

# Eurocode 2. Béton armé

## Dispositions et données générales

par Jean PERCHAT

Ingénieur des Arts et Manufactures

Professeur honoraire à l'Ecole supérieure des travaux publics et au Centre des hautes études de la construction

1.	Généralités.....	C 2 330 - 2
2.	Bases du calcul .....	— 2
3.	Matériaux .....	— 3
3.1	Béton.....	— 3
3.2	Aciers de béton armé .....	— 7
4.	Durabilité et enrobage des armatures .....	— 9
4.1	Généralités .....	— 9
4.2	Conditions d'environnement .....	— 9
4.3	Exigences pour la durabilité .....	— 9
4.4	Enrobages .....	— 9
5.	Analyse structurale .....	— 11
5.1	Généralités .....	— 11
5.2	Imperfections géométriques.....	— 12
5.3	Modélisation de la structure.....	— 12
5.4	Analyse élastique-linéaire.....	— 13
5.5	Analyse élastique-linéaire avec redistribution limitée .....	— 14
5.6	Méthodes d'analyse plastique .....	— 15
5.7	Analyse non linéaire.....	— 16
5.8	Effets du second ordre .....	— 17
5.9	Instabilité latérale des poutres élancées.....	— 22
	Références bibliographiques .....	— 23

**L**a partie 1.1 de l'Eurocode 2 EC2 « Règles générales et règles pour les bâtiments » couvre à la fois le béton armé, le béton précontraint, les bétons de granulats légers, le béton non armé ou faiblement armé, les structures préfabriquées. Dans ce qui suit, nous avons dû nous borner à ne présenter que les seules spécifications relatives au **béton armé** (*grossso modo, l'équivalent de la partie A des Règles BAEL*). Nous n'avons pas fait apparaître la distinction établie dans l'EC2 entre « Principes » et « Règles d'application », car elle est de peu d'intérêt pour un projeteur de constructions courantes.

Dans l'EC2, des commentaires imprimés en petits caractères sont présentés comme « notes ». Une « note » précise généralement que les valeurs numériques de certains tableaux ou de certains coefficients littéraux des formules qui la précèdent sont du ressort de l'Annexe Nationale et donne simplement les valeurs « recommandées ». L'EC2 contient en effet en attente certains paramètres qu'il appartient à chaque État-Membre de fixer pour permettre l'application des règles aux projets de bâtiments et ouvrages de Génie Civil du pays concerné. À la date de la rédaction du présent document, l'Annexe Nationale française, future norme P 18711-2 [2], était toujours sous une forme provisoire.

Le texte ci-après ne reproduit pas toujours à la lettre la rédaction des notes de l'EC2 ; les valeurs numériques recommandées ayant, le plus souvent, été adoptées par l'Annexe Nationale. Les parties encadrées sont des commentaires de l'auteur.

*Nous n'avons pas jugé utile de conclure chaque exemple par une comparaison avec ce qu'aurait donné l'application des Règles BAEL. Après 25 ans de discussions, il n'est plus temps de se demander si l'usage de l'EC2 va conduire à des économies ou à des dépenses supplémentaires par rapport aux textes antérieurs. Il faut appliquer le document tel qu'il est et tel qu'il va être enseigné à la génération de projeteurs à venir. Sauf pour ceux qui auraient à vérifier la tenue d'ouvrages construits selon des règles antérieures, ceux-ci ne connaîtront rien d'autre. Pour eux, la comparaison ne serait d'aucun intérêt.*

*La rédaction des spécifications de l'Eurocode 2 relatives au béton armé fait l'objet de plusieurs dossiers :*

- [C 2 330] Dispositions et données générales ;
- [C 2 331] Vérification des états-limites ultimes ;
- [C 2 332] Vérification des états-limites de service ;
- [C 2 333] Dispositions constructives ;
- [Form. C 2 334] Formules et données utiles.

## 1. Généralités

### De février 1980 à aujourd'hui

Le travail de rédaction de la norme européenne EN 1992-1-1, plus connue sous le nom d'Eurocode 2, en abrégé « EC 2 », qui vise le calcul des structures en béton, a commencé le 14 février 1980. Les cinq rédacteurs de l'époque ne se doutaient pas qu'il faudrait vingt-cinq ans pour aboutir à un texte capable d'obtenir un vote favorable de la Commission européenne. Pour établir le premier projet, ces rédacteurs avaient pris comme document de base le *Code-Modèle CEB/FIP 1978 pour les structures en béton* (élaboré en quatre ans seulement) qui venait d'être approuvé par le Comité Euro-international du Béton (CEB), et la Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP).

Après une première enquête dans les douze États-Membres de l'époque, de l'automne 1984 à l'automne 1985, un groupe de rédaction étendu, comportant un représentant de chaque État-Membre, a été chargé de revoir cette première version, en tenant compte des très nombreuses observations qui avaient été formulées.

De fait, ce groupe a procédé à une refonte complète du texte. La version « finale », en anglais, dont la traduction française a été publiée par l'AFNOR en décembre 1992 comme norme expérimentale européenne ENV, n'avait plus qu'un lointain rapport avec la version initiale. La période d'expérimentation de cette norme a duré six ans. En juillet 1998, des groupes de rédaction, dénommés « équipes de projet » (project teams ou PT) ont été mis en place par le CEN (Comité européen de normalisation) pour préparer la conversion des normes expérimentales ENV en normes européennes EN. Cela a été l'occasion, pour les nouveaux rédacteurs, de remettre en cause des rédactions ou des formules qui avaient fait l'objet d'accords antérieurs.

Le PT qui avait en charge la partie 1.1 de l'EC2 a remis un nouveau projet en décembre 1999. Des versions amendées ont ensuite circulé. La dernière en date a été adoptée par le CEN le 16 avril 2004, avec mise à disposition le 15 décembre 2004. C'est donc ce document qui constitue la base de la série de dossiers sur l'EC2. Comme pour le tout premier projet, ce texte s'appuie partiellement sur le *Code-Modèle CEB-FIP*, mais dans sa version révisée de 1990.

L'Eurocode 2 (en France, norme P 18-711 [1]) s'applique au calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en béton non armé, en béton armé ou en béton précontraint.

Les dossiers [C 2 330] à [C 2 333] n'analysent que la partie 1-1 qui donne les règles générales et les règles pour les bâtiments. N'y sont toutefois traités ni le béton précontraint, ni les structures préfabriquées, ni les bétons de granulats légers, ni le béton non armé ou faiblement armé, sujets tous également développés dans cette partie 1-1.

Sont hors du domaine d'application de la partie 1-1 de l'Eurocode 2, outre les armatures en ronds lisses et la résistance au feu : les immeubles de grande hauteur, les viaducs, les ponts, les barrages, les enceintes sous-pression, les plates-formes en mer, les réservoirs ainsi que les composants en béton caverneux ou en béton cellulaire et ceux réalisés avec des granulats lourds ou incluant des éléments de construction métallique.

La résistance au feu fait l'objet de la partie 1-2, les ponts en béton armé ou en béton précontraint de la partie 2, les réservoirs et les silos de la partie 3. Les règles relatives aux structures mixtes acier-béton sont définies par l'Eurocode 4.

## 2. Bases du calcul

Pour l'essentiel, le texte de l'EC2 renvoie à la section 2 de l'EN 1990 « Bases de calcul des structures » en lui apportant seulement les amendements et compléments nécessaires pour l'adapter au matériau béton. Le lecteur trouvera, aux paragraphes 5.8.3 et 5.8.4 du dossier [C 60] des TI, les combinaisons d'actions qu'il convient de considérer dans les calculs, les actions étant elles-mêmes définies dans l'EN 1991 « Actions sur les structures ».

Les effets thermiques, ceux des tassements différentiels et ceux du retrait et du flUAGE ne sont en principe à prendre en compte que pour les vérifications aux états-limites de service. Mais si les effets du retrait et du flUAGE sont significatifs, vis-à-vis des effets du second ordre par exemple, il convient de les considérer également aux états-limites ultimes.

Les coefficients partiels relatifs au béton ( $\gamma_c$ ) et à l'acier ( $\gamma_s$ ) sont pris égaux à :

- pour les états-limites ultimes ELU :
  - dans les situations durables ou transitoires :  $\gamma_c = 1,5$  ;  
 $\gamma_s = 1,15$ ,
  - dans les situations accidentnelles  $\gamma_c = 1,2$  ;  $\gamma_s = 1$  ;
- pour les états-limites de service ELS, normalement,  $\gamma_c = \gamma_s = 1$ .

### 3. Matériaux

#### 3.1 Béton

##### 3.1.1 Généralités

L'article 3.1 de l'EC2 (§ 3.1) vise les bétons de granulats normaux, de masse volumique comprise entre 2 000 et 2 800 kg/m<sup>3</sup>. Les bétons de granulats légers font l'objet du chapitre 11 de l'EC2 (non analysé dans le présent dossier).

##### 3.1.2 Résistance

###### ■ Classes de résistance

Un projet doit se référer à une classe de béton correspondant à une valeur spécifiée de la résistance caractéristique à la compression *sur cylindres*  $f_{ck}$  à 28 jours d'âge. Quatorze classes de résistance sont définies. Conformément à l'EN 206-1 [4], chaque

classe est représentée par deux nombres : le premier correspond à la résistance sur cylindres et le second à la résistance sur cubes, toutes deux exprimées en MPa (tableau 1).

Pour une température moyenne de 20 °C et une cure effectuée conformément à l'EN 12390 [5], la résistance moyenne à la compression du béton  $f_{cm}(t)$  à un âge  $t$  quelconque en jours, peut être déduite de la résistance  $f_{cm}$  à 28 jours (tableau 1) par la relation :

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (1)$$

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

où  $s$  est un coefficient qui prend les valeurs :

0,20 pour les ciments CEM 42,5 R, CEM 52,5 N, CEM 52,5 R ;

0,25 pour les ciments CEM 32,5 R, CEM 42,5 N ;

0,38 pour les ciments CEM 32,5 N.

**Tableau 1 – Caractéristiques de résistance et de déformation des bétons**  
(tableau 3.1 de l'EC2)

Classes de résistance du béton															Expression analytique Commentaires
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
$f_{ctm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ fractile 5 %
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ fractile 95 %
$E_{cm}$ (GPa) (1)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 [(f_{cm}/10)^{0,3}]$ ( $f_{cm}$ en MPa)
$\varepsilon_{c1}$ (%)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	voir figure 2 $\varepsilon_{c1} (\%) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
$\varepsilon_{cu1}$ (%)	3,5								3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	2,8	voir figure 2 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu1} (\%) = 2,8 + 27 [(98 - f_{cm})/100]^4$
$\varepsilon_{c2}$ (%)	2,0								2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,6	voir figure 3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c2} (\%) = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
$\varepsilon_{cu2}$ (%)	3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	2,6	voir figure 3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu2} (\%) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$
$n$	2,0								1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	1,4	pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$
$\varepsilon_{c3}$ (%)	1,75								1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	2,3	(cf. § 3.1.7) pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c3} (\%) = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$
$\varepsilon_{cu3}$ (%)	3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	2,6	(cf. § 3.1.7) pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu3} (\%) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$

(1) Selon l'Annexe Nationale, des valeurs différentes peuvent être prises, si elles sont justifiées par des essais.

### Résistance à la traction

La résistance à la traction prise en compte est la résistance à la traction axiale ( $f_{ct,ax}$ ). Elle peut être déduite d'essais de fendage (*splitting*), effectués selon l'EN 206-1 [4], par la formule :

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct,sp} \quad (3)$$

Pour des bétons de classes au plus égales à C50/60 (tableau 1), âgés d'au moins 28 jours, la résistance **moyenne** à la traction axiale peut être prise égale à :

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (\text{en MPa})$$

Les résistances caractéristiques à la traction, minimale  $f_{ctk,0,05}$  (fractile 5 % inférieur) ou maximale  $f_{ctk,0,95}$  (fractile 5 % supérieur), correspondent respectivement à 0,7  $f_{ctm}$  et à 1,3  $f_{ctm}$ .

La valeur à introduire dans les calculs dépend du type de problème. Par exemple, il convient de considérer :

- $f_{ctm}$  pour calculer les déformations d'une structure ou la contreflèche à donner à une poutre ;
- $f_{ctk,0,95}$  pour calculer les effets des actions indirectes, avant fissuration du béton (ex : pourcentage minimal d'armatures) ;
- $f_{ctk,0,05}$  pour calculer le moment de fissuration.

À défaut d'essais prenant en compte les conditions d'exposition réelles et les dimensions des éléments, on peut admettre en première approximation qu'à l'âge  $t$  en jours :

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} f_{ctm} \quad (4)$$

$\beta_{cc}(t)$  selon l'expression (2) ;  $\alpha = 1$  pour  $t < 28$  ;  $\alpha = 2/3$  pour  $t \geq 28$ .

### 3.1.3 Déformations du béton

Les déformations élastiques du béton dépendent largement de sa composition (et notamment, des granulats). Les valeurs données ne constituent donc que des indications pour les applications générales.

#### Module de déformation longitudinale

Lorsqu'une grande précision n'est pas requise, on peut utiliser, pour le **module sécant moyen**  $E_{cm}$ , les valeurs données en GPa (ou kN/mm<sup>2</sup>) par le tableau 1, valables pour un béton à base de granulats de quartzite âgé de 28 jours, dans l'intervalle de contraintes  $\sigma_c = 0$  et  $\sigma_c = 0,4 f_{cm}$ . Ces valeurs doivent être réduites de 10 % pour des granulats calcaires, de 30 % pour des granulats issus de grès et augmentées de 20 % pour des granulats issus de basalte.

Pour un béton âgé de  $t$  jours, on peut admettre que :

$$E_{cm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0,3\alpha} E_{cm} \quad (5)$$

$E_{cm}$  selon tableau 1 ;  $\beta_{cc}(t)$  selon l'expression (2).

#### Coefficient de Poisson

Normalement :  $\nu = 0,2$  pour du béton non fissuré ;  $\nu = 0$  pour du béton fissuré.

#### Coefficient de dilatation thermique

Ce coefficient peut généralement être pris égal à  $10 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$  (soit  $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ ).

### 3.1.4 Fluage et retrait

Le paragraphe 1 de l'article 3.1.4 de l'EC2 rappelle l'ensemble des paramètres dont dépendent le fluage et le retrait : humidité ambiante, dimensions des éléments, composition du béton, ainsi que, pour le fluage, maturité du béton, durée et intensité de la contrainte appliquée.

### Fluage

Pour une contrainte de compression  $\sigma_c$  constante, la déformation de fluage  $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$  au bout d'un temps infini peut être calculée par :

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0)(\sigma_c/E_c) \quad (6)$$

avec  $t_0$  (j) âge du béton au premier chargement,

$\varphi(\infty, t_0)$  coefficient de fluage final,

$E_c$  module tangent de déformation longitudinale du béton, pris égal à 1,05  $E_{cm}$ .

Lorsqu'une grande précision n'est pas nécessaire, pour un béton soumis à une contrainte  $\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}(t_0)$  subissant son premier chargement à l'âge  $t_0$ , le coefficient de fluage final  $\varphi(\infty, t_0)$  peut être tiré des courbes de la figure 1, valables pour une température ambiante comprise entre  $-40^{\circ}\text{C}$  et  $+40^{\circ}\text{C}$  et une humidité relative RH comprise entre 40 % et 100 %.

Pour des calculs précis, il convient d'utiliser l'annexe B de l'EC2, où sont données les expressions de base.

Lorsque la contrainte  $\sigma_c$  à l'âge  $t_0$  dépasse 0,45  $f_{ck}(t_0)$ , il faut prendre :

$$\varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp(1,5(k_\sigma - 0,45)) \quad (7)$$

avec  $\varphi_k(\infty, t_0)$  coefficient de fluage non linéaire, qui se substitue à  $\varphi(\infty, t_0)$ ,

$k_\sigma = \sigma_c/f_{cm}(t_0)$  avec  $f_{cm}(t_0)$ , résistance moyenne du béton en compression à l'âge  $t_0$  du chargement.

### Retrait

Le retrait total  $\varepsilon_{cs}$  est la somme d'un *retrait de dessication*  $\varepsilon_{cd}$ , fonction de la migration de l'eau au travers du béton durci et qui se développe lentement, et d'un *retrait endogène*  $\varepsilon_{ca}$ , qui se développe durant le durcissement du béton et dont la majeure partie s'effectue dans les premiers jours qui suivent le coulage :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (8)$$

• Le *retrait de dessication* à un âge  $t$  quelconque vaut :

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_h \varepsilon_{cd0} \quad (9)$$

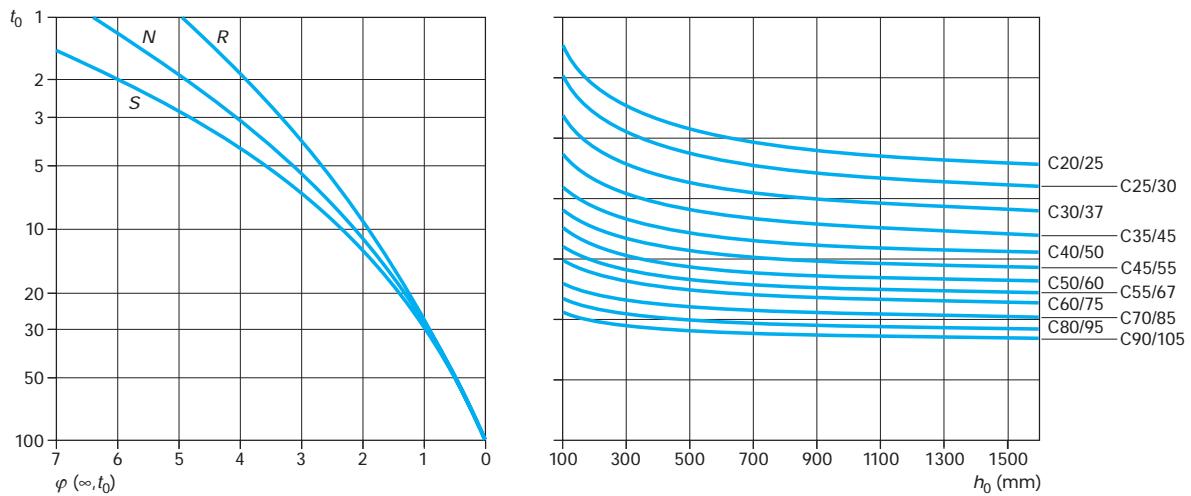
$$\text{avec } \beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (10)$$

$\varepsilon_{cd0}$  est donné par le tableau 2. Il s'agit de valeurs moyennes « attendues », avec un coefficient de variation d'environ 30 %.

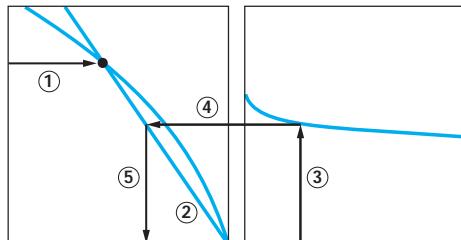
Note : les expressions qui sont à l'origine des valeurs du tableau 2 sont données à l'annexe B de l'EC2.

Tableau 2 – Valeurs nominales (en %) du retrait de dessication non généré  $\varepsilon_{cd0}$  pour les bétons à base de ciments CEM de classe N (tableau 3.2 de l'EC2)

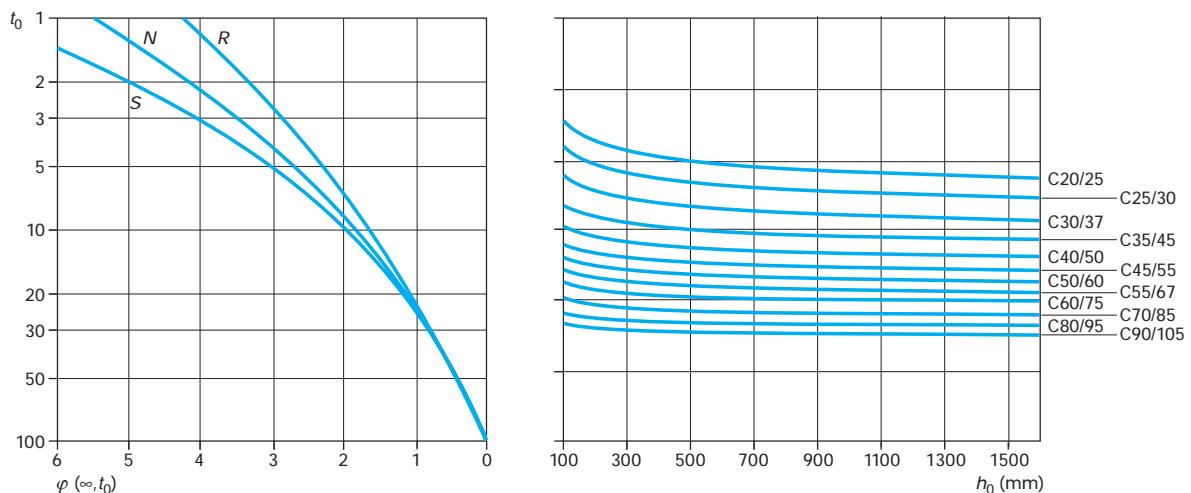
$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Humidité relative (en %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00



(a) environnement intérieur - RH = 50%

**Notes**

L'horizontale 1 de  $t_0$  coupe la courbe en un point qui permet de tracer la droite 2.  
Le point d'intersection des droites 4 et 5 peut également se situer au-dessus du point 1  
Pour  $t_0 > 100$ , il est suffisamment précis de supposer  $t_0 = 100$  (et d'utiliser la tangente)



(b) environnement extérieur - RH = 80%

**Symboles utilisés**

$t_0$  âge du béton au premier chargement, en jours.  
 $h_0 = 2A_c/u$  (mm)  $A_c$  aire de la section droite ;  
 $u$  périmètre de cette section.

$S$  ciment à durcissement lent.  
 $N$  ciment à durcissement normal.  
 $R$  ciment à durcissement rapide.

Figure 1 – Abaques pour la détermination du coefficient de fluage  $\varphi(\infty, t_0)$  dans des conditions d'environnement normales (figure 3.1 de l'EC2)

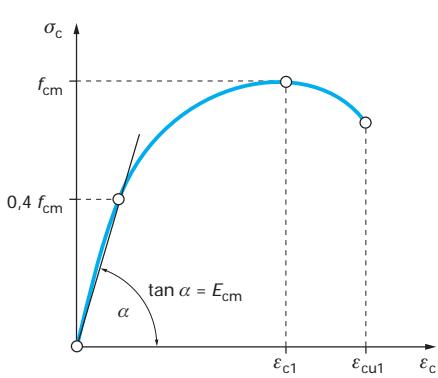


Figure 2 – Allure du diagramme contrainte-déformation du béton pour l'analyse structurale (figure 3.2 de l'EC2)

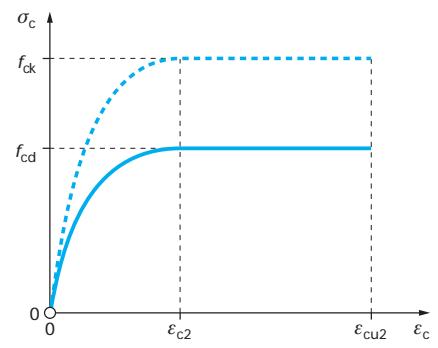


Figure 3 – Diagramme parabole-rectangle (figure 3.3 de l'EC2)

Les autres notations des relations (9) et (10) ont les significations suivantes :

$t$  âge du béton en jours au moment considéré,  
 $t_s$  âge du béton en jours lorsque le retrait de dessication commence (normalement, à la fin de la cure),  
 $h_0 = 2A_c/u$  (mm),  
 $k_h$  prend les valeurs : 1 pour  $h_0 = 100$  mm ; 0,85 pour 200 mm ; 0,75 pour 300 mm ; 0,70 pour 500 mm et au-delà.

La valeur finale du retrait de dessication est égale à  $\varepsilon_{cd\infty} = k_h \varepsilon_{cd0}$ .

● Le retrait endogène  $\varepsilon_{ca}$  est pris égal à :

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (11)$$

avec  $\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$  (12)

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 t^{1/2}) \quad (t \text{ en jours}) \quad (13)$$

### 3.1.5 Diagramme contraintes-déformations pour l'analyse structurale

L'allure schématique du diagramme pour un béton soumis à une compression axiale est celle de la figure 2.

Ce diagramme peut être représenté par la relation suivante, valable pour  $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$ ,  $\varepsilon_{cu1}$  valeur nominale de la déformation ultime :

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (14)$$

avec  $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$  ( $\varepsilon_{c1}$  déformation au « pic » de contrainte),

$$k = 1,05 E_{cm} |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}.$$

Pour les valeurs de  $\varepsilon_{c1}$ ,  $\varepsilon_{cu1}$  et  $f_{cm}$ , se reporter au tableau 1.

### 3.1.6 Résistances de calcul

Les résistances de calcul du béton en compression et en traction sont respectivement prises égales à :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (15)$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (16)$$

avec  $\gamma_c$  coefficient partiel relatif au béton,

$\alpha_{cc}$  et  $\alpha_{ct}$  coefficients tenant compte des effets défavorables des chargements de longue durée et du mode d'application des charges ( $0,8 \leq \alpha_{cc} \leq 1$  fixé par l'Annexe Nationale). Ces coefficients, normalement égaux à 1, sont pris égaux à 0,85 si  $f_{ck}$  est déterminé à un âge supérieur à 28 jours.

### 3.1.7 Diagrammes contraintes-déformations pour le calcul des sections

#### ■ Diagramme parabole-rectangle

Le diagramme de calcul (figure 3), classique, est défini par les expressions :

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{pour } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (17)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{pour } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (18)$$

avec  $\varepsilon_{c2}$  raccourcissement unitaire du béton atteint pour la contrainte maximale,

$\varepsilon_{cu2}$  raccourcissement ultime.

Pour les valeurs numériques de  $\varepsilon_{c2}$ ,  $\varepsilon_{cu2}$  et  $n$ , se reporter au tableau 1.

#### ■ Diagrammes simplifiés

Des diagrammes simplifiés sont admis comme, par exemple :

— le diagramme bilinéaire : la parabole de la figure 3 est remplacée par une droite passant par l'origine suivie d'un palier horizontal s'étendant entre les abscisses  $\varepsilon_{c3}$  et  $\varepsilon_{cu3}$  et d'ordonnée  $f_{ck}$  (ou  $f_{cd}$ ) ; pour  $\varepsilon_{c3}$  et  $\varepsilon_{cu3}$  (tableau 1) ;

— le diagramme rectangulaire (figure 4).

Pour  $f_{ck} \leq 50$  MPa , on prend :

$$\lambda = 0,8 \quad (19)$$

et

$$\eta = 1 \quad (20)$$

Pour  $50 < f_{ck} \leq 90$  MPa , on prend :

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad (21)$$

et

$$\eta = 1 - (f_{ck} - 50)/200 \quad (22)$$

Note : lorsque l'on emploie ce diagramme, il convient de réduire de 10 % la valeur de  $\eta f_{cd}$  dans le cas de zones comprimées dont la largeur décroît vers les fibres les plus comprimées (triangle, cercle, etc.).

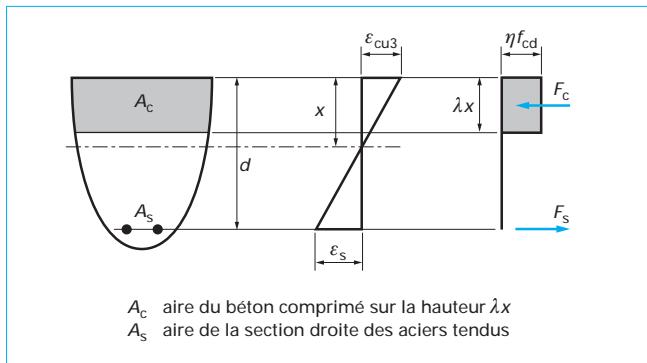


Figure 4 – Diagramme rectangulaire (figure 3.5 de l'EC2)

### 3.1.8 Résistance à la traction par flexion

La résistance moyenne à la traction par flexion  $f_{ctm,fl}$  est donnée par :

$$f_{ctm,fl} = \text{Max} [(1,6 - h/1\,000) f_{ctm} ; f_{ctm}] \quad (23)$$

avec  $h$  hauteur totale de l'élément en mm,

$f_{ctm}$  résistance moyenne à la traction axiale, selon tableau 1.

La relation (23) s'applique également aux valeurs caractéristiques  $f_{ctk,fl}$  et  $f_{ctk}$ .

### 3.1.9 Béton confiné

Le confinement du béton peut être réalisé au moyen de cadres fermés ou d'armatures transversales. Il permet d'obtenir des résistances supérieures ( $f_{ck,c} > f_{ck}$ ) et des déformations critiques plus élevées ( $\varepsilon_{c2,c} > \varepsilon_{c2}$  ;  $\varepsilon_{cu2,c} > \varepsilon_{cu2}$ , voir tableau 1). Vis-à-vis du calcul, les autres caractéristiques de base peuvent être considérées comme non affectées.

On peut utiliser le diagramme contraintes-déformations de la figure 5, en adoptant :

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1 + 5 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{pour } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (24)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,5 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{pour } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (25)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad (26)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck} \quad (27)$$

avec  $\sigma_2 (= \sigma_3)$  contrainte de compression latérale effective, à l'état-limite ultime, due au confinement.

## 3.2 Aciers de béton armé

### 3.2.1 Généralités

Les armatures du béton armé doivent être conformes à l'EN 10080 [6]. Dans l'EC2, les propriétés requises sont définies à l'annexe C.

L'EN 10080 vise les armatures pour béton armé soudables. Elle couvre aussi bien les produits laminés à chaud que les produits tréfilés et/ou laminés à froid, à haute adhérence et de limite d'élasticité comprise entre 400 et 600 MPa. Elle définit trois classes de « convenance » (dénommées « classes de ductilité » par l'EC2, voir § 3.2.4).

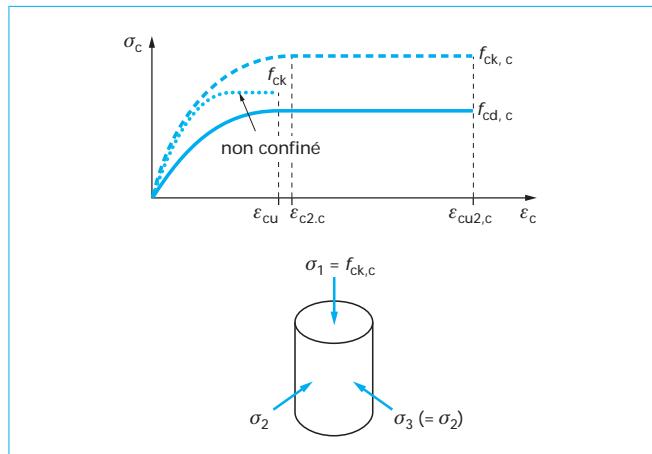


Figure 5 – Diagramme contrainte-déformation dans le cas du béton confiné (figure 3.6 de l'EC2)

### ■ Identification

L'identification du Producteur se fait par un système numérique de verrous normaux entre des verrous renforcés. La disposition de ces verrous sur les deux chants d'une barre et leur inclinaison sur l'axe de celle-ci permettent de reconnaître la nuance et la classe de ductilité.

### ■ Caractères géométriques

Les diamètres nominaux des barres laminées à chaud sont ceux de la gamme classique à laquelle il faut ajouter le diamètre de 28 mm (6,16 cm<sup>2</sup> de section). Pour les fils tréfilés ou laminés à froid, la gamme des diamètres s'étend de 4 à 12 mm par pas de 0,5 mm ; s'y ajoutent les diamètres de 14 et 16 mm.

### 3.2.2 Propriétés

#### ■ Adhérence

L'EN 10080 caractérise l'adhérence d'une barre par un coefficient  $f_R$  appelé « surface relative des verrous » définie comme la surface des verrous transversaux projetée sur la section droite de la barre et rapportée au produit de la circonférence nominale par la distance moyenne entre ces verrous. Une barre est réputée à haute adhérence si sa surface relative des verrous  $f_R$  est au moins égale à une valeur minimale  $f_{Rmin}$ . La vérification se fait en usine.

Les valeurs de  $f_{Rmin}$  sont données à l'annexe C de l'EC2, au tableau C.2N, mais la surface relative des verrous ne joue aucun rôle dans les calculs. Les notions de « coefficient de fissuration » et de « coefficient de scellement » ne se retrouvent pas dans l'EC2.

#### ■ Aptitude au façonnage

Pour les diamètres minimaux des mandrins de cintrage [C 2 333, § 1.3 et tableaux 1 et 2].

### 3.2.3 Caractères mécaniques

Le tableau C1 de l'annexe C de l'EC2 dont le tableau 3 donne un extrait donne les valeurs caractéristiques de la limite d'élasticité  $f_{yk}$ , de la résistance à la traction  $f_{tk}$  et de l'allongement sous charge maximale  $\varepsilon_{uk}$ .

Les valeurs de  $f_{yk}$  et  $f_{tk}$  sont rapportées à la section nominale.

Tableau 3 – Caractéristiques mécaniques des armatures (extrait du tableau C1 de l'annexe C de l'EC2)

Forme du produit	Barres et fils redressés			Treillis soudés			Exigence ou valeur du fractile (%)
Classe	A	B	C	A	B	C	-
Limite caractéristique d'élasticité $f_{yk}$ ou $f_{0,2k}$ (MPa)	400 à 600 (1)						5,0
Valeur minimale de $k = (f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15 < 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15 < 1,35$	10,0
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale, $\varepsilon_{uk}$ (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0

(1) Pour l'Annexe Nationale, la valeur maximale de  $f_{yk}$  à utiliser est en général 500 MPa.

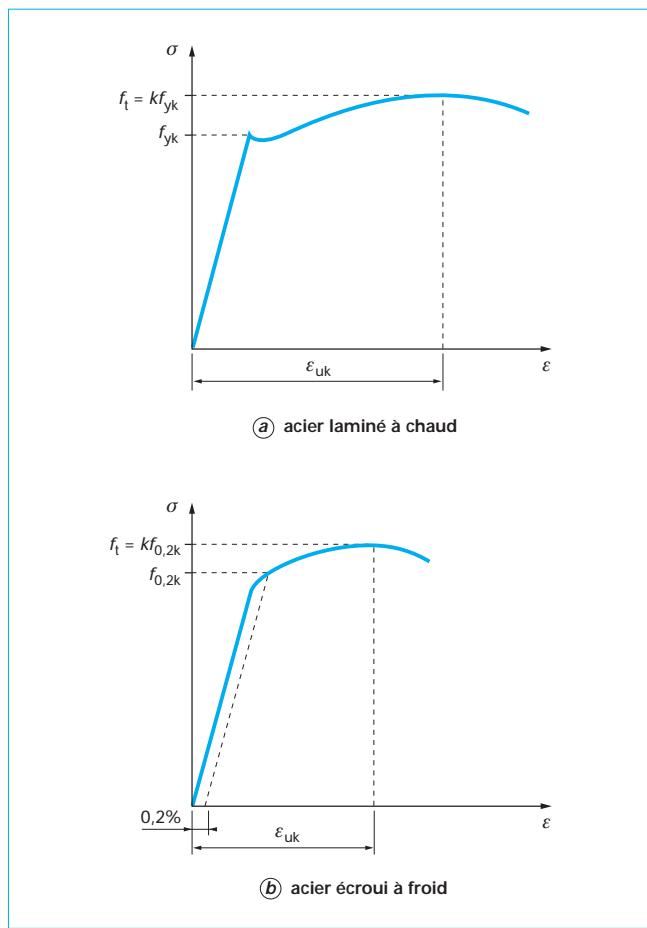


Figure 6 – Diagrammes-types contrainte-déformation pour les aciers de béton armé (figure 3.7 de l'EC2)

### 3.2.4 Caractères de ductilité

La ductilité d'un acier de béton armé est caractérisée par les valeurs minimales de :

- la valeur caractéristique  $\varepsilon_{uk}$  de l'allongement sous charge maximale (figure 6) ;
- la valeur caractéristique du rapport  $(f_t/f_y)_k$  de la résistance à la traction à la limite d'élasticité.

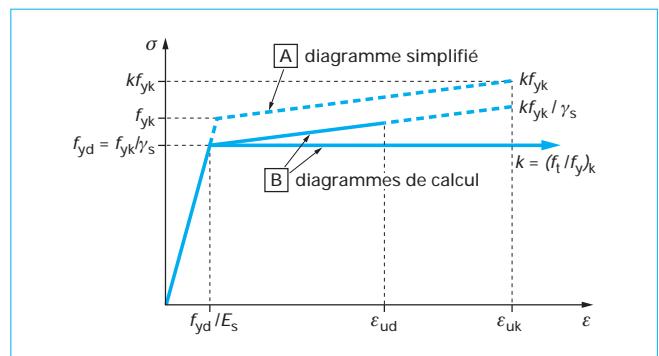


Figure 7 – Diagramme simplifié et diagrammes de calcul pour les aciers de béton armé (tendus ou comprimés) (figure 3.8 de l'EC2)

L'EC2, suivant en cela la norme EN 10080 [6], définit trois classes de ductilité :

- classe A : ductilité normale (treillis soudés formés de fils tréfilés ou laminés à froid) ;
- classe B : haute ductilité (barres HA laminées à chaud) ;
- classe C : très haute ductilité (acières réservés à des usages spéciaux ; constructions parasismiques).

Cette différence de comportement du point de vue de la ductilité est prise en compte dans l'analyse structurale (voir § 5.5 et 5.6). Les confusions entre barres de classes de ductilité différentes sont évitées grâce à un marquage spécifique.

### 3.2.5 Autres caractères

Il s'agit de l'aptitude au soudage et de la résistance à la fatigue (se reporter à la norme EN 10080 [6] et à l'EC2, article 3.2.5 et tableau C2N ainsi qu'aux normes EN ISO 17660 [7] et EN ISO 15630 [8]).

### 3.2.6 Données pour les calculs

1 – Les calculs sont basés sur la considération du diamètre nominal et de la section nominale.

2 – Pour l'analyse globale, les vérifications locales ou le calcul des sections, il est permis de substituer aux diagrammes expérimentaux l'un des deux diagrammes ci-après (figure 7) :

a) diagramme comportant une branche supérieure rectiligne inclinée avec une déformation relative  $\varepsilon_s$  de l'acier plafonnée à la valeur  $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk}$ , et une contrainte maximale  $k f_{yk} / \gamma_s$  (pour  $\varepsilon_{uk}$  et  $k$ , voir tableau 3 ;  $\gamma_s$ , coefficient partiel de l'acier) ;

b) diagramme comportant une branche supérieure horizontale, sans limite pour la déformation relative de l'acier.

## 4. Durabilité et enrobage des armatures

### 4.1 Généralités

Dès la conception de la structure, la qualité requise du comportement, de même que sa durée, doivent être considérés, et tous les éléments susceptibles d'affecter la durabilité globale doivent être pris en compte.

### 4.2 Conditions d'environnement

En fonction du type d'environnement et de ses caractéristiques, sont définies des classes d'exposition (voir tableau 4).

En complément aux conditions d'environnement décrites dans ce tableau, des formes particulières d'actions agressives ou d'actions indirectes doivent être considérées, telles que les attaques chimiques (chlorures, alcali-réaction, ...) et les attaques physiques (abrasion, pénétration d'eau, ...).

L'annexe E de l'EC2 donne, à titre indicatif, les classes de béton à adopter en fonction des conditions d'environnement, ce qui peut conduire à choisir une classe de béton supérieure à celle requise pour le calcul structural (pour le calcul du pourcentage minimal et le contrôle des ouvertures de fissures, la valeur de  $f_{ctm}$  est alors celle de la classe supérieure adoptée pour le béton).

Note : les classes de structure sont définies dans chaque Annexe Nationale. La classe de structure minimale est désignée par S1. La classe de structure recommandée (durée d'utilisation de projet de 50 ans) est la classe S4.

### 4.3 Exigences pour la durabilité

Les exigences pour la durabilité concernent : la conception structurale, le choix des matériaux, les dispositions constructives, l'exécution, le contrôle de qualité, les inspections, les vérifications, les mesures particulières (par exemple, l'emploi d'armatures en acier inoxydable).

### 4.4 Enrobages

#### 4.4.1 Enrobage nominal

L'enrobage **nominal**  $c_{\text{nom}}$  de toute armature (y compris les armatures de peau) doit être spécifié sur les dessins. Il est égal à :

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (28)$$

avec  $c_{\text{min}}$  enrobage **minimal** (§ 4.4.2),

$\Delta c_{\text{dev}}$  tolérance d'exécution admise (§ 4.4.3).

#### 4.4.2 Enrobage minimal

Un enrobage **minimal**  $c_{\text{min}}$  doit être prévu afin d'assurer une transmission correcte des forces d'adhérence, la protection des armatures contre la corrosion (durabilité) et une résistance adéquate à l'incendie. Pour satisfaire les exigences relatives aux deux premières conditions, il faut avoir :

$$c_{\text{min}} = \text{Max} [c_{\text{min},b}; c_{\text{min},dur} + \Delta c_{\text{dur},\gamma} - \Delta c_{\text{dur},st} - \Delta c_{\text{dur},add}; 10 \text{ mm}] \quad (29)$$

avec  $c_{\text{min},b}$  enrobage minimal pour respecter les exigences d'adhérence,

$c_{\text{min},dur}$  enrobage minimal pour respecter les conditions d'environnement,

- $\Delta c_{\text{dur},\gamma}$  sécurité additionnelle,
- $\Delta c_{\text{dur},st}$  réduction en cas d'emploi d'acier inoxydable,
- $\Delta c_{\text{dur},add}$  réduction en cas d'une protection additionnelle.

Pour les trois derniers termes, les valeurs sont normalement prises égales à zéro mais l'Annexe Nationale envisage des cas où une valeur différente de zéro doit être adoptée.

- $c_{\text{min},b}$

Pour assurer une transmission correcte des forces d'adhérence et un serrage correct du béton, l'enrobage minimal  $c_{\text{min},b}$  d'une barre ne doit pas descendre au dessous de son diamètre nominal  $\mathcal{O}$  ou, s'il s'agit d'un paquet de  $n$  barres, au dessous du diamètre équivalent  $\mathcal{O}_n$  du paquet ( $\mathcal{O}_n = \mathcal{O} \sqrt{n}$ ).

Si la dimension maximale  $d_g$  du granulat est supérieure à 32 mm, l'enrobage minimal défini ci-dessus doit être augmenté de 5 mm.

- $c_{\text{min},dur}$

Les valeurs données par le tableau 4.4 N de l'EC2 (tableau 5) et adoptées par l'Annexe Nationale s'appliquent au béton normal armé d'acières au carbone ordinaires. La classe de structure recommandée correspond à une durée de vie de l'ouvrage de 50 ans (classe 4). Pour une durée de vie de 100 ans, il faut augmenter la classe de deux rangs. Inversement, on peut réduire la classe d'un rang (détails en [2]) si, indépendamment :

- il s'agit d'une dalle ;

- un contrôle de qualité particulier est assuré pour la production du béton ;

- la classe de résistance du béton est au moins égale aux valeurs du tableau ci-après :

Classes (1) d'exposition	X0, XC1	XC2, XC3	XC4, XD1, XD2, XS1	XD3, XS2, XS3
Classes de résistance	30/37	35/45	40/50	45/55

(1) Selon l'Annexe Nationale : 30/37 pour les classes XC2 et XC3, 35/45 pour la classe XC4 et 40/50 pour la classe XS2. Le reste sans changement.

Pour du béton coulé au contact d'autres éléments (préfabriqués ou coulés eux-mêmes *in situ*), l'enrobage minimal par rapport à l'interface peut être réduit à  $c_{\text{min},b}$  sous réserve que la classe du béton soit au moins égale à C25/30, que l'interface soit rendue rugueuse et que son temps d'exposition à l'environnement extérieur soit au plus égal à 28 jours. Pour les parements irréguliers, l'enrobage minimal doit être augmenté d'au moins 5 mm.

#### Exemple : Détermination des enrobages nominaux

**Cas visé** : poutres ou poteaux d'une structure de classe 4, en classe d'exposition XC1 (tableau 5),  $c_{\text{min},dur} = 15 \text{ mm}$ .

Dans ce qui suit,  $d_1$  désigne la distance de l'axe d'une barre au parement voisin (la hauteur utile vaudrait donc  $d = h - d_1$ ).

**Hypothèse 1** :  $\mathcal{O}_\ell = 20 \text{ mm}$ ;  $\mathcal{O}_t = 10 \text{ mm}$ ; béton tel que  $d_g \leq 32 \text{ mm}$  ( $d_g$ , dimension maximale du granulat)

Tolérance admise :  $\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$ .

- pour les armatures transversales (expression (29)) :

$$c_{\text{min}} = \text{Max} [\mathcal{O}_t; 15 \text{ mm}] = 15 \text{ mm}$$

d'où, pour celles-ci (§ 4.4.1) :

$$\begin{aligned} c_{\text{nom}} &= c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} \\ &= 15 + 10 = 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Épaisseur de béton sous la barre longitudinale :

$$c_{\text{nom}} + \mathcal{O}_t = 35 \text{ mm}$$

**Tableau 4 – Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement**  
(selon l'EN 206-1 [4] et le tableau 4.1 de l'EC2)

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

(1) Se reporter à l'Annexe Nationale qui rend cette colonne normative et lui adjoint des notes appropriées.

- pour les armatures longitudinales :

$$c_{\min} = \text{Max} [\emptyset_{\ell}; 15 \text{ mm}] = 20 \text{ mm}$$

d'où, pour celles-ci :

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

Cette valeur étant inférieure à l'épaisseur de 35 mm trouvée en prenant en compte les armatures transversales, on retient :

$$d_1 = 35 + \frac{\emptyset_{\ell}}{2} = 45 \text{ mm}$$

**Hypothèse 2 :**  $\emptyset_{\ell} = 32 \text{ mm}$ ;  $\emptyset_t = 14 \text{ mm}$ ; béton tel que  $d_g \leq 32 \text{ mm}$ .

Tolérance admise :  $\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$

- pour les armatures transversales :

$$\begin{aligned} c_{\min} &= \text{Max} [\emptyset_t; 15 \text{ mm}] \\ &= 15 \text{ mm} \end{aligned}$$

d'où, pour celles-ci :

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

Épaisseur de béton sous une barre longitudinale :

$$c_{\text{nom}} + \emptyset_t = 39 \text{ mm}$$

- pour les armatures longitudinales :

$$c_{\min} = \text{Max} [\emptyset_{\ell}; 15 \text{ mm}] = 32 \text{ mm}$$

d'où, pour celles-ci :

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 32 + 10 = 42 \text{ mm}$$

Cette valeur étant supérieure à l'épaisseur de 39 mm trouvée en prenant en compte les armatures transversales, on retient :

$$d_1 = 42 + \frac{\emptyset_{\ell}}{2} = 42 + 16 = 58 \text{ mm}$$

Pour du béton coulé au contact de surfaces irrégulières, les valeurs de  $\Delta c_{\text{dev}}$  doivent être augmentées, l'enrobage final ne pouvant être inférieur à 30 mm pour un béton coulé au contact d'un terrain préparé ou d'un béton de propreté, et à 65 mm pour un béton coulé au contact direct d'un terrain non préparé (ces valeurs sont celles adoptées par l'Annexe Nationale).

## 5. Analyse structurale

### 5.1 Généralités

#### 5.1.1 Exigences générales

L'objet de l'analyse est d'établir la distribution soit des sollicitations, soit des contraintes, des déformations et des déplacements pour l'ensemble, ou une partie seulement, d'une structure. Si nécessaire, une analyse locale additionnelle doit être faite.

Note : dans la plupart des cas normaux, l'analyse fournit la distribution des sollicitations ; cependant, pour certains éléments complexes, la méthode utilisée (par exemple, méthode des éléments finis) ne fournit que les contraintes, les déformations et les déplacements. Il faut avoir recours à des méthodes spéciales pour déduire de ces résultats les sections d'armatures appropriées.

Des analyses locales complémentaires peuvent être nécessaires dans les zones où l'hypothèse d'une distribution linéaire des contraintes ne peut plus être conservée comme, par exemple : les appuis, les zones d'application de forces localisées, les croisements de poutres, les jonctions poutres-poteaux, les zones d'ancre, les changements de section.

L'annexe F de l'EC2 donne une méthode pratique de détermination des armatures dans le cas d'un champ de contraintes plan.

Les modèles de comportement couramment adoptés sont :

- le comportement élastique ;
- le comportement élastique avec redistribution limitée ;
- le comportement plastique, incluant les modèles à bielles et tirants ;
- le comportement non linéaire.

Pour les bâtiments, les déformations des éléments linéaires et des dalles dues aux efforts normaux et aux efforts tranchants peuvent être négligées lorsque l'on prévoit qu'elles seront inférieures à 10 % de celles dues à la flexion.

#### 5.1.2 Exigences spécifiques pour les fondations

Lorsque l'interaction sol-structure a une influence significative sur les effets des actions dans la structure, les propriétés du sol et les effets de l'interaction doivent être pris en compte conformément à l'EN 1997 (calcul géotechnique [11]).

Pour les fondations sur pieux, l'interaction entre pieux peut être négligée lorsque la distance libre qui les sépare est au moins égale à deux fois leur diamètre.

#### 5.1.3 Cas de charge et combinaisons d'actions

Les cas de charge et combinaisons d'actions considérées doivent permettre d'établir les conditions de dimensionnement déterminantes dans toutes les sections de la structure ou une partie de celle-ci.

Note : pour les bâtiments courants, on peut généralement se borner à considérer des combinaisons d'actions et des cas de charge simplifiés :

- a) chargement alterné des travées par  $y_G G_k + y_Q Q_k$  d'une part, et par  $y_G G_k$  d'autre part ;
- b) deux travées adjacentes quelconques chargées par  $y_G G_k + y_Q Q_k$ , les autres chargées uniquement par  $y_G G_k$ .

## 5.2 Imperfections géométriques

Les effets défavorables d'imperfections géométriques éventuelles de la structure et d'écart dans la position des charges doivent être pris en compte à l'état-limite ultime aussi bien pour les situations de projet durables que pour les situations de projet accidentelles. Il n'y a pas lieu de considérer les imperfections aux états-limites de service.

Pour l'analyse, les écarts sont représentés par des imperfections géométriques **conventionnelles**, en rapport avec les tolérances d'exécution. Ce qui suit s'applique principalement aux bâtiments. L'Annexe Nationale précise que, pour les calculs de stabilité, les imperfections géométriques ne peuvent être inférieures à 2 cm.

**Pour les éléments comprimés et les structures soumises à des charges verticales**, les imperfections peuvent être représentées par une inclinaison  $\theta_i$ . Pour des tolérances d'exécution « normales » (classe 1 selon l'EN 13670 [10]) :

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad (30)$$

avec  $\theta_0$  inclinaison de base :  $\theta_0 = 1/200$ ,

$\alpha_h$  coefficient de réduction pour hauteur :  $\alpha_h = 2/\sqrt{\ell}$  ;  $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$ ,

$\alpha_m$  coefficient de réduction pour nombre d'éléments :

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

$\ell$  longueur ou hauteur, en m,

$m$  nombre d'éléments verticaux contribuant à l'effet total.

Pour déterminer  $\ell$  et  $m$ , trois cas sont à considérer :

- a – élément isolé :  $\ell$  longueur réelle de l'élément ;  $m = 1$  ;
- b – système de contreventement :  $\ell$  hauteur du bâtiment ;  $m$  nombre d'éléments verticaux qui transmettent la force horizontale appliquée au contreventement ;

c – planchers de contreventement ou diaphragmes des toitures transmettant les forces horizontales :  $\ell$  hauteur d'étage,  $m$  nombre d'éléments verticaux dans l'étage (ou les étages) transmettant la force horizontale totale appliquée au plancher.

Pour les éléments isolés (§ 5.8.1 et figure 21), l'effet des imperfections peut être pris en compte, au choix :

- soit au moyen d'une excentricité  $e_i$  :

$$e_i = \theta_0 \ell_0 / 2 \quad (31)$$

où  $\ell_0$  est la longueur de flambement (§ 5.8.3.2)

Pour les voiles et les poteaux isolés des ossatures contreventées, on peut, par simplification, prendre  $e_i = \ell_0 / 400$  [ $\alpha_h = 1$ ] :

- soit au moyen d'une force transversale  $H_i$  placée de manière à conduire au moment de flexion maximal ( $N$ , charge axiale) :

- dans le cas où les extrémités peuvent se déplacer (figure 8a, non contreventé) :

$$H_i = \theta_i N \quad (32)$$

- dans le cas où les extrémités sont fixes (figure 8a, contreventé) :

$$H_i = 2\theta_i N \quad (33)$$

Pour les structures, l'effet de l'inclinaison  $\theta_i$  peut être représenté par des forces horizontales, que l'on inclut dans l'analyse avec les autres actions :

- effet sur le système de contreventement (figure 8b) :

$$H_i = \theta_i (N_b - N_a) \quad (34)$$

- effet sur le plancher jouant le rôle de diaphragme (figure 8c) :

$$H_i = \theta_i (N_b + N_a) / 2 \quad (35)$$

- effet sur le diaphragme de toiture (figure 8d) :

$$H_i = \theta_i N_a \quad (36)$$

avec  $\theta_i$  selon l'expression (30),

$N_a, N_b$  forces longitudinales contribuant à la force horizontale  $H_i$ .

## 5.3 Modélisation de la structure

### 5.3.1 Modèles structuraux

Un élément prismatique est considéré comme une **poutre** lorsque le rapport de sa portée  $\ell$  à la hauteur totale  $h$  de sa section droite est tel que  $\ell/h \geq 3$ . Une poutre pour laquelle  $\ell/h < 3$  est une **poutre-cloison**.

Un élément plan est considéré comme une **dalle** si sa plus petite portée est au moins égale à cinq fois son épaisseur. Une dalle rectangulaire soumise en majeure partie à des charges uniformes est considérée comme portant dans un seul sens si soit elle possède deux bords libres sensiblement parallèles, soit elle est appuyée sur ses quatre côtés, avec un rapport  $\ell_y/\ell_z$  ( $\ell_x/\ell_y$  en notations françaises) au plus égal à 0,5.

Pour l'analyse, des dalles nervurées ou à caissons peuvent être assimilées à des dalles pleines si :

- la distance entre nervures n'excède pas 1 500 mm ;
- la hauteur de la retombée n'excède pas quatre fois son épaisseur ;
- l'épaisseur de la table est au moins égale à la plus grande des deux quantités : 1/10 de la distance libre entre les nervures, 50 mm (40 mm si des entrevois permanents sont disposés entre les nervures) ;
- des nervures transversales sont prévues avec une distance libre n'excédant pas 10 fois l'épaisseur totale de la dalle.

Est considéré comme un **poteau** un élément tel que  $\ell \geq 3b$  ;  $b \leq 4a$  ( $\ell$ , hauteur ;  $a$ , petite dimension ;  $b$ , grande dimension de la section transversale).

Un **voile** est un élément dont la longueur horizontale est au moins égale à quatre fois son épaisseur. S'il n'en est pas ainsi, on a affaire à un poteau.

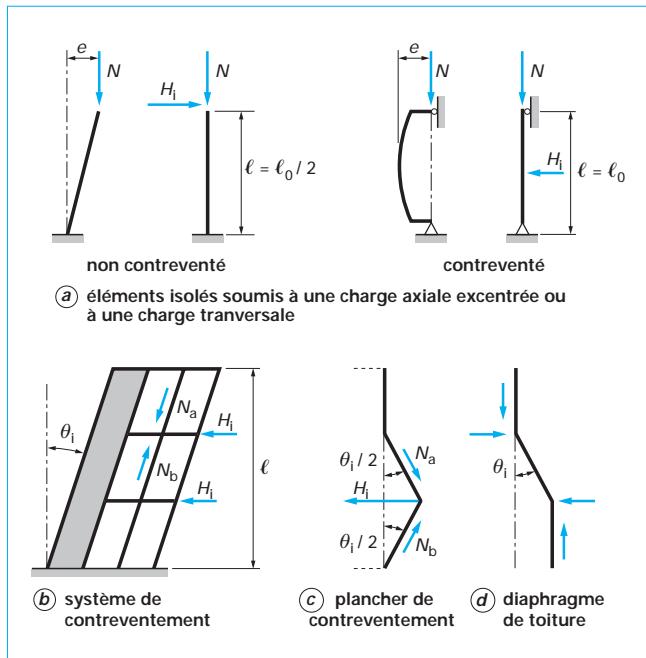


Figure 8 – Effets des imperfections géométriques (figure 5.1 de l'EC2)

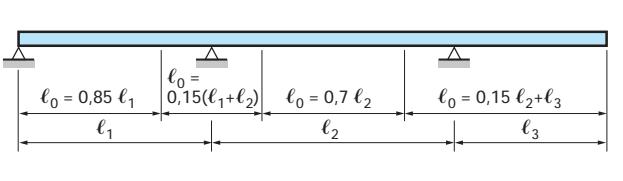


Figure 9 – Distances conventionnelles entre points de moment nul (figure 5.2 de l'EC2)

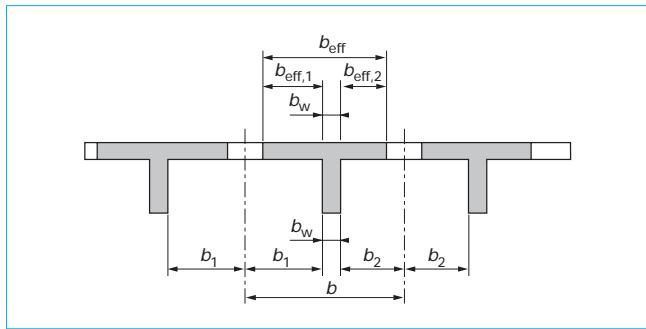


Figure 10 – Largeur participante d'une table de compression.  
Notations (figure 5.3 de l'EC2)

### 5.3.2 Données géométriques

#### 5.3.2.1 Largeur participante des tables de compression

Cette largeur est à considérer pour tous les états-limites, aussi bien pour l'analyse que pour les justifications des sections.

Lorsqu'une grande précision n'est pas exigée (par exemple, poutres continues des bâtiments), l'analyse peut être faite en admettant une largeur constante, celle en travée, sur toute la portée.

Les formules données ci-après prennent en compte une distance conventionnelle  $\ell_0$  entre points de moment nul (figure 9). Les notations sont définies par la figure 10.

La largeur participante  $b_{\text{eff}}$  d'une poutre en T ou en L peut être prise égale à :

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b \quad (37)$$

où  $b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1\ell_0 \leq 0,2\ell_0$  (38)

et  $b_{\text{eff},i} \leq b_i$  (39)

#### 5.3.2.2 Portée utile des poutres et des dalles des bâtiments courants

• La portée considérée dans les calculs est la portée *utile* (*effective*)  $\ell_{\text{eff}}$ , prise égale à :

$$\ell_{\text{eff}} = \ell_n + a_1 + a_2 \quad (40)$$

avec  $\ell_n$  portée libre entre nus d'appuis.

Les valeurs de  $a_1$  ou  $a_2$ , aux extrémités de chaque travée, sont définies, pour divers cas d'appui, par la figure 11 où  $t$  désigne la profondeur de l'appui (ou la largeur de l'appareil d'appui).

• Dans le cas où une poutre (ou une dalle) est solidaire des poteaux ou voiles qui la supportent, le moment critique de calcul peut être pris égal au moment au nu d'appui. Le moment de calcul et la réaction transmis au support (poteau, voile) doivent chacun

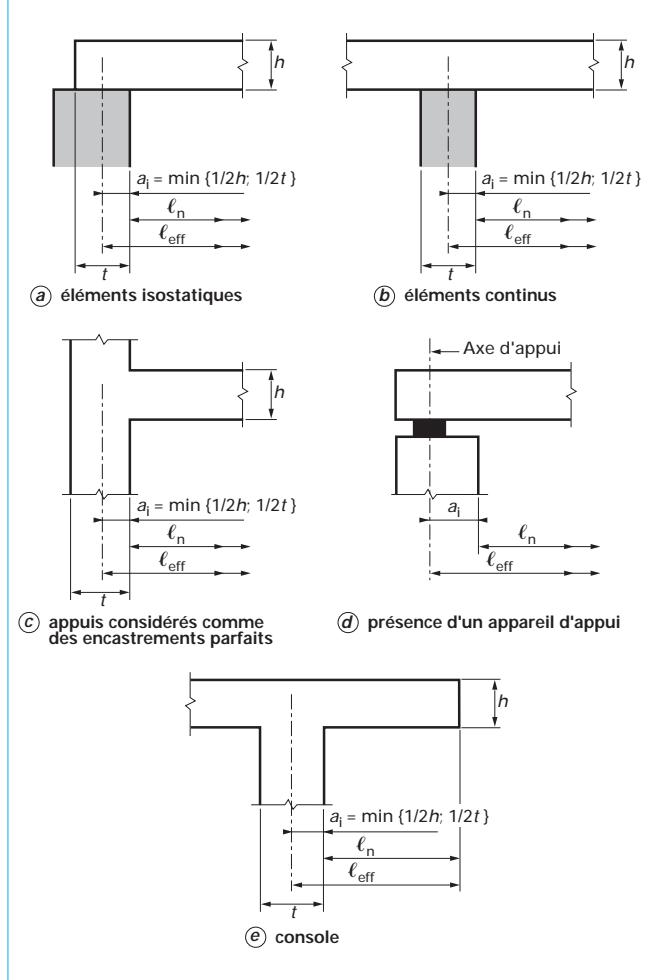


Figure 11 – Portées utiles pour différentes conditions d'appui (figure 5.4 de l'EC2)

être pris égaux à la plus grande des valeurs élastiques ou redistribuées.

Note : le moment au nu d'appui ne peut être pris inférieur à 0,65 fois le moment d'encastrement.

- *Ecrêtage sur appuis de la courbe des moments*

Pour une poutre (ou une dalle) continue pouvant être considérée comme simplement posée sur ses appuis, on peut « écrêter » la courbe des moments de flexion, tracée en considérant la portée entre axes des éléments (figure 12) de la quantité :

$$\Delta M_{\text{Ed}} = F_{\text{Ed,sup}} \cdot t \cdot h \quad (41)$$

avec  $F_{\text{Ed,sup}}$  réaction d'appui (« sup » pour « support »),  
 $t$  largeur de l'appui.

## 5.4 Analyse élastique-linéaire

L'analyse linéaire, basée sur la Théorie de l'Élasticité, peut être utilisée pour les états-limites de service et pour les états-limites ultimes.

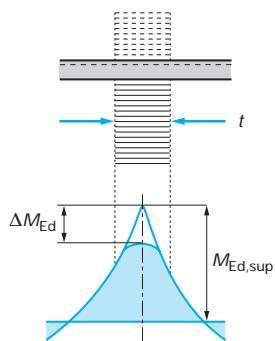


Figure 12 – Écrêtage sur appuis de la courbe des moments

Pour la détermination des sollicitations, l'analyse peut généralement être faite en supposant les sections non fissurées, en admettant des lois de comportement  $\sigma$ - $\varepsilon$  linéaires et en adoptant des valeurs moyennes pour le module d'élasticité.

Pour l'effet des déformations imposées (effets du retrait, effets thermiques, tassements d'appui) à l'état-limite ultime, on peut admettre une réduction de la rigidité, due aux sections fissurées, en négligeant la contribution du béton tendu, mais en incluant les effets du fluage.

Pour les états-limites de service, l'évolution graduelle de la fissuration doit être prise en compte.

## 5.5 Analyse élastique-linéaire avec redistribution limitée

Pour les vérifications à l'état-limite ultime des poutres et des portiques, à condition que la capacité de rotation puisse être établie de manière fiable, les moments de flexion ultimes, déterminés au moyen d'une analyse élastique-linéaire peuvent être redistribués, c'est-à-dire que les moments de flexion dans les sections les plus sollicitées peuvent être multipliés par un coefficient réducteur  $\delta$  (voir ci-après), les moments dans les autres sections étant augmentés en conséquence pour maintenir l'équilibre.

Toutes les conséquences de la redistribution admise sur l'effort tranchant, les ancrages et les arrêts de barres, ainsi que sur la fissuration, doivent être prises en compte dans le calcul, à toutes les étapes de la vérification. En particulier, les longueurs des barres doivent être suffisantes pour qu'aucune autre section ne devienne critique.

Dans les poutres continues et les dalles où la flexion prédomine et où le rapport des portées adjacentes est tel que  $0,5 \leq \ell_1/\ell_{i\pm 1} \leq 2$ , on peut se dispenser de vérifier explicitement la capacité de rotation sous réserve que le rapport  $\delta$  du moment redistribué au moment élastique originel soit tel que ( $x_u$ , hauteur de l'axe neutre à l'état-limite ultime, après redistribution,  $d$  hauteur utile) :

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u/d \quad \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (42)$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 x_u/d \quad \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (43)$$

avec en outre  $\delta \geq 0,70$  dans le cas d'emploi d'armatures des classes de ductilité B ou C,

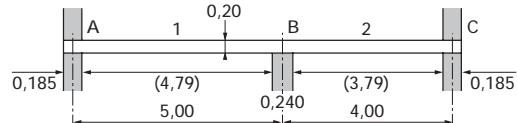
$\delta \geq 0,80$  dans le cas d'emploi d'armatures de classe de ductilité A.

Les valeurs de  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  et  $k_4$  sont :

$$\begin{aligned} k_1 &= 0,44 & k_2 &= 1,25(0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu2}) & (\varepsilon_{cu2} \text{ selon tableau 1}) \\ k_3 &= 0,54 & k_4 &= 1,25(0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu2}) \end{aligned}$$

Pour la vérification des poteaux, les moments élastiques dus au fonctionnement en portique ne peuvent faire l'objet d'aucune redistribution.

### Exemple : Redistribution pour le calcul d'une dalle



unités : mètres

Schéma de la dalle

**Données :** béton classe C20/25 – Treillis soudé (classe A)  
 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

#### Actions :

Poids propre :  $25 \times 0,20 = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Revêtements divers :  $1,10 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Total : } g = 6,10 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Charge variable d'exploitation } q = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

Chaque panneau ne porte que dans un seul sens.

#### Portées utiles [expression (40)] :

$$\ell_{\text{eff}} = \ell_n + a_1 + a_2$$

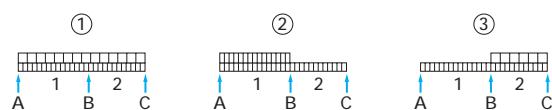
$$\ell_{\text{eff},1} = 4,79 + \frac{0,185}{2} + \frac{0,24}{2} = 5,00 \text{ m}$$

$$\ell_{\text{eff},2} = 3,79 + \frac{0,185}{2} + \frac{0,24}{2} = 4,00 \text{ m}$$

L'indice « eff » sera supprimé par la suite.

Les sollicitations sont déterminées par la Résistance des Matériaux (RdM) traditionnelle, pour les trois cas de charge suivants (sur l'appui central :  $M = -\frac{p_1 \ell_1^3 + p_2 \ell_2^3}{8(\ell_1 + \ell_2)}$  ; sur les appuis de rive,  $M = 0$ )

$$\text{central : } M = -\frac{p_1 \ell_1^3 + p_2 \ell_2^3}{8(\ell_1 + \ell_2)} \quad ; \text{ sur les appuis de rive, } M = 0$$



Trois cas de charge

À l'état-limite ultime :

— pour une travée chargée :

$$p_u = 1,35 \times 6,10 + 1,5 \times 5 = 15,74 \text{ kN/m}^2$$

— pour une travée déchargée :

$$p_u = 1,35 \times 6,10 = 8,24 \text{ kN/m}^2$$

Les résultats sont les suivants (moments en kN·m/m) :

Cas de charge	$M_{\max}$ en travée AB	$M$ sur appui central	$M_{\max}$ en travée BC
1	30,7	-41,3	14,2
2	33,4	-34,6	3,7
3	13,5	-28,3	18,9
Redistribution	33,15	-35,1	16,4

L'armature étant du treillis soudé, le coefficient de redistribution  $\delta$  doit être compris entre 1 et 0,8. Adoptons  $\delta = 0,85$ .

Le moment maximal « redistribué » sur l'appui B prend la valeur :

$$M'_{Ed} = \delta M_{Ed,B} = 0,85 (- 41,3) = - 35,1 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

ce qui conduit, pour les moments en travée, à la dernière ligne du tableau ci-avant. Finalement, on ne retient, pour le calcul des armatures que les valeurs :  $M_{Ed} = 33,4 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$  dans la travée AB ( $> 33,15$ ) ;

$$M'_{Ed} = - 35,1 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \text{ (moment redistribué)};$$

$$M_{Ed} = 18,9 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \text{ dans la travée BC} (> 16,4).$$

Mais pour le calcul des armatures supérieures sur l'appui B, on pourra écrire la courbe des moments, et on prendra :

$$M^*_{Ed,B} = M'_{Ed,B} + \Delta M_{Ed,B}$$

sachant que : [équation (41)] :

$$\Delta M_{Ed,B} = \frac{F_{Ed,sup} t}{8}$$

avec  $t$  largeur de l'appui = 0,24 m,

$F_{Ed,sup}$  réaction d'appui (indice « sup » pour « support » = appui) :  $F_{Ed,sup} = - V'_{Ed,Bw} + V'_{Ed,Be}$

avec effort tranchant au nu de gauche de l'appui B :

$$\begin{aligned} V'_{Ed,Bw} &= - p_u \frac{\ell_1}{2} + \frac{M'_{Ed,B}}{\ell_1} = - 15,74 \times 2,5 - \frac{35,10}{5} \\ &= - 46,37 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

effort tranchant au nu de droite de l'appui B :

$$\begin{aligned} V'_{Ed,Be} &= p_u \frac{\ell_2}{2} - \frac{M'_{Ed,B}}{\ell_2} = 15,74 \times 2 + \frac{35,10}{4} \\ &= 40,26 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{d'où : } \Delta M_{Ed,B} = \frac{(46,37 + 40,26) 0,24}{8} = 2,6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

Finalement, le moment à prendre en compte pour le calcul des armatures de l'appui B est :

$$M^*_{Ed,B} = - 35,10 + 2,6 = - 32,5 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{et } \mu_d = \frac{|M^*_{Ed,B}|}{bd^2 f_{cd}} = \frac{32,5 \cdot 10^{-3}}{1,0 \times 0,17^2 \times 13,33} = 0,0844$$

[Form C 2 334, tableau 1] donne pour  $\delta = 0,85$  :  $\mu_{lim} = 0,229$ . On a donc  $\mu_d < \mu_{lim}$ , la condition (42) sur  $\frac{x_u}{d}$  est donc satisfaite, et la redistribution de 15 % adoptée peut-être admise (on aurait même pu aller jusqu'à 20 %).

**Nota** : en poursuivant le calcul des armatures par les formules données en [Form C 2 334, (1) à (7)], on trouverait :

- sur appui B :  $A_s = 4,39 \text{ cm}^2/\text{m}$  (un panneau ADETS ST50) ;
- en travée AB :  $A_s = 4,53 \text{ cm}^2/\text{m}$  (un panneau ADETS ST50) ;
- en travée BC :  $A_s = 2,41 \text{ cm}^2/\text{m}$  (un panneau ADETS ST25).

## 5.6 Méthodes d'analyse plastique

### 5.6.1 Généralités

De telles méthodes ne doivent être utilisées que pour les vérifications à l'état-limite ultime. La capacité de rotation plastique doit être vérifiée.

L'analyse peut être faite soit par la **méthode statique** (méthode des bielles et tirants par exemple – voir § 5.8), soit par la **méthode cinématique** (théorie des lignes de rupture pour les dalles, par exemple).

### 5.6.2 Analyse plastique des poutres, portiques et dalles

Dans le cas où l'on utilise la méthode cinématique, plusieurs mécanismes possibles doivent être envisagés, de manière à déterminer la capacité portante minimale.

Une ductilité convenable est réputée obtenue (sans qu'il soit besoin de la vérifier) si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

i) la section des armatures tendues est limitée en sorte qu'en toute section :

$$x_u/d \leq 0,25 \text{ pour les classes de béton au plus égales à C50/60},$$

$$x_u/d \leq 0,15 \text{ pour les classes de béton au moins égales à C55/67} ;$$

ii) l'acier est des classes de ductilité B ou C ;

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

Les poteaux des portiques doivent être calculés pour le plus grand moment plastique susceptible de leur être transmis par les poutres auxquelles ils sont liés.

### 5.6.3 Capacité de rotation

Pour les structures formées de poutres et de poutres-dalles, on considère des portions de poutres ou de dalles d'une longueur d'environ  $1,2 h$ , supposées subir une déformation plastique (formation de rotules plastiques) sous la combinaison d'actions considérée. On doit s'assurer qu'à l'état-limite ultime, sous la combinaison d'actions considérée, la rotation calculée  $\theta_s$  est au plus égale à la rotation plastique admissible.

Dans les régions des rotules plastiques, il faut avoir :

$$— x_u/d \leq 0,45 \text{ pour les classes de béton au plus égales à C50/60} ;$$

$$— x_u/d \leq 0,35 \text{ pour les classes de béton au moins égales à C55/67}.$$

**Note** : les valeurs de base de la rotation plastique admissible  $\theta_{pl,q}$  pour les aciers à haute ductilité (classes B et C) peuvent être tirées de la figure 13 pour les classes de béton au plus égales à C50/60 et pour la classe C90/105. Les valeurs correspondant à des classes intermédiaires peuvent être obtenues par interpolation.

Les courbes sont valables pour un élancement d'effort tranchant  $\lambda$  (défini comme le rapport de la distance entre la section de moment maximal et celle de moment nul à la hauteur utile  $d$ ) égal à 3. Pour des valeurs de  $\lambda$  différentes, les valeurs tirées des courbes doivent être multipliées par :

$$\lambda = \sqrt{\lambda/3} \quad (44)$$

A titre de simplification,  $\lambda$  peut être déterminé à partir des valeurs de calcul du moment de flexion et de l'effort tranchant concomitant :

$$\lambda = M_{Ed}/(V_{Ed} d) \quad (45)$$

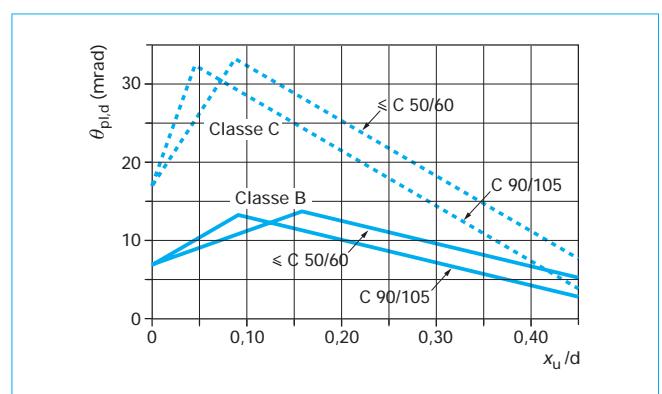


Figure 13 – Rotation plastique admissible ( $\lambda = 3$ ) (figure 5.6N de l'EC2)

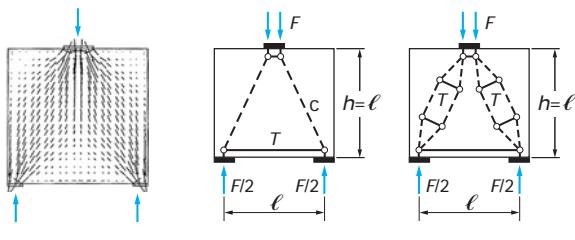


Figure 14 – Modèles de calcul pour une poutre-cloison chargée en son milieu ([14], vol. 3)

## 5.6.4 Analyse avec modèles à bielles et tirants

### 5.6.4.1 Présentation

Dans cette méthode, on imagine un schéma plausible de cheminement des forces à l'intérieur d'un élément par l'intervention de bielles de béton comprimées donnant naissance à des forces de traction qu'il est nécessaire d'équilibrer par des armatures (tirants). L'exemple le plus classique est, en France, celui de la « méthode des bielles », due à P. LEBELLE, pour le calcul des semelles de fondation.

Sous l'influence des travaux des Professeurs SCHLAICH et SCHÄFER de l'Université de Stuttgart (« Konstruiren in Stahlbetonbau, 1984»), le Code-Modèle CEB-FIP de 1990 a érigé cette méthode en méthode générale de calcul des ouvrages en béton armé ou précontraint. L'usage de tels modèles exige une certaine expérience de la part du projeteur.

Les éléments d'un modèle à bielles et tirants sont les tirants constitués par des nappes d'armatures tendues, les bielles de béton véhiculant des contraintes de compression et les noeuds formés par des volumes de béton confiné aux changements de direction des bielles et/ou des armatures et aux ancrages de ces dernières.

On distingue :

- les régions « B » de continuité où le principe de Saint-Venant est applicable (« B » pour *bending* = flexion) ;
- les régions « D » de discontinuité où le principe de Saint-Venant n'est pas applicable : zones d'about des poutres, noeuds de portiques, consoles courtes [C 2 331, § 5 exemple], poutres-cloisons, etc.

### 5.6.4.2 Règles de l'EC2

Pour assurer une compatibilité approximative, les bielles principales du modèle adopté doivent être placées et orientées selon le champ de contraintes donné par la Théorie de l'Élasticité. Si cette condition est satisfaite, le calcul à l'état-limite de service peut aussi être effectué en utilisant le modèle adopté.

Les forces véhiculées par les éléments constitutifs du modèle doivent être déterminées de manière à maintenir, à l'état-limite ultime, l'équilibre avec les charges appliquées. Pour le dimensionnement de ces éléments, cf. [C 2 331, § 5].

Il n'est généralement pas possible de superposer plusieurs modèles à bielles et tirants. Une superposition n'est envisageable que dans le cas où le même modèle peut être adopté pour chaque cas.

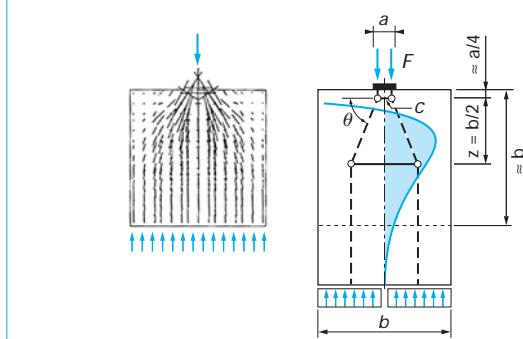


Figure 15 – Modèle de calcul pour un bloc supportant une charge localisée ([14], vol. 3)

### Considérations générales (hors EC2) sur le choix des modèles

Il convient d'essayer de concevoir des modèles simples, comportant un faible nombre de bielles et de tirants. La position et la direction des bielles doivent être déterminées en effectuant, par exemple, une analyse élastique par un calcul aux éléments finis (figures 14 et 15). Un choix judicieux nécessite une certaine expérience (figure 16 ; le modèle (a) est bon, le modèle (b) ne l'est pas, à un double titre : il entraîne un risque de fissuration non négligeable dans la direction indiquée par la figure et une dépense d'acier supérieure à la disposition a).

- Choix des angles  $\theta$  d'inclinaison des bielles (selon Kurt SCHÄFER dans [14], vol. 3)

Les angles  $\theta$  entre les bielles et les tirants doivent être aussi grands que possible ( $\geq 45^\circ$ , figure 17 : cf. en France, la méthode des bielles pour les semelles sur pieux). Il convient cependant de faire une exception pour les cas, très courants, où une bielle aboutit à l'angle de deux tirants orthogonaux (figure 18). Dans ce cas, la bielle doit être contenue à l'intérieur d'un dièdre ouvert de  $\pm 15^\circ$  de part et d'autre de la bissectrice de l'angle droit.

- Forces concentrées sur un bord ou près d'un angle (figure 19)

On a sensiblement  $\delta = 32^\circ$  ( $\theta = 58^\circ$ ). Selon les dimensions et les conditions aux limites de la région D de discontinuité, l'angle  $\delta$  peut être plus grand ou plus petit que  $32^\circ$ . Par exemple, pour la poutre-cloison de la figure 19c, on peut choisir pour le noeud sous la charge  $\delta \leq 45^\circ$ . Si la distance  $a$  augmente, on peut adopter le modèle de la figure 19d, qui comporte un tirant intermédiaire, afin de ne pas trop réduire l'angle  $\theta$ .

## 5.7 Analyse non linéaire

Les méthodes d'analyse non linéaire peuvent être utilisées aussi bien pour les états-limites ultimes que pour les états-limites de service, à condition que la compatibilité soit satisfaite, qu'un comportement non linéaire convenable des matériaux puisse être admis et que la capacité des sections critiques locales à supporter les déformations inélastiques soit vérifiée. Cette analyse peut être du premier ou du second ordres.

Pour les structures élancées, dans lesquelles les effets du second ordre ne peuvent être négligés, on peut utiliser la méthode de calcul donnée au § 5.8.6.

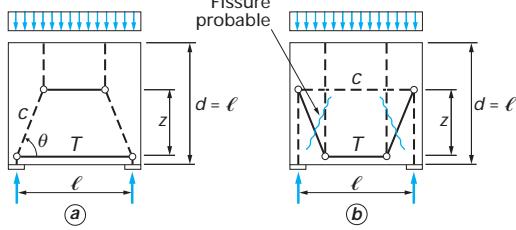
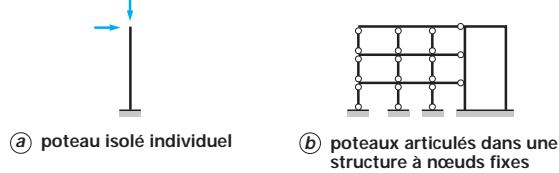


Figure 16 – Modèles de calcul pour une poutre-cloison soumise à une charge uniforme



(a) poteau isolé individuel (b) poteaux articulés dans une structure à noeuds fixes



(c) élément de contreventement élancé, considéré comme un poteau isolé (d) poteaux à extrémités encastrées dans une structure à noeuds fixes

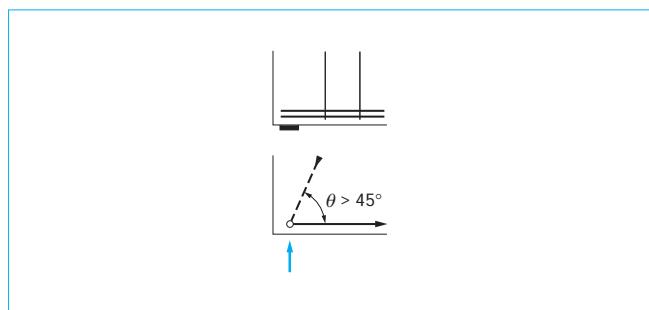


Figure 17 – Inclinaison d'une bielle sur appui ([14], vol. 3)

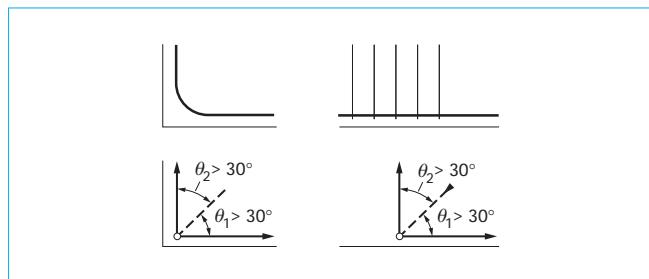


Figure 18 – Inclinaison des bielles aboutissant à l'angle de deux tirants orthogonaux ([14], vol. 3)

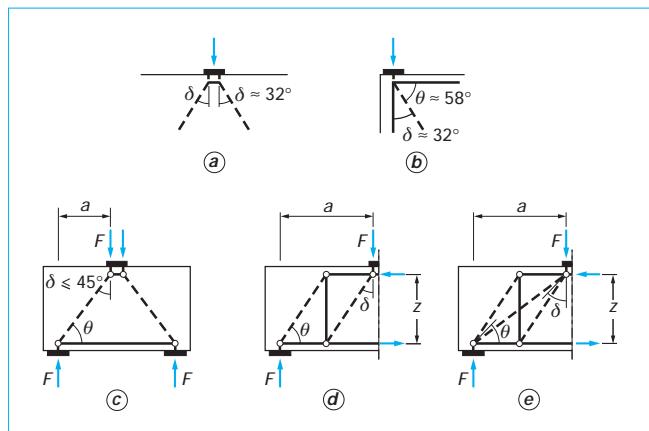


Figure 19 – Différentes solutions possibles dans le choix de modèles de calcul ([14], vol. 3)

## 5.8 Effets du second ordre

### 5.8.1 Définitions

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

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

*Éléments isolés*: éléments qui sont effectivement isolés, ou qui, pour leur calcul, peuvent être considérés comme tels (par exemple, poteaux d'une ossature à noeuds fixes, figure 20).

*Charge de flambement ( $N_B$ )*: pour les éléments isolés, charge critique d'Euler.

### 5.8.2 Généralités

L'article 5.8 de l'EC2 vise les situations où la capacité portante d'une structure ou d'un élément élancés soumis à des efforts normaux de compression (avec ou sans flexion) est influencée de manière significative par les déformations (effets du second ordre).

Les effets globaux du second ordre dans les structures peuvent être négligés s'ils n'atteignent pas 10 % des effets du premier ordre correspondants.

Pour les éléments isolés, les effets du second ordre peuvent être négligés sous la même condition, ou bien si l'élancement (§ 5.8.3.2) demeure inférieur à un élancement limite défini au § 5.8.3.1.

### 5.8.3 Critères simplifiés pour les effets du second ordre

#### 5.8.3.1 Critère d'élancement pour les éléments isolés

Les effets du second ordre peuvent être négligés si  $\lambda \leq \lambda_{\text{lim}}$ .

Pour les définitions de la longueur de flambement  $\ell_0$  et de l'élancement  $\lambda$ , voir § 5.8.3.2.

Note : la valeur de  $\lambda_{lim}$  est définie par :

$$\lambda_{lim} = 2 ABCI/\sqrt{n} \quad (46)$$

avec  $A = 1/(1 + 0,2 \varphi_{ef})$  (si  $\varphi_{ef}$ , défini au § 5.8.4, est inconnu, prendre  $A = 0,7$ ),

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} \text{ avec } \omega = A_s f_{yd}/A_c f_{cd}, A_s \text{ aire totale des armatures longitudinales}$$

(si  $\omega$  est inconnu, prendre  $B = 1,1$ ),

$C = 1,7 - r_m$ , avec  $r_m = M_{0_1}/M_{0_2}$ , rapport des moments du premier ordre aux extrémités de l'élément,  $|M_{0_1}| \geq |M_{0_2}|$  (si  $r_m$  est inconnu, prendre  $C = 0,7$ )

$n = N_{Ed}/A_c f_{cd}$  effort normal relatif.

Si  $M_{0_1}$  et  $M_{0_2}$  engendrent des tractions sur une même face,  $r_m$  est considéré comme positif ( $C \leq 1,7$ ) et négatif s'il n'en est pas ainsi ( $C \geq 1,7$ ).

$r_m$  doit être pris égal à 1 ( $C = 0,7$ ) dans le cas :

- d'éléments contreventés soumis à des moments du premier ordre provenant uniquement ou de façon prédominante d'imperfections ou d'un chargement transversal;
- d'éléments non contreventés, en général.

Dans le cas de la flexion biaxiale, le critère d'élancement peut être vérifié séparément pour chaque direction. Selon le résultat de cette vérification, les effets du second ordre peuvent être :

- négligés dans les deux directions,
- pris en compte dans une seule direction, ou
- pris en compte dans les deux directions.

### 5.8.3.2 Élancement des éléments isolés

L'élancement est défini par la relation :

$$\lambda = \ell_0/i \quad (47)$$

avec  $i$  rayon de giration, calculé sur la section non fissurée ; les armatures peuvent être prises en compte, ou bien, pour simplifier, négligées,  
 $\ell_0$  longueur de flambement.

■ Pour des éléments isolés de section constante soumis à un effort normal constant, les valeurs de  $\ell_0$  sont données, en fonction de la longueur libre  $\ell$ , pour différents cas de liaisons d'extrémité, par la figure 21.

Les figures 21f et 21g concernent les éléments comprimés des ossatures. La longueur de flambement dépend de la rigidité relative des liaisons d'extrémité :

- éléments contreventés (figure 21f) :

$$\ell_0 = 0,5\ell \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right)\left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad (48)$$

- éléments non contreventés (figure 21g) :

$$\ell_0 = \ell \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (49)$$

avec  $k = \theta EI/M\ell$ ,

$\theta$  rotation des éléments entravant la rotation libre en pied pour le moment de flexion  $M$  (figure 20f et g),

$EI$  rigidité de flexion de l'élément comprimé considéré,

$\ell$  hauteur libre entre les liaisons d'extrémité.

Nota :  $k = 0$  pour un encastrement parfait,  $k = \infty$  pour un appui libre. Les valeurs minimales recommandées et adoptées par l'Annexe Nationale sont  $k_1 = 0,1$ ,  $k_2 = 0,1$ .

Si un élément comprimé au-dessus ou au-dessous d'un nœud est susceptible de contribuer à la rotation lors du flambement,  $EI/\ell$  doit être remplacé par  $[(EI/\ell)_a + (EI/\ell)_b]$  où  $a$  et  $b$  se rapportent aux deux éléments comprimés situés de part et d'autre du nœud.

■ Pour les éléments de section et/ou effort normal variables, le critère donné ci-avant en § 5.8.3.1 peut être vérifié en prenant :

$$\ell_0 = \pi \sqrt{EI/N_B} \quad (50)$$

avec  $N_B$  charge de flambement, calculée par exemple par une méthode numérique, et exprimée (de même que  $i$  dans la relation (47)) en fonction du même  $EI$ .

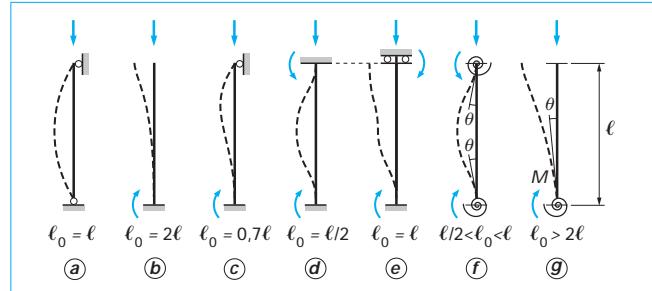


Figure 21 – Longueurs de flambement d'éléments comprimés isolés (figure 5.7 de l'EC2)

### 5.8.3.3 Effets du second ordre globaux dans les bâtiments

Ces effets peuvent être négligés si, à la fois :

1 – on a :

$$F_{V,Ed} \leq 0,31 \frac{n_s}{n_s + 1,6} \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (51)$$

avec  $F_{V,Ed}$  charge verticale totale (sur les éléments contreventés et sur les éléments de contreventement),

$n_s$  nombre d'étages,

$L$  hauteur totale du bâtiment au-dessus du niveau du moment d'encastrement,

$E_{cd}$  valeur de calcul du module d'élasticité du béton selon l'expression (53),

$I_c$  moment d'inertie (calculé en section non fissurée) des éléments de contreventement.

2 – les conditions suivantes sont remplies :

— il n'y a pas d'instabilité de torsion (structure sensiblement symétrique),

— les déformations globales dues à l'effort tranchant sont négligeables (cas de voiles de contreventement sans grandes ouvertures),

— les rotations en pied des éléments de contreventement sont négligeables,

— la rigidité des éléments de contreventement est sensiblement constante sur la hauteur,

— la charge verticale croît sensiblement de la même valeur d'un étage à l'autre.

Le coefficient 0,31 de l'expression (51) peut être remplacé par 0,62, s'il peut être montré que les éléments de contreventement demeurent non fissurés à l'état-limite ultime.

### 5.8.4 Fluage

Il peut être tenu compte de la durée d'application des charges au moyen d'un coefficient  $\varphi_{ef}$  défini en sorte que, sous la charge de calcul, la déformation (courbure) de fluage soit la même que celle que l'on obtiendrait sous charges quasi permanentes avec le coefficient de fluage de base  $\varphi$ .

De manière approchée, on peut prendre :

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) M_{0Eqp}/M_{0Ed} \quad (52)$$

avec  $\varphi(\infty, t_0)$  coefficient de fluage final (§ 3.1.4),

$M_{0Eqp}$  moment de flexion du premier ordre sous la combinaison d'actions quasi permanentes (ELS),

$M_{0Ed}$  moment de flexion du premier ordre sous la combinaison d'actions de calcul (ELU).

Nota : les moments globaux  $M_{0Eqp}$  et  $M_{0Ed}$ , incluant les effets du second ordre et, selon l'Annexe Nationale, les imperfections géométriques, peuvent être utilisés dans l'expression (52) si une vérification séparée de la stabilité sous les charges quasi permanentes est faite, avec  $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0)$ .

Si le rapport  $M_{0\text{Eqp}}/M_{0\text{Ed}}$  varie le long de l'élément considéré, soit  $\varphi_{\text{ef}}$  est calculé dans la section où ce rapport est maximal, soit une valeur moyenne représentative est adoptée.

Les effets du fluage peuvent être négligés (ce qui revient à supposer  $\varphi_{\text{ef}} = 0$ ) si les conditions ci-après sont satisfaites conjointement :

- $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$  ;
- $\lambda \leq 75$  ;
- $M_{0\text{Ed}}/N_{\text{Ed}} \geq h$  ( $h$  hauteur de la section droite dans le plan de flexion sous l'effet du moment du premier ordre  $M_{0\text{Ed}}$ ).

### 5.8.5 Méthodes d'analyse

Les méthodes d'analyse comprennent une méthode générale (§ 5.8.6) et deux méthodes simplifiées (§ 5.8.7) et (§ 5.8.8).

### 5.8.6 Méthode générale

Cette méthode, basée sur une analyse non linéaire du second ordre, donne directement la charge ultime. Elle est, en principe, applicable dans tous les cas.

Les diagrammes  $\sigma-\epsilon$  à utiliser sont ceux du § 3. Dans l'équation (14) et dans la valeur de  $k$ , il faut remplacer  $f_{\text{cm}}$  par  $f_{\text{cd}}$ . Le module d'élasticité du béton peut être pris égal à :

$$E_{\text{cd}} = E_{\text{cm}}/\gamma_{\text{cE}} \quad (53)$$

Note : en principe,  $\gamma_{\text{cE}} = 1,2$ .

Il peut être tenu compte du fluage en multipliant les déformations du béton par  $(1 + \varphi_{\text{ef}})$ ,  $\varphi_{\text{ef}}$  étant défini par l'expression (52).

Normalement, les conditions d'équilibre et de compatibilité des déformations doivent être satisfaites dans plusieurs sections droites. Une méthode simplifiée consiste à ne considérer que la (les) section(s) critique(s) et à supposer une variation convenable de la courbure entre ces sections le long du reste de l'élément.

### 5.8.7 Méthode basée sur une rigidité nominale

#### 5.8.7.1 Généralités

L'analyse peut être conduite avec les rigidités nominales en flexion, réduites pour tenir compte de la fissuration, de la non-linéarité des matériaux et du fluage, ainsi que de la fissuration des éléments adjacents (poutres, fondations, ...).

#### 5.8.7.2 Rigidité nominale

À défaut de calculs plus précis, on peut prendre :

$$EI = K_c E_{\text{cd}} I_c + K_s E_s I_s \quad (54)$$

avec  $E_{\text{cd}}$  selon l'expression (53),

$I_c$  moment d'inertie de la section de béton par rapport à son centre de gravité,

$I_s$  moment d'inertie de l'armature par rapport au centre de gravité du béton.

$K_c$  et  $K_s$  prennent les valeurs suivantes :

$$\text{a) si } \rho = A_s/A_c \geq 0,002 \quad K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{\text{ef}}) ; \quad K_s = 1 \quad (55)$$

$$\text{avec } k_1 = \sqrt{f_{\text{ck}}/20} \quad (\text{MPa}) \quad (56)$$

$$k_2 = n\lambda/170 \leq 0,20 \text{ avec } n = N_{\text{Ed}}/A_c f_{\text{cd}} \quad (57)$$

$\varphi_{\text{ef}}$  selon l'expression (52).

$$\text{Si } \lambda \text{ n'est pas défini, } k_2 = 0,3n \leq 0,20 \quad (58)$$

b) si

$$\rho \geq 0,01 \quad K_c = 0,3/(1 + 0,5 \varphi_{\text{ef}}) ; \quad K_s = 0 \quad (59)$$

Dans les structures hyperstatiques, il faut tenir compte des effets défavorables de la fissuration des éléments adjacents à l'élément considéré. Les expressions (54) à (59) ne sont généralement pas applicables à de tels éléments. Pour simplifier, on peut mener le calcul comme si les sections étaient toutes fissurées. La rigidité peut être déterminée en prenant :

$$E_{\text{cd},\text{eff}} = E_{\text{cd}} / (1 + \varphi_{\text{ef}}) \quad (60)$$

#### 5.8.7.3 Coefficient d'amplification des moments

Le moment total de calcul, moment du second ordre inclus, peut être obtenu en multipliant le moment du premier ordre par un coefficient d'amplification :

$$M_{\text{Ed}} = M_{0\text{Ed}} \left[ 1 + \frac{\beta}{(N_B/N_{\text{Ed}}) - 1} \right] \quad (61)$$

avec  $M_{0\text{Ed}}$  moment du premier ordre,

$N_{\text{Ed}}$  effort normal de calcul,

$N_B$  charge de flambement, calculée avec la rigidité nominale,

$\beta$  coefficient dépendant de la distribution des moments des premier et second ordres.

Pour les éléments isolés de section constante, soumis à un effort normal constant, on peut admettre que la distribution du moment du second ordre est sinusoïdale d'où :

$$\beta = \pi^2/c_0 \quad (62)$$

$c_0 = 8$  pour un moment du premier ordre constant le long de l'élément,

$c_0 = 9,6$  pour une distribution parabolique du moment du premier ordre,

$c_0 = 12$  pour une distribution triangulaire symétrique.

En dehors de ces cas, on peut admettre  $\beta = 1$ . On a alors :

$$M_{\text{Ed}} = \frac{M_{0\text{Ed}}}{1 - (N_{\text{Ed}}/N_B)} \quad (63)$$

### 5.8.8 Méthode basée sur une courbure nominale

#### 5.8.8.1 Généralités

Cette méthode peut être utilisée dans le cas d'éléments isolés de section constante soumis à un effort normal constant, avec différentes conditions de liaisons d'extrémité. Elle est basée sur une estimation de la courbure, qui fournit une relation *flèche-longueur de flambement*. Un moment nominal du second ordre est déduit de la flèche. Les sections sont ensuite calculées en flexion composée [C 2 331, § 6.1].

#### 5.8.8.2 Moments de flexion

Le moment de calcul vaut :

$$M_{\text{Ed}} = M_{0\text{Ed}} + M_2 \quad (64)$$

avec  $M_{0\text{Ed}}$  moment du premier ordre, compte tenu de l'effet des imperfections,

$M_2$  moment nominal du second ordre (voir expression (66)).

Note : pour les éléments hyperstatiques,  $M_{0\text{Ed}}$  est déterminé en tenant compte des conditions de liaison réelles, tandis que  $M_2$  en dépend par la valeur de la longueur de flambement.

Dans le cas où les moments du premier ordre aux extrémités  $M_{0_1}$  et  $M_{0_2}$  sont différents, avec  $|M_{0_2}| > |M_{0_1}|$ , on adopte un moment du premier ordre équivalent :

$$M_{0_e} = 0,6 M_{0_2} + 0,4 M_{0_1} \geq 0,4 M_{0_2} \quad (65)$$

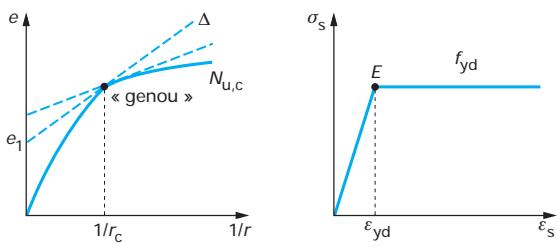


Figure 22 – Représentation graphique de P. FAESSEL pour la détermination de la charge critique de calcul

$M_0$ , et  $M_{0_2}$  ont le même signe s'ils entraînent une traction sur la même face, ou des signes opposés s'il n'en est pas ainsi.

Pour le moment nominal du second ordre, on prend :

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (66)$$

avec  $N_{Ed}$  valeur de calcul de l'effort normal,

$$e_2 \text{ flèche : } e_2 = (1/r) \ell_0^2 / c$$

$1/r$  courbure,

$c$  coefficient dépendant de la distribution de la courbure.

En général, on peut adopter l'hypothèse d'une déformée sinusoïdale, ce qui conduit à  $c = \pi^2 \approx 10$ . Cependant, si le moment du premier ordre est constant, une valeur plus faible doit être prise en compte (la plus faible valeur, 8, correspond à un moment total constant).

#### 5.8.8.3 Courbure

Pour des éléments à section droite constante et symétrique, à armatures symétriques, on peut prendre :

$$1/r = K_r K_\varphi (1/r_0) \quad (67)$$

avec  $K_r$  coefficient de correction général (voir ci-après),

$K_\varphi$  coefficient de correction pour le fluage (voir ci-après),

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd}/0,45 \text{ d} ; \quad \varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s ; \quad d, \text{ hauteur utile.}$$

Si une partie des armatures est distribuée parallèlement au plan de flexion :

$$d = (h/2) + i_s \quad (68)$$

avec  $i_s$  rayon de giration des armatures.

Le coefficient  $K_r$  est pris égal à :

$$K_r = (n_u - n)/(n_u - n_{bal}) \leq 1 \quad (69)$$

avec  $n = N_{Ed}/A_c f_{cd}$  effort normal relatif

$N_{Ed}$  effort normal de calcul

$A_c$  aire de la section droite du béton,

$$n_u = 1 + \omega \text{ où } \omega = A_s f_{yd}/A_c f_{cd}$$

$A_s$  aire totale des armatures,

$n_{bal}$  valeur de  $n$  correspondant à la capacité maximale en flexion. On peut prendre  $n_{bal} = 0,4$  (voir explications à la fin du présent paragraphe).

Prendre  $K_r = 1$  va toujours dans le sens de la sécurité.

Pour  $K_\varphi$ , on peut prendre :

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (70)$$

avec  $\beta = 0,35 + (f_{ck}/200) - (\lambda/150)$ ,  
 $\lambda$  élancement.

#### Origine du coefficient $K_r$

En faisant abstraction du fluage, on admet que la charge critique de calcul  $N_{uc}$  correspond au cas où les deux nappes d'armatures atteignent simultanément la déformation unitaire  $\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$ . La représentation graphique de P. FAESSEL [C 2 306, figure 39] montre en effet que, pour une section donnée,  $N_{uc}$  correspond à la ligne de niveau de la surface définie par  $\Phi(N_i, e_i, 1/r) = 0$  tangente à la droite  $\Delta$  d'équation  $e = e_1 + \ell_0^2/\pi^2$ , relation d'ordre géométrique correspondant à l'hypothèse de la déformée sinusoïdale du poteau. La courbe  $N_{uc}$  présente une brusque variation de pente avec un « genou » de raccordement (figure 22). Cette anomalie est due au changement de pente du diagramme de l'acier au point E de coordonnées  $(f_{yd}, \varepsilon_{yd})$ .

Le point de tangence de n'importe quelle droite  $\Delta$  et de la courbe  $N_{uc}$  ne peut que se trouver sur le « genou », au voisinage de la courbure  $1/r_c$  correspondant au point E. Cette courbure est la pente du diagramme des déformations (figure 23). On a donc, avec les notations de l'EC2 ( $1/r_c = 1/r_0$ ) :

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd}/0,4h$$

et comme  $h = d/0,9 \approx 1,1 d$ , on a finalement, lorsque la charge appliquée correspond à la charge critique de calcul,  $1/r_0 = \varepsilon_{yd}/0,44 d \approx \varepsilon_{yd}/0,45 d$ .

Mais l'examen d'un diagramme d'interaction [C 2 306, figure 35] montre que la courbure prise sous l'effet de la force  $N_{Ed}$  peut être déterminée par une règle de proportionnalité (figure 24) :

$$1/r = K_r (1/r_0)$$

avec  $K_r = (N_{Rd} - N_{Ed})/(N_{Rd} - N_{bal}) \leq 1$ ,

$N_{Rd}$  effort normal maximal que peut supporter la section droite en pied de poteau  $N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$ ,

$N_{Ed}$  effort normal agissant,

$N_{bal}$  effort normal qui, appliqué à une section, maximise sa capacité de moment ultime (figure 24).

Cet effort correspond au point A du diagramme de la section la plus sollicitée, qui correspond lui-même à  $\varepsilon_{cu} = 0,0035$  (ce qui suppose un béton d'une classe au plus élevée à C 50/60) et, simultanément à  $\varepsilon_{yd}$  (figure 25), ce que les Anglo-Saxons appellent l'état de déformations « balancées » (*balanced strain*) d'où l'indice «  $ba\ell$  » et non «  $ba 1$  ».

Pour une section rectangulaire à armatures symétriques, on a :

$$N_{bal} = 0,81 b x f_{cd} + A_s (\sigma_{sc} - \sigma_s)$$

Les valeurs  $\varepsilon_{cu} = 0,0035$  et  $\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$ , avec  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ , sont simultanément atteintes pour (figure 25, triangles semblables) :

$$x/d = 700/(700 + f_{yd})$$

La condition pour qu'alors le raccourcissement de l'acier comprimé soit lui aussi au moins égal à  $f_{yd}/E_s$  est que (triangles semblables) :

$$d'/d \leq (700 - f_{yd})/(700 + f_{yd}) \text{ avec } d + d' = h \text{ puisque les armatures sont symétriques.}$$

Si cette condition [équivalente à  $d' \leq h [1 - (f_{yd}/700)]/2$  ou encore à  $d \geq h [1 + (f_{yd}/700)]/2$ ] est remplie, les deux nappes d'armatures sont soumises à la même contrainte  $\sigma_{sc} = \sigma_s$ , et, en posant  $A_c = bd$  :

$$N_{bal} = 0,81 A_c f_{cd} (700)/(700 + f_{yd})$$

Pour  $f_{yd} = 500/1,15 = 435$  MPa, on trouve  $N_{bal} = 0,45 A_c f_{cd}$ . L'EC2 adopte  $N_{bal} = 0,4 A_c f_{cd}$  et donne l'expression  $K_r$  en fonction d'efforts normaux relatifs (sans dimensions) :  $n$ ,  $n_u$ ,  $n_{bal}$  (voir relation (69)).

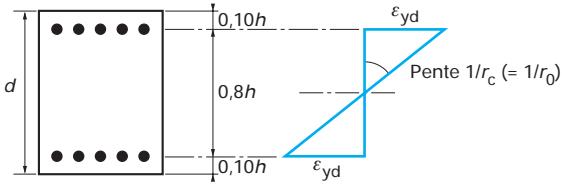


Figure 23 – Section rectangulaire à armatures symétriques

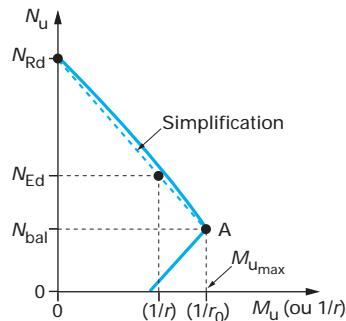


Figure 24 – Paramètres entrant dans la définition du coefficient  $K_r$

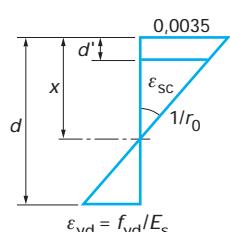
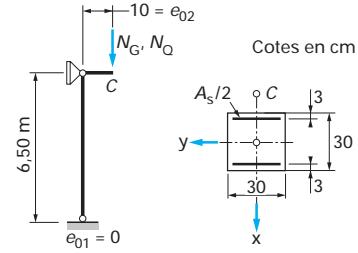


Figure 25 – État de déformations « balancées » (point A de la figure 24)

**Exemple : calcul d'un poteau appartenant à une ossature à noeuds fixes**



Données : — Béton C35/45 :  $f_{ck} = 35$  MPa ;

— Acier B500 :  $f_{yk} = 500$  MPa.

Charges :

— permanentes :  $N_G = 600$  kN ;

— variables :  $N_Q = 300$  kN ;

Fluage :  $\varphi(\infty, t_0) = 2$ .

On cherche la section totale  $A_s$ .

On suppose que le poteau est astreint à se déformer dans le sens  $x$  uniquement.

**Calculs préalables :**

a) Effort normal de calcul

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35 \times 600 + 1,5 \times 300 \\ &= 1\,260 \text{ kN} = 1,26 \text{ MN} \end{aligned}$$

b) Moments du premier ordre et coefficient de fluage, [expression (52)] :

— sous la combinaison d'actions quasi permanente à l'ELS :

$$M_{0Eqp} = N_G e_0 = 600 \times 0,1 = 60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

— sous la combinaison d'actions de calcul à l'ELU :

$$M_{0Ed} = 1,35 N_G e_0 + 1,5 N_Q e_0 = 1\,260 \times 0,10 = 126 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

d'où  $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = 2 \frac{60}{126} = 0,95$

c) Effort normal relatif :

$$\begin{aligned} n &= \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \text{ avec } A_c = b h = 0,3^2 \text{ m}^2 = 0,09 \text{ m}^2 \\ f_{cd} &= \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{35}{1,5} = 23,3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$n = \frac{1,26}{0,09 \times 23,3} = 0,6$$

d) Pourcentage mécanique (estimé) :

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \text{ avec } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$A_s$  étant inconnu pour le moment, on admettra  $A_s = \frac{3A_c}{100}$ , quitte à faire une itération ultérieure, d'où :

$$\omega = \frac{3}{100} \frac{500}{1,15} \frac{1,5}{35} \approx 0,56$$

**Calcul de la section  $A_s$**

La longueur de flambement est  $\ell_0 = \ell = 6,50 \text{ m}$  (figure 21a)

L'élancement vaut (cf. [relation (47)]) :  $\lambda = \frac{\ell_0}{i}$  avec  $i = \frac{h}{\sqrt{12}}$ ,  
d'où :

$$\lambda = \frac{6,5\sqrt{12}}{0,30} = 75$$

à comparer à (cf. [formule (46)])  $\lambda_{\text{lim}} = 20 \text{ ABC} / \sqrt{n}$ , avec  $n = 0,6$  (calculé ci-avant) :

$$A = 1/(1 + 0,2 \varphi_{\text{ef}}) = 1/(1 + 0,2 \times 0,95) = 0,84$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 1,12} = 1,46 \quad (\omega \text{ estimé ci-avant})$$

$$C = 1,7 - r_m \quad \text{avec} \quad r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{e_{01}}{e_{02}} = 0 : \quad C = 1,7$$

$$\text{d'où } \lambda_{\text{lim}} = 20 \times 0,84 \times 1,46 \times 1,7 / \sqrt{0,6} = 53,8$$

On n'a pas  $\lambda < \lambda_{\text{lim}}$ . Les effets du second ordre ne peuvent être négligés.

- Excentricité équivalente : dans cet exemple  $M_{02} = N_{\text{Ed}} e_{02}$  et  $M_{01} = 0$  d'où (cf. [formule (65)]) :

$$e_e = \text{Max} [0,6 e_{02} + 0,4 e_{01}; 0,4 e_{02}] \geq 0,4 e_{02}$$

$$e_e = \text{Max} [0,6 \times 10 + 0; 0,4 \times 10] = 6 \text{ cm}$$

- Excentricité  $e_i$  due aux imperfections géométriques (cf. [expression (31)]) :

$$e_i = \theta_i \frac{\ell_0}{2}$$

avec (cf. [expression (30)]) :

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m = \frac{1}{200} \frac{2}{\sqrt{\ell}} \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{T}\right)} = 0,00392$$

$$\left(\frac{2}{\sqrt{\ell}} = 0,784 \text{ est bien compris entre } \frac{2}{3} \text{ et } 1\right)$$

$$\text{d'où} \quad e_i = 0,00392 \frac{650}{2} = 1,27 \text{ cm}$$

- Excentricité du second ordre (cf. § 5.8.8.2) :

$$e_2 = \frac{\ell_0^2}{10} \frac{1}{r}$$

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0} \quad [\text{expression (67)}]$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{\text{ef}} \text{ avec } \beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,025 \quad [\text{expression (70)}]$$

$$K_r = 1 + 0,025 \times 0,95 \approx 1$$

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{ba\ell}} \quad [\text{expression (69)}]$$

$$n_u = 1 + \omega \text{ (estimé)} = 1,56$$

$$n = 0,6 \text{ (calculé ci-avant)}$$

$$n_{ba\ell} = 0,4 \text{ (selon l'EC2)}$$

$$\text{d'où} \quad K_r = \frac{1,56 - 0,6}{1,56 - 0,4} = 0,83$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} = \frac{f_{yd}}{0,45d E_s} = \frac{500}{1,15 \times 0,45 \times 0,27 \times 2 \cdot 10^5} = \frac{17,9}{1000} \text{ m}^{-1}$$

(cf. § 5.8.8.3)

$$\text{et} \quad e_2 = \left(0,83 \times 1 \times \frac{17,9}{1000}\right) \frac{6,5^2}{10} = 0,0628 \text{ m} = 6,28 \text{ cm}$$

Finalement :

$$e_{\text{tot}} = 6 + 1,27 + 6,28 \approx 13,6 \text{ cm}$$

Les sollicitations sont donc, au centre de gravité du béton :

$$N_{\text{Ed}} = 1,26 \text{ MN}$$

$$M_{\text{Ed}} = 1,26 \times 0,136 = 0,171 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

On peut, pour calculer les armatures, utiliser un diagramme d'interaction approprié (voir [C 2 306, figure 35] par exemple).

$$\text{Pour } v = \frac{N_{\text{Ed}}}{A_c f_{cd}} = n = 0,60$$

$$\text{et} \quad \mu_G = \frac{M_{\text{Ed}}}{A_c h f_{cd}} = n \frac{e_{\text{tot}}}{h} = 0,6 \times \frac{13,6}{30} = 0,272, \quad \text{on trouve}$$

$$\rho = \omega = 0,55 \quad \text{soit} \quad A_{s,\text{total}} = \frac{0,55 \times 0,3^2 \times 23,3}{500/1,15} \cdot 10^4 = 26,5 \text{ cm}^2$$

$(A_s/A_c = 26,5/900 = 2,95/100 \approx 3/100$  comme on l'avait estimé ci-avant).

La section est réalisable en disposant une nappe de 3  $\Phi 25$  sur chaque face ( $2 \times 3 \times 4,91 = 29,5 \text{ cm}^2$  au total).

## 5.8.9 Flambement biaxial

La méthode générale décrite au § 5.8.6 est applicable. Si l'on utilise une des méthodes simplifiées, on peut effectuer une vérification séparée pour chaque direction principale. L'EC2, à l'article 5.8.9, donne des conditions sur les élancements et les excentricités qui, si elles sont satisfaites, dispensent de toute autre vérification.

## 5.9 Instabilité latérale des poutres élancées

L'instabilité latérale des poutres élancées concerne les poutres préfabriquées au cours de leur transport et de leur mise en œuvre, les poutres insuffisamment contreventées dans la structure finie, etc. Pour la vérification des poutres non contreventées, il convient d'adopter une déformation latérale égale à  $\ell/300$  et de la traiter comme une imperfection géométrique.

Les effets du second ordre associés à l'instabilité latérale peuvent être négligés si :

- pour les situations durables :

$$\ell_{ot}/b \leq 50/h/b^{1/3} \text{ et } h/b \leq 2,5 \quad (71)$$

- pour les situations transitoires :

$$\ell_{ot}/b \leq 70/h/b^{1/3} \text{ et } h/b \leq 3,5 \quad (72)$$

avec  $\ell_{ot}$  distance entre éléments s'opposant au déversement,

$h$  hauteur totale de la poutre dans la partie centrale de  $\ell_{ot}$ ,

$b$  largeur de la table de compression.

Pour en savoir plus, le lecteur pourra se reporter aux références bibliographiques [1], [2] et [12] à [18].

De manière générale, le lecteur peut consulter :

— pour les publications de la fib (et les bulletins du CEB) : <http://www.fib-international.org/publications>

— pour les publications touchant aux Eurocodes : <http://www.thomastelford.com/books>

## Références bibliographiques

- [1] Norme européenne EN 1992-1-1. – *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. AFNOR, avr. 2004.
- [2] Norme NF P 18-711-2. – *Annexe Nationale à la NF EN 1992-1-1*. AFNOR, à paraître.
- [3] Norme EN 197-1. – *Ciment : composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants (3 parties)*. AFNOR, fév. 2001.
- [4] Norme NF EN 206-1. – *Béton : spécifications, performance et conformité (3 parties)*. AFNOR, oct. 2005.
- [5] Norme NF EN 12390. – *Essais pour béton durci (9 parties)*. AFNOR, oct. 2001.
- [6] Norme NF EN 10080. – *Aciérs pour l'armature du béton*. AFNOR, sept. 2005.
- [7] Norme EN ISO 17660. – *Soudage – Soudage des aciers d'armatures (3 parties)*. AFNOR, août 2002 et mars 2005.
- [8] Norme EN ISO 15630. – *Aciérs pour l'armature et la précontrainte du béton – Méthodes d'essai (3 parties)*. AFNOR, août 2002.
- [9] Norme EN 13791. – *Évaluation de la résistance à la compression du béton dans les structures ou les éléments structuraux*. AFNOR, juil. 2003.
- [10] Norme ENV 13670. – *Exécution des ouvrages en béton*. AFNOR, juin 2003.
- [11] Norme ISO 4356-1977. – *Bases du calcul des constructions – Déformations des bâtiments à l'état-limite de service*. AFNOR, nov. 1977.
- [12] CEB-FIP Model Code 90. Thomas Telford, Londres (1993).
- [13] *Selected Justification Notes*. Bulletin d'information n° 217 du CEB (1993).
- [14] *Structural Concrete. Textbook on Behaviour, Design and Performance*. Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990, Volumes 1, 2 et 3, fib (1999).
- [15] PERCHAT (J.) et ROUX (J.). – *Maitrise du BAEL 91 et des DTU associés*. Eyrolles (1999).
- [16] *Applications de l'Eurocode 2 – Calcul des bâtiments en béton*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, mai 2005.
- [17] BEEBY (A.W.) et NARAYANAN (R.S.). – *Designer's Guide to EN 1992-1-1 Eurocode 2 : Design of concrete structures – General rules and rules for buildings*. Thomas Telford, août 2005.
- [18] Les Eurocodes. – *Conception des bâtiments et des ouvrages de Génie Civil*. Éditions du Moniteur (2005).
- [19] Norme NF EN 1997 -1 et -2 (Eurocode 7). – *Calcul géotechnique*. AFNOR, juin 2005.