

Béton armé. Règles BAEL

Pièces soumises à des sollicitations tangentes Sollicitations d'adhérence

par **Jean PERCHAT**

Ingénieur des Arts et Manufactures

Professeur honoraire à l'École Spéciale des Travaux Publics, du Bâtiment et de l'Industrie

Professeur au Centre des Hautes Études de la Construction

1. Pièces soumises à des sollicitations tangentes.....	C 2 308 - 2
1.1 Poutres sous sollicitations d'effort tranchant.....	— 2
1.1.1 Évolution des méthodes de calcul.....	— 2
1.1.2 Effort de glissement. Contraintes tangentes	— 2
1.1.3 Contrainte tangente de calcul	— 4
1.1.4 Vérification de la résistance d'une section courante	— 4
1.1.5 Règle du décalage.....	— 8
1.1.6 Zones d'application des efforts	— 8
1.2 Dalles et poutres-dalles sous sollicitations d'effort tranchant.....	— 9
1.2.1 Définitions	— 9
1.2.2 Armatures d'effort tranchant	— 10
1.2.3 Vérification du béton	— 10
1.2.4 Forces localisées. Armatures de poinçonnement.....	— 10
1.3 Règle des coutures généralisée.....	— 11
1.3.1 Énoncé de la règle des coutures.....	— 11
1.3.2 Détermination des armatures de couture	— 11
1.3.3 Liaison des membrures d'une poutre avec l'âme.....	— 12
1.3.4 Surfaces de reprise	— 13
1.4 Pièces linéaires soumises à la torsion	— 13
1.4.1 Généralités	— 13
1.4.2 Torsion d'équilibre et torsion de compatibilité	— 13
1.4.3 Calcul des contraintes	— 13
1.4.4 Vérification du béton	— 14
1.4.5 Vérification des armatures	— 14
2. Sollicitations d'adhérence.....	— 15
2.1 Adhérence des aciers en barres	— 15
2.1.1 Ancrage des aciers en barres.....	— 15
2.1.2 Entraînement des aciers en barres.....	— 18
2.2 Ancrage et entraînement des treillis soudés.....	— 19
2.2.1 Ancrage des treillis soudés	— 19
2.2.2 Entraînement des treillis soudés	— 20
Pour en savoir plus.....	Doc. C 2 320

La série « Béton armé » fait l'objet de plusieurs articles :

- Béton armé [C 2 300]
- Généralités [C 2 301]
- Évolution des méthodes de calcul [C 2 302]

— Règles BAEL.	
Caractères des matériaux	
Actions et sollicitations	[C 2 304]
— Règles BAEL. Sollicitations normales	[C 2 306]
— Règles BAEL.	
Sollicitations tangentes	
Sollicitations d'adhérence	[C 2 308]
— Règles BAEL.	
Dispositions constructives	
Dispositions particulières	[C 2 310]
— Règles BAEL. Établissement des projets	[C 2 312]
— Règles BAEL. Ossatures et éléments courants	[C 2 314]
— Règles BAEL. Ouvrages particuliers	[C 2 315]
— Règles BAEL. Exécution et estimation des travaux	[C 2 316]
— Règles BAEL. Pathologie et réparation des ouvrages	[C 2 317]
— Règles BAEL. Béton de granulats légers artificiel	[C 2 318]
— Règles BAEL. Comportement expérimental	[C 2 319]
— Pour en savoir plus	[C 2 320]

1. Pièces soumises à des sollicitations tangentes

1.1 Poutres sous sollicitations d'effort tranchant

1.1.1 Évolution des méthodes de calcul

Pendant de nombreuses années, jusque vers 1930, on a souvent calculé les poutres en béton armé sous sollicitation d'effort tranchant de la façon suivante : on admettait que le béton équilibrait une partie de l'effort tranchant par sa résistance au cisaillement, prise égale à la résistance à la traction, l'autre partie étant équilibrée par les armatures transversales (*étriers*) que l'on supposait travailler au cisaillement sous une contrainte égale aux huit dixièmes de la contrainte admissible en traction.

Cette méthode de calcul, que paraissaient légitimer certains commentaires de la circulaire de 1906, était sans fondement théorique : d'une part, armatures transversales et béton n'interviennent pas simultanément ; d'autre part, admettre qu'une armature peut être cisailée par le béton équivaldrait à envisager que l'on peut, suivant l'expression imagée de M. Caquot, « cisailier un fil d'acier entre deux mottes de beurre ».

Ultérieurement, à la suite de nombreux essais, l'emploi de la méthode du treillis de Ritter-Mörsch (§ 1.1.4.3.1) s'est progressivement généralisé. Cette méthode a été préconisée en France par le Règlement de la Chambre syndicale des constructeurs en ciment armé [22], la circulaire ministérielle du 19 juillet 1934 [23] et les Règles BA 1945 [24].

Mais les nombreux essais réalisés par la suite ont montré que le schéma de fonctionnement de Ritter-Mörsch ne décrit pas le mécanisme réel de la résistance à l'effort tranchant et conduit, dans la plupart des cas, à surestimer les armatures d'âme nécessaires, surtout lorsque la contrainte tangente du béton (§ 1.1.2.2) sous charge de calcul est faible. Pour pallier cet inconvénient, les Règles BA 1960 [26] et CCBA 1968 [27] avaient, tout en conservant le même principe de calcul, fixé pour les armatures transversales une contrainte admissible variable en fonction de la contrainte tangente, et d'autant plus élevée que celle-ci était plus faible.

Dans les Règles BAEL [33], la formule donnant la section d'armatures nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant comporte deux termes : le premier résulte de la théorie du treillis de Ritter-Mörsch ; le second, soustractif, tient compte, par l'intermédiaire d'un coefficient empirique, de la partie de l'effort tranchant équilibrée par la membrure comprimée du treillis et d'autres phénomènes (inclinaison des *bielles* de béton, effet de goujon des armatures longitudinales, etc.). La formule en cause, qui paraît être un retour aux errements antérieurs à 1930, diffère cependant de ceux-ci dans son principe, en ce sens qu'elle limite à la zone comprimée la part d'effort tranchant équilibrée par le béton, et implique que les armatures transversales sont sollicitées à la traction et non au cisaillement.

1.1.2 Effort de glissement. Contraintes tangentes

1.1.2.1 Expressions générales déduites des calculs élastiques

Soit une aire homogène quelconque \mathcal{B} idéalement découpée dans la section droite d'une poutre à plan moyen soumise à la flexion simple (figure 1).

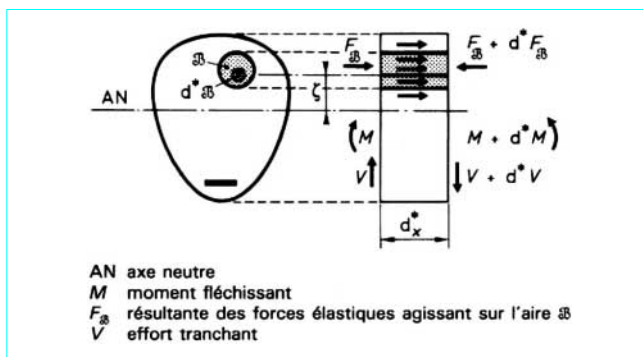


Figure 1 – Forces agissant sur un prisme élémentaire d'une pièce fléchie

La contrainte normale sur un élément d^*B situé à une distance ζ de l'axe neutre est [C 2 306] :

$$\sigma_{\zeta} = \frac{M}{I_1} \zeta$$

La résultante F_B des forces élastiques agissant sur l'aire B est :

$$F_B = \int_B \sigma_{\zeta} d^*B = \frac{M}{I_1} \int_B \zeta d^*B = \frac{M}{I_1} S_B$$

avec S_B moment statique de l'aire homogène B par rapport à l'axe neutre.

Nota : la notation d^* est appliquée aux différentielles pour éviter la confusion avec la hauteur utile d de la pièce.

Si l'effort tranchant V n'est pas nul, entre deux sections voisines distantes de d^*x , M varie de d^*M et F_B varie de d^*F_B .

On appelle *effort de glissement par unité de longueur* la quantité :

$$g = \frac{d^*F_B}{d^*x} = \frac{d^*M}{d^*x} \frac{S_B}{I_1}$$

c'est-à-dire
$$g = \frac{V}{I_1} S_B \quad (1)$$

L'équilibre du prisme de base B et de longueur d^*x est assuré par des contraintes tangentes qui se développent sur la surface de glissement de ce prisme par rapport à la poutre.

En supposant que ces contraintes tangentes ont même valeur τ en tout point de la surface de glissement, et en appelant u la longueur de la trace de cette surface sur le plan de la section (figure 2), l'équilibre exige que :

$$d^*F_B = \tau u d^*x$$

c'est-à-dire
$$\tau = \frac{d^*F_B}{u d^*x} = \frac{g}{u}$$

ou encore, compte tenu de l'expression (1) :

$$\tau = \frac{V}{I_1} \frac{S_B}{u} \quad (2)$$

1.1.2.2 Contraintes tangentes le long d'une parallèle à l'axe neutre

Considérons le plan de trace $MM' = b_{\zeta}$, à la distance ζ de l'axe neutre (figure 3). En appliquant les formules (1) et (2), et en tenant compte de ce que $I_1 = z S_1$ [C 2 306], on trouve :

$$g_{\zeta} = \frac{V}{z} \frac{S_{1\zeta}}{S_1} \quad (3)$$

$$\tau_{\zeta} = \frac{V}{z} \frac{S_{1\zeta}}{S_1} \frac{1}{b_{\zeta}} \quad (4)$$

avec $S_{1\zeta}$ moment statique par rapport à l'axe neutre de l'aire MBM' rendue homogène,

S_1 moment statique par rapport au même axe de la zone comprimée (homogène) de la section réduite.

La contrainte τ_{ζ} s'exerce en tout point P du plan de trace MM' à la fois dans ce plan et dans le plan même de la section (rubrique *Calcul des structures* dans le traité Sciences fondamentales).

Au-dessous de l'axe neutre, comme on néglige le béton tendu, on a $S_{1\zeta} = S_1$ quel que soit ζ , d'où, au-dessous de l'axe neutre :

$$g_{\zeta} = g_{\max} = \frac{V}{z} = Cte \quad (5)$$

$$\tau_{\zeta} = \frac{V}{z} = \frac{1}{b_{\zeta}} \quad (6)$$

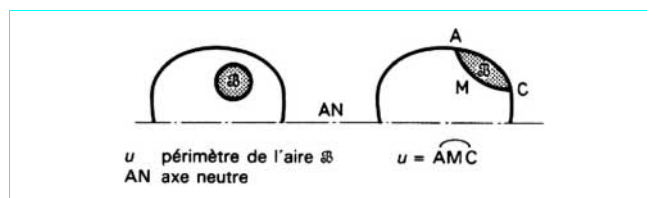


Figure 2 – Définition de la longueur u de la trace de la surface de glissement

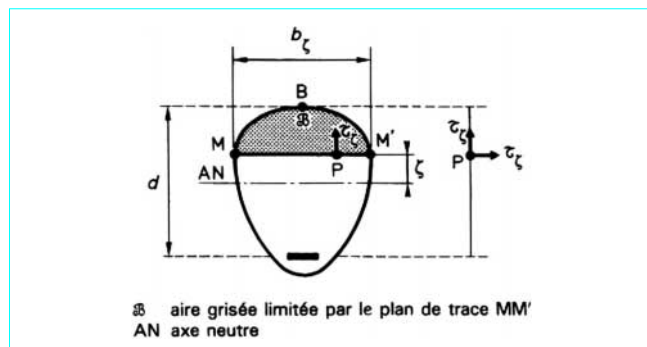


Figure 3 – Contraintes tangentes le long d'une parallèle à l'axe neutre

La valeur maximale τ_b de τ_{ζ} s'obtient pour la valeur minimale de b_{ζ} entre l'axe neutre et le centre de gravité des armatures tendues. Pour une section rectangulaire ou en T, au-dessous de l'axe neutre, on a toujours, si b_0 désigne la largeur de la nervure, supposée constante :

$$b_{\zeta \min} = b_0$$

d'où, d'après la formule (6) :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 z} \quad (7)$$

Pour ce calcul, il est admis de prendre $z = 0,9 d$ pour les sections rectangulaires et les sections en T.

Une section circulaire de diamètre \varnothing est assimilée à une section rectangulaire fictive de hauteur totale égale à \varnothing et de même surface, c'est-à-dire telle que :

$$b_0 h = b_0 \varnothing = \frac{\pi \varnothing^2}{4} \text{ soit } b_0 = \frac{\pi \varnothing}{4}$$

Pour une telle section, on a donc :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 z} = \frac{V}{0,9 b_0 d} = \frac{4}{0,9 \pi} \cdot \frac{V}{\varnothing d} \approx 1,4 \frac{V}{\varnothing d}$$

qui correspond à l'expression donnée dans les Règles BAEL 91, en commentaire de l'article A 5.1.1.

1.1.2.3 Effets des contraintes tangentes

En considérant l'équilibre d'un prisme élémentaire situé entre l'axe neutre et les armatures tendues (figure 4), il est facile de voir qu'avant fissuration du béton, outre les contraintes tangentes τ_b longitudinale et transversale, l'effort tranchant provoque, sur des plans inclinés à 45° sur la ligne moyenne, des contraintes de traction σ_t , d'une part, et de compression σ_c , d'autre part, chacune d'elles ayant pour intensité τ_b .

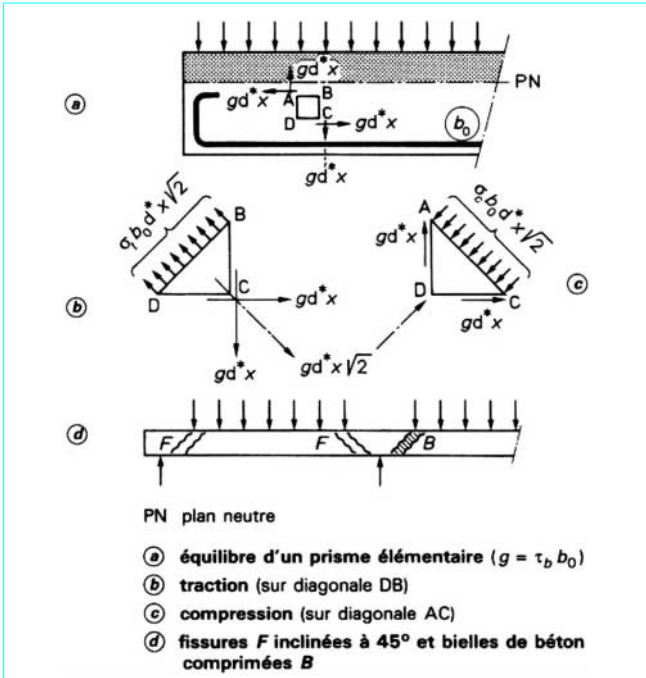


Figure 4 – Effets des contraintes tangentes

Si τ_b est élevé (près des appuis), la contrainte de traction du béton est elle-même élevée et il y a risque de formation de fissures inclinées à 45° sur la ligne moyenne de la pièce.

Si la sécurité vis-à-vis des efforts de traction est assurée par des armatures, il y a risque d'écrasement du béton suivant les *bielles* de béton comprimé découpées par les fissures à 45°.

Remarque : lorsque les fissures obliques se sont produites, la conclusion précédente : $\sigma_t = \sigma_c = \tau_b$ n'est plus valable. Il y a **redistribution des efforts** entre les armatures d'âme tendues d'une part et les bielles de béton comprimé de l'autre. Par exemple, dans le cas d'armatures d'âme « droites » (c'est-à-dire perpendiculaires à la ligne moyenne), les contraintes du béton après fissuration oblique sont, respectivement : $\sigma_t = 0$, $\sigma_c = 2 \tau_b$ (29).

1.1.3 Contrainte tangente de calcul

À l'état-limite ultime, l'effort tranchant de calcul est défini, en application des principes énoncés en [C 2 304], par :

$$V_u = \sum_{i=1}^n \gamma_{si} V_{ki}$$

Théoriquement, la contrainte tangente de calcul devrait s'obtenir à partir de la formule (7), en y faisant $V = V_u$. En fait, dans le but de simplifier les calculs, les Règles BAEL ont substitué au bras de levier z la hauteur utile d .

La contrainte tangente de calcul est ainsi définie de manière conventionnelle par (unités m, MN, MPa) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad (8)$$

1.1.4 Vérification de la résistance d'une section courante

L'équilibre interne de l'âme d'une poutre fissurée obliquement, sous l'effet de l'effort tranchant, est trop complexe pour pouvoir

être analysé et représenté par le calcul. On est donc conduit à adopter un schéma de fonctionnement simplifié. Le schéma retenu est celui du treillis Ritter-Mörsch (§ 1.1.4.3.1), que l'on corrige empiriquement.

Les vérifications concernent :

- la résistance du béton de l'âme ;
- la résistance des armatures d'âme ;
- le respect d'un certain nombre de règles constructives.

Elles n'ont pas à être faites pour les pièces dont toutes les sections droites sont *entièrement comprimées*, lorsque la contrainte tangente de calcul est telle que :

$$\tau_u \leq \text{Min} \left[\frac{0,06}{\gamma_b} f_{cj} ; 1,5 \text{ MPa} \right]$$

où γ_b prend, le plus souvent, la valeur 1,5.

En dehors de ce cas, elles sont conduites comme indiqué ci-après.

1.1.4.1 Prise en compte des phénomènes de transmission directe

Lorsqu'on s'approche d'un appui, les bielles de béton comprimé se redressent progressivement. Ces bielles redressées transmettent directement une partie des charges à l'appui, ce qui réduit l'effort de traction dans les armatures d'âme proches de l'appui.

Les Règles BAEL tiennent compte de ce phénomène, en autorisant à ne prendre en compte, dans le calcul de l'effort tranchant agissant, qu'une partie des charges situées à moins de $1,5 h$ du nu d'un appui (h , hauteur totale de la poutre) et même à négliger dans ce calcul l'effet de toutes les charges situées à moins de $0,5 h$ du nu d'un appui.

a) Cas des charges uniformément réparties (figure 5).

Pour les charges uniformément réparties, tout se passe comme si la densité de charge croissait de 0 à sa valeur maximale p_u sur la distance $1,5 h$ mesurée depuis le nu d'appui, la part de charge correspondant à la distance $0,5 h$ étant négligée.

On a alors, pour une poutre sur deux appuis simples, de portée ℓ :

$$\text{— pour } 0 < x \leq 0,5 h : \quad V_u(x) = V_{u0} = p_u \left(\frac{\ell}{2} - \frac{5}{6} h \right) \quad (9)$$

$$\text{— pour } 0,5 h < x < 1,5 h : \quad V_u(x) = \frac{p_u}{12 h} (6 h \ell - 9 h^2 - 4 x^2) \quad (10)$$

$$\text{— pour } x \geq 1,5 h : \quad V_u(x) = p_u \left(\frac{\ell}{2} - x \right) \quad (11)$$

Pour simplifier, on peut remplacer (ce qui est dans le sens de la sécurité) la ligne représentative ABCD de l'effort tranchant, comportant une partie courbe BC définie par l'équation (10), par la ligne enveloppe AB'D, ce qui revient à considérer que pour $x \leq 5 h / 6$ l'effort tranchant est constant et vaut :

$$V_{u0} = p_u \left(\frac{\ell}{2} - \frac{5 h}{6} \right)$$

Toutefois, les conditions relatives aux zones d'about (§ 1.1.6) sont à vérifier pour :

$$V_u = V_{u \max} = p_u \frac{\ell}{2}$$

b) Présence de charges concentrées.

Dans le cas général où l'on a à la fois des charges réparties et des charges concentrées P_{ui} , il faut prendre :

$$V_{u0} = p_u \left(\frac{\ell}{2} - \frac{5 h}{6} \right) + \left[\sum_{a_i = h/2}^{a_i = 1,5 h - \varepsilon} P_{ui} \frac{2 a_i}{3 h_i} \left(1 - \frac{a_i}{\ell} \right) \right] + \left[\sum_{a_i = 1,5 h}^{a_i = \ell} P_{ui} \left(1 - \frac{a_i}{\ell} \right) \right]$$

constant sur la distance $0,5 h$ comptée depuis le nu d'appui, c'est-à-dire que pour $0,5 h \leq a_i < 1,5 h$, toute charge P_{ui} n'intervient dans le calcul de l'effort tranchant que pour la fraction $2 a_i/3h$ de sa valeur.

Mais les vérifications relatives aux zones d'about (§ 1.1.6) doivent être conduites avec :

$$V_{u \max} = p_u \frac{\ell}{2} + \left[\sum_{a_i=0}^{a_i=\ell} P_{ui} \left(1 - \frac{a_i}{\ell} \right) \right]$$

1.1.4.2 Vérification de la résistance du béton de l'âme

En posant :

$$\tau_{u0} = \frac{V_{u0}}{b_0 d}$$

l'état-limite ultime par écrasement du béton des bielles comprimées n'est pas atteint si :

$$\tau_{u0} \leq \tau_{lim}$$

τ_{lim} étant défini ci-après.

a) Cas des armatures d'âme « droites » (perpendiculaires à la ligne moyenne) avec ou sans barres relevées.

Pour que le béton des bielles ne soit pas écrasé, il faut que la contrainte de compression σ_c soit telle que :

$$\sigma_c \leq v \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

où v est un coefficient numérique, au plus égal à 1, qui tient compte de ce qu'une bielle comprimée est soumise en outre à une traction transversale (défavorable) qui lui est transmise, par adhérence, par les armatures d'âme tendues.

Les essais qui ont été effectués sur des éprouvettes de béton soumises à une sollicitation complexe de compression longitudinale accompagnée de traction transversale (J.R. Robinson, à Saint-Rémy-lès-Chevreuse) montrent que, toute considération de fissuration mise à part, on peut adopter $v \approx 0,4$.

Comme, dans le cas considéré, $\sigma_c = 2 \tau_{u0}$ (remarque en § 1.1.2.3), la condition sur σ_c peut aussi s'écrire :

$$\tau_{u0} = \frac{\sigma_c}{2} \leq \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Les Règles BAEI proposent ainsi :

— en cas de fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_{lim} = \text{Min} \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right]$$

avec $\gamma_b = 1,5$ en général, la borne de 5 MPa étant mise pour des raisons de prudence ;

— en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_{lim} = \text{Min} \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

b) Cas des armatures d'âme (cadres et/ou étriers uniquement) inclinées à 45° sur la ligne moyenne :

$$\tau_{lim} = \text{Min} \left[\frac{0,27 f_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ MPa} \right]$$

Cette limite est également valable dans le cas d'armatures d'âme droites associées à des armatures parallèles à l'axe de la poutre, réparties sur la hauteur de l'âme et convenablement ancrées sur

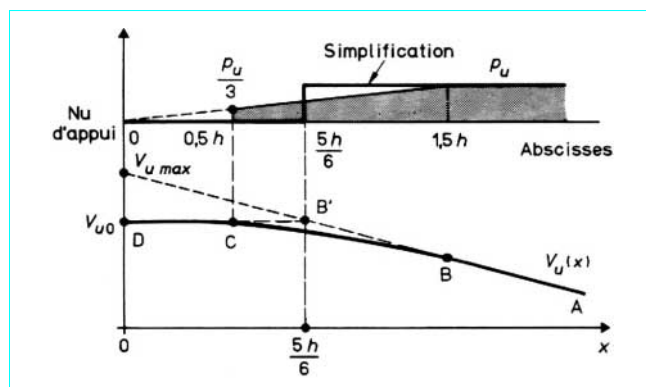


Figure 5 – Variation de l'effort tranchant au voisinage d'un appui due au phénomène de transmission directe (cas des charges uniformément réparties)

les appuis, à condition que le volume relatif de ces dernières armatures soit au moins égal à celui des armatures d'âme droites ; les poutres ainsi armées comportent donc un double réseau d'armatures transversales, l'un vertical, l'autre horizontal, et la dépense totale en acier est ainsi très supérieure à celle correspondant à l'utilisation de cadres inclinés.

c) Cas d'armatures d'âme inclinées sur la ligne moyenne avec un angle compris entre 45° et 90° : la valeur limite de τ_{u0} peut être déterminée par interpolation linéaire, en fonction de l'angle d'inclinaison, entre les valeurs données en (a) et (b).

1.1.4.3 État-limite ultime des armatures d'âme

1.1.4.3.1 Théorie classique du treillis de Ritter-Mörsch

Soit une poutre de section constante dont l'âme est fissurée à 45°. Cette poutre peut être assimilée à une poutre triangulée à treillis multiple, définie comme suit (figure 6) :

— sa membrure tendue est constituée par les armatures longitudinales tendues ;

— sa membrure comprimée est constituée par la zone comprimée de la poutre (béton et éventuellement armatures longitudinales comprimées) ;

— sa hauteur (distance entre les résultantes des efforts normaux dans les deux membrures) est égale au bras de levier z , tel qu'il résulte du calcul relatif aux contraintes normales ;

— les éléments comprimés sont constitués par les bielles de béton, inclinées à 45° sur la ligne moyenne de la poutre (sauf dans la partie voisine des appuis) ;

— les éléments tendus sont constitués par les armatures d'âme inclinées de α sur la ligne moyenne (section A_t par nappe, espace-ment s_t mesuré parallèlement à la ligne moyenne).

Si l'on suppose A_t et s_t constants, on peut considérer que cette poutre est constituée par la superposition de m poutres à treillis simple, égales et également chargées, avec :

$$m = \frac{z(1 + \cot \alpha)}{s_t}$$

Si V est l'effort tranchant dans une section XX de la poutre, chaque poutre à treillis simple équilibre un effort tranchant V/m .

La projection des forces sur XX donne, pour une section XX coupant une diagonale tendue (figure 7) :

$$F_{st} = \frac{V}{m \sin \alpha} = \frac{V s_t}{z(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

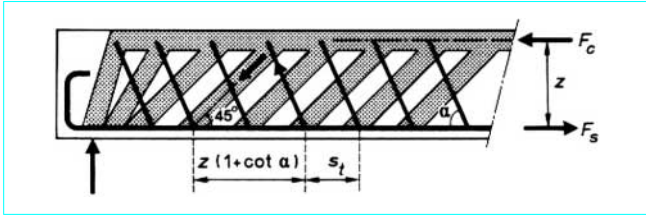


Figure 6 – Treillis de Ritter-Mörsch

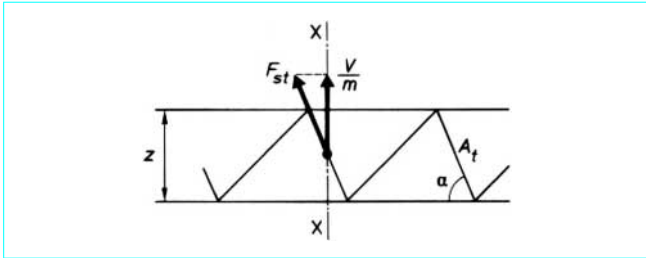


Figure 7 – Forces agissant dans les éléments d'un treillis simple

Si σ_{st} est la contrainte des armatures d'âme, on a $F_{st} = A_t \sigma_{st}$, d'où, compte tenu de la formule (7) :

$$\frac{A_t}{s_t} \sigma_{st} = \frac{V}{z (\sin \alpha + \cos \alpha)} = \frac{b_0 \tau_b}{\sin \alpha + \cos \alpha} \quad (12)$$

Cette expression montre que, pour un pourcentage d'armatures d'âme $A_t/(b_0 s_t)$ fixé, la théorie de Ritter-Mörsch admet une proportionnalité entre la contrainte σ_{st} des armatures d'âme et la contrainte tangente τ_b . La comparaison avec les résultats expérimentaux montre qu'en réalité on a (figure 8) :

$$\frac{A_t}{s_t} \sigma_{st} = \frac{b_0 (\tau_b - \tau_{bf})}{\sin \alpha + \cos \alpha} \quad (13)$$

Le décalage τ_{bf} vient de ce que les hypothèses simplificatrices adoptées par Mörsch ne traduisent pas le comportement réel de la poutre sous l'effet de l'effort tranchant.

En particulier (figure 9) :

— la résultante F_c des forces compressions dans la membrure comprimée est inclinée, et sa composante verticale équilibre une partie V_b de V ;

— les bielles comprimées ont une inclinaison θ inférieure à 45° , ce qui entraîne une réduction de σ_{st} ; l'ordre de la triangulation est en effet alors égal à :

$$m_\theta = \frac{z (\cot \theta + \cot \alpha)}{s_t} > m_{45^\circ}$$

et par conséquent :

$$\frac{A_t}{s_t} \sigma_{st} = \frac{V}{m_\theta \sin \alpha} < \frac{V}{m_{45^\circ} \sin \alpha}$$

1.1.4.3.2 Vérification de l'état-limite ultime des armatures d'âme

En faisant apparaître :

— d'une part, la résistance de calcul des armatures d'âme :

$$\sigma_{st} = f_{et} / \gamma_s$$

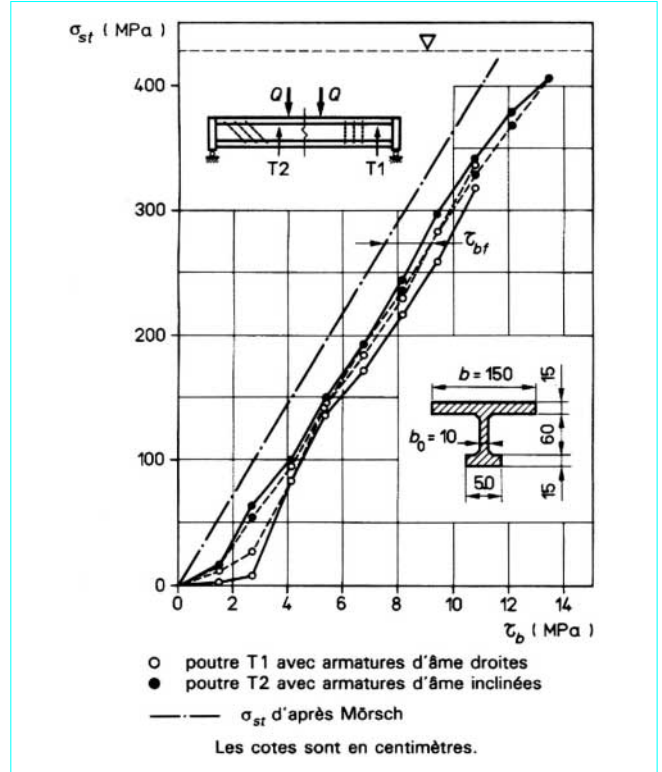


Figure 8 – Contraintes d'étriers relevées au cours d'essais de poutres à âme mince (d'après Léonhardt)

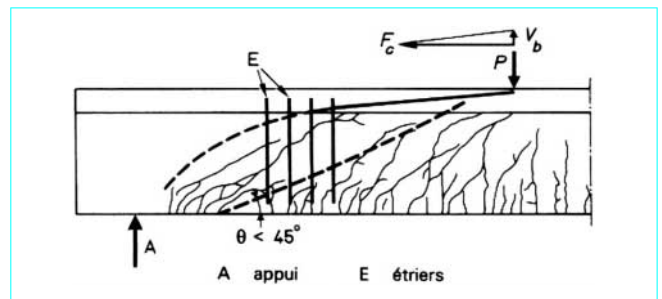


Figure 9 – Contribution de la membrure comprimée et direction des fissures plus couchée que 45°

— d'autre part, la contrainte tangente de calcul τ_u , en tenant compte de ce que, pour $V = V_u$:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 z} = \frac{V_u}{0,9 b_0 d} = \frac{\tau_u}{0,9}$$

et en posant

$$\tau'_{bf} = 0,9 \tau_{bf}$$

l'expression (13) devient :

$$\frac{A_t}{s_t} \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{(\tau_u - \tau'_{bf}) b_0}{0,9 (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (14)$$

Pour se placer en sécurité, les Règles BAEL plafonnent la valeur du terme réducteur τ_{bf} à :

- zéro dans le cas de reprises de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci-après ou lorsque la fissuration est jugée très préjudiciable, ce qui donne la condition (valable avec unités SI ou les unités cm, MPa) :

$$\frac{A_t}{s_t} f_{et} \geq \frac{\gamma_s \tau_u b_0}{0,9 (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (15)$$

- $0,3 k f_{tj}$ dans tous les autres cas et, en particulier, dans le cas de reprises munies d'indentations dont la saillie atteint au moins 5 mm.

k est le coefficient défini au paragraphe 1.1.4.3.3 et f_{tj} désigne la résistance à la traction du béton à j jours d'âge (en général, $j = 28$).

On obtient ainsi la condition :

$$\frac{A_t}{s_t} f_{et} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 k f_{tj}) b_0}{0,9 (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (16)$$

où la quantité $0,3 k f_{tj}$ est plafonnée à 1 MPa. En général, $\gamma_s = 1,15$.

Des conditions complémentaires concernent :

- l'espacement maximal des armatures d'âme ; il faut :

$$s_t \leq \text{Min} [0,9 d ; 40 \text{ cm}] \quad (17)$$

- le pourcentage minimal d'armatures d'âme :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} f_{et} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad (18)$$

Pour les dispositions constructives, voir § 2.1.1.2.6, 2.2.1.1b et [C 2 310].

1.1.4.3.3 Valeurs de k

Les Règles BAEL adoptent :

$k = 1$ en flexion simple ;

$k = 1 + 3 \frac{N_u}{B f_{cj}}$ en flexion composée avec compression, B désignant l'aire de la section droite du béton seul (supposé non fissuré) ;

$k = 1 - 10 \frac{|N_u|}{B f_{cj}}$ en flexion composée avec traction (ce terme peut prendre une valeur négative, ce qui traduit le fait que la résistance à l'effort tranchant des pièces tendues est médiocre).

1.1.4.3.4 Cas particulier des poutres simplement fléchies munies d'armatures d'âme droites ($\alpha = 90^\circ$)

Dans ce cas, l'application des formules (15), (16) et (18) conduit aux résultats suivants.

a) En l'absence de reprise de bétonnage ou dans le cas de reprises de bétonnage spécialement traitées et/ou dans le cas où la fissuration n'est pas très préjudiciable :

- si $\tau_u - 0,3 k f_{tj} \leq \frac{0,36}{\gamma_s}$ MPa (condition de pourcentage minimal) :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,4 b_0}{f_{et}} \quad (19)$$

Pour des poutres telles que $b_0 \geq h$ (poutres larges), cette condition peut n'être respectée qu'au voisinage des parements de l'âme, sur des largeurs égales à $h/2$ (figure 10) ;

- si $\tau_u - 0,3 k f_{tj} > \frac{0,36}{\gamma_s}$ MPa :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 k f_{tj}) b_0}{0,9 f_{et}} \quad (20)$$

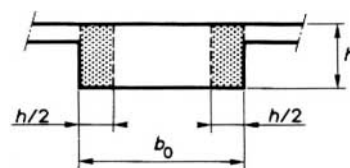


Figure 10 – Poutre large : zones où doit être disposé le pourcentage minimal d'armatures d'âme

b) Avec reprise de bétonnage non spécialement traitée et/ou dans le cas où la fissuration est très préjudiciable, quel que soit τ_u :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{\gamma_s \tau_u b_0}{0,9 f_{et}} \quad (21)$$

Exemple

Une poutre à section rectangulaire $b_0 = 0,24$ m, $h = 0,60$ m ($d = 0,55$ m), encastrée à ses deux extrémités et de 8,20 m de portée, est soumise, outre son poids propre, aux actions suivantes :

- charges permanentes uniformes : 26,5 kN/m ;
- charges variables uniformes : 25 kN/m, régnant sur toute la portée.

Dans les zones de moment maximal, elle est armée de trois files de barres HA Fe E 500. La fissuration est peu préjudiciable et il n'y a pas de reprise de bétonnage. On se propose de déterminer les armatures d'âme, supposées droites, dans l'hypothèse : $f_{c28} = 25$ MPa, $f_{et} = 500$ MPa.

Poids propre de la poutre : $0,24 \times 0,60 \times 25 = 3,6$ kN/m.

Charge uniforme ultime :

$$p_u = 1,35 (26,5 + 3,6) + (1,5 \times 25) = 78,1 \text{ kN/m}$$

■ Effort tranchant dans la section à $\frac{5}{6} h = 0,50$ m du nu d'appui :

$$\text{Formule (9)} : V_{u0} = p_u \left(\frac{\ell}{2} - \frac{5}{6} h \right) = 78,1 (4,1 - 0,5) = 281,2 \text{ kN} = 0,281 \text{ MN}$$

■ Contrainte tangente conventionnelle :

$$\text{Formule (8)} : \tau_{u0} = \frac{0,281}{0,24 \times 0,55} = 2,13 \text{ MPa}$$

■ Vérification du béton : (§ 1.1.4.2a).

$$\tau_{lim} = \text{Min} \left[\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} > \tau_{u0}$$

■ Armatures d'âme :

$k = 1$ car fissuration peu préjudiciable et pas de reprise de bétonnage ; $f_{t28} = 2,1$ MPa, d'où :

$$\tau_{u0} - 0,3 k f_{t28} = 2,13 - 0,63 = 1,5 \text{ MPa} > \frac{0,36}{1,15} = 0,31 \text{ MPa}$$

d'où, formule (20) :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{1,15 \times 1,5 \times 24}{0,9 \times 500} = \frac{1}{10,8} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

soit 1 cm² tous les 10 cm (toujours arrondir à l'entier inférieure).

Comme on a trois files d'armatures longitudinales, on peut adopter un cadre et un étrier Ø 8 (4 brins), représentant une section $A_t = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2$.

L'espacement initial est ainsi de $s_{t0} = 2 \times 10 = 20 \text{ cm}$.

Le premier cours d'armatures d'âme est placé à 10 cm ($s_{t0}/2$) du nu d'appui. On passe alors à l'espacement de 20 cm que l'on répète d'abord un nombre de fois suffisant (2 fois ici) pour couvrir la distance $5h/6 = 0,50$ m depuis le nu d'appui.

Pour les espacements suivants, on peut opérer, de manière simplifiée, comme suit : on calcule d'abord la valeur, en mètres, de la quantité :

$$\ell'_0 = \left(\ell_0 - \frac{5h}{6} \right) \left(1 - \frac{0,3k f_{t28}}{\tau_{u0}} \right)$$

avec ℓ_0 distance au nu d'appui de la section où s'annule l'effort tranchant $V_u(x)$.

$$\text{Ici, } \ell_0 = \frac{\ell}{2} = 4,10 \text{ m et } \ell'_0 = (4,1 - 0,5) \left(1 - \frac{0,63}{2,13} \right) \approx 2,50 \text{ m.}$$

Cette distance est divisée en quatre ou cinq parties égales. Prenons cinq tranches de 0,50 m. Sur la longueur de chaque tranche, l'effort tranchant de calcul diminue de $1/5$ et la distance s_t entre les cours d'armatures d'âme, qui varie en sens inverse, peut ainsi être prise égale :

- dans la première tranche, à s_{t0} ;
- dans la deuxième, à $\frac{s_{t0}}{0,8} = 1,25 s_{t0}$;
- dans la troisième, à $\frac{s_{t0}}{0,6} = 1,67 s_{t0}$ et ainsi de suite.

Dans l'exemple choisi, les espacements successifs pourraient ainsi prendre les valeurs 20 cm, 25 cm, 33,3 cm, 50 cm, 100 cm.

Les deux dernières valeurs ne sont pas réalisables, l'espacement maximal étant limité à $\text{Min}[0,9d; 40 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$.

Un simple croquis montre alors que, en pratique, les espacements (en cm) à adopter en partant du nu d'appui et jusqu'à mi-portée sont les suivants :

$$10 + (2 \times 20) + (3 \times 20) + (2 \times 25) + (2 \times 35) + (4 \times 40)$$

La longueur ainsi couverte est de 390 cm. Une fois le ferrailage complété par symétrie, il reste entre les deux cours voisins de la mi-portée une distance de 40 cm, ce qui convient.

Le pourcentage minimal [formule (19)] est partout respecté. En effet, même pour $s_t = 40 \text{ cm}$:

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} f_{et} = \frac{2}{24 \times 40} \times 500 = 1,04 > 0,4 \text{ MPa}$$

1.1.5 Règle du décalage

Dans le fonctionnement en poutre à treillis, selon le schéma classique de Ritter-Mörsch avec bielles de béton inclinées à 45° , on peut montrer que l'effort de traction en un point quelconque de la membrure tendue, d'abscisse x , correspond au moment fléchissant agissant à la distance $z(1 - \cot \alpha)/2$ de ce point. En présence d'armatures d'âme droites réparties, la valeur théorique de ce *décalage* est donc, dans l'hypothèse d'une fissuration à 45° , égale à $z/2$.

Le décalage dépendant en fait de la valeur réelle de l'inclinaison des bielles de béton, qui peut être inférieure à 45° , les Règles BAEL ont admis forfaitairement, en se plaçant en sécurité, qu'il était égal à $0,8h$, c'est-à-dire en fait égal à z , puisque l'on a :

$$z = 0,9d \approx 0,9(0,9h) \approx 0,8h$$

Cette règle conduit à décaler de $0,8h$, dans le sens défavorable, les courbes enveloppes des moments fléchissants. On l'utilise lorsque l'on veut déterminer les arrêts des barres qui constituent l'armature longitudinale.

1.1.6 Zones d'application des efforts

Dans ces zones (appuis simples d'about, appuis intermédiaires, croisements de poutres, etc.) soumises à des efforts concentrés, les hypothèses classiques de la Résistance des Matériaux ne sont pas applicables. Les vérifications à faire ont pour objet de s'assurer que ces efforts sont bien transmis aux parties de la poutre capables de les équilibrer.

1.1.6.1 Appui simple d'about

Les armatures d'âme qui traversent une fissure à 45° partant de l'appui (figure 11) ne sont que partiellement tendues. Elles peuvent être négligées, ce qui va dans le sens de la sécurité.

En appelant $V_{u \max}$ l'effort tranchant maximal sur appui, donc sans réduction due à la transmission directe, et F_0 l'effort de traction dans l'armature inférieure dans la section du nu d'appui, et en prenant les moments en B, on a :

$$V_{u \max} z - F_0 z = 0$$

d'où

$$V_{u \max} = F_0 \quad (22)$$

Sur un appui simple, l'armature de traction doit pouvoir équilibrer un effort de traction égal à l'effort tranchant sur appui (soit $A \geq 1,15 V_{u \max} / f_e$ en prenant $\gamma_s = 1,15$) et être ancrée au-delà du nu d'appui pour cet effort.

Remarque : si l'appareil d'appui est susceptible de donner naissance à une réaction d'appui oblique, il convient d'ajouter à la section d'armature précédemment déterminée celle nécessaire pour transmettre la composante horizontale de la réaction d'appui.

Comme $V_{u \max} = F_0$, un effort de compression $V_{u \max} \sqrt{2}$ s'exerce nécessairement selon la direction BA. On admet que cet effort est équilibré par une bielle de béton unique (*bielle d'about*), inclinée à 45° sur l'axe de la poutre.

Soit a la longueur d'appui de cette bielle au niveau des armatures inférieures (définie, pour les cas les plus courants par la figure 12), plafonnée à la valeur $0,9d$. Pour une poutre à nervure rectangulaire d'épaisseur b_0 , la section droite de la bielle est $ab_0/\sqrt{2}$ et la condition de non-écrasement s'exprime par (avec les unités m, MN, MPa) :

$$\sigma_{bc} = \frac{V_{u \max} \sqrt{2}}{ab_0/\sqrt{2}} = \frac{2 V_{u \max}}{ab_0} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (23)$$

où le coefficient 0,8 tient compte du fait que la bielle d'about est soumise à des moments de flexion secondaires et que son inclinaison peut s'écarter de la valeur théorique 45° . Ce coefficient peut être augmenté jusqu'à 1,2 s'il est possible de constituer un montant d'about ou de prévoir un fretage de la zone voisine de l'appui de manière à renforcer la résistance de la bielle.

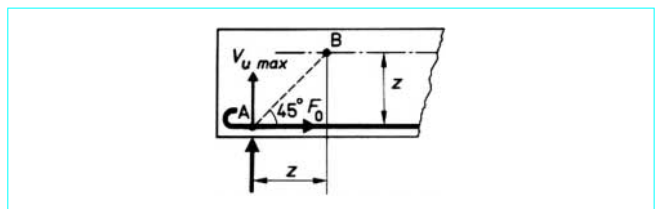


Figure 11 – Efforts à l'about d'une poutre sur appuis simples

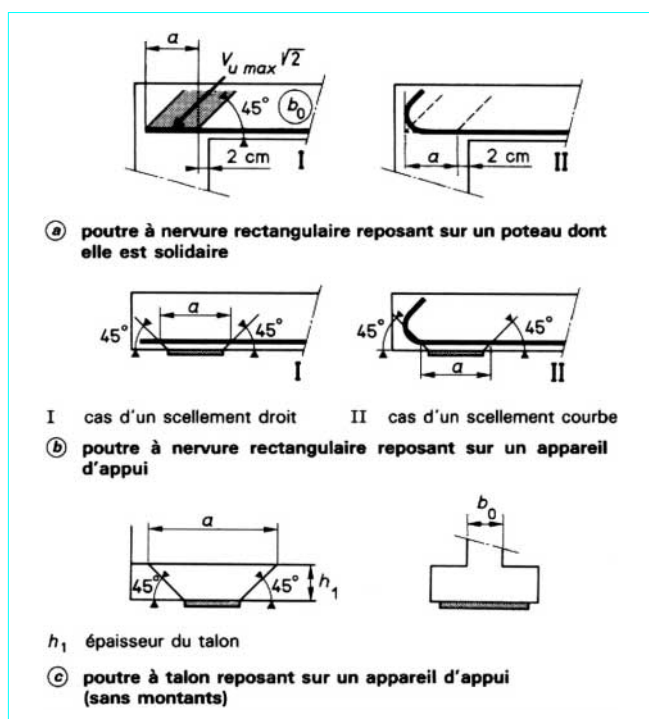


Figure 12 – Longueur en pied des bielles d'about dans les cas les plus courants

Il est rappelé que $\gamma_b = 1,5$, en général, et l'équation (23) peut donc aussi s'écrire :

$$V_{u \max} \leq 0,267 a b_0 f_{cj} \quad (24)$$

1.1.6.2 Appui intermédiaire

Lorsque $|M_u| < V_{u \max} z$, avec $z = 0,9 d$, en écrivant l'équilibre des moments en B, on trouve (figure 13) :

$$F_0 = V_{u \max} + \frac{M_u}{z} = V_{u \max} + \frac{M_u}{0,9 d} \quad (25)$$

M_u étant pris en valeur algébrique.

La section d'armature longitudinale inférieure A_i traversant le nu d'appui doit pouvoir équilibrer l'effort F_0 ($A_i \geq 1,15 F_0 / f_e$) et être ancrée pour cet effort.

Pour chacune des travées adjacentes à un appui intermédiaire, il faut vérifier la bielle comprimée, comme indiqué au paragraphe 1.1.6.1, en considérant successivement l'effort tranchant à gauche et l'effort tranchant à droite de l'appui étudié.

Si une poutre de largeur b_0 comporte un talon symétrique d'épaisseur h_1 , la largeur transversale de la bielle sur appui est limitée à $b_1 = b_0 + h_1$ (figure 14), à moins que la poutre ne comporte un montant d'appui.

En outre, à moins de dispositions constructives particulières (telles que bossages frettés), si R_u désigne la valeur de calcul ultime de la réaction d'appui et A_b l'aire d'appui ($A_b = ab_0$ ou ab_1 , selon le cas, cf. alinéa précédent), il faut vérifier :

$$\sigma_{cm} = \frac{R_u}{A_b} \leq 1,3 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \approx 0,867 f_{cj}$$

avec σ_{cm} contrainte moyenne de compression de l'aire d'appui.

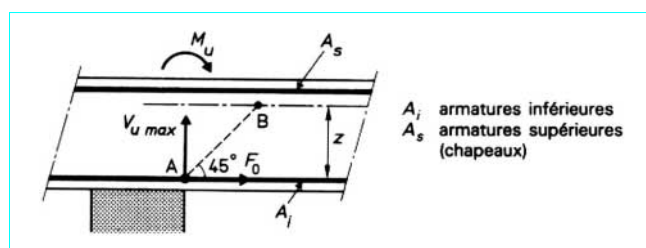


Figure 13 – Appui intermédiaire

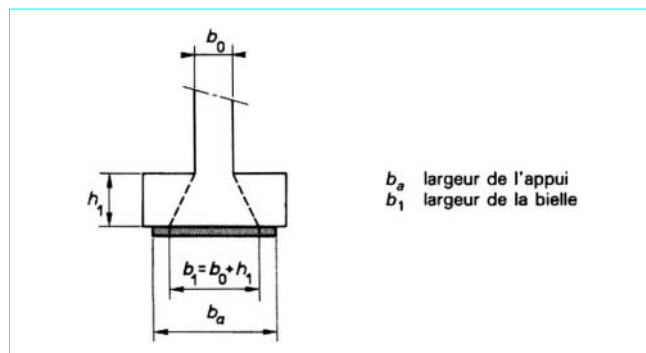


Figure 14 – Largeur de la bielle comprimée d'une poutre à talon

1.1.6.3 Efforts entraînant la mise en traction transversale de l'âme d'une poutre

Lorsque la transmission d'un effort à une poutre a tendance à séparer la membrure tendue de la membrure comprimée, il est nécessaire de disposer, au voisinage de la zone d'application de l'effort, des armatures capables d'équilibrer celui-ci et ancrées dans la membrure comprimée. Ces armatures, appelées « *suspentes* », sont à calculer vis-à-vis de l'état-limite ultime et à prévoir en supplément des armatures d'âme courantes.

Cette règle concerne en particulier (figure 15) :

- les poutres horizontales soumises à des charges verticales appliquées à leur partie inférieure ;
- les croisements des poutres, pour lesquelles l'ensemble des suspentes, disposées dans le volume commun aux deux poutres ou dans son voisinage immédiat, doit équilibrer la réaction mutuelle d'appui ;
- les poussées au vide développées par des éléments à tracé courbe ou anguleux [C 2 310].

1.2 Dalles et poutres-dalles sous sollicitations d'effort tranchant

1.2.1 Définitions

Une *dalle* est une plaque portant dans deux directions.

Une *poutre-dalle* est une plaque présentant deux bords libres sensiblement parallèles et distants d'au moins trois fois son épaisseur ; en outre, un moment résistant principal de flexion a une direction (celle des contraintes normales qui lui correspondent) sensiblement parallèle aux bords libres et est nettement plus grand que l'autre moment résistant principal de même signe.

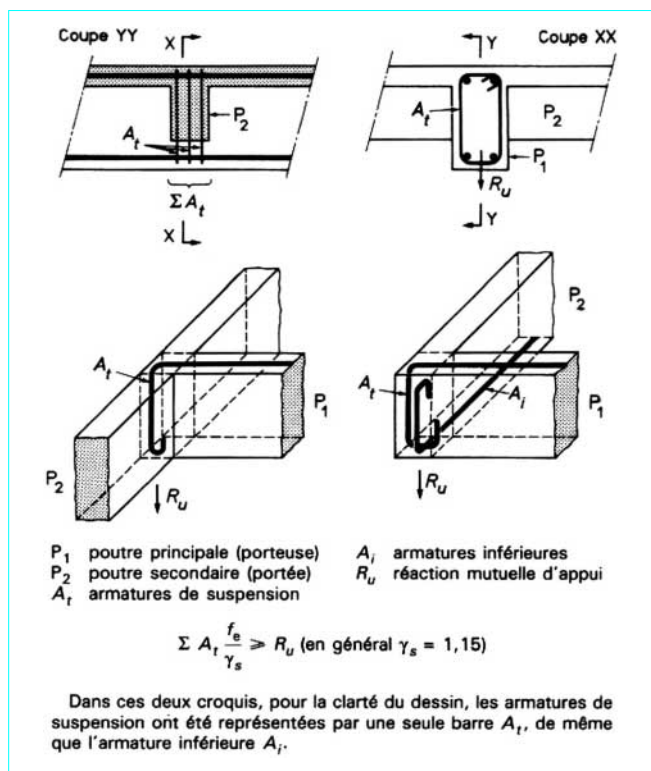


Figure 15 – Armatures de suspension

1.2.2 Armatures d'effort tranchant

Aucune armature d'effort tranchant (perpendiculaire au feuillet moyen de la dalle) n'est à prévoir si :

- la dalle ou poutre-dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur ;
- la contrainte tangente τ_u due à des charges réparties est telle que $\tau_u \leq 0,07 f_{cj} / \gamma_b$;
- les dispositions constructives, précisées en [C 2 310] sont respectées.

Dans le cas d'une surface de reprise ménagée dans l'épaisseur de la dalle (cas des prédalles), à moins que l'on ne soit dans le cas visé au paragraphe 1.3.4, des armatures traversant cette surface sont à prévoir. Leur calcul s'effectue par la règle des coutures (§ 1.3.2).

Dans les autres cas, les armatures d'effort tranchant sont calculées selon les règles exposées au paragraphe 1.1.4.3. Pour les poutres-dalles, le volume relatif de ces armatures doit être au moins égal à 0,001 au voisinage des bords libres sur une largeur égale à $h/2$, et à 0,000 1 dans le reste de la poutre.

1.2.3 Vérification du béton

Lorsqu'une dalle d'épaisseur h (en mètres) comporte des armatures d'effort tranchant (ce qui n'est généralement pas le cas pour $h \leq 0,15$ m) les valeurs de $\tau_{u \text{ lim}}$ sont celles indiquées au paragraphe 1.1.4.2 si $h \geq 0,30$ m, et ces mêmes valeurs multipliées par 10 $h/3$ si $0,15 \text{ m} < h < 0,30$ m.

1.2.4 Forces localisées.

Armatures de poinçonnement

1.2.4.1 Rectangle d'impact

On admet que toute force appliquée à la face supérieure d'une dalle d'épaisseur h sur un rectangle de dimensions a_0 et b_0 agit uniformément au niveau du feuillet moyen sur un rectangle de dimensions a et b avec (figure 16) :

- si la force est appliquée directement sur la dalle :

$$a = a_0 + h$$

$$b = b_0 + h$$

- s'il existe un revêtement d'épaisseur h_1 :

$$a = a_0 + h + \zeta h_1$$

$$b = b_0 + h + \zeta h_1$$

avec $\zeta = 2$ pour un revêtement en béton ou en un matériau analogue,

$\zeta = 1,5$ pour un revêtement moins résistant que le béton (asphalte coulé, béton bitumineux, enrobés).

Cette règle revient à admettre que les charges se répartissent à 45° dans l'épaisseur de la dalle. Elle peut donc facilement être généralisée à tout contour d'application de la force, quelconque mais convexe.

La force est considérée comme localisée si les dimensions a et b sont faibles par rapport aux portées de la dalle.

1.2.4.2 Vérification de la résistance au poinçonnement

Soit :

Q_u la valeur de calcul de la charge localisée vis-à-vis de l'état-limite ultime ;

u_c le périmètre du rectangle d'impact [$u_c = 2(a + b)$] ou la longueur développée du contour équivalent si l'aire chargée est de forme quelconque (dans le cas de forces localisées situées à proximité des bords de la dalle, cette longueur est évaluée comme indiqué à la figure 17).

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si :

$$Q_u \leq \frac{0,045}{\gamma_b} u_c h f_{cj} \text{ (m, MN, MPa)}$$

Les Règles BAEI autorisent à remplacer la valeur 0,045 h par $(0,05 + 1,5 \rho_\ell) d$ lorsqu'il existe un ferrailage horizontal créant un effet favorable. Dans cette dernière expression :

$\rho_\ell = \sqrt{\rho_{\ell x} \rho_{\ell y}}$ avec $\rho_{\ell x}$ et $\rho_{\ell y}$ pourcentages d'armatures longitudinales dans les sens x et y rapportés à la hauteur utile moyenne d ; ρ_ℓ est plafonné à 0,015.

Dans le cas où la condition sur Q_u n'est pas satisfaite, on doit disposer des armatures d'effort tranchant dans toute la zone intérieure à un contour parallèle au contour u_c et de périmètre u_m défini par :

$$u_m = \frac{\gamma_b Q_u}{0,045 h f_{cj}} \text{ (avec } u_m \geq u_c \text{)}$$

Pour une aire d'impact rectangulaire, le nouveau contour u_m est situé à une distance x du contour u_c telle que :

$$x = \frac{1}{8} \left[\frac{\gamma_b Q_u}{0,045 h f_{cj}} - 2(a + b) \right]$$

La détermination de ces armatures et la vérification du béton s'effectuent comme indiqué aux paragraphes 1.1.4.3 et 1.2.3 (mais sans tenir compte des phénomènes de transmission directe) à partir des contraintes tangentes :

$$\tau_u = \frac{Q_u}{uh}$$

où u peut varier de u_c à u_m .

1.3 Règle des coutures généralisée

Cette règle a pour but de permettre la vérification de certains plans intérieurs du béton sur lesquels s'exerce un effort de glissement et pour lesquels il n'est pas prévu, par ailleurs, de justification spécifique, tels que :

- surfaces de reprise de bétonnage ;
- plans d'attache de deux pièces entre elles.

Nous établirons cette règle sous une forme encore plus générale que celle indiquée dans les Règles BAEL.

1.3.1 Énoncé de la règle des coutures

Tout plan soumis à un effort de glissement doit être traversé par des armatures d'attache (ou *armatures de couture*) totalement ancrées de part et d'autre de ce plan, faisant un angle d'au moins 45° avec lui et inclinées en sens inverse de la direction probable des fissures du béton.

Lorsque les actions tangentes sont susceptibles de changer de sens, les armatures de couture doivent être normales au plan sur lequel s'exercent ces actions.

1.3.2 Détermination des armatures de couture

Soit (figure 18a) :

- P la trace du plan considéré ;
- θ l'angle des fissures avec le plan P ($\theta \leq 45^\circ$) ;
- A_t la section d'une nappe d'armatures de couture ;
- s_t l'espacement des nappes parallèlement à P ;
- α leur angle d'inclinaison sur P ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$).

Le plan P étant supposé soumis à un effort de glissement par unité de longueur g et à une compression (ou traction) transversale développant sur P une contrainte uniforme d'intensité σ_y (négative en cas de traction), un élément d'aire de ce plan, de longueur d^*x et de largeur u , est soumis aux efforts suivants (figure 18b) :

- un effort de glissement gd^*x contenu dans le plan P ;
- un effort de compression (ou de traction) $ud^*x\sigma_y$ normal à ce plan ;
- un effort de compression d^*F_{bc} incliné de θ sur le plan P (bielles de béton) ;
- un effort de traction d^*F_{st} incliné de α sur le plan P (armatures de couture).

En faisant apparaître les contraintes σ_{bc} du béton comprimé et σ_{st} des aciers de couture, on a :

$$d^*F_{bc} = u\sigma_{bc}d^*x \sin \theta$$

$$d^*F_{st} = \left(\frac{A_t}{s_t \sin \alpha} \right) \sigma_{st} d^*x \sin \alpha$$

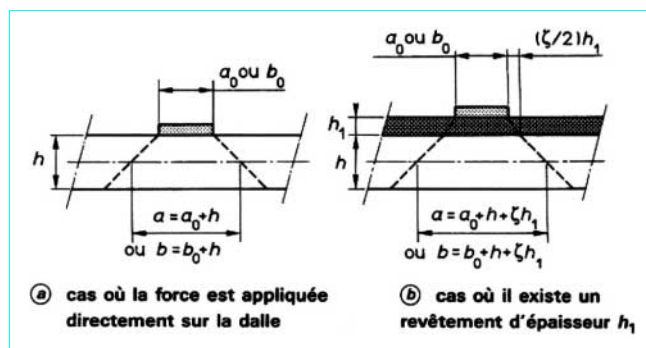


Figure 16 – Rectangle d'impact

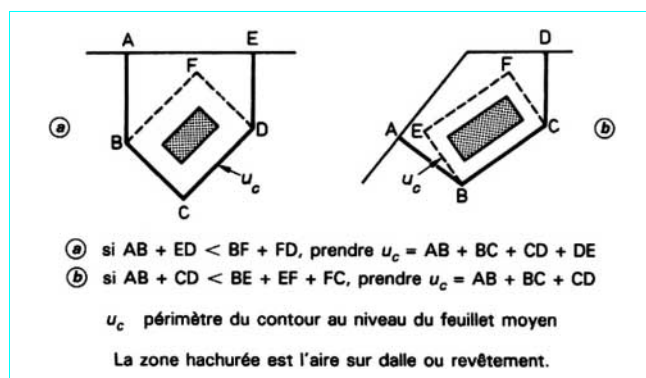


Figure 17 – Contours pris en compte pour la vérification du non-poinçonnement

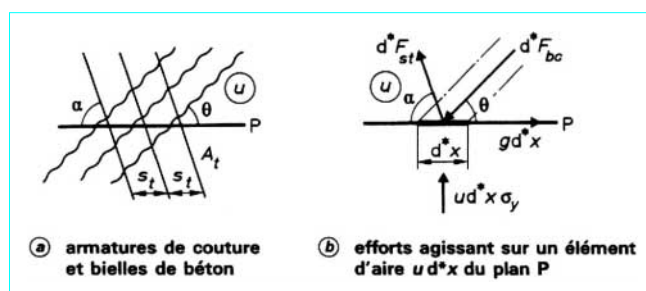


Figure 18 – Règle des coutures généralisée

En projetant alors l'ensemble des forces sur le plan P et sur la normale à P , et en posant $\rho_t = \frac{A_t}{u s_t \sin \alpha}$, on trouve, après calculs, compte tenu de ce que $g/u = \tau_b$ et que, à l'état-limite ultime, $\sigma_{st} = \frac{f_{et}}{\gamma_s}$ (avec $\gamma_s = 1,15$ en général) :

$$\rho_t \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_b - \sigma_y \cot \alpha}{\sin^2 \alpha (\cot \theta + \cot \alpha)} \quad (26)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\tau_b + \sigma_y \cot \alpha}{\sin^2 \theta (\cot \theta + \cot \alpha)} \quad (27)$$

($\sigma_y > 0$ pour une compression transversale, $\sigma_y < 0$ pour une traction transversale).

Les deux expressions (26) et (27) constituent la forme la plus générale de la « règle des coutures ».

L'inclinaison probable θ des fissures peut être déterminée en faisant appel à la théorie de la courbe intrinsèque. Mais, dans les cas habituellement rencontrés en béton armé, on admet couramment $\theta = 45^\circ$. Si l'on adopte alors des armatures de couture normales au plan P ($\alpha = 90^\circ$), si l'on suppose en outre $\sigma_y = 0$, les formules (26) et (27) se simplifient et deviennent, en désignant par g_u le glissement ultime et en se plaçant en sécurité :

$$\frac{A_t}{s_t} \frac{f_{et}}{\gamma_s} \geq g_u \quad (28)$$

$$\sigma_{bc} = 2 \tau_b \left(= \frac{2 g_u}{u} \right) \quad (29)$$

La formule (28) exprime que, par unité de longueur, la section des armatures de couture doit permettre d'équilibrer le glissement ultime. C'est sous cette forme simplifiée qu'il convient de retenir, et d'appliquer en général, la règle des coutures.

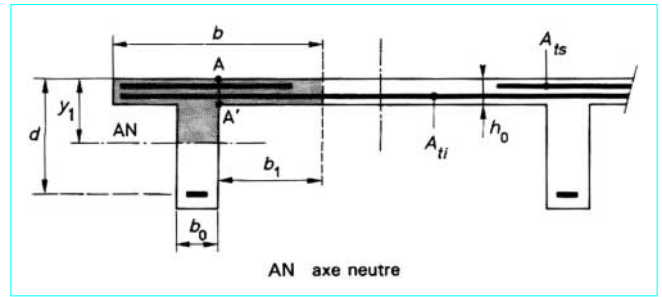


Figure 19 – Jonction hourdis-nervure

Lorsque l'axe neutre tombe dans la nervure, l'effort de glissement g_1 sur le plan de jonction AA' pour toute saillie de largeur quelconque b_1 est, en application de l'expression (1) :

$$g_1 = \frac{V}{I_1} b_1 h_0 \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right) = \frac{V}{z} \frac{b_1 h_0 (y_1 - h_0/2)}{S_1}$$

où h_0 désigne ici l'épaisseur totale du hourdis et où b_1 est limité à la largeur de membrure strictement nécessaire pour justifier la résistance de la poutre sous sollicitations ultimes vis-à-vis de la flexion.

Or, puisque l'axe neutre tombe dans la nervure, le moment statique S_1 de la partie comprimée de la section réduite est nécessairement supérieur à celui de la table seule. On peut donc écrire, avec certitude :

$$g_1 \leq \frac{V}{z} \frac{b_1 h_0 (y_1 - h_0/2)}{b h_0 (y_1 - h_0/2)} = \frac{V}{z} \frac{b_1}{b}$$

À l'état-limite ultime, une valeur approchée par excès de l'effort de glissement agissant sur le plan de jonction hourdis-nervure est donc :

$$g_u = \frac{V_u}{z} \frac{b_1}{b} \approx \frac{V_u}{0,9 d} \frac{b_1}{b}$$

La contrainte tangente qui s'exerce sur ce même plan est :

$$\tau_u = \frac{g_u}{h_0}$$

Cette contrainte est limitée aux valeurs indiquées au paragraphe 1.1.4.2.

Pour la vérification de la règle des coutures, il est admis de considérer, sous réserve qu'elles soient ancrées de part et d'autre du plan à coudre, que les armatures inférieures A_{ti} et supérieures A_{ts} propres d'un hourdis peuvent jouer le rôle d'armatures de couture indépendamment de celui, prédominant, qu'elles jouent dans la résistance à la flexion du hourdis lui-même ; d'où la condition à vérifier par ces armatures :

$$\frac{A_{ti} + A_{ts}}{s_t} \frac{f_e}{\gamma_s} \geq g_u \quad (30)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, plutôt que de rajouter des armatures dans la dalle pour qu'elle le soit, il est souvent préférable de réduire b_1 , c'est-à-dire en fait de reprendre le calcul des armatures longitudinales de la poutre avec une largeur de table b inférieure à celle initialement prise en compte. La section des armatures tendues augmente donc légèrement.

La valeur à ne pas dépasser pour g_u correspond à l'égalité dans la condition (30), c'est-à-dire :

$$g_{u \text{ lim}} = \frac{A_{ti} + A_{ts}}{s_t} \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Remarque : en appliquant les deux expressions (26) et (27) à l'âme d'une poutre avec $\tau_b = \frac{V_u}{0,9 b_0 d}$, $\sigma_y = 0$ et en exprimant la condition de non-écrasement des bielles de béton comprimées sous la forme :

$$\sigma_{bc} \leq v \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

avec v coefficient au plus égal à 1, déterminé expérimentalement, on peut définir deux valeurs limites V_{Rd2} et V_{Rd3} de l'effort tranchant agissant ultime V_u . La vérification de la sécurité consiste alors à s'assurer que :

— vis-à-vis de la résistance des bielles de béton comprimées :

$$V_u \leq V_{Rd2} = v \frac{f_{cj}}{\gamma_b} (0,9 b_0 d) \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$$

— vis-à-vis de la résistance des armatures d'âme :

$$V_u \leq V_{Rd3} = \left(\rho_t \frac{f_{et}}{\gamma_s} \sin^2 \alpha \right) (\cot \theta + \cot \alpha) (0,9 b_0 d)$$

avec

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 s_t \sin \alpha}$$

Ce mode de présentation est celui qui a été adopté par l'Eurocode 2 (EC2) dans la méthode dite « de l'inclinaison variable θ des bielles » (Pour ne pas dérouter le lecteur, nous avons conservé les notations des Règles BAEL et du présent article, celles de l'EC2 étant différentes).

Il existe dans l'EC2 une seconde méthode, dite « standard », correspondant à $\theta = 45^\circ$ et voisine, dans son principe, de la méthode adoptée dans les Règles BAEL. Toutefois, le terme de réduction correspondant au « décalage » (figure 8), qui dans l'EC2 est exprimé sous la forme d'un effort tranchant de réduction V_{Rd1} , diffère sensiblement de son homologue des Règles BAEL.

1.3.3 Liaison des membrures d'une poutre avec l'âme

1.3.3.1 Jonction hourdis-nervure

Soit une section en T dissymétrique, assujettie par ses liaisons à fléchir parallèlement au plan moyen de la nervure (figure 19).

S'il s'agit d'une poutre à table symétrique, b_0 désignant la largeur de la nervure, la condition pour laquelle il n'est pas nécessaire de rajouter des armatures dans la dalle est alors :

$$b_1 \leq \frac{b_0 g_{u \text{ lim}}}{\frac{V_u}{0,9d} - 2 g_{u \text{ lim}}}$$

1.3.3.2 Poutres à talon

Lorsqu'il s'agit d'attacher à l'âme une saillie de la membrure tendue (figure 20) comportant une section A_1 d'armatures longitudinales, l'effort de glissement qui s'exerce sur le plan de jonction BB' est, d'après la formule (3) dans laquelle on fait $S_{1\zeta} = nA_1(d - \gamma_1)$ et $S_1 = nA(d - \gamma_1)$ [C 2 306] :

$$g_u \approx \frac{V_u}{z} \frac{A_1}{A} \approx \frac{V_u}{0,9d} \frac{A_1}{A}$$

A désignant la section totale d'armatures longitudinales de la membrure tendue.

Les cadres de talon (section A_c , espacement s_c) traversant le plan BB' sont calculés à partir de g_u par application de la règle des coutures, ce qui conduit à :

$$\frac{A_c}{s_c} \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{V_u}{0,9d} \frac{A_1}{A}$$

Pour ces armatures, il convient d'adopter le même espacement que celui des armatures d'âme ($s_c = s_t$).

1.3.4 Surfaces de reprise

Des coutures de reprise ne sont pas exigées dans les éléments peu sollicités, pour lesquels sont remplies simultanément les conditions suivantes :

- l'élément considéré n'est soumis qu'à des charges réparties, lentement variables, non susceptibles d'effets dynamiques ou de chocs ;
- la surface de reprise est traitée pour lui donner une rugosité importante (par exemple, indentations de liaison) ;
- la contrainte tangente τ_u vérifie $\tau_u \leq 0,35 \text{ MPa}$;
- la contrainte normale σ_y éventuelle est une compression (avec $\sigma_y \geq \tau_u$).

Cela concerne en particulier la surface de reprise entre une pré-dalle préfabriquée et le béton coulé en place, en vue de réaliser une dalle pleine d'épaisseur totale h (bien entendu, τ_u doit être calculée avec cette épaisseur totale).

1.4 Pièces linéaires soumises à la torsion

1.4.1 Généralités

La rupture de pièces en béton armé soumises à des sollicitations comportant un couple de torsion n'a pas fait l'objet d'études aussi poussées que pour les autres sollicitations (flexion et effort tranchant).

Les essais qui ont été effectués montrent que la fissuration diminue de manière très importante la rigidité de torsion. Celle-ci chute brutalement, dans le rapport de 5 à 1 environ et parfois même de 10 à 1. Il faut donc être très prudent et sous-estimer la rigidité de torsion par rapport à la rigidité de flexion dans les modèles de calcul élastiques et linéaires utilisés le plus souvent pour déterminer les sollicitations.

En dehors du treillis spatial évolutif, utilisable dans le cas de pièces soumises à la flexion et à la torsion combinées [53] [54], il n'existe en effet pratiquement aucun modèle de calcul tenant compte de la fissuration par torsion. Les Règles BAEL continuent donc de se référer à un modèle de calcul élastique et linéaire tout en s'appuyant néanmoins sur des constatations expérimentales.

1.4.2 Torsion d'équilibre et torsion de compatibilité

La torsion peut être nécessaire ou non à l'équilibre.

a) Dans le premier cas (torsion d'équilibre), quel que soit l'état de déformation et de fissuration de la pièce sollicitée en torsion, le couple de torsion demeure toujours le même, d'où la nécessité de l'évaluer avec prudence, et de l'équilibrer par un ferrailage approprié (§ 1.4.5). C'est le cas, par exemple, d'une poutre supportant un auvent.

b) Dans le second cas (torsion de compatibilité), les couples de torsion sont dus uniquement à l'entrave apportée à la rotation angulaire par les éléments auxquels la pièce est liée. Ces couples diminuent si la déformation et/ou la fissuration de la pièce sollicitée en torsion augmentent.

Il n'est donc pas nécessaire de calculer cette dernière à la torsion. En revanche, il doit être tenu compte des effets secondaires de la torsion dans le calcul des éléments auxquels la pièce est liée.

Un exemple de torsion de compatibilité est fourni par les poutres de rive des planchers.

1.4.3 Calcul des contraintes

La théorie classique des poutres tubulaires à section fermée à parois minces montre que pour un tube d'épaisseur constante b_0 (figure 21), la contrainte tangente de torsion vaut :

$$\tau = \frac{T}{2 \Omega b_0}$$

avec T moment de torsion,

Ω aire intérieure au contour tracé à mi-épaisseur de la paroi.

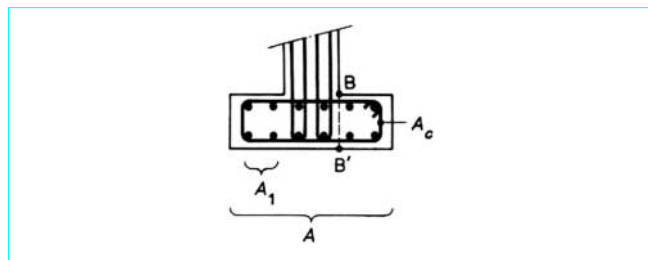


Figure 20 – Jonction talon-nervure

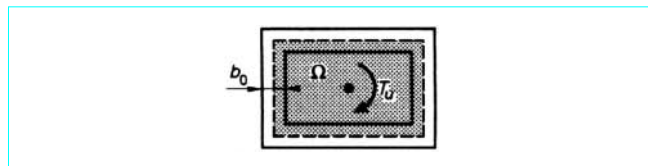


Figure 21 – Section creuse. Notations

Les Règles BAEL ne s'attachent qu'à la valeur τ_{uT} de la contrainte tangente de torsion à l'état-limite ultime, et distinguent le cas des sections creuses d'une part, et celui des sections pleines d'autre part.

1.4.3.1 Sections creuses

T_u désignant le moment de torsion à l'état-limite ultime, les Règles BAEL adoptent :

$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2 \Omega b_0}$$

avec b_0 épaisseur réelle de la paroi, si cette épaisseur est au plus égale au sixième du diamètre D du plus grand cercle inscriptible dans le contour extérieur de la section.

Si $b_0 > D/6$, il faut remplacer la paroi réelle par une paroi fictive d'épaisseur égale à $D/6$ et prendre :

$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2 \Omega \frac{D}{6}}$$

Selon le cas, Ω désigne l'aire intérieure au contour tracé à mi-épaisseur de la paroi réelle ou de la paroi fictive.

1.4.3.2 Sections pleines

Les essais montrent que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans la résistance à la torsion. En conséquence, pour un profil plein de forme convexe, la section réelle peut être remplacée par une section creuse équivalente (figure 22) dont l'épaisseur de paroi b_0 est égale au sixième du diamètre D du plus grand cercle inscriptible dans le contour extérieur de la section.

La contrainte tangente de torsion se calcule donc par la formule :

$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2 \Omega \frac{D}{6}}$$

Ω ayant la même définition qu'au paragraphe 1.4.3.1.

Cette méthode est généralisable à des sections de forme complexe, lorsqu'elles peuvent être décomposées en rectangles (figure 23).

1.4.4 Vérification du béton

La contrainte tangente de torsion τ_{uT} doit être combinée avec la contrainte tangente τ_{uV} concomitante due à l'effort tranchant. Il faut prendre garde aux notations utilisées dans la définition de ces deux contraintes tangentes.

1.4.4.1 Sections creuses

b_0 désignant l'épaisseur *réelle* de la paroi, on a, comme indiqué dans le paragraphe 1.4.3.1 :

$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2 \Omega b_0} \text{ si } b_0 \leq \frac{D}{6}$$

$$\text{ou } \tau_{uT} = \frac{T_u}{2 \Omega \frac{D}{6}} \text{ dans le cas contraire}$$

mais, dans les deux cas :

$$\tau_{uV} = \frac{V_u}{2 b_0 d}$$

avec d hauteur utile des armatures tendues par la flexion.

Il faut vérifier que :

$$\tau_{uT} + \tau_{uV} \leq \tau_{lim}$$

τ_{lim} étant la contrainte limite définie au paragraphe 1.1.4.2.

1.4.4.2 Sections pleines

Dans ce cas, b désignant la largeur totale de la section pleine, on a (§ 1.4.3.1) :

$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2 \Omega \frac{D}{6}}$$

$$\text{mais ici } \tau_{uV} = \frac{V_u}{b d}$$

La condition à vérifier est :

$$\tau_{uT}^2 + \tau_{uV}^2 \leq \tau_{lim}^2$$

1.4.5 Vérification des armatures

Les armatures de torsion se composent d'un double système d'armatures longitudinales et d'armatures transversales qui viennent en complément des armatures calculées et disposées pour résister aux autres sollicitations.

Ces armatures sont déterminées par application de la règle des coutures aux deux plans suivants (figure 24) :

- plan P perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce, ce qui donne les aciers longitudinaux ;
- plan R radial, passant par le même axe, ce qui donne les aciers transversaux.

L'effort de glissement g_u par unité de longueur est ici remplacé par le flux de la contrainte tangente de torsion :

$$\Phi = b_0 \tau_{uT} = \frac{T_u}{2 \Omega}$$

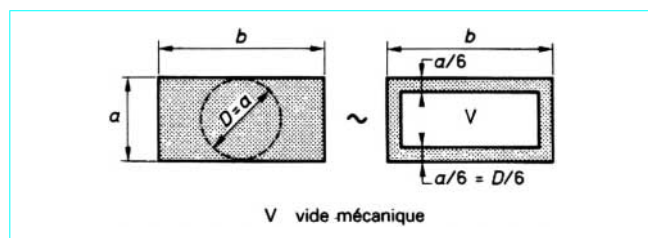


Figure 22 – Section creuse équivalente à une section rectangulaire pleine

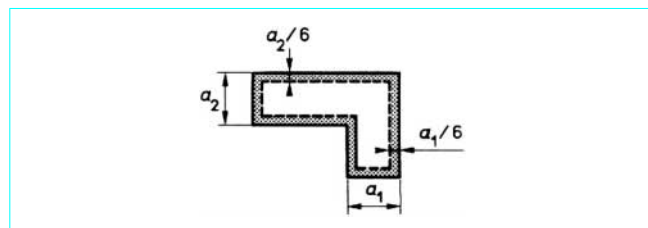


Figure 23 – Section creuse équivalente dans le cas de rectangles juxtaposés

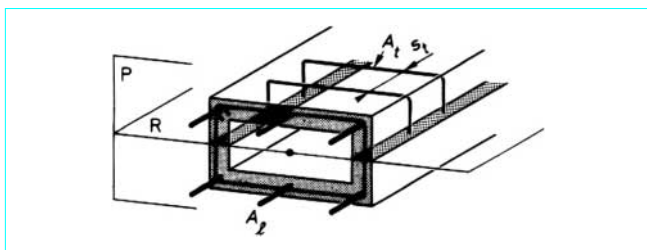


Figure 24 – Plans à coudre par les armatures de torsion

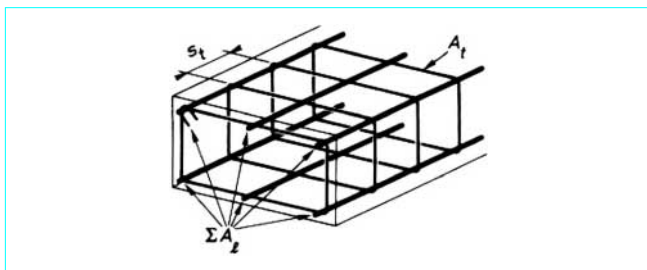


Figure 25 – Armatures de torsion

En désignant par (figure 25) :

- ΣA_l la somme des sections des aciers longitudinaux ;
- u le périmètre du contour d'aire Ω ;
- A_t la section d'un cours d'armatures transversales orthogonales à l'axe de la pièce correspondant au nombre de brins contenus dans une paroi, réelle ou fictive (un seul brin par exemple dans le cas de la figure 25) ;
- s_t l'équidistance des cours d'armatures transversales selon cet axe ;

il faut donc avoir (unités : m, m², MN · m, MPa) :

$$\frac{\Sigma A_l}{u} \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{A_t}{s_t} \frac{f_{et}}{\gamma_s} \geq \frac{T_u}{2 \Omega}$$

avec $\gamma_s = 1,15$ en général.

Dans le cas d'une section rectangulaire, les armatures longitudinales sont disposées aux quatre angles, et éventuellement sur les faces pour les éléments de grandes dimensions. Les armatures transversales se composent obligatoirement de cadres entourant l'ensemble des armatures longitudinales.

Le pourcentage minimal d'armatures défini au paragraphe 1.1.4.3.2 s'applique aux pièces soumises à des moments de torsion. Ce pourcentage est à respecter pour chacun des deux systèmes d'armatures, longitudinale d'une part (section unitaire $\Sigma A_l/u$), et transversale d'autre part (section unitaire A_t/s_t).

Les armatures transversales se composent obligatoirement de cadres entourant l'ensemble des armatures longitudinales.

2. Sollicitations d'adhérence

Les forces extérieures agissant sur les pièces en béton armé sont normalement appliquées au béton. Les armatures ne peuvent donc intervenir que s'il y a transmission des efforts du béton à elles-mêmes ; cette transmission s'effectue par le jeu de l'adhérence. Le fonctionnement normal des pièces en béton armé suppose qu'il n'y a pas de glissement relatif entre béton et armatures [C 2 302].

Les liaisons entre le béton et les armatures sont (au moins dans le cas général des barres) mesurées par la *contrainte d'adhérence* τ_s définie au paragraphe 2.1 ci-après.

Les justifications à fournir, toutes relatives à l'état-limite ultime dans les Règles BAEI, visent les deux points suivants :

- les *ancrages* aux extrémités des barres (§ 2.1.1) ;
- les *contraintes* dites *d'entraînement* des armatures en partie courante, contraintes qui doivent être limitées pour ne pas endommager le béton entourant les armatures (§ 2.1.2).

Mais la qualité de la liaison béton-acier implique aussi le respect de certaines *dispositions constructives* [C 2 310].

Il faut noter, en effet, que l'adhérence d'une barre dans sa gaine de béton est essentiellement un phénomène de frottement et que la rupture peut se produire :

- soit par glissement de la barre dans sa gaine, celle-ci restant apparemment intacte ;
- soit par fissuration, voire éclatement, de la gaine quand celle-ci est soit insuffisamment épaisse, soit insuffisamment cousue.

Le cas des treillis soudés, mécaniquement différent de celui des armatures en barres, est traité au paragraphe 2.2.

2.1 Adhérence des aciers en barres

La contrainte d'adhérence τ_s est définie par la formule générale :

$$\tau_s = \frac{1}{u} \frac{d^* F}{d^* x} \quad (31)$$

avec $d^* F/d^* x$ variation par unité de longueur de l'effort axial exercé sur l'armature,

u périmètre utile de l'armature, confondu avec le périmètre nominal [C 2 304] lorsqu'il s'agit d'une barre isolée.

Remarques :

- a) cette formule, identique à la formule (2), s'applique aussi bien aux *ancrages d'extrémité* des barres, où l'effort axial total exercé sur l'armature doit être transmis au béton, qu'aux parties courantes des armatures soumises à des *efforts d'entraînement* dus à la variation de l'effort axial appliqué ;
- b) en béton armé, les armatures ne peuvent être soumises qu'à des *efforts axiaux* de traction ou de compression ; elles ne peuvent être sollicitées ni en flexion ni au cisaillement (§ 1.1.1) ;
- c) le cas des *barres en paquet* est examiné aux paragraphes 2.1.1 pour l'ancrage et 2.1.2 pour l'entraînement.

L'efficacité de la liaison d'une barre avec le béton est caractérisée, en fonction de la nature de la surface latérale de la barre, par le *coefficient de scellement* ψ_s de ladite barre [C 2 304].

2.1.1 Ancrage des aciers en barres

L'ancrage de l'ensemble d'un paquet de barres n'est pas admis ; les barres sont toujours ancrées individuellement.

Sur la longueur d'un ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime :

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} \quad (32)$$

Le tableau 1 donne les valeurs de τ_{su} , dans le cas de ronds lisses ($\psi_s = 1$) et dans celui de barres HA avec $\psi_s = 1,5$, pour les valeurs normalisées de la résistance caractéristique f_{c28} .

Tableau 1 – Valeurs de la contrainte ultime d'adhérence τ_{su} et de la longueur de scellement droit rapportée au diamètre (ℓ_s/\varnothing)

f_{c28} (MPa)		20	25	30	35	40	45	50	55	60
f_{t28} (MPa)		1,8	2,1	2,4	2,7	3,0	3,3	3,6	3,9	4,2
Ronds lisses Fe E 215 ($\psi_s = 1$)	τ_{su} (MPa)	1,1	1,3	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,3	2,5
	ℓ_s/\varnothing	50	43	37	33	30	27	25	23	21
Barres HA ($\psi_s = 1,6$)	τ_{su} (MPa)	2,4	2,8	3,2	3,7	4,1	4,5	4,9	5,3	5,7
	ℓ_s/\varnothing (Fe E 400)	41	35	31	27	25	22	21	19	18
	ℓ_s/\varnothing (Fe E 500)	52	44	39	34	31	28	26	24	22

Dans les *parties courbes*, il est en outre admis de tenir compte d'un effort axial, dû au frottement, égal à la réaction de courbure de la barre multipliée par le coefficient de frottement de l'acier sur le béton, pris égal à 0,4 ; la réaction de courbure par unité de longueur est égale au quotient de l'effort axial de la barre par le rayon de courbure au point considéré. La méthode de calcul exposée à l'annexe au chapitre VI des Règles CCBA 68 [27] peut être utilisée, sous réserve de considérer les efforts $\overline{F_1}$ et $\overline{F_2}$ comme correspondant à l'état-limite ultime et de prendre pour contrainte admissible $\overline{\tau_d}$ la contrainte limite τ_{su} définie par la formule (32).

La zone d'ancrage d'une barre ou d'un groupe de barres doit être armée transversalement par des aciers de couture tracés et dimensionnés pour équilibrer les efforts tendant à faire éclater le béton par la mise en jeu de l'adhérence.

2.1.1.1 Ancrages rectilignes

■ La **longueur de scellement droit** ℓ_s d'une barre rectiligne de diamètre \varnothing est la longueur nécessaire pour transmettre au béton par adhérence un effort axial correspondant à une contrainte dans la barre égale à f_e , la contrainte d'adhérence étant supposée constante et égale à τ_{su} sur la longueur ℓ_s .

On a donc $Af_e = u \ell_s \tau_{su}$

soit
$$\pi \frac{\varnothing^2}{4} f_e = \pi \varnothing \ell_s \tau_{su}$$

d'où
$$\ell_s = \frac{\varnothing}{4} \frac{f_e}{\tau_{su}} \quad (33)$$

Le tableau 1 donne les valeurs du rapport ℓ_s/\varnothing dans le cas de ronds lisses FeE 215 et dans celui de barres HAFeE 400 et FeE 500, pour les valeurs normalisées de la résistance caractéristique f_{c28} .

Pour l'ancrage d'une barre faisant partie d'un paquet de trois barres, les valeurs de ℓ_s (et de ℓ_s/\varnothing) doivent être multipliées par 1,5.

■ Si l'aire réelle A de la section droite d'une barre est supérieure à la section A_{cal} strictement requise par le calcul (section A surabondante), la longueur d'ancrage peut être réduite dans le rapport A_{cal}/A sans pouvoir être inférieure à 10 \varnothing .

■ Lorsque les longueurs de barres nécessaires dépassent les longueurs commerciales ou lorsque, pour des raisons de construction, il est nécessaire de prévoir des barres « en attente » (par exemple, à la jonction d'une semelle de fondation et d'un poteau, ou à la jonction du poteau d'un étage avec le poteau de l'étage suivant), on peut rétablir la continuité mécanique des différents tronçons de barres en faisant appel à l'adhérence. On fait alors se chevaucher les extrémités de deux tronçons successifs sur une certaine longueur, appelée **longueur de recouvrement** et notée ℓ_r (figure 26a).

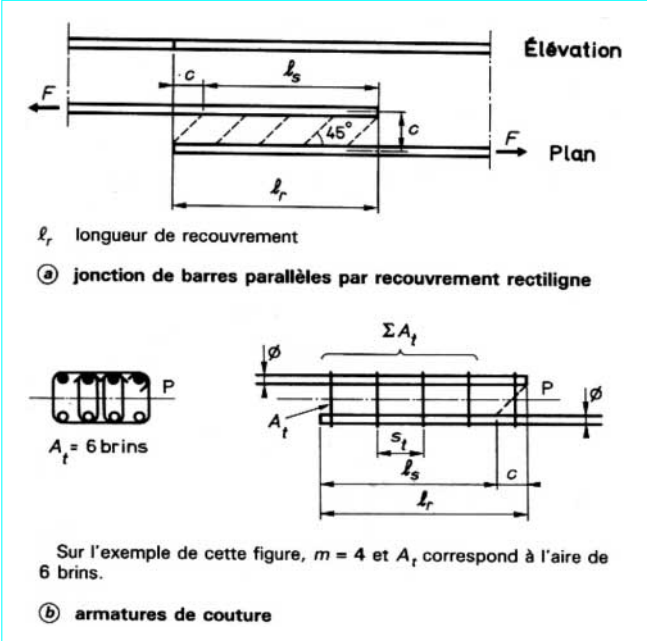


Figure 26 – Jonction par recouvrement

Pour deux barres identiques, de même diamètre \varnothing , on admet que la transmission des efforts d'une barre à l'autre s'effectue par mise en compression de petites « bielles » de béton découpées par des fissures à 45° (figure 26a). Cette transmission n'est donc effective que sur la longueur ℓ_r , diminuée de la distance c entre les axes des barres. On admet toutefois de négliger c lorsque $c \leq 5 \varnothing$.

Chaque barre devant être totalement ancrée, on a donc :

- si $c \leq 5 \varnothing$: $\ell_r = \ell_s$
- si $c > 5 \varnothing$: $\ell_r = \ell_s + c$

Nota : la jonction mécanique de deux barres peut évidemment être assurée par des procédés autres que le recouvrement visé précédemment, notamment par soudure (bout à bout ou par recouvrement) ou par des manchons (sertis ou vissés), sous réserve que la résistance du système utilisé ait été justifiée par des essais probants.

■ Coutures des ancrages rectilignes

Dans certains cas, des armatures de couture sont nécessaires pour assurer l'équilibre des bielles et empêcher une fissuration longitudinale du béton situé entre les barres.

a) Des armatures de couture ne sont pas nécessaires :

— pour les *poutres* dans les circonstances courantes, à condition que la longueur d'ancrage des barres arrêtées soit égale à leur longueur de scellement droit et que la proportion de barres ancrées ne dépasse pas 25 % sur l'étendue d'une longueur d'ancrage.

— pour les *dalles* non armées de treillis soudé, à condition que la proportion de barres intéressées par un recouvrement rectiligne dans une même nappe ne dépasse pas le tiers, si cette nappe est la plus proche d'une paroi (*nappe de premier lit*), et la moitié, si ladite nappe est séparée de la paroi par une nappe de direction différente (*nappe de second lit*).

b) Lorsque des armatures de couture sont nécessaires, elles sont déterminées comme suit : soit m barres de même diamètre \varnothing , se recouvrant avec m autres barres de part et d'autre d'un même plan P (figure 26b). Du fait de la transmission des forces par des bielles inclinées à 45°, l'effort transversal F_{st} , normal au plan P, sur la longueur ℓ_s , est égal à l'effort longitudinal F_{sl} dans les m barres longitudinales.

La somme ΣA_t des aires des brins des armatures de couture (de limite d'élasticité f_{et}) rencontrés sur la longueur ℓ_s doit donc être telle que :

$$(\Sigma A_t) f_{et} \geq (\Sigma A) f_e \quad (34)$$

où ΣA désigne la somme des aires des m barres ($\Sigma A = \frac{m\pi\varnothing^2}{4}$) et f_e leur limite d'élasticité.

■ Jonctions des barres comprimées

Les jonctions de barres susceptibles d'être comprimées sont obligatoirement *rectilignes*. La longueur de recouvrement peut être prise égale à $0,6 \ell_s$ à condition :

- que la barre soit toujours comprimée (ce qui n'est pas le cas, en particulier, si la pièce dont elle constitue l'armature est soumise à des chocs, pieux battus par exemple) ;
- que ladite barre ne fasse pas partie d'un paquet de trois ;
- que les entre-axes des barres en jonction soient au plus égaux à cinq fois leur diamètre.

Nota : la transmission des efforts par contact direct nécessite des précautions particulières quant à la préparation des faces en contact et au maintien des barres pendant le bétonnage (manchons ayant fait l'objet de vérifications expérimentales probantes).

2.1.1.2 Ancrages par courbure des barres tendues

Des ancrages par courbure ne sont généralement prévus que dans les cas où l'encombrement d'un ancrage par scellement droit est excessif. Dans les calculs, un ancrage par courbure est défini par :

- le rayon de courbure r de l'axe de la barre (mais ce que doivent préciser les dessins d'exécution est le diamètre D du mandrin de cintrage, défini par $D = 2r - \varnothing$; figure 27) ;
- l'angle au centre θ de la partie courbe, supposé circulaire.

2.1.1.2.1 Valeurs minimales des rayons de courbure r (distance du centre de courbure à l'axe de la barre)

■ Ronds lisses des classes Fe E 215 et Fe E 235 :

$$r \geq 3\varnothing \quad (D \geq 5\varnothing)$$

sauf pour les cadres, étriers et épingles des poutres et des poteaux, où l'on peut réduire r à $2\varnothing$.

■ **Barres HA** : en principe, les valeurs à respecter sont $r \geq 5,5\varnothing$ pour les barres longitudinales et $r \geq 3\varnothing$ pour les cadres, étriers et épingles mais, compte tenu des diamètres des mandrins de cintrage du commerce [C 2 304], on arrive aux valeurs pratiques du rapport r/\varnothing données dans le tableau 2.

2.1.1.2.2 Condition de non-écrasement du béton

La partie courbe d'une barre exerce sur le béton, à l'intérieur de la courbure, des pressions localisées susceptibles de provoquer l'écrasement du béton si le rayon de courbure de la barre est trop réduit et la distance du centre de courbure au parement trop faible. Pour éviter ces risques, les Règles BAE imposent la vérification d'une condition de non-écrasement du béton. Échappent toutefois à cette vérification les crochets normaux (§ 2.1.1.2.3) et les parties courbes et ancrages des cadres, étriers et épingles (§ 2.1.1.2.6).

En dehors de ces deux cas, la condition à vérifier est :

$$r/\varnothing \geq 0,2 \left(1 + \frac{\varnothing}{e_r} \right) v \frac{\sigma_s}{f_{cj}} \quad (35)$$

avec e_r distance du centre de courbure de la barre de diamètre \varnothing à la paroi dont la proximité augmente le risque d'écrasement du béton (figures 28a et b),

σ_s contrainte de calcul à l'origine de la courbure évaluée sous sollicitation ultime,

v coefficient numérique, égal à 1 lorsqu'il n'y a qu'un seul lit de barres, et égal respectivement à 5/3, 7/3 et 3 lorsque la barre courbée fait partie d'un ensemble disposé en 2, 3 ou 4 lits (sous réserve que les distances libres entre lits successifs soient au moins égales au diamètre des plus grosses barres).

L'inégalité précédente vise spécialement le cas des ancrages des barres voisines des parements. Dans les parties où l'ensemble des armatures de traction est courbe, ou dans les boucles de jonction des barres tendues d'une poutre ou d'un tirant (figure 28c), le rayon de courbure r de chaque barre satisfait à l'inégalité :

$$r/\varnothing \geq 0,35 \left(1 + \frac{2n\varnothing}{b} \right) v \frac{\sigma_s}{f_{cj}} \quad (36)$$

avec n nombre de barres d'un même lit,

b largeur de l'élément en cause,

les autres symboles gardant la même signification que précédemment.

Cette condition est notamment à vérifier pour les armatures tendues des angles des portiques ou celles des encastresments de grandes consoles dans des poteaux.

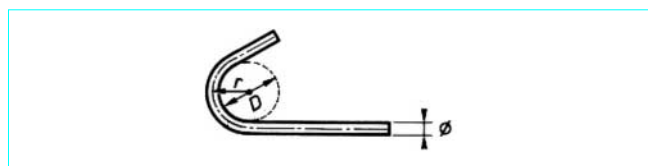


Figure 27 – Rayon de courbure r et diamètre du mandrin de cintrage D

Tableau 2 – Valeurs minimales du rapport r/\varnothing pour les barres HA

\varnothing (mm)	4	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Cadres, étriers, épingles	3	3,5	3	3	3	3	3,1	3,6				
Ancrages	5,5	5,5	6,3	4,9	5,5	4,7	5,9	5,2	5,5	5,5	5,5	5,5

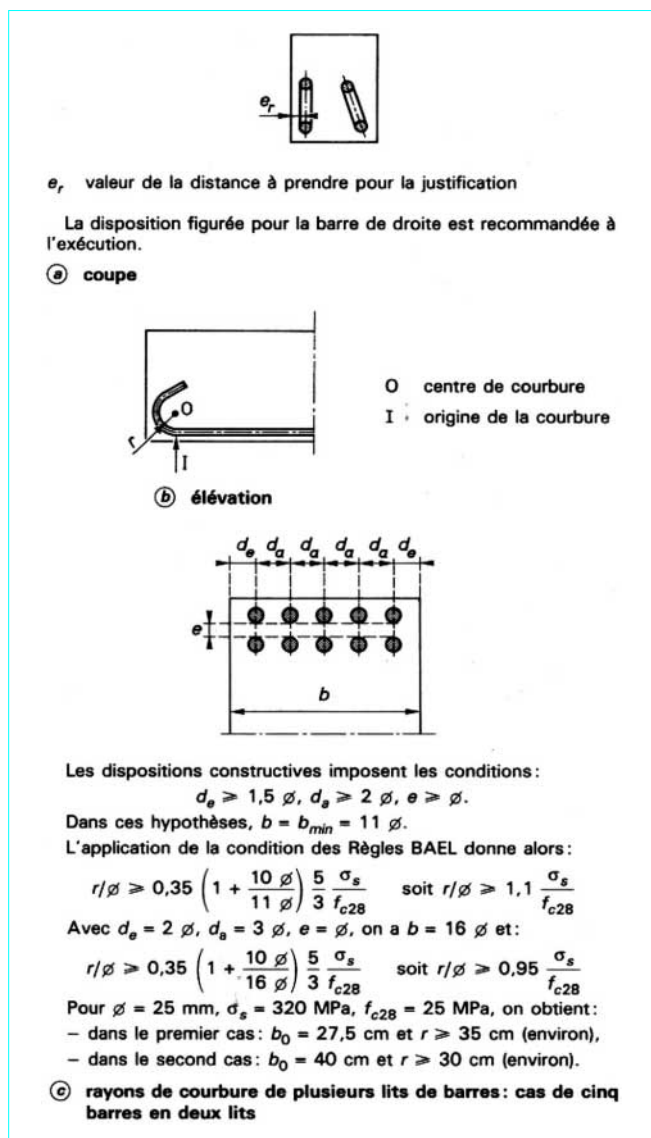


Figure 28 – Condition de non-écrasement du béton

Nota : les indications chiffrées de la figure 28c donnent un exemple d'application de la formule pour deux pièces de largeurs différentes comportant deux lits de cinq barres.

2.1.1.2.3 Crochets normaux

Le *crochet normal* (figure 29) comporte une partie en demi-cercle suivie d'un retour rectiligne d'une longueur égale à $2 \varnothing$. Le rayon de courbure de la partie courbe est égal aux valeurs minimales définies dans le paragraphe 2.1.1.2.1.

À défaut de calculs plus précis, conduits suivant les principes exposés au paragraphe 2.1.1, on peut admettre que l'ancrage d'une barre terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur ℓ_a de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à :

- $0,6 \ell_s$ pour les ronds lisses des classes Fe E 215 et Fe E 235 ;
- $0,4 \ell_s$ pour les barres HA de toutes classes.

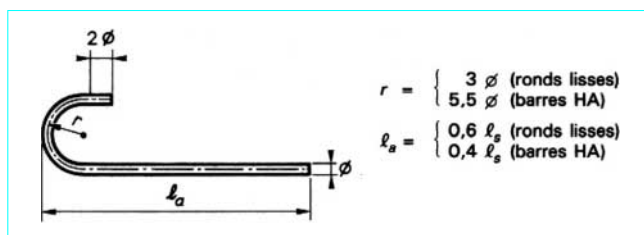


Figure 29 – Ancrage par crochet normal

Il est rappelé (§ 2.1.1.2.2) que le respect des dispositions concernant les crochets normaux dispense de vérifier la condition de non-écrasement du béton.

2.1.1.2.4 Jonction de barres munies de crochets normaux

La jonction de deux barres de même diamètre, parallèles, munies de crochets normaux, est assurée lorsqu'elles se chevauchent sur une longueur au moins égale aux valeurs fixées au paragraphe 2.1.1.2.3, augmentée de l'écartement transversal des centres de courbure de leurs crochets, si celui-ci est supérieur à $5 \varnothing$ (figure 30).

2.1.1.2.5 Couture des plans d'ancrage par courbure

Les plans comportant des ancrages par courbure doivent, pour les pièces autres que les dalles ou les coques, être cousus pour parer aux risques de fissuration du béton suivant ces plans (*effet de fendage*).

Dans le cas de recouvrement avec crochets normaux, les coutures présentent une section au moins égale à la moitié de celle nécessaire pour un recouvrement avec ancrages rectilignes (§ 2.1.1.1).

2.1.1.2.6 Cas des barres façonnées en cadres, étriers et épingles

On admet que les ancrages des extrémités de ces barres sont assurés par courbure suivant le rayon minimal, si les parties courbes sont prolongées de parties rectilignes de longueur au moins égale à :

- $5 \varnothing$ à la suite d'un arc de cercle de 180° (figure 31a) ;
- $10 \varnothing$ à la suite d'un arc de cercle de 135° (figure 31b) ;
- $15 \varnothing$ à la suite d'un arc de cercle de 90° (figure 31c) ;

à condition que les plans de ces ancrages ne fassent pas un angle supérieur à $\pi/8$ avec les sections droites où sont disposés les aciers en cause.

Il est rappelé que la condition de non-écrasement du béton (§ 2.1.1.2.2) n'a pas à être vérifiée pour les cadres, étriers et épingles, sous réserve, bien entendu, du respect dans les parties courbes, ancrages compris, des rayons de courbure minimaux indiqués au paragraphe 2.1.1.2.1.

2.1.2 Entraînement des aciers en barres

■ Dans une poutre fléchie de section constante, la *contrainte d'adhérence* d'entraînement τ_{se} sur un paquet de barres de section A_i et de périmètre u_i est égale à :

$$\tau_{se} = \frac{V_u A_i}{0,9 d A u_i} \quad (37)$$

où A désigne la section totale des armatures tendues.

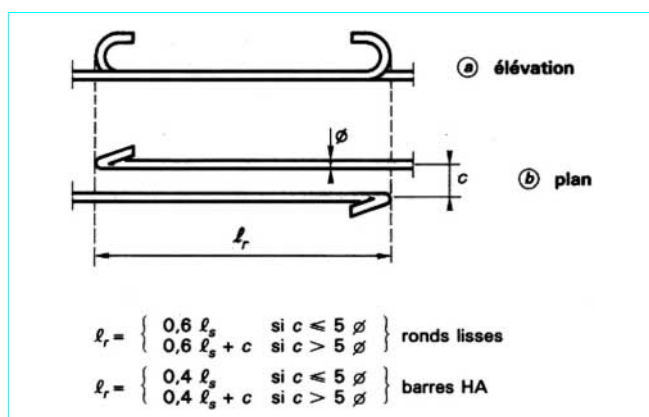


Figure 30 – Recouvrements de barres munies de crochets normaux

Si toutes les barres sont de même diamètre et sont soit isolées, soit groupées en paquets égaux, la formule devient :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad (38)$$

avec V_u valeur de l'effort tranchant à l'état-limite ultime,
 $0,9d$ valeur forfaitairement admise pour le bras de levier,
 $\sum u_i$ somme des *périmètres utiles* des barres ou des paquets,
 u_i *périmètre utile*, pris égal au périmètre minimal circonscrit à la section droite du paquet soit :
 $\pi \phi$ pour une barre isolée,
 $(\pi + 2) \phi$ pour un paquet de deux barres,
 $(\pi + 3) \phi$ pour un paquet de trois barres.

■ La contrainte d'adhérence d'entraînement doit être inférieure à la valeur ultime définie par :

$$\tau_{su} = \psi_s f_{tj} \quad (39)$$

À défaut de calcul plus précis, il est loisible d'adopter comme valeur de τ_{su} :

- 2 MPa pour les ronds lisses ;
- 3 MPa pour les barres HA.

Cette justification de l'adhérence d'entraînement ne s'impose, en général, que pour les barres en *chapeaux* disposées au-dessus des appuis des poutres hyperstatiques, lorsque celles-ci sont susceptibles d'être soumises à des charges concentrées importantes. Elle s'impose également en cas d'utilisation de paquets de plus de deux barres.

2.2 Ancrage et entraînement des treillis soudés

■ Conditions générales de pliage des treillis soudés

● Diamètres minimaux des mandrins de cintrage

a) Sous réserve du respect des dispositions relatives aux nœuds de soudure définies au paragraphe 2.2, les diamètres minimaux des mandrins de cintrage (en mm) des **treillis soudés à haute adhérence** (TSHA) sont ceux indiqués au tableau 3.

b) Pour les **treillis soudés lisses** (TSL) soumis aux mêmes dispositions que les TSHA en ce qui concerne les nœuds de soudure, il faut :

$$D \geq \text{Max} [4 \phi ; 20 \text{ mm}]$$

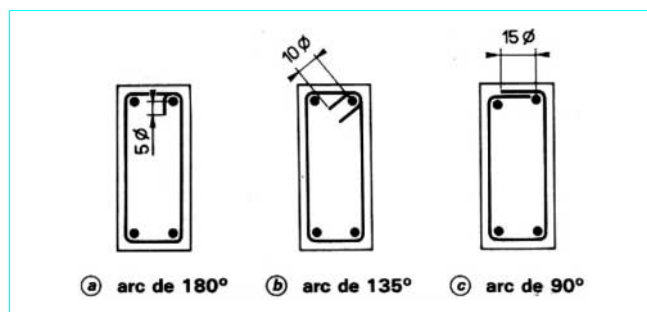


Figure 31 – Conditions d'ancrage des barres façonnées en cadres, étriers ou épingles

● Conditions à respecter pour les nœuds de soudure

Quatre cas peuvent se présenter en pratique ; les conditions à respecter pour chacun d'eux sont définies par la figure 32.

2.2.1 Ancrage des treillis soudés

2.2.1.1 Treillis soudés constitués de fils lisses (TSL)

Dans ce qui suit, par convention, on appelle :

- **fils porteurs** : les fils qui engendrent une section d'acier (en cm^2/m) supérieure – ou égale – à la section engendrée par les fils qui leur sont perpendiculaires ;
- **fils de répartition** : les fils perpendiculaires aux fils porteurs.

Remarque : cette définition purement conventionnelle est indépendante de la notion d'armatures principales et d'armatures transversales (de répartition) d'un hourdis.

a) Ancrages rectilignes

L'ancrage d'un fil est supposé assuré par *appui sur le béton des fils transversaux qui lui sont soudés* (et non par adhérence sur la surface latérale de ce fil). On admet que chaque soudure de fil transversal peut équilibrer un effort au plus égal au tiers de l'effort maximal de calcul s'exerçant sur un fil porteur, et à la moitié de l'effort maximal de calcul s'exerçant sur un fil de répartition.

L'ancrage total rectiligne comporte donc :

- au moins *trois soudures d'aciers transversaux* pour un fil porteur ;
- au moins *deux soudures* pour un fil de répartition.

Des scellements partiels (*au prorata* du nombre de soudures) peuvent être envisagés.

b) Ancrages par courbure

De tels ancrages ne sont guère envisageables que lorsque des treillis soudés lisses sont utilisés pour constituer les *armatures transversales d'une pièce*, sous forme de cadres, étriers ou épingles. Les ancrages d'extrémité de ces armatures peuvent être assurés par courbure, à condition de modifier les règles indiquées au paragraphe 2.1.1.2.6 comme suit :

- longueur minimale de la partie rectiligne :
 - 15ϕ à la suite d'un arc de cercle de 180° ;
 - 20ϕ à la suite d'un arc de cercle de 135° ;
- la partie rectiligne prolongeant un arc de cercle de 90° doit obligatoirement comporter au moins un fil soudé perpendiculaire. Cette disposition, prévue par les Règles BAEL, n'est réellement applicable que pour des cadres ouverts (figure 33).

c) Jonctions par recouvrement

La jonction par recouvrement de panneaux de treillis soudés lisses (ou HA) peut se faire de trois manières selon que les nappes de fils rectilignes en recouvrement sont dans des plans différents ou dans un même plan.

Tableau 3 – Diamètres minimaux *D* des mandrins de cintrage des TSHA

Ø (mm)	4	5-5,5	6	7-8	9-10	12	14	16
Étriers et cadres	20	30	30	40	50	60	90	100
Ancrages	40	50	70	70	100	100	150	150
Coudes (changement de direction du fil ou de la barre)					150	200	200	250

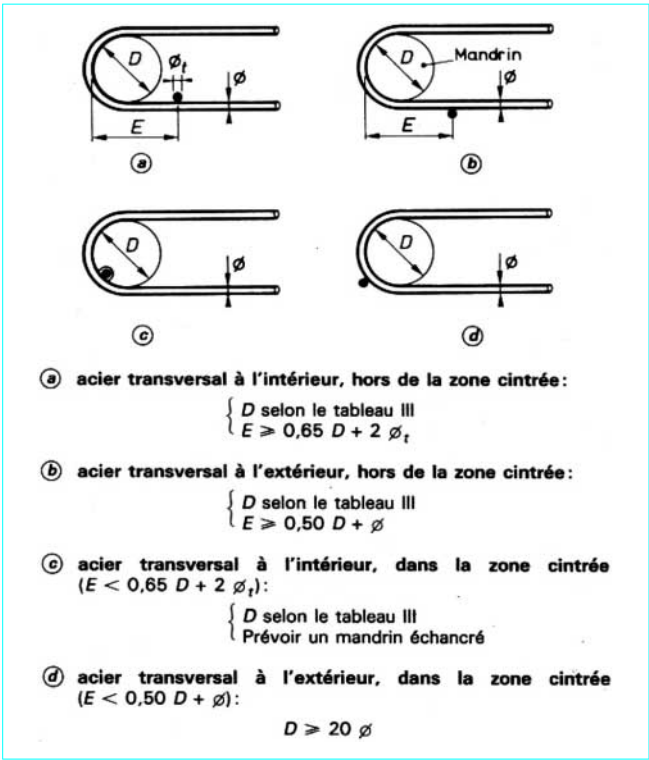


Figure 32 – Conditions de pliage des treillis soudés

La figure 34 montre les trois dispositions possibles (a, b, c) pour les fils porteurs, qui entraînent les dispositions associées respectives (d, e, f) pour les fils de répartition.

Chaque jonction comporte sur chaque fil :

- trois soudures s'il s'agit de fils porteurs ;
- deux soudures s'il s'agit de fils de répartition ;

et les soudures intéressées sur l'un et l'autre fils dans chaque nappe sont écartées d'au moins 4 cm dans le sens opposé à celui où l'effort appliqué tend à les rapprocher, à moins que les nappes en recouvrement ne soient dans le même plan (figure 34).

2.2.1.2 Treillis soudés constitués de barres ou de fils à haute adhérence

Les barres ou fils constituant un treillis soudé à haute adhérence sont ancrés soit comme s'il s'agissait de barres HA ou de fils HA isolés (§ 2.1.1.1), soit en appliquant les règles valables pour les treillis soudés lisses (§ 2.2.1.1a) selon le cas le plus favorable.

Dans les deux cas, si l'on prévoit des ancrages courbes, les conditions générales de pliage définies au paragraphe 2.2 doivent être respectées. Mais, pour les TSHA, le respect de ces conditions ne modifie ni les longueurs d'ancrage, ni les longueurs de recouvrement, ni les conditions d'ancrage des cadres, étriers ou épingles, telles qu'elles résultent des figures 29, 30 et 31.

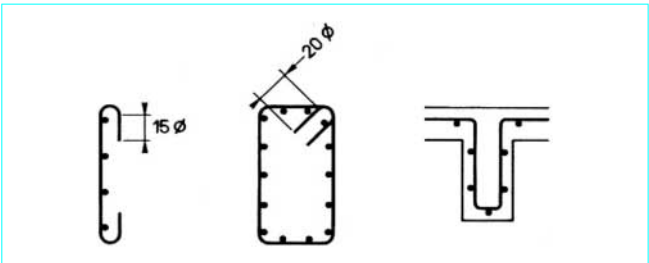


Figure 33 – Conditions d'ancrage des treillis soudés façonnés en épingles et cadres (ou étriers)

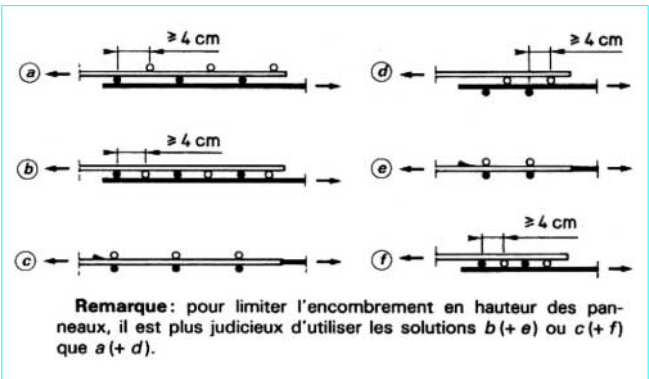


Figure 34 – Jonctions par recouvrement de panneaux de treillis soudés

2.2.2 Entraînement des treillis soudés

2.2.2.1 Treillis soudés constitués de barres ou de fils à haute adhérence

On adopte les mêmes règles que pour les aciers en barres (§ 2.1.2) avec le coefficient ψ_s de la fiche d'identification des barres ou fils constitutifs en cause [C 2 304].

Nota : il n'est pas admis de cumuler la résistance à l'entraînement procurée par l'adhérence propre des barres ou fils avec celle qui pourrait être due aux soudures des barres ou fils transversaux.

2.2.2.2 Treillis soudés constitués de fils tréfilés lisses

L'effort d'entraînement par unité de longueur g exercé, vis-à-vis de l'état-limite ultime, sur un fil de treillis soudé brut de tréfilage de section A et de limite d'élasticité f_e doit satisfaire à la condition :

$$g \leq A \frac{f_e}{\gamma_s} \frac{1}{2t} \tag{40}$$

avec $g = \frac{V_u}{0,9d}$,

t écartement des fils dans la direction orthogonale à celle du fil considéré,

$0,9 d$ valeur forfaitaire admise pour le bras de levier, en fonction de la hauteur utile d .

Béton armé : Règles BAEL

par **Jean PERCHAT**

Ingénieur des Arts et Manufactures

Professeur honoraire à l'École spéciale des travaux publics, du bâtiment et de l'industrie

Professeur honoraire au Centre des hautes études de la construction

Références bibliographiques

Traité généraux, formulaires et guides d'emploi

Traité généraux

Les cours de béton armé des écoles ENPC, ECP, ETP de même que le cours de béton armé de J. PERCHAT au CHEC ne sont pas en vente. Ces documents peuvent être consultés dans les bibliothèques spécialisées.

- [1] Cent ans de béton armé. 1949, Éd. Science et Industrie.
- [4] GUERRIN (A.) et LAFAUR (R.C.). – *Traité de béton armé. Tome I : Généralités. Propriétés générales. Mécanique expérimentale du béton armé.* 356 p., 16 × 25, 4^e éd., 1973, Dunod.
- [5] GUERRIN (A.). – *Traité de béton armé. Tome II : Le calcul du béton armé.* 1973, Dunod.
- [9] MONTOYA (P.J.), MESEGUER (A.G.) et MORAN CABRE (F.). – *Hormigon armado.* 1973, Gustavo Gili, Barcelone.
- [11] FAUCHART (J.). – *Initiation au calcul des structures. Béton et acier.* 312 p., 16 × 25, 433 fig., 3^e tirage, 1981, Eyrolles.

Formulaires et guides d'emploi

- [12] CHAMBAUD (R.) et LEBELLE (P.). – *Formulaire du béton armé. Tome I : 589 p., 17 × 25, 288 fig., 49 tabl., 72 abaques.* 3^e éd., 1967, Eyrolles (épuisé).
- [13] COURTAND (M.) et LEBELLE (P.). – *Formulaire du béton armé. Tome II : Application de la Résistance des Matériaux au calcul des structures en béton armé.* 760 p., 14 × 23, 223 fig., 102 tabl., 2^e éd. complétée et refondue par (W.A.) JALIL, 1976, Eyrolles (épuisé).
- [14] JALIL (W.A.), BOUTIN (J.P.) et MICHOT (S.). – *Application des Règles BAEL 91 au cas des bâtiments courants.* Ann. ITBTP, janv. 1992.
- [15] *Guide d'emploi du règlement français de béton armé aux états-limites. BAEL 83.* 1985, 21 × 29,7, 219 p. SETRA (ouvrage complété par un document de synthèse BAEL 91 – BPEL 91, 20 p., 21 × 29,7, 1993, SETRA).
- [16] CAPRA (A.) et DAVIDOVICI (V.). – *Guide pratique d'utilisation des Règles BAEL 80.* 272 p., 21,5 × 30,5, 99 fig., 38 tabl., 145 abaques, 2^e tirage, 1981, Eyrolles (épuisé).
- [17] ISSABRÉ (O.) et KALIPÉ (N.). – *Memento Règles BAEL. Calcul rapide du béton armé.* 160 p., 14,5 × 21, 1982, Éd. Moniteur.
- [18] GUERRIN (A.), LAFAUR (R.C.) et LECROQ (Ph.). – *Guide de béton armé.* 396 p., 16 × 25, 1970, Dunod.
- [19] *Beton Kalender.* Éd. annuelle, Verlag W. Ernst und Sohn.

- [20] DAVIDOVICI (V.). – *Aide-mémoire du béton armé.* 192 p., 13 × 18, 178 fig., 1974, Dunod.

Méthodes de calcul.

Règlements et recommandations

Méthode aux contraintes admissibles

Les références [21] [22] [23] [24] [25] [26] [27] [28] sont anciennes et ne sont citées que pour mémoire.

- [21] *Instructions relatives à l'emploi du béton armé.* Circulaire du 20 oct. 1906, Imprimerie Centrale Administrative.
 - [22] *Règlement sur les constructions en béton armé établi par la Commission d'Études Techniques de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France.* 1931, Gauthier-Villars.
 - [23] *Instructions relatives à l'emploi du béton armé dans les ouvrages dépendant du ministère des Travaux Publics et commentaires explicatifs.* Circulaire du 19 juil. 1934, Imprimerie Centrale Administrative.
 - [24] *Règles d'utilisation du béton armé applicables aux travaux dépendant du ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme et aux travaux privés. Règles BA 1945, modifiées en mars 1948.* Documentation Techn. Bât.
 - [25] *Règles d'utilisation des ronds crénelés et lisses pour béton armé de limite élastique supérieure ou égale à 40 kg/mm².* Règles 1948, ronds n^o 40-60. Inst. Techn. Bât.
 - [26] *Règles pour le calcul et l'exécution des constructions en béton armé* (Document Technique Unifié) Règles BA 1960. Documentation Techn. Bât. mars 1961.
 - [27] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (dites Règles CCBA 1968, révisées 1970).* 240 p., 16 × 25, 51 fig., 5^e tirage, 1975, Eyrolles.
 - [28] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.* Circulaire MEL n^o 70-115 du 27 oct. 1970. Fasc. 61 titre VI modifié du CPC. (Le texte de ce document est le même que celui des Règles CCBA 1968, il tient compte des modifications de juil. 1970). BOMET Fasc. Spéc. n^o 70-93 bis.
- Méthodes de calcul à la rupture**
- Ces méthodes n'ont jamais fait, en France, l'objet de textes réglementaires.
- [29] CHAMBAUD (R.). – *Le calcul du béton armé à la rupture.* 1965, Eyrolles (épuisé).
- Méthodes de calcul aux états-limites**
- [30] Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton. (Comité Européen du Béton et la Fédération

Internationale de la Précontrainte.) Tome I : *Principes et recommandations.* 91 p., 21 × 29,5, 1970 ; Tome II : *Fascicules annexes. Propositions.* 49 p. 21 × 29,5, 1970, Eyrolles (épuisé).

- [32] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états-limites (Règles BPEL 91).* 15,5 × 24, 328 p., 1993, Eyrolles (également CSTB, avr. 1992).
- [33] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites (Règles BAEL 91).* 15,5 × 24, 320 p., 1996, Eyrolles (également CSTB, mars 1992 et J.O. 1994).
- [33bis] *Eurocode 2 « Calcul des structures en béton »* et Document d'Application Nationale, Norme NF P 18-711-0 (ENV 1992-1-1), AFNOR 1992.

Matériaux

Béton

Se reporter à la bibliographie des articles de la rubrique Béton hydraulique.

Acier

- [34] *Armatures pour béton armé.* Titre I^{er} du fascicule 4 du CCTG n^o spécial 83-14 bis du BOUL T. et E.
- [35] Liste des armatures bénéficiant du droit d'usage de la marque NF « Armatures pour béton armé ». AFCAB.
- [36] Collection des normes A35-015 à A35-030 « Armatures pour béton armé » (pour connaître le titre et la dernière édition de chacune d'elles, se reporter au Catalogue des normes AFNOR, mis à jour chaque année).
- [36bis] Norme NF A 35-018 *Armatures pour béton armé – Aptitude au soudage*, AFNOR, juil. 1984.

Actions et sollicitations

- [37] *Instructions techniques sur les directives communes de 1979 relatives au calcul des constructions.* Circulaire n^o 79-25 du 13 mars 1979. BOMET Fasc. Spéc. 79-12 bis.
- [38] *Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, titres I et III du fascicule 61 du CPC.* Circulaire n^o 65 du 19 août 1960. Titre I : *Programmes de surcharges et épreuves des ponts rails.* Titre III : *Programme de charge et épreuve des ponts canaux.* BOMET Fasc. Spéc. n^o 60-17 bis.
- [39] *Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, titre II du fascicule 61 du CPC. (Programme de charges et épreuves des ponts routiers).* Circulaires n^o 71-155 du 29 déc. 1971 et n^o 75-156 du 30 déc. 1971. BOMET Fasc. Spéc. n^o 72-21 bis.

BÉTON ARMÉ : RÈGLES BAEL

- [39bis] Règles N 84 – Actions de la neige sur les constructions (DTU P06-006), août 1987. CSTB.
- [40] Bases de calcul des constructions – Charges d'exploitation des bâtiments. NF P06-001, AFNOR, juin 1986.
- [41] Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes (Règles NV 65 révisées), 15 × 24, 392 p., 1994, Eyrolles (contient aussi les Règles N 84 [39bis]).
- [42] Règles parasismiques 1969, révisées 1982 dites Règles PS 69/82 et annexes (janv. 1984), 15,5 × 24, 272 p., 1995, Eyrolles.
- [42bis] Règles PS applicables aux bâtiments (Règles PS 92), 17 × 24, 288 p., 1996, Eyrolles.

Solicitations normales

État-limite ultime de résistance

- [43] RÜSCH (H.), GRASSER (E.) et RAO (P.S.). – Principes de calcul du béton armé sous des états de contraintes monoaxiaux. Bull. Information CEB n° 36, juin 1962.
- [44] Manuel de calcul CEB-FIP Bending and Compression. 111 p., 21,5 × 30,5, nombreux abaques, 1982, Construction Press.
- [45] GRASSER (E.). – Bemessung der Stahlbetonbauteile, Beton-Kalender. 1975, Verlag W. Ernst und Sohn.
- [46] JALIL (W.A.), MORISSET (A.) et PERCHAT (J.). – Calcul du béton armé à l'état-limite ultime. Abaques en flexion simple et composée conformes aux Règles BAEL 412 p., 16 × 25, 305 fig., 22 tabl., 1976, Eyrolles (épuisé).
- [47] JALIL (W.A.) et PERCHAT (J.). – Calcul pratique du béton armé à l'état-limite ultime (BAEL). Ann. ITBTP, janv. 1977.

Voir également [147] [148] [149] et [167] [168].

État-limite ultime de stabilité de forme

- Voir également références [73] [74] [75] [76] [77] [78] [79] [80].
- [48] Manuel de calcul CEB-FIP Flambement-instabilité. Bull. Information CEB n° 103, juil. 1975.
- [49] MORISSET (A.). – Stabilité des piles et des pylônes. Ann. ITBTP, janv. 1976.

États-limites de service

- [50] Manuel de calcul CEB-FIP Fissuration et déformation. Bull. Information CEB n° 143, déc. 1981 (en anglais).
- [51] JACCOUD (J.P.) et FAVRE (R.). – Flèche des structures en béton armé. Vérification expérimentale d'une méthode de calcul. Ann. ITBTP, juil.-août 1982.
- Voir également [164].

Solicitations tangentées

Effort tranchant

- [52] Manuel de calcul CEB-FIP Effort tranchant-Torsion. Bull. Information CEB n° 92, juin 1973.
- Voir également [165] [166].

Torsion

- Voir également [52].
- [53] ROBINSON (J.R.). – Éléments constructifs spéciaux du béton armé. (Poutres soumises à la torsion, poutres-cloisons, consoles courtes, semelles de fondations, articulations). 1975, Eyrolles
- [54] FAUCHART (J.). – Rupture des poutres de section rectangulaire en béton armé ou précontraint, par torsion et flexion circulaire combinées. Ann. ITBTP, janv. 1973.

Solicitations d'adhérence

- [55] ROBINSON (J.R.), ZSUTTY (T.C.), GUIORGADZÉ (G.), LIMA (L.J.), HOANG LONG HUNG et VILLATOUX (J.P.). – La couture des jonctions par adhérence. Ann. ITBTP, juin 1974.

- [56] Bond action and bond behaviour of reinforcement. Bull. Information CEB n° 151, déc. 1981.
- [57] FAUCHART (J.) et HOANG LONG HUNG. – Ancrage des treillis soudés formés de fils bruts de tréfilage de forme cylindrique. Ann. ITBTP, avr. 1973.

Dispositions constructives

- [58] Manuel : Technology of reinforcement. Bull. Information CEB n° 140.

Voir également références [167] [168].

Ossatures des bâtiments

Ouvrages généraux

- [59] COIN (A.). – Ossatures des bâtiments. (Bases de la conception. Différentes catégories d'ouvrages élémentaires. Annexes sur l'isolation et la sécurité). 256 p., 15,4 × 24,3, nombreux abaques, tabl., fig., 4^e éd., 1981, Eyrolles (épuisé).
- [60] FUENTES (A.). – Béton armé. Calcul des ossatures (Torsion - Flambement - Oscillations - Déformations plastiques), 15,5 × 24, 232 p., 1987, Eyrolles.
- [61] GUERRIN (A.). – Traité de béton armé. Tome IV : Ossatures d'immeubles et d'usines. Planchers. Escaliers. Encorbellements. Ouvrages divers du bâtiment. 1973, Dunod.
- [62] FUENTES (A.). – Comportement post-élastique des structures en béton armé, 15,5 × 24, 136 p., 1988, Eyrolles.

Voir également [158].

Dalles

- [63] LHEUREUX (P.). – Calcul des plaques rectangulaires minces au moyen des abaques de M. l'Inspecteur Général Pigeaud. 1957, Gauthier-Villars.
- [64] PÜCHER (A.). – Einflussfelder elastischer Platten. 1973, Springer Verlag.
- [65] LEBELLE (P.). – Calcul à rupture des hourdis et plaques en béton armé. Ann. ITBTP, janv. 1955.
- [66] ALBIGÈS (M.) et FREDERIKSEN (M.). – Calcul à la rupture des dalles par la théorie de Johansen. Ann. ITBTP, janv. 1960.
- [67] BERNAERT (S.), HAAS (A.M.) et STEINMANN (G.A.). – Calcul des dalles et structures planes aux états-limites. Ann. ITBTP, mai 1969.
- [68] COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON. – Annexes aux recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton. Tome III. Annexe 5 : Dalles et structures planes. 1972, Eyrolles.

Poutres de planchers

- [69] REIMBERT (M. et A.). – Calcul rapide des poutres continues par la méthode de M. Caquot. Applications pratiques. Calculs d'avant-projets. Formulaire. 1960, Eyrolles.

Voir également [150].

Parois fléchies. Consoles courtes

- Voir également [53].
- [70] LEONHARDT (F.) et ALBIGÈS (M.). – Poutres-cloisons et recommandations internationales du CEB pour le calcul des poutres-cloisons. Ann. ITBTP, janv. 1970.
- [71] Recommandations provisoires du Bureau Secritas concernant les parois fléchies, les consoles courtes, le pourcentage minimal des armatures longitudinales dans les éléments de béton armé extérieurs aux bâtiments. Ann. ITBTP, mai 1974.

Planchers-champignons et planchers-dalles

- [72] DAVIDOVICI (V.) et JALIL (W.A.). – Planchers-dalles. Étude comparative des diverses méthodes de calcul. Ann. ITBTP, déc. 1969.

Poteaux

- [73] ROBINSON (J.R.) et MODJABI (S.S.). – La prévision des charges de flambement des poteaux en béton armé par la méthode de M. P. Faessel. Ann. ITBTP, sept. 1968.

- [74] FAESSEL (P.), MORISSET (A.) et FOURÉ (B.). – Le flambement des poteaux en béton armé. Ann. ITBTP, mai 1973.

- [75] FAESSEL (P.), ROBINSON (J.R.) et MORISSET (A.). – Tables d'états-limites ultimes des poteaux en béton armé. 1971, Eyrolles (épuisé).

- [76] CAPRA (A.). – Flambement des poteaux en béton armé soumis à des forces horizontales. Abaques de calcul. Ann. ITBTP, janv. 1975.

- [77] ROBINSON (J.R.), FOURÉ (B.) et SAHEBDJEM (A.). – Flambement des poteaux carrés en béton chargés hors d'un plan de symétrie. Ann. ITBTP, avr. 1975.

- [78] ROBINSON (J.R.), FOURÉ (B.) et BOURGHLI (A.V.). – Le flambement des poteaux en béton armé chargés avec des excentricités différentes à leurs extrémités. Ann. ITBTP, nov. 1975.

- [79] COIN (A.). – États-limites ultimes de poteaux liés. Ann. ITBTP, oct. 1975.

- [80] HINDIÉ (N.). – Méthode pratique de calcul pour ordinateur de poche HP67 des états-limites ultimes au flambement des poteaux rectangulaires en béton armé d'après la méthode de Faessel. Ann. ITBTP, oct. 1977. (Le programme demanderait à être adapté aux outils modernes).

Murs et contreventements

- [81] DTU 23-1. – Parois et murs en béton banché, fév. 1990. CSTB.
- [82] ALBIGÈS (M.) et GOULET (J.). – Contreventement des bâtiments. Ann. ITBTP, mai 1960.
- [83] DECAUCHY (A.). – Contreventement des bâtiments. Ann. ITBTP, janv. 1964.
- [84] GRINDA (L.). – Calcul des voiles de contreventement des bâtiments à étages. Ann. ITBTP, juil.-août 1967.
- [85] COIN (A.), DECAUCHY (A.) et COLLIGNON (J.P.). – Murs de contreventement à ouvertures multiples. Ann. ITBTP, févr. 1971.
- [86] DESPEYROUX (J.) et GUILLOT (V.). – Problèmes de contreventement. Ann. ITBTP, févr. 1972.
- [87] COIN (A.). – États-limites ultimes des murs porteurs. Ann. ITBTP, janv. 1975.
- [88] BONVALET (C.), GIRARD (J.), ILANTZIS (A.) et WIANECKI (J.). – Influence des remplissages dans les bâtiments à ossature soumis aux efforts horizontaux dus au vent et aux séismes. Ann. ITBTP, déc. 1970.

Fondations

Voir également [53].

- [89] DTU 13-12. Règles pour le calcul des fondations superficielles, mars 1988 (et erratum, nov. 1988) [AFNOR, DTU P11-711]. CSTB.
- [90] DTU 13-2. Travaux de fondations profondes pour le bâtiment, 1991, CSTB.
- [91] Pieux en béton armé moulés d'avance. Ann. ITBTP, juin 1961.
- [92] LEBELLE (P.). – Semelles de béton armé. 1936, Mémoires Assoc. Intern. Ponts Charpentiers.
- [93] GUERRIN (A.). – Traité de béton armé. Tome III : Les fondations. 1974, Dunod.
- [94] BLÉVOT (J.) et FRÉMY (R.). – Semelles sur pieux. Méthodes de calcul. Compte rendu d'essais. Dispositions constructives. Ann. ITBTP, févr. 1967.
- [95] JALIL (W.A.). – Fondations annulaires et circulaires d'ouvrages de révolution. Ann. ITBTP, juin 1969.

Cuvelages

- [96] DTU 14-1. Travaux de cuvelage, oct. 1987 et juin 1988, CSTB.

Constructions particulières

Charpentes et couvertures

- [97] HAHN (J.). – Voiles minces réglés. Voiles cylindriques, coniques, conoïdes et conoï-

daux. *Méthode de calcul simplifiée*. 1966, Eyrolles.

- [98] DIVER (M.) et FARGETTE (F.). – *Étude des voiles plissées*. Ann. ITBTP, mars-avr. 1968.
- [99] GUERRIN (A.). – *Traité de béton armé*. Tome V : *Toitures, voûtes, coupoles*. 1970, Dunod.
- [100] PADUART (A.). – *Les voiles minces en béton armé*. 1969, Eyrolles.
- [101] COIN (A.) et JOURNET (H.). – *Cours de voiles minces*. 1971, Eyrolles.

Réservoirs, cuves, châteaux d'eau et piscines

- [102] *Réservoirs et cuves en béton armé*. Ann. ITBTP, févr. 1960.
- [103] *Recommandations professionnelles* (mai 1990) pour le calcul, la réalisation et l'étanchéité des réservoirs, cuves, bassins, châteaux d'eau enterrés, semi-enterrés, aériens, ouverts ou fermés. Ann. ITBTP, sept. 1990.
- [104] GUERRIN (A.). – *Traité de béton armé*. Tome VI : *Réservoirs, châteaux d'eau, piscines*. 1972, Dunod.
- [105] *Cahier des Charges applicable à la construction des bassins de piscine à structure en béton*. Ann. ITBTP, mai 1977 (en révision ; voir [179]).

Silos

- [106] *Règles professionnelles de conception et de calcul des silos en béton armé ou précontraint*. Ann. ITBTP, juil.-août 1986.
- [107] ALBIGÈS (M.) et LUMBROSO (A.). – *Silos à cellules principales circulaires et intermédiaires en as de carreau*. Ann. ITBTP, déc. 1964.
- [108] LUMBROSO (A.). – *Détermination numérique des sollicitations exercées par la matière ensilée dans les silos*. Ann. ITBTP, mars-avr. 1970.
- [109] REIMBERT (M. et A.). – *Silos. Traité théorique et pratique*. 1971, Eyrolles.
- [110] LUMBROSO (A.). – *Bases scientifiques du calcul des enceintes renfermant des massifs pulvérulents et du calcul des silos*. Ann. ITBTP, janv. 1977.
- [111] LEBÈGUE (Y.) et BOUDAKIAN (A.). – *Bases des règles « Silos » du SNBATI - Essais sur les produits et principes des formules « Silos »*. Ann. ITBTP, août-sept. 1989.

Soutènements

- [112] GUERRIN (A.). – *Traité de béton armé*. Tome VII : *Murs de soutènement et murs de quai*. 1972, Dunod.

Tours et cheminées

Voir également [121].

- [113] *Règles applicables à la construction des cheminées en béton armé*. Ann. ITBTP, avr. 1971.
- [114] *Règles applicables à la construction des tours en béton armé*. Ann. ITBTP, mai 1971.
- [115] DIVER (M.). – *Étude des cheminées en béton armé*. Ann. ITBTP, mai 1966.
- [116] DIVER (M.). – *Calcul pratique des cheminées en béton armé*. Ann. ITBTP, mai 1969.
- [117] JALIL (W.A.), LEJAY (J.), FERBECK (M.) et GROVALET (Y.). – *Problèmes spécifiques concernant le calcul des tours et cheminées en béton armé*. Ann. ITBTP, juin 1973.

Immeubles de grande hauteur

- Voir également [81] [82] [83] [84] [85] [86] [87] [88] et [127].
- [118] DAVIDOVICI (V.). – *Effets des variations linéaires dans les bâtiments de grande hauteur*. Ann. ITBTP, sept. 1967.
- [119] LAREDO (M.). – *Théorie générale du comportement des grandes structures spatiales*.

Application par les gros ordinateurs. Ann. ITBTP, févr. 1969.

- [120] DIVER (M.). – *Calcul pratique des tours en béton armé. Action du vent, bâtiments-tours, tours de section annulaire*. 1972, Dunod.
- [121] CMI. – *Congrès international sur la conception et l'étude des immeubles de grande hauteur*. Université de Lehigh (USA), 21-26 août 1972. (Traduit de l'anglais) (27 fascicules) 1972, Eyrolles.

Ponts

Voir également [63] [64] [65] [66] [67] [68].

- [122] THÉNOZ (M.). – *Calcul des dalles (hourdis des ponts à poutres)*. Bull. Techn. SETRA n° 1, mai 1972.
- [123] ROBINSON (J.R.). – *Piles, culées et cintres de ponts*. 1958, Dunod.

Autres constructions ou éléments de constructions

- [124] GUERRIN (A.). – *Traité de béton armé*. Tome IX : *Constructions diverses*. 1969, Dunod.
- [125] FAESSEL (P.). – *Le calcul des réfrigérants à tirage naturel*. Ann. ITBTP, avr. 1971.
- [126] DIVER (M.). – *Considérations sur le calcul des réfrigérants atmosphériques*. Ann. ITBTP, sept. 1977.

Résistance au feu

- [127] *Sécurité contre l'incendie* (Réglementation) Texte n° 1011. 1974. Direction des Journaux Officiels.
- [128] *Règles FB (DTU 92-701) Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton*, oct. 1987, CSTB.
- [129] COIN (A.). – *Rotules plastiques des dalles soumises au feu*. Ann. ITBTP, mars 1978.
- [130] COIN (A.). – *Calcul élastique d'une poutre en béton dans un champ de température*. Ann. ITBTP, juil.-août 1974.

Préfabrication

- [131] DTU 21.3 *Dalles et volées d'escalier préfabriquées, en béton armé, simplement posées sur appuis sensiblement horizontaux*, CSTB, oct. 1970.
- [132] CEB. – *Recommandations internationales pour les structures en panneaux*. 1969, Eyrolles.

Exécution des ouvrages

- [133] *Exécution des ouvrages de Génie Civil en béton armé ou précontraint*. Fascicule 65 du CCTG. Fascicule spécial n° 85-30 bis du BOMUL T et E.
- [134] *Recommandations pour la réalisation des étalements*. Ann. ITBTP, avr. 1974.
- [135] *Coffrages glissants*. Ann. ITBTP, juil.-août 1976.
- [136] DINESCO (T.). – *Les coffrages glissants*. Technique et utilisation. 1968, Eyrolles (épuisé).

Voir également [191] [192].

Pathologie

- [137] CHARON (P.). – *Comment éviter les erreurs dans les études de béton armé*. 1973, Eyrolles (épuisé).
- [138] BLÉVOT (J.). – *Pathologie des constructions en béton armé*. Ann. ITBTP, sept. 1974.
- [139] BLÉVOT (J.). – *Enseignements tirés de la pathologie des constructions en béton armé*. 1975, Eyrolles (épuisé).

Estimation des ouvrages

- [140] SNBATI. – *Nomenclature codifiée des ouvrages ou tâches élémentaires et temps moyens*. 172 p., 21 × 27.

- [141] MAUVERNAY (J.). – *La détermination des poids d'acier dans le béton armé. Méthode rapide et précise d'avant-métré*. 1973, Eyrolles.

Béton léger

- [142] *Recommandations provisoires pour l'utilisation des bétons de granulats légers*. Ann. ITBTP, mars 1976.
- [143] *Recommandations provisoires pour l'emploi du béton léger dans les ouvrages dépendant de la Direction des Routes et de la Circulation routière au ministère de l'Équipement*. SETRA-LCPC, déc. 1976.
- [144] BRACHET (M.), ADAM (M.), PERCHAT (J.) et VIRLOGEUX (M.). – *Bilan et perspective d'emploi des bétons légers de structure*. Ann. ITBTP, déc. 1976.
- [145] LEWICKI (B.). – *Dalles de planchers et de toitures en béton léger armé ou précontraint*. (Traduit du polonais), 1968, Eyrolles.

Voir également [186] et [205].

Liste complémentaire

- [146] *Système international de réglementation technique unifiée des structures*. Vol. I : *Règles unifiées communes aux différents types d'ouvrages et de matériaux* ; Vol. II : *Code Modèle CEB-FIP pour les structures en béton*. Bull. Information CEB n° 124/125-F, avr. 1978.
- [147] THONIER (H.). – *Détermination des quantités d'acier pour dalles, poutres, poteaux, semelles et escaliers en béton armé*. Ann. ITBTP, oct. 1985.
- [148] THONIER (H.). – *Portée de calcul des éléments fléchis en béton armé*. Ann. ITBTP, juin 1987.
- [149] THONIER (H.), HACHEMI-SAFI (V.) et RAHIMI-MIAN (M.). – *Béton armé aux états-limites*. Ann. ITBTP, mai 1979.
- [150] THONIER (H.). – *La redistribution des moments d'une poutre continue en béton armé*. Ann. ITBTP, févr. 1982.
- [151] DOUBRÈRE (J.C.). – *Cours pratique de béton armé* (Règles BAEL 83). 15,5 × 24, 168 p., 1988, Eyrolles.
- [152] BOUCHART (J.M.), CIBOIS (G.) et de HARO (G.). – *Initiation au béton armé* (Règles BAEL 83). Eyrolles.
- [153] ALBIGÈS (M.) et MINGASSON (M.). – *Théorie et pratique du béton armé aux états-limites*. 15,4 × 24,3, 344 p., 1981, Eyrolles (épuisé).
- [154] CHARON (P.). – *Calcul des ouvrages en béton armé suivant les Règles BAEL 83. Théorie et applications*. 15,4 × 24,3, 484 p., 1986, Eyrolles.
- [155] CHARON (P.). – *Exercices de béton armé avec leurs solutions selon les Règles BAEL 83*. 16 × 25, 304 p., 1985, Eyrolles.
- [156] FUENTES (A.). – *Le béton armé après fissuration* (État de service, état-limite ultime, ductilité. Mécanismes de rupture des structures hyperstatiques). 15,5 × 24, 136 p., 1987, Eyrolles.
- [157] FUENTES (A.), LACROIX (R.) et THONIER (H.). – *Traité de béton armé*. 16 × 25,4, 632 p., 1982, Eyrolles (additif Règles BAEL 83).
- [158] FUENTES (A.). – *Béton armé. Calcul des ossatures*. 1978, Eyrolles (épuisé).
- [159] PERCHAT (J.). – *Mémentos Eyrolles : Calcul du béton armé selon les Règles BAEL : BAEL 1. 20 p., 10 × 21, pliage accordéon, 1981, (épuisé) ; BAEL 2. 20 p., 10 × 21, pliage accordéon, 1981.*
- [160] ARTOPOEUS (J.), FOURÉ (B.), HUEBER (J.) et PERCHAT (J.). – *Manuel d'application des Règles BAEL*. 196 p., 15 × 23, 153 fig., 19 tabl.,

- 12 abaques, 1981, Syndicat Nat. Béton Armé et Techn. Industrialisées.
- [161] CAPRA (A.) et HAUTCEUR (M.). – *Calcul en flexion simple ou composée à l'état-limite ultime des sections rectangulaires en béton armé. Abaques d'optimisation*. Ann. ITBTP, sept. 1979.
- [162] ARIBERT (J.M.) et WATTECAMPS (C.). – *Méthode pratique commune de calcul élastique et aux états-limites ultimes des sections de béton armé en flexion simple, composée et déviée*. Ann. ITBTP, juil.-août 1979.
- [163] BLÉVOT (J.). – *Les annexes F des Règles BAEI 80*. Ann. ITBTP, mars 1981.
- [164] FAVRE (R.), KOPRNA (M.) et RADOJICIC (A.). – *Effets différés. Fissuration et déformations des structures en béton*. 191 p., 16,1 x 24, nombreux fig. et abaques, 1980, Georgi Éd.
- [165] *Shear and torsion*. Bull. Information CEB n° 126, juin 1978.
- [166] *Shear, torsion and punching*. Bull. Information CEB n° 146, janv. 1982.
- [167] *Industrialization of reinforcement*. Bull. Information CEB n° 152.
- [168] *Detailing of concrete structures*. Bull. Information CEB n° 150.
- [169] MOUGIN (J.P.). – *Abaques pour le calcul des dalles rectangulaires articulées sur leur contour*. Ann. ITBTP, juil.-août 1985.
- [170] MOUGIN (J.P.). – *Abaques pour la détermination rapide des sections d'armatures dans les sections rectangulaires soumises à la flexion simple*. Ann. ITBTP, nov. 1985.
- [171] MOUGIN (J.P.). – *Béton Armé (BAEI 91 et DTU associés)* 17 x 24, 296 p., 1995, Eyrolles.
- [172] MOUGIN (J.P.). – *Cours de béton armé BAEI 91. Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments*. 17 x 24, 288 p., 1992, Eyrolles.
- [173] MOUGIN (J.P.) et PERROTIN (P.). – *Formules simples pour le prédimensionnement des sections de poutres en béton armé compte tenu du règlement BAEI 91*. Ann. ITBTP, nov. 1994.
- [174] NICOT (R.) et RIAUX (H.). – *Abaques et détermination de la longueur des armatures placées « en chapeau » sur les appuis des poutres et des dalles en béton armé*. Ann. ITBTP, janv. 1989.
- [175] BOUTIN (J.P.). – *Pratique du calcul de la résistance au feu des structures*. 14,5 x 21,5, 128 p., 1983, Eyrolles.
- [176] CPT Planchers. – Titre II : *Dalles pleines confectionnées à partir de prédalles préfabriquées et de béton coulé en œuvre*. CSTB.

- [177] *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil*, fascicule 62, titre V du CCTG, N° 93-3, TO du BOMELT.
- [178] *Travaux de dallage. Règles professionnelles*. Ann. ITBTP, mars-avr. 1990.
- [179] *Construction des châteaux d'eau en béton armé, en béton précontraint ou en maçonnerie, et des ouvrages annexes*. CCTG, fascicule 74, n° spécial 83-14 sexes du BOUL T et E.
- [180] *Cahier des charges applicable à la construction des cuves à vin en béton armé*. Ann. ITBTP, oct. 1980 (en révision ; voir [179] chapitre D).
- [181] *Ouvrages de soutènement*. Mur 73. Dossier pilote. 21 x 29,7, 285 p., 1988, SETRA, Bagneux.
- [182] *Guide pour l'étude et la réalisation des soutènements*. 15 x 21, 89 p., sept. 1981, SEDIMA.
- [183] *Règles de calcul des soutènements (projet de norme, établi par le BNTEC, 1992, non publié)*.
- [184] LOGEAS (L.). – *Pathologie des murs de soutènement*, Éditions du Moniteur, 1982.
- [185] *Règles professionnelles applicables à la construction des réfrigérants atmosphériques en béton armé* (SNBATI, 1986 ; non publiées).
- [186] *Constructions en béton léger*. AITEC Rome, 1974, CEMBUREAU.
- [187] *CEB-FIP Model Code 1990. Design code*. 21 x 29,7, 437 p., 1993, Thomas Telford Ltd.
- [188] ADETS. – *Le treillis soudé. Calcul et utilisation conformément aux Règles BAEI 91*. 21 x 29,7, 405 p., GIE TS Promotion 1992.
- [189] *Exécution des ouvrages de Génie Civil en béton armé ou précontraint*. Fascicule 65A du CCTG, n°s spéciaux 92-8 et 93-2, TO du BOMELT.
- [190] DTU 21. – *Exécution des travaux en béton* (norme NF P18-201) et additif n° 1 relatif aux marches préfabriquées indépendantes en béton armé, pour escaliers, CSTB, mai 1993.
- [191] PIERRE (F.). – *Les coffrages pour le béton armé*. 15,4 x 24,3, 196 p., 1980, Eyrolles (épuisé).
- [192] *Manuel de technologie « Coffrage »*. Publication 85, CIB (Conseil International du Bâtiment), 1985.
- [193] LORRAIN (M.) et HIMINIZ (A.). – *Incidence de défauts d'exécution sur la résistance et la stabilité d'éléments de structures en béton armé*. Ann. ITBTP, fév. 1982.
- [194] *Renforcement et réparation des structures*. Ann. ITBTP, janv.-fév. 1983.
- [195] *Techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en béton* (AFPC-SNBATI-

- STRRES) : 7 fascicules 15 x 21 : 1. *Guide Général* ; 2. *Reprise du béton dégradé* ; 3. *Béton projeté* ; 4. *Traitement des fissures et protection du béton* ; 5. *Précontrainte additionnelle* ; 6. *Armatures passives additionnelles* ; 7. *Réparations et renforcements en fondation*, SEDIMA, 1985.
- [196] POINEAU (D.), THEILLOUT (J.) et CUSIN (F.). – *Réparation et renforcement des structures de bâtiment et d'ouvrages d'art. Application des techniques de tôles collées et de précontrainte additionnelle*, Ann. ITBTP, fév. 1992.
- [197] KAVYRCHINE (M.). – *Quelques aspects du comportement du béton de structure lié à l'influence des zones tendues ou fissurées*. Ann. ITBTP, mai 1980.
- [198] CHARIF (H.) et JACCOUD (J.P.). – *Calcul des déformations des structures en béton et étude de leur réduction grâce à l'utilisation des BHP*. Ann. ITBTP, fév. 1993.
- [199] PERCHAT (J.). – *Règlements étrangers de béton armé. Étude comparative des Codes CEB - BSI - DIN - ACI*. 1982, Eyrolles (épuisé).
- [200] PERCHAT (J.) et ROUX (J.). – *Pratique du BAEI 91*. 17 x 24, 416 p., 1998, Eyrolles.
- [201] PERCHAT (J.) et ROUX (J.). – *Maîtrise du BAEI 91 et des DTU associés*. 17 x 24, 408 p., 1998, Eyrolles.
- [202] SOCOTEC. – *Logiciels de calculs de béton armé (disquette plus manuel d'utilisation) : section rectangulaire ou en T, flèche*. 14,5 x 20, 88 p., 1987, Eyrolles.
- [203] *Présentation et discussion du projet d'Eurocode 2 : Constructions en béton*. Ann. ITBTP, déc. 1990 et janv. 1991.
- [204] LEVI (F.), MARRO (P.) et THONIER (H.). – *La vérification des contraintes tangentielles suivant l'Eurocode 2*, Ann. ITBTP, nov. 1992 (comparaisons) et mars-avr. 1994 (compléments).
- [205] *Bétons de granulats légers. Manuel CEB-FIP*. Ann. ITBTP, janv., mai et déc. 1980.
- [206] *CEB-FIP Model Code 90. Selected justification notes*. 21 x 29,7, 248 p., Bulletin d'information n° 217 du Comité Euro-international du Béton, 1993.
- [207] LUMBROSO (A.). – *Étude d'ensemble des enceintes de stockage renfermant des masses pulvérulentes et calcul des halles et magasins de stockage*, Ann. ITBTP, déc. 1989.
- [208] TRINH (J.). – *Résistances du béton aux forces concentrées. Première partie : cas du béton non armé*, Ann. ITBTP, nov. 1985.
- [209] TOFANI (R.). – *Calcul et contrôle des prix dans les entreprises de bâtiment et de travaux publics*, Éd. du Moniteur, 1980.

Organismes

France

Association française pour la certification des armatures.
Association française pour la construction AFC.
Association française de normalisation AFNOR.
Association technique pour le développement de l'emploi du treillis soudé ADETS.
Bureau Veritas.
Centre expérimental de recherches et d'études du bâtiment et des travaux publics CEBTP.
Centre scientifique et technique du bâtiment CSTB.
Institut technique du bâtiment (ex. ITBTP).
Laboratoire central des ponts et chaussées LCPC.
Service d'études techniques des routes et autoroutes SETRA.
Syndicat national du béton armé et des techniques industrialisées SNBATI.
Société de contrôle technique SOCOTEC.

Allemagne (République Fédérale d')

Bundesverband Deutsche Beton- und Fertigteilindustrie e.V.
Deutscher Betonverein e.V. DBV.

Deutsches Institut für Normung e.V. DIN.
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau.

Belgique

Fédération de l'industrie cimentière FIC.
Fédération nationale belge du bâtiment et des travaux publics FNBTP.
Institut belge de normalisation/Belgisch instituut voor normalisatie IBN/BIN.

États-Unis

American Concrete Institute ACI.
Prestressed Concrete Institute PCI.

Grande-Bretagne

British Standards Institution BSI.
Cement and Concrete Association CCA.

Organismes internationaux

Association internationale des ponts et charpentes AIPC.
Fédération internationale du béton FIB (fusion du Comité euro-international du béton, CEB, et de la Fédération internationale de la précontrainte, FIP).