

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

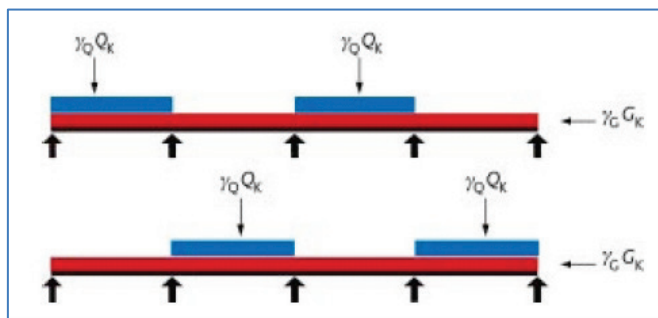
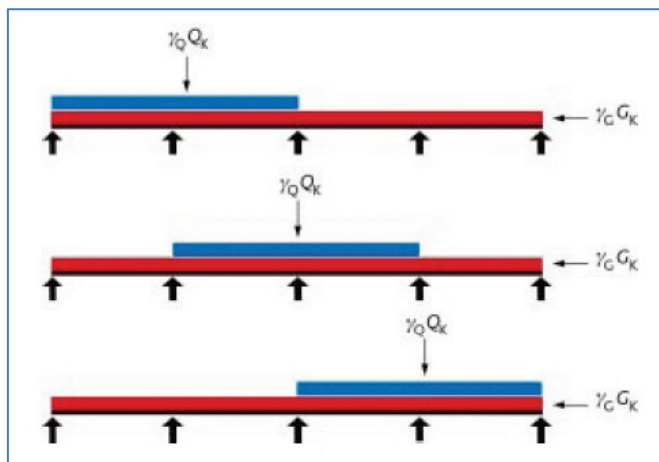


Figure 2.2 travées adjacentes chargées



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 $k = (f_t/f_k)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	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.

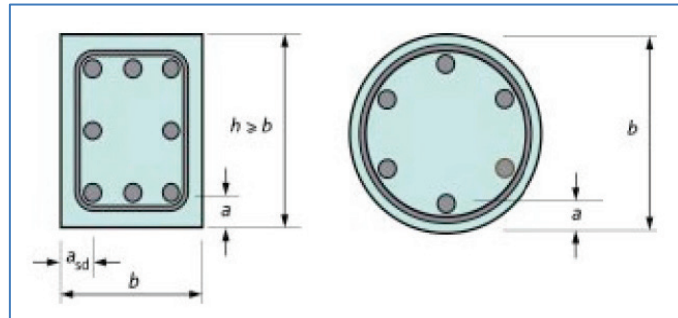
2.10 Calcul de la résistance au feu

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](#)) :

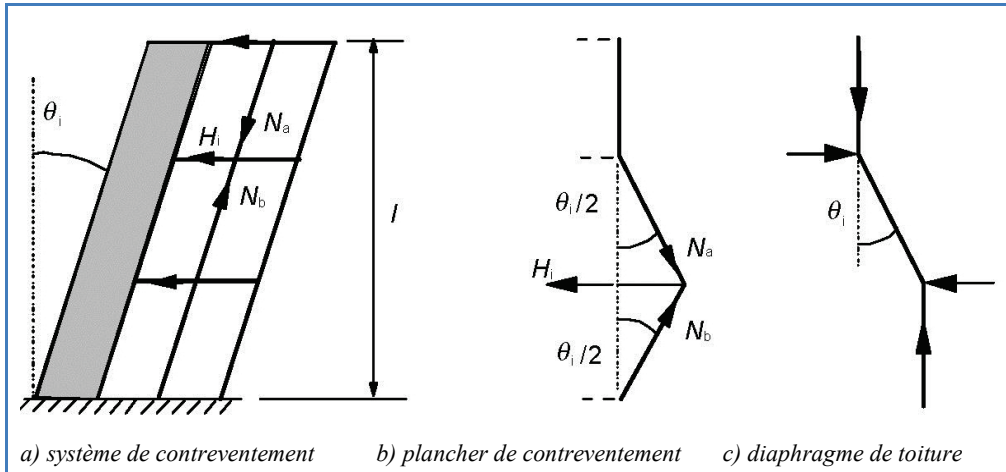
Effet sur le système de contreventement : $H_i = \theta_i (N_b - N_a)$

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.