

# Béton armé : Règles BAEL

## Comportement expérimental

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

<b>1. Mesure des caractères mécaniques des bétons .....</b>	C 2 319 - 2
1.1 Résistance à la compression .....	— 2
1.2 Résistance à la traction .....	— 3
<b>2. Comportement des pièces soumises à la compression simple .....</b>	— 4
2.1 Cas des poteaux .....	— 4
2.2 Cas des pièces frettées .....	— 5
2.3 Cas des pressions localisées et des articulations .....	— 5
<b>3. Comportement des pièces soumises à la traction simple .....</b>	— 5
<b>4. Comportement des pièces soumises à la flexion simple .....</b>	— 6
4.1 Calcul à l'état-limite ultime à partir du pivot A .....	— 6
4.2 Calcul à l'état-limite ultime à partir du pivot B .....	— 7
<b>5. Comportement des pièces fléchies sous l'effet de l'effort tranchant .....</b>	— 8
5.1 Poutres ne comportant pas d'armatures d'âme .....	— 8
5.2 Poutres comportant des armatures d'âme droites .....	— 8
5.3 Poutres comportant des armatures d'âme sous forme de cadres ou d'étriers inclinés .....	— 8
5.4 Poutres comportant des barres relevées à 45° au voisinage des appuis .....	— 8
<b>6. Essais relatifs aux sollicitations d'adhérence .....</b>	— 9
<b>7. Étude expérimentale des pièces soumises à la torsion .....</b>	— 10
<b>8. Étude expérimentale d'éléments particuliers .....</b>	— 10
8.1 Semelles de fondation sur sol .....	— 10
8.2 Semelles de fondation sur pieux .....	— 10
8.3 Parois fléchies et poutres-cloisons .....	— 10
8.4 Consoles courtes .....	— 10
8.5 Articulations .....	— 10
<b>9. Justification par l'expérimentation .....</b>	— 10
<b>Pour en savoir plus .....</b>	Doc. C 2320

Pour en savoir plus .....

Doc. C 2320

**L**orsque les méthodes réglementaires de calcul des éléments en béton armé résultait de corrections apportées à la méthode dite classique, il était logique d'exposer les conditions du comportement expérimental de ces éléments sous différents modes de sollicitations afin de justifier lesdites corrections — souvent importantes — permettant le passage de la méthode classique aux méthodes plus évoluées des Règles BA 1960 et CCBA 1968. C'était d'ailleurs le mode de présentation adoptée par plusieurs professeurs dans leurs cours.

Les méthodes de calcul à la rupture avaient, bien évidemment, leur justification fondamentale dans l'étude du comportement des éléments lors d'essais poussés jusqu'à rupture ; mais comme de telles méthodes n'ont jamais eu, rappelons-le, un caractère réglementaire, la présentation des résultats expérimentaux était limitée à certaines publications spécialisées sur cette question.

*Dans l'exposé des méthodes de calcul aux états-limites, actuellement en vigueur, il faut bien reconnaître que l'on a quelque peu tendance à présenter celles-ci sans toujours se référer explicitement aux conditions du comportement expérimental des éléments alors que ce sont bien cependant ces dernières qui sont à la base des hypothèses admises et qui constituent la justification des résultats auxquels ces méthodes conduisent.*

*Il n'est donc pas sans intérêt d'exposer les données essentielles du comportement expérimental des éléments en béton armé pour un ingénieur qui ne veut pas se limiter à des **recettes** de calcul mais tient à comprendre le fonctionnement réel des éléments de structures qu'il conçoit. C'est l'objet du présent article au cours duquel nous examinerons successivement les différents modes de sollicitations, après avoir toutefois présenté quelques remarques sur les conditions de mesure des caractères mécaniques des bétons.*

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 tangentées	
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]

Les principes de la méthode de calcul des éléments en béton armé ont été rappelés en [C 2 302, § 1.1]. Cette méthode a été à la base des prescriptions des textes réglementaires antérieurs à 1960 ([21], [23], [24]). Les corrections qui lui ont été apportées par la suite dans les Règles BA 1960 [26] et CCBA 1968 [27] ont été indiquées en [C 2 302, § 1.2]. Quant aux méthodes de calcul à la rupture, on peut en trouver les principes en [C 2 302, § 1.3].

## 1. Mesure des caractères mécaniques des bétons

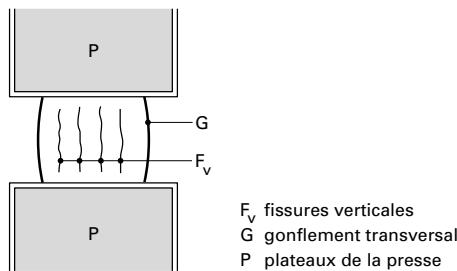
### 1.1 Résistance à la compression

La résistance à la compression du béton est mesurée par écrasement d'éprouvettes cylindriques de  $200 \text{ cm}^2$  de section (grosseur du granulat au plus égale à 31,5 mm) et de hauteur double du diamètre [C 2 304, § 1.1.1].

Pendant longtemps — jusque dans les années soixante — la mesure de la résistance à la compression a été effectuée sur des éprouvettes cubiques (de 20 cm de côté en général), mais les résultats ainsi obtenus étaient éloignés des résistances réelles par suite notamment des effets de frettage dus au frottement sur les faces des éprouvettes en contact avec les plateaux de la presse (figure 1). Ce processus d'essais a été progressivement abandonné dès la parution des Règles BA 1960 ; celles-ci admettaient néanmoins que les éprouvettes cubiques puissent être utilisées à titre transitoire et donnaient comme valeur du rapport résistance sur éprouvettes cylindriques/résistance sur éprouvettes cubiques le chiffre de 0,83, valeur qui ne représentait malgré son apparence de précision qu'une moyenne assez approximative. On peut remarquer que même l'essai sur éprouvettes cylindriques de hauteur double de leur dia-

mètre, bien que plus satisfaisant que celui sur éprouvettes cubiques, ne donne pas la résistance réelle à la compression du béton. Pour mesurer celle-ci, il conviendrait de procéder à un essai sur des éprouvettes cylindriques de plus grande hauteur par rapport au diamètre et comportant des embases ; de telles éprouvettes ont bien été utilisées en laboratoire (éprouvette de R. L'Hermite, figure 2), mais les faibles dimensions que l'on était fatigusement conduit à leur donner leur conféraient une grande fragilité et les difficultés de confection et de transport ont fait qu'il n'était pas possible d'en généraliser l'emploi sur les chantiers. Dans ces éprouvettes, les ruptures se produisaient suivant des plans inclinés faisant un angle d'environ 30° avec l'axe de l'effort de compression, ce qui était en accord avec la théorie et avec les résultats expérimentaux ayant conduit à la *courbe de résistance intrinsèque du béton* telle que définie par le Règlement sur les constructions en béton armé de la Chambre syndicale des constructeurs en ciment armé [C 2 302, § 1.1], [22] et *Résistance du béton aux contraintes triaxiales*, Annales ITBTP février 1951 par R. Chambaud.

Le mode opératoire de l'essai de compression est normalisé : l'augmentation de contrainte doit se faire à la vitesse de  $0.5 \pm 0.2$  MPa/s. La durée de l'essai est ainsi de l'ordre de 1 à 2 min. La valeur de la résistance qui résulte d'un tel essai est plus élevée que la résistance du béton sous contrainte soutenue (origine du coefficient 0,85 [C 2 306, § 2.4.2.1]).



## 1.2 Résistance à la traction

Les Règles BAEL ne fixent pas de méthode de mesure directe des résistances à la traction des bétons, les valeurs *caractéristiques* de celles-ci sont définies *conventionnellement* à partir des résistances à la compression. On peut le regretter dans la mesure où le rapport des deux résistances n'est pas constant, mais c'est de toute évidence une simplification.

La mesure directe de la résistance à la traction est délicate, car il faut assurer la transmission de l'effort et son centrage ; le processus ne peut donc être réalisé qu'en laboratoire. Pendant longtemps, on a mesuré cette résistance en utilisant des éprouvettes prismatiques que l'on rompait par flexion. L'essai a été souvent pratiqué, sur les chantiers mêmes, avec un appareil *Simrup* (figure 3), en opérant sur des éprouvettes de section carrée de  $50 \text{ cm}^2$  d'aire et de longueur égale à quatre fois, initialement, puis cinq fois leur dimension transversale. Les éprouvettes étaient essentiellement soumises à un système de deux charges égales et symétriques entre lesquelles elles étaient sollicitées en flexion circulaire ( $M$  constant et  $V$  nul) (figure 4) ; elles se rompaient par traction du béton dans leur partie centrale. Si  $M_u$  était la valeur du moment correspondant à la rupture de l'éprouvette de côté  $b$ , la résistance à la traction était évaluée comme suit :

— en application de la Circulaire ministérielle de 1934 [23] par la formule :

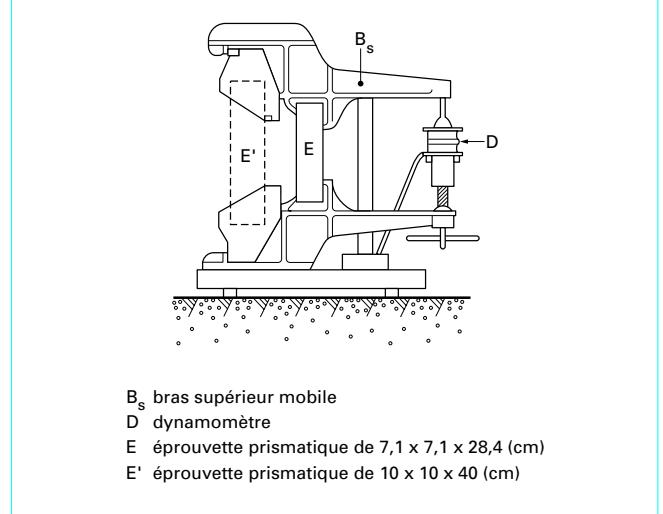
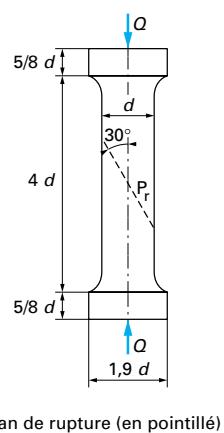
$$\sigma_t = \frac{6 M_u}{b^3}$$

— en application des Règles BA 1945 [24] et BA 1960 [26] par la formule :

$$\sigma_t = \frac{3,6 M_u}{b^3}$$

due à A. Caquot.

La première formule admettait un comportement élastique jusqu'à la rupture, elle ne correspondait pas à la résistance réelle à la traction et définissait une valeur purement conventionnelle. Ce sont les Règles BA 1960 qui ont préconisé l'emploi d'éprouvettes de longueur  $5b$  au lieu de la longueur  $4b$  courante auparavant, mais les résistances obtenues sur ces dernières devaient, en principe, être réduites de 5 %.



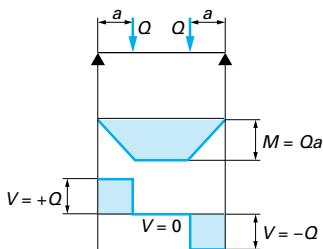


Figure 4 – Charges appliquées à une poutre soumise à la flexion circulaire : diagrammes de  $M$  et  $V$

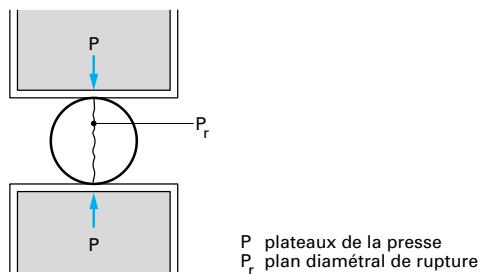


Figure 5 – Essai de fendage sur éprouvette cylindrique

Les essais effectués sur des éprouvettes de  $50 \text{ cm}^2$  de section ( $b = 7,07 \text{ cm}$ ) conduisaient à des résultats présentant fréquemment des dispersions notables, mais ils avaient l'avantage de nécessiter un matériel simple, facilement transportable sur les chantiers et, si l'on disposait d'une presse de faible puissance, de permettre de les compléter par des essais de compression sur les deux parties des éprouvettes rompues en appliquant l'effort sur une surface de  $50 \text{ cm}^2$ . À défaut d'essais par des procédés plus élaborés, on avait ainsi des possibilités, sinon de mesures exactes des résistances, tout au moins de contrôle de la régularité des bétons.

On a quelquefois utilisé des éprouvettes de dimensions plus importantes,  $b = 10 \text{ cm}$  et  $b = 14,14 \text{ cm}$ , mais plus rarement, en raison des difficultés de manutention et de transport.

Actuellement, on mesure la résistance à la traction en pratiquant sur des éprouvettes cylindriques (diamètre  $d$ , hauteur  $h = 2d$ ), comme celles utilisées pour la détermination de la résistance à la compression, un *essai de fendage* consistant à appliquer les efforts sur deux génératrices diamétralement opposées (figure 5). La rupture se produit suivant le plan diamétral correspondant. Si  $Q_u$  est la charge déterminant la rupture par fendage, la résistance à la traction est donnée par la formule :

$$\sigma_t = 0,85 \cdot \frac{2 Q_u}{\pi d h}$$

Nous rappelons que l'intérêt de la mesure directe de la résistance à la traction réside dans le fait qu'un béton présentant une bonne résistance à la traction possède toujours une bonne résistance à la compression alors que l'inverse n'est pas toujours vrai.

## 2. Comportement des pièces soumises à la compression simple

### 2.1 Cas des poteaux

Pendant plusieurs années, à l'initiative des organisations professionnelles, on a procédé à des séances d'enseignement expérimental du béton armé devant les élèves de certaines écoles d'ingénieurs. Au cours de ces séances, on soumettait notamment à des efforts de compression centrée trois séries de poteaux de section carrée  $20 \times 20 \text{ cm}^2$ , de hauteur de l'ordre de 2 m, comportant des épanouissements frettés à leurs deux extrémités. Les poteaux de la première série ne comportaient aucune armature, ceux de la seconde série comportaient uniquement des armatures longitudinales, ceux de la troisième des armatures longitudinales et transversales, ces dernières sous forme de cadres. Les essais étaient poussés jusqu'à la rupture ; celle-ci se produisait avec une extrême brutalité pour les poteaux non armés de la première série, également brutallement pour ceux de la deuxième série en faisant apparaître le flambement des armatures longitudinales et bien plus progressivement pour les poteaux de la troisième série.

Bien que le dépouillement de l'ensemble des essais effectués pendant plusieurs années ait pu conduire à quelques résultats quantitatifs intéressants, ces essais avaient essentiellement un caractère d'ordre qualitatif et démonstratif ; ils montraient la nécessité de disposer normalement, dans les poteaux en béton armé, des armatures longitudinales et transversales si l'on voulait éviter des ruptures fragiles donc brutales. L'élançement des poteaux en cause ne faisait pas apparaître de phénomènes de flambement.

Dans le cas général, le problème du comportement des éléments comprimés, notamment des poteaux de structures, est très complexe. Expérimentalement, on opère généralement sur des poteaux à axe rectiligne, articulés à leurs deux extrémités.

Même lorsqu'il s'agit de poteaux courts, d'élançement géométrique (rapport de la hauteur au petit côté) au plus égale à 10 ou 12 environ, la réalisation d'épreuves de compression simple — donc théoriquement centrée — est délicate et, même si cette condition est remplie aux sections d'application de la charge, les imperfections de l'exécution déterminent dans les pièces des excentricités impossibles à chiffrer, que les effets des déformations du second ordre accentuent [C 2 306, § 3]. La reproduction en laboratoire du cas théorique de la **compression centrée** impose de corriger progressivement le positionnement du poteau dans la presse d'essais, jusqu'à ce que les déformations unitaires ( $\Delta\ell/\ell$ ) mesurées sur chaque face sous une fraction donnée de la charge de service soient toutes égales. Lorsque cette condition est réalisée, le poteau ne subit aucune déformation transversale : son axe reste rectiligne jusqu'à la rupture. Que le poteau soit ou non muni d'armatures, celle-ci se produit le long d'un plan incliné à  $30^\circ$  environ sur l'axe (§ 1.1) ; le flambement des armatures, s'il y en a, s'observe à leur traversée de ce plan.

Si les précautions pour obtenir un centrage parfait ne sont pas prises, ou si l'élançement géométrique augmente notablement, ou encore si d'emblée la charge appliquée présente une certaine excentricité, le poteau prend au cours de l'essai une **flèche latérale** et l'état ultime peut être atteint de différentes manières ; il convient de distinguer le comportement sous charges de courte durée et celui sous charges de longue durée.

#### Comportement sous charges de courte durée

Considérons des poteaux de même section transversale, l'excentricité initiale de la charge étant constante et faible.

Pour un poteau court, de **faible élançement**, la charge maximale est relativement élevée, la rupture se produit dans une section voisine de la section médiane, avec écrasement du béton du côté de

la concavité du poteau déformé, sans autre avertissement que l'apparition de fissures **longitudinales** du béton de ce même côté.

Pour un poteau de **longueur moyenne**, la charge maximale est plus faible que dans le cas précédent. La rupture est précédée de l'apparition de fissures **transversales** sur la face convexe.

Pour un poteau **très élancé**, essayé sous **déformation contrôlée** (c'est-à-dire en opérant à vitesse constante d'accroissement de la déformation), la charge ultime est encore plus basse, mais elle ne correspond plus à l'écrasement du béton comprimé consécutif ou non à l'allongement des armatures du côté convexe. La flèche prise par le poteau continue d'augmenter sous la déformation imposée alors que la charge diminue. C'est le phénomène de **divergence d'équilibre**. La rupture finit par se produire soit par insuffisance du béton comprimé, soit par insuffisance de l'acier tendu.

Dans le cas de poteaux de même section transversale, mais cette fois de même longueur, des comportements identiques à ceux décrits ci-avant sont observés lorsque l'on augmente progressivement l'**excentricité structurale de la charge**.

Il convient de remarquer que des essais **sous charge contrôlée** (c'est-à-dire en opérant à vitesse constante d'accroissement de la contrainte) ne permettent pas de mettre en évidence ces mêmes comportements. La rupture survient brutalement sous la charge ultime : c'est le cas des poteaux de structures réelles où ni la charge d'un poteau, ni l'excentricité des charges appliquées ne sont susceptibles de diminuer si le poteau commence à céder.

#### ■ Comportement sous charges de longue durée

L'observation montre que les flèches d'un poteau soumis à une charge constante de longue durée augmentent avec le temps du fait du flUAGE et, éventuellement, du retrait du béton. Selon que la charge appliquée en permanence est plus ou moins élevée, les déformations lentes peuvent s'accentuer jusqu'à provoquer la rupture ou bien se stabiliser, la rupture ne survenant pas.

- Tous ces phénomènes ont pu être vérifiés lors d'une étude expérimentale effectuée dans la période 1965-1975 au Centre expérimental de recherches et d'études du bâtiment et des travaux publics sur un programme défini par l'ingénieur général Robinson, en utilisant une presse de 1 000 t (10 MN) permettant l'essai de pièces jusqu'à 5 m de hauteur.

Les résultats expérimentaux ont permis de justifier la validité de la méthode simplifiée définie en [C 2 306, § 5.2.3] dans les conditions du domaine d'application indiquées en [C 2 306, § 5.2.3.2].

## 2.2 Cas des pièces frettées

Les Règles BAEL limitent l'utilisation du frettage à des pièces comprimées de longueur réduite, à l'exception de celles où l'on recherche une résistance aux chocs (cas des pieux battus), ou à des efforts localisés intenses (cas des articulations) [C 2 310, § 2.5].

Si les Règles excluent les poteaux d'ossature, c'est que le béton fretté subit, sous les contraintes élevées d'utilisation que l'on peut admettre normalement, un raccourcissement longitudinal très important auquel correspond une grande déformabilité et par conséquent une réduction de la charge critique.

Lorsqu'on procède au chargement d'un élément fretté de faible élancement, on voit apparaître, à partir d'une charge correspondant à une contrainte relativement élevée, des fissures dans l'enveloppe extérieure aux frettées, laquelle finit par se détacher en totalité. Le poteau ainsi réduit à son noyau fretté peut supporter des charges plus importantes et l'élément pérît par écrasement du noyau, après rupture des frettées à la traction avec striction apparente. Il faut noter que la moindre imperfection dans l'ancrage, le recouvrement ou l'écartement des frettées constitue un point faible où s'amorce la rupture. C'est une raison supplémentaire pour éviter les éléments frettés de grande longueur.

## 2.3 Cas des pressions localisées et des articulations

L'expérience montre que si l'on applique un effort de compression sur une zone réduite de la section transversale d'une pièce, on peut admettre une contrainte locale notablement plus grande que celle que l'on pourrait admettre sur la surface totale de la section [C 2 310, § 2.5]. Les résultats expérimentaux justifient les coefficients de majoration donnés en [C 2 310, § 2.5.1]. Ils justifient aussi la réalisation d'articulations en béton [C 2 310, § 2.6] ; la remarque faite au paragraphe précédent sur le soin à apporter dans la mise en place des frettées s'applique également aux armatures des articulations.

## 3. Comportement des pièces soumises à la traction simple

Dans ces pièces, le béton armé ne se comporte élastiquement que dans un domaine limité où la contrainte de l'acier reste très faible par rapport aux contraintes correspondant aux états-limites de service.

Si l'on fait croître l'effort de traction, la pièce peut supporter des efforts normaux très notablement supérieurs à ceux correspondant à l'allongement de rupture du béton à la traction (allongement de l'ordre de 80  $\mu\text{m/m}$ ) tout en restant *apparemment intacte*, c'est-à-dire sans que l'on décèle à l'œil nu des fissures.

Dans le cas de bétons possédant une bonne résistance à la traction et de pièces comportant des armatures de faible diamètre très bien réparties dans la section, on peut atteindre des allongements de l'ordre de 1 000  $\mu\text{m/m}$  soit plus de dix fois l'allongement de rupture du béton, la pièce restant *apparemment intacte*.

Tout se passe *comme si* le béton équilibrat un effort constant, comme s'il s'allongeait sous un effort de traction constant. Ce phénomène a été pendant longtemps désigné sous le terme d'*étirage du béton*. Mais ce comportement est en fait plus apparent que réel.

En utilisant des moyens d'investigation plus perfectionnés que le simple examen visuel, l'observation attentive des pièces en béton armé montre que le béton apparemment non fissuré présente en réalité de fines fissures.

Dès avant la dernière guerre, de nombreuses études expérimentales ont été entreprises sur les phénomènes de fissuration des pièces en béton armé. Les essais ont d'ailleurs surtout porté sur les parties tendues des pièces fléchies comme nous le verrons au paragraphe 4. On a pu observer que les fissures n'ont pas une largeur constante (ce qui rend très imprécise et très subjective la notion d'*ouverture limite*) et que ce n'est que lorsqu'elles atteignent une certaine largeur critique en surface qu'elles se propagent jusqu'à l'armature.

Vers 1960, L.P. Brice a donné une théorie générale de la fissuration reposant sur des hypothèses simples : il admettait que l'adhérence est un phénomène de frottement et que la contrainte d'adhérence est constante le long d'une barre. Cette théorie, développée en annexe des Règles CCBA 1968, était en assez bon accord avec l'expérience compte tenu de l'introduction de divers coefficients permettant un ajustement satisfaisant avec les résultats de certains essais. Elle conduisait à une expression de la largeur des fissures et permettait à l'inverse d'établir des formules limitant la contrainte des armatures en fonction de diverses conditions d'environnement (chacune d'elles étant rattachée à une ouverture limite *implicite* des fissures), du diamètre des barres et des conditions d'enrobage.

Cette théorie n'a pas été reprise dans les Règles BAEL, d'une part dans un souci de simplification, d'autre part pour tenir compte du fait que les effets de corrosion éventuelle ne présentent pas le

même caractère de gravité avec des armatures de faible ou de gros diamètre.

La rupture *physique* d'une pièce soumise, dans un essai de laboratoire, à la traction simple, survient lorsque l'allongement de ses armatures dépasse la valeur correspondant à l'allongement  $A_{gt}$  sous charge maximale [C 2 304, § 2.3.3]. Dans une construction réelle, les éléments auxquels cette pièce serait liée ne pourraient, sauf dispositions particulières, supporter sans désordres ou même sans effondrement les déplacements correspondant à un tel allongement. Réglementairement, l'état-limite ultime de traction simple est donc défini, conventionnellement, par une limitation à 10 % (1 %) de l'allongement des aciers tendus, très inférieure à leur allongement sous charge maximale.

## 4. Comportement des pièces soumises à la flexion simple

De très nombreux essais ont été effectués sur des pièces fléchies en béton armé. Notamment depuis 1950 des programmes expérimentaux systématiques ont été réalisés tant en France — sous l'égide de la Chambre syndicale des constructeurs en ciment armé et des organismes techniques professionnels — que dans la plupart des pays étrangers, en particulier dans le cadre des études entreprises par le Comité euro-international du béton.

Au départ, les études expérimentales avaient plus spécialement pour objet :

- d'une part d'observer le processus du développement des phénomènes de fissuration ;
- d'autre part de déduire des charges de rupture observées les coefficients de sécurité réels auxquels conduisait l'application des méthodes réglementaires.

Par la suite on a cherché à déterminer l'évolution de la répartition des contraintes dans les sections les plus sollicitées.

Comme il n'est pas aisément de réaliser commodément, en laboratoire, des charges uniformément réparties, les essais sur pièces fléchies sont généralement effectués en appliquant à des poutres reposant sur deux appuis simples des systèmes de charges concentrées égales et symétriquement disposées ; le plus souvent on dispose au quart et aux trois quarts de la portée deux charges égales comme l'indique la figure 4.

Dans la partie comprise entre les deux charges, la poutre est soumise à un moment de flexion constant  $M = Qa$  et à un effort tranchant  $V$  nul (sollicitation de flexion circulaire). Dans les sections comprises entre les appuis et les points d'application des charges, l'effort tranchant est constant  $V = \pm Q$ , et lorsque l'on veut étudier les conditions de résistance à la flexion, on doit prendre toutes les dispositions pour que la résistance à l'effort tranchant soit largement assurée. (Le choix de  $a = \ell/4$  permet d'obtenir, à mi-portée, le même moment de flexion que si la charge totale  $2Q$  était uniformément répartie sur toute la portée.)

### 4.1 Calcul à l'état-limite ultime à partir du pivot A

Considérons d'abord le cas d'une poutre dont le calcul à l'état-limite ultime a été conduit à partir du pivot A [C 2 306, figure 3], c'est-à-dire à partir de la limite de 10 % de l'allongement relatif des armatures tendues. C'est le cas normal des poutres comportant

une table de compression et même celui de nombreuses poutres à section rectangulaire.

Après une phase où la poutre est apparemment intacte, les charges croissant, on constate l'apparition de fissures dans la zone centrale de la poutre à des emplacements qui relèvent du hasard. L'observation de ces premières fissures, perceptibles à l'œil nu, est difficile à préciser ; elle dépend notamment :

- de l'état de surface des poutres essayées : surface plus ou moins lisse résultant du soin apporté à la confection du coffrage et à la mise en œuvre du béton, exécution éventuelle d'un enduit ou d'une peinture superficielle ;
- des conditions d'éclairage : intensité de la source lumineuse et incidence ;
- de l'acuité visuelle et, il faut bien le dire, d'un certain entraînement des expérimentateurs.

Sur des poutres dont les faces sont badigeonnées au lait de chaux et intensivement éclairées, des expérimentateurs exercés décelent des fissures extrêmement fines qui échapperaient à un examen même minutieux dans les conditions usuelles de service.

L'ouverture des premières fissures perceptibles à l'œil nu est de l'ordre de 1/20 et même 1/50 mm ; ce sont donc, au sens propre, des fissures capillaires. De telles fissures se produisent généralement sous des charges d'essai nettement inférieures aux charges de service, correspondant ainsi à des contraintes de l'acier, calculées par la méthode classique, inférieures à 100 MPa. On doit donc admettre qu'il existe normalement des fissures capillaires dans les ouvrages en service et c'est avec raison que les Règles considèrent que le *comportement normal du béton armé est d'être fissuré*, mais des fissures très fines sont sans inconvénients majeurs sur la conservation des pièces, car elles n'ouvrent pas la voie aux phénomènes de corrosion des armatures. Ces derniers n'apparaissent que pour des ouvertures de fissures notablement plus grandes (2/10 mm, ou davantage).

L'observation des premières fissures met en évidence, conformément d'ailleurs à la théorie de la fissuration évoquée au paragraphe 3, une certaine constance dans l'espacement des fissures et quand, les charges d'essai croissant, d'autres fissures apparaissent, elles recoupent assez régulièrement l'intervalle des fissures initiales.

Quand les charges continuent à augmenter en même temps que le nombre de fissures s'accroît, l'ouverture croît également (figures 6a et b). Cette ouverture ne dépend pas uniquement de la contrainte calculée mais également du diamètre des barres, des conditions d'enrobage et de l'état de surface des armatures. Dans le cas de **poutres armées de barres lisses**, si ces barres comportent des traces profondes d'oxydation et pourvu qu'elles aient été débarrassées de la rouille non adhérente, les fissures sont plus nombreuses et moins ouvertes — toutes choses égales par ailleurs — qu'avec des barres non oxydées. Cette ouverture croît notablement lorsque la contrainte calculée approche ou atteint la valeur de la limite d'élasticité du métal et les fissures, en même temps qu'elles s'ouvrent, se propagent vers la partie supérieure de la poutre. L'essai se poursuivant, le nombre de fissures finit par se stabiliser (la fissuration est alors dite *complète*) ; certaines d'entre elles s'ouvrent nettement plus que les autres et accentuent davantage leur progression vers la fibre supérieure. Il se produit, de part et d'autre de telles fissures, des glissements locaux des barres qui s'allongent notablement quand la limite d'élasticité du métal est atteinte. Dans les sections correspondantes, la progression des fissures vers la partie supérieure réduit de plus en plus la partie comprimée de la section et finalement la *ruine de la poutre survient par écrasement du béton comprimé* (figure 6c).

■ Lorsque les armatures des poutres sont non plus des barres lisses, mais des **barres à haute adhérence** (cas le plus fréquent actuellement), le processus de développement des fissures appelle les remarques suivantes :

- tout d'abord, il est difficile de noter un avantage marqué, résultant de l'emploi de barres HA par rapport aux ronds lisses,

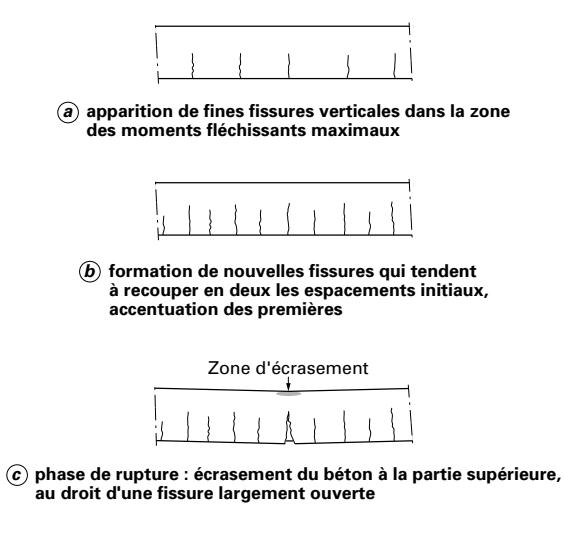


Figure 6 – Processus du développement de la fissuration et de la ruine d'une poutre soumise à la flexion simple

quant à l'apparition des premières fissures, mais ce point est sans grande importance pratique :

— les fissures sont, en revanche, normalement plus nombreuses avec les armatures HA et *nettement moins ouvertes*, à égalité de contraintes, et c'est là précisément que réside l'avantage essentiel de l'utilisation de ces armatures. Approximativement, pour une même valeur moyenne  $w_m$  d'ouverture des fissures, la contrainte calculée avec des barres HA est supérieure de près de 60 % à celle correspondant à des ronds lisses.

Dans ce cas également, les fissures qui s'ouvrent se propagent vers la partie supérieure de la poutre et la ruine se produit par écrasement du béton comprimé.

Donc, dans les conditions que nous avons précisées au début du présent paragraphe 4.1, la ruine d'une poutre en béton armé se produit par écrasement du béton comprimé, cet écrasement étant consécutif à l'allongement excessif des armatures.

La grande ouverture des fissures et l'importance de la flèche prise par la poutre constituent des signes avertisseurs de la rupture qui, dans ce cas, est progressive : on dit que ce type de rupture (par l'acier) « prévient ».

Quantitativement, lorsque les Règles fixaient pour les armatures tendues des pièces fléchies une contrainte admissible  $\bar{\sigma}_s$  égale à  $\frac{2}{3} f_e$ , on pouvait estimer que le coefficient de sécurité des dites pièces était non pas de 3/2 mais plutôt de 5/3 soit 1,67 (du fait d'une valeur plus élevée du bras de levier à la rupture par rapport à la valeur sous la charge entraînant dans l'acier la contrainte  $\bar{\sigma}_s$ ).

Dans le cadre des Règles BAEL, ces notions de coefficients de sécurité ne peuvent être envisagées sous cette forme, puisqu'il n'est plus question de contrainte admissible et que l'état-limite ultime dépend du diagramme des déformations (règle des trois pivots, cf. [C 2 306, § 2.3.2]).

Tout au plus peut-on dire, sans que cela ait beaucoup de sens, que le « coefficient de sécurité » vis-à-vis de l'acier varie de 1,55 pour une poutre qui n'aurait à supporter que des charges permanentes, à 1,725 pour une poutre qui n'aurait à supporter — cas tout à fait théorique — que des charges variables.

## 4.2 Calcul à l'état-limite ultime à partir du pivot B

Considérons maintenant le cas d'une poutre dont le calcul à l'état-limite ultime a été conduit à partir du pivot B.

Si le diagramme des déformations dans la section du moment maximal ne s'écarte pas sensiblement de la droite joignant les pivots A et B [C 2 306, figure 3], les phénomènes observés seront le plus souvent assez voisins de ceux décrits au paragraphe 4.1, en raison notamment des différences des valeurs des coefficients  $\gamma_m$  ( $\gamma_s = 1,15$  pour l'acier et  $\gamma_b = 1,50$  pour le béton), et la rupture se produira normalement par écrasement du béton consécutif à l'allongement excessif des armatures.

Mais si la *section d'armatures tendues est nettement surabondante*, il peut y avoir en quelque sorte *rupture directe du béton comprimé*, sans signes avertisseurs, les fissures étant très peu ouvertes et peu développées. Dans de telles circonstances, la rupture est généralement brutale, on dit qu'« elle ne prévient pas ».

La présence d'armatures comprimées dans la section de rupture a une influence favorable non seulement sur la valeur du moment de rupture, mais sur le caractère plus progressif de celle-ci, sous réserve que lesdites armatures comprimées soient empêchées de flamber par la présence d'armatures transversales suffisamment rapprochées. Ce cas est normalement celui des sections sur appuis des poutres continues, sections généralement rectangulaires soumises à des moments de flexion négatifs.

**Remarque 1 :** il est à noter que le diagramme de calcul parabolique rectangle admis dans les Règles BAEL correspond assez bien à la répartition réelle des contraintes déterminée dans la section dans la phase précédant la rupture. Dû au fait que la courbe réelle contraintes-déformations du béton comporte, au-delà de 2 %, une branche descendante, et non horizontale, la contrainte sur la face supérieure de la poutre est légèrement inférieure à la contrainte maximale atteinte à quelques millimètres ou même centimètres au-dessous, mais il s'agit de différences très faibles.

**Remarque 2 :** il importe de noter qu'avec un pourcentage normal d'armatures, on n'obtient jamais la ruine d'une poutre par rupture des armatures. Ainsi que nous l'avons vu, les armatures subissent, avant qu'elle n'atteignent la contrainte de rupture, des allongements qui provoquent l'écrasement du béton (§ 4.1). La rupture des armatures ne pourrait se produire que dans le cas de pourcentage très faible, dans des conditions telles que la résistance à la traction de l'acier tendu soit inférieure à celle du béton de la poutre en section homogène. Dans de telle pièces, lorsque la rupture du béton en traction s'est produite, les armatures ne peuvent assurer la résistance aux efforts de traction et la rupture se produit brutalement. Il faut absolument éviter de telles pièces fragiles dans les constructions en béton armé. C'est la raison pour laquelle tous les règlements ont fixé des pourcentages minimaux dans les pièces tendues ou fléchies (poutres et dalles) (art. A 4.2 des Règles BAEL ; C 2 310, § 2.2.1.1 et C 2 314, § 2.4 pour les poutres ; C 2 310, § 2.3.3.1 et C 2 314, § 3.4 pour les dalles). Au-dessous de ces pourcentages, on considère que tout se passe comme si le béton n'était pas armé.

## 5. Comportement des pièces fléchies sous l'effet de l'effort tranchant

À moins qu'il ne s'agisse de poutres ne comportant aucune armature transversale ou en comportant un pourcentage très faible, les études expérimentales de l'effet de l'effort tranchant sur des poutres reposant sur deux appuis simples et soumises à une ou deux charges concentrées, se heurtent à deux difficultés.

La première est qu'il convient d'appliquer la ou les charges à une certaine distance des appuis ; sinon, on se trouve en présence d'effets de *transmission directe* qui donnent lieu à des phénomènes particuliers intervenant dans le fonctionnement des armatures d'âme et dont on tient compte dans les calculs comme indiqué en [C 2 308, § 1.1.4.1a]. On considère que, pour éviter ces effets de transmission directe, les charges doivent être appliquées à une distance des appuis au moins égale à quatre fois la hauteur de la poutre.

La seconde est une conséquence de celle que nous venons d'évoquer : les dispositions que cette dernière conduit à prendre déterminent, dans les sections, des moments de flexion importants et, pour éviter que les ruptures ne se produisent sous l'effet de ces moments, certaines poutres soumises aux essais ont comporté une table de compression (avec parfois des armatures longitudinales comprimées) et un talon dans lequel venait se loger une section largement suffisante d'armatures tendues. Il s'agissait donc de poutres à section en double T (généralement dissymétrique).

### 5.1 Poutres ne comportant pas d'armatures d'âme

Dans le cas de poutres ne comportant pas d'armatures d'âme, les essais peuvent souvent être effectués sur les poutres de *section rectangulaire*. En accord avec la théorie exposée en [C 2 308, § 1.1.2], on voit apparaître dans la zone proche d'un appui, et approximativement à mi-hauteur de la poutre, une fissure sensiblement inclinée à 45° et la rupture survient presque aussitôt. Si la fissure se produit, par exemple, au voisinage de l'appui de gauche de la poutre, la partie située à droite se sépare de celle de gauche ; les armatures longitudinales inférieures se déforment en faisant éclater vers le bas le béton d'enrobage de la partie gauche. La contrainte tangente calculée à partir de l'effort tranchant  $V_u$  de rupture soit :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 z}$$

est normalement inférieure de 20 à 40 % à la contrainte de rupture du béton en traction  $f_t$ .

Si, dans les mêmes conditions, la poutre comporte une table de compression, la rupture se produit sous une charge plus élevée que celle correspondant à l'apparition des premières fissures obliques dans l'âme ; par suite du rôle qu'assume la table de compression dans la transmission des efforts, les contraintes de compression qui s'y développent confèrent à la table une résistance plus élevée à des efforts de cisaillement.

### 5.2 Poutres comportant des armatures d'âme droites

Considérons maintenant le cas de poutres comportant des armatures d'âme *droites* sous forme de cadres ou d'étriers verticaux ; c'est la forme la plus usuelle des armatures d'âme des poutres courantes.

Si l'on soumet de telles poutres à des charges croissantes, des fissures inclinées sensiblement à 45° apparaissent dans l'âme vers le milieu de la hauteur de la poutre dans les zones comprises entre les appuis et les sections d'application des charges pour des contraintes qui sont du même ordre que dans le cas précédent ; ce phénomène est bien conforme à la théorie classique puisque les armatures d'âme droites ne peuvent intervenir avant fissuration du béton et, par conséquent, retarder cette fissuration.

Mais lorsque de telles fissures sont apparues, la rupture ne se produit pas pour autant, les deux parties de la poutre séparées par une fissure étant liées l'une à l'autre par les armatures d'âme. Lorsque les charges croissent, on voit normalement apparaître de nouvelles fissures plus inclinées sur l'horizontale ou bien les premières fissures apparues vers le milieu de la hauteur de la poutre se développent en s'inclinant vers les parties supérieure et inférieure de la poutre. Ces phénomènes sont mis en évidence en [C 2 308, figure 9].

Les ruptures se produisent soit par écrasement des bielles comprimées du béton qui forment avec l'axe longitudinal de la poutre un angle nettement inférieur à 45° soit par rupture des étriers avec striction apparente. Mais le fait que les fissures soient plus inclinées que 45° implique qu'elles traversent une plus grande section d'armatures transversales que ne l'indique la théorie classique de Ritter-Mörsch. Dans les Règles BA 1960 et CCBA 1968, il avait été tenu compte, dans une certaine mesure, de ces phénomènes en adoptant pour la contrainte admissible des armatures d'âme des valeurs d'autant plus élevées que la contrainte tangente du béton était faible, mais ce n'était là qu'un artifice.

Les Règles BAEL ont choisi une autre voie plus conforme aux résultats des essais tels qu'ils sont mis en évidence en [C 2 308, figure 8] et qui justifient la formule (13) en [C 2 308, § 1.1.4.3.1] et plus particulièrement la formule (16) en [C 2 308, § 1.1.4.3.2].

Les Règles fixent en outre des limites de l'espacement maximal des armatures d'âme et de leur pourcentage minimal.

### 5.3 Poutres comportant des armatures d'âme sous forme de cadres ou d'étriers inclinés

Les essais effectués sur de telles poutres font apparaître, comme le prévoit la théorie exposée en [C 2 308, § 1.1.2], un certain avantage quant à l'apparition des premières fissures, mais il faut bien reconnaître que la complication des opérations de ferrailage qu'il implique fait que l'emploi de telles armatures n'est pas très fréquent en pratique.

### 5.4 Poutres comportant des barres relevées à 45° au voisinage des appuis

De telles barres sont également efficaces pour retarder l'apparition des premières fissures et pour autoriser des contraintes tangentiales plus élevées, mais ces avantages ne sont réels que si ces armatures sont de diamètre réduit et bien réparties sur une certaine longueur de la poutre.

Leur emploi était autrefois très généralisé chez les constructeurs allemands et à la même époque assez fréquent en France, bien que dans une moindre mesure, et essentiellement limité aux zones voisines des appuis.

Actuellement, malgré l'avantage théorique que ces dispositions présentent, leur utilisation est considérablement réduite en raison des complications d'exécution qu'elles impliquent. Il faut ajouter que l'on a trop souvent abusé de leur emploi avec des barres de diamètre important dans des poutres de faible hauteur où, compte tenu des ployures en parties inférieure et supérieure, la dimension de la partie rectiligne théoriquement à 45° était souvent très réduite, voire inexistante !

Pour toutes ces raisons, on préfère utiliser actuellement, lorsque l'importance des contraintes tangentes le requiert, un réseau d'armatures d'âme droites et de barres parallèles à la ligne moyenne réparties sur la hauteur de la poutre, la section de ces dernières dans la hauteur de la section étant la même que celle des armatures d'âme droites sur une longueur égale à cette hauteur. Il faut remarquer que **théoriquement** ce double réseau d'armatures horizontales et verticales ne devrait pas présenter un avantage par rapport à la disposition d'armatures d'âme droites au point de vue de la fissuration, mais l'**expérience** montre qu'il est en réalité efficace et c'est une justification suffisante. Toutefois, l'adoption d'une telle disposition conduit localement à une dépense très importante en acier (le double de celle qu'on aurait avec des armatures inclinées à 45°).

## 6. Essais relatifs aux sollicitations d'adhérence

Ces essais comportent deux aspects : celui concernant la résistance des ancrages et celui relatif aux sollicitations d'entraînement des armatures longitudinales des poutres sur la longueur de celles-ci.

La question de la résistance des ancrages par *crochet normal* a été réglée depuis longtemps pour les barres lisses en acier doux : l'efficacité de ce type d'ancrage ayant été démontrée dès avant 1906, son emploi s'est pratiquement étendu à la quasi-totalité des ouvrages comportant des armatures de ce type.

Une généralisation de l'influence de la courbure (sous des angles différents de 180°) a été présentée dans les Règles BA 1960 et reprise dans les Règles CCBA 1968 pour tenir compte de ce que l'on a souvent désigné sous la dénomination *d'effet de courroie* : cet effet correspond à l'effort axial dû au frottement, il est égal au produit de la réaction de courbure de la barre par le coefficient de frottement de l'acier sur le béton, pris égal à 0,4 (cf. annexe au chapitre VI des Règles CCBA 68).

Dans un souci de simplification, les Règles BAEL n'ont pas repris la formule générale des Règles précédentes, se contentant de donner les conditions de longueur d'ancrage des crochets normaux en les étendant bien évidemment aux barres HA des classes Fe E 500 et Fe E 400.

Les normes actuelles relatives aux aciers définissent, pour les barres à haute adhérence, certains profils types avec fixation de valeurs numériques minimales ou maximales des paramètres géométriques de forme [C 2 304, § 2.4.1]. Le coefficient de scellement  $\psi_s$  de 1,5 est considéré comme atteint si ces valeurs sont satisfaites. dans le cas contraire, il faut fournir des justifications expérimentales ; celles-ci sont de deux sortes :

— essai de *pull-out* consistant à mesurer l'effort de traction nécessaire pour faire glisser une barre de longueur définie dans un bloc de béton de dimensions également fixées ;

— essai de traction-flexion (*beam-test*) consistant à mesurer le glissement d'une barre formant armature commune à deux blocs de béton distincts, dans un essai de flexion au cours duquel les blocs sont astreints à pivoter autour d'une articulation commune en acier.

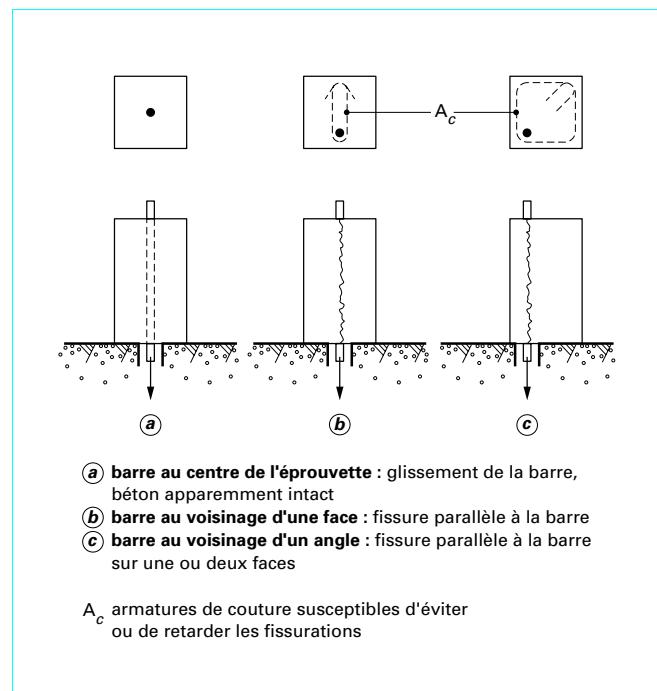


Figure 7 – Processus des ruptures d'adhérence suivant la position de la barre

Comme indiqué en [C 2 304, § 2.4.1] les armatures de béton armé sont également caractérisées par un autre coefficient qui intervient dans les calculs relatifs à la fissuration et par suite dans les sollicitations d'entraînement : c'est le **coefficient de fissuration**  $\eta$ . Il est pris égal à l'unité pour les barres lisses qui servent de critères de référence. Pour les barres HA, si elles ne satisfont pas aux valeurs des paramètres géométriques fixés par les normes, elles doivent faire l'objet de justifications expérimentales portant sur des éprouvettes en béton de section carrée, dans l'axe desquelles on a noyé une barre d'armature. L'essai consiste à exercer un effort de traction **sur cette barre** et à faire, sous diverses contraintes, des mesures des espacements et des ouvertures des fissures du béton qui l'enrobe.

On considère que l'adhérence est essentiellement un phénomène de frottement. La rupture d'adhérence peut se produire de deux façons différentes :

— soit par le glissement de la barre dans le béton qui reste apparemment intact dans le cas où cette barre est au centre d'un bloc de béton de dimensions transversales importantes (figure 7a) (principe de l'essai du *pull-out*) ;

— soit par fissuration longitudinale et rupture du béton d'enrobage si la barre est trop proche d'un parement (angle ou face) et s'il n'y a pas d'armatures de couture (figure 7b et c).

Les conditions fixées par les Règles résultent plus, en la matière, de l'expérience des constructeurs que d'essais systématiques. Il en est de même des conditions fixées pour éviter l'écrasement du béton à l'intérieur des parties courbes des barres. Il faut aussi noter que des ancrages par crochets normaux sur des longueurs insuffisantes dont la partie en retour est au voisinage d'un parement peuvent faire éclater le béton de ce parement en l'absence d'armatures de couture : il se produit en quelque sorte une tendance au redressement de l'extrémité de la partie courbe. Il en est de même pour les ancrages dits « en retour d'équerre ».

## 7. Étude expérimentale des pièces soumises à la torsion

Les essais sur les poutres soumises à la torsion ont été moins nombreux et moins systématiques que ceux concernant les pièces fléchies. Dans son livre *Éléments constructifs spéciaux du béton armé* [53] l'ingénieur général Robinson décrit néanmoins plusieurs séries d'essais sur des éléments soumis à ce mode de sollicitation et en analyse les résultats. Il passe successivement en revue ceux qui ont porté :

- a) sur des tubes cylindriques de révolution armés soit hélicoïdalement soit par cercles et tirants ;
- b) sur des tubes prismatiques à section carrée ou rectangulaire ;
- c) sur des poutres à section pleine circulaire ;
- d) sur des poutres à section rectangulaire ;
- e) sur des poutres en T, en L ou en double T ;
- f) enfin sur des poutres sollicitées en torsion et en flexion.

Il ne peut être question dans le cadre de la présente rubrique d'exposer en détail les résultats de ces essais d'autant que, dans les constructions courantes, la torsion est souvent une sollicitation secondaire plutôt qu'une sollicitation majeure. Dans l'ensemble, les essais confirmont la validité des méthodes de calcul des Règles BAEI résumées en [C 2 308, § 1.4] et les dispositions d'armatures préconisées. En général, ils mettent bien en évidence l'apparition et le développement de fissures inclinées suivant l'axe des pièces et une chute considérable de la rigidité de torsion dès leur apparition.

## 8. Étude expérimentale d'éléments particuliers

Il s'agit essentiellement d'éléments que l'on ne peut assimiler aux *pièces prismatiques* de la Résistance des Matériaux, les dimensions transversales des sections étant, au moins dans un sens, du même ordre de grandeur que les portées. Il est alors souvent difficile de se référer aux notions de moments de flexion et d'effort tranchant et de séparer les différents facteurs dans l'étude expérimentale. On est souvent conduit à faire varier certains paramètres (dimensions des sections de béton et d'armatures, caractères mécaniques des matériaux, dispositions des armatures, distances entre appuis) sur lesquels on peut agir.

### 8.1 Semelles de fondation sur sol

On les calcule usuellement comme indiqué en [C 2 314, § 6.3] par la méthode des bielles qui a été justifiée par les essais mentionnés en [92]. Ceux-ci ont montré que la rupture par insuffisance des armatures tendues se produisait normalement dans les sections situées dans l'axe de la charge transmise par un mur (semelle continue) ou par un poteau (semelles isolées), ce qui a conduit à rejeter certaines méthodes de calcul non fondées admettant des sections critiques différentes soi-disant justifiées par des répartitions directes des charges.

### 8.2 Semelles de fondation sur pieux

L'extension de la méthode des bielles aux calculs de ces semelles a reçu une justification dans les essais mentionnés en [94]. Le cas des semelles sur deux pieux se présente différemment de celui des semelles sur trois pieux et plus : le premier (cf. [C 2 314, § 6.3.3.1]) s'apparente à celui des poutres de grande hauteur avec, toutefois, des dimensions en épaisseur différentes de celles des parois fléchies ; les semelles sur trois pieux et plus (cf. [C 2 314, § 6.3.3.2 et 6.3.3.3]) font intervenir des conditions d'étreinte multiple en partie supérieure des semelles qui sont favorables quant à la résistance aux effets de poinçonnement. Pour une analyse des résultats d'essais, le lecteur pourra se reporter également à [53].

### 8.3 Parois fléchies et poutres-cloisons

Dans son livre [53], l'Ingénieur Général J.R. Robinson décrit les essais qui ont été effectués sur des poutres de grande hauteur par rapport à leur portée et en analyse les résultats. Les essais ont mis en évidence les dispositions d'armatures les plus favorables et celles qu'il convenait d'éviter. Sur le plan quantitatif, en revanche, les études expérimentales devraient être poursuivies pour préciser les sections d'armatures — principales ou réparties — strictement requises. En la matière, comme les poutres-cloisons, sans être exceptionnelles, ne sont pas des éléments courants, il convenait d'observer une certaine prudence comme l'ont fait les Règles BAEI d'autant qu'elles admettent des contraintes tangentes relativement élevées par rapport à celles des règlements étrangers [163].

### 8.4 Consoles courtes

Sur ce sujet, également, il convient de se référer à [53] où l'auteur relate et analyse divers essais effectués à l'étranger et ceux qu'il a lui-même dirigés au Centre expérimental de recherches et d'études du bâtiment et des travaux publics. Ces derniers, ainsi que les enseignements tirés de la pathologie, ont conduit à la méthode de calcul exposée dans les Règles BAEI [C 2 314, § 2.7.4] et aux dispositions d'armatures préconisées [53, 163].

### 8.5 Articulations

L'Ingénieur Général J.R. Robinson décrit et analyse dans son livre [53] divers essais effectués tant en France qu'à l'étranger sur les articulations en béton armé, aussi bien sur les articulations à roulement (A. Caquot) que sur les articulations à section rétrécie (E. Freyssinet). Les Règles BAEI ne donnent de prescriptions que sur celles du dernier type qui sont d'une exécution plus facile [C 2 310, § 2.6].

## 9. Justification par l'expérimentation

Depuis les Règles BA 1945, tous les règlements français ont admis la justification par l'expérience des pièces qu'aucune méthode de calcul réglementaire ne permettait de justifier, suivant le principe énoncé par A. Caquot sous la forme « Expérience passe science ».

Les Règles BAEI donnent, en leur article A 8.4, des principes généraux sur les conditions dans lesquelles la justification par l'expérimentation peut intervenir et être conduite, soit pour apporter une contribution au calcul des sollicitations, soit pour servir à justifier le comportement et la résistance vis-à-vis des actions exercées. Des précisions sont notamment données sur le nombre d'éléments à essayer, lequel doit permettre, particulièrement dans le cas de pièces élaborées en série, une exploitation statistique correcte.

Il convient de se méfier des résultats d'essais globaux, en nombre limité : on doit chercher à étudier séparément les différents paramètres susceptibles d'intervenir ; ce n'est pas toujours facile ainsi que nous l'avons vu au début du paragraphe 8, mais il importe de traiter systématiquement chacun des divers facteurs sur lesquels on peut agir.

On déclare souvent que la recherche est essentiellement un travail d'équipe, c'est surtout vrai pour la recherche fondamentale ; mais dans un domaine technique limité, le responsable d'un pro-

gramme expérimental ne doit pas trop laisser à ses collaborateurs, si qualifiés soient-ils, le soin de suivre à sa place le déroulement des essais surtout dans la phase finale, car les comptes rendus, même les plus détaillés, qui pourraient lui être faits, ne sauraient remplacer l'examen visuel personnel des phénomènes qui se produisent dans les différentes phases d'un essai, surtout dans la période ultime. Si l'on ne s'astreint pas aux contraintes qui peuvent en résulter, on risque d'éprouver quelques déceptions lors de l'interprétation des résultats.

On dit quelquefois que l'expérimentateur ne doit pas avoir d'idées préconçues, c'est une formule non fondée car, sans idées a priori, comment établir un programme cohérent d'essais systématiques ? En revanche, il faut savoir changer d'avis si les faits contredisent les hypothèses de départ et cela sans complexes, en ayant présente à l'esprit la remarque formulée par E. Freyssinet « Les expériences les plus instructives sont celles qui ne réussissent pas ».

# 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

### Traités généraux, formulaires et guides d'emploi

#### Traités 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 LAVAUR (R.C.). – *Traité de béton armé*. Tome I : Généralités. Propriétés générales. Mécanique expérimentale du béton armé. 356 p., 16 × 25, 4<sup>e</sup> 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<sup>e</sup> tirage, 1981, Eyrrolles.

#### 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<sup>e</sup> éd., 1967, Eyrrolles (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<sup>e</sup> éd. complétée et refondue par (W.A.) JALIL, 1976, Eyrrolles (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<sup>e</sup> tirage, 1981, Eyrrolles (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.), LAVAUR (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/mm<sup>2</sup>*. Règles 1948, ronds n° 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<sup>e</sup> tirage, 1975, Eyrrolles.
- [28] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé*. Circulaire MEL n° 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° 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, Eyrrolles (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, Eyrrolles (épuisé).

- [32] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton pré-contraint suivant la méthode des états-limites (Règles BPEL 91)*. 15,5 × 24, 328 p., 1993, Eyrrolles (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, Eyrrolles (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<sup>er</sup> du fascicule 4 du CCTG n° 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° 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° 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° 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° 71-155 du 29 déc. 1971 et n° 75-156 du 30 déc. 1971. BOMET Fasc. Spéc. n° 72-21 bis.

- [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, Eyrrolles (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, Eyrrolles.
- [42bis] *Règles PS applicables aux bâtiments (Règles PS 92)*, 17 × 24, 288 p., 1996, Eyrrolles.
- Sollicitations 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. Aboques en flexion simple et composée conformes aux Règles BAEL*. 412 p., 16 × 25, 305 fig., 22 tabl., 1976, Eyrrolles (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].
- Sollicitations tangentes**
- 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, Eyrrolles.
- [54] FAUCHART (J.). – *Rupture des poutres de section rectangulaire en béton armé ou pré-contraint, par torsion et flexion circulaire combinées*. Ann. ITBTP, janv. 1973.
- Sollicitations 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<sup>e</sup> éd., 1981, Eyrrolles (épuisé).
- [60] FUENTES (A.). – *Béton armé. Calcul des ossatures (Torsion - Flambement - Oscillations - Déformations plastiques)*. 15,5 × 24, 232 p., 1987, Eyrrolles.
- [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, Eyrrolles.
- 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] ALBIGENCE (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, Eyrrolles.
- 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, Eyrrolles.
- Voir également [150].
- Parois fléchies. Consoles courtes**
- Voir également [53].
- [70] LEONHARDT (F.) et ALBIGENCE (M.). – *Poutres-cloisons et recommandations internationales du CEB pour le calcul des poutres-cloisons*. Ann. ITBTP, janv. 1970.
- [71] *Recommandations provisoires du Bureau Securitas 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, Eyrrolles (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 des 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] ALBIGENCE (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 la 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 Charpenets.
- [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, conoides et conoïdes*.

daux. Méthode de calcul simplifiée. 1966, Eyrolles.

[98] DIVER (M.) et FARGETTE (F.). – Étude des voiles plissés. Ann. ITBTP, mars-avr. 1968.

[99] GUERRIN (A.). – Traité de béton armé. Tome V : Toitures, voûtes, coupole. 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] LEBEGUE (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 x 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 VIRGOUEUX (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-SAFAI (V.) et RAHIMIAN (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 x 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 x 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 x 24,3, 484 p., 1986, Eyrolles.

[155] CHARON (P.). – Exercices de béton armé avec leurs solutions selon les Règles BAEL 83. 15,4 x 25,304 p., 1985, Eyrolles.

[156] FUENTÈS (A.). – Le béton armé après fissuration (État de service, état-limite ultime, ductilité. Mécanismes de rupture des structures hyperstatiques. 15,5 x 24, 136 p., 1987, Eyrolles).

[157] FUENTÈS (A.), LACROIX (R.) et THONIER (H.). – Traité de béton armé. 16 x 25,4, 632 p., 1982, Eyrolles (additif Règles BAEL 83).

[158] FUENTÈS (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 x 21, pliage accordéon, 1981, (épuisé) ; BAEL 2. 20 p., 10 x 21, pliage accordéon, 1981.

[160] ARTOPOEUS (J.), FOURÉ (B.), HUEBER (J.) et PERCHAT (J.). – Manuel d'application des Règles BAEL. 196 p., 15 x 23, 153 fig., 19 tabl.,

## BÉTON ARMÉ : RÈGLES BAEL

- 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 WATTECAMP (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 BAEL 80*. Ann. ITBTP, mars 1981.
- [164] FAUVE (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 (BAEL 91 et DTU associés)*. 17 x 24, 296 p., 1995, Eyrrolles.
- [172] MOUGIN (J.P.). – *Cours de béton armé BAEL 91. Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments*. 17 x 24, 288 p., 1992, Eyrrolles.
- [173] MOUGIN (J.P.) et PERROTIN (P.). – *Formules simples pour le prédimensionnement des sections de poutres en béton armé compte tenu du règlement BAEL 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, Eyrrolles.
- [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, tome 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 sexies 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] LOGEAIS (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 BAEL 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° 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, Eyrrolles (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, févr. 1982.
- [194] *Renforcement et réparation des structures*. Ann. ITBTP, janv.-févr. 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, Eyrrolles (épuisé).
- [200] PERCHAT (J.) et ROUX (J.). – *Pratique du BAEL 91*. 17 x 24, 416 p., 1998, Eyrrolles.
- [201] PERCHAT (J.) et ROUX (J.). – *Maîtrise du BAEL 91 et des DTU associés*. 17 x 24, 408 p., 1998, Eyrrolles.
- [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, Eyrrolles.
- [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 massifs pulvérulents 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*, Ed. 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).