,26	7,38	0,492
50	6,40	6,79	7,19	7,57	7,87	8,00	0,480
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 $\cot\alpha = 0$.							

Alternativement, la quantité d'étriers peut être déterminée au moyen des valeurs de $\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w}$ indiquées dans le [Tableau 4.8](#). Ce tableau permet de déterminer immédiatement la valeur de $\cot\theta$ optimale.

Tableau 4.8 – Valeurs de ρ_w en % en fonction de $v_{Ed,z}$ pour $f_{yk} = 500$ 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							

4.6 Flèches

L'Eurocode 2 propose deux méthodes pour calculer les flèches, soit à l'aide de la valeur limite du rapport portée/hauteur utile, soit en évaluant la flèche théorique à l'aide des expressions données dans l'Eurocode. Cette dernière méthode est détaillée dans le chapitre [8. Calcul des flèches](#)

L'organigramme de calcul du rapport portée/hauteur utile à ne pas dépasser pour garantir que la flèche respecte les valeurs prescrites dans la NBN EN-1992-1-1 est présentée à la [Figure 4.6](#). (voir aussi [Figure 4.7](#) ou [Tableau 4.8b](#))

Figure 4.6 Organigramme d'évaluation des flèches

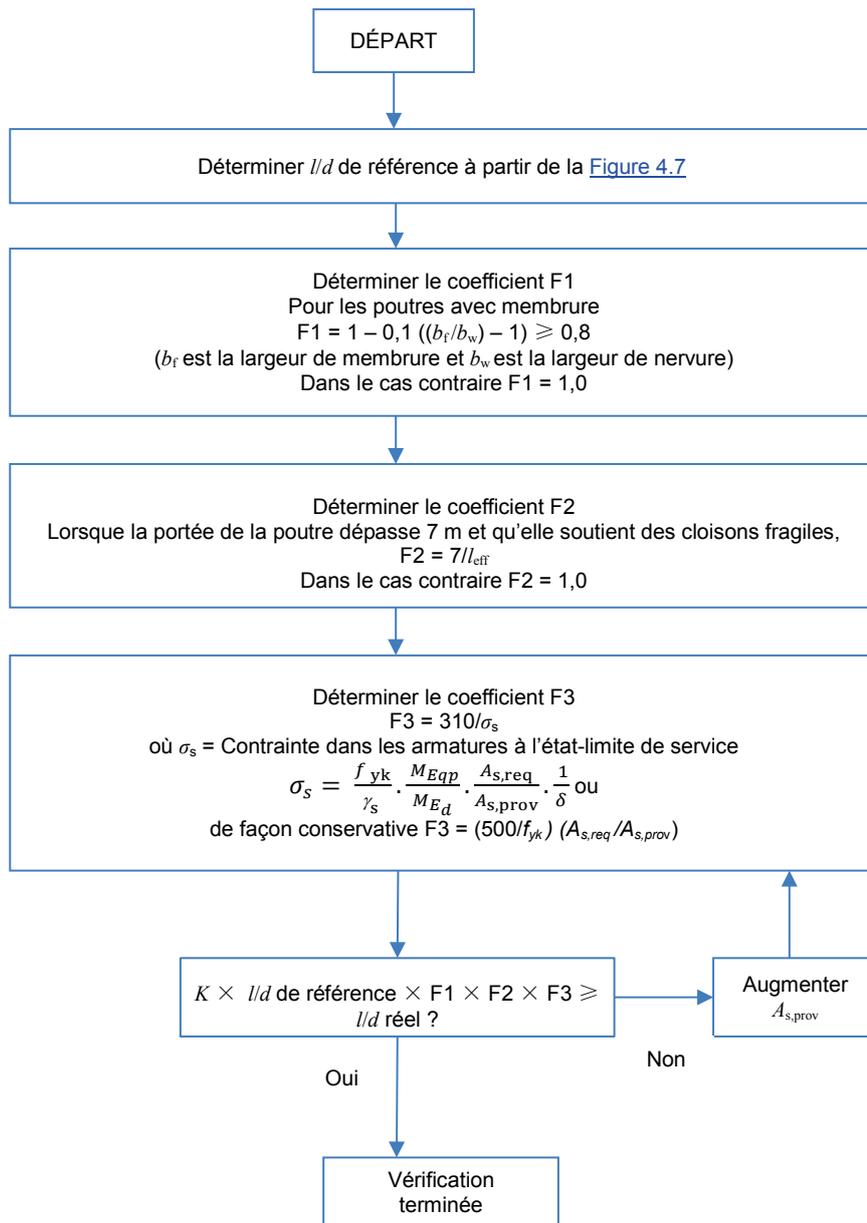


Figure 4.7 Valeurs de référence du rapport portée sur hauteur utile

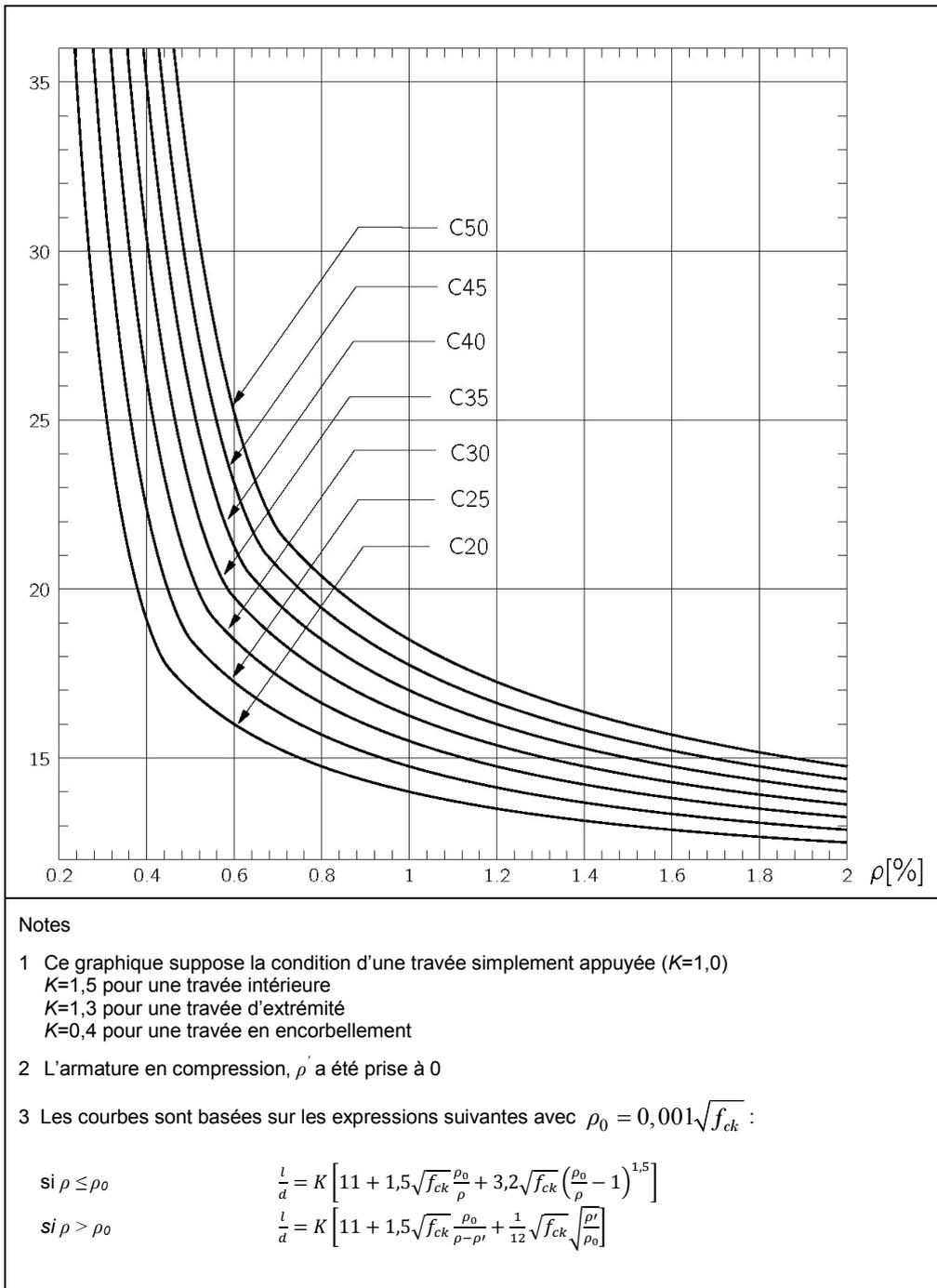


Tableau 4.8b Rapports de référence l/d (portée/hauteur utile), pour les poutres en l'absence de compression axiale

Armature nécessaire, ρ	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
ρ_0	0,45 %	0,50 %	0,55 %	0,59 %	0,63 %	0,67 %	0,71 %

Conditions

Les valeurs du rapport portée/hauteur utile ont obtenues à partir des Expressions (7.16.a) et (7.16.b) de l'EN 1992-1-1, en utilisant $K = 1$ (sur appuis simples) et $\rho' = 0$ (pas d'armatures de compression requises).

$K=1,5$ pour une travée intérieure
 $K=1,3$ pour une travée d'extrémité
 $K=0,4$ pour une travée en encorbellement

4.7 Poutres en T

La largeur participante de la membrure des poutres en T est évaluée suivant les indications du paragraphe 5.3.2 de la NBN EN 1992-1-1 (voir [Figure 4.9](#) et [Figure 4.10](#))

Figure 4.9 Définition de l_0 pour le calcul de la largeur participante de la table de compression

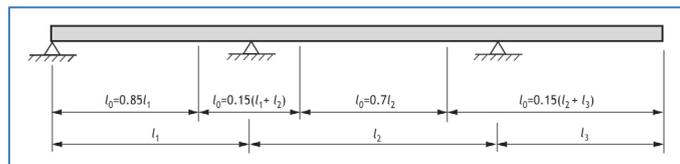
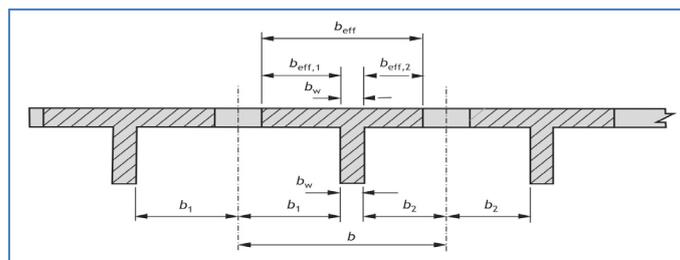


Figure 4.10 Paramètres de largeur participante de la table de compression



La position de l'axe neutre doit être déterminée, puis la section des armatures peut être calculée selon que l'axe neutre se situe dans la membrure ou dans l'âme (voir [Figure 4.11](#)).

Aux appuis, les armatures tendues conçues pour résister aux moments fléchissants négatifs doivent être réparties sur toute la largeur de la membrure utile, comme illustré à la [Figure 4.12](#).

Figure 4.12 Disposition des armatures tendues dans la table de compression

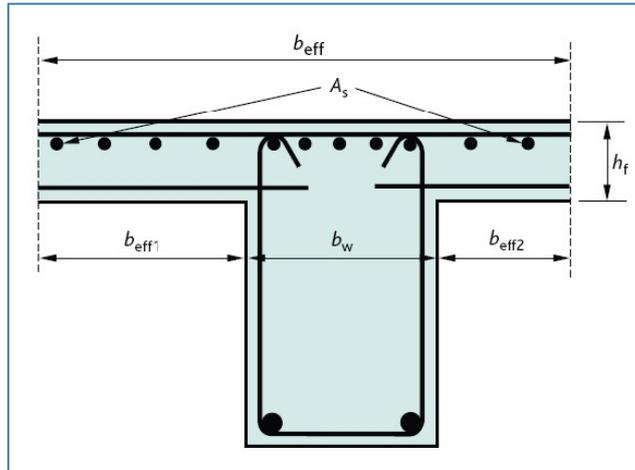


Figure 4.11 Organigramme pour déterminer la résistance en flexion des poutres en T

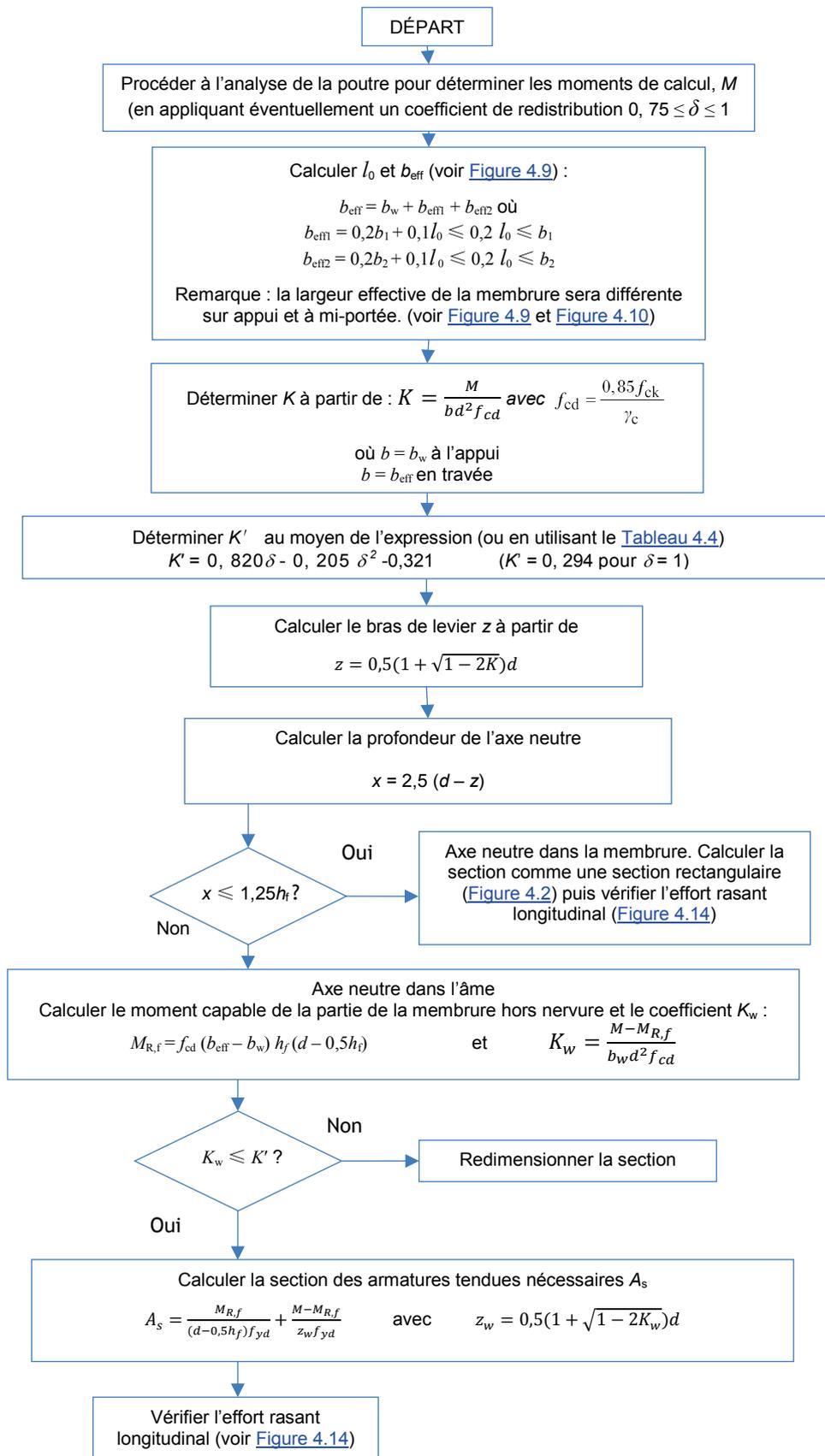
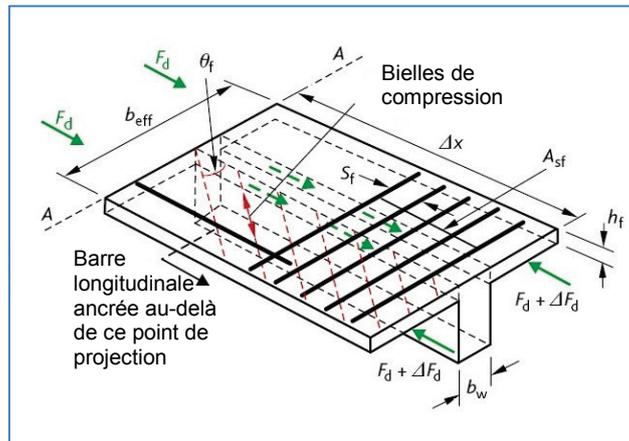


Figure 4.13 Notations pour la connexion entre l'âme et la table de compression

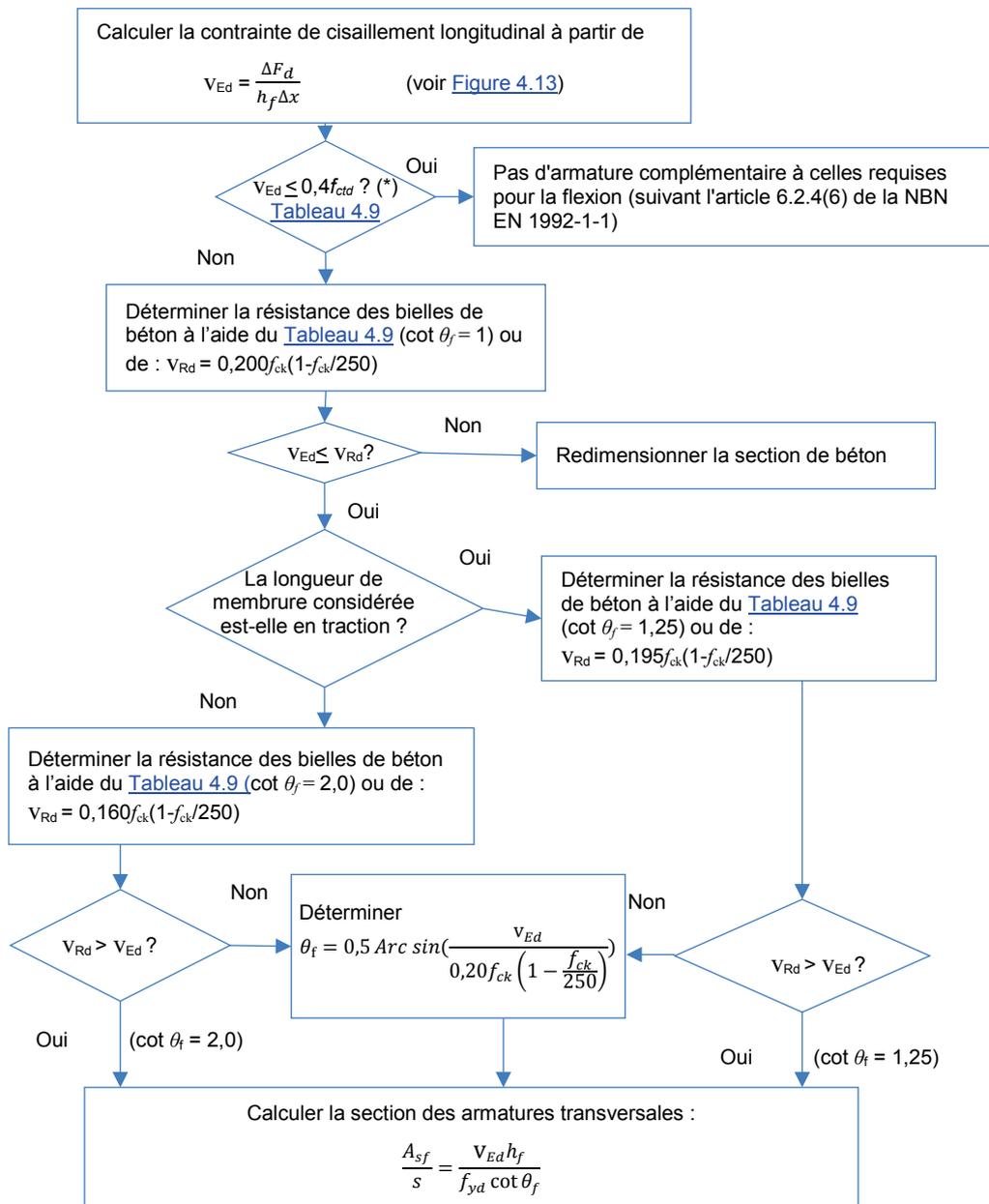


4.7.1 Cisaillement entre l'âme et les membrures (Effort rasant)

La contrainte de cisaillement dans le plan vertical à la jonction de la membrure et l'âme doit être évaluée selon la Section 6.2.4 de l'Eurocode 2 et la Figure 6.7 de l'Eurocode (reproduite ici à la [Figure 4.13](#)). La variation d'effort dans la membrure peut être évaluée sur la base de la variation du moment et de la valeur du bras de levier entre deux sections distante d'une longueur donnée. L'Eurocode stipule que la longueur maximale pouvant être considérée pour le calcul de cette variation d'effort est égale à la moitié de la distance entre la section où le moment est maximal et celle où le moment est nul. Lorsque des charges ponctuelles sont appliquées, il convient de limiter cette longueur à la distance entre charges.

La [Figure 4.14](#) présente un organigramme permettant d'évaluer la résistance à l'effort rasant. Dans de nombreux cas, les armatures transversales déjà présentes dans la dalle suffiront pour résister à cet effort. Cette vérification est surtout nécessaire dans le cas de membrures particulièrement minces. Le calcul de la résistance à l'effort rasant développée dans l'Eurocode se base sur la méthode de bielles à inclinaison variable, similaire à celle développée pour le calcul de la résistance à l'effort tranchant vertical.

Figure 4.14 Organigramme pour déterminer la résistance à l'effort rasant entre l'âme et les membrures des sections en T



(*) Le coefficient 0,5 de l'ANB a été remplacé par le coefficient 0,4 recommandé par l'EN en 6.2.4(6)

Tableau 4.9 Résistance des bielles de béton à l'effort tranchant longitudinal dans les poutres en T

f_{ck}	$V_{Rd,max}$		$0,200f_{ck}(1-f_{ck}/250)$	$0,5f_{ctd}$
	Membrure comprimée cot $\theta_f = 2,0$	Membrure tendue cot $\theta_f = 1,25$	cot $\theta_f = 1$	
20	2,94	3,59	3,68	0,52
25	3,60	4,39	4,50	0,60
28	3,98	4,85	4,97	0,65
30	4,22	5,15	5,28	0,68
32	4,46	5,44	5,58	0,71
35	4,82	5,87	6,02	0,75
40	5,38	6,55	6,72	0,82
45	5,90	7,20	7,38	0,89
50	6,40	7,80	8,00	0,95

4.8 Règles relatives à l'espacement et à la quantité d'armatures

4.8.1 Section minimale des armatures longitudinales

La section minimale des armatures est $A_{s,min} = 0,26 f_{ctm} b_t d / f_{yk} > 0,0013 b_t d$, où b_t est la largeur moyenne de la zone tendue (voir [Tableau 4.9](#)). Pour une poutre en T avec la membrure supérieure comprimée, seule la largeur de l'âme est prise en compte dans le calcul de la valeur de b_t .

NOTE : La quantité d'armature minimale nécessaire pour la maîtrise de la fissuration peut être supérieure à celle indiquée ici.

Tableau 4.9 Pourcentage minimal d'armatures nécessaire

f_{ck}	f_{ctm}	Pourcentage minimal % ($0,26 f_{ctm} / f_{yk}^a$)
25	2,6	0,13 %
30	2,9	0,15 %
35	3,2	0,17 %
40	3,5	0,18 %
45	3,8	0,20 %
50	4,1	0,21 %

Légende
a où $f_{yk} = 500$ MPa.

4.8.2 Section minimale des armatures transversales

Le taux d'armatures d'effort tranchant doit être supérieur selon 9.2.2 (5) de la NBN EN 1992-1-1 à

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin \alpha} \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}}$$

où A_{sw} est l'aire de la section des armatures d'effort tranchant régnant sur la longueur s .

Cette valeur $\rho_{w,min}$ peut être lue directement dans le [Tableau 4.10](#)

Tableau 4.10 Valeurs de $\rho_{w,min}$ (avec $f_{ywk} = 500$ MPa)

f_{ck}	20	25	30	35	40	45	50
$\rho_{w,min}$ (%)	0,072	0,080	0,088	0,095	0,101	0,107	0,113

4.8.3 Section maximale des armatures longitudinales

En dehors des zones de recouvrement, la section maximale des armatures tendues ou comprimées ne doit pas dépasser $A_{s,max} = 0,04 A_c$

4.8.4 Espacement minimal des armatures

La distance libre minimale entre les barres doit être la plus grande valeur entre :

- 1 x diamètre de barre
- Dimension du granulat plus 5 mm
- 20 mm

4.8.5 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 [4.8.1](#)).

- Si les déformations gênées sont la cause principale de la fissuration, limiter le diamètre des armatures comme illustré dans le [Tableau 4.11](#). 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 4.11](#) ou limiter l'espacement des armatures comme indiqué dans le [Tableau 4.12](#).

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.

Tableau 4.11 Diamètre maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration

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 4.12 Espacement maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration

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

4.9 Symboles sélectionnés

Symbole	Définition	Valeur
A_c	Aire de la section droite du béton	
A_s	Section des armatures en traction	
A_{s2}	Section des armatures en compression	
$A_{s, prov}$	Section des armatures en traction prévue	
$A_{s, req}$	Section des armatures en traction nécessaire	
b_{eff}	Largeur participante des tables de compression	
b_t	Largeur moyenne de la zone tendue	
b_{min}	Largeur de la poutre ou nervure	
b_w	Largeur de la section ou largeur de l'âme des poutres en T	
d	Hauteur utile	
d_2	Hauteur utile à l'armature comprimée= distance entre l'armature de compression et la fibre de la section de béton la plus comprimée	
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton	$\alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c$ pour $f_{ck} \leq C50/60$
f_{ck}	Résistance caractéristique du béton mesurée sur cylindre	
f_{ctd}	Valeur de calcul basée sur le fractile 5% de la résistance en traction directe	$\alpha_{ct} f_{ctk, 0,05}/\gamma_c$ avec $\alpha_{ct}=1,0$ (§3.1.6(2) Expression (3.16) de l'Eurocode 2)
$f_{ctk, 0,05}$	Fractile 5% de la résistance en traction directe	$0,7 f_{ctm}$ (du Tableau 3.1, Eurocode 2)
f_{ctk}	Valeur moyenne de la résistance en traction directe	$0,30 f_{ck}^{(2/3)}$ pour $f_{ck} \leq C50/60$ (du Tableau 3.1, Eurocode 2)
f_{ctm}	Valeur moyenne de la résistance en traction directe	$0,30 f_{ck}^{(2/3)}$ pour $f_{ck} \leq C50/60$ (du Tableau 3.1, Eurocode 2)
f_{yk}	Limite d'élasticité caractéristique des armatures d'effort tranchant	
h_f	Épaisseur de la table de compression	
K	Coefficient qui tient compte des différents systèmes structuraux	
l_{eff}	Portée utile de l'élément	Voir Section 5.3.2.2 (1) de la NBN EN 1992-1-1
l_0	Distance entre points de moment nul	
l/d	Rapport portée/hauteur utile	
M	Moment de calcul à l'ELU	
M_{Eqp}	Moment de calcul à l'ELS sous la combinaison quasi permanente des charges	
x	Profondeur de l'axe neutre	
x_{max}	Valeur limite de la profondeur de l'axe neutre	$0,8(\delta - 0,44)d$ où $\delta \leq 1,0$
z	Bras de levier	
α_{cc}	Coefficient qui tient compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la façon dont la charge est appliquée	0,85 pour les efforts normaux et moments fléchissants 1,0 pour les efforts tranchants
δ	Rapport du moment après redistribution au moment fléchissant élastique	
γ_m	Coefficient partiel relatif aux propriétés des	1,15 pour l'armature (γ_s)

	matériaux	1,5 pour le béton (γ_c)
ρ_0	Ratio d'armatures de référence	$0,001\sqrt{f_{ck}}$
ρ	Armatures tendues nécessaires à mi-portée pour résister au moment dû aux charges de calcul (ou aux appuis pour les encorbellements)	$\frac{A_s}{bd}$ (pour les poutres rectangulaires)
ρ'	Armatures comprimées nécessaires à mi-portée pour résister au moment dû aux charges de calcul (ou aux appuis pour les encorbellements)	$\frac{A_{s2}}{bd}$

4.10 Références

- 1 NBN EN 1992-1-1, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton – Partie 1-1, Règles générales et règles pour les bâtiments.*
- 4 NBN EN 1992-1-2, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton. Règles générales – Calcul du comportement au feu.*
- 6 MOSS, R M & BROOKER, O. *How to design concrete structures using Eurocode 2: Beams.* The Concrete Centre, 2006.

Références complémentaires pour les constructions préfabriquées

- 1 NBN EN 13225 – *Éléments structuraux linéaires* +
NBN B 21-604 - *Produits préfabriqués en béton - Eléments de structure linéaires - Complément national à la NBN EN 13225*
- 2 NBN EN 15050 – *Éléments de pont*
- 3 NBN EN 13369 – *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton* +
NBN B 21-600 - *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton - Complément national à la NBN EN 13369*

5. Colonnes

5.1 Introduction

5.2 Dimensionnement conformément à l'Eurocode 2

Le présent chapitre a pour objet d'aider les ingénieurs à calculer les colonnes et voiles conformément à l'Eurocode 2¹. Il établit une procédure de calcul à suivre et formule des commentaires utiles sur les dispositions de l'Eurocode.

Le premier chapitre de ce document donne une vue d'ensemble des Eurocodes, y compris la terminologie.

5.3 Procédure de calcul

Le [Tableau 5.1](#) présente une procédure de calcul détaillé applicable aux colonnes contreventées, (c'est-à-dire : les colonnes qui ne contribuent pas à la stabilité horizontale de l'ensemble de la structure et qui font partie d'une structure à noeuds « non-déplaçables »). Cette procédure suppose que les dimensions des colonnes ont été déterminées au préalable par calcul de prédimensionnement simplifié. Les dimensions des colonnes ne doivent en principe pas différer considérablement de celles obtenues par la pratique courante.

Tableau 5.1 Procédure de calcul des colonnes

Étape	Tâche	Informations supplémentaires	
		Chapitre de la présente publication	Norme
1	Détermination de la durée d'utilisation de projet	2.3 Durée d'utilisation prévue	NBN EN 1990 Tableau 2.1 de l'annexe A1 en 2.3
2	Évaluation des actions sur la colonne	2.4 Actions sur les structures et 2.5 Dispositions des charges	NBN EN 1991 (10 parties) et ANB
3	Détermination des combinaisons d'actions à appliquer	1.3.2 Combinaisons d'actions	NBN EN 1990 ANB
4	Évaluation des exigences de durabilité et détermination de la résistance du béton	2.7.1 Béton et 2.9.2 Enrobage minimal pour les exigences de durabilité	
5	Vérification des exigences relatives à l'enrobage pour la durée appropriée de résistance au feu	2.10 Calcul de la résistance au feu et Tableau 5.2	NBN EN 1992-1-2 + ANB
6	Calcul de l' enrobage nominal pour les exigences de durabilité, feu et adhérence	2.9.1 Enrobage minimal pour les exigences d'adhérence	NBN EN 1992-1-1 en 4.4.1
7	Analyse de la structure pour déterminer les moments et efforts normaux critiques	2.8 Analyse structurale	NBN EN 1992-1-1 Section 5
8	Vérification de l'élanement	Voir Figure 5.2 et Figure 5.3	NBN EN 1992-1-1 Section 5.8
9	Détermination de la section des armatures nécessaire	Voir Figure 5.2 et Figure 5.3	NBN EN 1992-1-1 Section 6.1
10	Vérification de l'espacement des barres	Section 5.13 Règles relatives à l'espacement et à la quantité armatures	NBN EN 1992-1-1 Sections 8 et 9

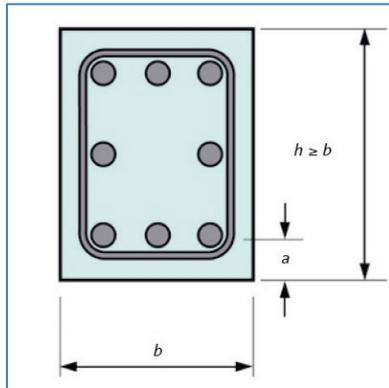
5.4 Résistance au feu

L'Eurocode 2, Partie 1-2 : *Calcul du comportement au feu*³, propose un choix de méthodes avancées, simplifiées ou tabulées pour déterminer la résistance au feu. L'utilisation des tableaux est la méthode la plus rapide pour déterminer les dimensions et l'enrobage

minimal des colonnes. Certaines restrictions doivent toutefois être observées. Le cas échéant, la littérature spécialisée fournira des indications supplémentaires. La méthode simplifiée peut donner des colonnes plus économiques, en particulier pour les petites colonnes et/ou les périodes prolongées de résistance au feu.

Plutôt que de donner l'enrobage minimal, la méthode tabulée se base sur la distance nominale de l'axe des armatures au parement, a (voir [Figure 5.1](#)). Il s'agit de la distance du centre de la barre d'armature principale à la surface de l'élément.

Figure 5.1 Section d'un élément structural montrant la distance nominale a des armatures au parement



Il s'agit d'une dimension nominale (pas minimale). Le concepteur doit donc s'assurer que :

$$a \geq c_{\text{nom}} + \phi_{\text{étrier}} + \phi_{\text{bar}}/2.$$

L'Eurocode 2 Partie 1-2 présente deux tableaux reprenant les méthodes A et B pour les colonnes. L'un et l'autre tableau peuvent être utilisés, bien que la méthode A précise des limites d'excentricité des charges plus petites que la méthode B.

La méthode A, présentée dans le [Tableau 5.2 tiré de la NBN EN 1992-1-2 ANB](#), est un peu plus simple ; ses limites d'applicabilité sont reprises dans les Notes. Des données similaires sont fournies dans le [Tableau 5.3](#) pour les voiles porteurs.

Pour les colonnes hors limites d'application des deux méthodes A et B, l'Annexe C de l'Eurocode 2, Partie 1-2 peut être utilisée.

Tableau 5.2 Dimensions et distances de l'axe au parement minimales de colonnes pour la résistance au feu ^a

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						
		$\mu_{fi} = 0,2$		$\mu_{fi} = 0,5$		$\mu_{fi} = 0,7$		$\mu_{fi} = 0,7$
R (min)	b (mm)	$n_{barres} = 4$	$n_{barres} = 8$	$n_{barres} = 4$	$n_{barres} = 8$	$n_{barres} = 4$	$n_{barres} = 8$	
R 30	200	25	25	25	25	26	25	140/25
	250	25	25	25	25	25	25	
	300	25	25	25	25	25	25	
	350	25	25	25	25	25	25	
	400	25	25	25	25	25	25	
R 60	200	25	25	32	25	42	35	140/25
	250	25	25	29	25	39	32	
	300	25	25	26	25	37	29	
	350	25	25	25	25	34	26	
	400	25	25	25	25	31	25	
R 90	200	29	25	45	37	-	-	140/25
	250	26	25	42	34	52	45	
	300	25	25	39	32	49	42	
	350	25	25	36	29	47	39	
	400	25	25	33	26	44	36	
R 120	200	40	33	-	-	-	-	160/35
	250	37	30	53	45	63	56	
	300	35	27	50	43	61	53	
	350	32	25	47	40	58	50	
	400	29	25	45	37	55	47	
R 180	200	-	-	-	-	-	-	210/55
	250	56	49	-	-	-	-	
	300	54	46	69	62	-	-	
	350	51	43	66	59	77	69	
	400	48	40	64	56	74	66	
R 240	200	-	-	-	-	-	-	270/70
	250	-	-	-	-	-	-	
	300	70	62	-	-	-	-	
	350	67	60	-	75	-	-	
	400	64	57	80	72	-	-	
450	61	54	77	69	-	80		

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.

Note 3 Le Tableau est valide dans les conditions suivantes :

- 1 La longueur efficace (de flambement) de la colonne contreventée 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 égale à 50 % de la longueur réelle pour les planchers intermédiaires et entre 50 % et 70 % de la longueur réelle pour la colonne du plancher supérieur.
- 2 L'excentricité du premier ordre en cas d'incendie doit être $\leq 0,4b$ (ou h). On peut également utiliser la méthode B (voir Eurocode 2 Partie 1-2, Tableau 5.2b). L'excentricité en cas d'incendie peut être égale à celle du calcul à température normale.
- 3 La section des armatures en dehors des zones de recouvrement ne dépasse pas 4 % de la section droite du béton.
- 4 μ_{fi} est le rapport de la charge axiale de calcul en cas d'incendie à la résistance de calcul de la colonne à température normale. μ_{fi} peut être pris égal à 0,7 pour se placer en sécurité.

5.5 Calcul des colonnes

La [Figure 5.2](#) présente un organigramme pour le calcul des colonnes contreventées. Dans le cas où la colonne est élancée, la [Figure 5.3](#) est également nécessaire.

5.6 Analyse structurale

Le type d'analyse doit être adapté au problème considéré. Les analyses suivantes peuvent être utilisées : analyse élastique-linéaire, analyse élastique-linéaire avec redistribution limitée des moments, analyse plastique et analyse non linéaire. L'analyse élastique-linéaire peut être réalisée en supposant que les sections droites ne sont pas fissurées et restent planes (c'est-à-dire en utilisant les propriétés de la section brute du béton), en utilisant les relations contrainte-déformation linéaires et en supposant les valeurs moyennes du module d'élasticité.

Pour le calcul des colonnes, il convient d'utiliser les moments élastiques issus de l'analyse du fonctionnement en portique sans les redistribuer. Une analyse non linéaire peut également être utilisée pour les colonnes élancées, afin de déterminer les moments du second ordre. On peut également utiliser la méthode de majoration des moments (Art. 5.8.7.3) ou une méthode basée sur la courbure nominale (Art. 5.8.8) comme illustré à la [Figure 5.3](#).

5.7 Moments de calcul

Le moment fléchissant de calcul est illustré à la [Figure 5.4](#) et défini comme suit :

$$M_{Ed} = \max \{M_{02}, M_{0e} + M_2, M_{01} + 0,5 M_2\}$$

où :

$$M_{01} = \min \{|M_{top}|, |M_{bottom}|\} + e_1 N_{Ed}$$

$$M_{02} = \max \{|M_{top}|, |M_{bottom}|\} + e_1 N_{Ed}$$

$$e_1 = l_0/400 \text{ est l'excentricité due aux imperfections (5.2(7) de la NBN EN 1992-1-1).}$$

M_{top}, M_{bottom} = Moments du premier ordre dans le haut et le bas de la colonne

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

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \text{ où } N_{Ed} \text{ est la charge axiale de calcul et } e_2 \text{ l'excentricité due aux effets du second ordre}$$

Pour le calcul de M_{0e}, M_{01} et M_{02} doivent être positifs s'ils provoquent des tractions sur le même côté. (M_{02} est pris positif, et M_{01} négatif dans le cas contraire)

Une colonne non élancée peut être calculée en ignorant les effets du second ordre et, dès lors, le moment de calcul ultime, $M_{Ed} = M_{02}$.

Dans le cas d'une colonne élancée, le moment du second ordre doit être pris en compte dans le calcul. Le moment de calcul qui servira au dimensionnement de la colonne sera alors la somme du moment considéré si la colonne était non-élancée et du moment du second ordre (voir [Figure 5.4](#)).

Le calcul de l'excentricité, e_2 , n'est pas simple et peut nécessiter une certaine itération pour déterminer la flèche e_2 à peu près à mi-hauteur. Des indications pour calculer la valeur de l'excentricité du second ordre e_2 sont données à la [Figure 5.3](#) (cette procédure peut mener à un calcul itératif). Cette méthode n'est applicable que pour les sections droites constantes et symétriques (y compris le ferrailage comme mentionné en 5.8.8.3(1) de l'Eurocode 2).

Dans tous les cas, le moment de calcul M_{ed} utilisé pour dimensionner la section de la colonne ne peut pas être inférieur à $N_{ed} \max \{h/30, 20\text{mm}\}$ (voir 6.1(4) de la NBN EN 1992-1-1)

Figure 5.2 Organigramme pour le calcul des colonnes contreventées

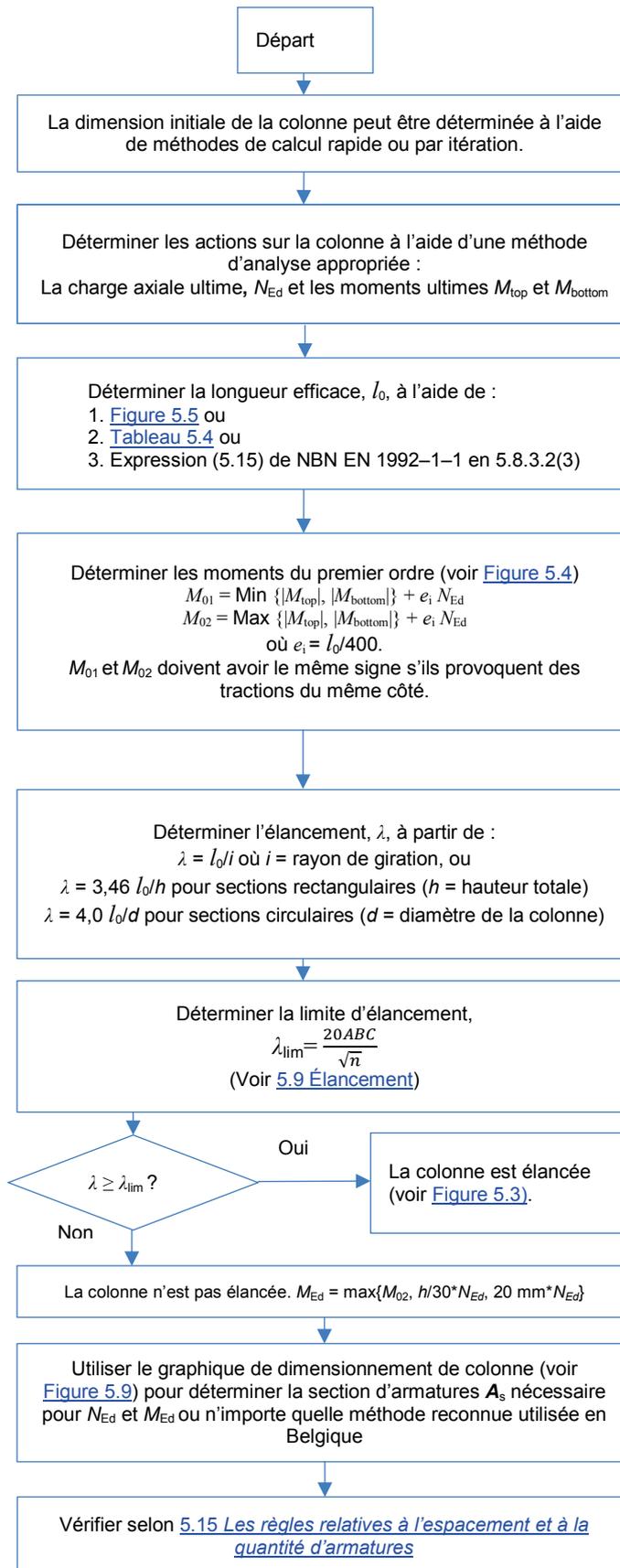
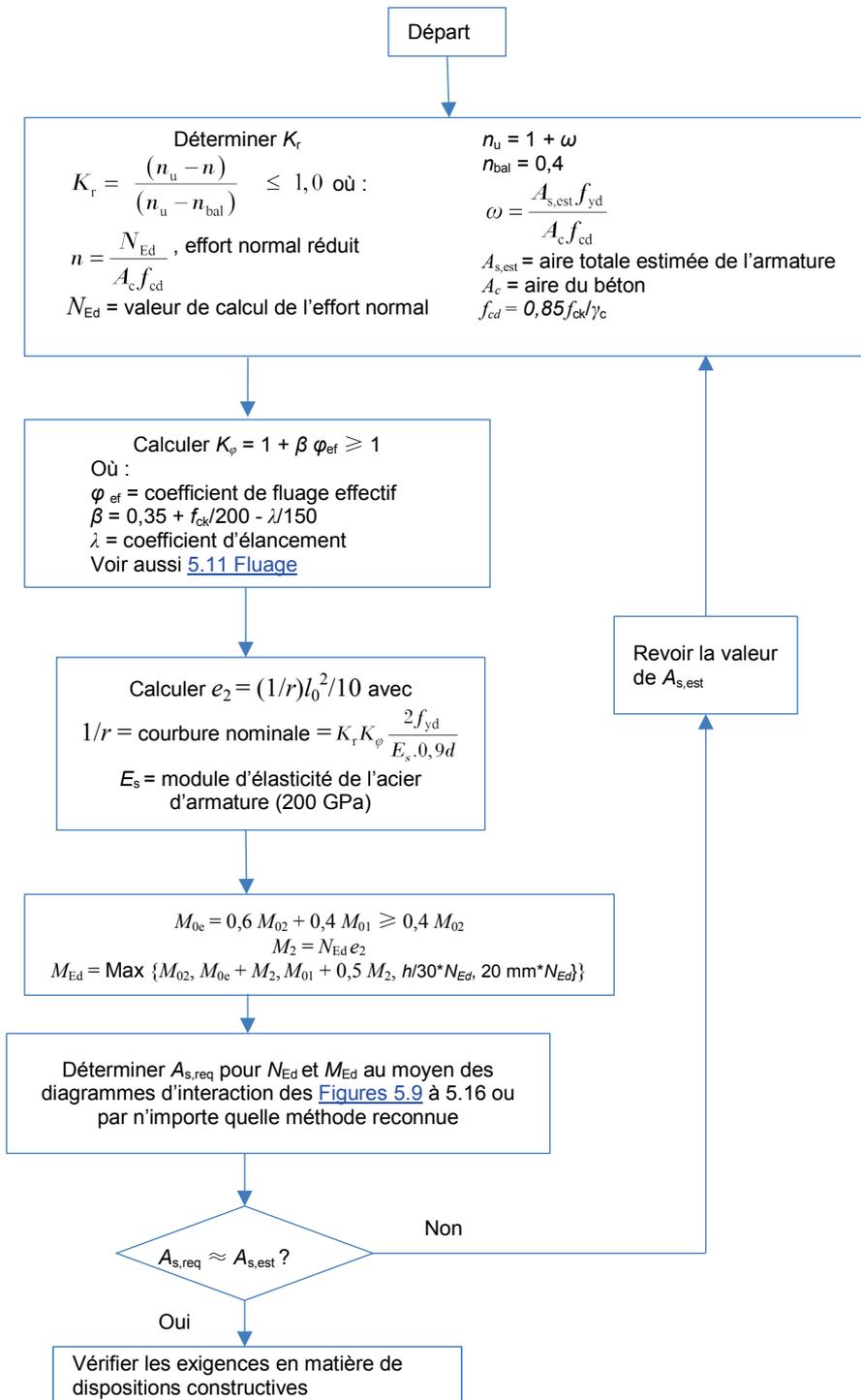


Figure 5.3 Organigramme pour les colonnes élancées de section droite constante et symétrique (méthode basée sur la courbure nominale)



5.8 Longueur efficace

La [Figure 5.5](#) donne des indications sur la longueur efficace (de flambement) pour des colonnes contreventées. Toutefois, pour la plupart des structures réelles, la [Figure 5.5f](#) est d'application. L'Eurocode 2 donne une expression (voir 5.8.3.2(3) de la NBN EN 1992-1-1) pour déterminer la longueur efficace dans cette situation.

Figure 5.4 Moments fléchissants de calcul

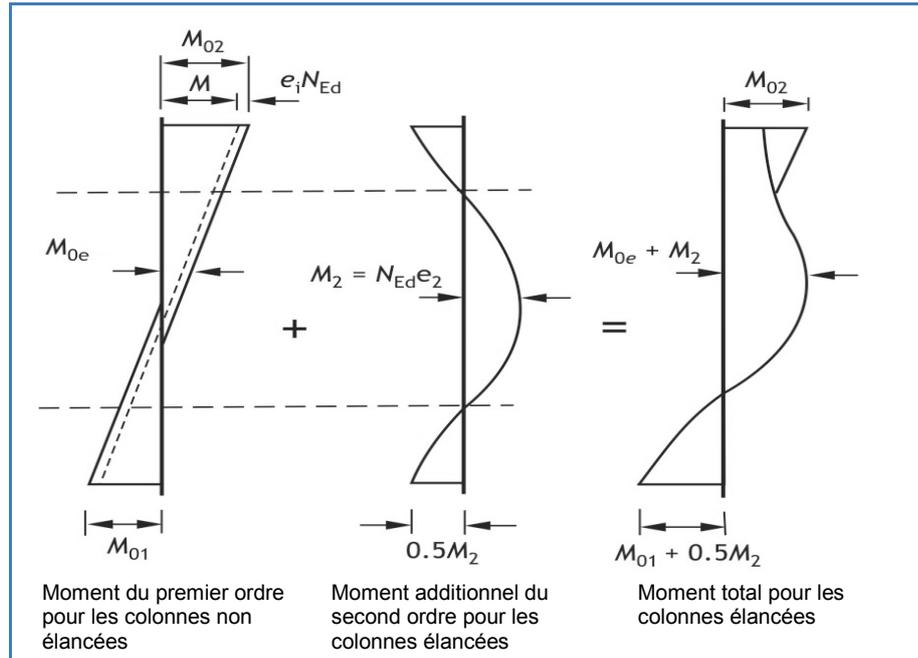
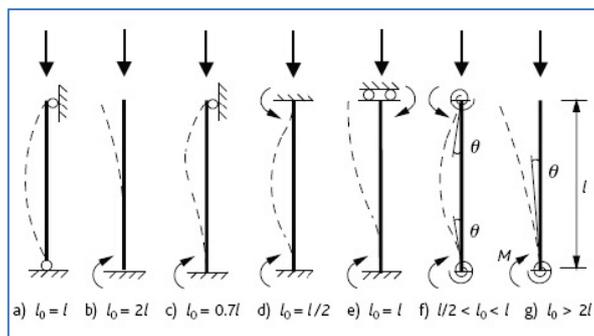


Figure 5.5 Longueurs efficaces pour des colonnes isolées



Dans cette expression, il convient de calculer les souplesses relatives aux extrémités, k_1 et k_2 . L'Expression pour k donnée dans l'Eurocode implique le calcul de la rigidité en rotation des éléments s'opposant à la déformation, en tenant compte d'une fissuration possible, ce qui en pratique requiert l'usage d'un logiciel d'analyse de portiques. Le Background Paper to the UK National annex8, le PD 6687 fournit une simplification basée sur la raideur des poutres connectées aux extrémités de la colonne. Cette raideur relative, k , peut être calculée comme suit (pour autant que la rigidité des colonnes adjacentes ne varie pas de plus de 15% de la raideur la plus élevée :

$$k = \frac{EI_c}{\sum \frac{2EI_b}{l_b}} \geq 0,1$$

I_c, I_b sont les inerties des sections non fissurées des colonnes et des poutres.

l_c, l_b sont les longueurs de la colonnes et des poutres

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

Après avoir calculé k_1 et k_2 , le coefficient de longueur efficace, F , peut être établi à partir du [Tableau 5.4](#). La longueur efficace (de flambement) est alors $l_0 = Fl$.

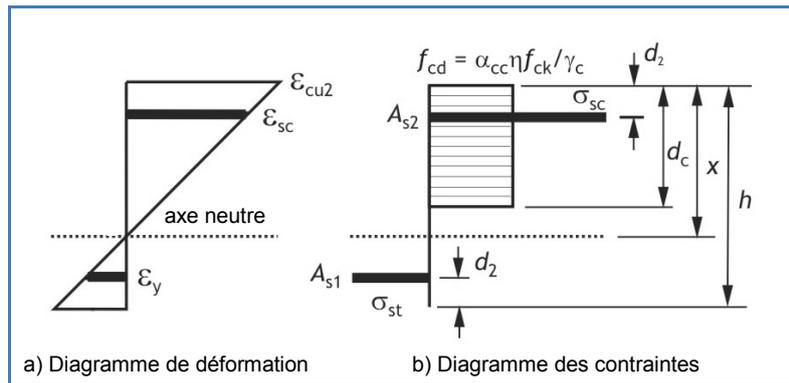
Ce coefficient F est basé sur l'expression (5.15), reprise ci-dessous, de la NBN EN 1992-1-1. Elle peut très facilement être intégrée dans un logiciel de calcul.

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

Tableau 5.4 Coefficient de longueur efficace, F , pour les colonnes contreventées

k_2	k_1										articulés
	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,70	1,00	2,00	5,00	9,00	
0,10	0,59	0,62	0,64	0,66	0,67	0,69	0,71	0,73	0,75	0,76	0,77
0,20	0,62	0,65	0,68	0,69	0,71	0,73	0,74	0,77	0,79	0,80	0,81
0,30	0,64	0,68	0,70	0,72	0,73	0,75	0,77	0,80	0,82	0,83	0,84
0,40	0,66	0,69	0,72	0,74	0,75	0,77	0,79	0,82	0,84	0,85	0,86
0,50	0,67	0,71	0,73	0,75	0,76	0,78	0,80	0,83	0,86	0,86	0,87
0,70	0,69	0,73	0,75	0,77	0,78	0,80	0,82	0,85	0,88	0,89	0,90
1,00	0,71	0,74	0,77	0,79	0,80	0,82	0,84	0,88	0,90	0,91	0,92
2,00	0,73	0,77	0,80	0,82	0,83	0,85	0,88	0,91	0,93	0,94	0,95
5,00	0,75	0,79	0,82	0,84	0,86	0,88	0,90	0,93	0,96	0,97	0,98
articulés	0,77	0,81	0,84	0,86	0,87	0,90	0,92	0,95	0,98	0,99	1,00

Figure 5.7 Diagramme du bloc de contraintes pour les colonnes



5.9 Élancement

L'Eurocode 2 spécifie que les effets du second ordre peuvent être ignorés s'ils représentent moins de 10 % des effets du premier ordre. Alternativement, si l'élancement λ est inférieur à la limite d'élancement λ_{lim} , on peut considérer que cette condition est vérifiée et donc ignorer les effets du second ordre (dans ce cas la colonne sera considéré comme non-élancée) ; les effets du second ordre peuvent être ignorés.

L'élancement $\lambda = l_0/i$ où i = rayon de giration

La limite d'élancement vaut

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} \leq \frac{15,4C}{\sqrt{n}}$$

où

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

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

$$C = 1,7 - r_m \text{ (si } r_m \text{ n'est pas connu, on peut prendre } C = 0,7 \text{ - voir ci-dessous)}$$

$$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$$

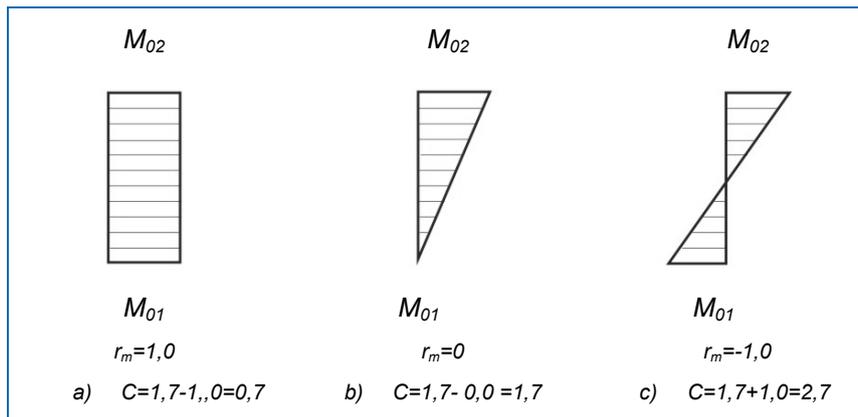
$$r_m = M_{01} / M_{02}$$

M_{01}, M_{02} sont les moments d'extrémité du premier ordre, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

Si les moments d'extrémité M_{01} et M_{02} provoquent des tractions sur le même côté, r_m doit être pris comme positif ($C \leq 1,7$) sinon négatif ($C > 1,7$).

Parmi les trois coefficients A, B et C, C aura le plus gros impact sur λ_{lim} . Une évaluation initiale de λ_{lim} est dès lors possible en utilisant les valeurs par défaut pour A et B et la [Figure 5.6 pour déterminer la valeur de C](#). Il convient d'être prudent en déterminant C . Pour les éléments non contreventés, C doit toujours être pris égal à $0,7$.

Figure 5.6 Calcul du facteur C



5.10 Résistance de calcul des colonnes

Le calcul de la résistance des sections soumises à la flexion composée nécessite un calcul itératif. Les principes d'un tel calcul sont décrits à la section 6.1 de la NBN EN-1992-1-1. Les diagrammes contraintes déformations des matériaux à utiliser sont décrits à la section 3.1.7 pour le béton et 3.2.7 pour les armatures.

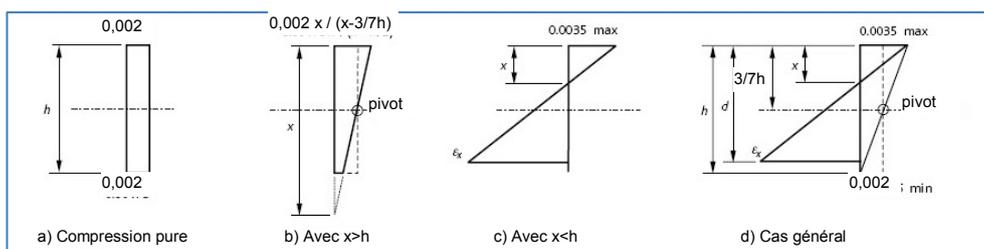
En pratique, on utilisera généralement un logiciel informatique pour réaliser ces calculs.

Dans le cas de sections rectangulaires ou circulaires armées symétriquement, on peut utiliser les diagrammes d'interaction des [Figures 5.9 à 5.16](#).

Pour des raisons pratiques, le bloc rectangulaire de contraintes utilisé pour le calcul des poutres peut également être utilisé pour le calcul des colonnes (voir [Figure 5.7](#)).

La déformation relative maximale en compression du béton des classes jusque et y compris C50/60, lorsque toute la section est en compression pure, est de $0,002$ (voir [Figure 5.8a](#)). Lorsque l'axe neutre tombe **en dehors** de la section ([Figure 5.8b](#)), la déformation relative maximale admissible est supposée varier entre $0,002$ et $0,0035$, et peut être obtenue en traçant une ligne depuis le point de la déformation relative nulle, en passant par le 'point charnière' de la déformation relative de $0,002$ au $3/7$ ième de la hauteur. Lorsque l'axe neutre se situe **dans** la hauteur de la section, la déformation relative maximale en compression est de $0,0035$ (voir [Figure 5.8c](#)).

Figure 5.8 Diagramme de déformation pour colonnes



5.10.1 Section rectangulaire armée symétriquement

Une section rectangulaire armée symétriquement peut être dimensionnée au moyen des diagrammes d'interaction des Figures 5.9 à 5.12.

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, $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c$.
- 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 :

$$v_{Ed,d} = \frac{N_{Ed}}{b h f_{cd}} \quad \text{et} \quad \mu_{Ed,d} = \frac{M_{ed}}{b h^2 f_{cd}}$$

Les armatures peuvent être obtenues à partir du ratio mécanique d'armature ω

$$\omega = \frac{A_{s1} f_{yd}}{b h f_{cd}} = \frac{A_{s2} f_{yd}}{b d f_{cd}} \quad \text{ou} \quad A_{s1} = A_{s2} = \omega b h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Les diagrammes 9, 10, 11 et 12 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 5.9 Diagramme d'interaction section rectangulaire – armature double symétrique – $d/h = 0,95$

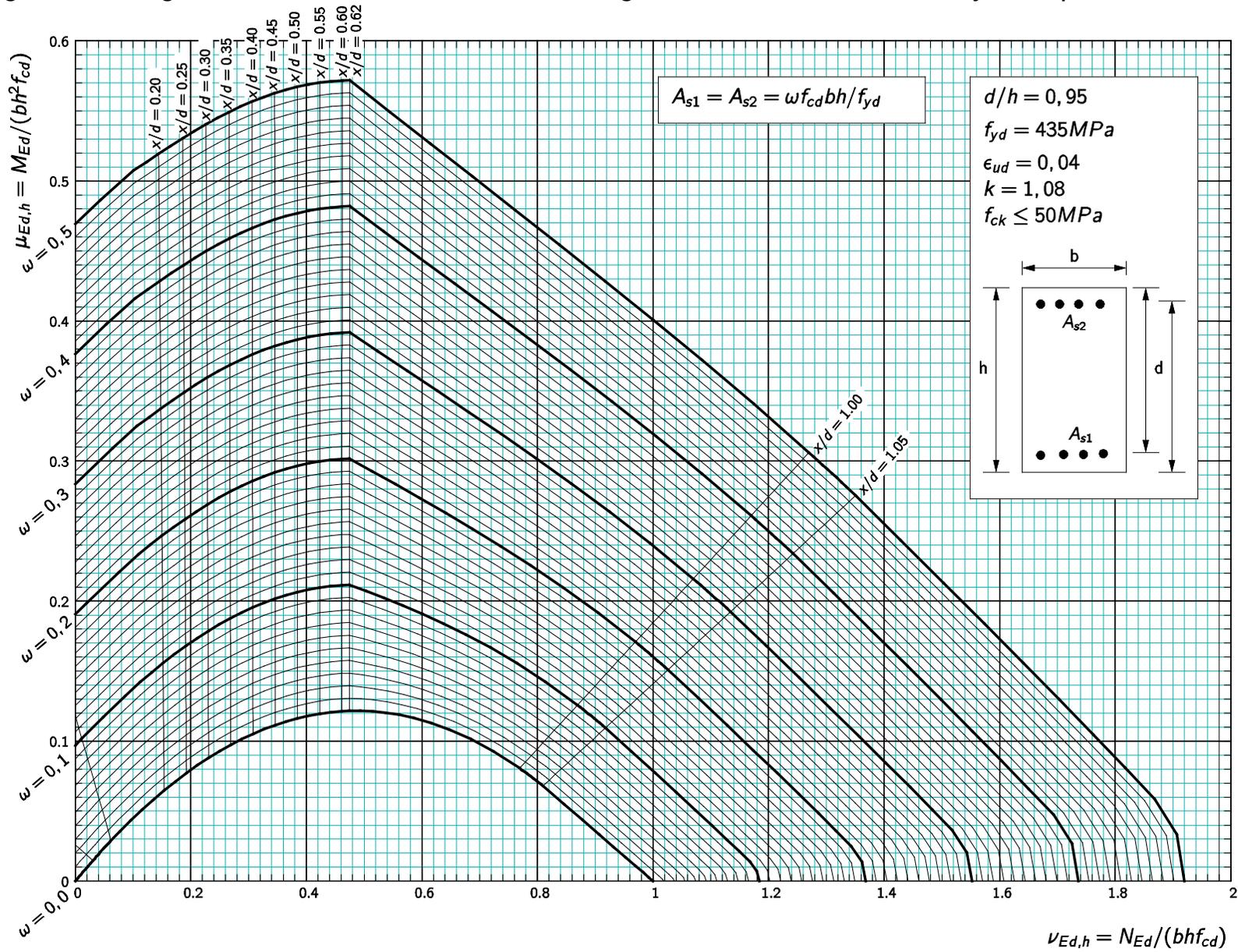


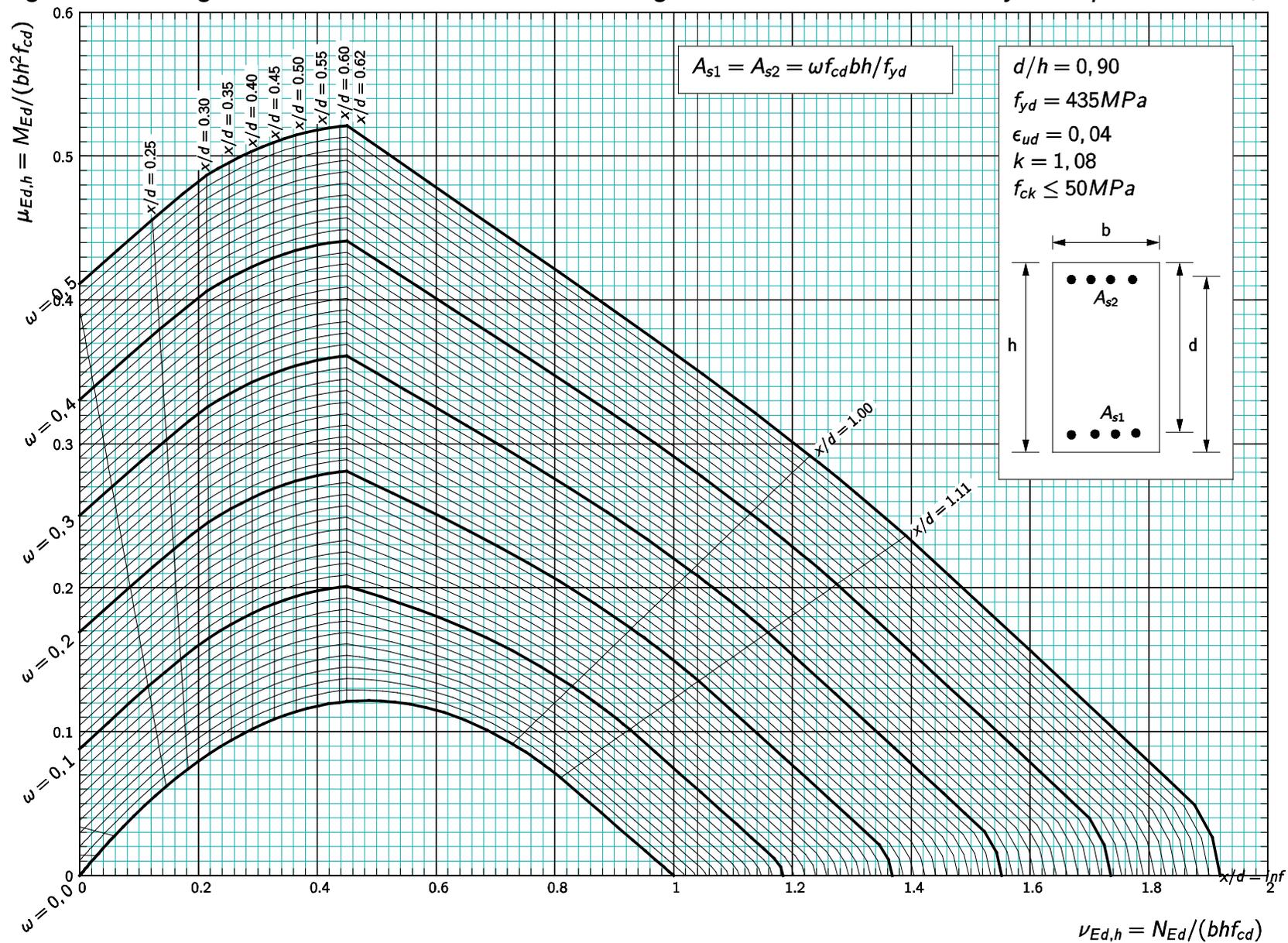
Figure 5.10 Diagramme d'interaction section rectangulaire – armature double symétrique – $d/h = 0,90$ 

Figure 5.11 Diagramme d'interaction section rectangulaire – armature double symétrique – $d/h = 0,85$

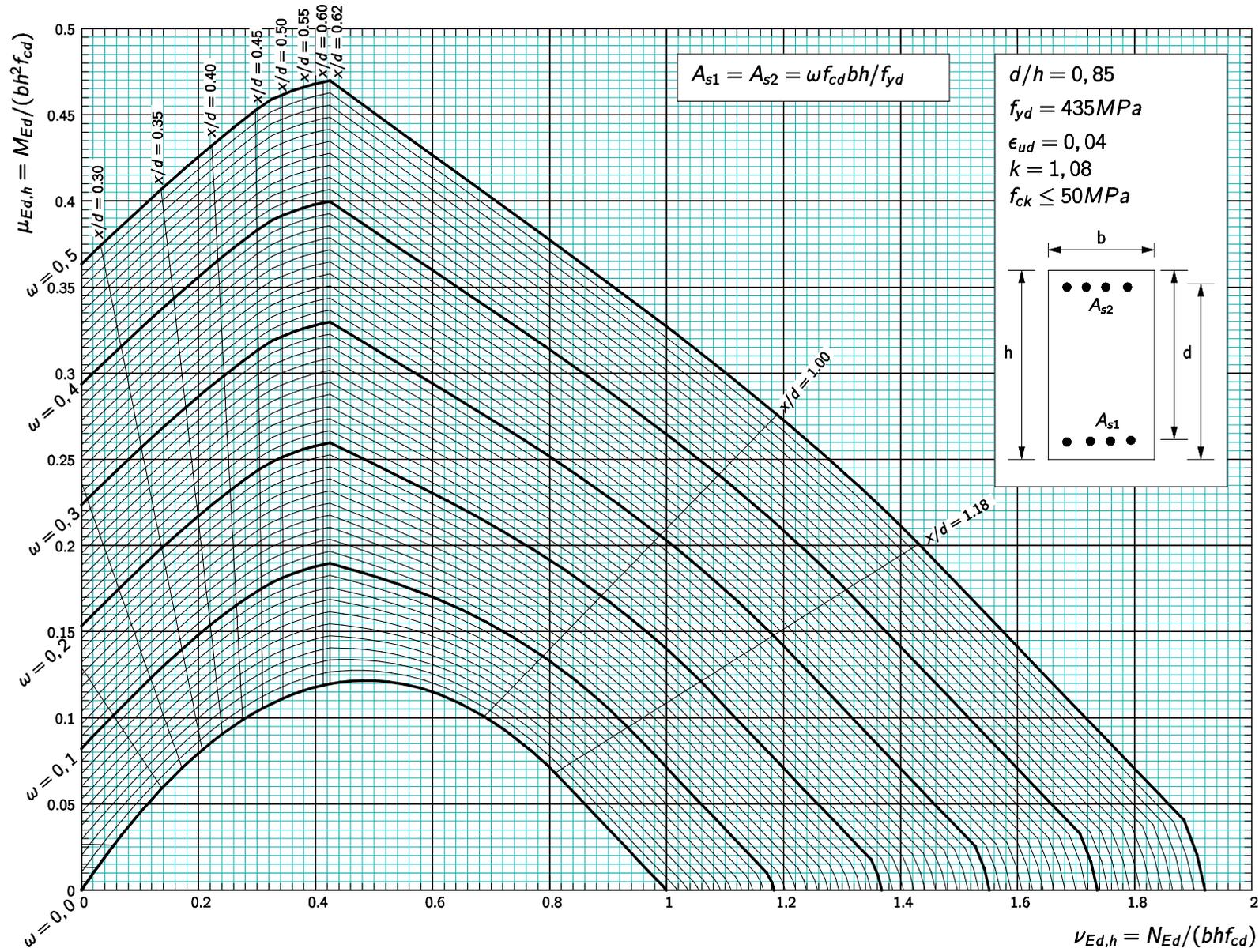
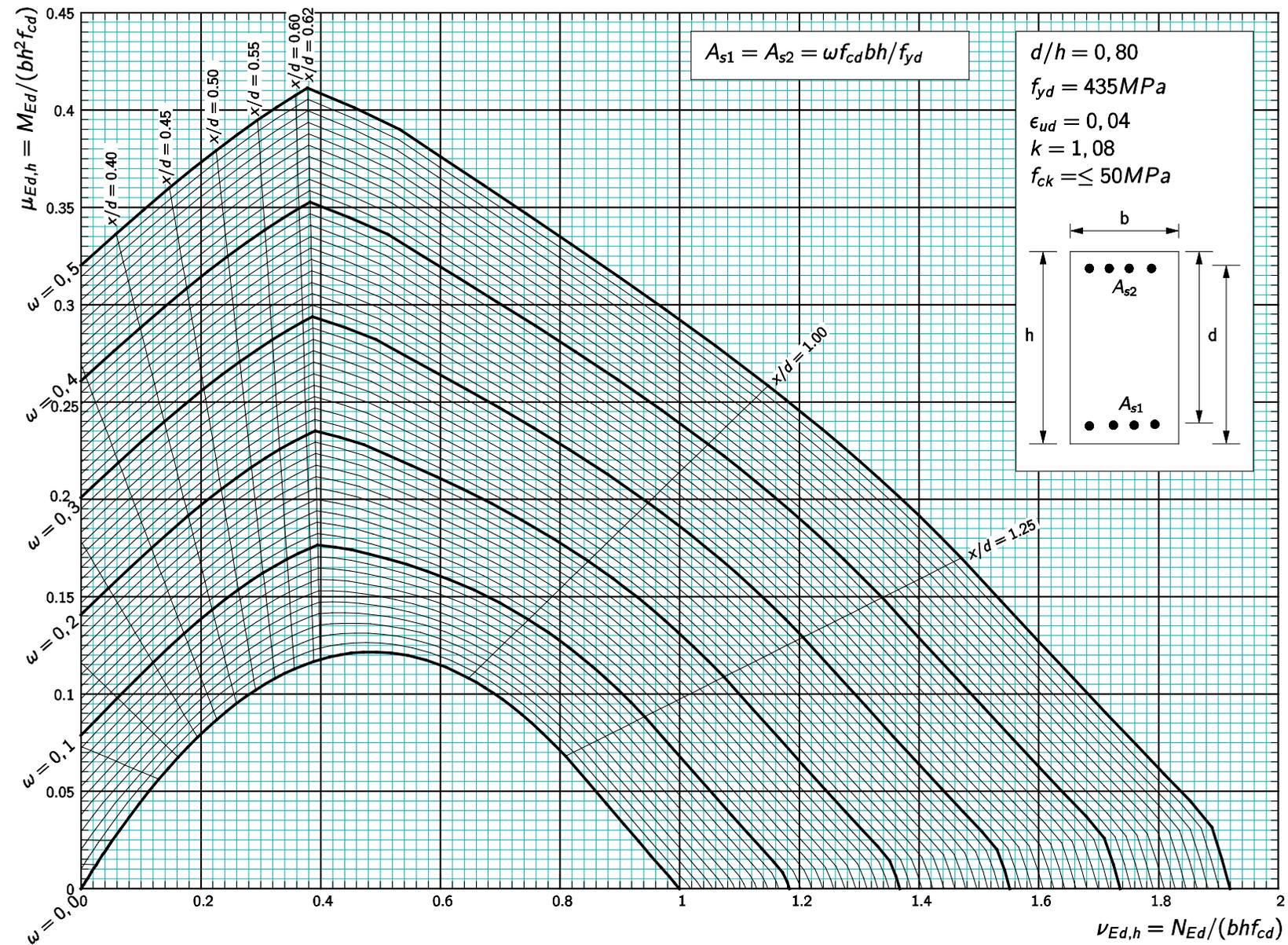


Figure 5.12 Diagramme d'interaction section rectangulaire – armature double symétrique – $d/h = 0,80$ 

5.10.2 Section circulaire

Une section circulaire peut être dimensionnée au moyen des diagrammes d'interaction des [Figures 5.13](#) à [5.16](#).

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, $f_{cd} = 0,85f_{ck}/\gamma_c$.
- Armature A_s répartie sur une circonférence de rayon $R = d - h/2$, de classe B, $f_{yk} = 500$ MPa, $\gamma_s = 1,15$, $f_{yd} = 435$ MPa, $\varepsilon_{ud} = 0,8.0,05 = 0,04$, $k = (f_t/f_{yk})_k = 1,08$

Les efforts normaux v_{Ed} et moments réduits μ_{Ed} sont définis de la manière suivante :

$$v_{Ed,d} = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad \text{et} \quad \mu_{Ed,d} = \frac{M_{ed}}{A_c h f_{cd}}$$

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 ω

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad \text{ou} \quad A_s = \omega A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Les diagrammes 13, 14, 15 et 16 sont établis respectivement pour des valeurs de $d/h = 0, 90$, $d/h = 0,85$, $d/h = 0, 80$ et $d/h = 0,75$

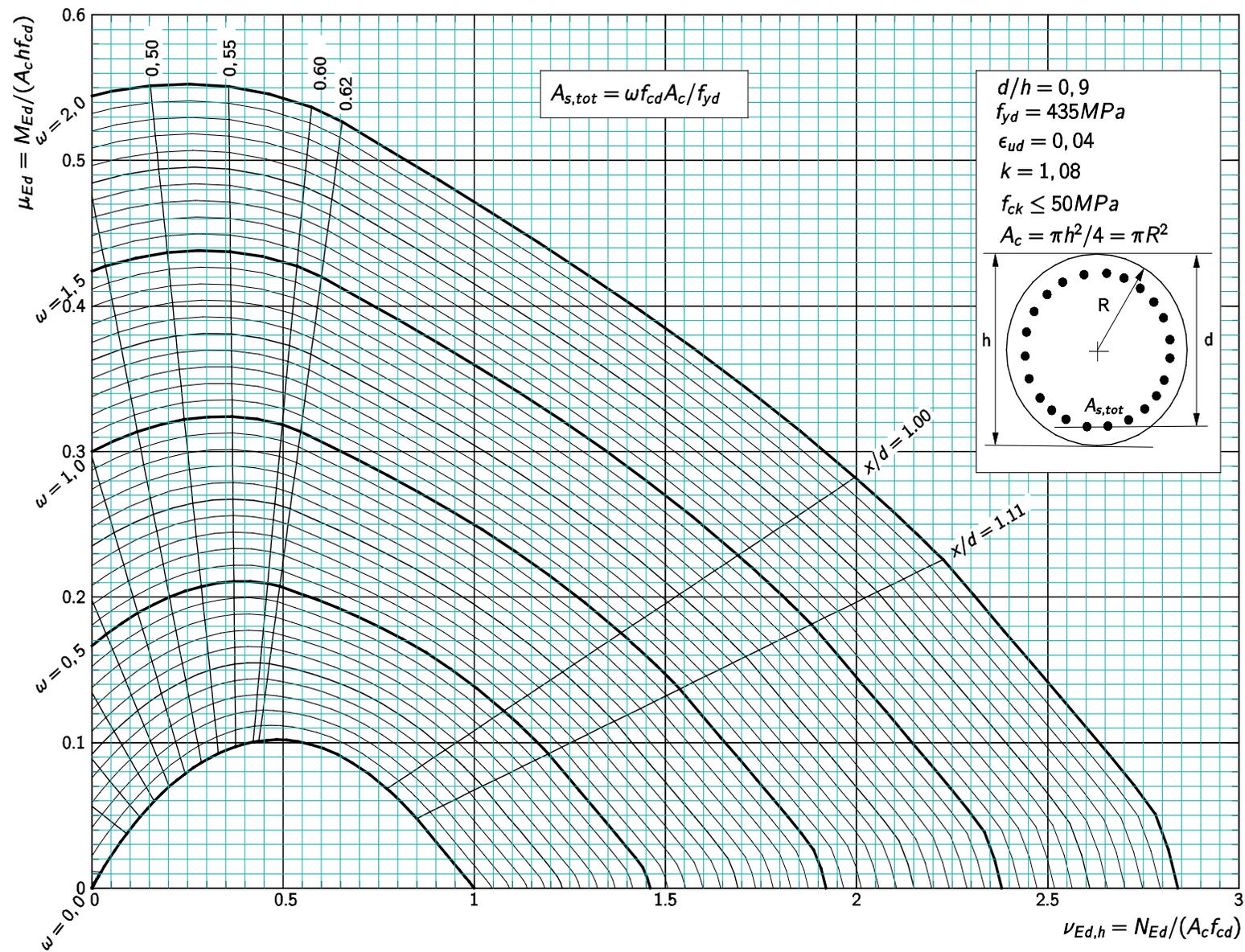
Figure 5.13 Diagramme d'interaction section circulaire – $d/h = 0,90$ 

Figure 5.14 Diagramme d'interaction section circulaire – $d/h = 0,85$

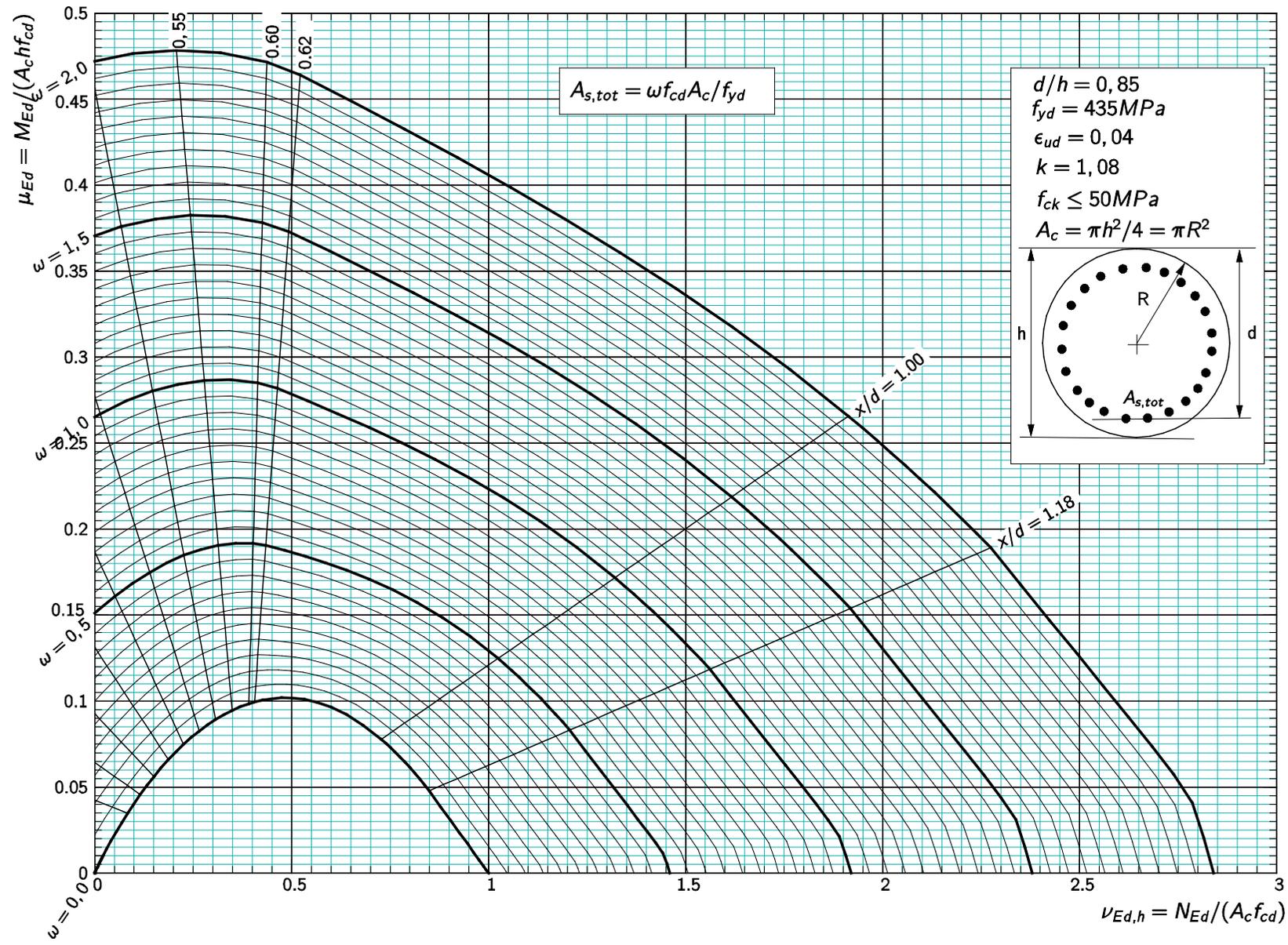


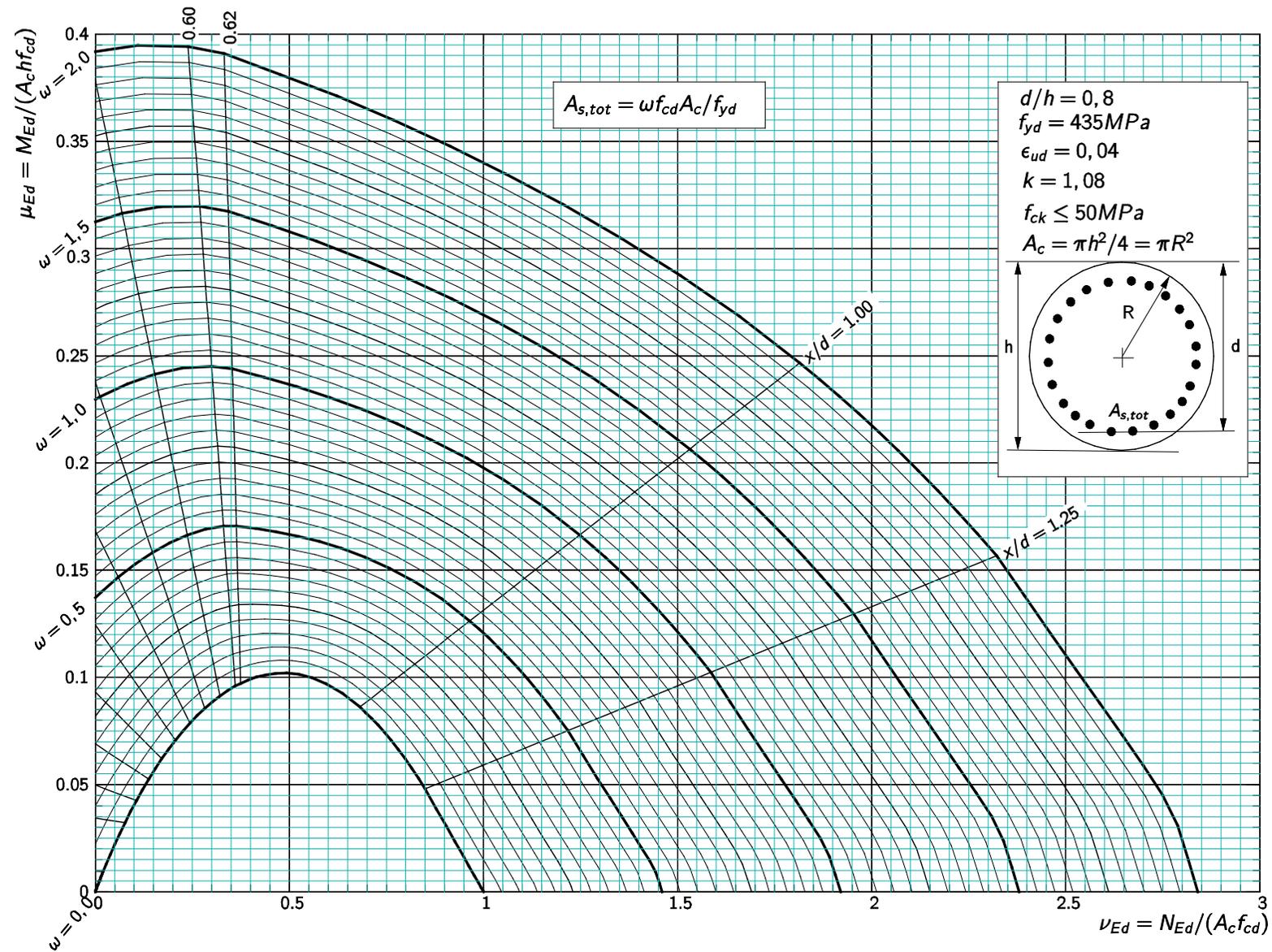
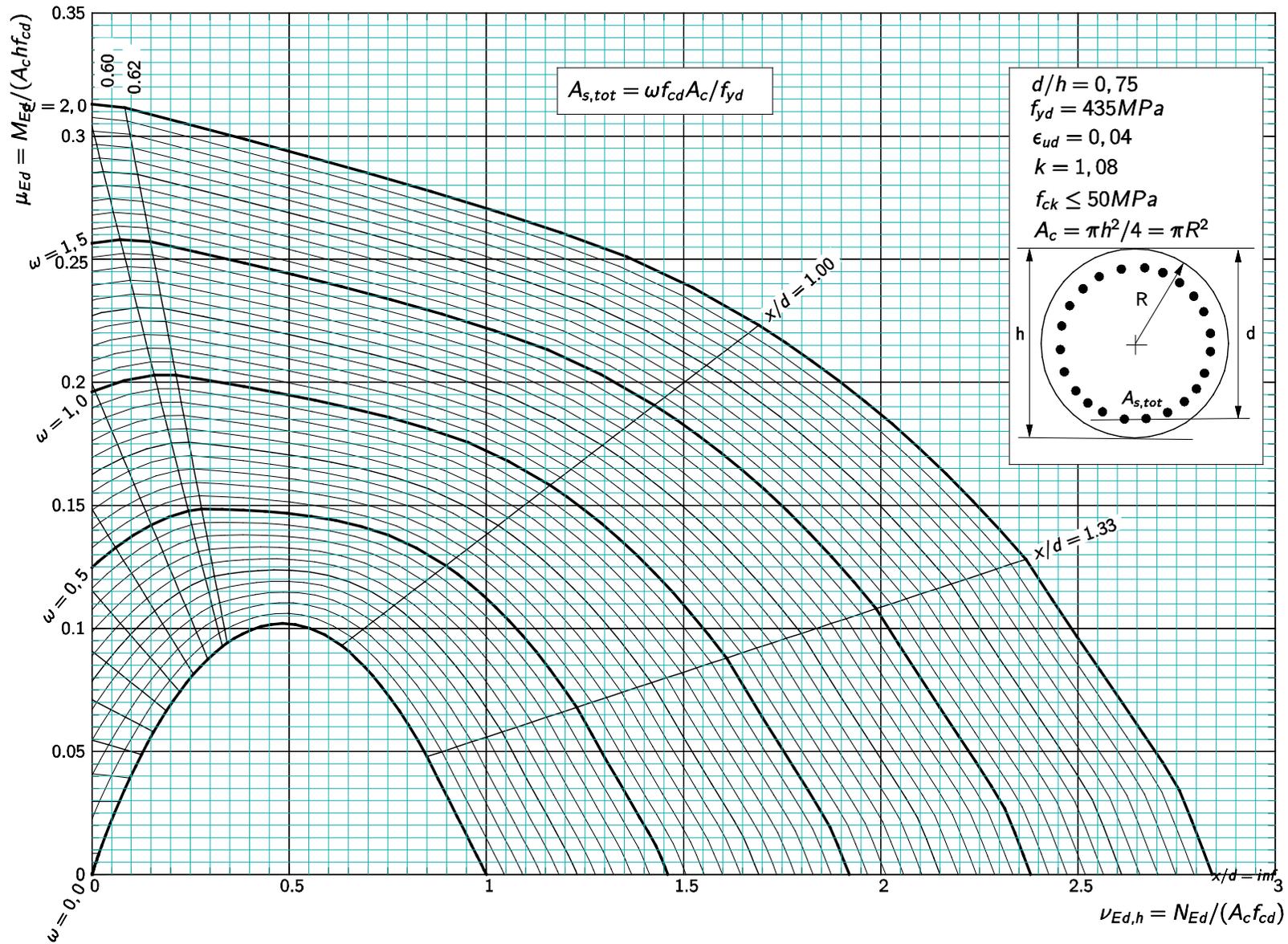
Figure 5.15 Diagramme d'interaction section circulaire – $d/h = 0,80$ 

Figure 5.16 Diagramme d'interaction section circulaire – $d/h = 0,75$



5.11 Fluage

Selon les hypothèses utilisées dans le calcul, il peut être nécessaire de déterminer le coefficient de fluage effectif φ_{ef} (voir 3.1.4 et 5.8.4 de la NBN EN 1992-1-1). L'Eurocode (Figure 3.1 de la NBN EN 1992-1-1) présente un monogramme nécessitant la connaissance de la classe de résistance du ciment. Toutefois, en phase de calcul, cette classe n'est pas toujours connue. En règle générale, il convient de supposer la classe R. Lorsque le laitier dépasse 35 % de la combinaison de ciment ou lorsque les cendres volantes dépassent 20 % de la composition de ciment, la classe N peut être supposée. Lorsque le laitier dépasse 65 % ou lorsque la proportion de cendres volantes dépasse 35 %, la classe S peut être supposée.

5.12 Flexion déviée

Les effets de la flexion déviée peuvent être vérifiés à l'aide de l'Expression (5.39), développée pour la première fois par Breslaer. (Art. 5.8.9(4))

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

où :

$M_{Edz,y}$ = Moments de calcul dans la direction respective z ou y, incluant les effets du second ordre dans une colonne élancée

$M_{Rdz,y}$ = Moment de résistance dans la direction respective z ou y,

a = 2 pour les sections circulaires et elliptiques. Les valeurs de l'exposant a, pour les sections rectangulaires, sont données au [Tableau 5.5](#).

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

Tableau 5.5 Valeur de a pour les sections rectangulaires

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
a	1,0	1,5	2,0
Note L'interpolation linéaire peut être utilisée.			

5.13 Colonnes non contreventées

Le calcul des colonnes non contreventées requière généralement une analyse complète de la structure au second ordre. L'Eurocode 2 ne fait aucun commentaire quant au calcul des portiques servant de contreventement. Il donne toutefois des indications sur la longueur efficace d'un élément non contreventé dans l'Expression (5.16). La valeur C de 0,7 doit toujours être utilisée dans l'Expression (5.13N). Les moments de calcul doivent être évalués en tenant compte des effets du second ordre.

Le présent document ne couvre pas le cas des colonnes non contreventées.

La méthode tabulée pour le calcul de la résistance au feu (Partie 1-2) peut être utilisée pour les colonnes non contreventées moyennant les conditions précisées dans l'ANB.

5.14 Voiles

Lorsque la longueur de section d'un élément vertical est supérieure à quatre fois son épaisseur, on considère qu'il s'agit d'un voile. Le calcul des voiles ne diffère pas significativement de celui des colonnes, exception faite de ce qui suit :

- Exigences relatives à la résistance au feu (voir [Tableau 5.3](#)).
- La flexion sera critique autour de l'axe faible.

- Différentes règles particulières existent pour l'espacement et la quantité des armatures (voir ci-dessous).

Aucune indication spécifique n'est donnée pour la flexion autour de l'axe fort pour la stabilité. La méthode bielle-tirant peut être utilisée (Section 6.5 de l'Eurocode).

Tableau 5.3 Dimensions et distances de l'axe des armatures au parement minimales des voiles en béton armé pour la résistance au feu

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm)	
	Épaisseur de voile/distance de l'axe, a , des barres principales au parement	
	Voile exposé d'un seul côté ($\mu_{fi} = 0,7$)	Voile exposé sur deux côtés ($\mu_{fi} = 0,7$)
REI 60	130/10 ^a	140/10 ^a
REI 90	140/25	170/25
REI 120	160/35	220/35
REI 240	270/60	350/60

Notes
 1 Le Tableau est issu de la NBN EN 1992-1-2 Tableau 5.4.
 2 Voir Note 3.4 du [Tableau 5.2](#).
Légende
 a En règle générale, l'enrobage est soumis aux exigences de la NBN EN 1992-1-1.

5.15 Règles relatives à l'espacement et à la quantité d'armatures.

5.15.1 Section maximale des armatures

L'Eurocode 2 stipule que la section nominale maximale d'armatures pour les colonnes et voiles en dehors des zones de recouvrement est de 4 %. Cette section peut toutefois être augmentée à condition de permettre une mise en place et un compactage satisfaisants du béton. Du béton autocompactant peut au besoin être utilisé dans des zones de forte concentration d'armatures.

5.15.2 Section minimale des armatures

Le diamètre minimal recommandé pour les armatures longitudinales des colonnes est de 12 mm pour les éléments coulés en place et 8 mm pour les éléments préfabriqués coulés horizontalement. La section minimale des armatures longitudinales des colonnes est donnée par :

$A_{s,min} = 0,10 N_{Ed}/f_{yd} \geq 0,002A_c$ Exp. (9.12N) à l'Art. 9.5.2(2). Le diamètre des armatures transversales ne doit pas être inférieur à 6 mm ou à un quart du diamètre maximal des barres longitudinales.

5.15.3 Exigences relatives aux espacements des armatures transversales des colonnes

L'espacement maximal des armatures transversales (c'est-à-dire les cadres) des colonnes (Article 9.5.3(1)) ne doit pas être supérieur à :

- 15 fois le diamètre minimal des barres longitudinales.
- la plus petite dimension de la colonne.
- 300 mm.

À une distance inférieure ou égale à la dimension la plus élevée d'une colonne au-dessus ou au-dessous d'une poutre ou d'une dalle, il convient de multiplier ces espacements par 0,6. Dans les zones de recouvrement d'armatures longitudinales de diamètre supérieur à 14mm il convient également d'appliquer ce facteur 0,6. Un minimum de 3 barres transversales régulièrement disposées dans la longueur de recouvrement, est nécessaire.

La distance libre entre les barres doit être supérieure à la plus grande des valeurs suivantes : 1 x diamètre de barre, la dimension du granulat+ 5 mm ou 20 mm,

5.15.4 Exigences particulières relatives aux voiles

La section minimale des armatures longitudinales est donnée par : $A_{s,min} = 0,002A_c$.

L'aire maximale d'armature longitudinales est donnée par : $A_{s,max} = 0,04A_c$.

La distance entre deux barres verticales adjacentes ne doit pas dépasser la plus petite des valeurs parmi : trois fois l'épaisseur du voile et 400 mm.

La section minimale des armatures horizontales des voiles est la plus grande des valeurs entre 25 % des armatures verticales et $0,001 A_c$. Une quantité d'armature minimale plus importante peut être requise dans le cas où l'on veut maîtriser la fissuration due aux effets thermiques ou au retrait.

Il convient de limiter à 400 mm l'espacement entre deux barres horizontales adjacentes.

Dans toute partie d'un voile où l'aire totale de la section des armatures verticales placées sur les deux faces est supérieure à $0,02 A_c$, il convient de prévoir des armatures transversales en forme de cadres, étriers ou épingles conformément aux exigences données pour les colonnes (voir Eurocode 2 en 9.5.3). La grande dimension citée en 9.5.3(4) (i) de l'Eurocode 2 n'a pas à être prise supérieure à 4 fois l'épaisseur du voile.

Lorsque les armatures principales sont celles des lits situés le plus près des parements du voile, il convient également de prévoir au moins 4 armatures transversales en forme de cadre ou d'étrier par m^2 de surface de voile.

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales lorsque des treillis soudés et des barres de diamètre ≤ 16 mm sont employés avec un enrobage de béton supérieur à 2Φ .

5.16 Symboles sélectionnés

Symbole	Définition	Valeur
$1/r_0$	Courbure de référence	$\varepsilon_{yd}/(0,45 d)$
$1/r$	Courbure	$K_r K_\phi 1/r_0$
a	Distance de l'axe de l'armature au parement pour la résistance au feu	
A	Facteur permettant de déterminer la limite d'élançement	$1 / (1+0,2 \varphi_{ef})$
A_c	Aire de la section droite du béton	bh (pour une section rectangulaire)
A_s	Section des armatures totales des colonnes	
B	Facteur permettant de déterminer la limite d'élançement	
c	Coefficient qui dépend de la distribution des courbures	10 (pour la section droite constante)
C	Facteur permettant de déterminer la limite d'élançement	$1,7 - r_m$
d	Hauteur utile	
e_2	Excentricité du second ordre	$(1/r)l_0^2/c$
e_i	Excentricité liée à des imperfections géométriques	
E_s	Module d'élasticité de l'acier de béton armé	200 GPa
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton	$\alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c$
f_{ck}	Résistance caractéristique du béton mesurée sur cylindre	
l	Hauteur libre de l'élément comprimé entre liaisons d'extrémité	
l_0	Longueur efficace (longueur de flambement)	

K_r	Coefficient de correction qui dépend de la charge axiale	
K_ϕ	Coefficient qui tient compte du fluage	
M_{01}, M_{02}	Moments du premier ordre $ M_{02} \geq M_{01} $	
M_2	Moment nominal du second ordre	$N_{Ed} e_2$
M_{0e}	Moment équivalent du premier ordre	$0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02}$
M_{Ed}	Valeur de calcul du moment fléchissant	
M_{Eqp}	Moment fléchissant du premier ordre sous la combinaison quasi-permanente des charges	
n	Effort normal réduit	$N_{Ed}/(A_c f_{cd})$
n_{bal}	Valeur de n pour le moment résistant maximal	0,4
n_u	Coefficient qui tient compte des armatures dans la colonne	$1 + \omega$
N_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort normal	
r_m	Rapport des moments	M_{01}/M_{02}
x	Profondeur de l'axe neutre	$(d - z)/0,4$
z	Bras de levier	
α_{cc}	Coefficient qui tient compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la façon dont la charge est appliquée	0,85 pour le calcul de la résistance en flexion simple ou composée des sections
β	Coefficient	$0,35 + (f_{ck}/200) - (\lambda/150)$
ϵ_{yd}	Valeur de calcul de la déformation relative des armatures	f_{yd}/E_s
γ_m	Coefficient partiel relatif aux propriétés des matériaux	1,15 pour l'armature (γ_s) 1,5 pour le béton (γ_c)
λ	Élancement	l_0/i
λ_{lim}	Valeur limite d'élancement	
μ_{fi}	Degré d'utilisation en situation d'incendie	$N_{Ed,fi}/N_{Rd}$
η_{fi}	facteur de réduction du niveau de chargement de calcul en situation d'incendie	$N_{Ed,fi}/N_{Ed}$
ϕ_{ef}	Coefficient de fluage effectif	$\phi_{(\infty, t_0)} M_{Eqp}/M_{Ed}$
$\phi_{(\infty, t_0)}$	Valeur finale du coefficient de fluage selon l'Art. 3.1.4(4)	
ω	Ratio mécanique d'armatures	$A_s f_{yd}/(A_c f_{cd})$
$ x $	Valeur absolue de x	
Max. $\{x, y, z\}$	Maximum des valeurs x ou y + z	

5.17 Références

- 1 NBN EN 1992-1-1, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton. Règles générales et règles pour les bâtiments.*
- 3 NBN EN 1992-1-2, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton. Règles générales – Calcul du comportement au feu.*
- 5 MOSS, R M & BROOKER, O. *How to design concrete structures using Eurocode 2: Columns*, (TCC/03/20).The Concrete Centre, 2006.

Références complémentaires pour les constructions préfabriquées

- 1 NBN EN 13225 – *Éléments structuraux linéaires* +
NBN B 21-604 - *Produits préfabriqués en béton - Eléments de structure linéaires - Complément national à la NBN EN 13225*
- 2 NBN EN 12794+A1 – *Pieux de fondation* +
NBN B 21-613 - *Produits préfabriqués en béton - Pieux de fondation - Complément national à la NBN EN 12794+A1*
- 3 NBN EN 13369 – *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton* +
NBN B 21-600 - *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton - Complément national à la NBN EN 13369*

6. Fondations

6.1 Introduction

6.2 Eurocode 7 : Calcul géotechnique

6.3 Champ d'application

Le calcul de toute fondation comprend deux étapes : le calcul géotechnique et le calcul structural de la fondation proprement dit. Toutefois, pour certaines fondations (radiers flexibles, par exemple), l'effet de l'interaction entre le sol et la structure peut être critique et doit également être considéré. Le calcul géotechnique est abordé dans l'Eurocode 7¹. Deux parties composent l'Eurocode 7, Partie 1 : *Règles générales* et Partie 2 : *Reconnaissance des terrains et essais*.

Les caractéristiques essentielles de l'Eurocode 7, Partie 1, concernant le calcul des fondations, sont abordées dans ce chapitre. Il est à noter que cette publication ne couvre que le calcul de fondations simples qui ne représentent qu'une petite partie du champ d'application de l'Eurocode 7. On ne trouvera pas dans cette publication d'informations générales sur l'ensemble du champ d'application de l'Eurocode 7.

6.4 États-limites

Les états-limites ultimes (ELU) suivants doivent être satisfaits pour le calcul géotechnique ; ils ont tous leurs propres combinaisons d'actions. (Pour une explication de la terminologie des Eurocodes, voir chapitre [1. Introduction aux Eurocodes](#)).

EQU Perte d'équilibre statique de la structure. (il s'agit d'un ELU rarement utilisé. La vérification GEO contient des facteurs qui prennent en compte l'effet des excentricités et des moments)

STR Ruine interne ou déformation excessive de la structure ou d'une partie de la structure.

GEO Ruine due à une déformation excessive du sol.

UPL Perte d'équilibre statique (soulèvement) dû à l'action de la pression hydrostatique (sous-pression d'eau)

HYD Rupture du sol ou érosion interne due à l'action de gradients hydrauliques.

Les états-limites de service (ELS) doivent en outre être satisfaits. Un des états-limites se dégage généralement pour le calcul et il ne faut dès lors pas les vérifier tous, bien que – selon une bonne pratique en vigueur – il convienne de prendre en compte tous les états-limites.

6.5 Catégories géotechniques

L'Eurocode 7 recommande trois 'catégories géotechniques' pour aider à établir les exigences relatives au calcul géotechnique d'une structure (voir [Tableau 6.1](#)).

Le document " Procédures standard pour la reconnaissance géotechnique: Dispositions générales - version 14 juillet 2016 " (pages 15 à 17) reprend plus de détails concernant l'interprétation des catégories géotechniques en Belgique. Cette interprétation sera intégrée dans le futur dans la version suivante de l'ANB de l'EC7.

http://www.bggg-gbms.be/media/docs/TF2_Dispositions_generales_2016_07_14.pdf

Tableau 6.1 Catégories géotechniques des structures

Catégorie	Description	Risque de rupture géotechnique	Exemples de l'Eurocode 7
1	Petites structures et structures relativement simples	Négligeable	Aucun
2	Types conventionnels de structures et fondations sans conditions difficiles de sol ou chargement	Pas de risque exceptionnel	Fondations superficielles
3	Toutes les autres structures	Risque anormal	Grandes structures ou structures inhabituelles Conditions de sol exceptionnelles

6.6 Méthodes de calcul et combinaisons

Les géotechniciens n'ont pas réussi à s'accorder sur l'application des principes des états-limites au calcul géotechnique. Pour tenir compte de ces différences d'opinion, l'Eurocode 7 propose dès lors trois approches de calcul de l'ELU. La décision relative à l'approche à utiliser pour un pays particulier est donnée dans son Annexe Nationale. L'approche de calcul 1 (à l'exclusion du calcul des pieux et ancrages) retenue par la Belgique est illustrée dans ce chapitre.

Cette approche propose deux ensembles de combinaisons à utiliser avec les états-limites ultimes STR et GEO. Les valeurs des coefficients partiels à appliquer aux actions pour ces combinaisons de coefficients partiels sont données dans le [Tableau 6.2](#), tandis que le [Tableau 6.3](#) reprend les coefficients partiels pour les paramètres géotechniques des sols. Leur valeur de calcul est déterminée par leur valeur caractéristique divisée par le coefficient partiel correspondant.

La combinaison 1 permet de vérifier la sécurité par rapport à la variabilité des actions et détermine généralement la résistance structurale.

La combinaison 2 permet de vérifier la sécurité par rapport à la variabilité des paramètres géotechniques des sols et détermine généralement le dimensionnement des fondations.

Les coefficients partiels relatifs à la résistance du sol au glissement et à la portance doivent, quant à eux, être pris égaux à 1,0 pour les deux combinaisons.

Les valeurs de calcul du béton et de l'acier de la structure sont celles données dans l'EC2.

Pour l'ELS, l'Eurocode 7 ne donne aucun conseil quant à savoir s'il faut utiliser la combinaison caractéristique, fréquente ou quasi-permanente. Si la méthode prescriptive est utilisée pour les fondations superficielles (voir chapitre [6.8 Fondations superficielles](#)), il convient d'adopter la valeur caractéristique (avec ψ_0).

Pour les méthodes directes de calcul, on peut utiliser la combinaison fréquente pour le dimensionnement (avec ψ_1) des fondations et la combinaison quasi-permanente (avec ψ_2) pour les calculs de tassement.

Pour plus d'informations sur les combinaisons de calcul, voir chapitre [1 Introduction aux Eurocodes](#).

Tableau 6.2 Valeurs de calcul des actions déduites pour l'état-limite ultime STR/GEO – situations de projet durables et transitoires

Référence des expressions de combinaison de NBN EN 1990	Actions permanentes		Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement	
	Défavorables	Favorables		Principales (le cas échéant)	Autres
Combinaison 1 (Application de la combinaison 1 (NBN EN 1997) à l'ensemble B (NBN EN 1990))					
Exp. (6.10)	$1,35 G_k^a$	$1,0 G_k^a$	$1,5^b Q_k$	–	$1,5^b \psi_{0,i}^c Q_{k,i}$
Combinaison 2 (Application de la combinaison 2 (NBN EN 1997) à l'ensemble C (NBN EN 1990 ANB))					
Exp. (6.10)	$1,0 G_k^a$	$1,0 G_k^a$	$1,1^b Q_{k,1}$	–	$1,1^b \psi_{0,i}^c Q_{k,i}$
Légende					
Le Tableau utilise les valeurs recommandées pour γ_G , γ_Q et ζ .					
a Si la variation de l'action permanente n'est pas jugée significative, les valeurs $G_{k,j,sup}$ et $G_{k,j,inf}$ peuvent être prises égales à G_k .					
b Lorsque l'action est favorable, $\gamma_{Q,i} = 0$ et les actions variables doivent être ignorées.					
c La valeur de ψ_0 peut être prise dans la NBN EN 1990 ANB (ou voir Tableau 1.3).					

Tableau 6.3 Coefficients partiels pour les paramètres du sol (γ_M) – risque normal

	Angle de résistance au cisaillement (s'applique à $\tan \varphi$)	Cohésion effective	Résistance au cisaillement des sols non drainés	Résistance sans confinement	Densité apparente
Symbole	γ_φ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Combinaison 1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Combinaison 2	1,25	1,25	1,4	1,4	1,0

6.7 Rapport de calcul géotechnique

Il convient de rédiger un rapport de calcul géotechnique pour chaque projet, même s'il ne comporte qu'une seule page. Le rapport doit contenir des informations sur le site, l'interprétation du rapport de reconnaissance des terrains, des recommandations pour le calcul géotechnique et des conseils sur la supervision, la surveillance et la maintenance du chantier. Il est probable que ce rapport nécessite l'intervention de plusieurs consultants, selon que le projet appartient à la catégorie géotechnique 1, 2 ou 3 ([Tableau 6.1](#)).

Les recommandations pour le calcul des fondations comprennent les capacités de portance et les valeurs caractéristiques pour les paramètres du sol. Le rapport doit également établir clairement si les valeurs s'appliquent à l'ELS ou l'ELU et si elles concernent la combinaison 1 ou la combinaison 2.

6.8 Fondations superficielles

Le calcul géotechnique des fondations simples (semelles filantes superficielles et semelles isolées, par exemple) est traité dans la Section 6 de l'Eurocode 7, Partie 1, qui propose trois méthodes de calcul :

- Méthode directe – le calcul est réalisé pour chaque état-limite.
- Méthode indirecte – expérimentation et essais utilisés pour déterminer les paramètres d'état-limite de service qui satisfont également tous les états-limites pertinents (repris dans l'Eurocode 7 principalement pour tenir compte des méthodes de calcul françaises, sujet qui ne sera pas développé ici).

- Méthode prescriptive utilisant une valeur présumée de la capacité portante.

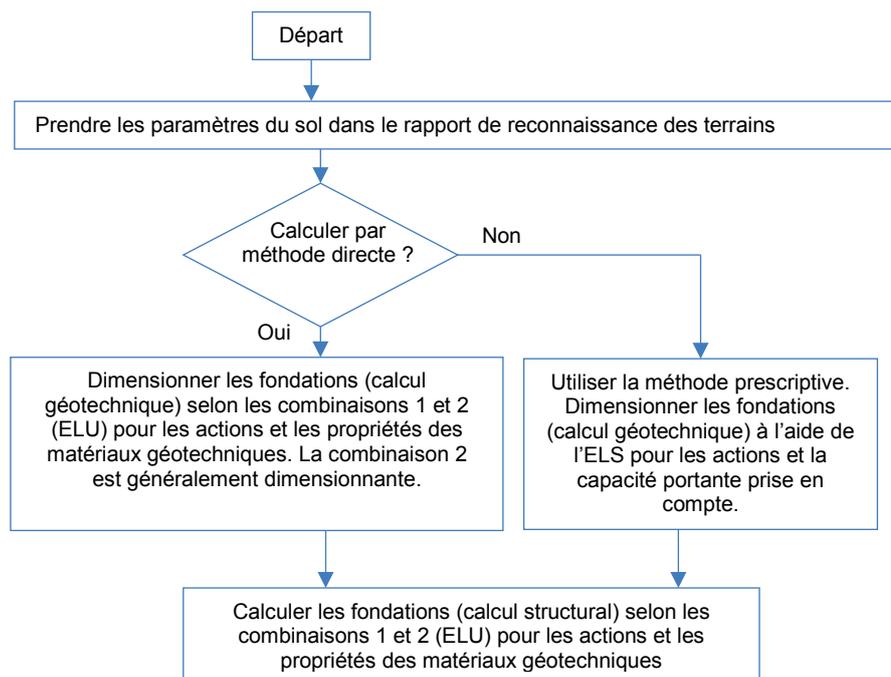
Pour la plupart des fondations superficielles, le tassement sera le critère déterminant ; les 'pressions de sol admissibles' ont traditionnellement été utilisées pour limiter le tassement. Le concept consistant à augmenter le coefficient de sécurité sur les capacités portantes peut toujours être utilisé avec la méthode prescriptive. Les argiles molles constituent une exception pour laquelle l'Eurocode 7 exige des calculs de tassement.

Avec la méthode directe, les calculs sont réalisés pour chaque état-limite. À l'ELU, la capacité portante du sol devrait être vérifiée en appliquant des coefficients partiels aux propriétés du sol ainsi qu'aux actions. À l'ELS, le tassement des fondations doit être calculé et vérifié par rapport aux limites admissibles.

La méthode prescriptive peut être utilisée lorsqu'il n'est pas possible ou nécessaire de calculer les propriétés du sol et à condition d'utiliser des règles de calcul du côté de la sécurité. Les méthodes employées actuellement pour déterminer les pressions de sol admissibles peuvent toujours être utilisées pour les structures de catégorie 1 et les calculs préliminaires des structures de catégorie 2. La capacité résistante présumée tenant compte du tassement peut également être calculée par le concepteur géotechnique et intégrée dans le rapport de calcul géotechnique.

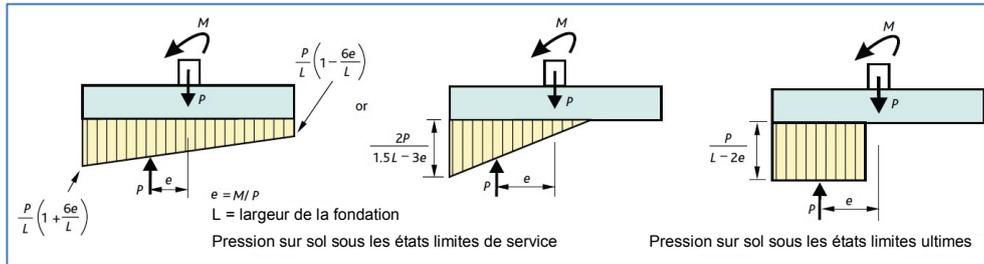
La [Figure 6.1](#) présente un organigramme de la procédure de calcul pour les fondations superficielles.

Figure 6.1 Organigramme concernant la profondeur des fondations superficielles



La distribution des pressions sous les fondations devrait être évaluée pour garantir que la pression maximale ne dépasse pas les capacités portantes reprises dans le rapport de calcul géotechnique à l'état-limite ultime GEO (voir [Figure 6.2](#)). Si l'excentricité est supérieure à $L/6$ à l'ELS (L =largeur de la fondation), la distribution des pressions utilisée pour déterminer le tassement doit être modifiée étant donné que la traction ne peut pas intervenir entre la sous-face de la fondation et le sol. Dans ce cas, le concepteur doit vérifier par lui-même qu'il n'y aura pas de conséquences négatives (rotation excessive de la base, par exemple). Il est à noter que le diagramme de la distribution des pressions à l'ELU est rectangulaire et non trapézoïdal.

Figure 6.2 Distributions de pression pour les fondations superficielles



Semelles isolées de béton armé

Lorsque des semelles isolées nécessitent des armatures, il convient de procéder aux vérifications suivantes pour s'assurer de :

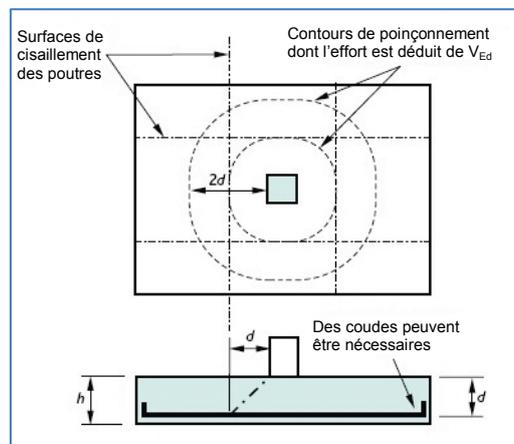
- Suffisance des armatures pour résister aux moments fléchissants.
- Résistance au poinçonnement.
- Résistance à l'effort tranchant des poutres.

Les moments et efforts tranchants doivent être évalués à l'aide de la combinaison STR.

$$1,35 G_k + 1,5 Q_k \quad \text{combinaison STR (Exp. (6.10))}$$

Les moments fléchissants critiques pour le calcul des armatures de flexion se situent au nu des colonnes. Le poinçonnement et l'effort tranchant des poutres doivent tous deux être vérifiés aux endroits illustrés à la [Figure 6.3](#). Pour le poinçonnement, la réaction du sol dans le périmètre peut être déduite de la charge de la colonne (Expression (6.48) en 6.4.4(2) de la NBN EN 1992-1-1³).

Figure 6.3 Vérifications de l'effort tranchant pour les semelles isolées



On essaie souvent d'éviter, pour des raisons économiques, de mettre des armatures d'effort tranchant dans les semelles de fondation. Il suffit dans ce cas de vérifier que la capacité de résistance à l'effort tranchant, sans armature d'effort tranchant, $v_{Rd,c}$ est supérieure à la contrainte liée à l'effort tranchant appliqué v_{Ed} .

L'ANB 1992-1-1 (§ 6.2.2(1)) permet de majorer cet effort tranchant résistant pour les éléments assimilables à des dalles par un facteur 1,25 par rapport aux valeurs calculées pour des poutres. (Voir [Tableau 6.6](#))

Tableau 6.6 – Valeurs de $v_{Rd,c}$ en MPa, résistance à l'effort tranchant des dalles en l'absence d'armatures d'effort tranchant

$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,55	0,51	0,48	0,44	0,41	0,40	0,39	0,38
0,50%	0,65	0,61	0,59	0,55	0,53	0,51	0,49	0,46
0,75%	0,74	0,70	0,68	0,64	0,60	0,59	0,55	0,54
1,00%	0,81	0,78	0,74	0,70	0,66	0,64	0,61	0,59
1,25%	0,88	0,83	0,80	0,75	0,71	0,69	0,66	0,64
1,50%	0,94	0,89	0,85	0,80	0,76	0,74	0,70	0,68
1,75%	0,99	0,93	0,89	0,84	0,80	0,78	0,74	0,71
2,00%	1,03	0,98	0,94	0,88	0,84	0,81	0,78	0,74
$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,61	0,58	0,54	0,49	0,46	0,44	0,41	0,40
0,50%	0,70	0,66	0,64	0,60	0,56	0,55	0,53	0,50
0,75%	0,80	0,75	0,73	0,68	0,65	0,63	0,60	0,58
1,00%	0,88	0,83	0,80	0,75	0,71	0,69	0,66	0,64
1,25%	0,95	0,90	0,86	0,81	0,78	0,75	0,71	0,69
1,50%	1,00	0,95	0,91	0,86	0,83	0,79	0,75	0,73
1,75%	1,06	1,00	0,96	0,90	0,86	0,84	0,79	0,76
2,00%	1,10	1,05	1,00	0,94	0,90	0,88	0,83	0,80
$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,68	0,63	0,59	0,54	0,50	0,48	0,44	0,43
0,50%	0,74	0,70	0,68	0,64	0,60	0,59	0,55	0,54
0,75%	0,85	0,80	0,78	0,73	0,69	0,66	0,64	0,61
1,00%	0,94	0,89	0,85	0,80	0,76	0,74	0,70	0,68
1,25%	1,00	0,95	0,91	0,86	0,83	0,79	0,75	0,73
1,50%	1,06	1,01	0,98	0,91	0,88	0,84	0,80	0,78
1,75%	1,13	1,06	1,03	0,96	0,91	0,89	0,84	0,81
2,00%	1,18	1,11	1,06	1,00	0,96	0,93	0,88	0,85
$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,74	0,68	0,64	0,58	0,54	0,51	0,48	0,45
0,50%	0,78	0,74	0,71	0,66	0,64	0,61	0,59	0,56
0,75%	0,89	0,85	0,81	0,76	0,73	0,70	0,66	0,65
1,00%	0,99	0,93	0,89	0,84	0,80	0,78	0,74	0,71
1,25%	1,06	1,00	0,96	0,90	0,86	0,84	0,79	0,76
1,50%	1,13	1,06	1,03	0,96	0,91	0,89	0,84	0,81
1,75%	1,19	1,13	1,08	1,01	0,96	0,94	0,89	0,85
2,00%	1,24	1,18	1,13	1,05	1,01	0,98	0,93	0,90
$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,79	0,73	0,68	0,61	0,58	0,55	0,51	0,49
0,50%	0,81	0,78	0,74	0,70	0,66	0,64	0,61	0,59
0,75%	0,94	0,89	0,85	0,80	0,76	0,74	0,70	0,68
1,00%	1,03	0,98	0,94	0,88	0,84	0,81	0,78	0,74
1,25%	1,10	1,05	1,00	0,94	0,90	0,88	0,83	0,80
1,50%	1,18	1,11	1,06	1,00	0,96	0,93	0,88	0,85
1,75%	1,24	1,18	1,13	1,05	1,01	0,98	0,93	0,90
2,00%	1,29	1,23	1,18	1,10	1,05	1,03	0,98	0,94
$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,83	0,76	0,71	0,65	0,61	0,59	0,54	0,51
0,50%	0,85	0,80	0,78	0,73	0,69	0,66	0,64	0,61
0,75%	0,98	0,91	0,88	0,83	0,79	0,76	0,73	0,70
1,00%	1,06	1,01	0,98	0,91	0,88	0,84	0,80	0,78
1,25%	1,15	1,09	1,05	0,98	0,94	0,91	0,86	0,84
1,50%	1,23	1,16	1,11	1,04	1,00	0,96	0,91	0,89
1,75%	1,29	1,21	1,16	1,10	1,05	1,01	0,96	0,93
2,00%	1,35	1,28	1,23	1,15	1,10	1,06	1,01	0,98
$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	200	250	300	400	500	600	800	1000
0,25%	0,88	0,81	0,76	0,69	0,65	0,61	0,56	0,54
0,50%	0,88	0,83	0,80	0,75	0,71	0,69	0,66	0,64
0,75%	1,00	0,95	0,91	0,86	0,83	0,79	0,75	0,73
1,00%	1,10	1,05	1,00	0,94	0,90	0,88	0,83	0,80
1,25%	1,19	1,13	1,09	1,01	0,98	0,94	0,89	0,86
1,50%	1,26	1,20	1,15	1,08	1,04	1,00	0,95	0,91
1,75%	1,34	1,26	1,21	1,14	1,09	1,05	1,00	0,96
2,00%	1,39	1,33	1,26	1,19	1,14	1,10	1,05	1,01

Si la contrainte de cisaillement $v_{Rd,c}$ est dépassée, le concepteur peut augmenter la hauteur de la semelle. La quantité d'armature longitudinale peut également être augmentée ou, solution moins courante, des étriers d'effort tranchant peuvent être ajoutés.

6.8.1 Calcul du poinçonnement

L'Eurocode 2 donne des indications spécifiques pour la vérification du poinçonnement des dalles de fondation. Dans l'Eurocode 2, le contour critique présente des bords arrondis et les efforts repris directement par le sol peuvent être déduits de l'effort sollicitant (pour éviter un calcul inutilement sécuritaire). Le périmètre critique doit être déterminé par voie itérative, mais on considère généralement acceptable de vérifier les contours situés à des distances d et $2d$ du nu de la colonne (Figure 6.5). La procédure pour déterminer les exigences de poinçonnement est illustrée à la Figure 6.4.

Figure 6.5 Contour de contrôle classique autour des zones chargées

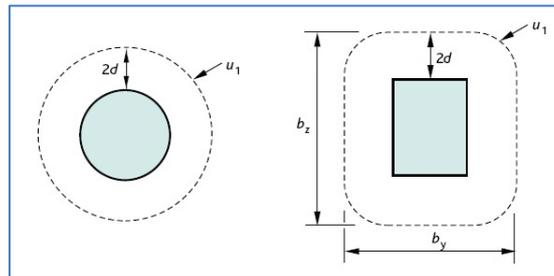


Tableau 6.7 Valeurs de $v_{Rd,c}$ en MPa, résistance au poinçonnement des dalles en l'absence d'armatures de poinçonnement

$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	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

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	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

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	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

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	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

$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	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

$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	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

$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	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

Figure 6.4 Organigramme pour déterminer la résistance au poinçonnement des fondations sur radier

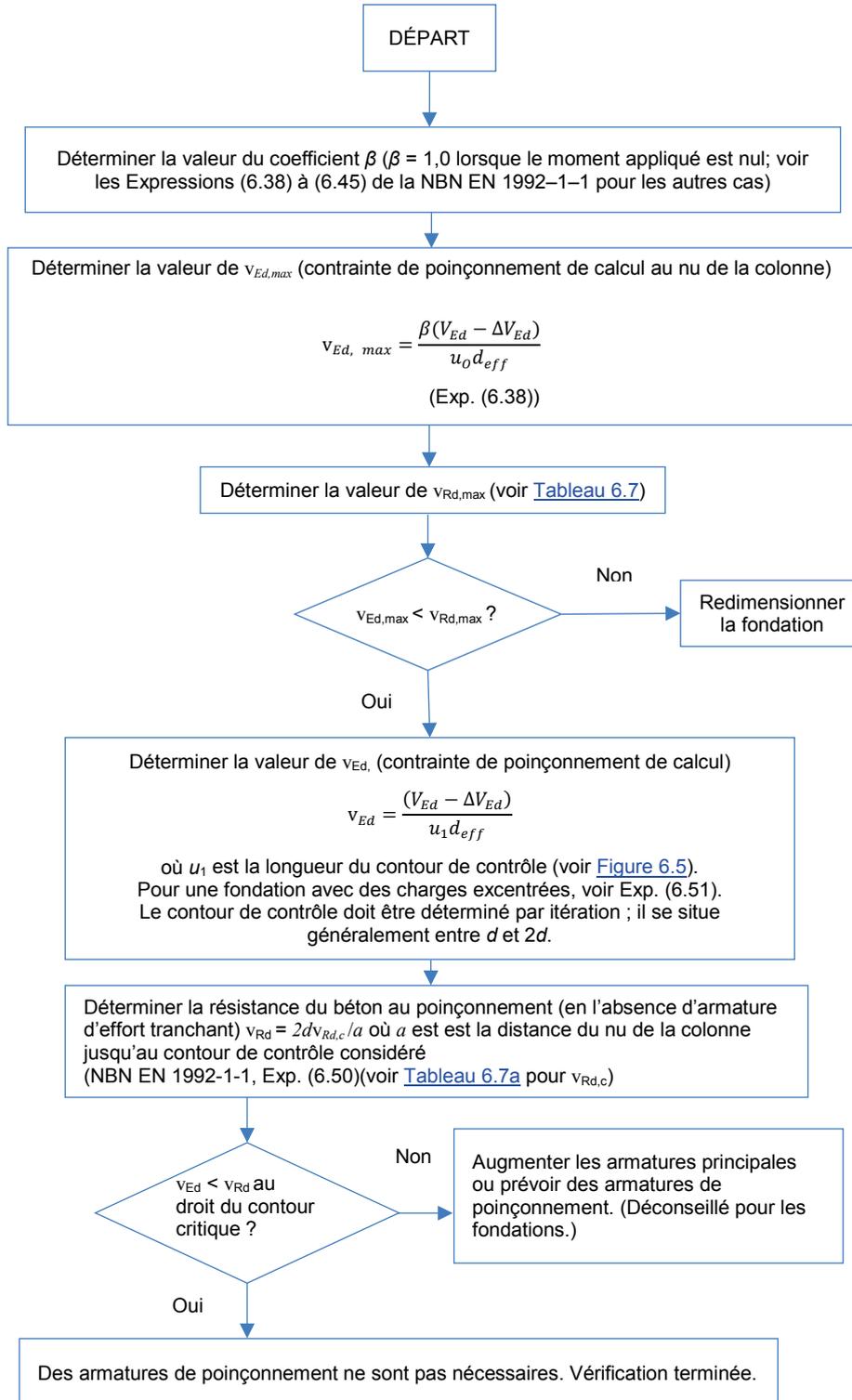


Tableau 6.8 Valeurs de $V_{Rd,max}$

f_{ck}	$V_{Rd,max}$
20	3,68
25	4,50
30	5,28
35	6,02
40	6,72
45	7,38
50	8,00

6.9 Fondations sur radier

Les processus de calcul de base des radiers sont similaires à ceux des semelles isolées ou des semelles en tête de pieux. La seule différence de l'approche réside dans le choix d'une méthode appropriée pour analyser l'interaction entre le radier et le sol, de manière à obtenir une représentation raisonnable de leur comportement. Pour des radiers plus rigides (c'est-à-dire d'un rapport portée/épaisseur inférieur à 10) avec une disposition assez régulière, des approches simplifiées peuvent être utilisées.

Dans le cas de radiers plus minces, plus flexibles ou ceux dotés d'une disposition complexe peuvent nécessiter l'application de l'analyse par éléments finis ou grillage de poutres sur sol élastique (ou élasto-plastique).

6.10 Fondations sur pieux

Pour les besoins de ce chapitre, on suppose que le calcul des pieux est réalisé par un entrepreneur spécialisé dans la mise en œuvre des pieux. Le concepteur de pieux doit être informé clairement des actions sur les pieux, qu'il convient de décomposer en valeurs non majorées (c'est-à-dire coefficient partiel = 1,0) pour l'action permanente et chacune des actions variables applicables (actions imposées et du vent, par exemple). Le concepteur de pieux peut alors procéder au calcul structural et géotechnique des pieux.

Figure 6.6 Contour de contrôle critique pour l'effort tranchant pour les pieux

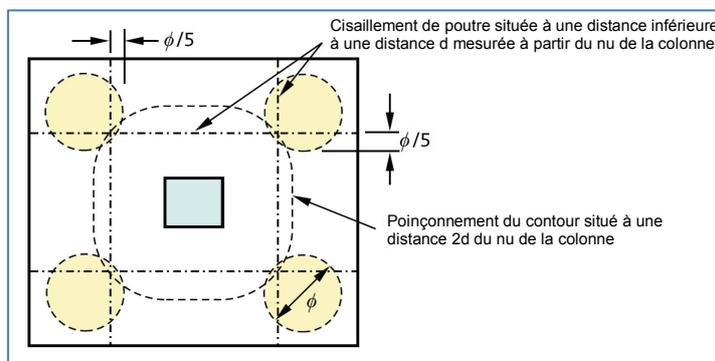
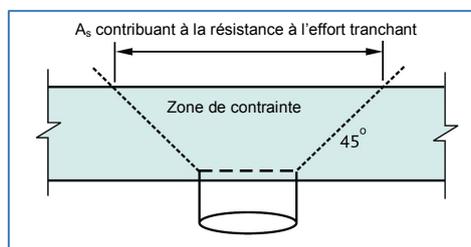


Figure 6.7 armature d'effort tranchant pour les têtes de pieux



Pour le dimensionnement d'une semelle sur pieux, on peut utiliser une analogie de treillis plastiques formés de bielles comprimées et de tirants, telle que décrite dans les Sections 5.6.4 et 6.5 de la NBN EN 1992-1-1. L'angle θ compris entre une bielle comprimée et un tirant doit être au moins égal à $21,8^\circ$ ($\cotg\theta \leq 3,0$) ; à noter que θ doit être mesuré dans le plan de la colonne et du pieu.

Une semelle en tête de pieux peut également être considérée comme une poutre soumise à la flexion et à l'effort tranchant. Les moments fléchissants critiques pour le calcul des armatures se situent au nu des colonnes. Pour plus d'indications pour le calcul en flexion, voir chapitre [4 Poutres](#)

Le cisaillement et le poinçonnement des poutres doivent ensuite être vérifiés, comme illustré à la [Figure 6.6](#). Pour la vérification d'effort tranchant des poutres, on peut utiliser les résistances de calcul $v_{Rd,c}$ qui comprennent le coefficient multiplicateur 1,25 (voir [Tableau 6.6](#)). Il convient de vérifier que les barres principales sont totalement ancrées. Au minimum, un ancrage total doit être prévu au nu intérieur des pieux.

Pour évaluer la résistance à l'effort tranchant dans une semelle en tête de pieux, il convient de considérer que seul l'acier en traction placé dans la zone située au-dessus du pieu contribue à la résistance à l'effort tranchant (voir [Figure 6.7](#)).

6.11 Fondations en béton non armé

Le chapitre 12 de la NBN EN 1992-1-1 traite spécifiquement des structures en béton non armé ou faiblement armé.

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 :

$$\frac{0,85h_f}{a} \geq \sqrt{\frac{3\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}}$$

où

h_f = hauteur de la semelle (voir [Figure 6.8](#))

a = débord de la semelle par rapport au nu de la colonne ou du voile

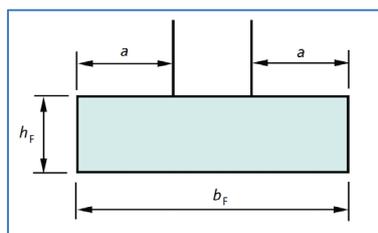
σ_{gd} = valeur de calcul de la pression du sol (en MPa)

$f_{ctd,pl}$ = $0,112.f_{ck}^{(2/3)}$ avec f_{ck} en MPa

= valeur de calcul de la résistance en traction du béton (en MPa)

La relation simplifiée $h_f \geq 2a$ peut être utilisée.

Figure 6.8 Semelles de fondations superficielle en béton non armé, notations



6.12 Règles relatives à l'espacement et à la quantité d'armatures

Maîtrise de la fissuration

Voir [chapitre 2.12 Maîtrise de la fissuration](#).

Section minimale des armatures principales

La section minimale des armatures longitudinales est $A_{s,min} = 0,26 f_{ctm} b_l d / f_{yk} > 0,0013 b_l d$ avec b_l la largeur de la zone en traction (voir [Tableau 6.9](#) selon Exp. 9.2.1.1(1)).

Tableau 6.9 Pourcentage minimal d'armatures nécessaire

f_{ck}	f_{ctm}	Pourcentage minimal % ($0,26f_{ctm}/f_{yk}^a$)
25	2,6	0,13 %
30	2,9	0,15 %
35	3,2	0,17 %
40	3,5	0,18 %
45	3,8	0,20 %
50	4,1	0,21 %
Légende a où $f_{yk} = 500$ MPa.		

Aire maximale d'armatures

En dehors des zones de recouvrement, l'aire maximale d'armatures tendues ou comprimées ne doit pas dépasser $A_{s,max} = 0,04 A_c$

Espacement minimal des armatures

L'espacement minimal entre les barres doit être la plus grande valeur entre :

- 1 x diamètre de barre
- Dimension du granulat plus 5 mm ou
- 20 mm.

Éléments de grande hauteur

Pour les éléments de grande hauteur, on peut suivre le conseil donné dans l'Eurocode 2 pour les poutres-cloisons. La distance entre les barres ne peut dépasser deux fois l'épaisseur de la poutre et 300 mm. Il convient normalement de ferrailer les poutres-cloisons avec des treillis d'armatures perpendiculaires situés près de chaque face, avec un minimum de $A_{s,dbmin} = 0,001.A_c$ avec un minimum de 150 mm²/m sur chaque face et dans chaque direction..

6.13 Symboles sélectionnés

Symbole	Définition	Valeur
A_c	Aire de la section droite du béton	bh
A_s	Aire de l'acier en traction	
$A_{s,prov}$	Aire de l'acier en traction prévue	
$A_{s,req}$	Aire de l'acier en traction nécessaire	
d	Hauteur utile	
d_{eff}	Hauteur utile moyenne	$(d_y + d_z)/2$
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton	$\alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c$
f_{ck}	Résistance caractéristique du béton mesurée sur cylindre	
f_{ctm}	Valeur moyenne de la résistance en traction directe	$0,30 f_{ck}^{2/3}$ pour $f_{ck} \leq C50/60$ (du Tableau 3.1, Eurocode 2)
G_k	Valeur caractéristique de l'action permanente	
h	Hauteur totale de la section	
l_{eff}	Portée utile de l'élément	Voir Section 5.3.2.2 (1)
M	Moment de calcul à l'ELU	
Q_k	Valeur caractéristique d'une action variable	
$Q_{k,w}$	Valeur caractéristique d'une action variable du vent	
V_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant	
AV_{Ed}	Valeur nette de la force de réaction verticale à	<i>Selon 6.4.4(2) de l'EC2</i>

	l'intérieur du contour de contrôle considéré, c'est-à-dire la réaction du sol moins le poids propre de la fondation	
V_{Ed}	Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement appliquée	
$V_{Rd,c}$	Valeur de calcul de la résistance au poinçonnement en l'absence d'armatures de poinçonnement	
$V_{Rd,e}$	Valeur de calcul de la contrainte de poinçonnement en l'absence d'armatures de poinçonnement	
$V_{Rd,max}$	Valeur de calcul du cisaillement maximal lié au poinçonnement le long de la section de contrôle considérée	
x	Profondeur de l'axe neutre	$(d - z)/0,4$
x_{max}	Valeur limite de la profondeur de l'axe neutre	$0,8(\delta - 0,44)d$ où $\delta \leq 1,0$
z	Bras de levier	
α_{cc}	Coefficient qui tient compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la façon dont la charge est appliquée	0,85
β	Coefficient permettant de déterminer la contrainte de cisaillement	
δ	Rapport du moment après redistribution au moment fléchissant élastique	
γ_m	Coefficient partiel relatif aux propriétés des matériaux	
ρ_0	Ratio d'armatures de référence	$f_{ck}/1000$
ρ_l	Ratio d'armatures tendues à mi-portée pour résister au moment dû aux charges de calcul (ou aux appuis pour les encorbellements)	A_s/bd
ψ_0	Coefficient définissant la valeur de combinaison d'une action variable	
ψ_1	Coefficient définissant la valeur fréquente d'une action variable	
ψ_2	Coefficient définissant la valeur quasi-permanente d'une action variable	

6.14 Références

- 1 NBN EN 1997 : Eurocode 7 : Calcul géotechnique. (2 parties).
- 3 NBN EN 1992-1-1, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton. Règles générales et règles pour les bâtiments.*
- 6 WEBSTER, R & BROOKER, O. *How to design concrete structures using Eurocode 2: Foundations* (TCC/03/21), The Concrete Centre, 2006.

Références complémentaires pour les constructions préfabriquées

- 1 NBN EN 14991 – *Eléments de fondation* + NBN B 21-609 - *Produits préfabriqués en béton - Eléments de fondation - Complément national à la NBN EN 14991*
- 2 NBN EN 12794 – *Pieux de fondation*+ NBN B 21-613 - *Produits préfabriqués en béton - Pieux de fondation - Complément national à la NBN EN 12794+A1*
- 3 NBN EN 13369 – *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton*+ NBN B 21-600 - *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton - Complément national à la NBN EN 13369*

7. Planchers-dalles

7.1 Introduction

Les planchers-dalles sont des dalles qui reposent directement sur des colonnes sans poutre intermédiaire.

7.2 Procédure de calcul

Le [Tableau 7.1](#) donne une procédure pour calculer en détail les planchers-dalles. Ce Tableau suppose que l'épaisseur des dalles a été déterminée au préalable par un calcul de prédimensionnement.

Tableau 7.1 Procédure de calcul des planchers-dalles

Étape	Tâche	Informations supplémentaires	
		Chapitre de la présente publication	Norme
1	Détermination de la durée d'utilisation de projet	2:3 Durée d'utilisation prévue	NBN EN 1990 ANB
2	Évaluation des actions sur la dalle	2:4 Actions sur les structures	EN 1991 (10 parties) et ANB
3	Détermination des combinaisons d'actions à appliquer	1.3.2 Combinaisons d'actions	NBN EN 1990 ANB
4	Détermination des dispositions de charges	2.5 Dispositions des charges	NBN EN 1992-1-1 ANB
5	Évaluation des exigences de durabilité et détermination de la résistance du béton	Tableau 2.6	
6	Vérification des exigences relatives à l'enrobage pour la période appropriée de résistance au feu	2.10 Calcul de la résistance au feu et Tableau 7.2	NBN EN 1992-1-2 : Section 5
7	Calcul de l' enrobage nominal pour les exigences de durabilité, feu et adhérence	2.9 Enrobage nominal des armatures	NBN EN 1992-1-1 Art. 4.4.1
8	Analyse de la structure pour déterminer les moments et efforts tranchants critiques	2.8 Analyse structurale et Tableau 7.3	NBN EN 1992-1-1 Section 5
9	Calcul des armatures de flexion	Voir Figure 7.2	NBN EN 1992-1-1 Section 6.1
10	Vérification des flèches	Voir Figure 7.3	NBN EN 1992-1-1 Section 7.4
11	Vérification de résistance au poinçonnement	Voir Figure 7.6	NBN EN 1992-1-1 Section 6.4
12	Vérification de l'espacement et du diamètre des barres	2.12 Maîtrise de la fissuration	NBN EN 1992-1-1 Section 7.3
13	Vérification de la résistance du transfert de moments de la colonne à la dalle	—	NBN EN 1992-1-1 Annexe I 1.2(5)

7.3 Résistance au feu

L'Eurocode 2, Partie 1-2 : *Calcul du comportement au feu*⁴, propose un choix de méthodes avancées, simplifiées ou tabulées pour déterminer la résistance au feu. L'utilisation des tableaux est la méthode la plus rapide pour déterminer les dimensions et l'enrobage minimal des planchers-dalles. Certaines restrictions doivent toutefois être observées. Le cas échéant, la littérature spécialisée fournira des indications supplémentaires.

Plutôt que de donner un enrobage minimal, la méthode tabulée se base sur la distance nominale de l'axe, a . Il s'agit de la distance du centre de la barre d'armature principale à la surface de l'élément.

Il s'agit d'une dimension nominale (pas minimale). Le concepteur doit donc s'assurer que :

$$a \geq c_{\text{nom}} + \phi_{\text{étrier}} + \phi_{\text{bar}}/2$$

Les exigences relatives aux planchers-dalles sont données dans le [Tableau 7.2](#)

Tableau 7.2 Dimensions et distances de l'axe au parement minimales pour les dalles en béton armé

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm)	
	Épaisseur de dalle, h_s	Distance de l'axe a au parement inférieur
REI 60	180	15 ^a
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 240	200	50

Notes

- Ce Tableau est issu de la NBN EN 1992-1-2 Tableau 5.9.
- La distance de l'axe au parement est calculée par rapport au lit extérieur de l'armature.
- Le Tableau n'est valide que si les exigences en matière de disposition sont observées (voir Note 4) et si, dans le calcul à température normale, la redistribution des moments fléchissants ne dépasse pas 15 %.
- Pour une résistance au feu de REI 90 et plus, au moins 20 % des armatures supérieures totales dans chaque direction sur appuis intermédiaires exigées par la NBN EN 1992-1-1 doivent être continus sur toute la portée. Ces armatures doivent être placées dans la bande sur appui.
- Trois conditions d'exposition au feu normalisé doivent être satisfaites :
R Résistance mécanique des éléments porteurs
E Intégrité de la séparation
I Isolation

Légende

a En règle générale, l'enrobage est soumis aux exigences de la NBN EN 1992-1-1.

7.4 Flexion

L'organigramme de calcul de la flexion est donné à la [Figure 7.2](#) qui comporte des formules dérivées sur la base du bloc rectangulaire simplifié de contraintes de l'Eurocode 2.

Quelle que soit la méthode utilisée, l'Art. 9.4.1 exige de concentrer les armatures dans les zones situées au droit des colonnes. L'Annexe I de l'Eurocode formule des recommandations concernant la méthode des portiques équivalents et la manière de répartir le moment fléchissant total sur une largeur de travée en bandes sur appuis et bandes centrales pour se conformer à l'Art. 9.4.1. Les concepteurs qui utilisent les méthodes de grillage de poutres, éléments finis ou lignes de rupture peuvent également choisir de suivre les conseils de l'Annexe I pour satisfaire à cette exigence.

L'Eurocode 2 propose différentes méthodes pour déterminer la relation contrainte-déformation du béton. Pour plus de facilité, la méthode présentée ici est le bloc rectangulaire simplifié de contraintes (voir [Figure 7.1](#)).

L'Eurocode donne des recommandations pour le calcul du béton jusqu'à la classe C90/105. Toutefois, pour le béton de classe supérieure à C50/60, le bloc de contraintes est modifié.

Figure 7.1 Bloc de contrainte simplifié rectangulaire pour des bétons jusqu'à des classes de résistances C50/60

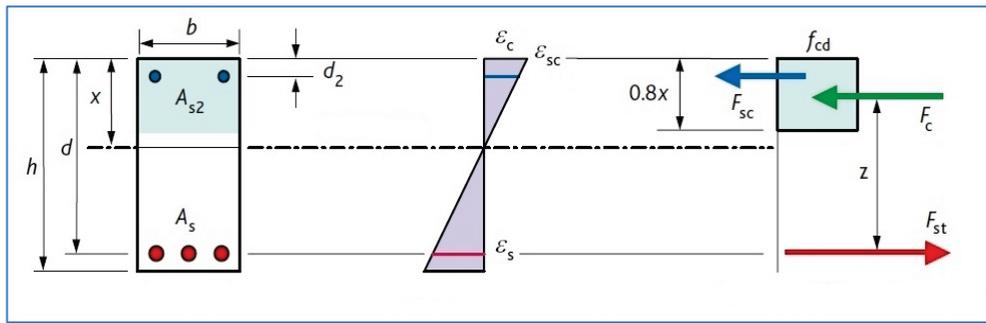


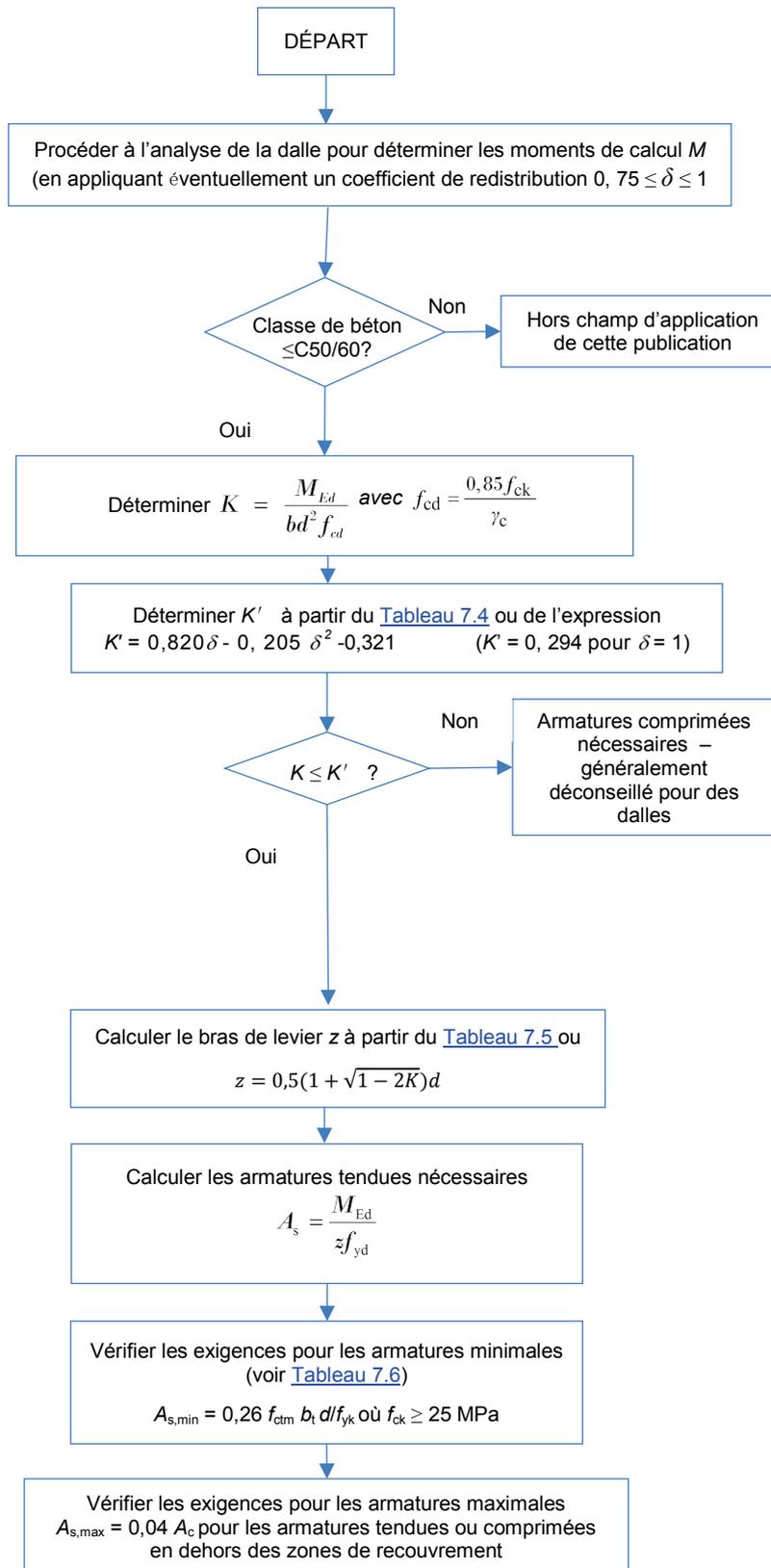
Tableau 7.4 Valeurs de K'

Pourcentage de redistribution	0%	5%	10%	15%	20%	25%	30%
Coefficient δ	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

Tableau 7.5 z/d pour les sections rectangulaires avec armature simple

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 %

Figure 7.2 Organigramme pour déterminer l'armature de flexion



7.5 Flèches

L'Eurocode 2 propose deux méthodes pour calculer les flèches, soit à l'aide de la valeur limite du rapport portée/hauteur utile, soit en évaluant la flèche théorique à l'aide des expressions données dans l'Eurocode. Cette dernière méthode est détaillée au chapitre [8 Calcul des flèches](#)

Le rapport portée/hauteur utile doit garantir que la flèche est inférieure à la portée/250 ; c'est la procédure présentée à la [Figure 7.3](#).

Figure 7.3 Organigramme d'évaluation des flèches

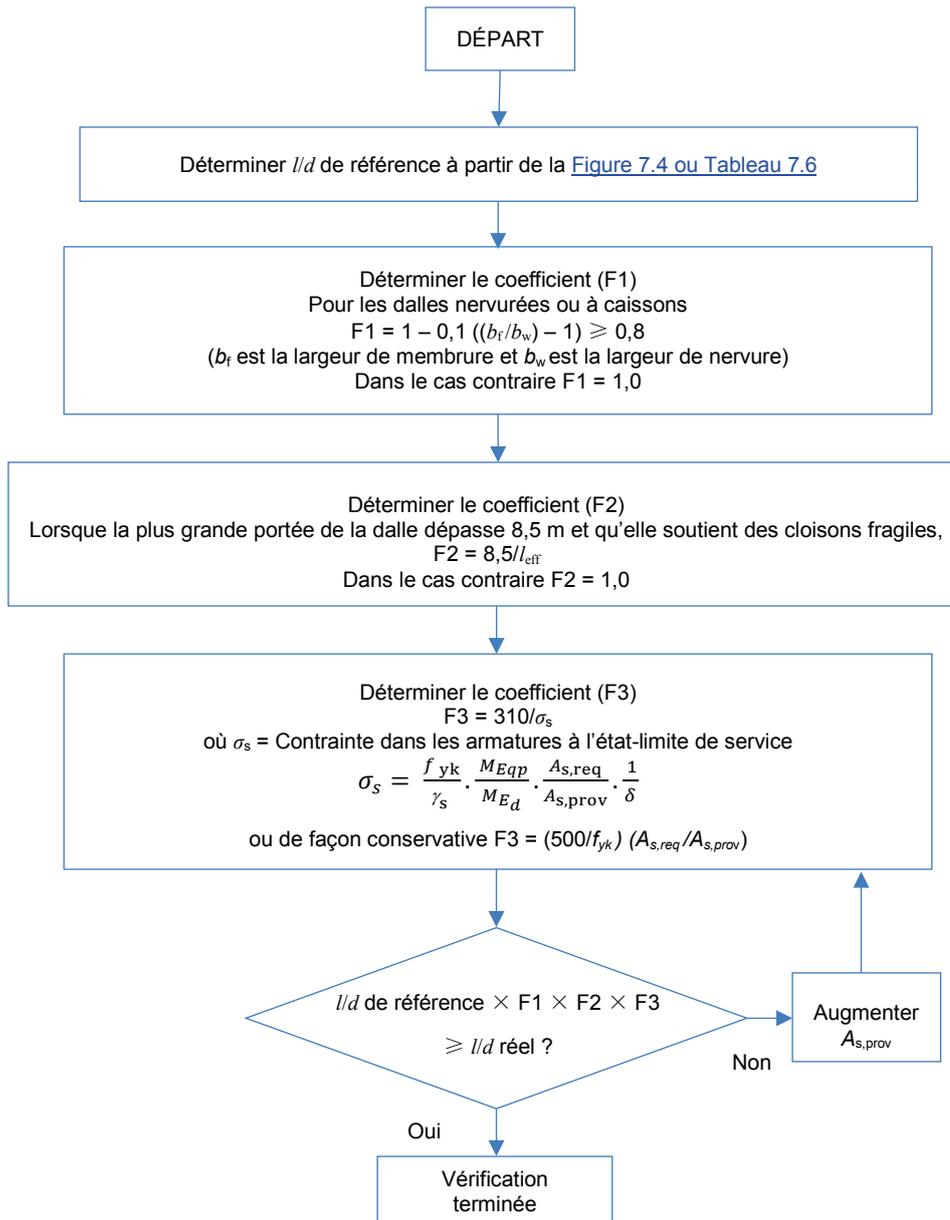


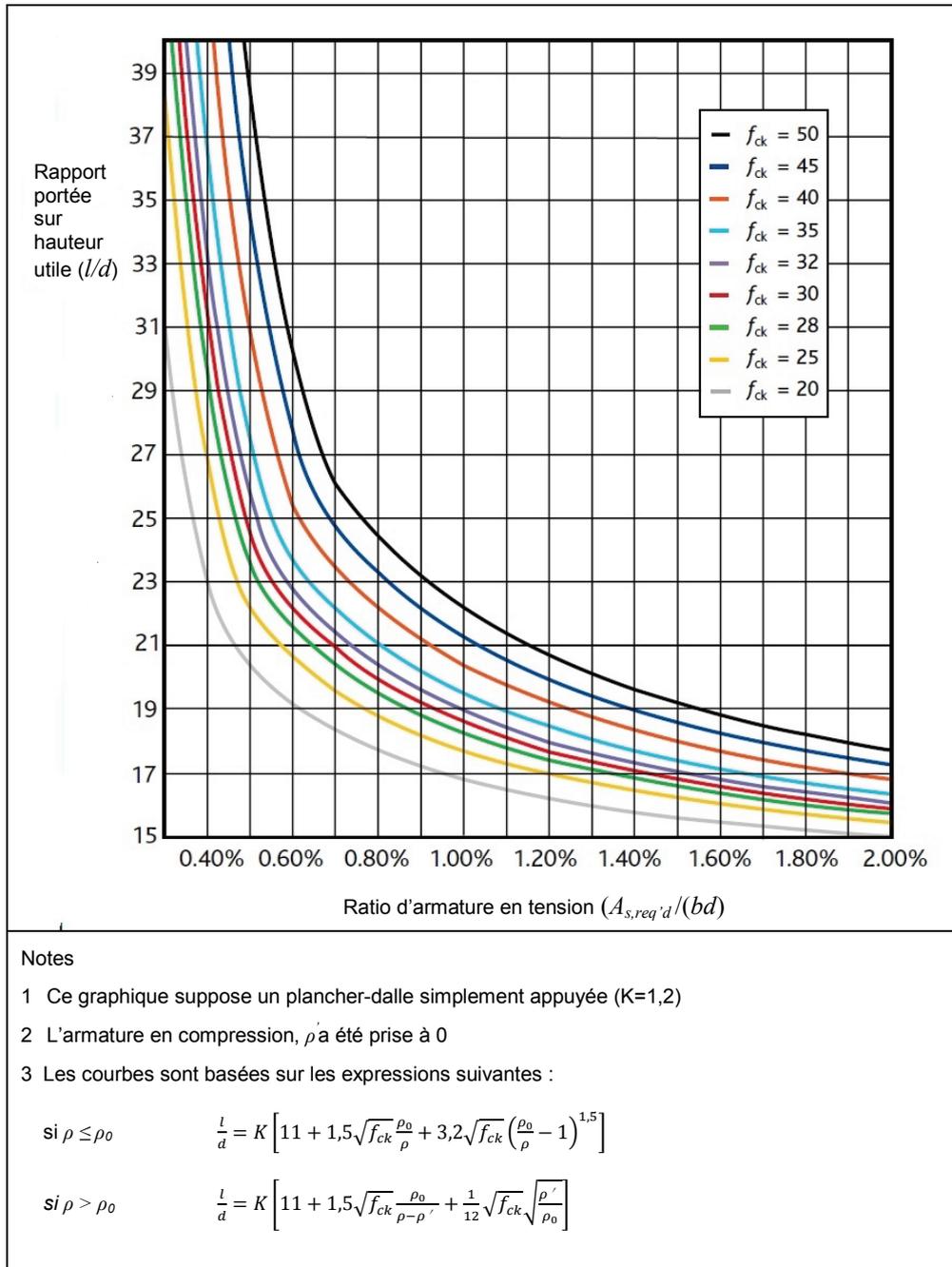
Figure 7.4 Rapport l/d de référence portée sur hauteur utile pour les planchers-dalles

Tableau 7.6 Rapports de référence l/d (portée/hauteur utile), pour les planchers-dalles en l'absence de compression axiale

Armature nécessaire, ρ	f_{ck}						
	20	25	30	35	40	45	50
0,30 %	31,1	38,6	47,0	55,9	65,5	75,6	86,2
0,40 %	22,9	26,9	31,4	36,5	42,0	47,8	54,0
0,50 %	20,4	22,2	24,6	27,6	31,0	34,6	38,4
0,60 %	19,2	20,8	22,2	23,8	25,6	27,7	30,2
0,70 %	18,4	19,7	20,9	22,2	23,5	24,7	26,0
0,80 %	17,8	18,8	19,9	21,1	22,2	23,3	24,5
0,90 %	17,2	18,2	19,2	20,2	21,2	22,2	23,2
1,00 %	16,8	17,8	18,6	19,6	20,4	21,4	22,2
1,20 %	16,2	16,9	17,8	18,5	19,2	19,9	20,8
1,40 %	15,7	16,4	17,0	17,8	18,4	19,0	19,7
1,60 %	15,5	16,0	16,6	17,2	17,8	18,2	18,8
1,80 %	15,2	15,7	16,2	16,7	17,2	17,8	18,2
2,00 %	15,0	15,5	16,0	16,3	16,8	17,3	17,8
2,50 %	14,6	15,0	15,4	15,7	16,1	16,4	16,8
3,00 %	14,4	14,8	15,0	15,4	15,6	16,0	16,2
3,50 %	14,3	14,5	14,8	15,0	15,2	15,5	15,7
4,00 %	14,2	14,3	14,5	14,8	15,0	15,2	15,5
ρ_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, en utilisant $K = 1,2$ (plancher-dalle simplement appuyée) et $\rho' = 0$ (pas d'armatures de compression requises).
 Le rapport portée/hauteur utile doit se baser sur la plus courte des portées dans les dalles portant dans deux directions.

7.6 Poinçonnement

La valeur de calcul de l'effort de poinçonnement, V_{Ed} , correspond généralement à la réaction de l'appui à l'état-limite ultime.

- Les coefficients standard β pour les colonnes d'angle et de rive qui tiennent compte du transfert de moment sont relativement élevés. Toutefois, β peut être calculé directement à partir des Expressions (6.38) en 6.4.3(3) à (6.46) en 6.4.3(5) de l'Eurocode pour obtenir un dimensionnement plus économique.
- Dans l'Eurocode 2, la valeur maximale du cisaillement au nu des colonnes dépend de la résistance de béton utilisée.
- Dans l'Eurocode 2, les contours de contrôle des colonnes rectangulaires présentent des bords arrondis.
- Lorsque des armatures de poinçonnement sont exigées, la procédure de l'Eurocode 2 est simple ; la limite à partir de laquelle aucune armature d'effort n'est requise peut être calculée directement, puis utilisée pour déterminer la dimension de la zone dans laquelle les armatures d'effort tranchant sont requises.
- On suppose que les armatures seront disposées dans le sens radial. Les armatures peuvent toutefois être disposées suivant une maille carrée, à condition de respecter les règles d'espacement.

La procédure pour déterminer les exigences relatives au poinçonnement est illustrée à la [Figure 7.6](#).

Figure 7.7 Valeurs recommandées pour β

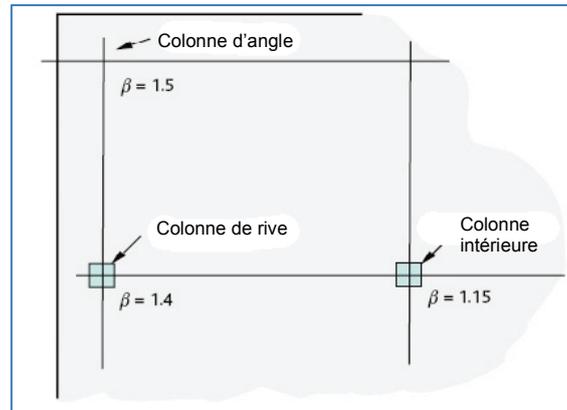
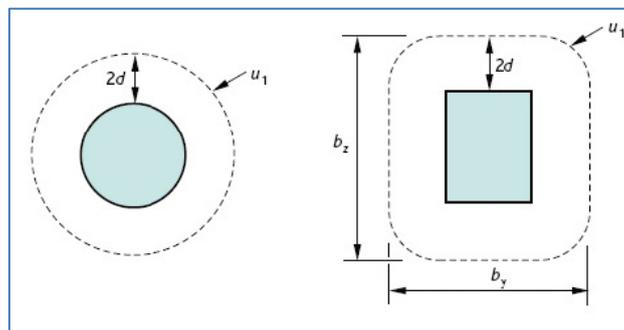


Figure 7.8 Contours de contrôle courants autour des zones chargées



Au lieu d'utiliser des cadres ou des étriers, on peut utiliser des Produits de Marque déposée (goujons sur rails, par exemple) comme armature de poinçonnement. Dans ce cas il convient de déterminer la résistance obtenue par des essais conformes à l'Agrément Technique Européen (ATE) correspondant.

Figure 7.6 Organigramme pour déterminer la résistance au poinçonnement

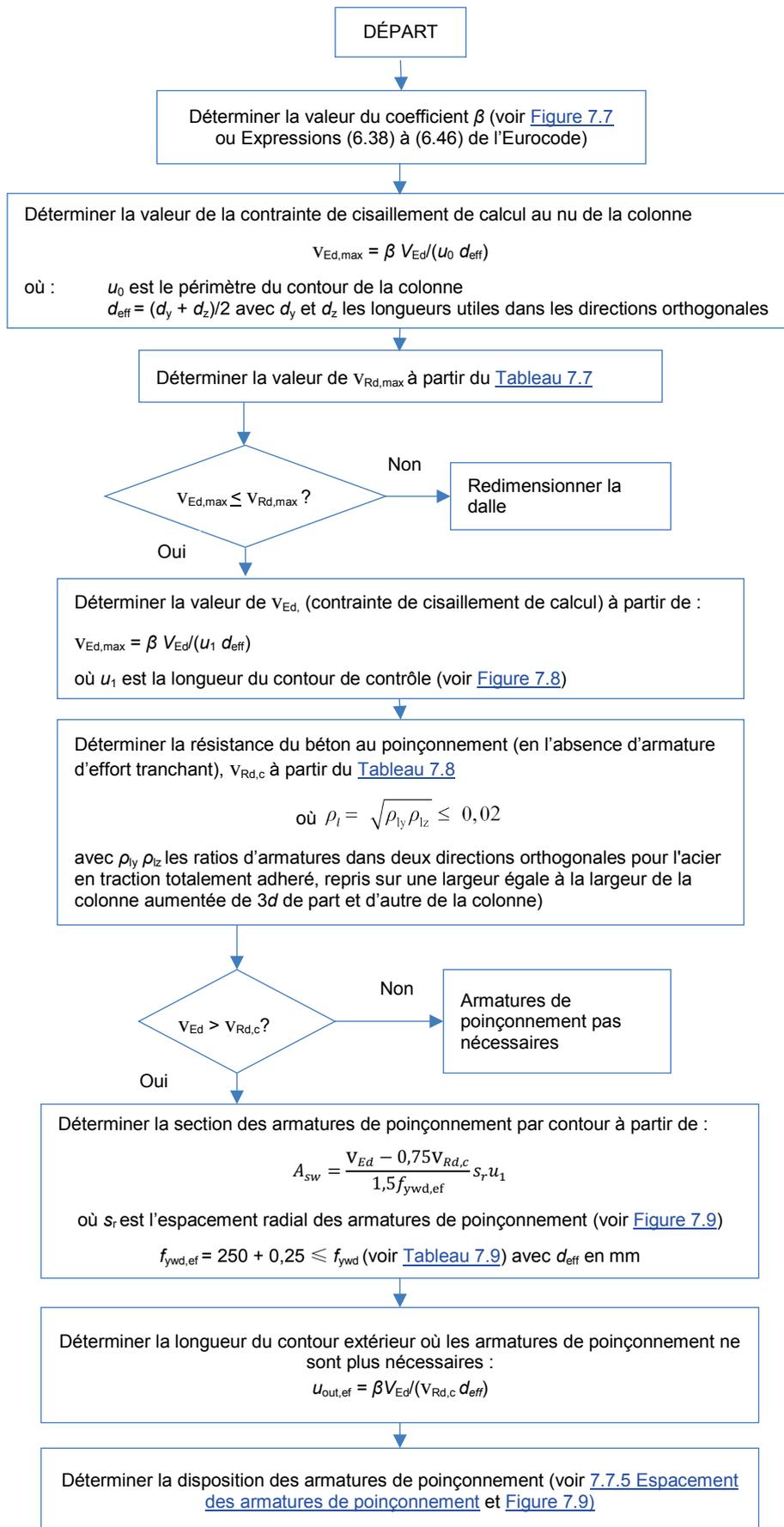


Tableau 7.8 $v_{Rd,c}$ en MPa, résistance au poinçonnement d'éléments en l'absence d'armatures de poinçonnement

$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	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

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	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

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	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

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	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

$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	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

$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	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

$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$								
$\rho_l/d \text{ (mm)}$	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

Tableau 7.7 Valeurs de $V_{Rd,max}$.

f_{ck}	$V_{Rd,max}$
20	3,68
25	4,50
30	5,28
35	6,02
40	6,72
45	7,38
50	8,00

Tableau 7.9 Valeurs de $f_{ywd,ef}$
pour $f_{yk} = 500$ MPa

d_{eff}	$f_{ywd,ef}$
150	288
175	294
200	300
225	306
250	313
275	319
300	325
325	331
350	338

7.7 Règles relatives à l'espacement et à la quantité d'armatures

7.7.1 Section minimale des armatures

La section minimale des armatures longitudinales dans la direction principale est

$$A_{s,min} = 0,26 f_{ctm} b_t d / f_{yk} > 0,0013 b_t d \text{ (voir [Tableau 7.6](#)).$$

NOTE : La quantité d'armature minimale nécessaire pour la maîtrise de la fissuration peut être supérieure à celle indiquée ici.

L'aire minimale d'un brin vertical de cadre pour l'armature de poinçonnement verticale est

$$1,5 \frac{A_{sw,min}}{s_r s_t} \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

ou encore $A_{sw,min} \geq (s_r \cdot s_t) / F$

où

s_r = espacement des cadres dans la direction radiale

s_t = espacement des cadres dans la direction tangentielle

F peut être pris dans le [Tableau 7.10](#).

Tableau 7.6 Pourcentage minimal d'armatures nécessaire.

f_{ck}	f_{ctm}	Pourcentage minimal % ($0,26 f_{ctm} / f_{yk}^a$)
25	2,6	0,13 %
30	2,9	0,15 %
35	3,2	0,17 %
40	3,5	0,18 %
45	3,8	0,20 %
50	4,1	0,21 %
Légende		
a où $f_{yk} = 500$ MPa.		

Tableau 7.10 Coefficient F pour déterminer $A_{sw,min}$

f_{ck}	Coefficient, F
25	1875
30	1712
35	1585
40	1482
45	1398
50	1326
Note	
f_{ck} a été pris égal à 500 MPa	

7.7.2 Section maximale des armatures

En dehors des zones de recouvrement, la section maximale des armatures tendues ou comprimées ne doit pas dépasser $A_{s,max} = 0,04 A_c$

7.7.3 Espacement minimal des armatures

L'espacement minimal entre les barres doit être la plus grande valeur entre :

- 1 x diamètre de barre
- Dimension du granulat plus 5 mm
- 20 mm

7.7.4 Espacement maximal des armatures principales

Pour les dalles, les règles suivantes en matière d'espacement maximal sont applicables :

- Pour les armatures principales : $2,5h$ mais pas plus de 400 mm
- Pour les armatures secondaires : $3,0h$ mais pas plus de 450 mm

Exception faite des zones de charges concentrées ou zones de moment maximal, où les règles suivantes s'appliquent :

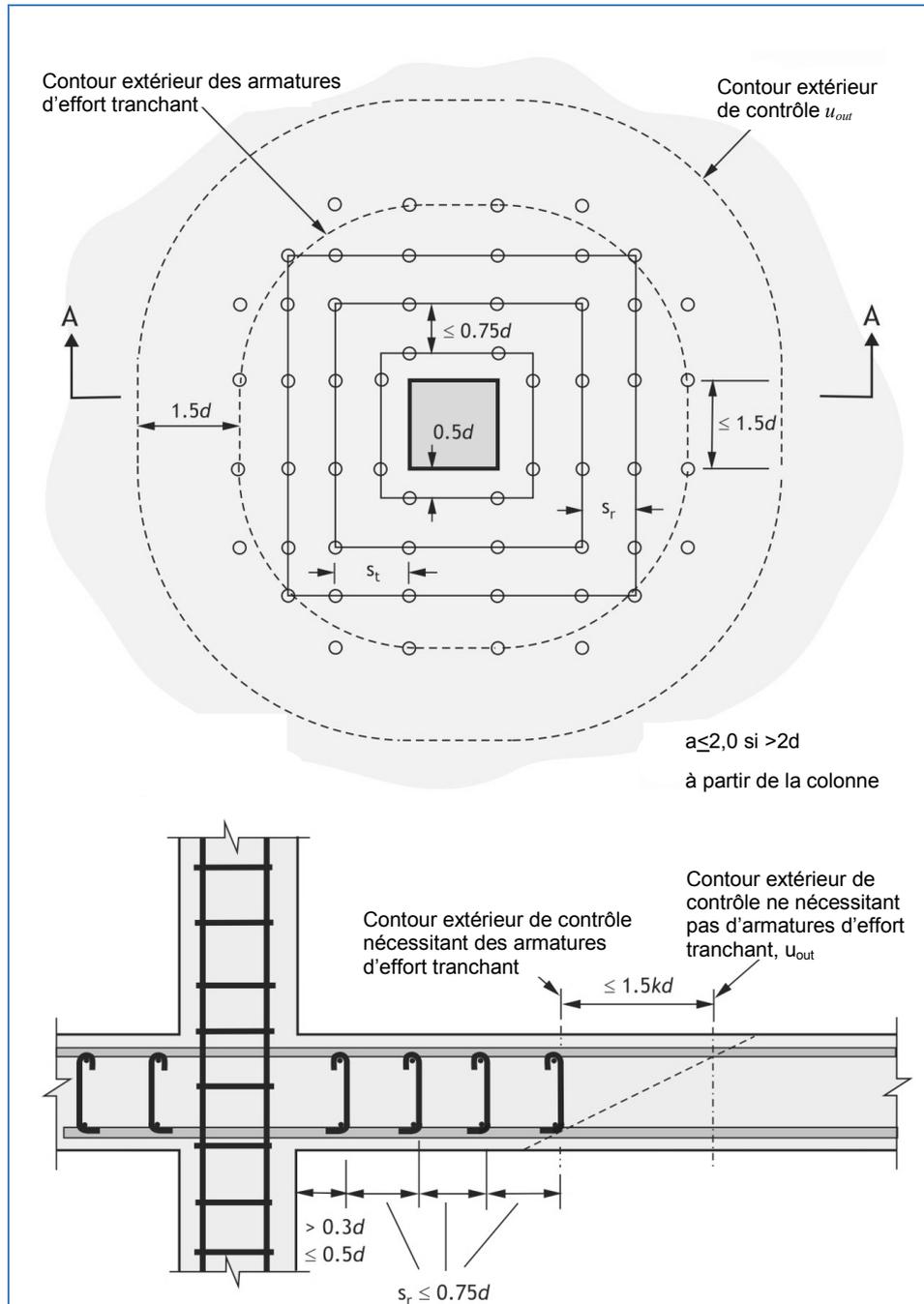
- Pour les armatures principales : $1,5h$ mais pas plus de 250 mm
- Pour les armatures secondaires : $2,5h$ mais pas plus de 400 mm, où h est la hauteur utile de la dalle.

7.7.5 Espacement des armatures de poinçonnement

Lorsque des armatures de poinçonnement sont exigées, il convient d'observer les règles suivantes :

- Il convient de les disposer entre l'aire chargée ou le poteau support jusqu'à la distance kd à l'intérieur du contour à partir duquel les armatures de poinçonnement ne sont plus exigées. k est égal à 1,5, sauf si le périmètre auquel les armatures ne sont plus nécessaires est inférieur à $3d$ depuis le nu de la colonne. Dans ce cas, les armatures doivent être placées entre $0,3d$ et $1,5d$ du nu de la colonne.
- Il convient de prévoir au moins deux contours de d'armatures de poinçonnement.
- L'espacement radial des armatures ne doit pas dépasser $0,75d$ (voir [Figure 7.9](#)).
- L'espacement tangentiel des armatures ne doit pas dépasser $1,5d$ à moins de $2d$ du nu de la colonne.
- L'espacement tangentiel des armatures ne doit pas dépasser $2d$ pour un quelconque autre contour.
- La distance entre le nu de la colonne et l'armature d'effort tranchant la plus proche doit être inférieure à $0,5d$ et supérieure à $0,3d$.

Figure 7.9 Disposition des armatures de poinçonnement



7.8 Symboles sélectionnés

Symbole	Définition	Valeur
A_c	Aire de la section droite du béton	bh
A_s	Aire de l'acier en traction	
A_{s2}	Aire de l'acier en compression	
$A_{s, prov}$	Aire de l'acier en traction prévue	
$A_{s, req}$	Aire de l'acier en traction nécessaire	
b	Largeur de la dalle	
d	Hauteur utile	
d_2	Hauteur utile à l'armature comprimée= distance entre l'armature de compression et la fibre de la section de béton la plus comprimée	
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton	$\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
f_{ck}	Résistance caractéristique du béton mesurée sur cylindre	
f_{ctm}	Valeur moyenne de la résistance en traction directe	$0,30 f_{ck}^{2/3}$ pour $f_{ck} \leq C50/60$ (du Tableau 3.1, Eurocode 2)
h_s	Épaisseur de la dalle	
K	Coefficient qui tient compte des différents systèmes structuraux	Voir Tableau 7.4N de l'EC2
l_{eff}	Portée utile de l'élément	Voir Section 5.3.2.2 (1)
l/d	Valeur limite du rapport portée/hauteur utile	
M	Moment de calcul à l'ELU	
M_{Eap}	Moment de calcul à l'ELS sous la combinaison quasi permanente des charges	
x	Profondeur de l'axe neutre	
x_{max}	Valeur limite de la profondeur de l'axe neutre	
z	Bras de levier	
α_{cc}	Coefficient qui tient compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la façon dont la charge est appliquée	0,85 pour le calcul de la résistance en flexion, 1,0 dans les autres cas.
δ	Rapport du moment après redistribution au moment fléchissant élastique	
γ_m	Coefficient partiel relatif aux propriétés des matériaux	1,15 pour l'armature (γ_s) 1,5 pour le béton (γ_c)
ρ_0	Ratio d'armatures de référence	$0,001 \sqrt{f_{ck}}$
ρ	Ratio d'armatures tendues à mi-portée pour résister au moment dû aux charges de calcul (ou aux appuis pour les encorbellements)	A_s / bd
ρ'	Ratio d'armatures comprimées à mi-portée pour résister au moment dû aux charges de calcul (ou aux appuis pour les encorbellements)	A_{s2} / bd

7.9 Références

- 1 NBN EN 1992-1-1, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton – Règles générales et règles pour les bâtiments.*
- 4 NBN EN 1992-1-2, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton. Règles générales – Calcul du comportement au feu.*
- 6 PALLETT, P. *Guide to flat slab formwork and falsework.* Construct, 2003.
- 7 MOSS, R M & BROOKER, O. *How to design concrete structures using Eurocode 2: Flat slabs.* The Concrete Centre, 2006.

Références complémentaires pour les constructions préfabriquées

- 1 NBN EN 13224 – *Éléments de plancher nervurés + NBN B 21-603 - Produits préfabriqués en béton - Eléments de plancher nervurés - Complément national à la NBN EN 13224*
- 2 NBN EN 13747 + A2 – *Prédalles pour systèmes de plancher + NBN B 21-606 - Produits préfabriqués en béton - Prédalles pour systèmes de planchers - Complément national à la NBN EN 13747+A2*
- 3 NBN EN 15037-1 – *Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous – Poutrelles + NBN B 21-616 - Produits préfabriqués en béton - Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous - Partie 1 : Poutrelles - Complément national à la NBN EN 15037-1*
- 4 NBN EN 15037[-2 à -5] – *Systèmes de planchers à poutrelles et blocs – Entrevous + NBN B 21-006 - Produits préfabriqués en béton - Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous - Partie 2: Entrevous en béton - Complément national à la NBN EN 15037-2+A1*
- 5 NBN EN 1168 + A3 – *Dalles alvéolées + NBN B 21-605 Produits préfabriqués en béton - Dalles alvéolées - Complément national à la NBN EN 1168+A3*
- 6 NBN EN 13369 – *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton+ NBN B 21-600 - Règles communes pour les produits préfabriqués en béton - Complément national à la NBN EN 13369*

8. Contrôle des flèches

8.1 Méthode de contrôle des flèches

8.1.1 Introduction

Ce chapitre décrit comment utiliser l'Eurocode 2¹ pour vérifier les flèches par calcul. L'autre méthode pour satisfaire aux exigences de la norme est d'utiliser les rapports portée/hauteur utile réputés satisfaisants qui sont adaptés et économiques dans la plupart des cas. Des indications supplémentaires sur la méthode du rapport portée/hauteur utile sont données dans les autres chapitres consacrés aux [poutres](#), [dalles](#) et [planchers-dalles](#). Certaines situations exigent toutefois le calcul direct des flèches, à savoir :

- Lorsqu'une estimation précise des flèches est nécessaire.
- Lorsque les valeurs limites des flèches de portée/250 sous les charges quasi-permanentes (voir référence 5 pour la terminologie Eurocode) ou portée/500 pour les charges de finitions et/ou cloisons ne sont pas appropriées.
- Lorsque le dimensionnement mène à un élément particulièrement élancé, le calcul direct des flèches peut aboutir à une solution plus économique.
- Pour déterminer l'effet sur les flèches du décoffrage précoce ou d'un chargement temporaire au cours de la construction.

8.1.2 Aperçu

Par le passé, les structures avaient tendance à être raides, avec des travées relativement courtes. L'évolution de la technologie et de la pratique a rendu les structures plus souples. Un certain nombre de raisons expliquent ce phénomène, notamment :

- L'accroissement de la résistance des armatures, qui a entraîné une diminution des sections d'armatures nécessaires pour l'état-limite ultime (ELU) et, de ce fait, une augmentation des contraintes en service dans les armatures.
- L'accroissement de la résistance du béton résultant du besoin d'améliorer la durabilité et longévité des constructions, avec pour conséquence des contraintes en de service plus importantes.
- Une meilleure compréhension du comportement des structures et la capacité d'analyser rapidement ce comportement par ordinateur.
- La nécessité de générer des conceptions économiques pour les dalles dont les épaisseurs sont déterminées classiquement par l'état-limite de service (ELS) et qui constituent 80 % à 90 % des coûts de superstructure.
- Le souhait des clients de disposer travées plus longues et d'une plus grande adaptabilité de leurs structures.

8.2 Facteurs qui affectent les flèches

Les flèches ne peuvent être évaluées avec précision que si l'on tient compte des facteurs qui les affectent. Les principaux facteurs sont discutés en détail ci-dessous.

Par quoi les flèches sont-elles affectées ?

De nombreux facteurs influencent les flèches. Ces facteurs sont souvent liés au temps et interdépendants, ce qui rend la prévision des flèches difficile.

Les principaux facteurs sont :

- la résistance en traction du béton, et comportement à la fissuration
- le fluage
- le module d'élasticité

Autres facteurs :

- Degré de bridage
- Amplitude du chargement
- Âge du béton au moment du chargement
- Durée du chargement
- Fissuration du béton
- Retrait
- Conditions ambiantes
- Cheminement des charges secondaires
- Rigidification par les autres éléments.

8.3 Résistance en traction

Etant donnée la difficulté de prendre en compte correctement l'ensemble de ces facteurs, la prévision des flèches sera toujours entachée d'incertitudes.

La résistance en traction du béton est une propriété importante, étant donné que la fissuration de la dalle n'a lieu qu'en cas de dépassement de cette résistance en traction. Dans l'Eurocode 2, la résistance en traction du béton, f_{ctm} , est une valeur moyenne. Cette valeur convient pour les calculs des flèches et augmente avec la résistance à la compression du béton.

Le degré de bridage vis-à-vis des déformations de retrait influence négativement la résistance en traction effective du béton. Des voiles constituant une gêne importante au développement des déformations de retrait diminue la résistance effective en traction. La [Figure 8.1](#) donne des exemples courants de dispositions des voiles et colonnes.

En l'absence de force de traction qui apparaîtrait par exemple suite au retrait ou à des effets thermiques, l'expression suivante peut être utilisée pour évaluer la résistance effective en traction du béton :

$$f_{ctm,fl} = (1,6 - h/1000) f_{ctm} > f_{ctm}$$

où

$f_{ctm,fl}$ = Résistance en traction moyenne des éléments fléchis de béton armé

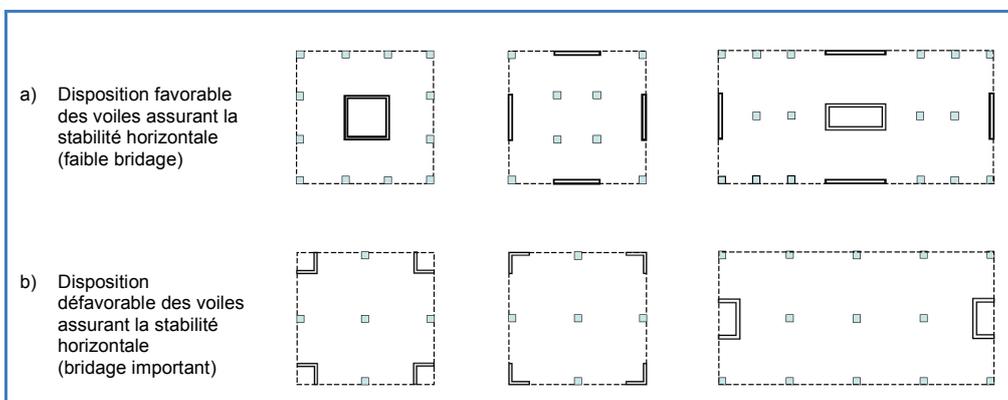
f_{ctm} = Résistance en traction moyenne du béton

h = Hauteur de l'élément en mm

Pour une disposition où règne un fort bridage, il convient d'utiliser f_{ctm} pour la résistance effective en traction du béton (NBN EN 1992-1-1, art. 7.4.3 (4))

Pour une disposition où règne un faible bridage, il est conseillé d'utiliser la moyenne de f_{ctm} et de $f_{ctm,fl}$ pour la résistance effective en traction du béton afin de prendre en compte dans une certaine mesure ce bridage.

Figure 8.1 Dispositions courantes des voiles et colonnes



8.4 Fluage

Le fluage est l'augmentation en fonction du temps de la déformation en compression d'un élément en béton sous contrainte de compression constante. Le fluage est généralement pris en compte dans le calcul en modifiant le module d'élasticité à l'aide d'un coefficient de fluage φ qui dépend de l'historique de chargement, de la dimension de l'élément et des conditions ambiantes, en particulier l'humidité relative. L'Annexe B de l'Eurocode 2 donne des indications détaillées sur le calcul du coefficient de fluage. La Figure 3.1 (en 3.1.4(3)) de cet Eurocode 2 ou [Figure 8.1b](#) ou [Tableau 8.2](#) donne également des conseils sur l'humidité relative à utiliser.

La connaissance de la classe de résistance du ciment est nécessaire pour l'évaluation du fluage. Toutefois, en phase de calcul, on ne sait pas toujours quelle classe sera utilisée. En règle générale, il convient de supposer la classe R. Lorsque le laitier dépasse 35 % de la composition de ciment ou lorsque les cendres volantes dépassent 20 % de la composition de ciment la classe N peut être supposée. Lorsque le laitier dépasse 65 % ou lorsque les cendres volantes dépassent 35 %, la classe S peut être supposée.

Panneau 1 Détermination du module d'élasticité à long terme

Calculer le module d'élasticité à long terme

$$E_{LT} = \Sigma W / \left(\frac{W_1}{E_{eff,1}} + \frac{W_2}{E_{eff,2}} + \frac{W_3}{E_{eff,3}} + \frac{W_4}{E_{eff,4}} + \frac{W_5}{E_{eff,5}} \right)$$

où

$$E_{eff} = E_{c28} / (1 + \varphi)$$

W_n = Charge de service à la phase n

φ = Coefficient de fluage au moment t

Panneau 2 Expressions utiles pour une section rectangulaire

$$x_u = \frac{bh^2}{2} + (\alpha_e - 1)(A_s d + A_{s2} d_2) / (bh + (\alpha_e - 1)(A_s + A_{s2}))$$

$$I_u = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - x_u \right)^2 + (\alpha_e - 1) [A_s (d - x_u)^2 + A_{s2} (x_u - d_2)^2]$$

$$x_c = \left\{ \left[(A_s \alpha_e + A_{s2} (\alpha_e - 1))^2 + 2b (A_s d \alpha_e + A_{s2} d_2 (\alpha_e - 1)) \right]^{0.5} - (A_s \alpha_e + A_{s2} (\alpha_e - 1)) \right\} / b$$

$$I_c = \frac{b x_c^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_c)^2 + (\alpha_e - 1) A_{s2} (d_2 - x_c)^2$$

$$\frac{1}{r_{cs}} = \zeta \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S_u}{I_u} + (1 - \zeta) \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S_c}{I_c}$$

Où

A_s = Section d'armatures en traction

A_{s2} = Section d'armatures en compression

b = largeur de la section

d = hauteur utile jusqu'à l'armature de traction

d_2 = profondeur jusqu'à l'armature de compression
= distance entre l'armature de compression et la fibre de la section de béton la plus comprimée

h = hauteur totale de la section

α_e = coefficient d'équivalence acier-béton

$$S_u = A_s (d - x_u) - A_{s2} (x_u - d_2)$$

$$S_c = A_s (d - x_c) - A_{s2} (x_c - d_2)$$

8.5 Module d'élasticité

Le module d'élasticité du béton est influencé par le type de granulat, la mise en œuvre et les conditions de cure. Le module d'élasticité apparent sous chargement prolongé diminue au fil du temps suite à l'effet de fluage. L'Eurocode 2 donne des valeurs recommandées pour le module sécant à 28 jours, E_{cm} , (voir [Tableau 8.1](#)) et fournit des recommandations pour l'

ajuster en fonction du type de granulats. Le module d'élasticité apparent à long terme peut être pris égal à :

$$E_{c,LT} = E_{c28} / (1 + \varphi)$$

où

$$E_{c28} = \text{module tangent à 28 jours} = 1,05 E_{cm}$$

φ = coefficient de fluage (à noter qu'avec l'Eurocode 2, φ est lié à un module d'élasticité à court terme à 28 jours, alors qu'un 'vrai' coefficient de fluage serait lié à la valeur du module à l'âge réel du chargement.)

La valeur E à long terme peut être évaluée de manière plus précise une fois que l'entrepreneur a été désigné, étant donné qu'il doit être en mesure d'identifier le fournisseur de béton (et donc le type de granulats), ainsi que les séquences de construction (et donc l'âge du premier chargement).

Figure 8.1b Méthode pour déterminer le coefficient de fluage $\varphi(\infty, t_0)$

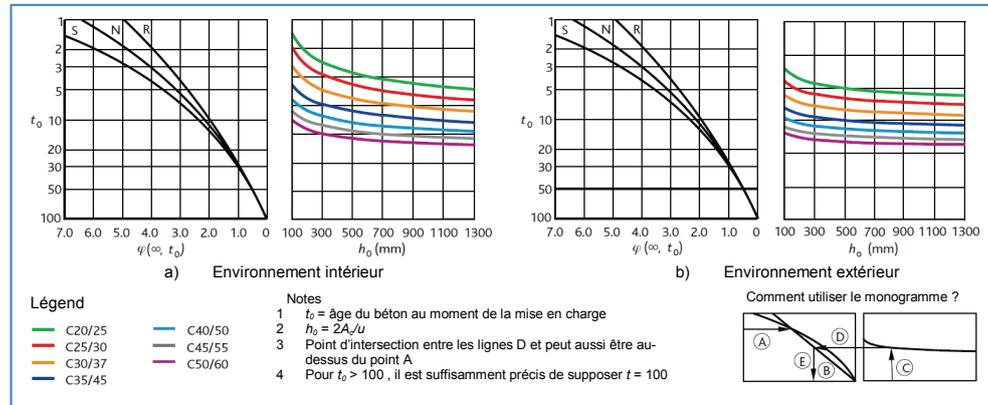


Tableau 8.1 Propriétés du béton

f_{ck}	MPa	20	25	30	35	40	50
$f_{cm} = (f_{ck} + 8)$	MPa	28	33	38	43	48	58
$f_{ctm} = (0,3 f_{ck}^{(2/3)}) \leq C50/60$	MPa	2,21	2,56	2,90	3,21	3,51	4,07
$E_{cm} = (22 [(f_{cm})/10]^{0,3})$	GPa	30,0	31,5	32,8	34,1	35,2	37,3
$E_{c28} = (1,05 E_{cm})$	GPa	31,5	33,0	34,5	35,8	37,0	39,1
$\varepsilon_{cd,0}$ classe CEM R, HR = 50 %	$\times 10^{-6}$	746	706	668	632	598	536
$\varepsilon_{cd,0}$ classe CEM R, HR = 80 %	$\times 10^{-6}$	416	394	372	353	334	299
$\varepsilon_{cd,0}$ classe CEM N, HR = 50 %	$\times 10^{-6}$	544	512	482	454	428	379
$\varepsilon_{cd,0}$ classe CEM N, HR = 80 %	$\times 10^{-6}$	303	286	269	253	239	212
$\varepsilon_{cd,0}$ classe CEM S, HR = 50 %	$\times 10^{-6}$	441	413	387	363	340	298
$\varepsilon_{cd,0}$ classe CEM S, HR = 80 %	$\times 10^{-6}$	246	230	216	202	189	166
$\varepsilon_{ca}(\infty)$	$\times 10^{-6}$	25	38	50	63	75	100

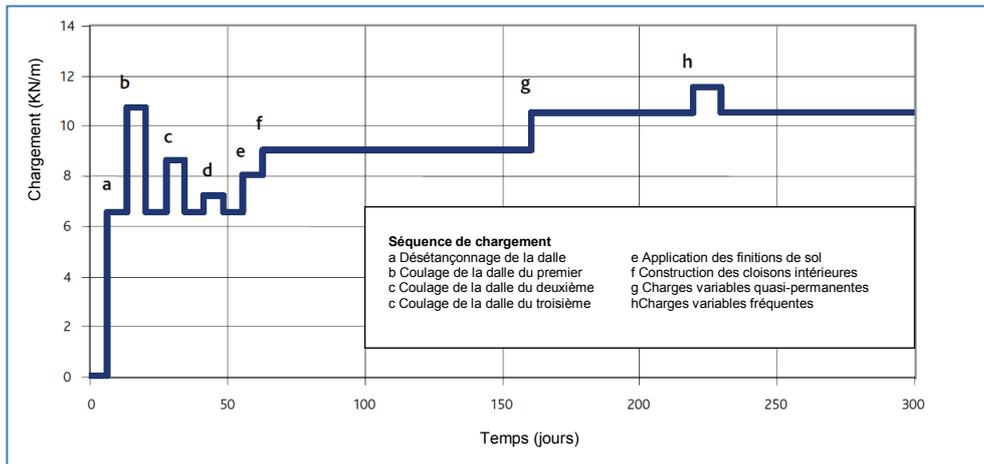
Tableau 8.2 : Valeurs du coefficient de fluage $\phi(\infty, t_0)$ pour les ciments de type N

Béton C20/25		Fluage à long terme $\phi(\infty, t_0)$, (ciment de type 'N')					
âge t_0 du béton au moment du chargement en jours	diamètre moyen $2A_c \mathcal{U}$ 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	
Béton C25/30		Fluage à long terme $\phi(\infty, t_0)$, (ciment de type 'N')					
âge t_0 du béton au moment du chargement en jours	diamètre moyen $2A_c \mathcal{U}$ 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	
Béton C30/37		Fluage à long terme $\phi(\infty, t_0)$, (ciment de type 'N')					
âge t_0 du béton au moment du chargement en jours	diamètre moyen $2A_c \mathcal{U}$ 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	
Béton C35/45		Fluage à long terme $\phi(\infty, t_0)$, (ciment de type 'N')					
âge t_0 du béton au moment du chargement en jours	diamètre moyen $2A_c \mathcal{U}$ 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	
Béton C40/50		Fluage à long terme $\phi(\infty, t_0)$, (ciment de type 'N')					
âge t_0 du béton au moment du chargement en jours	diamètre moyen $2A_c \mathcal{U}$ 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	
Béton C45/55		Fluage à long terme $\phi(\infty, t_0)$, (ciment de type 'N')					
âge t_0 du béton au moment du chargement en jours	diamètre moyen $2 \cdot A_c \mathcal{U}$ 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	
Béton C50/60		Fluage à long terme $\phi(\infty, t_0)$, (ciment de type 'N')					
âge t_0 du béton au moment du chargement en jours	diamètre moyen $2A_c \mathcal{U}$ 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	

8.6 Ordre d'application des charges

L'ordre d'application des charges et le timing peuvent être critiques pour déterminer les flèches d'une dalle fléchie étant donné qu'ils influencent le moment où la dalle se fissure (le cas échéant) et les valeurs des coefficients de fluage. Un exemple d'ordre d'application des charges est illustré à la [Figure 8.2](#). Il montre que, dans les premières phases, des charges relativement élevées sont imposées pendant le bétonnage de la dalle du niveau supérieur. L'ordre d'application des charges peut varier en fonction de la méthode de construction.

Figure 8.2 Exemple d'historique de chargement d'une dalle



Des charges plus faibles sont imposées au fur et à mesure que les dalles des niveaux supérieurs sont coulées.

Les charges sont ensuite constamment augmentées en appliquant des finitions de plancher et en construisant des cloisons. Enfin, les actions variables sont appliquées à la structure.

Pour le calcul des flèches, la combinaison quasi-permanente des charges doit être utilisée. (Voir [chapitre 1 Introduction aux Eurocodes](#) pour plus d'informations sur les combinaisons d'actions.) Il est toutefois probable que les charges endurées pendant la durée d'utilisation du bâtiment seront supérieures à celle qui correspond à la combinaison quasi-permanente des charges. Pour vérifier la fissuration possible de la dalle, le recours à la combinaison fréquente des charges peut se révéler plus appropriée.

Des raisons économiques poussent souvent à un décoffrage aussi rapide que possible pour passer aux planchers supérieurs avec un minimum d'étançonnement. Les essais réalisés sur les planchers-dalles ont démontré que jusqu'à 70 % des charges provenant du bétonnage d'un plancher supérieur (coffrage, béton fluide, charges de construction) peuvent être supportés par le plancher. On peut généralement supposer que le décoffrage précoce n'affectera pas de manière significative les flèches subies après l'installation des finitions et/ou des cloisons.

Ceci est dû au fait que les flèches qui affectent les cloisons sont plus petites si la dalle se 'fissure' avant plutôt qu'après l'installation des finitions et/ou des cloisons.

8.7 Fissuration

Les flèches des éléments en béton sont étroitement liées à l'ampleur de la fissuration et au degré de dépassement des efforts de fissuration. Le moment auquel la fissuration survient est déterminé par les efforts induits dans la dalle et la résistance en traction du béton, qui augmente avec l'âge. Le démontage des étançons de la dalle ou l'application de la charge de la dalle supérieure sont souvent des situations critiques. Une fois la dalle fissurée, sa rigidité est réduite de manière permanente.

C'est pourquoi il faut déterminer la phase de chargement critique à laquelle la première fissure apparaît. Cette phase de chargement critique correspond à la valeur minimale du rapport,

$$\frac{f_{ctm}(t)}{\sigma_{ct}(t)}$$

où

$f_{ctm}(t)$ = résistance en traction du béton à cette phase

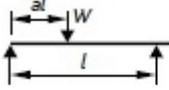
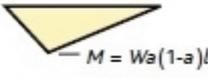
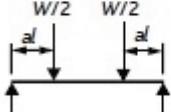
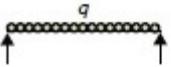
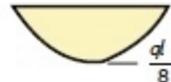
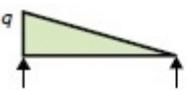
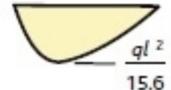
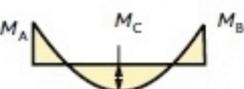
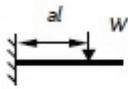
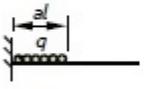
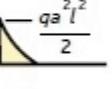
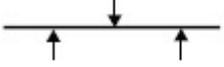
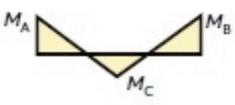
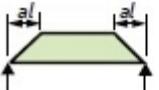
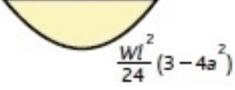
$\sigma_{ct}(t)$ = la contrainte de traction du béton liée aux charges de service appliquées jusqu'à cette phase

Lorsque la combinaison fréquente est la phase de charge critique, le degré de fissuration ζ calculé pour la combinaison fréquente doit également être utilisé pour la combinaison quasi-permanente, mais pas pour une quelconque phase de chargement antérieure. Toutefois, si une phase antérieure se révèle critique, la valeur ζ à cette phase doit être reportée sur toutes les phases ultérieures.

Le retrait dépend du rapport eau/ciment, de l'humidité relative et de la dimension et forme de l'élément. Le retrait dans une section de béton armée asymétriquement provoque une courbure qui peut entraîner une flèche importante dans des éléments minces. Cet effet doit être pris en compte dans le calcul des flèches.

8.8 Méthodes de calcul des flèches

Figure 8.3 Valeurs de K pour différents diagrammes des moments

Chargement	Diagrammes des moments	K
		0.125
		$\frac{3-4a^2}{48(1-a)}$ Si $a = \frac{1}{2}$, $K = \frac{1}{12}$
		0.0625
		$0.125 - \frac{a^2}{6}$
		0.104
		0.102
		$K = 0.104 \left(1 - \frac{\beta}{10}\right)$ $\beta = \frac{M_A + M_B}{M_C}$
		Flèche d'extrémité $= \frac{a(3-a)}{6}$ Si $a=1$ alors $K=0,333$
		$\frac{a(4-a)}{12}$ Si $a=l$, $K = 0.25$
		$K = 0.083 \left(1 - \frac{\beta}{4}\right)$ $\beta = \frac{M_A + M_B}{M_C}$
		$\frac{1(5-4a^2)^2}{80(3-4a)}$

8.8.1 Méthode détaillée

La méthode détaillée de calcul des flèches est la méthode la plus appropriée pour obtenir une estimation réaliste des flèches. Elle ne peut toutefois être utilisée qu'avec un logiciel informatique. Le Concrete Centre a produit un certain nombre de feuilles de calcul qui utilisent cette méthode pour calculer les flèches d'une série de dalles et poutres⁹. Ces dernières constituent un moyen efficace de procéder à des calculs détaillés des flèches, permettant en plus de prendre en compte l'effet du chargement précoce du béton. La [Figure 8.4](#) illustre les principes de la méthode et montre la manière dont les facteurs qui affectent les flèches sont pris en compte dans les calculs détaillés des flèches.

Une analyse par éléments finis peut également être utilisée pour estimer les flèches. Dans ce cas, les principes de la [Figure 8.4](#) peuvent être appliqués pour obtenir des résultats fiables.

8.8.2 Méthode simplifiée

Une méthode simplifiée de calcul des flèches est présentée à la [Figure 8.5](#). Cette méthode permet de réaliser des calculs manuellement. Elle pourrait être utilisée pour vérifier les résultats des flèches d'un logiciel informatique ou pour contrôler simplement les ordres de grandeur.

La simplification majeure consiste à ne pas considérer explicitement les effets du chargement précoce, mais plutôt de prendre en compte leurs effets dans le calcul du moment de fissuration en le réduisant de manière forfaitaire par un coefficient de 0,9. Des coefficients de fluage simplifiés sont utilisés et la flèche est calculée directement à partir d'une valeur unique de la courbure.

Figure 8.4 Schéma de la méthode détaillée de calcul des flèches

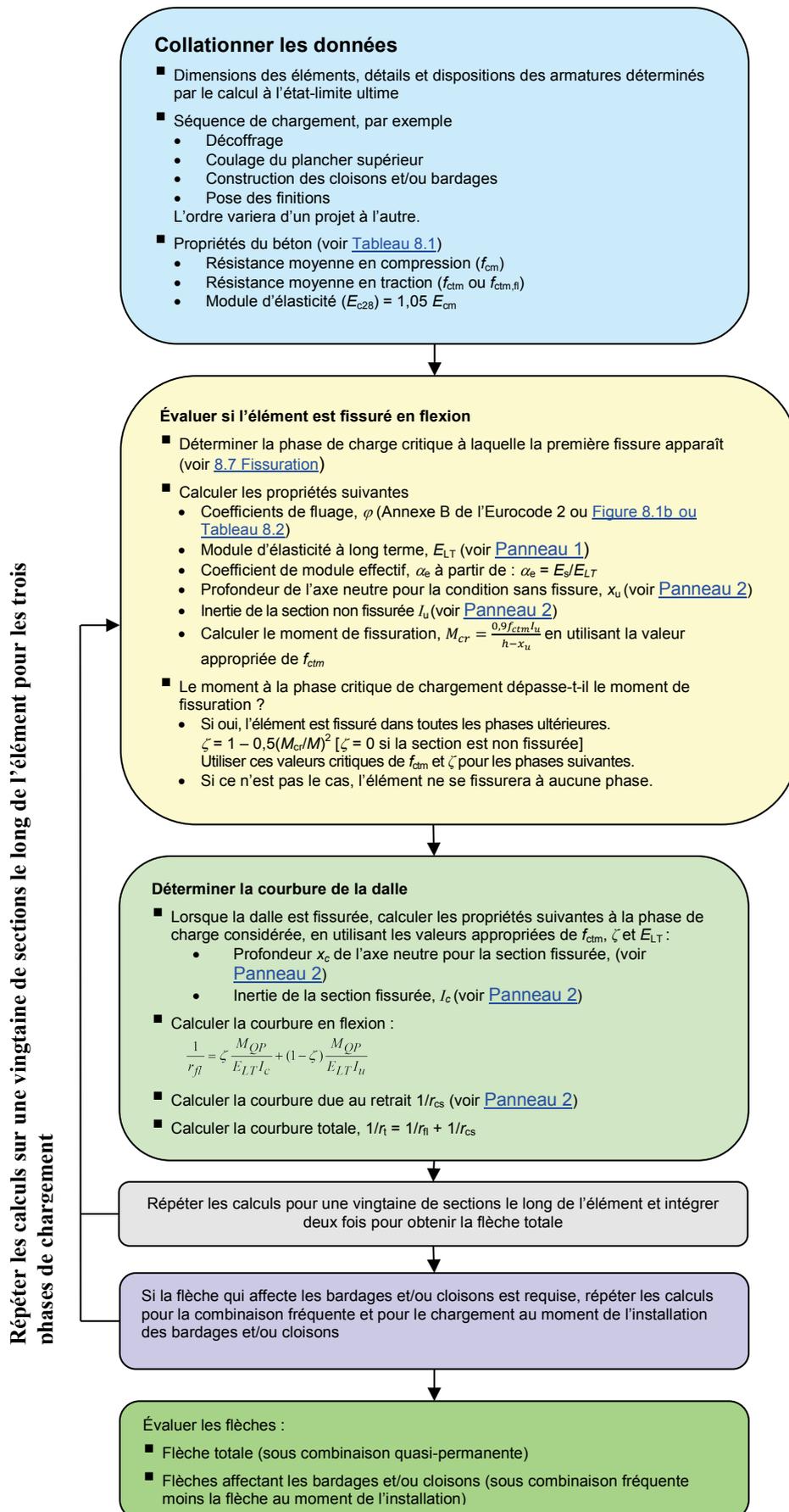


Figure 8.5 Méthode simplifiée de calcul des flèches

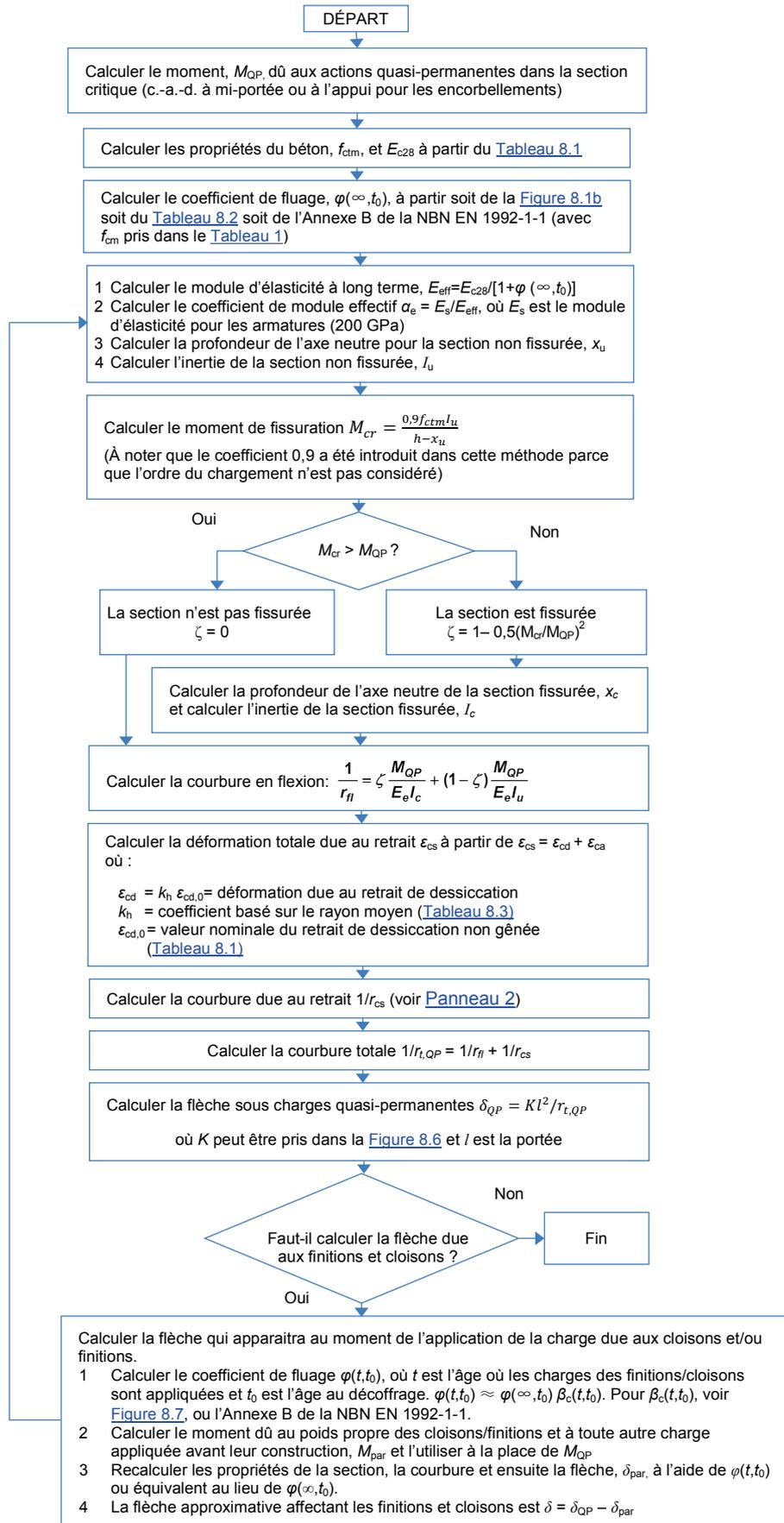


Tableau 8.3 Valeurs de K_h

h_0	K_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Note
 h_0 est le rayon moyen (mm) de la-section droite = $2A_c/u$
où
 A_c = Aire de la section droite du béton
 u = Périmètre de la section droite exposée à la dessiccation

8.8.3 Contreflèche

Une dalle ou poutre peut être construite avec une contreflèche pour réduire l'effet de flèche en dessous de l'horizontale (voir Figure 8.8). Toutefois, dans la pratique, on utilise souvent une contreflèche trop importante et la dalle reste cintrée en permanence. Ceci est dû à la difficulté de calculer la flèche avec précision. Une contreflèche allant jusqu'à la moitié de la flèche calculée sous combinaison quasi-permanente pourrait être utilisée, mais il est recommandé d'employer une valeur moins élevée. L'application d'une contreflèche ne réduit pas les flèches subies par les finitions et cloisons.

Figure 8.7 Coefficient de l'évolution du fluage après chargement en fonction du temps

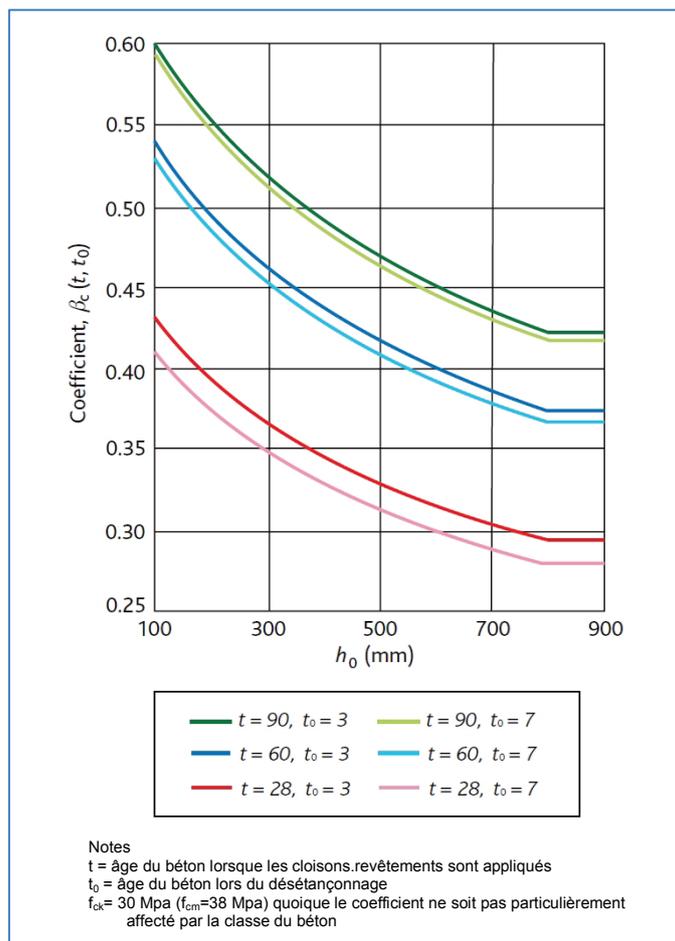
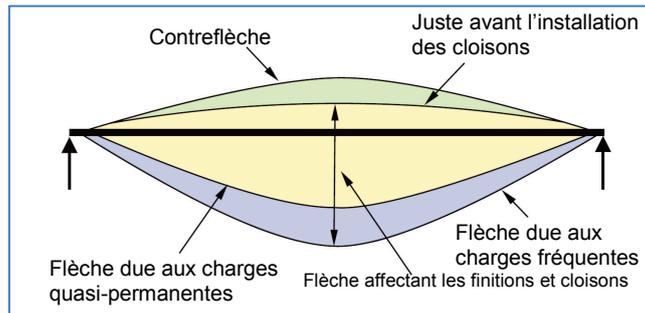


Figure 8.8 Contreflèches des dalles

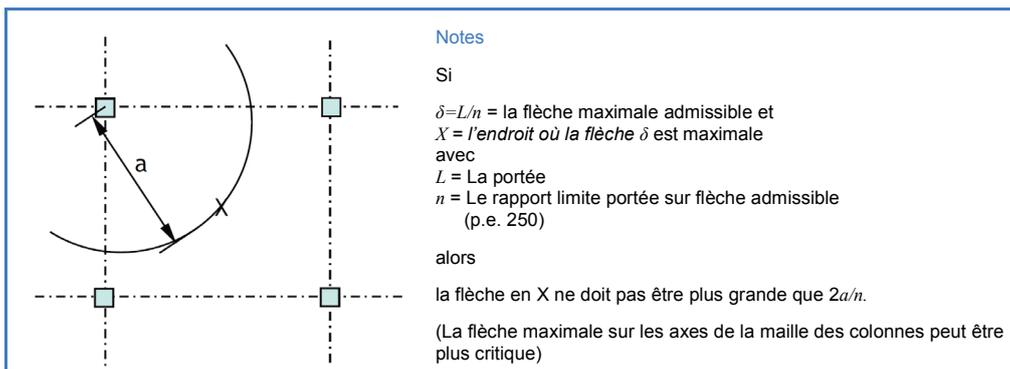


8.9 Planchers-dalles

Les planchers-dalles sont des systèmes de plancher courants et efficaces. Mais étant donné qu'ils portent dans deux directions, il peut s'avérer difficile d'évaluer leur flèche avec précision. La recommandation technique TR58⁸ propose plusieurs méthodes adaptées pour évaluer la flèche d'un plancher-dalle. Parmi celles-ci, une méthode courante consiste à prendre la flèche moyenne de deux bandes sur appuis parallèles et à ajouter la flèche de la bande centrale qui porte dans la direction orthogonale pour obtenir une valeur approximative de la flèche maximale au centre de la dalle.

La [Figure 8.9](#) donne le critère de flèche admissible recommandé pour un plancher-dalle.

Figure 8.9 Critère de flèche admissible recommandé pour les planchers- dalles



8.10 Précision

Le calcul des flèches conforme à l'Eurocode 2 à l'aide d'une méthode détaillée telle que présentée ici permet en théorie de tenir compte du chargement pendant la construction en considérant les résistances en traction réduites au jeune âge du béton.

Cependant l'influence des paramètres suivants sur les flèches ne peuvent toutefois pas être évaluées avec précision :

- Résistance en traction qui détermine le moment de fissuration.
- Chargement pendant la construction.
- Module d'élasticité.

C'est pourquoi tout calcul de flèches n'est qu'une estimation et même l'analyse la plus sophistiquée peut toujours donner une erreur de +15% à -30%. Il est recommandé d'en avertir toutes les personnes à qui l'on remet une analyse de flèche sur laquelle elles vont se baser.

8.11 Tolérances de parements

Les flèches peuvent affecter les finitions ou vitrages de la manière suivante :

- Lorsqu'une dalle fléchit, la charge sur les fixations centrales se relâche et se transmet aux fixations extérieures.
- Les fabricants peuvent annoncer que leurs systèmes de vitrage ne peuvent prendre en charge que des flèches de 5 mm.

Des discussions ouvertes devraient avoir lieu entre les concepteurs des différents éléments afin de déterminer la manière la plus rentable de traiter l'interaction de la structure et des finitions.

8.12 Références

- 1 NBN EN 1992-1-1, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton. Règles générales et règles pour les bâtiments.*
- 6 BRITISH CEMENT ASSOCIATION. *Early striking and improved backpropping.* BCA, 2001. (Disponible sur www.concretecentre.com)
- 7 PALLETT, P. *Guide to flat slab formwork and falsework.* Construct, 2003.
- 8 THE CONCRETE SOCIETY. Technical report No. 58 *Deflections in concrete slabs and beams.* The Concrete Society, 2005.
- 9 WEBSTER, R & BROOKER, O. *How to design concrete structures using Eurocode 2: Deflection calculations.* The Concrete Centre, 2006.

Références complémentaires pour les constructions préfabriquées

NBN EN 13369 – *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton* +
NBN B 21-600 - *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton - Complément national à la NBN EN 13369*



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 - info@febelcem.be

Auteurs :

Jean-François Cap (UCL)

Jean-François Denoël (FEBELCEM)

Dépôt légal

D/2017/0280/02

Ed. resp. : A. Jasienski

Infobeton.be

