

CONSTRUCTION ET TRAVAUX PUBLICS



Ti253 - Les superstructures du bâtiment

Béton armé et béton précontraint

Réf. Internet : 42223 | 2^{de} édition

Actualisation permanente sur
www.techniques-ingenieur.fr





Techniques de l'Ingénieur

La plus importante ressource documentaire scientifique et technique en français

Une information fiable, claire et actualisée

Validés par un comité scientifique et mis à jour en permanence sur Internet, les articles Techniques de l'Ingénieur s'adressent à tous les ingénieurs et scientifiques, en poste ou en formation.

Outil d'accompagnement de la formation et de la carrière des ingénieurs, les ressources documentaires Techniques de l'Ingénieur constituent le socle commun de connaissances des acteurs de la recherche et de l'industrie.

Les meilleurs experts techniques et scientifiques

Plus de 200 conseillers scientifiques et 3 500 auteurs, industriels, chercheurs, professeurs collaborent pour faire de Techniques de l'Ingénieur l'éditeur scientifique et technique de référence.

Les meilleurs spécialistes sont réunis pour constituer une base de connaissances inégalée, vous former et vous accompagner dans vos projets.

Une collection 100 % en ligne

- Accessibles sur www.techniques-ingenieur.fr, les dernières nouveautés et actualisations de votre ressource documentaire
- Les articles téléchargeables en version PDF

Des services associés

Rendez-vous sur votre espace « Mon compte » en ligne pour retrouver la liste des services associés à vos droits d'accès et les utiliser.



Des services associés

Pour toute information, le service clientèle reste à votre disposition :
Tél : 01 53 35 20 20 | Fax : 01 53 26 79 18 | Mail : infos.clients@teching.com



Cet ouvrage fait partie de

Les superstructures du bâtiment

(Réf. Internet ti253)

composé de :

Méthodes de calcul et conception	Réf. Internet : 42825
Les matériaux de construction	Réf. Internet : 42224
Les bétons dans la construction	Réf. Internet : 42221
Béton armé et béton précontraint	Réf. Internet : 42223
Construction métallique	Réf. Internet : 42230
Constructions mixtes - Constructions souples	Réf. Internet : 42231
Construction bois	Réf. Internet : 42824

 **Sur www.techniques-ingenieur.fr**

- Saisissez la référence Internet pour accéder directement aux contenus en ligne
- Retrouvez la liste complète des ressources documentaires



Cet ouvrage fait partie de

Les superstructures du bâtiment

(Réf. Internet ti253)

dont les experts scientifiques sont :

Jean-Pierre MUZEAU

Ancien enseignant à Polytech' Clermont-Ferrand, Président de l'APK, Directeur scientifique du CHEC

Frédéric RAGUENEAU

Directeur du Laboratoire de Mécanique et Technologie de l'ENS Cachan



Sur www.techniques-ingenieur.fr

- Saisissez la référence Internet pour accéder directement aux contenus en ligne
- Retrouvez la liste complète des ressources documentaires



Les auteurs ayant contribué à cet ouvrage sont :

Emmanuel BOUCHON

Pour l'article : C2360

Jean-Jacques MONTIN

Pour l'article : C2335

Jean PERCHAT

Pour les articles : C2330 – C2331 – C2332 – C2333 – C2334

Damien RICOTIER

Pour l'article : C2335



Sur www.techniques-ingenieur.fr

- Saisissez la référence Internet pour accéder directement aux contenus en ligne
- Retrouvez la liste complète des ressources documentaires



Béton armé et béton précontraint

(Réf. Internet 42223)

SOMMAIRE

1– Le béton armé

	Réf. Internet	page
Eurocode 2. Béton armé. Dispositions et données générales	C2330	11
Eurocode 2. Béton armé. Vérification des états-limites ultimes	C2331	17
Eurocode 2. Béton armé. Vérification des états-limites de service	C2332	21
Eurocode 2. Béton armé. Dispositions constructives	C2333	25
Eurocode 2. Béton armé. Formules et données utiles	C2334	29
Étude de cas sur une poutre isostatique selon l'Eurocode 2	C2335	31

2– Le béton précontraint

	Réf. Internet	page
Béton précontraint. Généralités - Matériaux - Pertes de précontrainte	C2360	41



Sur www.techniques-ingenieur.fr

- Saisissez la référence Internet pour accéder directement aux contenus en ligne
- Retrouvez la liste complète des ressources documentaires



Sur www.techniques-ingenieur.fr

- Saisissez la référence Internet pour accéder directement aux contenus en ligne
- Retrouvez la liste complète des ressources documentaires



Béton armé et béton précontraint

(Réf. Internet 42223)

1

1– Le béton armé

	Réf. Internet	page
Eurocode 2. Béton armé. Dispositions et données générales	C2330	11
Eurocode 2. Béton armé. Vérification des états-limites ultimes	C2331	17
Eurocode 2. Béton armé. Vérification des états-limites de service	C2332	21
Eurocode 2. Béton armé. Dispositions constructives	C2333	25
Eurocode 2. Béton armé. Formules et données utiles	C2334	29
Étude de cas sur une poutre isostatique selon l'Eurocode 2	C2335	31

2– Le béton précontraint

➔ **Sur www.techniques-ingenieur.fr**

- Saisissez la référence Internet pour accéder directement aux contenus en ligne
- Retrouvez la liste complète des ressources documentaires

Eurocode 2. Béton armé

Dispositions et données générales

1

par **Jean PERCHAT**

*Ingénieur des Arts et Manufactures
Professeur honoraire à l'École 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

La 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** (grosso 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 élargi, 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 parfois 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 (γ_c) et à l'acier (γ_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 accidentelles $\gamma_c = 1,2$; $\gamma_s = 1$;
- 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/m³. 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 :

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

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)
ϵ_{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 $\epsilon_{c1} (\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	voir figure 2 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu1} (\text{‰}) = 2,8 + 27 [(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	voir figure 3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c2} (\text{‰}) = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	voir figure 3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	(cf. § 3.1.7) pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c3} (\text{‰}) = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	(cf. § 3.1.7) pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3} (\text{‰}) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$

(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/mm²) 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 $10^{-5}/^\circ C$).

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 σ_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 $-40^\circ C$ et $+40^\circ C$ 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 σ_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 ε_{cs} est la somme d'un *retrait de dessiccation* ε_{cd} , fonction de la migration de l'eau au travers du béton durci et qui se développe lentement, et d'un *retrait endogène* ε_{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 dessiccation* à un âge t quelconque vaut :

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

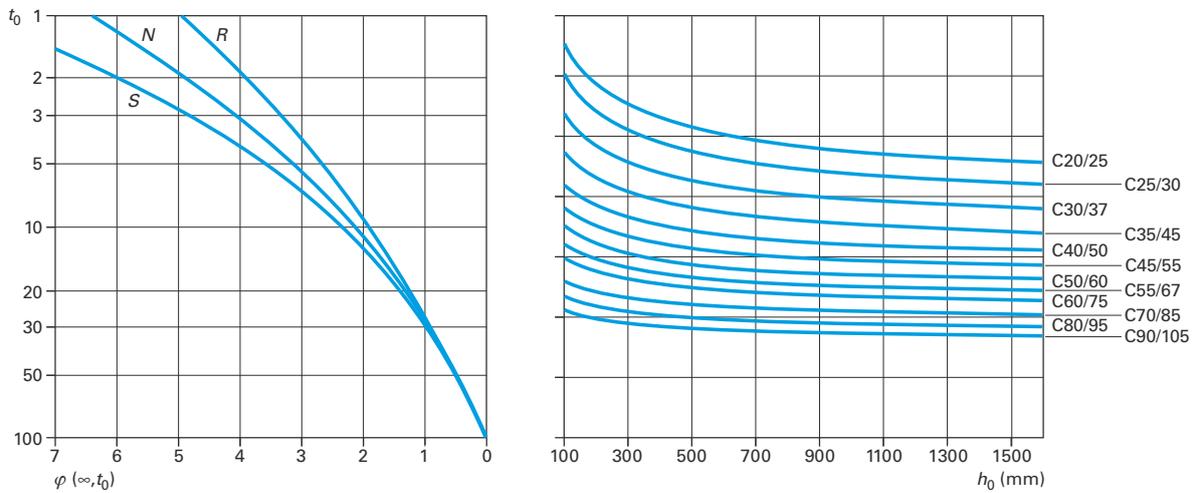
$$\text{avec } \beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (10)$$

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

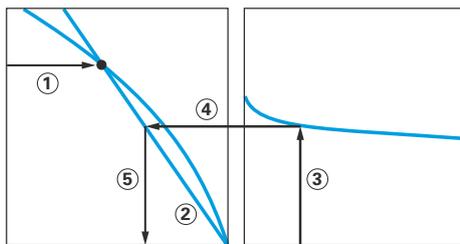
Note : les expressions qui sont à l'origine des valeurs du tableau 2 sont données à l'annexe B de l'EC2.

Tableau 2 – Valeurs nominales (en %) du retrait de dessiccation non généré ε_{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%

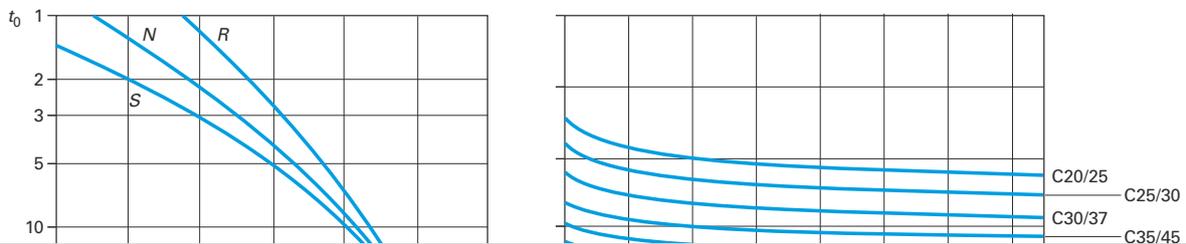


Notes

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)



La suite de cet article ne fait pas partie de l'extrait en consultation gratuite.

Si vous souhaitez accéder au contenu intégral de cette base documentaire, rendez-vous à la fin de ce document.

Et pour toute question sur nos offres d'abonnement, n'hésitez pas à contacter le service Relation clientèle au 01 53 35 20 20 ou par email à l'adresse infos.clients@teching.com.

Eurocode 2. Béton armé

Vérification des états-limites ultimes

1

par **Jean PERCHAT**

Ingénieur des Arts et Manufactures

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

1. Flexion simple ou composée	C 2 331 - 2
2. Effort tranchant	— 3
2.1 Procédure générale de vérification	— 3
2.2 Éléments dépourvus d'armatures d'effort tranchant.....	— 4
2.3 Éléments requérant une armature d'effort tranchant.....	— 4
2.3.1 Méthode des bielles d'inclinaison variable	— 4
2.4 Couture des plans de jonction table-nervure ou talon-nervure dans une poutre en T.....	— 7
2.5 Cisaillement le long des surfaces de reprise.....	— 9
3. Torsion	— 10
3.1 Généralités	— 10
3.2 Procédure du calcul	— 10
4. Poinçonnement	— 13
4.1 Généralités	— 13
4.2 Section de contrôle de référence	— 13
4.3 Résistance au poinçonnement	— 14
4.4 Dalles ou semelles sans armatures de poinçonnement.....	— 15
4.5 Dalles ou semelles avec armatures de poinçonnement.....	— 15
5. Dimensionnement à l'aide de modèles à bielles et tirants	— 17
5.1 Généralités	— 17
5.2 Bielles	— 17
5.3 Tirants.....	— 17
5.4 Nœuds	— 17
6. Ancrages et recouvrements	— 20
7. Pressions localisées	— 20
8. Fatigue	— 20
Références bibliographiques	— 20

La 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** (grosso 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 [9], 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. Flexion simple ou composée

Ce paragraphe, de même que les paragraphes 2, 3 et 4, s'applique aux régions « B » des éléments fléchis (cf. [C 2 330, § 5.6.4]). Pour les régions « D » (cf. [C 2 330, § 5.6.4] et § 5).

Pour le calcul de la résistance ultime d'une section, outre les hypothèses classiques (conservation des sections planes, absence de glissement acier-béton, résistance à la traction du béton négligée), on adopte les hypothèses suivantes :

– le raccourcissement maximal du béton est limité à (cf. [C 2 330, § 3.1.7 et tableau 1]) :

- ϵ_{c2} (ou ϵ_{c3}) dans le cas de sections soumises à une compression axiale,
- ϵ_{cu2} (ou ϵ_{cu3}) dans le cas de sections non entièrement comprimées.

– les déformations relatives limites à l'état-limite ultime sont celles précisées par la figure 1 ;

– les diagrammes de calcul sont ceux définis en [C 2 330, § 3.1.7 et § 3.2.7].

Pour les sections à armatures symétriques soumises à la flexion composée avec compression, le moment de calcul à prendre en compte ne peut être inférieur à :

$$M_{Ed} = N_{Ed} e_0$$

avec $e_0 = \text{Max} [h/30 ; 20 \text{ mm}]$.

Pour les parties des sections qui sont soumises à un chargement sensiblement centré (cas où $e/h \leq 0,1$), comme c'est le cas pour les membrures comprimées des poutres-caissons, on peut admettre que le raccourcissement maximal du béton est égal à ϵ_{c2} (ou ϵ_{c3}) sur toute la hauteur de la partie considérée.

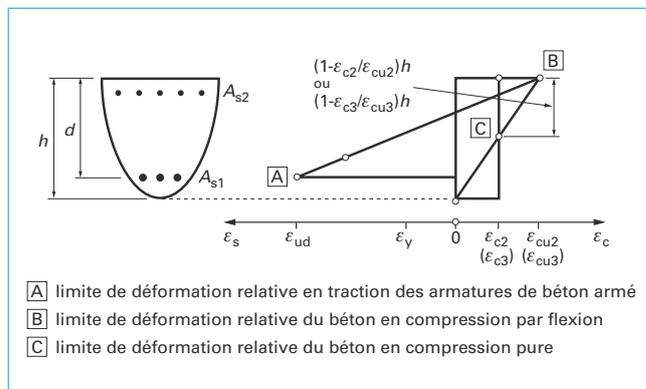


Figure 1 – Déformations relatives limites à l'état-limite ultime (figure 6.1 de l'EC2)

Pour une section rectangulaire b, d , soumise en flexion simple à un moment ultime M_{Edu} , les formules de calcul sont rappelées en [Form. C 2 334].

Exemple : section rectangulaire en flexion simple (figure 2)

Béton C25/30 $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$

Acier B500 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$

a) $M_G = M_Q = 80 \text{ kN} \cdot \text{m}$

b) $M_G = M_Q = 154 \text{ kN} \cdot \text{m}$

On suppose que cette section appartient à une poutre calculée par une analyse linéaire où l'on a admis un pourcentage de redistribution de 20 % ($\delta = 0,80$). Les formules utilisées sont données en [Form. C 2 334]. Le tableau 1 de ce formulaire indique que, dans ce cas : $\mu_{lim} = 0,205$, avec $\xi_{lim} = 0,288$.

Cas a : [Form. C 2 334, formules (2) (4) (5) (1) (6) (7)]

$$M_{Ed} = 1,35 \times 80 + 1,5 \times 80 = 228 \text{ kN} \cdot \text{m} = 0,228 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$= \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{0,228}{0,24 \times 0,6^2 \times 16,7} = 0,158 < 0,205$$

$$\xi = \frac{x_u}{d} = 1,20 (1 - \sqrt{1 - 2,06 \times 0,158}) = 0,214$$

$$\varepsilon_s = \frac{3,5}{1000} \frac{1 - \xi}{\xi} = \frac{12,9}{1000}$$

$$\sigma_s = 433 + 0,812 \times 12,9 = 443 \text{ MPa}$$

$$z = d(1 - 0,416 \xi) = 0,6(1 - 0,416 \times 0,214) = 0,547 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \sigma_s} = \frac{0,228 \cdot 10^4}{0,547 \times 443} = 9,4 \text{ cm}^2 \quad (3 \text{ } \varnothing 20)$$

Cas b : [Form. C 2334, formules (2) (10) (8) (1) (9) (1) (11) (12)] :

$$M_{Ed} = 1,35 \times 154 + 1,5 \times 154 = 439 \text{ kN} \cdot \text{m} = 0,439 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_d = \frac{0,439}{0,24 \times 0,6^2 \times 16,7} = 0,304 > 0,205$$

Il faut des aciers comprimés :

$$M_{lim} = \mu_{lim} b d^2 f_{cd} = 0,205 \times 0,24 \times 0,6^2 \times 16,7 = 0,296 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Pour $\mu_d = \mu_{lim}$, $\xi = \xi_{lim} = 0,288$:

— pour l'acier tendu :

$$\varepsilon_s = \frac{3,5}{1000} \frac{1 - \xi_{lim}}{\xi_{lim}} = \frac{8,65}{1000}$$

$$\sigma_s = 433 + 0,812 \times 8,65 = 440 \text{ MPa} < 470 \text{ MPa}$$

— pour l'acier comprimé :

$$\varepsilon_{sc} = \frac{3,5}{1000} \frac{\xi_{lim} - (d'/d)}{\xi_{lim}} = \frac{2,49}{1000}$$

$$\sigma_{sc} = 433 + 0,812 \times 2,49 = 435 \text{ MPa}$$

d'où la section d'aciers comprimés :

$$A_{sc} = \frac{M_{Ed} - M_{lim}}{\sigma_{sc}(d - d')} = \frac{(0,439 - 0,296) \cdot 10^4}{435 \times 0,55} = 6 \text{ cm}^2 \quad (3 \text{ } \varnothing 16)$$

et la section d'aciers tendus, avec $z = d(1 - 0,416 \xi_{lim}) = 0,88$ $d \approx 0,53$ m :

$$A_s = \frac{M_{lim}}{z \sigma_s} + A_{sc} \frac{\sigma_{sc}}{\sigma_s} = \frac{0,296 \cdot 10^4}{0,53 \times 440} + 6 \frac{435}{440} = 18,6 \text{ cm}^2 \quad (6 \text{ } \varnothing 20)$$

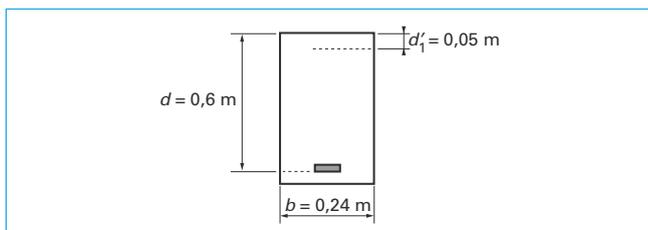


Figure 2 – Section étudiée

2. Effort tranchant

Pendant longtemps, la méthode utilisée pour le calcul des armatures d'effort tranchant a été la méthode dite « du treillis de Mörsch » dans laquelle les bielles de béton comprimées sont supposées inclinées à 45°.

Des essais ayant montré que les fissures obliques découpant les « bielles » de béton comprimé pouvaient, au moment de la rupture par effort tranchant, avoir une inclinaison notablement inférieure à 45° (phénomène mis en évidence dès 1957 par René CHAMBAUD), il a été tenu compte de cette dernière constatation dans l'EC2, où la méthode utilisée est dite « d'inclinaison variable des bielles »

2.1 Procédure générale de vérification

Notations :

- V_{Ed} effort tranchant agissant,
- $V_{Rd,c}$ effort tranchant résistant de calcul pour un élément sans armatures d'effort tranchant,
- $V_{Rd,s}$ valeur de calcul de l'effort tranchant équilibré par les armatures d'effort tranchant à l'état-limite ultime,
- $V_{Rd,max}$ valeur de calcul de l'effort tranchant maximal que peut supporter un élément, avant l'écrasement des bielles de béton,

et, pour les éléments de hauteur variable (figure 3) :

- V_{ccd} valeur de calcul de la composante d'effort tranchant de la force de compression dans la zone comprimée,
- V_{td} valeur de calcul de la composante d'effort tranchant de la force de traction dans les armatures tendues.

L'effort tranchant résistant d'un élément muni d'armatures d'effort tranchant est :

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (1)$$

(si la hauteur de l'élément est constante, $V_{ccd} = 0$ et $V_{td} = 0$).

Dans les zones où $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, seule une armature d'effort tranchant minimale est requise [C 2 332, § 2.2.2]. Cette dernière peut, toutefois, être omise dans les éléments tels que les dalles (pleines, nervurées ou alvéolées), possédant une capacité suffisante de distribution transversale des charges, et dans les éléments de faible importance (linteaux de portée au plus égale à 2 m, par exemple) qui ne contribuent pas de manière significative à la résistance et à la stabilité de l'ouvrage.

La distribution transversale peut être assurée par exemple par les armatures de répartition d'une dalle, ou par entraînement latéral dans le cas de poutrelles parallèles.

Dans les zones où $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, une armature d'effort tranchant doit être prévue en sorte que l'on ait $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ selon la relation (1). En aucune zone, on ne doit avoir $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td} > V_{Rd,max}$.

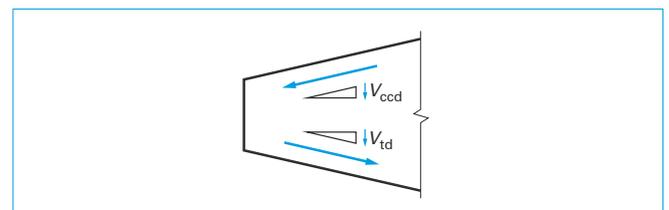


Figure 3 – Composantes d'effort tranchant dans les éléments de hauteur variable (figure 6.2 de l'EC2)

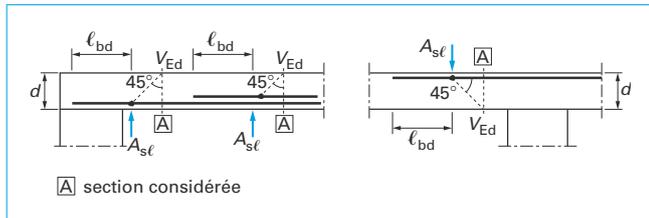


Figure 4 – Définition de $A_{s\ell}$ dans l'expression (2) (figure 6.3 de l'EC2)

Dans les éléments supportant principalement des charges uniformes, l'espacement initial des armatures d'effort tranchant peut, à titre de simplification, être calculé dans la section située à la distance d du nu d'appui. Cet espacement est conservé constant jusqu'au droit de l'appui. Sur l'appui lui-même, l'effort tranchant ne doit pas excéder $V_{Rd,max}$.

Des armatures de suspension sont à prévoir en plus des armatures d'effort tranchant lorsque des charges sont appliquées en sorte qu'elles mettent en traction l'âme de l'élément.

2.2 Éléments dépourvus d'armatures d'effort tranchant

Sous les réserves formulées ci-avant, des armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires, si $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ avec :

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_{\ell} f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (2)$$

$V_{Rd,c}$ ne peut être pris inférieur à :

$$V_{Rd,cmin} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (3)$$

Note : $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$, $v_{min} = 0,035 k^{3/2} / f_{ck}^{1/2}$ et $k_1 = 0,15$.
L'Annexe Nationale remplace $0,035 k^{3/2}$ par :

- $0,34/\gamma_c$ pour les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale ;
- $(0,053/\gamma_c) k^{3/2}$ pour les autres dalles et pour les poutres ;
- $0,35/\gamma_c$ pour les voiles.

Dans les expressions (2), (3) et (4) :

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

$$\rho_{\ell} = A_{s\ell} / b_w d \leq 0,02, \quad f_{ck} \text{ en MPa}$$

avec $A_{s\ell}$ aire de la section de l'armature tendue qui continue sur une distance $\ell_{bd} + d$ au-delà la section considérée

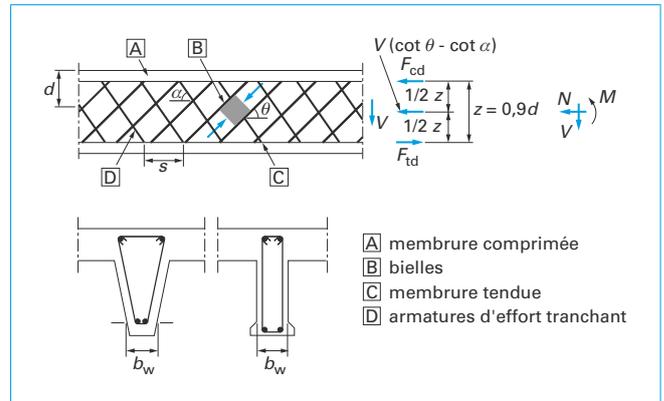


Figure 5 – Modèle de treillis et notations pour les éléments comportant des armatures d'effort tranchant (figure 6.5 de l'EC2)

2.3 Éléments requérant une armature d'effort tranchant

La figure 5 précise les notations utilisées.

2.3.1 Méthode des bielles d'inclinaison variable

La méthode des bielles d'inclinaison variable tire son origine des constatations théoriques ou expérimentales suivantes :

1 – Les deux faces en regard d'une fissure oblique ne sont pas planes. Les granulats forment de part et d'autre des saillies. Sous l'action d'un effort tangent provoquant un glissement relatif des deux faces l'une sur l'autre, il se produit un phénomène dit « d'engrènement des granulats ».

2 – Contrairement à l'hypothèse de Morsch, le treillis qui se forme dans une poutre sous l'effet de l'effort tranchant n'est pas isostatique, en raison des efforts d'engrènement des granulats le long des fissures obliques, de l'encastrement dans la membrure comprimée des bielles de béton découpées par ces fissures et de « l'effet de goujon » des armatures longitudinales, équivalent à un encastrement des bielles dans la membrure tendue. C'est l'existence de contraintes tangentes dues à l'engrènement le long des fissures qui fait que la direction principale des

La suite de cet article ne fait pas partie de l'extrait en consultation gratuite.

Si vous souhaitez accéder au contenu intégral de cette base documentaire, rendez-vous à la fin de ce document.

Et pour toute question sur nos offres d'abonnement, n'hésitez pas à contacter le service Relation clientèle au 01 53 35 20 20 ou par email à l'adresse infos.clients@teching.com.

Eurocode 2. Béton armé

Vérification des états-limites de service

1

par **Jean PERCHAT**

Ingénieur des Arts et Manufactures
Professeur honoraire à l'École supérieure des travaux publics et au Centre des hautes études de la construction

1. Contexte	C 2 332 - 2
2. Limitation des contraintes	— 2
3. Fissuration	— 2
3.1 Généralités	— 2
3.2 Section minimale des armatures tendues	— 2
3.3 Maîtrise de la fissuration sans calcul direct	— 3
3.4 Calcul de l'ouverture des fissures	— 3
4. Limitation des flèches	— 6
4.1 Généralités	— 6
4.2 Cas de dispense de calcul des flèches	— 7
4.3 Vérification des flèches par le calcul	— 8
Références bibliographiques	— 11

La 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** (grosso 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 18-711-2 [9], était toujours sous 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. Contexte

Les vérifications relatives aux conditions de service sont définies par référence à une limitation des contraintes, des états-limites de fissuration et des états-limites de déformation.

Dans le calcul des contraintes et des flèches, les sections doivent être considérées comme non fissurées sous réserve que la contrainte de traction par flexion n'excède pas une certaine valeur $f_{ct,eff}$. Pour celle-ci, on peut prendre soit f_{ctm} [C 2 330, tableau 1], soit f_{ctmfl} [C 2 330, formule (23)] à condition d'adopter la même valeur pour le calcul de la section minimale d'acier tendu. Pour le calcul de l'ouverture des fissures et de la contribution du béton tendu, il convient d'utiliser f_{ctm} .

2. Limitation des contraintes

● Pour éviter l'apparition de fissures longitudinales, de microfissures ou un fluage élevé, en l'absence d'autres mesures (augmentation de l'enrobage dans la zone comprimée ou confinement du béton par un ferrailage transversal), il peut être approprié de limiter la contrainte de compression du béton sous la combinaison d'actions caractéristique [C 60, § 5.8.4] à $0,6f_{ck}$ dans les zones susceptibles d'être exposées à des environnements des classes d'exposition XD, XF ou XS [C 2 330, tableau 4].

● On ne peut admettre l'hypothèse d'un fluage linéaire que si, sous la combinaison quasi permanente [C 60, § 5.8.4] : $\sigma_c \leq 0,45f_{ck}$ (cf. [C 2 330, § 3.1.4]).

● Les contraintes des armatures doivent être limitées à $0,8f_{yk}$ sous la combinaison d'actions caractéristiques afin d'éviter des déformations inélastiques, une fissuration ou des flèches inacceptables, et à f_{yk} si elles sont dues à des déformations imposées.

3. Fissuration

3.1 Généralités

La vérification a pour objet de s'assurer que l'ouverture maximale **calculée** (w_k) des fissures n'excède pas une limite (w_{max}) fonction de la nature et de la destination de l'ouvrage et du coût résultant de cette limitation.

En l'absence d'exigences spécifiques (étanchéité à l'eau par exemple), les valeurs recommandées de w_{max} adoptées par l'Annexe Nationale pour les différentes classes d'exposition [C 2 330, tableau 4] sont sous la combinaison quasi permanente des charges :

- 0,4 mm pour les classes X0 et XC1 ;
- 0,3 mm pour les classes XC2, XC3, XC4 ;
- 0,2 mm pour les classes XD1, XD2, XS1, XS2 et XS3.

3.2 Section minimale des armatures tendues

Lorsque la maîtrise de la fissuration est requise, une quantité minimale d'armatures adhérentes est nécessaire pour obtenir cette maîtrise dans les zones susceptibles de se fissurer. Pour les poutres en T et les poutres-caissons, l'armature minimale doit être calculée pour chaque partie constitutive de la section : âmes, membrures.

La section minimale $A_{s,min}$ des armatures est donnée par :

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (1)$$

avec A_{ct} aire du béton tendu juste avant formation de la première fissure (calcul en section homogène ; figure 1),

σ_s contrainte de l'acier pour laquelle l'Annexe Nationale prend $\sigma_s = f_{yk}$,

$f_{ct,eff}$ valeur moyenne de la résistance à la traction du béton effective au moment où les fissures sont censées se produire : $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ ou moins, s'il est prévisible que la fissuration se produira avant 28 jours,

k_c coefficient tenant compte de la distribution des contraintes dans la section juste avant fissuration et résultant de la combinaison des effets directs et indirects :

– pour la traction simple : $k_c = 1$;

– pour la flexion simple ou composée :

- pour les sections rectangulaires et les âmes des poutres en T ou en caisson :

$$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (2)$$

- pour les membrures des poutres en T ou en caisson :

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad (3)$$

avec σ_c contrainte moyenne du béton s'exerçant sur la partie de section considérée ($\sigma_c > 0$ pour une force de compression) :

$$\sigma_c = N_{Ed}/bh \quad (4)$$

N_{Ed} effort normal de service s'exerçant sur la partie considérée de la section droite (positif s'il s'agit d'une compression). N_{Ed} doit être calculé sous la combinaison déterminante des actions, $h^* = \text{Min} [h ; 1 \text{ m}]$.

k_1 coefficient tenant compte des effets de l'effort normal sur la distribution des contraintes :

$k_1 = 1$ si $N_{Ed} = 0$ (flexion simple),

$k_1 = 1,5$ si N_{Ed} est une compression,

$k_1 = 2h^*/3h$ si N_{Ed} est une traction.

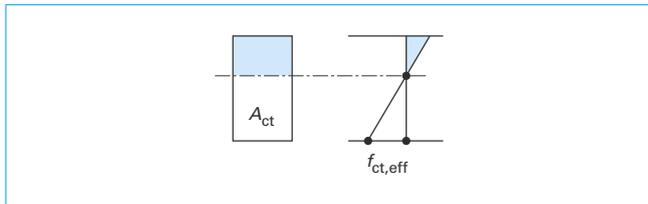


Figure 1 – Zone de béton tendu juste avant formation de la première fissure (armatures non représentées)

F_{cr} valeur absolue de la force de traction dans la membrure immédiatement avant la fissuration due au moment de fissuration calculé avec $f_{ct,eff}$,

$k = 1$ pour les âmes de hauteur $h \leq 300$ mm ou les membrures de largeur au plus égale à 300 mm,

$k = 0,65$ pour les âmes de hauteur $h \geq 800$ mm ou les membrures de largeur au moins égale à 800 mm,

avec interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires.

3.3 Maîtrise de la fissuration sans calcul direct

On peut s'affranchir du calcul des ouvertures des fissures (§ 3.4) par le respect de dispositions constructives appropriées. Voir l'Annexe Nationale [9], notes du tableau 7.1 NF.

1 – Pour les dalles de bâtiments d'épaisseur totale au plus égale à 200 mm, sollicitées à la flexion sans traction axiale significative, aucune mesure spéciale n'est à prendre pour la maîtrise de la fissuration, autre que le respect des dispositions constructives [C2 333, § 2.3].

2 **Note** – La limitation de l'ouverture des fissures une valeur acceptable est réputée obtenue si, l'armature minimale étant respectée :

- pour une fissuration due principalement aux déformations gênées, les diamètres adoptés pour les barres longitudinales ne dépassent pas les diamètres limites du tableau 1, en prenant pour σ_s la contrainte de l'acier immédiatement après fissuration ;
- pour une fissuration principalement due aux charges, σ_s étant alors la contrainte de l'acier évaluée sur la base d'une section fissurée sous l'effet de la combinaison d'actions considérée, **soit** les diamètres maximaux, **soit** les espacements s_r maximaux des barres longitudinales, donnés aux tableaux 1 et 2, sont respectés. L'Annexe Nationale subordonne l'emploi de ces tableaux à la présence d'un ferrailage minimal (formule (1), σ_s étant choisi parmi les valeurs données soit par le tableau 1 en fonction de \emptyset , soit par le tableau 2 en fonction de l'espacement (interpolations linéaires permises).

Le diamètre maximal \emptyset_s à adopter se déduit comme suit des diamètres \emptyset_s^* du tableau 1 :

Tableau 1 – Diamètre maximal \emptyset_s^* des barres pour la maîtrise de la fissuration (tableau 7.2N de l'EC2)

Contrainte de l'acier (1) (MPa)	Diamètre maximal des barres (mm)		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

Notes : les valeurs du tableau sont basées sur les hypothèses suivantes :
 $c = 25$ mm ; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa ; $h_{cr} = 0,5$; $(h - d) = 0,1 h$; $k_1 = 0,8$;
 $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$ et $k' = 1,0$.
 (1) Sous les combinaisons d'actions appropriées.

Tableau 2 – Espacement maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration (tableau 7.3N de l'EC2)

Contrainte de l'acier (1) (MPa)	Espacement maximal des barres (mm)		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

Pour les notes voir le tableau 1. L'Annexe Nationale ajoute les hypothèses complémentaires $h \leq 400$ mm et un seul lit d'armature.

3.4 Calcul de l'ouverture des fissures

La suite de cet article ne fait pas partie de l'extrait en consultation gratuite.

Si vous souhaitez accéder au contenu intégral de cette base documentaire, rendez-vous à la fin de ce document.

Et pour toute question sur nos offres d'abonnement, n'hésitez pas à contacter le service Relation clientèle au 01 53 35 20 20 ou par email à l'adresse infos.clients@teching.com.

Eurocode 2 – Béton armé

Dispositions constructives

1

par **Jean PERCHAT**

Ingénieur des Arts et Manufactures

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

1. Adhérence et ancrages	C 2 333 – 2
1.1 Généralités.....	— 2
1.2 Espaces libres horizontaux et verticaux entre barres.....	— 2
1.3 Diamètres admissibles des mandrins de cintrage.....	— 2
1.4 Ancrage des barres longitudinales.....	— 2
1.5 Ancrage des cadres et étriers.....	— 4
1.6 Ancrage au moyen de barres transversales soudées.....	— 4
1.7 Jonctions de barres.....	— 4
2. Dispositions constructives	— 6
2.1 Généralités.....	— 6
2.2 Poutres.....	— 6
2.3 Dalles pleines.....	— 8
2.4 Planchers-dalles (et poinçonnement).....	— 9
2.5 Poteaux.....	— 9
2.6 Voiles.....	— 10
2.7 Poutres-cloisons.....	— 10
2.8 Fondations.....	— 10
2.9 Régions comportant des discontinuités dans la géométrie ou dans les actions.....	— 11

Dans ce dossier, nous nous bornerons à ne présenter que les spécifications relatives de la partie 1.1 de l'Eurocode (l'EC2) au **béton armé** (grosso 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, présentés comme « notes », 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 187112 était toujours sous une forme provisoire.

Ce texte 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.

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. Adhérence et ancrages

Ce paragraphe s'inspire assez largement des règles de détail de l'ancienne norme allemande DIN 1045.

1.1 Généralités

Les règles données ci-après supposent que les exigences relatives aux enrobages sont satisfaites. Elles ne s'appliquent pas dans le cas d'un chargement dynamique d'origine sismique ou provoqué par la vibration de machines, de charges d'impact, ni dans le cas de barres ayant reçu un revêtement époxy ou galvanisées.

1.2 Espaces libres horizontaux et verticaux entre barres

Entre barres parallèles isolées ou entre lits horizontaux de barres parallèles, les distances libres horizontales e_h ou verticales e_v doivent être telles que (d_g dimension maximale du granulat) :

$$- e_h \text{ ou } e_v \geq \text{Max} [\varnothing_{max}; d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}]$$

Dans le cas de groupement de n barres de même diamètre \varnothing , la règle précédente s'applique, en prenant en compte le diamètre équivalent $\varnothing_n = \varnothing \cdot \sqrt{n} (n \leq 4)$.

Dans le cas de plusieurs lits de barres horizontales, les barres de chaque lit doivent être situées l'une au-dessus de l'autre de manière à constituer des files verticales. Un espace suffisant doit être ménagé entre ces files pour permettre le passage d'un pervibrateur.

Les barres d'un recouvrement peuvent être au contact l'une de l'autre sur la longueur du recouvrement.

1.3 Diamètres admissibles des mandrins de cintrage

Pour les barres et les fils, le diamètre minimal du mandrin de cintrage des coudes, crochets et boucles ne doit être inférieur ni à celui requis par l'essai de pliage-dépliage, ni à $4\varnothing$ si $\varnothing \leq 16 \text{ mm}$ ou $7\varnothing$ si $\varnothing > 16 \text{ mm}$.

Pour les barres ou treillis soudés pliés après soudage, les diamètres minimaux du mandrin de cintrage sont donnés par le tableau 1.

Écrasement du béton à l'intérieur des coudes

Cette clause ne s'applique pas aux cadres, étriers et épingles.

Tableau 1 – Diamètres minimaux des mandrins de pliage des barres et treillis soudés (tableau 8.1 Nb de l'EC2)	
5 \varnothing	$d < 3\varnothing$ ou soudure dans la partie courbe : 20 \varnothing
(1) dans le cas de soudures situées dans la partie courbe, le diamètre du mandrin peut être réduit à $5\varnothing$ lorsque le soudage est effectué conformément à l'EN ISO 17660 Annexe B.	

Aucune vérification n'est nécessaire si les conditions suivantes sont remplies :

a – l'ancrage de la barre ne requiert pas une partie droite de longueur supérieure à $5\varnothing$ au-delà de la partie courbe ;

b – le plan dans lequel la barre a été courbée n'est pas proche d'un parement, et il existe, à l'intérieur de la partie courbe, une barre transversale ayant au moins le même diamètre que la barre courbée, et disposée perpendiculairement au plan de la courbure (disposition analogue à la deuxième figure du tableau 1) ;

c – le diamètre du mandrin est au moins égal aux valeurs du tableau 1.

Si ces conditions ne sont pas remplies, le diamètre minimal \varnothing_m du mandrin nécessaire pour éviter l'écrasement du béton est donné par :

$$\varnothing_m \geq F_{bt}((1/a_b) + 1/(2\varnothing))/f_{cd} \quad (1)$$

avec F_{bt} force de traction à l'état-limite ultime, à l'origine de la courbure, dans une barre ou un groupe de barres au contact,

a_b pour une barre, ou un groupe de barres au contact, moitié de l'entre-axes des barres, ou des groupes de barres, dans la direction perpendiculaire au plan de la courbure. Pour une barre, ou un groupe de barres, proche d'une paroi :

$$a_b = \text{enrobage} + \varnothing/2$$

f_{cd} résistance de calcul du béton en compression donnée par [C 2 330, formule (15)] en plafonnant f_{ck} à 55 MPa.

1.4 Ancrage des barres longitudinales

1.4.1 Généralités

Les ancrages de barres tendues peuvent être droits ou affecter l'une des formes de la figure 1.

Pour les cas 1b, 1c et 1d : $\ell_{b,eq} = \alpha_1 \ell_{b,rqd}$

Pour le cas 1e : $\ell_{b,eq} = \alpha_4 \ell_{b,rqd}$

$\ell_{b,rqd}$, α_1 et α_4 sont définis aux § 1.4.3 et 1.4.4.

Les barres comprimées sont obligatoirement ancrées au moyen d'ancrages droits.

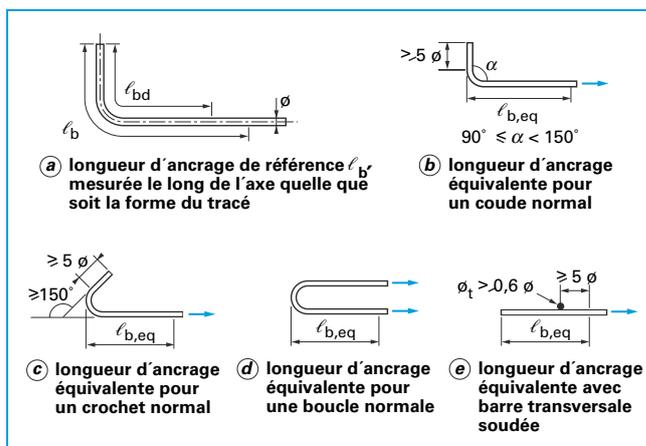


Figure 1 – Modes d'ancrage autres que le scellement droit (figure 8.1 de l'EC2)

1.4.2 Contrainte ultime d'adhérence

L'EC2 établit une distinction entre les conditions d'adhérence « bonnes » et les conditions d'adhérence « médiocres » (figure 2).

La contrainte ultime d'adhérence, notée f_{bd} , est prise égale à :

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (2)$$

avec f_{ctd} donné par [C 2 330, relation (16)], en plafonnant $f_{ctk, 0,05}$ à 3,1 MPa,

$\eta_1 = 1$ quand les conditions d'adhérence sont réputées bonnes,

$\eta_1 = 0,7$ quand elles sont réputées médiocres (en particulier dans les éléments réalisés au moyen de coffrages glissants),

η_2 dépend du diamètre de la barre :

si $\varnothing \leq 32$ mm, $\eta_2 = 1$,

si $\varnothing > 32$ mm, $\eta_2 = (132 - \varnothing)/100$, \varnothing en mm.

1.4.3 Longueur d'ancrage de référence

Il s'agit de la longueur $\ell_{b,rqd}$ nécessaire pour ancrer, sous la contrainte d'adhérence f_{bd} [formule (2)] supposée constante, la force $A_s \sigma_{sd}$ qui règne dans une barre droite :

$$\ell_{b,rqd} = (\varnothing/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) \quad (3)$$

avec σ_{sd} contrainte de calcul de la barre dans la section à partir de laquelle on mesure l'ancrage.

1.4.4 Longueur d'ancrage de calcul

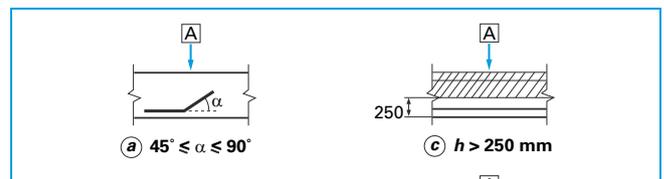
Cette longueur, désignée par ℓ_{bd} , est donnée par :

$$\ell_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \ell_{b,rqd} \geq \ell_{b,min} \quad (4)$$

où $\ell_{b,rqd}$ est donnée par (3) ; $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$, coefficients donnés

Tableau 2 – Valeurs des coefficients α_i intervenant dans le calcul de la longueur d'ancrage (tableau 8.2 de l'EC2)

Facteur d'influence	Type d'ancrage	Armature de béton armé	
		tendue	comprimée
Forme des barres	Droit	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Autre (voir figure 1b), c) et d))	$\alpha_1 = 0,7$ si $c_d > 3 \varnothing$ sinon $\alpha_1 = 1,0$ (voir figure 3 pour les valeurs de c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Enrobage	Droit	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \varnothing)/\varnothing$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Autre (voir figure 1b), c) et d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\varnothing)/\varnothing$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$ (voir figure 3 pour les valeurs de c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Confinement par des armatures transversales non soudées aux armatures principales	Tous types	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Confinement par des armatures transversales soudées	Tous types, positions et diamètres comme indiqué sur la figure 1e)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Confinement par compression transversale	Tous types	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	



La suite de cet article ne fait pas partie de l'extrait en consultation gratuite.

Si vous souhaitez accéder au contenu intégral de cette base documentaire, rendez-vous à la fin de ce document.

Et pour toute question sur nos offres d'abonnement, n'hésitez pas à contacter le service Relation clientèle au 01 53 35 20 20 ou par email à l'adresse infos.clients@teching.com.

Eurocode 2. Béton armé

Formules et données utiles

par **Jean PERCHAT**

*Ingénieur des Arts et Manufactures
Professeur honoraire à l'École supérieure des travaux publics et au Centre des hautes études de la construction*

1. Calculs en flexion à l'état-limite ultime (article 6.1 de l'EC2)	C 2 334 – 2
1.1 Recherche des sections d'acier	– 2
1.2 Calcul du moment résistant $M_{Rd, u}$ d'une section rectangulaire sans aciers comprimés	– 3
2. Calculs relatifs à la fissuration	– 3
2.1 Section homogène non fissurée (sans aciers comprimés)	– 3
2.2 Section homogène fissurée (sans aciers comprimés)	– 3
3. Flèches. Méthodes de calcul approchées	– 4
3.1 Méthode A	– 4
3.2 Méthode B	– 4

Dans ce dossier sont regroupées les formules et données utiles aux dossiers traitant de l'Eurocode 2. Béton armé :

- [C 2 330] Dispositions et données générales ;
- [C 2 331] Vérification des états-limites ultimes ;
- [C 2 332] Vérification des états-limites de service.

La suite de cet article ne fait pas partie de l'extrait en consultation gratuite.

Si vous souhaitez accéder au contenu intégral de cette base documentaire, rendez-vous à la fin de ce document.

Et pour toute question sur nos offres d'abonnement, n'hésitez pas à contacter le service Relation clientèle au 01 53 35 20 20 ou par email à l'adresse infos.clients@teching.com.

Étude de cas sur une poutre isostatique selon l’Eurocode 2

par **Damien RICOTIER**

Professeur Agrégé de Génie Civil, ancien élève de l’École Normale Supérieure de Cachan,
Ingénieur INSA
Enseignant au département Géotechnique de Polytech Grenoble

et **Jean-Jacques MONTIN**

Ingénieur INSA/CHEBAP
Ingénieur structures au bureau d’études BETREC IG à Grenoble



1. Données	C 2 335 – 3
2. Armatures longitudinales	– 3
3. Ancrages des armatures dans les appuis	– 9
4. Répartition des armatures transversales	– 14
5. Plan de ferrillage	– 18
6. Limitation des contraintes (EC2 art. 7.2)	– 23
7. Calcul de l’ouverture des fissures (EC2 art. 7.3.4)	– 23
8. Calcul des flèches (EC2 art. 7.4)	– 28
9. Formulaire	– 31
Pour en savoir plus	Doc. C 2 335

Depuis mars 2010, les normes NF EN 199X, appelées Eurocodes, remplacent progressivement les règles nationales dans le dimensionnement des structures (avant-propos de tous les Eurocodes). Les périodes de transition accordées par les autorités publiques françaises, entre le précédent corpus national (PS92, DTU FB) et le référentiel des Eurocodes, se sont achevées en 2014 pour les règles de calculs parasismiques et pour les méthodes de justification de la résistance au feu des structures (voir l’Arrêté du 22 octobre 2010 modifié et l’Arrêté du 22 mars 2004 modifié). La connaissance des Eurocodes est donc désormais obligatoire pour ceux qui pratiquent le dimensionnement des structures, et particulièrement l’Eurocode 2, pour le dimensionnement des structures en béton.

Par rapport aux règles BAEL, l’Eurocode 2 marque une exigence accrue vis-à-vis de la durabilité : classes d’expositions, classes structurales, calcul de l’enrobage nominal, calcul de l’ouverture des fissures, sont autant de nouveautés pour le concepteur.

Dans ce contexte, l’utilisation de l’ELS quasi permanent, qui correspond à des charges de longues durées d’application, est renforcé, notamment pour le calcul de l’ouverture des fissures et le calcul de la flèche. Le coefficient d’équivalence est à calculer pour chaque élément en fonction, entre autres, de l’hygrométrie ambiante et de la surface d’échange potentielle avec le milieu extérieur. Ce calcul est complexe, mais traduit beaucoup mieux le phénomène de fluage du béton, et conduit généralement à adopter une valeur supérieure au $n = 15$ du BAEL.

À l’ELU, le changement principal concerne l’inclinaison variable des bielles de béton comprimé sous effort tranchant, qui peut permettre d’engendrer des gains substantiels sur la quantité d’armatures transversales. Le calcul des

longueurs d'ancrages et des longueurs de recouvrements est également beaucoup plus complexe qu'au BAEL, puisqu'il fait intervenir jusqu'à six paramètres !

Par conséquent, l'ingénieur peut se trouver désemparé devant toutes ces évolutions, dont il ne comprend pas toujours le fondement, la pertinence, et l'interprétation possible.

Certes, le « Guide d'application des normes NF EN 1992 » existe, mais il a l'inconvénient de contenir à la fois des méthodes conformes et des méthodes non conformes à l'Eurocode 2 (issues des règles BAEL), ce qui peut engendrer de la confusion. L'ingénieur peut également se tourner vers des ouvrages de références, des sites internet dédiés ou s'inscrire à des formations organisées un peu partout en France. Mais, dans l'ensemble, le dimensionnement exhaustif d'un cas simple, jusqu'au plan de ferrailage, est rarement traité.

C'est pourquoi nous avons choisi de détailler le cas de la poutre isostatique rectangulaire, avec un chargement uniformément réparti. C'est un élément courant de structure, sollicité en flexion simple, qui permet d'aborder simplement les sections matériaux, durabilité, ELU (moment fléchissant et effort tranchant), ELS (limitation des contraintes, maîtrise de la fissuration et limitation des flèches), et les dispositions constructives de l'Eurocode 2. L'aboutissement du dimensionnement conduit au plan de ferrailage, présenté en annexe de cet article et disponible au format pdf. Le « Guide d'application des normes NF EN 1992 » est utilisé essentiellement pour le calcul de la flèche nuisible. Cette note de calcul est donc strictement conforme à l'Eurocode 2 et à l'Annexe nationale française, ainsi qu'aux différentes normes à appliquer conjointement en France.

Pour conclure, cet article s'adresse à tous ceux qui souhaitent, de façon exhaustive, comprendre les différentes étapes et paramètres de calculs d'une poutre isostatique en béton armé, selon l'Eurocode 2.

Mise en garde

Lorsque cet article se réfère aux normes et réglementations, il s'agit de celles en vigueur au moment de la publication. Aussi, nous invitons le lecteur à vérifier leur validité au moment de leur application.

De plus, nous invitons le lecteur à se référer aux documents officiels, plutôt qu'aux extraits de tableaux ou formules repris dans cet article. En effet, malgré toute notre application, des erreurs peuvent subsister.

La mise à disposition de cet article vise à un but pédagogique et informatif et ne saurait engager la responsabilité de ses auteurs.

Glossaire

CERIB	Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie du Béton
ELS	État Limite de Service
ELU	État Limite Ultime
FIB	Fédération de l'Industrie du Béton

1. Données

■ Géométrie

La poutre est de section rectangulaire de largeur 0,30 m et de hauteur 0,70 m, conformément aux indications de la figure 1. Elle supporte une dalle mais, compte tenu de la présence de trémiés en bordure de dalle, nous considérons que seule la section rectangulaire participe à la résistance de la section.

La portée entre nus est de 5 m, la largeur de l'appui gauche est de 0,25 m et la largeur de l'appui droit est de 0,20 m.

■ Durabilité et sécurité

– La poutre est située à l'intérieur d'un bâtiment de bureaux, clos et couvert. Pour simplifier, nous considérons que la poutre est en contact avec l'atmosphère sur la moitié de son périmètre.

– La réalisation n'est pas soumise à un système d'assurance qualité incluant les mesures de l'enrobage des armatures avant le coulage du béton (c'est le cas dans la plupart des projets de bâtiments en France).

– La durée d'utilisation du projet est de 50 ans (cette durée est à retenir à défaut de toute indication complémentaire).

– La situation de projet est durable.

■ Matériaux

- Le béton est de classe C25/30.
- L'acier est de nuance B500B, non inoxydable.

■ Réalisation

La poutre est coulée avec une reprise de bétonnage rugueuse sous la dalle.

■ Chargement

La poutre est soumise à des charges uniformément réparties :

- permanentes : $g = 70 \text{ kN/m}$ (y compris le poids propre de la poutre) ;
- d'exploitation : $q = 10 \text{ kN/m}$.

Nous considérons que la poutre est chargée après 28 jours.

■ Séismes

Nous considérons que la poutre fait partie d'un bâtiment pour lequel la vérification au séisme n'est pas requise.

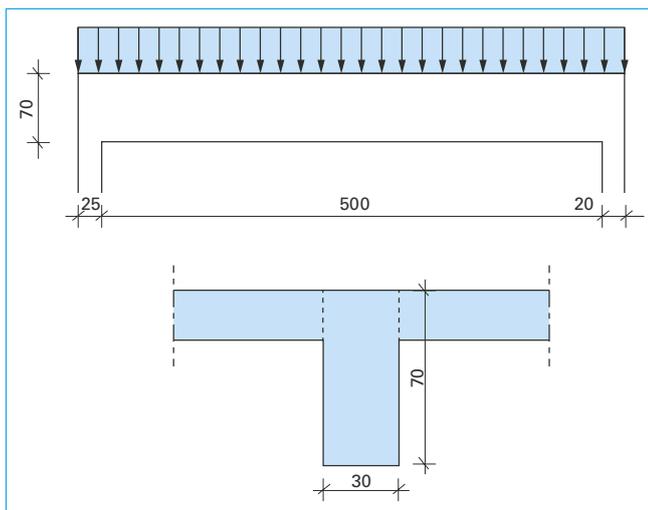


Figure 1 – Élévation et section de la poutre

■ Résistance au feu

La résistance au feu requise est R60.

2. Armatures longitudinales

2.1 Calcul aux ELU de la section d'acier théorique à mi-travée de la poutre

2.1.1 Calcul des enrobages

2.1.1.1 Durabilité / sécurité

■ Classe d'exposition (EC2 art. 4.2 tableau 4.1)

La poutre est située à l'intérieur d'un bâtiment de bureaux, clos et couvert. La clause 4.2 (2) Note 2 de l'Annexe nationale française spécifie : « Les parties des bâtiments à l'abri de la pluie, que ceux-ci soient clos ou non, sont à classer en XC1 à l'exception des parties exposées à des condensations importantes à la fois par leur fréquence et leur durée qui sont alors à classer en XC3 ».

La classe d'exposition est donc XC1.

Remarque

D'une manière générale, le choix de la classe d'exposition doit également s'appuyer sur les documents suivants :

- la norme NF EN 206-1/CN relative aux spécifications, performances, productions et conformités du béton ;
- le fascicule de documentation FD P 18-326 relatif aux zones de gel en France.

Pour les ouvrages de bâtiment, le document édité par le CERIB et la FIB [2] peut également aider au choix de la classe d'exposition.

■ Classe structurale (EC2 art. 4.4.1.2 (5))

L'article 4.4.1.2 (5) indique que la classe structurale recommandée pour une durée d'utilisation de projet de 50 ans est la classe S4 (classe confirmée par l'Annexe nationale française). La modification de cette classe en fonction de la durée d'utilisation de projet, de la classe de résistance du béton, de l'élément assimilable à une dalle ou non, d'une éventuelle maîtrise particulière de la qualité de production du béton, est sans objet ici (tableau 4.3NF de l'Annexe nationale française qui remplace le tableau 4.3N de l'EC2).

La classe structurale est donc S4.

2.1.1.2 Enrobage minimal (EC2 art. 4.4.1.2)

L'enrobage minimal est donné par la relation suivante :

$$c_{\min} = \text{Max} \{ c_{\min,b} ; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} ; 10 \text{ mm} \}$$

avec $c_{\min,b}$ enrobage minimal d'adhérence. Il est égal au diamètre de l'armature (ou au diamètre équivalent du paquet s'il s'agit d'un paquet d'armatures) majoré de 5 mm si le diamètre du plus gros granulat est supérieur à 32 mm.

Pour des bétons courants, le diamètre du plus gros granulat est de 20 mm, donc :

$$c_{\min,b} = \phi$$

$c_{\min,dur}$ enrobage minimal d'environnement. Il est défini dans le tableau 4.4N de l'EC2 en fonction de la classe structurale S4 et de la classe d'exposition XC1 : $c_{\min,dur} = 15 \text{ mm}$,

ÉTUDE DE CAS SUR UNE POUTRE ISOSTATIQUE SELON L'EUROCODE 2

$\Delta c_{dur,\gamma}$	marge de sécurité : $\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ mm (valeur confirmée par l'Annexe nationale française),
$\Delta c_{dur,st}$	réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'acier inoxydable : $\Delta c_{dur,st} = 0$ mm (valeur confirmée par l'Annexe nationale française),
$\Delta c_{dur,add}$	réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protection supplémentaire. $\Delta c_{dur,add} = 0$ (valeur confirmée par l'Annexe nationale française).

En France, pour des aciers et des bétons courants, l'expression de l'enrobage minimal se réduit donc à :

$$c_{min} = \text{Max} \{ c_{min,b} = \phi ; c_{min,dur} ; 10 \text{ mm} \}$$

Dans notre cas (classe structurale S4 et classe d'exposition XC1), l'enrobage minimal est égal à :

$$c_{min} = \text{Max} \{ \phi ; 15 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} = \text{Max} \{ \phi ; 15 \text{ mm} \}$$

2.1.1.3 Enrobage nominal (EC2 art. 4.4.1.1)

L'enrobage nominal est l'enrobage indiqué sur les plans d'exécutions. Il est égal à la somme de l'enrobage minimal et d'une tolérance d'exécution Δc_{dev} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

avec $\Delta c_{dev} = 10$ mm (valeur confirmée par l'Annexe nationale française) lorsque la réalisation n'est pas soumise à un système d'assurance qualité, incluant la surveillance des mesures de l'enrobage des armatures avant coulage du béton.

Ainsi :

$$c_{nom} = \text{Max} \{ \phi + 10 ; 25 \text{ mm} \}$$

Pour la poutre étudiée, l'enrobage à prendre en compte pour une armature donnée, en fonction de son diamètre, est donné dans le tableau 1.

2.1.2 Calcul des sollicitations

2.1.2.1 Calcul de la portée utile (EC2 art. 5.3.2.2)

La portée utile est égale à la portée entre nus d'appuis plus deux termes correctifs pour tenir compte de la hauteur de la poutre et de la largeur des appuis :

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$$

avec l_n portée entre nus d'appuis : $l_n = 5$ m

La largeur des appuis gauche et droit est notée respectivement t_{gauche} et t_{droit} :

$$a_1 = \text{Min} \left\{ \frac{h}{2} ; \frac{t_{gauche}}{2} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{0,7}{2} ; \frac{0,25}{2} \right\} = 0,125 \text{ m}$$

$$a_2 = \text{Min} \left\{ \frac{h}{2} ; \frac{t_{droit}}{2} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{0,7}{2} ; \frac{0,2}{2} \right\} = 0,1 \text{ m}$$

Ainsi, la portée utile est égale à :

$$l_{eff} = 5 + 0,125 + 0,1 \Rightarrow l_{eff} = 5,225 \text{ m}$$

2.1.2.2 Combinaisons d'actions

La surface de plancher reprise par la poutre est classée en catégorie B : bâtiment de bureaux (EC1 art. 6.3.1.1 tableau 6.1).

Les coefficients ψ sont donnés dans le tableau A1.1 de l'Annexe A1 de l'EC0, valeurs confirmées par la clause A1.2.2 de l'Annexe nationale française :

- **coefficient de combinaison** : $\psi_0 = 0,7$ (ce coefficient est inutile ici, car il n'existe pas d'actions variables d'accompagnements) ;
- **coefficient de valeur fréquente** : $\psi_1 = 0,5$ (ce coefficient est inutile ici, car la combinaison fréquente ELS se rencontre essentiellement dans les études de béton précontraint) ;
- **coefficient de valeur quasi permanente** : $\psi_2 = 0,3$.

■ Combinaison fondamentale ELU (EC0 art. 6.4.3.2)

L'état limite qui permet de vérifier la résistance de la structure est l'ELU STR (EC0 art. 6.4.1 (1)P). La combinaison correspondante est donnée par l'expression (6.10) de l'article 6.4.3.2 (3) de l'EC0 :

$$\sum_{j=1}^N \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i=2}^M \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Les coefficients γ_G et γ_Q sont donnés dans le tableau A1.2 (B) de l'Annexe nationale française de l'EC0 en fonction de l'effet favorable, ou défavorable, des actions sur les sollicitations. Dans notre cas, G_k et Q_k ont des effets défavorables (une augmentation des charges entraîne une augmentation des sollicitations). En l'absence d'action variable d'accompagnement et de précontrainte, on obtient la combinaison :

$$1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_k$$

■ Combinaison ELS caractéristique (EC0 art. 6.5.3 (2) a))

$$\sum_{j=1}^N G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^M \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

En l'absence d'action variable d'accompagnement et de précontrainte, on obtient la combinaison $G_k + Q_k$.

■ Combinaison quasi permanente (EC0 art. 6.5.3 (2) c))

$$\sum_{j=1}^N G_{k,j} + P + \sum_{i=1}^M \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

En l'absence d'action variable d'accompagnement et de précontrainte, on obtient la combinaison :

$$G_k + 0,3 \cdot Q_k$$

2.1.2.3 Calcul des sollicitations

■ Moment fléchissant ELU

$$M_{Ed} = (1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_k) \cdot \frac{l_{eff}^2}{8} = (1,35 \times 70 + 1,5 \times 10) \times \frac{5,225^2}{8} = 373,68 \text{ kN.m}$$

Tableau 1 – Enrobage d'une armature en fonction de son diamètre

ϕ (en mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
c_{nom} (en mm)	25	25	25	25	25	26	30	35	42	50

Moment fléchissant ELS caractéristique

$$M_{ELS,car} = (G_k + Q_k) \cdot \frac{l_{eff}^2}{8} = (70 + 10) \times \frac{5,225^2}{8} = 273,01 \text{ kN.m}$$

Moment fléchissant ELS quasi permanent

$$M_{ELS,QP} = (G_k + 0,3 \cdot Q_k) \cdot \frac{l_{eff}^2}{8} = (70 + 0,3 \times 10) \times \frac{5,225^2}{8} = 249,12 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant ELU sur appuis

L'effort tranchant sur appuis correspond à l'effort tranchant aux extrémités de la portée utile l_{eff} , soit à l'axe des appuis dans notre cas :

$$V_{Ed,axe} = (1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_k) \cdot \frac{l_{eff}}{2} = (1,35 \times 70 + 1,5 \times 10) \times \frac{5,225}{2} = 286,07 \text{ kN}$$

Synthèse

L'ensemble des résultats précédents est regroupé dans le tableau 2.

2.1.3 Caractéristiques des matériaux

2.1.3.1 Acier (EC2 art. 3.2.7 (2))

La nuance d'acier est B500B, la limite caractéristique d'élasticité est égale à :

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

La limite d'élasticité de calcul est égale à :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S}$$

avec γ_S

coefficient partiel relatif à l'acier : $\gamma_S = 1,15$ pour les situations de projets durables et transitoires et $\gamma_S = 1,0$ pour les situations de projets accidentelles (EC2 art. 2.4.2.4 (1), valeurs confirmées par l'Annexe nationale française) (y compris séisme (EC8 art. 5.2.4 (3) Note 2 et son Annexe nationale française) et feu (EC2 Feu art. 2.3 (2)P Note 1 et son Annexe nationale française). Ici $\gamma_S = 1,15$.

Ainsi :

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

Tableau 2 – Synthèse des sollicitations en travée et sur appuis		
	Moment fléchissant max en travée (en kN.m)	Effort tranchant sur appui
ELU	$M_{Ed} = 373,68$	$V_{Ed,axe} = 286,07 \text{ kN}$
ELS caractéristique	$M_{ELS,car} = 273,01$	Sans objet
ELS quasi permanent	$M_{ELS,QP} = 249,12$	Sans objet

Les deux diagrammes de calculs qu'il est possible d'utiliser sont représentés sur la figure 2.

Les aciers sont de classe de ductilité B, donc $k = 1,08$ $\epsilon_{uk} = 50 \text{ ‰}$ (EC2, Annexe C, tableau C.1).

La déformation maximale de calcul est égale à (EC2 art. 3.2.7 (2) Note 1 et Annexe nationale française) :

$$\epsilon_{ud} = 0,9 \cdot \epsilon_{uk} = 0,9 \times 50 = 45 \text{ ‰}$$

Le module d'élasticité de l'acier est égal à $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ (EC2 art. 3.2.7 (4)).

La déformation élastique est égale à :

$$\epsilon_e = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200\,000} = 2,17 \text{ ‰}$$

L'équation de la branche inclinée s'écrit :

$$\sigma_s = f_{yd} \cdot \left[1 + \frac{(k-1) \left(\epsilon_s - \frac{f_{yd}}{E_s} \right)}{\left(\epsilon_{uk} - \frac{f_{yd}}{E_s} \right)} \right] \quad \epsilon_s \in \left[\frac{f_{yd}}{E_s} ; \epsilon_{ud} \right]$$

2.1.3.2 Béton (EC2 art. 3.1.6)

Le béton est de classe C25/30, la résistance caractéristique en compression est égale à : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$.

La valeur de calcul de résistance en compression (EC2 art. 3.1.6 (1)P) est égale à :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C}$$

avec α_{cc}

coefficient qui tient compte des effets à long terme sur la résistance en compression du béton : $\alpha_{cc} = 1$ (valeur recommandée et confirmée par l'Annexe nationale française),

γ_C

coefficient partiel relatif au béton : $\gamma_C = 1,5$ pour les situations de projets durables et transitoires et pour les situations de projets accidentelles (EC2 art. 2.4.2.4 (1), valeurs confirmées par l'Annexe nationale française) (hors séisme, situation pour laquelle $\gamma_C = 1,3$ (EC8 art. 5.2.4 (3) Note 2 et son Annexe nationale française) et hors feu, situation pour laquelle $\gamma_{C,fi} = 1,0$ (EC2 Feu art. 2.3 (2)P Note 1 et son Annexe nationale française).

Ici, $\gamma_C = 1,5$.

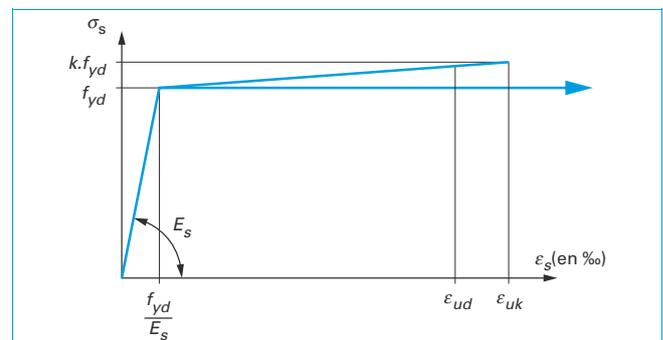


Figure 2 – Diagrammes contraintes/déformations pour les aciers de béton armé

ÉTUDE DE CAS SUR UNE POUTRE ISOSTATIQUE SELON L'EUROCODE 2

Ainsi :

$$f_{cd} = 1 \times \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

Trois diagrammes de calculs du béton sont applicables pour le calcul des sections.

Nous retenons, pour sa simplicité d'utilisation, le diagramme rectangulaire, sans réduction de $\eta \cdot f_{cd}$ car la section est rectangulaire (EC2 art. 3.1.7 (3) Note) – Voir la figure 3.

Pour la classe de béton C25/30, $\eta = 1$, $\lambda = 0,8$ (EC2 art. 3.1.7 (3)) et $\epsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$ (EC2 art. 3.1.2 (9) tableau 3.1) (il s'agit exactement du même diagramme que celui utilisé au BAEL).

2.1.4 Calcul de la section d'armatures à mi-travée

Les diagrammes des contraintes et des déformations dans la section sont représentés sur la figure 4.

En première approximation, on prend :

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \times 0,7 = 0,63 \text{ m}$$

Le moment réduit est égal à :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{373,68 \cdot 10^{-3}}{0,3 \times 0,63^2 \times 16,67} = 0,188$$

Le moment réduit est inférieur au moment réduit élastique ($\mu = 0,188 < \mu_e = 0,372$), les aciers sont plastifiés :

$$\xi = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,188}) = 0,263$$

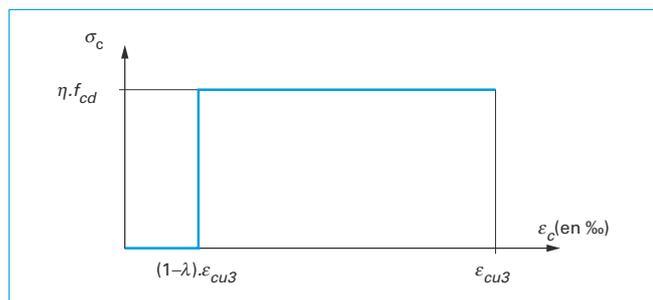


Figure 3 – Diagramme rectangulaire du béton

La déformation dans les aciers est égale à :

$$\epsilon_s = \frac{(1 - \xi)}{\xi} \cdot \epsilon_c = \frac{(1 - 0,263)}{0,263} \times 3,5 = 9,81 \text{ ‰}$$

En utilisant le diagramme élasto-plastique parfait de l'acier, la contrainte dans les aciers est égale à f_{yd} , et la section d'armature est égale à :

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{d \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,4 \cdot \xi)} = \frac{373,68 \cdot 10^{-3}}{0,63 \times 434,78 \times (1 - 0,4 \times 0,263)} = 15,25 \text{ cm}^2$$

Un calcul avec le diagramme à branche inclinée est mené au § 2.3.

2.2 Choix des armatures

Choisissons 3HA20 + 3HA16 (= 15,46 cm²) répartis en trois files et deux lits. Le cours d'armatures transversales est composé d'un cadre extérieur et d'un étrier en diamètre 8 mm

$$\left(\phi_{sw} \geq \frac{\phi_{long}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \Rightarrow HA8 \right).$$

Remarque

Ce choix du diamètre des armatures transversales est une règle d'usage proposée par les auteurs, elle ne figure pas dans l'EC2. D'autres concepteurs peuvent avoir des règles différentes : comme choisir le diamètre du cadre au plus près du tiers du diamètre de l'armature longitudinale (au lieu du diamètre immédiatement supérieur).

Avec un enrobage nominal de 25 mm pour le cadre, on obtient la coupe représentée sur la figure 5.

2.3 Optimisation de la section d'armatures

Calculons précisément la hauteur utile réelle $d_{réel}$ (il est d'usage de mener le calcul de $d_{réel}$ en supposant que l'encombrement de

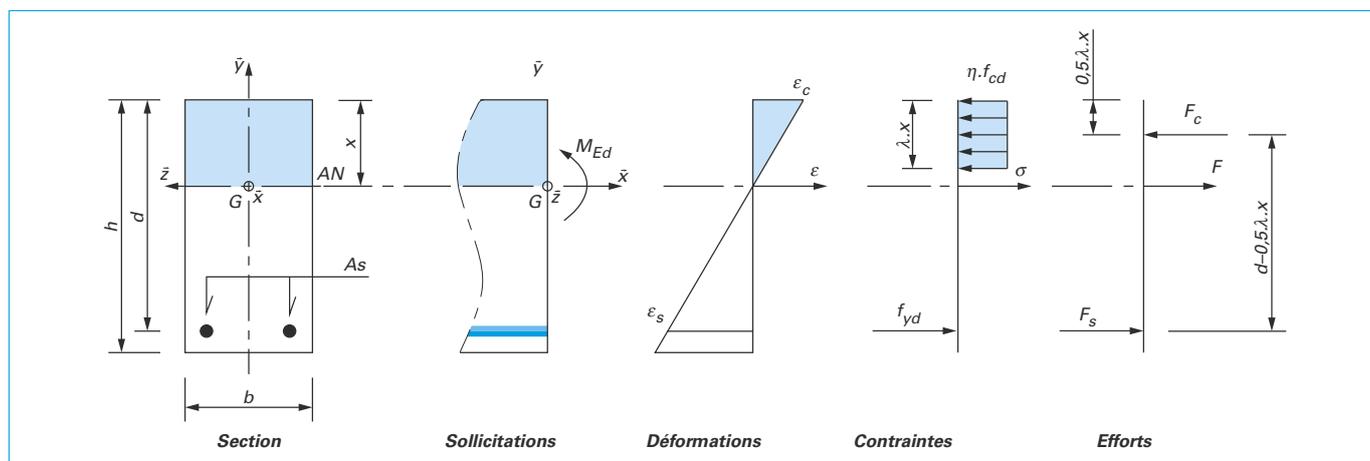


Figure 4 – Diagrammes des contraintes et des déformations dans la section

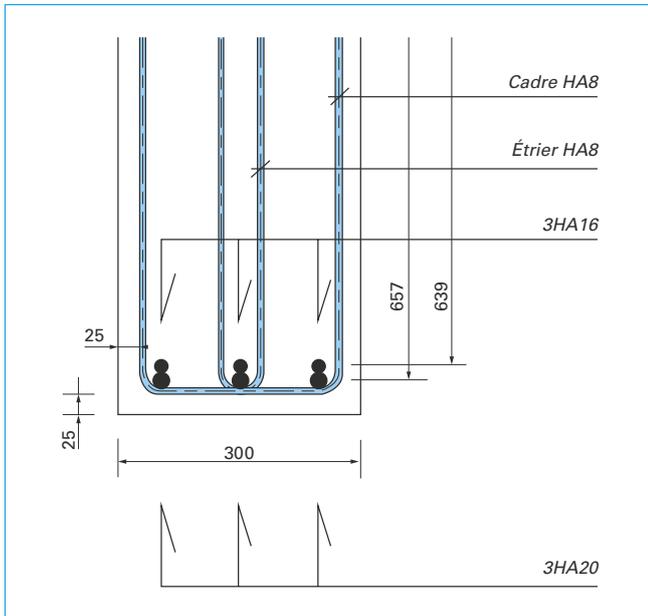


Figure 5 – Coupe de ferrailage à mi-travée

l'armature est égal au diamètre nominal, bien qu'il soit en réalité plus important, compte tenu de la forme des barres HA) :

$$d_{\text{réel}}(3HA20) = 0,7 - 0,025 - 0,008 - 0,01 = 0,657 \text{ m}$$

$$d_{\text{réel}}(3HA16) = 0,7 - 0,025 - 0,008 - 0,02 - 0,008 = 0,639 \text{ m}$$

$$d_{\text{réel}}(3HA20+3HA16) = \frac{d_{\text{réel}}(3HA20) \cdot A_s(3HA20) + d_{\text{réel}}(3HA16) \cdot A_s(3HA16)}{A_s(3HA20) + A_s(3HA16)}$$

$$d_{\text{réel}}(3HA20+3HA16) = \frac{0,657 \times 9,42 + 0,639 \times 6,03}{9,42 + 6,03} = 0,65 \text{ m}$$

Pour la suite des calculs, nous noterons cette hauteur utile d , tout simplement : $d = 0,65 \text{ m}$.

Comme cette hauteur utile est supérieure à la hauteur utile $d = 0,9 \cdot h$ utilisée en première approximation, regardons si nous pouvons optimiser la section d'armatures.

Avec $d = 0,65 \text{ m}$, on trouve $\mu = 0,177$, $\xi = 0,245$, $\varepsilon_s = 10,78 \text{ ‰}$. En diagramme élasto-plastique, on trouve $A_s = 14,66 \text{ cm}^2$.

Ce qui représente un gain *théorique* de 5,2 % par rapport au premier calcul de section d'armature ($A_s = 15,25 \text{ cm}^2$). Mais, cette section théorique est encore trop grande pour espérer pouvoir remplacer le deuxième lit de 3HA16 par 3HA14.

Remarque

Examinons un ferrailage en 3HA20 + 2HA16 + 1HA12 (= 14,57 cm²), obtenu en remplaçant le HA16 du deuxième lit au centre par un HA12. La hauteur utile vaut alors $d = 0,651 \text{ m}$, on trouve $\mu = 0,176$, $\xi = 0,244$, et $\varepsilon_s = 10,83 \text{ ‰}$. Avec la branche inclinée, on trouve $A_s = 14,42 \text{ cm}^2 < 14,57 \text{ cm}^2$. Cette section d'armature est satisfaisante et peut être retenue, bien que les calculs pour y parvenir soient plus long. Néanmoins, la production du plan de ferrailage se complique, ainsi que la réalisation de la cage d'armatures. Nous ne la retiendrons donc pas dans le cadre de cet exercice. Pour la suite, nous retiendrons un ferrailage en 3HA20 + 3HA16 (= 15,46 cm²) en trois files et deux lits, conformément aux indications de la figure 5.

2.4 Vérifications diverses

2.4.1 Calcul de la section minimale d'armatures longitudinales (EC2 art. 9.2.1.1 (1))

Pour une poutre, il faut s'assurer que la section d'armatures longitudinales tendues ne soit pas inférieure à $A_{s,\text{min}}$, calculée comme suit :

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

avec b_t largeur moyenne de la zone tendue. Ici, $b_t = b = 0,3 \text{ m}$.

Ainsi,

$$A_{s,\text{min}} = 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 0,30 \times 0,65 = 2,64 \text{ cm}^2$$

$$0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \times 0,30 \times 0,65 = 2,54 \text{ cm}^2$$

La section d'armature choisie est validée ($15,46 \text{ cm}^2 > 2,64 \text{ cm}^2$).

2.4.2 Vérification des espacements entre les armatures longitudinales (EC2 art. 8.2)

La suite de cet article ne fait pas partie de l'extrait en consultation gratuite.

Si vous souhaitez accéder au contenu intégral de cette base documentaire, rendez-vous à la fin de ce document.

Et pour toute question sur nos offres d'abonnement, n'hésitez pas à contacter le service Relation clientèle au 01 53 35 20 20 ou par email à l'adresse infos.clients@teching.com.



Béton armé et béton précontraint

(Réf. Internet 42223)

1- Le béton armé

2- Le béton précontraint

Béton précontraint. Généralités - Matériaux - Pertes de précontrainte

Réf. Internet page

C2360 41

2

➔ **Sur www.techniques-ingenieur.fr**

- Saisissez la référence Internet pour accéder directement aux contenus en ligne
- Retrouvez la liste complète des ressources documentaires

Béton précontraint

Généralités – Matériaux – Pertes de précontrainte

par **Emmanuel BOUCHON**

*Ingénieur général des Ponts, des eaux et des forêts
Ministère de l'Environnement, de l'Énergie et de la Mer
Professeur de béton précontraint à l'École nationale des ponts et chaussées et au Centre des hautes études de la construction*

2

1. Présentation générale	C 2 360v2 – 2
1.1 Définitions et conventions	– 2
1.2 Modes de réalisation de la précontrainte.....	– 3
1.3 Action des câbles de précontrainte sur le béton	– 3
1.4 Conditions de sécurité. Règlements	– 5
2. Matériaux utilisés	– 12
2.1 Contexte	– 12
2.2 Béton	– 12
2.3 Armatures de précontrainte	– 16
2.4 Matériel de précontrainte par post-tension.....	– 19
3. Calcul de la tension d'un câble en post-tension	– 24
3.1 Tension à l'origine.....	– 25
3.2 Pertes instantanées	– 25
3.3 Tension initiale	– 28
3.4 Pertes de tension différées	– 28
3.5 Tension à un instant t quelconque	– 29
3.6 Exemple.....	– 30
4. Conclusion	– 34
Pour en savoir plus	Doc. C 2 360v2

A lors que les origines de nombreuses techniques sont souvent incertaines et controversées, l'invention du béton précontraint est connue sans ambiguïté puisqu'un seul homme, Eugène Freyssinet, peut légitimement la revendiquer. C'est lui qui conçut et réalisa, dès 1908, le tirant de l'arche d'essai du Veurdre, ancêtre incontestable de tous les ouvrages en béton précontraint, perdu pendant la Première Guerre mondiale puis retrouvé par hasard en 1991 dans un jardin particulier des environs de Moulins. C'est lui qui, en 1928, déposa les premiers brevets sur l'ancrage par adhérence, à l'origine de la précontrainte par prétension puis qui, au sein de la société forclum, développa toutes les techniques permettant sa mise en œuvre effective (structure des moules, pré-étirage des fils, essorage et étuvage des bétons...) pour la réalisation de poteaux électriques. C'est lui encore qui inventa le premier système opérationnel d'ancrage par post-tension et le vérin associé (brevets de 1939)...

Si Eugène Freyssinet fut un constructeur remarquable, un pionnier à l'imagination débordante, un expérimentateur et un observateur remarquable, un travailleur acharné et exigeant, il ne consacra jamais beaucoup de temps à publier sur ses idées ni, surtout, à les vulgariser en les structurant et en les détaillant de façon à en faciliter l'appropriation par le plus grand nombre. C'est à quelques-uns de ses proches collaborateurs, parmi lesquels on peut citer Yves Guyon et Pierre Lebel, que revient le mérite d'avoir rendu accessible à la communauté des ingénieurs-constructeurs l'ensemble de ces concepts nouveaux, d'en avoir fondé une théorie cohérente et d'en avoir dégagé des règles simples de prédimensionnement.

Le présent article et l'article [C 2 377] s'inscrivent modestement dans cette lignée. Leur objet se limite à la précontrainte par câbles de structures en béton essentiellement constituées de poutres. Il se concentre sur le dimensionnement et les dispositions constructives de ces ouvrages. Des informations sur les méthodes et techniques de mise en œuvre sont données dans la mesure où elles sont utiles au calcul et à la conception de détail.

Depuis les travaux de Guyon et Lebel, les principes et les méthodes de dimensionnement n'ont pas changé. Par contre, les matériaux, aussi bien acier que béton, ont largement progressé, comme en attestent les normes françaises et européennes qui les concernent. Les règles de calcul et de justification ont aussi connu des modifications notables, les règles françaises laissant la place aux Eurocodes. Le présent article intègre les dernières évolutions de ces normes, et en particulier de l'Eurocode 2, consacré aux règles de calcul et dispositions constructives des constructions en béton.

Le présent article, après avoir montré comment réaliser la précontrainte d'une structure puis comment évaluer ses effets (§ 1), développe un certain nombre de notions incontournables sur les matériaux et les matériels utilisés (§ 2) ainsi que sur l'estimation de la tension dans les armatures actives (§ 3). À ce sujet, le lecteur pourra se reporter à l'article [C 2 372] qui traite des techniques de mise en œuvre du béton précontraint.

2

1. Présentation générale

1.1 Définitions et conventions

Le béton est un matériau de construction particulièrement économique. Sa résistance à la compression est élevée mais il présente un point faible, sa résistance à la traction, médiocre et aléatoire. De plus, la rupture en traction est fragile : les pièces tendues ou fléchies peuvent se rompre brutalement dès l'apparition de la première fissure.

Le béton armé corrige ce défaut : les tractions sont reprises par des armatures en acier adhérentes au béton. Cependant, la résistance des armatures ne peut être mobilisée que si le béton se fissure. La fissuration réduit considérablement la rigidité et peut affecter la durabilité. De plus, le béton tendu ne sert qu'à enrober les armatures et à les maintenir en place dans la section, sans contribuer à la résistance et à la rigidité de la structure. Il constitue un poids mort qui limite les portées des éléments fléchis. Pour construire de manière efficace en béton en échappant à ces inconvénients, il faut donc éviter que ce matériau soit trop tendu risquant alors de se fissurer.

Pour cela, on peut le comprimer de façon artificielle et permanente, dans les zones où les charges extérieures développent des tractions, de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de se fissurer) et donc résistant, pour tous les cas de charge.

L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé « effort de précontrainte » (ou, en abrégé, « précontrainte »).

Le remède ne doit toutefois pas pécher par excès : la compression totale du béton doit rester inférieure à une valeur raisonnable, de façon à éviter tout risque de fissuration longitudinale des éléments précontraints (alors que les tractions y développent généralement des fissures transversales).

De manière générale, un ouvrage en béton est dit en « béton précontraint » quand il est soumis à un système d'efforts créés

artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes qui, composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes résultantes comprises entre des limites que le béton peut supporter indéfiniment et en toute sécurité.

La philosophie ainsi exposée est celle de la précontrainte totale. Bien entendu, la précontrainte totale d'un ouvrage ne peut être réalisée que pour des charges appartenant à un domaine limité, supposé parfaitement connu à l'avance.

Si ce domaine inclut des charges rarement atteintes dans la réalité, les principes précédents peuvent entraîner un surdimensionnement de la précontrainte, conduisant à faire travailler la matière dans des conditions peu rationnelles sous l'effet des charges effectivement appliquées pendant la majeure partie de la vie de l'ouvrage.

C'est pourquoi s'est développée progressivement la notion de précontrainte partielle : la décompression du béton n'y est interdite que sous l'effet des charges permanentes ou quasi permanentes.

Sous l'effet de charges plus importantes, on admet que des fissures puissent se former (comme en béton armé) à condition que leur ouverture demeure suffisamment limitée pour :

- qu'elles soient réversibles et se referment donc sous charges permanentes ou quasi permanentes ;
- que les risques de corrosion et de fatigue des armatures soient négligeables.

Dans tous les cas, la valeur minimale de la précontrainte résulte de la valeur plancher imposée à la contrainte normale du béton (comptée algébriquement positive lorsqu'elle est de compression) sous les effets :

- des **cas de charge les plus agressifs** lorsqu'on est en précontrainte totale ;
- des **seules charges permanentes** ou quasi permanentes lorsqu'on est en précontrainte partielle.

La section minimale de béton découle, pour sa part, du plafonnement de la contrainte normale de compression du béton.

1.2 Modes de réalisation de la précontrainte

1.2.1 Précontrainte par armatures adhérentes

Ce mode de précontrainte (aussi appelé « précontrainte par pré-tension ») consiste à tendre tout d'abord les armatures entre deux massifs d'ancrage fixes.

On coule ensuite le béton de la pièce, tout autour et au contact direct, de ces armatures. Quand ce béton a suffisamment durci, on relâche la tension dans les armatures et leur raccourcissement :

- s'effectue librement en dehors de la pièce ;
- se trouve entravé à l'intérieur de la pièce par la mobilisation de l'adhérence, ce qui limite très fortement la perte de tension dans les aciers (en partie courante tout au moins) et assure du même coup la mise en compression du béton.

En raison du coût élevé des massifs d'ancrage, ce procédé n'est utilisé que pour préfabriquer, en usine, des séries de pièces identiques, à armatures généralement rectilignes (poutres de ponts, poutrelles et planchers de bâtiments, poteaux de lignes électriques, traverses de voies ferrées, etc.).

1.2.2 Mise en tension de câbles en acier par vérins en appui sur le béton de la pièce à précontraindre

Sous l'action du vérin auquel il est attaché, le câble, logé dans un conduit, s'allonge et se tend (figure 1). Le vérin, s'appuyant sur le béton, exerce sur lui un effort de compression, égal à la tension P du câble en vertu de la loi d'action et réaction : P est donc l'effort de précontrainte.

Le câble, une fois tendu, est ancré à ses extrémités sur le béton, ce qui assure la permanence de la compression.

La mise en tension du câble n'est effectuée qu'après que le béton ait été coulé et suffisamment durci pour pouvoir résister à l'effort P . C'est pourquoi ce procédé est appelé « précontrainte par post-tension ».

La post-tension permet de mettre en œuvre des forces de précontrainte beaucoup plus importantes que la pré-tension, puisque la résistance du banc de préfabrication n'est plus un facteur limitant.

Les armatures utilisées en post-tension peuvent être :

- des câbles formés de torons ;
- des câbles formés de fils parallèles ;
- des barres.

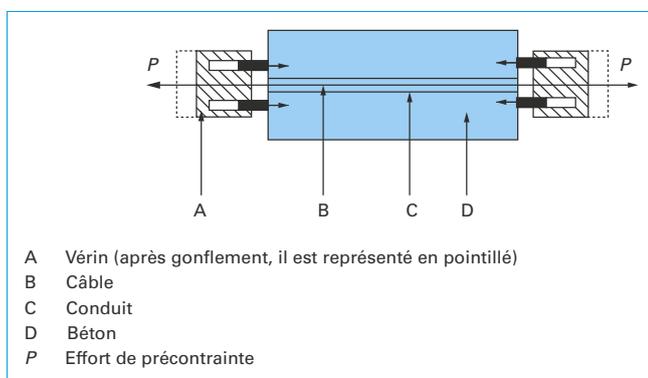


Figure 1 – Mise en tension d'un câble (post-tension)

La précontrainte peut-être :

- **intérieure au béton** : les câbles sont entièrement logés dans le béton de la structure ;
- **extérieure au béton** : les câbles ne passent dans le béton qu'aux extrémités et dans les zones de déviation.

1.2.3 Déplacements extérieurs imposés

D'autres méthodes que la précontrainte par armatures tendues peuvent être envisagées.

- On peut, par **exemple**, réaliser la précontrainte d'une structure **par déplacements imposés**. Pour ce faire, on interpose, entre les culées et la pièce de béton coulée entre elles, des vérins dont le gonflement raccourcit et, par conséquent, comprime la pièce. Des cales introduites ensuite, entre les culées et la pièce, maintiennent celle-ci dans son état comprimé.

Ce procédé n'est économique que lorsque les culées le sont ; c'est le cas notamment lorsque du rocher en place peut en tenir lieu et sous réserve qu'il présente une résistance suffisante. Sinon, on peut relier les deux culées par un tirant qui les empêche de s'écarter sous l'action des vérins. Le tirant le moins coûteux est le câble en acier, d'où le procédé précédent (cf. § 1.2.2) qui est le plus courant, en pratique.

- Les déplacements imposés peuvent aussi être des « **dénivellations d'appui** » de poutres continues.

Dans les Eurocodes, le terme générique de précontrainte recouvre toutes les notions précédentes (précontrainte par câbles ou par déplacements imposés). Toutefois, dans l'Eurocode 2, qui traite des constructions en béton, non armé, armé ou précontraint, des règles précises ne sont données que pour la précontrainte par câbles.

Pour comparer les méthodes précédentes, voici un exemple chiffré.

Exemple

Considérons un tirant en béton de section $A_c = 1 \text{ m}^2$, de module d'élasticité $E_{cm} = 30\,000 \text{ MPa}$, de longueur $l = 10 \text{ m}$, précontraint par un effort normal P de 3 MN, qui conduit à une compression uniforme $\sigma_c = P/A_c$ égale à 3 MPa. Le raccourcissement élastique Δl_c du béton sous cette force vaut $l \cdot \sigma_c / E_{cm}$, soit 1 mm.

- **Si la précontrainte est réalisée au moyen de vérins** prenant appui sur des culées fixes, le travail accompli est égal à $P \Delta l_c / 2$ soit 1,5 kN.m.

- **Si la force de précontrainte est obtenue par des câbles tendus** à 1 200 MPa, l'allongement des câbles Δl_b à la mise en tension vaut 60 mm, en considérant un module d'élasticité de 200 000 MPa. Le travail accompli est alors la somme du travail de raccourcissement du béton et du travail d'allongement du câble. Il vaut $P \Delta l_c / 2 + P \Delta l_b / 2$ soit 91,5 kN.m.

La précontrainte par câbles (ou autres types d'armatures tendues) permet ainsi d'emmagasiner dans la structure une quantité d'énergie beaucoup plus importante que la précontrainte par déplacements extérieurs imposés. Elle est de ce fait beaucoup moins sensible aux pertes d'énergie qui peuvent survenir au cours de la vie de la structure (retrait, fluage, relaxation, déplacements d'appuis).

La suite de cet article ne traite que de la précontrainte par armatures tendues.

1.3 Action des câbles de précontrainte sur le béton

1.3.1 Équilibre d'une structure précontrainte

Nous considérons une structure soumise à la seule action de sa précontrainte, en faisant abstraction de toutes les charges extérieures, notamment du poids propre.

BÉTON PRÉCONTRAIT

Les câbles sont en équilibre. Or ils ne sont en contact qu'avec le béton de la structure (par l'intermédiaire de leurs gaines en partie courante et de leurs organes d'ancrage aux extrémités). Ils ne sont donc soumis qu'aux forces $\vec{\Phi}_i$ que le béton exerce sur eux. Leur équilibre implique que :

$$\text{Sys}(\vec{\Phi}_i) \equiv \vec{0}$$

Le béton est également en équilibre. Il est en contact avec :

- les câbles qui exercent sur lui des forces \vec{F}_i directement opposées aux forces $\vec{\Phi}_i$ ($\vec{F}_i = -\vec{\Phi}_i$);
- les dispositifs d'appui de la structure qui lui transmettent des réactions d'appui $\vec{\mathfrak{R}}_i$.

L'équilibre du béton exige que :

$$\text{Sys}(\vec{F}_i) + \text{Sys}(\vec{\mathfrak{R}}_i) \equiv \vec{0}$$

Comme $\text{Sys}(\vec{F}_i) = \text{Sys}(-\vec{\Phi}_i) \equiv \vec{0}$, cela entraîne que :

$$\text{Sys}(\vec{\mathfrak{R}}_i) \equiv \vec{0}$$

avec $\vec{\mathfrak{R}}_i$ réactions d'appui dues à la seule précontrainte.

Si la structure est isostatique, la nullité du système des réactions d'appui implique que chaque $\vec{\mathfrak{R}}_i$ est nulle. Par contre, il n'en est généralement pas ainsi lorsque la structure est hyperstatique.

1.3.2 Équilibre du câble de précontrainte

La rigidité à la flexion d'un câble est faible et peut donc être négligée, ce qui revient à assimiler le câble à un fil parfait. Dans ces conditions, **le seul effort qu'il puisse transmettre est un effort de traction simple tangent à son tracé.**

1.3.2.1 Étude d'un tronçon élémentaire de câble

Considérons un tronçon MN de câble courbe, de longueur ds compris entre les abscisses curvilignes s et s + ds (figure 2).

Remarquons qu'un tracé courbe arbitraire n'est possible que dans la mesure où le câble est incorporé à un milieu matériel (le béton) qui exerce sur lui une action de contact.

Le tronçon de câble MN est en équilibre sous l'effet :

- de la force de tension P en M, tangente en M au tracé ;
- de la force de tension P + dP en N, tangente en N au tracé ;

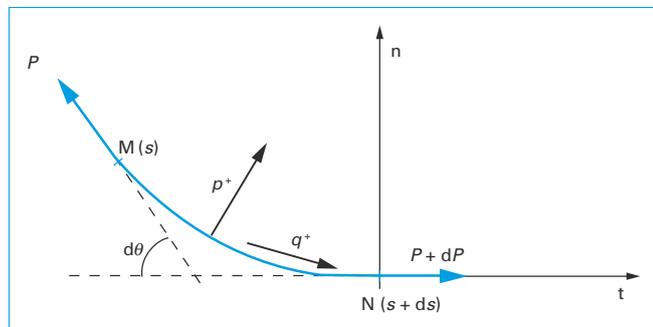


Figure 2 – Équilibre du tronçon MN du câble

- des forces de contact que le béton exerce sur lui entre M et N (par l'intermédiaire du conduit). Ces forces réparties ont une composante normale p ds et une composante tangente q ds (comptées algébriquement dans les sens indiqués par les flèches p⁺ et q⁺ de la figure 2).

Écrivons cet équilibre en projection sur la normale n en N. Si l'on néglige les termes du 2^e ordre, nous obtenons :

$$Pd\theta + pds = 0 \quad \text{d'où} \quad p = -P \frac{d\theta}{ds} = -\frac{P}{r} \quad (1)$$

avec r rayon de courbure du tracé.

De même, en projection sur la tangente en N, il vient :

$$dP + qds = 0 \quad \text{d'où} \quad q = -\frac{dP}{ds} \quad (2)$$

avec q force tangente de frottement que le conduit exerce sur le câble au moment de la mise en tension.

Le signe - de l'expression (1) montre que la composante p est centrifuge, le signe - de l'expression (2) que q est orienté dans le sens où P va en décroissant.

1.3.2.2 Équilibre d'ensemble du câble

Le câble AB (figure 3), dans son ensemble, est en équilibre sous l'effet des forces qu'exerce sur lui le béton :

- forces concentrées sous ancrages P_A et P_B ;
- forces réparties radiales centrifuges (- P/r) et tangentielles (- dP/ds).

Ces forces ne sont autres que les forces $\vec{\Phi}_i$ introduites au § 1.3.1.

Les forces \vec{F}_i que le câble exerce sur le béton sont directement opposées à ces forces $\vec{\Phi}_i$.

1.3.3 Équilibre du béton

Il existe deux grandes méthodes générales d'étude des effets de la précontrainte sur le béton d'une structure :

- la **méthode directe**, applicable dans tous les cas ;
- la **méthode interne**, qui ne vaut que pour les poutres ou les systèmes de poutres.

1.3.3.1 Méthode directe

Elle consiste à remplacer les câbles par les forces \vec{F}_i , précédemment analysées, qu'ils exercent physiquement sur le béton de la structure.

On est ainsi ramené à l'étude d'un cas de charge particulier : le cas de charge précontrainte. Les procédés habituels d'analyse structurale permettent de calculer les effets de ce cas de charge (solllicitations, contraintes, réactions d'appui $\vec{\mathfrak{R}}_i$, etc.).

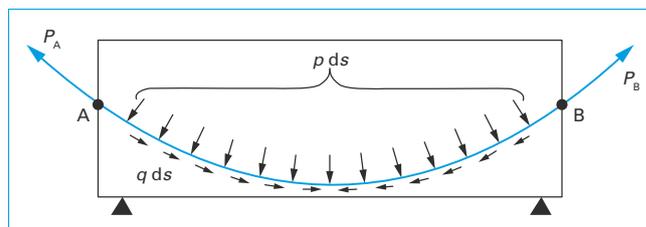


Figure 3 – Équilibre d'ensemble du câble. Forces exercées par le béton sur le câble

1.3.3.2 Méthode interne

Elle ne s'applique qu'aux poutres.

Commençons par examiner le cas d'une poutre isostatique et proposons-nous d'évaluer le système S des sollicitations développées par le câble de précontrainte, au droit d'une section Σ sur le béton de la poutre.

La section Σ partage la poutre en deux tronçons (figure 4) : le tronçon de gauche (g) et celui de droite (d).

Le béton n'étant soumis qu'aux forces \vec{F}_i que le câble exerce sur lui et qu'aux réactions d'appui $\vec{\mathfrak{R}}_i$ générées par la précontrainte (ici nulles puisque la poutre est supposée isostatique), on a tout simplement :

$$S = \text{Sys}(\vec{F}_{ig})$$

Examinons alors l'équilibre du tronçon de câble AM dans la figure 4. Cet équilibre est assuré par :

- les forces $\vec{\Phi}_{ig}$ que le béton exerce sur le câble à gauche de la section droite ;
- la force de tension $P\vec{t}$ du câble au point M (\vec{t} représentant le vecteur tangent unité au tracé orienté de la gauche vers la droite).

Nous obtenons :

$$\text{Sys}(\vec{\Phi}_{ig}) + P\vec{t} \equiv \vec{0}$$

Soit :

$$\text{Sys}(-\vec{\Phi}_{ig}) = \text{Sys}(\vec{F}_{ig}) \equiv P\vec{t}$$

Et ainsi :

$$S \equiv P\vec{t}$$

Le système des sollicitations dans la section droite se réduit donc à la force de tension du câble au point M (figure 5).

$$\begin{aligned} N_p &= P \cos \alpha \approx P \\ V_p &= P \sin \alpha \approx P \alpha \\ M_p &= P e_0 \cos \alpha \approx P e_0 \end{aligned}$$

Supposons maintenant que la poutre soit hyperstatique. Alors, les réactions $\vec{\mathfrak{R}}_i$ sont généralement différentes de 0 et :

$$S = \text{Sys}(\vec{F}_{ig}) + \text{Sys}(\vec{\mathfrak{R}}_{ig}) = S_i + S_h$$

Pour ce qui est de $S_i = \text{Sys}(\vec{F}_{ig})$, le raisonnement tenu précédemment demeure valable, c'est à dire :

$$S_i = \text{Sys}(\vec{F}_{ig}) \equiv P\vec{t}$$

S_i est le système des sollicitations isostatiques de précontrainte dans la section. Mais à ces sollicitations isostatiques viennent s'ajouter les sollicitations hyperstatiques de précontrainte S_h développées par les réactions hyperstatiques de précontrainte $\vec{\mathfrak{R}}_i$.

1.4 Conditions de sécurité. Règlements

Les règles modernes de calcul des constructions en béton (code modèle *fib*, Eurocode 2, règles françaises BAEL et BPEL) sont des codes semi-probabilistes basés sur la notion d'états-limites. Les principes du calcul aux états-limites sont formalisés par l'Eurocode 0 (EN 1990) qui pose l'exigence de base suivante :

« une structure doit être conçue et réalisée de sorte que, pendant sa durée de vie escomptée, avec des niveaux de fiabilité appropriés et de façon économique :

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

■ Calculs aux états-limites

Les données de base (valeurs des actions à prendre en compte, performances mécaniques des matériaux mis en œuvre, etc.) de la justification d'une structure étant des grandeurs aléatoires, une fiabilité absolue (soit un risque de ruine nul) ne peut être assurée.

Partant de cette remarque, le calcul aux états-limites propose la démarche suivante :

- recherche des phénomènes à éviter (par exemple : fissurations, déformations excessives, vibrations, plastifications locales des matériaux, ruine) ;
- analyse des conséquences de chacun de ces phénomènes (par exemple : inconfort, diminution de la durée de vie escomptée des ouvrages, risques pour les usagers) ;
- définition de critères de sécurité réduisant d'autant plus la probabilité d'occurrence de ces phénomènes que les conséquences de leur apparition sont plus graves.

En pratique, à chaque phénomène à éviter, correspond un état-limite. Selon la gravité des risques qui leurs sont associés, ces états-limites se rangent en deux grandes catégories :

- les états-limites de service (ELS) ;
- les états-limites ultimes (ELU).

Les notions d'états-limites sont largement développées dans l'article [C 60].

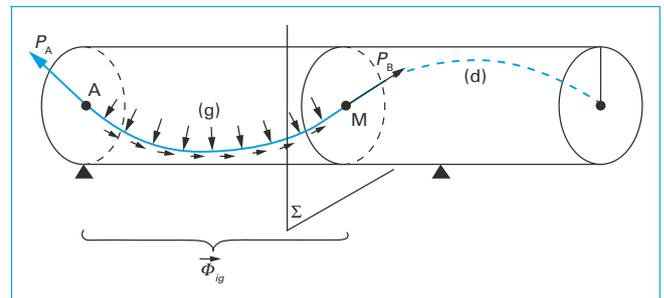


Figure 4 - Sollicitations développées par le câble dans la section droite Σ

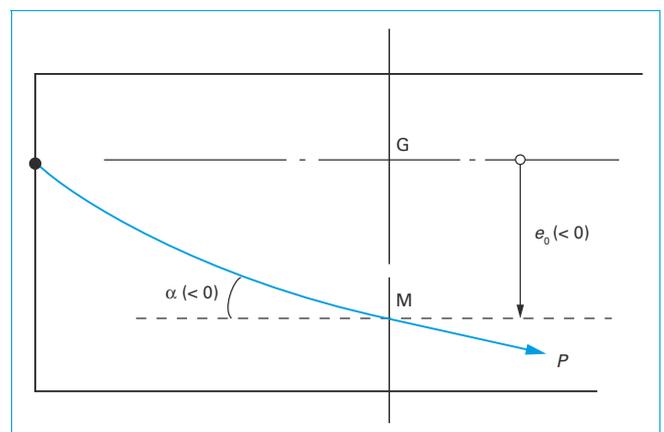


Figure 5 - Effets de la précontrainte (méthode interne)

BÉTON PRÉCONTRAIT

Vis-à-vis des ELS (États limites de service), on admet que les matériaux se comportent élastiquement.

Vis-à-vis des ELU (États limites ultimes), au contraire, on accepte généralement qu'ils entrent dans leur domaine de fonctionnement plastique.

Par ailleurs, les actions aussi bien que les caractères mécaniques des matériaux, sont définis par différentes valeurs représentatives, en particulier par des valeurs dites « caractéristiques ».

Les valeurs caractéristiques sont généralement définies par référence à des distributions statistiques.

Il est théoriquement possible de justifier le dimensionnement par des méthodes probabilistes, mais la méthode la plus couramment employée est celle des coefficients partiels, encore appelée « méthode semi-probabiliste ».

■ Méthode semi-probabiliste

À partir des valeurs représentatives des actions, on forme des combinaisons d'actions (ensemble d'actions à considérer simultanément pour le dimensionnement) dans lesquelles les valeurs caractéristiques F_i sont affectées de coefficients de prise en compte $\gamma_{F,i}$ ($\gamma_{F,i} \geq 1$) d'autant plus importants qu'on souhaite réduire la probabilité d'atteinte des effets des combinaisons en cause. Ces coefficients $\gamma_{F,i}$ sont donc plus grands dans les combinaisons aux ELU que dans les combinaisons aux ELS. Les effets des actions peuvent être :

- des efforts internes (solicitations) ;
- des déformations ;
- des contraintes ;
- des déplacements...

Les effets *de calcul* ainsi obtenus doivent être comparés aux capacités de résistance de la structure, elles-mêmes estimées à partir, non pas des valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques des matériaux $X_{k,j}$, mais à partir de leurs valeurs de calcul, obtenues en divisant les premières par des coefficients partiels $\gamma_{M,j}$ ($\gamma_{M,j} \geq 1$) d'autant plus importants qu'on vise une fiabilité plus grande.

Les règles de vérification prennent la forme pour :

- pour les justifications vis-à-vis des états-limites ultimes par $E_d \leq R_d$;
- pour les justifications vis-à-vis des états-limites de service $E_d \leq C_d$.

avec E_d valeur de calcul de l'effet des actions,
 R_d valeur de calcul de la résistance correspondante,
 C_d valeur de calcul du critère d'aptitude au service considéré.

Bien entendu, E_d est, à chaque fois, déterminé sur la base de la combinaison appropriée.

1.4.1 États-limites

Un état-limite est celui dans lequel une condition requise d'une construction est strictement satisfaite.

Comme déjà vu, on distingue, selon la gravité des conséquences de leur atteinte, deux grandes catégories d'états-limites : les ELS et les ELU.

- Les **justifications aux ELS** ont pour objet de s'assurer de la durabilité des structures et de leur aptitude à remplir la fonction pour laquelle elles ont été conçues.
- Les **justifications aux ELU** permettent de vérifier leur résistance et leur stabilité.

En pratique interviennent, dans les constructions précontraintes, les états-limites suivants :

ELS :

- déformation,
- décompression,
- formation de fissures (par excès de traction, mais aussi de compression),
- ouverture de fissures ;

ELU :

- équilibre statique,
- résistance,
- stabilité de forme (flambement, déversement, etc.),
- fatigue, ou autres effets dépendant du temps.

1.4.2 Actions et valeurs représentatives

Selon leur nature, les actions sont classées en :

- **actions permanentes** (poids propre, poids des équipements fixes, précontrainte, etc.) (voir § 1.4.2.1) ;
- **actions variables** (qui peuvent être cycliques comme la température climatique, ou intermittentes comme les charges d'exploitation ou les charges d'origine naturelle telles que la neige et le vent) voir § 1.4.2.2) ;
- **actions accidentelles**.

Hormis les actions accidentelles, qui ne peuvent être définies que par une valeur nominale, ces actions sont toutes affectées, en principe, de deux valeurs caractéristiques - l'une maximale, l'autre minimale - selon le côté de la distribution que l'on considère.

Chaque valeur caractéristique d'une action est celle qui présente une probabilité faible (mais non nulle, acceptée *a priori*) d'être atteinte ou dépassée dans le sens défavorable au cours d'une certaine durée, dite « durée d'utilisation de projet », dont l'ordre de grandeur est celui de la durée de vie escomptée pour l'ouvrage. Les valeurs caractéristiques des actions sont fixées par les différentes parties de l'Eurocode 1 (EN 1991) et, pour la précontrainte, par l'Eurocode 2 (EN 1992).

1.4.2.1 Actions permanentes

■ Poids propres

La charge probable de poids propre g est évaluée à partir des dessins de coffrage et d'un poids volumique habituellement estimé à 25 kN/m^3 pour le matériau béton armé ou précontraint (24 kN/m^3 pour le béton non armé), tout au moins lorsque l'on fait usage de granulats traditionnels.

Il y aurait lieu, en principe, de considérer, pour la charge de poids propre, deux valeurs caractéristiques $g_{k,\text{sup}}$ et $g_{k,\text{inf}}$ encadrant la valeur moyenne g mais, sauf circonstances spéciales (notamment les pièces minces pour lesquelles les imprécisions d'exécution possibles sont élevées en valeur relative), on adopte pour valeur caractéristique de g sa valeur moyenne.

■ Poids des équipements fixes

De la même façon, les charges permanentes additionnelles (poids des équipements fixes, etc.) sont définies, soit par leur valeur moyenne g' soit, si les incertitudes sont importantes ou si des modifications ultérieures sont envisageables, par des valeurs caractéristiques $g'_{k,\text{sup}}$ et $g'_{k,\text{inf}}$.

Exemple

C'est le cas notamment des charges de ballast sur un pont-rail ou de revêtement de chaussée sur un pont-route.

■ Précontrainte

La précontrainte enfin est représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques $P_{k,inf}$ et $P_{k,sup}$ encadrant la valeur moyenne P_m avec :

$$\begin{aligned} P_{k,inf} &= r_{inf} P_m \\ P_{k,sup} &= r_{sup} P_m \end{aligned}$$

Les valeurs de r_{sup} et r_{inf} sont, selon l'Annexe Nationale à l'Eurocode 2, prises égales respectivement à 1,10 et 0,90 en situation d'exploitation. Elles peuvent être ramenées à 1,05 et 0,95 en situation transitoire de construction, ou à d'autres valeurs sur justifications. Bien entendu, dans tous les cas, on doit avoir :

$$r_{sup} \geq 1,0 \text{ et } r_{inf} \leq 1,0$$

Pour les justifications vis-à-vis des ELU, au contraire, seule la valeur moyenne P_m de la précontrainte est à considérer ; d'éventuels écarts par rapport à cette valeur n'ayant pratiquement aucune incidence sur la sécurité à rupture.

1.4.2.2 Actions variables

Pour tenir compte de différentes probabilités d'occurrence, ainsi que de l'application simultanée de plusieurs actions variables, on introduit pour elles, outre des valeurs caractéristiques Q_k , diverses valeurs représentatives dites :

- valeurs de combinaison, notées $\psi_0 Q_k$;
- valeurs fréquentes, notées $\psi_1 Q_k$;
- valeurs quasi permanentes, notées $\psi_2 Q_k$.

Chacune de ces valeurs représentatives se dédouble, en fait, en une valeur maximale et une valeur minimale. Cette dernière est prise nulle pour les actions intermittentes, ce qui justifie, dans ce cas, que seule soit explicitée leur valeur maximale.

1.4.3 Valeurs de calcul des effets des actions

Les valeurs de calcul des effets des actions – notées E_d – s'expriment, de la manière la plus générale, sous la forme suivante :

$$E_d = \gamma_{Sd} E \left\{ \gamma_{fi} F_{rep,i} ; a_d \right\} \quad i \geq 1$$

- avec
- γ_{fi} tient compte de la possibilité d'écarts défavorables par rapport à la valeur représentative,
 - γ_{Sd} tient compte d'incertitudes dans la modélisation des effets des actions,
 - a_d la valeur de calcul des données géométriques,
 - $F_{rep,i}$ valeur représentative de l'action n° i .

C'est soit la valeur :

- caractéristique F_k ;
- de combinaison $\psi_0 F_k$;
- fréquente $\psi_1 F_k$;
- quasi permanente $\psi_2 F_k$.

Dans la mesure où le calcul des effets des actions est basé sur une analyse linéaire (ce qui est toujours le cas aux ELS, et presque toujours le cas aux ELU, bien qu'alors ce soit contestable), on peut, dans la plupart des cas, simplifier l'expression précédente sous la forme :

$$E_d = E \left\{ \gamma_{Fi} F_{rep,i} ; a_d \right\} \quad i \geq 1, \text{ avec } \gamma_{Fi} = \gamma_{Sd} \gamma_{fi}$$

Dans ces expressions, on considère les actions qui peuvent intervenir simultanément, avec les valeurs représentatives appropriées.

Dans ces conditions, les sollicitations de calcul sont celles définies aux paragraphes 1.4.3.1 et 1.4.3.2, respectivement pour les ELU et les ELS.

1.4.3.1 Vis-à-vis des ELU

On distingue les combinaisons fondamentales, qui font intervenir les actions normalement subies par la structure et les combinaisons accidentelles qui, soit incluent une action accidentelle, soit se rapportent à une situation faisant suite à un événement accidentel.

■ Elles s'écrivent :

Combinaisons fondamentales

$$\sum_{j \geq 1} (1,35 G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) + \gamma_P P_m + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- avec
- $G_{kj,sup}$ ensemble des actions permanentes défavorables,
 - $G_{kj,inf}$ ensemble des actions permanentes favorables.

- γ_P prend la valeur $\gamma_{P,fav}$ lorsque les effets de la précontrainte sont favorables, ce qui est en général le cas, et $\gamma_{P,unfav}$ lorsqu'ils sont défavorables. Cela peut se produire lorsque l'on vérifie la stabilité de forme sous l'effet d'une précontrainte extérieure.

C'est également le cas pour la vérification des effets locaux :

- $\gamma_{P,fav} = 1,0$;
- $\gamma_{P,unfav} = 1,3$ pour les vérifications de stabilité de forme et 1,2 pour les effets locaux.

- γ_Q dépend de l'action variable considérée :

- $\gamma_Q = 1,5$ pour la plupart des actions variables ;
- $\gamma_Q = 1,35$ pour les actions du trafic routier et piéton ;
- $\gamma_Q = 1,20$ ou 1,45 pour l'action du trafic ferroviaire.

■ Combinaisons accidentelles

$$\sum_{j \geq 1} (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) + P_m + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- avec A_d valeur de calcul d'une action accidentelle.

1.4.3.2 Vis-à-vis des ELS

Dans ce qui suit, la notation P_k représente le couple $P_{k,sup}$ et $P_{k,inf}$ des valeurs caractéristiques.

■ Combinaisons caractéristiques

$$\sum_{j \geq 1} (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

■ Combinaisons fréquentes

$$\sum_{j \geq 1} (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

■ Combinaisons quasi permanentes

$$\sum_{j \geq 1} (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Ainsi rangées par ordre d'agressivité décroissante, toutes ces combinaisons sont à considérer dans la mesure où leur sont associés des critères de vérification différents, ce qui est le cas pour la flexion.

1.4.4 Situations

Une structure connaît toujours plusieurs situations, caractérisées chacune par l'intervalle de temps pendant lequel peuvent être considérés comme constants les distributions ou les processus aléatoires de toutes les données de la fiabilité.

Le plus souvent, on a à considérer :

- une ou plusieurs situations transitoires : la (ou les) situation(s) d'exécution ;
- une situation durable : la situation d'exploitation (dans certains cas, on peut en envisager plusieurs si l'on prévoit des changements dans les conditions d'exploitation) ;
- éventuellement, une ou plusieurs situations accidentelles.

En principe, les actions et leurs valeurs représentatives changent quand on passe d'une situation à une autre et, dans chaque situation, il convient d'apporter les justifications nécessaires vis-à-vis des sollicitations de calcul précédemment définies, étant bien entendu qu'à chaque combinaison correspondent deux états extrêmes de sollicitations associés à des cas de charge différents.

La notion de situation est particulièrement importante en béton précontraint, où la période d'exécution doit faire l'objet de vérifications spécifiques.

En effet, les conditions auxquelles est alors soumise la structure sont souvent très différentes de celles que l'on rencontre en situation d'exploitation :

- la précontrainte, immédiatement après mise en tension des câbles, est nettement plus élevée qu'en période d'exploitation, puisqu'une partie des pertes différées (par retrait et fluage du béton et par relaxation des armatures) s'effectue entre-temps (voir § 3.4) ;
- le béton, encore jeune, n'a pas atteint sa pleine résistance ;
- les charges extérieures, enfin, appliquées à la structure ne sont pas les mêmes (du fait notamment que certaines charges réputées permanentes n'interviennent qu'à partir du moment où on les a mises en place).

Compte tenu du caractère passager de ces conditions singulières, les exigences à satisfaire (sur les contraintes limites en particulier) sont alors réduites (voir § 1.4.5).

1.4.5 Justifications vis-à-vis des états-limites de service (Eurocode 2, chapitre 7)

Ces justifications sont très simples dans leur principe. Les critères de justification s'expriment comme limites à respecter sur les contraintes ou les ouvertures de fissures, lesquelles dépendent des contraintes. Les matériaux étant censés se comporter élastiquement, il suffit de calculer les contraintes qu'engendrent, dans les sections, les sollicitations de calcul et de s'assurer qu'elles respectent bien les contraintes limites correspondant aux critères de justification.

On admet que les sections sont non fissurées, pour le calcul des contraintes, si la contrainte de traction du béton ne dépasse pas

1.4.5.1 Justifications à la flexion

Comme indiqué précédemment, les justifications à la flexion consistent à respecter des critères sur les contraintes et sur les ouvertures de fissures. Ces critères visent à garantir :

- le **bon fonctionnement** de la structure (réversibilité du comportement sous les actions variables, limitation des déformations) ;
- la **durabilité** (notamment par la maîtrise de la fissuration) ;
- un **aspect satisfaisant** (déformations et fissuration acceptables).

La corrosion des armatures est le principal désordre pouvant affecter la durabilité des ouvrages en béton. Les armatures de précontrainte sont plus sensibles à la corrosion que les armatures passives (risques de corrosion sous tension), leur défaillance éventuelle est plus lourde de conséquence et leur corrosion est plus difficilement et plus tardivement détectable.

Pour ces raisons, les zones les plus sensibles vis-à-vis des tractions dans le béton et de la fissuration sont celles qui entourent les câbles. Des règles particulières plus sévères que sur le reste de la section sont adoptées dans le voisinage immédiat des câbles lorsque ceux-ci sont adhérents. Si les câbles sont non adhérents (câbles extérieurs ou câbles intérieurs dont les conduits sont injectés avec un produit souple) on considère que la fissuration n'a aucune influence sur les risques de corrosion de ces câbles et on adopte les mêmes règles que pour le béton armé. Parallèlement aux limitations de contraintes et aux règles de maîtrise de la fissuration, des conditions sont à respecter sur l'enrobage des armatures et sur la compacité du béton, en fonction de la classe d'exposition (Eurocode 2 – chapitre 4 et annexe E).

■ Contraintes limites de compression du béton

Il est recommandé de limiter la contrainte de compression dans le béton à $0,45 f_{ck}$ sous combinaison quasi-permanente pour éviter les déformations excessives et difficiles à prévoir sous l'effet du fluage. Au-delà de cette limite, en effet, la déformation de fluage croît plus vite que la contrainte et doit être évaluée au moyen de modèles non linéaires qui comportent de larges incertitudes.

À noter que le fluage doit être évalué par des modèles non linéaires si la contrainte dépasse $0,45 f_{ck}(t)$ pendant toute la construction, même si la limite en service est respectée.

La compression sous combinaisons caractéristiques ne doit pas dépasser $0,6 f_{ck}$ dans les parties exposées à des environnements de classe XD, XF et XS. Des niveaux élevés de compression peuvent provoquer des fissures longitudinales susceptibles d'affecter la durabilité. Cette limite peut aussi être adoptée indépendamment de la classe d'exposition pour des questions d'aspect.

Pendant la construction, la compression dans le béton doit rester

La suite de cet article ne fait pas partie de l'extrait en consultation gratuite.

Si vous souhaitez accéder au contenu intégral de cette base documentaire, rendez-vous à la fin de ce document.

Et pour toute question sur nos offres d'abonnement, n'hésitez pas à contacter le service Relation clientèle au 01 53 35 20 20 ou par email à l'adresse infos.clients@teching.com.

Gagnez du temps et sécurisez vos projets en utilisant une source actualisée et fiable



RÉDIGÉE ET VALIDÉE
PAR DES EXPERTS



MISE À JOUR
PERMANENTE



100 % COMPATIBLE
SUR TOUS SUPPORTS
NUMÉRIQUES



SERVICES INCLUS
DANS CHAQUE OFFRE

- + de 340 000 utilisateurs chaque mois
- + de 10 000 articles de référence et fiches pratiques
- Des Quiz interactifs pour valider la compréhension 

SERVICES ET OUTILS PRATIQUES



Questions aux experts*

Les meilleurs experts techniques et scientifiques vous répondent



Articles Découverte

La possibilité de consulter des articles en dehors de votre offre



Dictionnaire technique multilingue

45 000 termes en français, anglais, espagnol et allemand



Archives

Technologies anciennes et versions antérieures des articles



Info parution

Recevez par email toutes les nouveautés de vos ressources documentaires

*Questions aux experts est un service réservé aux entreprises, non proposé dans les offres écoles, universités ou pour tout autre organisme de formation.

Les offres Techniques de l'Ingénieur

INNOVATION

- Éco-conception et innovation responsable
- Nanosciences et nanotechnologies
- Innovations technologiques
- Management et ingénierie de l'innovation
- Smart city – Ville intelligente

MATÉRIAUX

- Bois et papiers
- Verres et céramiques
- Textiles
- Corrosion – Vieillessement
- Études et propriétés des métaux
- Mise en forme des métaux et fonderie
- Matériaux fonctionnels. Matériaux biosourcés
- Traitements des métaux
- Élaboration et recyclage des métaux
- Plastiques et composites

MÉCANIQUE

- Frottement, usure et lubrification
- Fonctions et composants mécaniques
- Travail des matériaux – Assemblage
- Machines hydrauliques, aérodynamiques et thermiques
- Fabrication additive – Impression 3D

ENVIRONNEMENT – SÉCURITÉ

- Sécurité et gestion des risques
- Environnement
- Génie écologique
- Technologies de l'eau
- Bruit et vibrations
- Métier : Responsable risque chimique
- Métier : Responsable environnement

ÉNERGIES

- Hydrogène
- Ressources énergétiques et stockage
- Froid industriel
- Physique énergétique
- Thermique industrielle
- Génie nucléaire
- Conversion de l'énergie électrique
- Réseaux électriques et applications

GÉNIE INDUSTRIEL

- Industrie du futur
- Management industriel
- Conception et production
- Logistique
- Métier : Responsable qualité
- Emballages
- Maintenance
- Traçabilité
- Métier : Responsable bureau d'étude / conception

ÉLECTRONIQUE – PHOTONIQUE

- Électronique
- Technologies radars et applications
- Optique – Photonique

TECHNOLOGIES DE L'INFORMATION

- Sécurité des systèmes d'information
- Réseaux Télécommunications
- Le traitement du signal et ses applications
- Technologies logicielles – Architectures des systèmes
- Sécurité des systèmes d'information

AUTOMATIQUE – ROBOTIQUE

- Automatique et ingénierie système
- Robotique

INGÉNIERIE DES TRANSPORTS

- Véhicule et mobilité du futur
- Systèmes aéronautiques et spatiaux
- Systèmes ferroviaires
- Transport fluvial et maritime

MESURES – ANALYSES

- Instrumentation et méthodes de mesure
- Mesures et tests électroniques
- Mesures mécaniques et dimensionnelles
- Qualité et sécurité au laboratoire
- Mesures physiques
- Techniques d'analyse
- Contrôle non destructif

PROCÉDÉS CHIMIE – BIO – AGRO

- Formulation
- Bioprocédés et bioproductions
- Chimie verte
- Opérations unitaires. Génie de la réaction chimique
- Agroalimentaire

SCIENCES FONDAMENTALES

- Mathématiques
- Physique Chimie
- Constantes physico-chimiques
- Caractérisation et propriétés de la matière

BIOMÉDICAL – PHARMA

- Technologies biomédicales
- Médicaments et produits pharmaceutiques

CONSTRUCTION ET TRAVAUX PUBLICS

- Droit et organisation générale de la construction
- La construction responsable
- Les superstructures du bâtiment
- Le second œuvre et l'équipement du bâtiment
- Vieillessement, pathologies et réhabilitation du bâtiment
- Travaux publics et infrastructures
- Mécanique des sols et géotechnique
- Préparer la construction
- L'enveloppe du bâtiment
- Le second œuvre et les lots techniques