

Béton armé : Règles BAEL

Exécution et estimation des travaux

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

Le paragraphe **Coffrage** a été rédigé avec le concours de **Claude BONETAT**, Président des Commissions de normalisation : Banches pour ouvrages en béton ; Plates-formes de travail en encorbellement.

1. Coffrage	C 2 316 - 2
1.1 Coffrage proprement dit	— 2
1.2 Étalement	— 4
1.3 Étude et projet d'un coffrage	— 5
2. Ferrailage	— 6
2.1 Conception et optimisation du ferrailage	— 6
2.2 Commandes	— 7
2.3 Transport, stockage et manutention	— 8
2.4 Coupe	— 8
2.5 Façonnage	— 8
2.6 Procédés d'assemblage ou d'ancrage d'armatures	— 9
2.7 Montage et mise en place des armatures	— 10
2.8 Arrimage des armatures entre elles	— 10
2.9 Maintien dans le coffrage	— 11
3. Confection et mise en œuvre du béton	— 11
3.1 Fabrication du béton	— 11
3.2 Transport du béton	— 12
3.3 Mise en place du béton	— 12
3.4 Vibration du béton	— 12
3.5 Reprises de bétonnage	— 12
3.6 Cure du béton	— 12
4. Décoffrage	— 13
5. Estimation des ouvrages	— 13
5.1 Établissement du devis quantitatif	— 13
5.2 Établissement du devis estimatif	— 14
Pour en savoir plus	Doc. C 2320

Dans ce qui suit, on n'envisage que les techniques du béton traditionnel exécuté *in situ*. Pour les techniques de préfabrication en atelier ou foraine (sur le chantier), se reporter à l'article **Techniques de préfabrication des bâtiments** du présent traité.

Les quatre phases normales d'exécution des ouvrages en béton armé traditionnel sont le coffrage, le façonnage et la mise en place des armatures, la confection et la mise en œuvre du béton, le décoffrage. Au cours de ces quatre phases, les mesures de prévention destinées à assurer la sécurité du personnel de chantier ne doivent pas être perdues de vue. Il y a tout intérêt à les concevoir, à les organiser à l'avance et à les incorporer dans le projet d'exécution des travaux.

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. Coffrage

On désigne sous le nom de **coffrage** à la fois l'opération consistant à réaliser le moule dans lequel on met en œuvre le béton, et le moule lui-même. On établit souvent une distinction entre le **coffrage** proprement dit, et ses supports, auxquels on donne le nom d'**étalement**.

La description des différents types de coffrages, ainsi que l'étude des problèmes liés à leur utilisation, y compris ceux relatifs à la sécurité du personnel de chantier, se trouvent à l'article *Béton hydraulique. Mise en œuvre* [C 2 230] auquel nous renvoyons le lecteur. Seuls quelques aspects particuliers, d'ordre technique ou économique, sont évoqués dans le présent article.

1.1 Coffrage proprement dit

1.1.1 Évolution des méthodes de coffrage

Alors que le ferrailage et le bétonnage n'ont cessé de faire l'objet d'études qui en ont peu à peu amélioré la technique et l'économie, les méthodes de coffrage n'ont, pendant des années, fait que peu de progrès.

Longtemps on a admis qu'un chef de chantier ou même un ouvrier expérimenté pouvait réaliser n'importe quel coffrage, à condition d'avoir une scie, un marteau et des clous, ainsi que du bois en quantité suffisante.

Les ouvriers-coffreurs employaient donc des planches, bastaings et madriers en les clouant, les déclouant et détruisant donc à chaque fois le moule qui avait été fabriqué, sans grand souci d'utilisation rationnelle ou d'économie. Pourtant, il a fini par apparaître qu'un perfectionnement des procédés de coffrage était plus *payant* qu'un perfectionnement des procédés de ferrailage ou de bétonnage (§ 5.2).

C'est pourquoi, au cours des dernières années, on a assisté à une évolution considérable des méthodes de coffrage.

De la notion de coffrages entièrement exécutés sur place et le plus souvent non réutilisables, et grâce aux progrès accomplis dans la simplification, l'uniformisation et la modulation des structures de bâtiment en particulier, on est progressivement passé à la notion de *coffrages-outils* fabriqués industriellement, réutilisables un grand nombre de fois et plus ou moins sophistiqués ; ces coffrages-outils n'ont pas, toutefois, totalement supplanté les méthodes antérieures.

On distingue donc actuellement :

- les **coffrages traditionnels**, complètement fabriqués sur le chantier et le plus souvent en bois ; ils sont coûteux en matériau et en main-d'œuvre ;
- les **coffrages industrialisés**, fabriqués par un constructeur spécialisé ou par l'entreprise, et assemblés sur le chantier ; ces coffrages, de grandes dimensions et pouvant être transportés et réutilisés sans démontage, sont soit en métal, soit en bois, soit encore composites ; ils constituent un investissement coûteux à l'achat.

1.1.2 Exigences concernant un coffrage

On exige d'un coffrage un grand nombre de qualités : qu'il se prête facilement au montage et au démontage, qu'il ne se déforme pas, qu'il subisse sans dommages les manipulations, les chocs et les manutentions à bras d'homme ou par des appareils de levage. À cela, il faut encore ajouter un certain nombre d'autres exigences :

- exactitude des dimensions ;
- robustesse (résistance à la pression du béton, aux chocs, à la vibration) ;
- stabilité ;
- étanchéité ;
- aptitude à la mise en place précise et aisée des armatures ;
- aptitude à un bon remplissage ;
- aptitude à un décoffrage sans dommages ;
- possibilité de réaliser les parements désirés (rugueux ou lisses suivant les cas) ;
- absence de détérioration à l'humidité ou au contact du béton frais ;

— économie, le prix d'achat ou de fabrication devant être évidemment en rapport avec le nombre de réemplois prévus, ou possibles ;

— facilité d'entretien (sans perte d'accessoires), etc.

Pour les structures courantes, le coût du coffrage représente environ 30 à 50 % du prix du béton fini, d'où l'intérêt d'une étude soignée ; les dispositions constructives doivent être concrétisées par des dessins, qui ne doivent pas être confondus avec les plans dits *de coffrage*, lesquels ne constituent que la représentation de ce qu'il faut coffrer.

1.1.3 Dispositions particulières

■ Fondations

La diversité des formes, les exigences peu sévères vis-à-vis des tolérances dimensionnelles et des parements font que les fondations sont presque toujours coffrées de façon traditionnelle.

Dans le cas de semelles trapézoïdales (forme de moins en moins fréquente toutefois), il faut empêcher le coffrage de remonter sous l'effet de la pression qui s'exerce sur les faces inclinées en l'ancrant dans le sol (figure 1).

■ Poutres

L'étaie et le coffrage des poutres doivent être étudiés de manière que la sous-face des hourdis et les joues des poutres puissent être décoffrées sans enlever les fonds de moules et les étais de poutres, lesquels restent normalement en place plus longtemps (§ 4).

■ Parois verticales ou obliques

Les parois verticales ou obliques (murs, voiles, parois de réservoirs ou de silos, etc.) sont coffrées sur leurs deux faces, à moins que l'on puisse utiliser, pour l'une d'elles, le terrain ou une paroi déjà existante. Dans ce dernier cas, il convient de s'assurer que la paroi est apte à équilibrer la poussée du béton et, sinon, il faut prévoir, pour cette paroi, un étaie approprié.

Actuellement, on utilise couramment des **banches monoblocs** [C 2 230, § 3.3.1.2]. Il s'agit d'éléments modulaires préfabriqués de grandes dimensions (hauteur courante 2,50 m à 3 m ; longueur : 0,50 m à 12 m). Il en résulte que les banches offrent une grande prise au vent aussi bien lors des manutentions à la grue que sur les plans de travail, et des mesures de sécurité particulières sont à prendre tant en position d'attente qu'en position de travail pour éviter les accidents [C 2 230, § 3.5.1].

Il existe de nombreux types de banches monoblocs. Les modèles les plus courants sont entièrement métalliques. Ils doivent répondre aux prescriptions de la norme NF P 93-350 de juin 1995.

Les fabricants livrent généralement un équipement de base standard et des accessoires complémentaires.

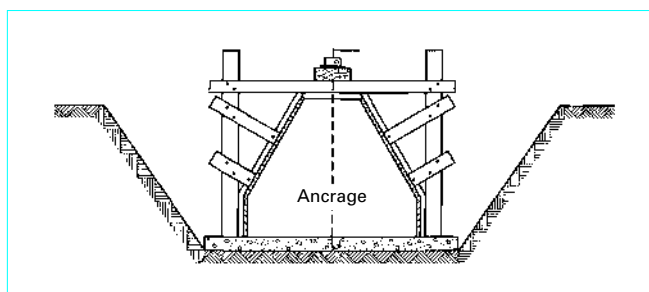


Figure 1 – Coffrage d'une semelle de fondation continue

L'équipement de base se compose :

- du panneau coffrant proprement dit, avec ses raidisseurs, vérins de mise à niveau à la base, anneaux de levage en tête ;
- d'un système de maintien, par exemple, vérins en pied des fermes de raidissement ;
- de dispositifs de sécurité : passerelle avec garde-corps, échelle ;
- d'un système de stabilisation au vent.

Les accessoires se composent d'entretoises, de rehausses, de dispositifs complémentaires de sécurité, de systèmes d'adaptation divers, etc.

Les **entretoises** placées en tête, en pied et, si nécessaire, à mi-hauteur de banche équilibrent la poussée du béton frais et maintiennent, entre deux banches parallèles, une distance constante égale à l'épaisseur du mur à réaliser. Si elles doivent être récupérées, une gaine en matière plastique évite leur adhérence au béton.

Il peut s'agir :

- de simples barres d'armatures, tendues puis bloquées par des dispositifs à clavette ou à excentrique ;
- de tiges à filetage à grand pas et écrous à grande inertie (l'écrou une fois lancé se serre tout seul, rapidement, et est bloqué au marteau ; les temps de vissage et de dévissage sont réduits et la vulnérabilité aux chocs ou au colmatage par le béton des filetages traditionnels est évitée).

Les **rehausses** permettent de modifier la hauteur des banches. Toute adjonction de rehausse nécessite soit de vérifier les conditions de résistance (pression du béton) et de stabilité (vent) de la banche munie de sa rehausse et de ses dispositifs de stabilisation, soit de procéder à un remplissage plus lent que dans le cas où la hauteur est normale.

En cas d'utilisation de banches rehaussées, il convient de faire respecter impérativement par le chantier l'arrêt de coulage à la hauteur prescrite par le fabricant.

Les seuls inconvénients des banches monoblocs résident dans leur prix élevé à l'achat, dans leur masse surfacique (entre 70 et 125 kg/m²) et dans le fait qu'elles ne sont normalement pas adaptables. Mais elles permettent le coffrage rapide et répétitif de grandes parois planes et un nombre de réemplois élevé (de 200 à 500), ce nombre n'étant limité que par les déformations d'ensemble ou locales qui finissent inévitablement par se produire, à la suite de manutentions effectuées sans douceur.

Il existe également des banches mixtes, dont la surface coffrante est le plus souvent en contreplaqué raidi au moyen d'éléments métalliques (treillis, profilés ajourés, etc.) fabriqués industriellement et vendus sur catalogue. Cela permet une grande souplesse d'utilisation, les possibilités d'adaptation ou de transformation étant multiples.

En particulier, il est aisé de réaliser des surfaces courbes en remplaçant les raidisseurs secondaires par des tendeurs à lanterne qui permettent d'obtenir une certaine courbure.

En revanche, les dispositifs de sécurité et les plates-formes de travail n'étant pas incorporés, il convient de ne pas oublier de les prévoir et d'y porter une attention toute particulière.

■ Dalles planes

Les dalles peuvent être coffrées sur une seule face jusqu'à une inclinaison de 35° sur l'horizontale. Au-delà, on retombe dans le coffrage des parois sur deux faces.

À noter que les tables coffrantes [C 2 230, § 3.3.2.2] de même que les coffrages-tunnels [C 2 230, § 3.3.1.3], très employés dans les années 1960 à 1970, sont, depuis, quelque peu délaissés. L'architecture simpliste de nombre d'immeubles construits à cette époque (en particulier dans les « cités-dortoirs » de mauvaise réputation) a laissé la place à des architectures beaucoup plus complexes, qui ne facilitent pas l'usage de ce type de coffrages.

En revanche, les dalles sont très fréquemment coulées sur des coffrages perdus (prédalles, [C 2 314, § 3.6]). Dans le cas où l'élé-

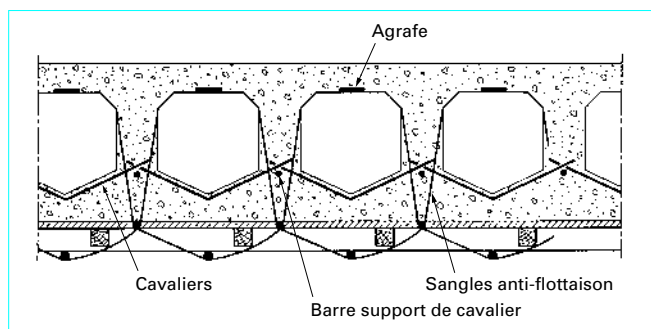


Figure 2 – Arrimage de coffrages perdus

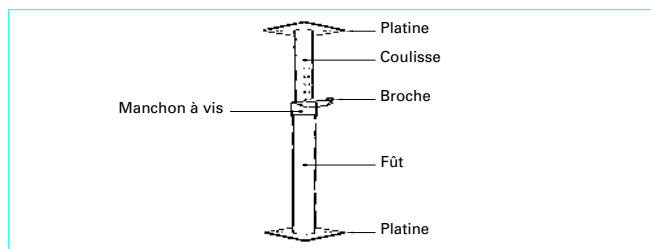


Figure 3 – Étai métallique

gisement d'une dalle est obtenu par l'emploi de coffrages perdus creux d'un type particulier, ceux-ci, soumis à la pression hydrostatique, doivent être convenablement arrimés au coffrage (figure 2).

1.2 Étaielement

Un support de coffrage doit remplir trois fonctions :

- une fonction géométrique de réglage (niveau, horizontalité, verticalité, etc.) et de maintien en position dans l'espace des divers éléments constituant le coffrage ;
- une fonction mécanique de transmission des charges aux points d'appui et de stabilisation du coffrage tant durant les opérations de préparation (mise en place du ferrailage, des réservations, des inserts, etc.) du bétonnage que pendant l'opération de bétonnage elle-même ;
- une fonction poste de travail (plate-forme et accès).

1.2.1 Constitution

Les supports de coffrage sont normalement constitués par des étais, des tours d'étaielement ou des dispositifs liés au coffrage lui-même.

Pour les **ossatures de bâtiments**, on utilise couramment :

- des **étais à vis, en acier**, de 1,70 à 4 m de longueur (charge utile : 10 à 30 kN). Ces étais doivent répondre aux prescriptions de la norme NF P 93-321 (en cours de révision).

Un étai métallique se compose de plusieurs parties (figure 3) : un fût, une coulisse, un manchon à vis, une broche et des platines (ou une fourche) d'appui.

- des **tours d'étaielement** (figure 4), obtenues par emboîtement de cadres ou d'éléments tubulaires légers permettant de nombreuses combinaisons. Ces tours, de plus en plus employées de nos jours à la place des étais individuels, assurent une bonne stabilité au cof-

Les étais métalliques sont très couramment utilisés, mais il y a beaucoup de fautes à l'emploi : par exemple, la broche, qui est un acier au carbone de nuance douce de diamètre $\varnothing \geq 12$ mm et présentant une garantie de résistance au pliage, est trop souvent remplacée par un quelconque rond à béton, parfois d'un diamètre inférieur. Il arrive aussi que la charge soit trop excentrée, qu'un rehaussement soit improvisé par superposition de briques ou de parpaings creux, etc. Il faut faire la chasse à toutes ces mauvaises pratiques.

frage et facilitent la création d'un poste de travail sécurisant pour les opérateurs (plate-forme de ferrailage et de bétonnage).

Les tours d'étaielement sont industrialisées. On trouve dans le commerce des tours de 120, 240 et 400 kN de charge utile (transmettant donc 30, 60 et 100 kN par pied). En général, ces tours sont équipées de dispositifs mécaniques ou hydrauliques offrant une course de 1,00 m pour le décintrage. Ces tours font l'objet de la norme NF P 93-550 (en cours de révision).

Dans les cas où les tours d'étaielement standards ne peuvent être utilisées, on les remplace normalement par des **échafaudages tubulaires** constitués par des tubes indépendants, de différentes longueurs, assemblés par colliers, mais le montage, aussi bien que le démontage, de tels échafaudages demande beaucoup de temps et exige une main-d'œuvre spécialisée, donc coûteuse.

Pour les **ouvrages d'art**, on utilise les mêmes supports qu'en bâtiment et en outre :

- des **étais lourds en acier**, encore appelés *pylônes*, de 6 à 20 m de hauteur et de 80 à 400 kN de charge utile ;
- des **tours d'étaielement à membrures lourdes** (charge utile : de 400 à 600 kN par tour).

1.2.2 Fondations des supports de coffrage

Qu'il s'agisse d'un sol ou de structures intermédiaires, les étaielements doivent reposer sur des appuis solides.

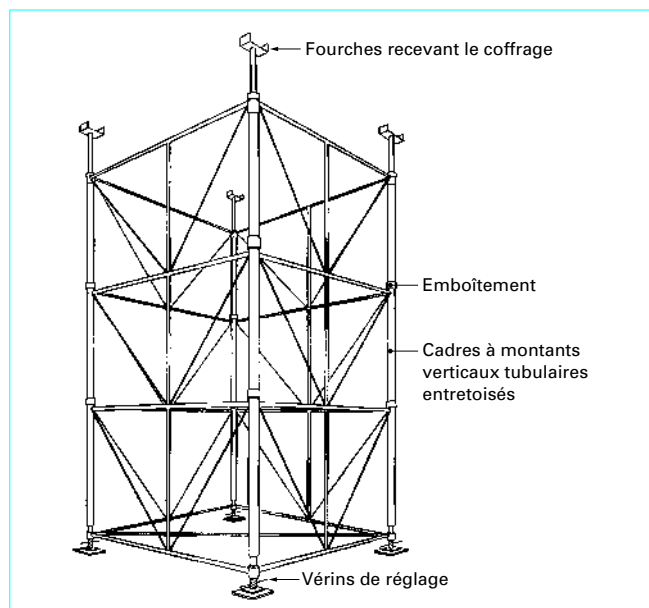


Figure 4 – Tour d'étaielement

Le calage peut être réalisé soit par des cales mariées, en forme de coins, placées en partie haute ou en partie basse mais non aux deux à la fois, soit par des vérins à vis aux extrémités.

Les pièces supportées doivent toujours être *centrées* et calées ; si elles sont inclinées, l'inclinaison est compensée par des cales elles-mêmes empêchées de glisser au moyen d'une butée appropriée. Il en est de même pour l'appui d'un étai vertical sur une longrine de fondation reposant sur un talus incliné.

Dans le cas d'une fondation sur talus entaillé ou en gradins, la stabilité du sol doit être vérifiée ; dans le cas des gradins, la stabilité peut être renforcée par un système de palplanches ancrées ou de contre-fiches.

1.2.3 Entretoisement

Les étais doivent toujours être entretoisés de manière à ne pas basculer et à ne pas flamber. On prévoit normalement :

- une liaison horizontale complète à 30 cm environ de chacune des deux extrémités (inférieure et supérieure) ;
- des liaisons diagonales dans deux plans verticaux orthogonaux, avec une pente sur l'horizontale comprise entre 30° et 60° ;
- éventuellement, des liaisons diagonales dans des plans horizontaux.

1.3 Étude et projet d'un coffrage

Il est généralement admis de ne pas calculer les coffrages simples et conventionnels. Ces coffrages sont établis selon les *règles de l'art* connues de tous les bons chefs coffreurs.

De même, du fait de la généralisation de l'emploi des coffrages industrialisés, il n'est pas très courant d'avoir à calculer un coffrage ; toutefois, cette circonstance n'est pas à écarter. C'est pourquoi nous donnons ci-après quelques principes généraux susceptibles de permettre d'effectuer un tel calcul. Les valeurs numériques indiquées complètent celles que l'on peut trouver en [C 2 230, § 3.5].

L'étude d'un coffrage diffère de celle d'un ouvrage définitif en ce qu'elle doit tenir compte du fait que le matériel qui sera utilisé a, en général, déjà servi et peut présenter de légers dommages affectant ses performances. Dans l'ignorance des utilisations antérieures d'un matériel, il convient de réduire les contraintes admissibles qui sont réglementairement fixées dans l'hypothèse d'un matériel neuf.

1.3.1 Choix de la structure du coffrage

Ce choix est fonction :

- des points d'appui disponibles ;
- des contingences du chantier (moyens de manutention, coût et disponibilité du matériel, etc.) ;
- du programme de bétonnage, la cadence de celui-ci étant fixée en fonction du délai nécessaire entre le bétonnage et le décoffrage, du temps nécessaire au décoffrage, démontage et remontage des coffrages, etc.

Pour certains chantiers, il est nécessaire d'isoler le béton du froid ou de le chauffer. Il convient alors de faire appel à des spécialistes en isolation ou en chauffage dès le stade de la conception du coffrage.

1.3.2 Principe du calcul

Le coffrage et son étalement doivent avoir la capacité nécessaire pour résister aux forces auxquelles ils sont soumis :

- avant et pendant le bétonnage ;

— pendant le durcissement du béton, jusqu'à ce que ce dernier ait acquis la résistance suffisante.

On applique les **méthodes classiques de Résistance des Matériaux**. Sauf cas exceptionnel, les éléments continus ou non sont toujours considérés comme non solidaires les uns des autres. Les sections et dimensions sont déterminées pour équilibrer toutes les charges appliquées, avec leurs composantes verticales et horizontales.

En raison des écarts de positionnement des éléments toujours possibles, il convient de prendre systématiquement en compte une excentricité probable des charges.

Pour les poutres et dalles de portée supérieure à 7 m, on donne généralement au coffrage une contre-flèche, à définir en accord avec le projeteur de la structure en béton.

1.3.3 Propriétés mécaniques et physiques des matériaux couramment utilisés

■ Bois résineux

Les contraintes admissibles et les modules de déformation longitudinale sont ceux définis dans les Règles de calcul et de conception des charpentes en bois (Règles CB 71).

La masse volumique moyenne est de 500 à 600 kg/m³.

■ Contreplaqué

Les contraintes admissibles en flexion sont, lorsque les fils des plis extérieurs sont perpendiculaires au sens de la flexion, de 4 MPa pour l'okoumé et 5 MPa pour l'ozigo.

Du point de vue des déformations, l'okoumé et l'ozigo sont sensiblement isotropes et leurs modules de déformation longitudinale sont, respectivement, de 4 000 et 6 000 MPa.

Les masses surfaciques moyennes par mm d'épaisseur sont, respectivement, de 0,5 et 0,6 kg/m².

■ Acier

Les contraintes admissibles sont celles fixées par les Règles de calcul des constructions en acier (Règles CM 66). La masse volumique est de 7 850 kg/m³.

1.3.4 Calcul des coffrages horizontaux

■ Charges verticales

Il convient de considérer :

- le poids propre du coffrage (environ 0,5 kN/m² pour les coffrages en bois classiques) ;
- le poids du béton frais, celui des armatures et des diverses pièces incorporées au béton (au total, environ 25 kN/m³) ;
- les charges de chantier (personnel, matériel, stockage, charges de circulation, installations de chantier) et leurs effets dynamiques éventuels.

Pour les opérations de bétonnage classiques, ces charges peuvent être estimées entre 1,5 et 3,5 kN/m², la valeur courante étant habituellement de 2 kN/m².

Une attention spéciale doit être portée :

- aux zones utilisées pour le stockage de matériaux ;
- au déversement du béton par tas successifs sur un coffrage calculé pour une dalle de faible épaisseur (origine de nombreux accidents) ;
- aux effets d'impact localisés dus au déchargement brutal de bennes de béton, etc.

■ Marche du calcul

Les distances entre raidisseurs primaires d'une part, entre raidisseurs secondaires d'autre part, ainsi que les distances entre étais dans les deux directions (c'est-à-dire aussi les portées de ces mêmes raidisseurs primaires et secondaires) sont fixées par la plus

défavorable des trois conditions suivantes, à vérifier successivement pour chacun des éléments concernés :

- condition de résistance à la flexion ;
- condition de résistance au cisaillement ;
- condition de déformation (en général $f/\ell \leq 1/300$, $1/500$ ou $1/1\,000$, selon l'aspect recherché pour le parement ; voir aussi [C 2 230, § 3.5.5].

■ Étais individuels

Chaque étau supporte une charge centrée égale à la réaction d'appui exercée par l'élément supporté à l'emplacement de cet étau. Il faut vérifier la contrainte locale sur l'aire de contact de l'étau et de l'élément qu'il supporte (et éventuellement, la contrainte locale sur l'aire de contact mutuel des raidisseurs).

La longueur de flambement d'un étau est prise égale à sa longueur réelle.

Un étau métallique ne se calcule pas : la fiche technique accompagnant la fourniture d'étais doit comporter un abaque donnant la charge d'utilisation en fonction de la hauteur de l'étau (figure 5) ; le projeteur doit s'y reporter.

La hauteur minimale d'un étau est une donnée de construction ; la hauteur maximale est limitée à 200 fois le rayon de giration évalué sur l'aire nette de la coulisse.

La charge d'utilisation, qui doit être au moins égale à 10 kN (1 t) ne peut excéder :

- la plus faible des quatre limites, N_1 , N_2 , N_3 , N_4 correspondant respectivement :

- à la pression de contact maximale autorisée sous les platines,
 - à la résistance à la flexion des platines,
 - à la résistance au cisaillement de la broche,
 - à la pression de contact broche-coulisse (où il peut se produire un *matage* et une ovalisation des trous) ;
- les trois quarts de la charge d'affaissement N_a déterminée au cours d'un essai, l'excentricité étant égale au rayon de la coulisse.

1.3.5 Calcul des coffrages verticaux

Pour le calcul de la pression latérale exercée par le béton frais sur les coffrages, se reporter à [C 2 230, § 3.5.4].

Les systèmes de raidissement des coffrages verticaux sont variés et peuvent être plus ou moins complexes. Les distances entre raidisseurs sont déterminées selon les mêmes principes que pour les coffrages horizontaux (marche du calcul, § 1.3.4) en remplaçant la charge verticale par la pression horizontale.

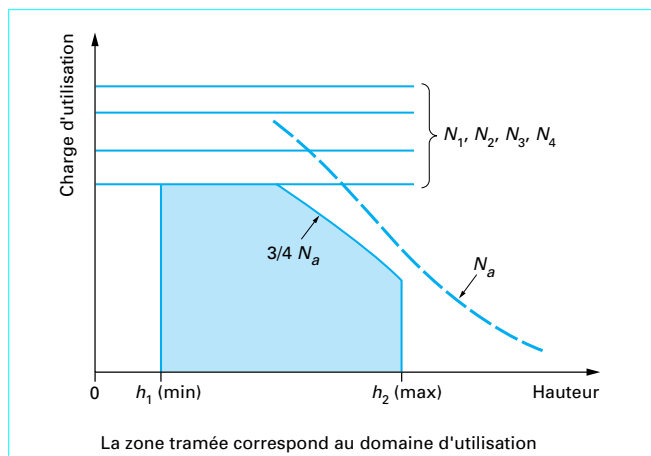


Figure 5 – ABAQUE DÉFINISSANT LE DOMAINE D'UTILISATION D'UN ÉTAI MÉTALLIQUE

Le rôle des supports est ici joué par les entretoises, chacune d'elles devant résister à la traction due à la réaction à son niveau de l'élément qu'elle maintient. La stabilité doit, par ailleurs, être assurée au moyen d'un étaieement convenable.

Remarque

1. Il n'est pas normalement nécessaire de prendre une marge complémentaire pour tenir compte d'un effet d'impact lorsque le béton est déversé d'une certaine hauteur dans le coffrage.

2. Les bétons pompés donnent lieu à de grandes vitesses de remplissage, dont il faut tenir compte.

De même, si le béton est mis en place par un tube plongeur dont l'extrémité est immergée dans le béton frais, il y a accroissement des pressions sur les coffrages.

Pour les poteaux, l'introduction du béton sous pression par la base entraîne une augmentation de 50 % par rapport à la pression hydrostatique.

3. La poussée est d'autant plus grande que le délai qui s'écoule entre la fabrication et la mise en œuvre du béton (transport plus temps d'attente) est lui-même plus court.

4. Si une face coffrée quelconque est inclinée, il faut tenir compte de la composante verticale de la poussée et maintenir les coffrages en conséquence.

2. Ferrailage

Le terme *ferrailage* est utilisé pour désigner :

- l'ensemble des opérations nécessaires pour la mise en œuvre, aux emplacements convenables, des armatures auxquelles ont été données préalablement les formes définies par les dessins d'exécution ;
- l'ensemble des armatures d'un élément ou d'un ouvrage.

Autrefois traditionnellement exécuté sur le chantier, le ferrailage est maintenant fréquemment préparé dans des ateliers de préfabrication d'armatures et amené par tronçons tout prêts à l'emplacement de son montage. Les armatures industrielles pour le béton (AIB) font l'objet de la norme NF A 35-027.

2.1 Conception et optimisation du ferrailage

Les calculs de béton armé ne conduisent qu'à des sections d'armatures, que le projeteur doit transformer en un certain nombre de barres, dont il fixe les diamètres, les longueurs et, si besoin, les espacements, en cherchant à se conformer aux dispositions-types telles qu'elles ont été définies par exemple en [C 2 310, § 2.3.3.3], [C 2 314, § 2.3.1.4], [C 2 310, § 1], etc.

Plusieurs solutions étant possibles, le projeteur ne doit pas choisir d'emblée n'importe laquelle d'entre elles, mais se livrer à un examen critique prenant en compte certaines considérations d'ordre pratique ou économique, à la suite duquel il pourra retenir celle qui, selon lui, constitue la meilleure de ces solutions.

Parmi ces considérations, on peut citer celles qui visent à une réduction des coûts de stockage et de façonnage des armatures, qui peut être obtenue :

- par une réduction du nombre de diamètres différents utilisés ;
- par une diminution des façonnages (ou du nombre de formes d'armatures différentes) ;
- par le recours systématique à des armatures préfabriquées ou à des produits industriels tels que les treillis soudés.

2.1.1 Réduction du nombre de diamètres différents

L'analyse de la fréquence d'utilisation d'un diamètre donné dans l'ensemble des constructions montre qu'il est facile de réduire le nombre de diamètres différents à 6, ou même moins.

Lorsqu'on est libre du choix des dimensions, il suffit parfois de modifications mineures pour, éventuellement, optimiser une solution.

Exemple : considérons le cas d'un poteau carré de 1,00 m de côté ayant à transmettre une charge ultime centrée de 10,7 MN à quatre pieux de 0,75 m de diamètre, disposés aux angles d'un carré de 1,90 m de côté (méthode de calcul de la semelle, voir [C 2 314, § 6.3.3.3]).

Les choix sont vastes : hauteur de la semelle, disposition des armatures, répartition des efforts entre celles-ci.

Un premier calcul, à partir d'une hauteur utile de 1,00 m choisie a priori et en attribuant 60 % des efforts à équilibrer à des armatures parallèles aux côtés de la semelle et 40 % à des armatures disposées suivant les diagonales conduit, pour les premières à 4 cerces $\varnothing 20 + 3$ cerces $\varnothing 25$ alternés et, pour les secondes, par diagonale, à 4 $\varnothing 20 + 3 \varnothing 25$ alternés.

Même si cette solution est *mathématiquement* acceptable, elle ne l'est pas d'un point de vue *pratique* : en adoptant une hauteur utile de 1,15 m et en modifiant la répartition des efforts en 65 %-35 %, on aboutit à 5 cerces $\varnothing 25$ suivant les côtés et 4 $\varnothing 25$ suivant chaque diagonale. Outre que l'on n'a utilisé qu'un seul diamètre, on a réduit considérablement les frais de main-d'œuvre (façonnage, mise en place) puisque l'on n'a plus que 5 cerces au lieu de 7 et 2×4 barres au lieu de 2×7 barres ; le gain en poids d'acier est de l'ordre de 15 %.

Une réduction du nombre de diamètres ne diminue pas toujours la consommation d'acier (on peut aboutir à une section à mettre en place sensiblement supérieure à la section strictement requise) mais dans tous les cas, on observe :

- une diminution des chutes dues à la coupe des barres ;
- une réduction du nombre de machines de coupe ou de façonnage nécessaires, du nombre des mandrins de pliage, des réglages, etc. ;
- une réduction de la variété des types de supports et d'écarteurs ;
- une diminution du risque d'erreurs par substitution d'un diamètre à un autre.

2.1.2 Longueurs de coupe

Une optimisation certaine consiste, lors de la conception et lorsqu'on le peut, à moduler les éléments de construction en fonction de certaines longueurs commerciales d'armatures. Il faut utiliser autant que possible des armatures rectilignes, en évitant les coupes. Parfois, il peut être plus économique de laisser une armature se prolonger dans certaines zones même si elle y est superflue plutôt que de la sectionner en courts tronçons.

Il convient d'éviter les formes d'armature dont le façonnage est onéreux sans qu'il apporte un gain de qualité structurelle exploitable, une rigueur dimensionnelle supérieure ou un bénéfice vis-à-vis du montage ou de la pose.

2.1.3 Assemblage

Le mode d'assemblage des armatures les unes aux autres et le nombre d'arrimages nécessaires sont des facteurs prépondérants dans l'établissement du prix de ferrailage.

L'optimisation consiste à choisir le mode d'assemblage le plus économique en fonction des exigences structurelles et d'un ensemble d'autres facteurs tels que : types d'armatures utilisées,

moyens disponibles, technicité de la main-d'œuvre, temps nécessaire à la réalisation de l'assemblage.

2.1.4 Mise en place

L'optimisation consiste à simplifier le traçage et à faciliter la pose des armatures :

- utilisation de barres droites ou à faible degré de façonnage ;
- réalisation de cadres ou d'étriers de même diamètre, au même écartement (la solution d'un double cadre [C 2 310, figure 6e] est, de ce point de vue, préférable à celle d'un cadre général et d'un étrier central [C 2 310, figure 6d]) ;
- pose d'armatures rectilignes d'un lit supérieur de dalle au même écartement que le lit inférieur ;
- répétition de ferrailages types, permettant un effet de série ;
- précision du façonnage pour éviter toute rectification ultérieure à l'intérieur du coffrage.

Une attention particulière doit être accordée à la réalisation des nœuds de ferrailage (poutre-dalle, poutre-poteau, poteau-poteau) afin que la pose puisse se dérouler dans un ordre bien établi. Les parties ferrillées des éléments d'un nœud doivent être emboîtables par translation. Le cas échéant, il convient de prévoir certaines armatures mobiles qui seront arrimées à leur place une fois l'emboîtement réalisé. Un dessin de détail à l'échelle 1/1 peut se révéler utile pour en fixer la disposition.

2.1.5 Faisabilité

Les dessins d'exécution ne doivent pas être des dessins théoriques. Il convient de réfléchir aux conditions dans lesquelles les éléments vont être exécutés et en tenir compte.

Exemple : Le ferrailage représenté sur la figure 6a est irréalisable :

- il y aura nécessairement deux arrêts de coulage, l'un (R1, figure 6b) à la partie supérieure de la semelle de fondation, l'autre (R2) à la partie supérieure du piédroit : chaque barre 1 ne sera donc pas continue, mais composée de trois tronçons 1, 1' et 1'' avec deux jonctions par recouvrement qui exigeront des armatures transversales appropriées.

Cette conception en plusieurs parties facilite un assemblage en atelier des ferrailages de parties de traverses et des piédroits, leurs dimensions restant dans les limites des gabarits de transport ;

- pour les barres 2, il faut, de même, tenir compte de l'arrêt de coulage R2. Ces barres doivent être façonnées comme indiqué en 2', figure 6b ;
- le nœud 3 est compliqué : il ne peut être exécuté sans un dessin à grande échelle (figure 6c) ;
- les cadres tels que 4 doivent être exécutés en deux parties (comme cela est fait pour les cadres du nœud 3), ce qui permet de mettre en place alternativement les trois lits inférieurs qui se croisent au centre de la traverse.

2.2 Commandes

Les commandes adressées directement à l'usine productrice ou à un *marchand de fers*, sont passées sur la base des nomenclatures d'aciers établies en même temps que les dessins d'exécution. Elles doivent mentionner, avec référence aux normes ou à la certification : la nuance de l'acier, les quantités par diamètre, en fonction de la longueur commerciale, ainsi que les modalités de transport, d'identification et de réception.

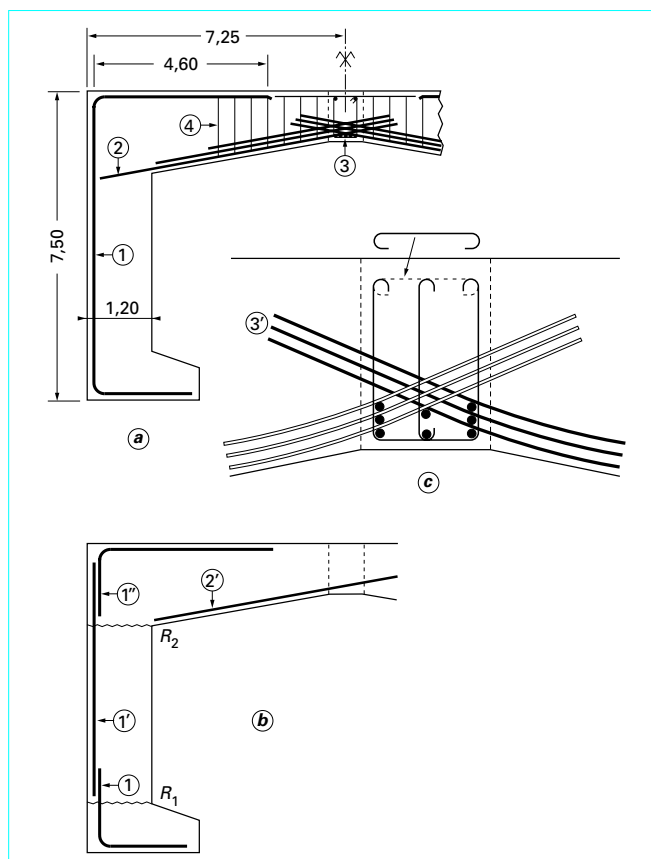


Figure 6 – Ferrailage d'un portique (toutes les armatures ne sont pas représentées)

2.3 Transport, stockage et manutention

Le transport des armatures, leur stockage et leur manutention doivent être faits de manière que celles-ci ne soient ni blessées ou accidentellement entaillées, ni souillées (pas de contact direct avec le terrain) et qu'elles n'aient à subir aucune déformation permanente.

Lors du stockage, les armatures doivent être classées par nuance, diamètre et longueur.

L'ordre de chargement de panneaux différents de treillis soudés doit tenir compte des déchargements et des reprises successives. Par exemple, s'il n'y a pas de reprise intermédiaire, le premier panneau à poser devant être sur le dessus de la pile, c'est aussi le premier panneau à charger. De même en ce qui concerne l'empilage au chargement des panneaux suivants.

2.4 Coupe

Les barres sont coupées aux longueurs définies par les bordereaux de coupe. Pour des séries répétitives, donc généralement en

atelier, la mise à longueur simultanée de plusieurs barres peut être obtenue au moyen de tables de mesurage, équipées de butées amovibles.

La coupe au chalumeau est déconseillée pour les armatures autres qu'en acier doux. Normalement, la coupe se réalise à l'aide des outils suivants.

■ Cisailles à main

Coupe-boulons (jusqu'à $\varnothing 10$ en acier Fe E 500).

Cisailles de chantier (jusqu'à $\varnothing 20$) manœuvrées par leviers à action directe ou par leviers à démultiplication.

■ Cisailles à moteur

À commande hydraulique ou mécanique, elles permettent de couper les armatures isolément ou en groupe suivant leur diamètre ; dans certaines cisailles, le couteau mobile a un mouvement de va-et-vient permettant le travail en continu ; dans d'autres, il y a déclenchement automatique lorsque l'armature est à bonne longueur, etc. Les caractéristiques sont variables : certaines cisailles peuvent couper, en une seule fois, une section totale de 30 à 40 cm² (par exemple, 30 $\varnothing 12$, 11 $\varnothing 20$ ou 3 $\varnothing 40$).

■ Tronçonneuses à disque abrasif

Ce mode de coupe est réservé à certains cas spécifiques assez rares, lorsque la section coupée doit être aussi rigoureusement que possible orthogonale à l'axe de la barre et sans bavures (§ 2.6.1).

Il existe des **cisailles spéciales pour treillis soudés** ; celles qui sont utilisées en atelier permettent une coupe quasi instantanée de tous les fils, un par un ou en une seule fois.

2.5 Façonnage

Le façonnage est l'opération consistant à donner aux armatures par pliage ou par cintrage, les formes prévues par les dessins ou les bordereaux.

Les dimensions hors tout de l'armature façonnée doivent être scrupuleusement respectées. Lors du façonnage, il faut tenir compte du retour élastique de l'armature pliée et accentuer légèrement l'angle de pliage en conséquence. Si un pliage doit être corrigé, cette opération doit toujours être réalisée par accentuation du pliage et non par dépliage. Le redressement présente en effet toujours un certain risque, du moins avec les barres ou les fils HA et un dépliage systématique doit toujours être évité.

Le diamètre du mandrin doit être au moins égal au diamètre minimal indiqué sur le document de certification de l'armature (il est rappelé qu'il peut être aussi fixé par la condition de non-écrasement du béton à l'intérieur de la courbure) [C 2 308, § 2.1.2.2].

La vitesse de pliage est fonction de la nature des aciers et de la température de ceux-ci (et non de la température du lieu de façonnage, qui peut en différer notablement en cas d'un stockage extérieur et d'un atelier chauffé). Le pliage et le cintrage se font sans avoir recours au chauffage, l'usage du chalumeau pour faciliter l'opération étant interdit par les textes réglementaires.

Le façonnage représentant une part importante dans le coût global du ferrailage, il convient de n'y avoir recours que lorsqu'on ne peut faire autrement (par exemple : cadres, étriers) et de faire **l'usage le plus large possible de barres rectilignes**.

■ Façonnage manuel

On a longtemps utilisé le façonnage rudimentaire à la *griffe*, c'est-à-dire au moyen d'un levier encoché agissant directement sur l'armature (figure 7) ou encore le façonnage autour de mandrins fixés sur un établi de chantier, en utilisant comme levier un tronçon de tube enfilé sur l'armature elle-même.

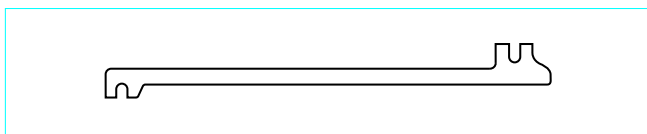


Figure 7 – Griffes pour le façonnage des armatures

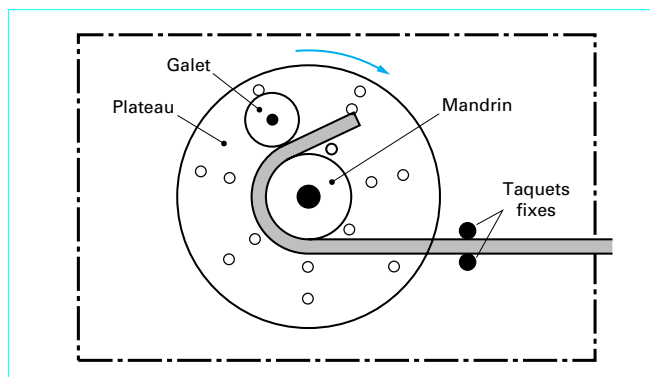


Figure 8 – Principe d'une cintreuse à galet

Ces procédés, imprécis et de rendement faible, sont pratiquement abandonnés. Actuellement, la griffe n'est plus guère utilisée que pour l'accentuation du pliage d'armatures déjà en place (fermeture de cadres ou d'étriers par exemple). En revanche, il existe des coudeuses à main à galets, tournants ou non, fonctionnant suivant le même principe que les coudeuses mécaniques.

■ Façonnage mécanique

Un moteur électrique tournant à faible vitesse entraîne un plateau circulaire comportant des logements pour placer des taquets ou des galets à différentes distances de l'axe ; le mandrin de pliage, plat ou de préférence à gorge, est enfilé sur l'axe de ce plateau.

Dans la rotation, le taquet ou galet oblige l'armature, maintenue avant le plateau par des butées fixes, à s'enrouler autour du mandrin (figure 8).

Toutes les cintreuses permettent en général, par inversion du sens de marche, d'exécuter des pliages à gauche et des pliages à droite sans retournement des barres. Certaines machines sont très sophistiquées [façonnage simultané de plusieurs armatures (jusqu'à 25 \varnothing 10 ou 4 \varnothing 40), possibilité de changer la vitesse, etc.].

Il existe des machines préprogrammables pour le façonnage et la coupe automatique d'étriers de toutes formes, alimentées par des bobines de fils dont elles exécutent également le redressage. De telles machines sont évidemment réservées aux chantiers très importants et aux ateliers de préfabrication d'armatures.

Il existe également des plieuses à treillis soudé, dont les mandrins ont un écartement variable selon la maille du treillis.

Il existe enfin des machines pour la fabrication en grande série de ferrailages spéciaux (par exemple : pour pieux, éléments préfabriqués, tuyaux, etc.). Ces machines effectuent automatiquement la coupe, le pliage, l'assemblage par soudure et le montage.

2.6 Procédés d'assemblage ou d'ancrage d'armatures

Il n'est pas toujours possible d'assurer la continuité mécanique de tronçons successifs de barres en effectuant des jonctions par recouvrement [C 2 308, § 2.1.1.3, § 4]. Il peut en effet arriver que de

telles jonctions soient trop encombrantes, ou que l'espace disponible soit trop exigu pour permettre la manutention de barres de grande longueur et que l'on soit donc conduit à assurer le raccordement de tronçons courts (cas des travaux souterrains par exemple).

Il peut également arriver que des problèmes particuliers d'exécution se présentent, tels que : barres en attente trop courtes, réparation avec remplacement de parties corrodées d'armatures [C 2 317], zones d'ancrage avec accumulation d'ancrages de barres de gros diamètre, etc.

Dans tous ces cas, on peut assurer le rabotage des barres soit au moyen de dispositifs mécaniques, soit par soudage, soit encore au moyen de connexions spéciales. Certains dispositifs mécaniques placés à l'extrémité d'une barre permettent d'en assurer l'ancrage.

2.6.1 Rabotage au moyen de dispositifs mécaniques

Les dispositifs mécaniques permettent la solidarisation de deux barres d'armatures (obligatoirement à haute adhérence) ayant un axe longitudinal commun.

Les dispositifs de jonction exigent souvent certaines précautions lors de la coupe des barres (§ 2.4) ; ils doivent être situés hors des zones de sollicitations maximales et décalés comme dans le cas des jonctions par recouvrement. En conséquence, leurs emplacements doivent être indiqués sur les dessins d'exécution.

Les manchons en acier utilisés pour le rabotage doivent répondre aux prescriptions des normes NF A 35-020-1 et -2. Ils permettent la transmission d'efforts de traction ou de compression. Lors du montage, il faut veiller à ce que les extrémités des barres à assembler soient engagées sur une longueur suffisante, ce qui nécessite généralement un repérage, à moins que le manchon ne soit muni d'un regard central.

■ Manchons filetés

Autrefois, pour éviter de diminuer la section utile de la barre, le filetage était exécuté après refoulement d'une extrémité de celle-ci. Un procédé plus récent consiste à exécuter, sur une longueur relativement courte, un filetage conique au moyen d'une fileteuse rapide *taille-crayons*. Le manchon d'assemblage est lui-même taraudé de façon conique ; cette forme permet une mise en place et un vissage rapides et un coincement conique qui, ainsi que les essais l'ont montré, est très résistant.

Il existe aussi des barres à nervures hélicoïdales discontinues permettant un assemblage grâce à un manchon spécial à filetage interne au pas des nervures et à des contre-écrous serrés à l'aide d'une clé dynamométrique (figure 9).

■ Manchons sertis

De tels manchons ne peuvent être employés qu'avec des barres HA $\varnothing \geq 16$. Les barres à assembler sont introduites dans un manchon en acier doux, écrasé ensuite au moyen d'une petite presse hydraulique à coquilles hémicylindriques ou de rouleaux multiples se déplaçant le long du manchon.

Les nervures de la barre s'incrustent dans l'acier du manchon et travaillent ainsi au cisaillement.

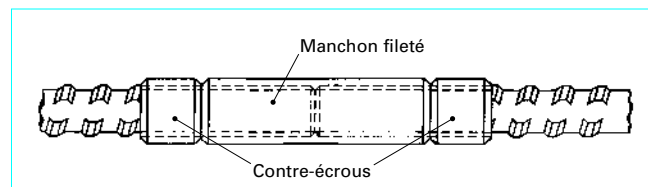


Figure 9 – Manchon vissé sur barre spéciale à nervures hélicoïdales discontinues

L'encombrement du dispositif de sertissage exige une distance entre axes des armatures au moins égale à 10 cm.

Les utilisations sont multiples : assemblage de barres de même diamètre ou de diamètres différents, suppression des crochets encombrants par sertissage de têtes d'ancrage, liaison d'une structure en béton à une structure métallique, etc.

■ Manchons injectés

Dans ce type de manchon, l'espace entre les armatures HA et la face interne du manchon est rempli par un produit assurant la liaison : mortier sans retrait (figure 10), résine époxy. On obtient ainsi une jonction par adhérence multiple : armature-produit ; produit-manchon ; manchon-béton.

La distance minimale entre barres est limitée par l'encombrement du dispositif d'injection.

L'emploi de manchons injectés est de plus en plus fréquent. De tels manchons ont été utilisés avec succès dans les cas suivants :

- raccordement des armatures verticales de parois moulées de grande hauteur (110 m de hauteur, à Kuala-Lumpur) ;
- raccordement d'armatures horizontales pour planchers ou radiers également dans des parois moulées (cas de tranchées couvertes, de gares souterraines, etc.) ;
- assemblage d'armatures d'éléments préfabriqués (figure 10), 200 000 manchons de ce type, à Singapour.

Aux États-Unis, on utilise beaucoup un mode d'assemblage par manchons clavetés, dont le domaine d'emploi est cantonné aux poteaux, car il ne peut transmettre que des efforts de compression.

Il s'agit de **manchons fendus**, à section en forme d' Ω , dont on obtient le serrage par une clavette de forme légèrement trapézoïdale, coulissant sur les deux branches de l' Ω et bloquée au marteau.

Les sections d'about des barres doivent être aussi rigoureusement que possible orthogonales à l'axe de celles-ci (§ 2.4).

2.6.2 Assemblage par soudure

On se reportera utilement à l'article *Soudage et soudabilité métallurgique des métaux* dans le traité Matériaux métalliques.

Bien évidemment, pour ce mode d'assemblage, les barres d'armature doivent avoir les caractères de soudabilité requis [C 2 304, § 1.2.4.3].

En général, on rencontre :

- l'assemblage longitudinal (bout à bout ou avec recouvrement) ;
- l'assemblage en croix, résistant ou non au cisaillement du nœud soudé.

Les efforts à transmettre entre des armatures ainsi assemblées en croise peuvent se limiter à ceux qui se produisent lors du montage, de la pose et de la manutention (armatures *préassemblées*) ou être ceux qui se produiront dans l'ouvrage en service. Dans ce dernier cas (qui est en particulier celui des *treillis soudés*), des règles particulières sont applicables à la résistance des soudures.

Dans tous les cas, il faut s'assurer, d'une part, que l'acier est certifié soudable vis-à-vis du type d'assemblage à réaliser et, d'autre part, que les emplacements ont bien été spécifiés sur les dessins et que l'exécution sera aisée. Un contrôle de la qualification du personnel, de la convenance du matériel et de la qualité des assemblages obtenus est toujours nécessaire.

Les conditions requises pour la réalisation d'un soudage correct peuvent être réunies en atelier mais sont en général difficilement obtenues sur le chantier. En effet, dans ce dernier cas, il existe de nombreux aléas : conditions atmosphériques particulières ; difficultés de maintenir constants les paramètres du soudage, etc.

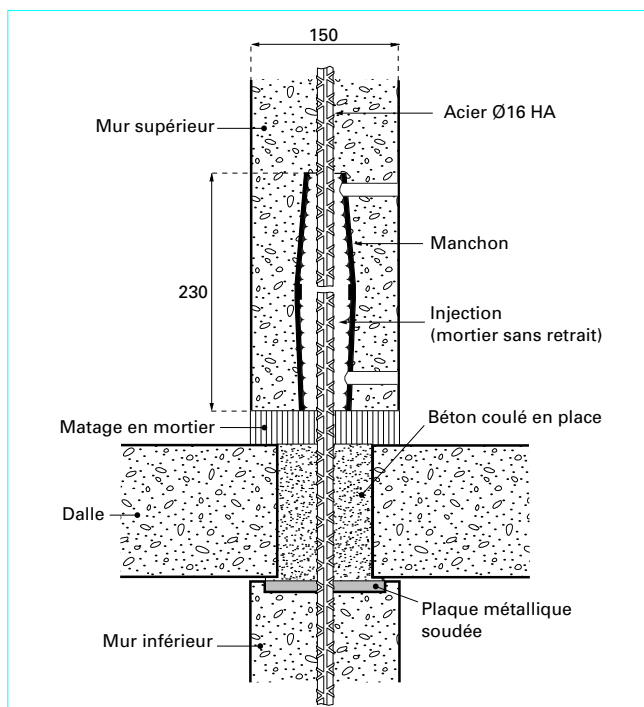


Figure 10 – Exemple d'utilisation d'un manchon injecté en préfabrication

2.7 Montage et mise en place des armatures

Le montage partiel ou total des armatures en vue de réaliser le ferrailage prévu par les dessins d'exécution peut s'effectuer :

- soit en usine ;
- soit au poste de ferrailage du chantier ;
- soit à l'emplacement de l'élément, hors du coffrage ou bien à la verticale du coffrage, ou bien encore dans le coffrage.

Dans tous les cas, la précision d'exécution doit être particulièrement soignée afin d'assurer la conformité aux plans, le respect des tolérances imposées, des espacements, de l'enrobage, l'invariabilité de la position des armatures lors du bétonnage, la rigidité de l'ensemble, etc.

Le ferrailage peut être mis en place dans sa totalité ou par parties en fonction du poids à lever, de l'accessibilité du coffrage, de la possibilité d'effectuer des jonctions à l'intérieur du moule, etc.

La manutention de ferrailages terminés doit être faite au moyen de palonniers appropriés pour éviter tout déplacement accidentel des armatures et toute déformation permanente. Dans ce but, et afin de faciliter les manutentions, on peut être amené à prévoir des armatures auxiliaires, qui sont alors soumises aux mêmes règles d'enrobage et d'espacement que les armatures propres du ferrailage.

2.8 Arrimage des armatures entre elles

Les armatures doivent être arrimées entre elles au moyen de ligatures, connexions, soudures ou supports judicieusement dispo-

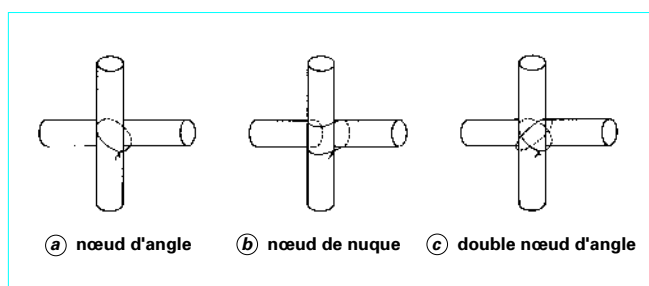


Figure 11 - Ligatures

sés, de solidité convenable et en nombre suffisant afin qu'elles ne puissent ni se déplacer, ni subir de déformations permanentes au cours des opérations de bétonnage et de serrage du béton.

Sur le chantier, on utilise encore assez fréquemment le procédé consistant à arrimer les armatures entre elles à leurs croisements au moyen de ligatures en fil de fer recuit (de 5/10 à 13/10 de mm) formant nœud d'angle simple ou double, ou nœud de nuque (figure 11) et fortement serrées à la pince ou à l'aide d'un lieu mécanique. Ce procédé constitue le meilleur mode d'assemblage sur le chantier mais il faut débarrasser, avant bétonnage, les fonds de coffrage de tous les déchets de fil de fer pour éviter les taches de rouille sur le parement fini. De nos jours, on remplace de plus en plus les ligatures, coûteuses en main-d'œuvre, par des dispositifs spéciaux tout prêts formant clips, en métal ou en matière plastique.

En fonction du type d'arrimage utilisé, du diamètre des armatures, de la forme de leur surface latérale et de la rigidité souhaitée, il n'est pas toujours indispensable d'arrimer tous les points de croisement.

En usine, on a plutôt recours pour l'arrimage au soudage, le plus souvent par résistance, à l'aide d'une pince à souder appropriée (2.6.2).

2.9 Maintien dans le coffrage

L'enrobage des armatures doit être, pour tous les parements, celui prévu sur les dessins. On obtient ce résultat au moyen de cales appropriées capables de résister aux actions auxquelles les armatures sont soumises pendant l'exécution.

Les parties de cales en contact avec le coffrage doivent résister à la corrosion et ne pas affecter l'aspect du parement décoffré. Après durcissement du béton, les cales ne doivent pas être la cause d'une fissuration ou d'une infiltration d'agents agressifs vers les armatures.

Sur les **coffrages horizontaux**, on peut utiliser :

— des **supports continus métalliques** (avec pieds munis de capuchons en plastique) ou en matière plastique ;

— des **cales en mortier** attachées aux armatures au moyen de fil de fer recuit (figure 12a) ; elles sont souvent confectionnées sur le chantier ou préfabriquées ; leur inconvénient majeur est qu'elles restent apparentes après décoffrage et que le parement fini n'a pas un bel aspect ;

— des **cales en matière plastique dure** s'adaptant aux différents diamètres et d'emploi très commode ; elles sont soit de type chevalet comportant un berceau cylindrique où la barre est simplement posée ou parfois pincée (figure 12b), soit de type circulaire et fixées sur l'armature par pinçage (figure 12c) ; leur inconvénient majeur tient à leur comportement lors d'un incendie : au-delà de 110 °C en effet, les armatures ne sont plus protégées à l'endroit des cales et leur température augmente rapidement.

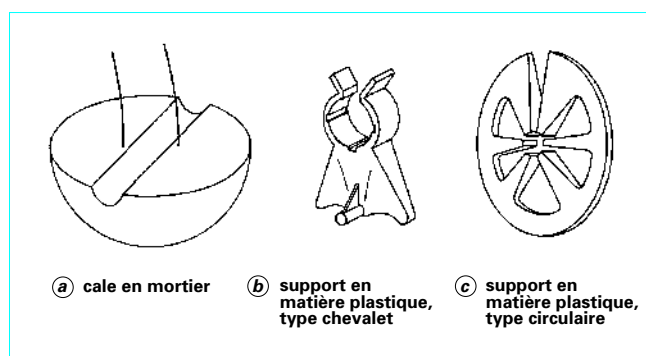


Figure 12 - Supports d'armatures

La plus grande difficulté concerne le maintien à leur place des armatures supérieures : chapeaux ou armatures des consoles. Habituellement on utilise des cavaliers ou des chevalets hauts en métal, individuels ou éventuellement continus. Il faut éviter de marcher ou de faire circuler des charges sur ces armatures.

Sur les **coffrages verticaux**, les types énumérés ci-avant conviennent, mais ils doivent être fixés à l'armature qu'ils maintiennent. Les cales de type circulaire doivent être fixées sur les cadres horizontaux de manière à se présenter verticalement et à ne pas constituer un obstacle au bétonnage.

Qu'il s'agisse de coffrages verticaux ou horizontaux, le nombre de supports ne doit pas être inférieur à 1 par m² de coffrage ou par mètre de face d'élément (poutre, poteau). Dans l'un et l'autre cas, l'espacement minimal entre deux supports ne doit pas être inférieur à 50 cm sur une même barre, ou 30 cm sur deux barres voisines.

Dans tous les cas, il convient de s'assurer, une fois les armatures mises en place, et juste avant bétonnage, que leur diamètre, leur nombre et leurs emplacements sont conformes à ce qui était prévu par les dessins.

3. Confection et mise en œuvre du béton

Pour la fabrication, le transport et la mise en place du béton, on se reportera également à la rubrique *Béton hydraulique. Mise en œuvre* du présent traité [C 2 230].

3.1 Fabrication du béton

Au cours des dernières années, la technologie du béton a considérablement évolué.

Il existe maintenant une grande variété de bétons, qui se distinguent par leurs performances (résistances mécaniques, résistance à la chaleur ou à l'incendie, protection contre les radiations), leurs masses volumiques apparentes, leur destination (fondations, travaux à la mer, bétonnage par temps chaud ou par temps froid), leur aptitude à être transportés et mis en place (pompage, projection, injection), etc. Pour les bétons à hautes performances (BHP) et à très hautes performances (BTHP), se reporter à l'article spécialisé.

Par ailleurs, les moyens de fabrication ont subi une évolution rapide liée à l'automatisation, dans les centrales de fabrication, d'un grand nombre d'opérations ; cette automatisation a permis

une réduction du personnel et une fabrication, précise et fiable de tous les types de béton ; programmation et contrôle des dosages ; contrôle intégré de la consistance des gâchées, etc.

Ainsi a-t-on vu apparaître les bétons prêts à l'emploi, fabriqués dans des usines dont certaines sont soumises à une certification par un comité de la marque NF-Béton prêt à l'emploi (BPE). Il existe actuellement en France plus de 1 500 lieux de production répartis sur tout le territoire.

Les **bétons prêts à l'emploi** (BPE) préparés en usine présentent un certain nombre d'avantages :

- livraison en tout lieu, sur simple appel téléphonique ;
- fourniture de bétons de toutes classes ;
- garantie d'un niveau de qualité, du fait du contrôle strict auquel ils sont soumis.

Les BPE sont codifiés par la norme P 18-305 (août 1996) qui prévoit deux types de béton : les **bétons à caractères normalisés** (BCN), livrés dans les classes B 150, B 200, B 250, B 300 et B 350, et les **bétons à caractères spécifiés** (BCS) pour lesquels l'acheteur précise ses exigences particulières.

La norme P 18-305 interdit tout ajout d'eau sur les chantiers avant déchargement.

3.2 Transport du béton

Des précautions sont à prendre pour que le béton reste homogène depuis sa sortie du malaxeur jusqu'à sa mise en œuvre ; la ségrégation est le danger majeur.

Le transport du béton préparé en usine a lieu dans des camion-toupies qui maintiennent une homogénéité satisfaisante durant le temps de transport jusqu'au lieu de la mise en œuvre ; ce temps est limité par la norme à 1 h 30 min au maximum. Les aléas de la circulation routière ont l'inconvénient de rendre généralement irrégulières les cadences de livraison.

Sur le chantier, les engins roulants tels que wagonnets, brouettes ou dumpers sont à déconseiller, car la ségrégation se produit, même pour un temps de transport très court, sous l'effet des chocs dus au roulement. Un risque de ségrégation existe également lorsque la distribution du béton sur le lieu d'emploi se fait par goulottes en tôle suspendues à des supports orientables. A tous ces procédés, il faut préférer la benne de chantier à fond conique manutentionnée à la grue, ou la pompe à béton lorsque son emploi est autorisé, ce qui n'est pas normalement le cas sur les chantiers d'ouvrages d'art.

3.3 Mise en place du béton

Les modes de mise en place du béton sont multiples :

- par benne directement déversée sur ou dans le coffrage ;
- par pompage [C 2 230, § 8.30, § 9] ;
- par tube plongeur [C 2 230, § 8.1], etc.

Ce qui suit concerne plus particulièrement la mise en place à la benne.

Avant d'entreprendre le bétonnage, il convient de vérifier le coffrage (dimensions, solidité, étanchéité des joints, propreté, enduction d'huile de démoulage ou humidification des parois) et de s'assurer du bon positionnement des armatures (en particulier, vérification des distances entre les armatures et le coffrage). Les chutes de coupe des ligatures en fond de coffrage doivent être ramassées ou soufflées à l'air comprimé. Il convient d'examiner également la bonne position des cales d'épaisseur (§ 2.9).

Un plan de bétonnage doit être établi en fonction des dimensions et formes des éléments à couler, de leur ferrailage, du débit de l'approvisionnement en béton et des joints de reprise à respecter.

La mise en place du béton dans les éléments de faible hauteur (poutres, dalles) ne pose généralement pas de problèmes particuliers. En revanche, dans les poteaux ou les voiles d'une certaine hauteur, il convient de prendre un certain nombre de précautions :

— le béton doit être déversé à une vitesse compatible avec la tenue du coffrage mais, tout en respectant cette condition, suffisamment rapide pour éviter une ségrégation sur les armatures et le coffrage pendant la chute ; la hauteur de chaque couche à vibrer doit être comprise entre 30 et 80 cm ;

— le béton de la première gâchée descendue en fond de moule doit être enrichi d'environ 10 % en ciment et 10 % en sable, car le béton perd une partie de ses éléments fins par effet de paroi au contact des armatures et du coffrage ; parfois même on jette dans le coffrage, avant la première coulée, une certaine quantité de mortier pour compenser la ségrégation ;

— pour des hauteurs de coffrage supérieures à 80 cm, un remplissage sans ségrégation est obtenu en utilisant un tube creux maintenu légèrement plongeant dans le béton ; pour de très grandes hauteurs, on peut aussi prévoir, dans les parois latérales des coffrages, des ouvertures de contrôle (*fenêtres*) de dimensions telles que les couches inférieures puissent être damées ou vibrées. Ces ouvertures, dont l'espacement tant vertical qu'horizontal ne doit pas dépasser 1 m, sont fermées lorsque le bétonnage arrive à leur niveau.

3.4 Vibration du béton

La vibration est devenue le moyen le plus courant pour donner au béton sa compacité maximale par élimination des vides d'air et obtenir un parfait remplissage des moules.

Pour la technologie, on se reportera à la rubrique *Béton hydraulique. Mise en œuvre* [C 2 230, § 4].

Le temps de vibration doit être suffisant pour éviter les nids de cailloux, sans être excessif. L'expérience des chantiers montre que trop souvent ce temps dépasse largement celui strictement nécessaire à un compactage satisfaisant, ce qui entraîne la ségrégation, surtout si le béton est mou.

La ségrégation peut engendrer des porosités et des nids de graviers mal enrobés. Le résultat est fâcheux aussi bien pour l'aspect (ragréages plus ou moins heureux) que pour la durabilité, les bétons ségrégués étant particulièrement sensibles aux actions agressives, au gel, aux intempéries et n'assurant qu'imparfaitement la protection des armatures contre la corrosion.

3.5 Reprises de bétonnage

On pourra également se reporter à la référence [C 2 230, § 3.705].

Lorsqu'un élément ne peut être coulé en une seule fois, l'emplacement des joints de reprise doit être prévu à l'avance, c'est-à-dire, précisé sur les dessins d'exécution. Le choix de l'emplacement des joints, de même que leur orientation et les dispositions à prendre pour réaliser l'arrêt de coulage ne peuvent être laissés à l'initiative du chantier. Il a été observé que certains joints positionnés et exécutés par le chantier se comportaient comme de pseudojoints de dilatation, avec une absence totale d'armatures à leur traversée, et finissaient par présenter une ouverture non prévue et non souhaitée.

Des « **Recommandations** » concernant l'exécution des reprises de bétonnage sont en cours d'élaboration, des essais récents ayant montré qu'un certain nombre d'idées reçues à ce sujet étaient à revoir.

3.6 Cure du béton

Se reporter à la référence [C 2 230, § 3.708 et 3.709].

4. Décoffrage

Voir également la référence [C 2 230, § 3.707].

Le décoffrage doit être réalisé progressivement et sans chocs susceptibles d'affecter la solidité de la construction.

Dans les conditions normales, c'est-à-dire avec un béton de bonne qualité, non étuvé, et une température ne descendant pas au-dessous de 8 °C, les délais de décoffrage sont environ les suivants.

- Pour des poteaux ou des murs banchés :
 - 16 h avec emploi de ciments CPA des classes 55 ou 55 R et parfois 45 R ;
 - 48 h avec emploi de ciment CPA de la classe 45.
 - Pour les dalles des planchers (à condition de les réétayer après décoffrage) et les joues des poutres :
 - 48 h avec emploi de ciment CPA 55 R ;
 - 3 à 4 jours, selon la saison, avec emploi de ciment CPA 45.
- Le réétalement peut être réalisé au moyen de lisses en bois disposées perpendiculairement à la portée, soutenues par des étais (1 étau pour 5 m²).

- Pour les fonds de moule des poutres (à condition de réétayer après décoffrage) :
 - 3 à 4 jours selon la saison, avec emploi de ciment CPA 45 ;
 - 7 à 10 jours pour les très grosses poutres.

Par temps froid, et surtout si le ciment utilisé n'est pas un CPA, ces délais doivent être notablement augmentés. Par exemple, avec un ciment CPJ, le délai minimal de décoffrage par temps froid d'un poteau ou d'un mur banché est de 72 h.

5. Estimation des ouvrages

L'estimation des ouvrages comporte deux parties :

- l'établissement du devis quantitatif ;
- l'établissement du devis estimatif.

5.1 Établissement du devis quantitatif

L'étude d'avant-projet faite par le **bureau d'études** conduit, pour chaque partie d'ouvrage (plancher d'un étage, poteaux dans la hauteur d'un étage par exemple), à la détermination de trois quantités :

- volume de béton, exprimé en m³ ;
- poids d'acier, exprimé en kg ou en t ;
- surface de coffrage, exprimée en m².

Le volume de béton et la surface de coffrage sont calculés d'après les plans de coffrage d'avant-projet.

Les dimensions de certains éléments, surtout ceux présentant un grand nombre de répétitions, sont déterminées aussi exactement que possible. Pour certains autres éléments, on se contente de déterminer des dimensions approchées par interpolation ou extrapolation.

Il est toujours prudent, pour éviter les erreurs, de contrôler l'ordre de grandeur des résultats obtenus par certaines vérifications simples. Pour les planchers, par exemple, on peut évaluer le volume de béton, la surface de coffrage et le tonnage d'acier par mètre carré de surface de plancher et vérifier que les chiffres obtenus ne s'écartent pas de valeurs moyennes connues telles que celles indiquées dans les paragraphes ci-après.

5.1.1 Surface de coffrage

Selon la nature des éléments, le rapport de la surface coffrée (en m²) au mètre cube de béton peut varier de 0 (cas d'une paroi moulée dans le sol) à 20.

Exemple :

- pour une dalle d'épaisseur h_0 (m) représentant un volume de h_0 (m³ par m² coffré), ce rapport est de $1/h_0$, soit 10 pour une dalle de 0,10 m d'épaisseur, 2 pour une dalle de 0,50 m d'épaisseur, etc. ;
- s'il s'agit d'un voile d'épaisseur h_0 (m), du fait du coffrage sur deux faces, le rapport est de $2/h_0$, soit 20 pour un voile de 0,10 m d'épaisseur, 4 pour un voile de 0,50 m d'épaisseur, etc.

Pour les **poutres**, les rapports sont de 5 pour une section de $0,50 \times 1$ m² ou 12,5 pour une section de $0,20 \times 0,40$ m².

Pour les **poteaux**, les rapports sont de 10 pour une section de $0,40 \times 0,40$ m² ou 20 pour une section de $0,20 \times 0,20$ m².

Dans les bâtiments courants à usage d'habitation où l'étage courant est fréquemment constitué par une dalle reposant sur des voiles (sans poutres ni poteaux), on peut admettre une valeur moyenne de 6,5 à 8,5 m²/m³.

5.1.2 Tonnage d'armatures

Pour évaluer le tonnage d'armatures, on se sert de règles empiriques permettant, par exemple, de chiffrer le poids total des armatures d'une poutre (barres inférieures, barres supérieures, armatures d'âme, compte tenu des ancrages, des recouvrements et des chutes) en fonction de la section d'armatures trouvée dans la section de moment maximal.

Pour **une poutre** de hauteur h (m), en désignant par $M_{0\text{ser}}$ (MN.m) le moment isostatique de service dans la section où ce moment est maximal, le poids final P d'armatures (longitudinales et d'âme), en kg par mètre de poutre, à prévoir est approximativement égal à :

$$P = 50 \frac{M_{0\text{ser}}}{h} \text{ si la fissuration est peu préjudiciable ;}$$

$$P = 55 \frac{M_{0\text{ser}}}{h} \text{ si la fissuration est préjudiciable ;}$$

$$P = 65 \frac{M_{0\text{ser}}}{h} \text{ si la fissuration est très préjudiciable ;}$$

Pour **une dalle** dont le rapport des portées est au plus égal à 0,40 et dans laquelle la condition de non-fragilité n'intervient pas, $M_{0\text{ser}}$ désignant le moment isostatique dans le sens porteur (ℓ_x), le poids d'armatures en kg par mètre carré de dalle est obtenu en remplaçant dans les formules ci-avant les coefficients 50, 55 et 65 respectivement par 60, 65 et 80.

Pour les **ouvrages de bâtiment**, on admet généralement les poids approximatifs d'armatures suivants.

Globalement :

- ossatures : 80 à 120 kg/m³ ;
- bâtiments à murs porteurs : 30 à 60 kgf/m³.

Planchers continus au mètre carré hors-œuvre :

- pour une portée moyenne de 3 m : 7,5 kg/m² ;
- pour une portée moyenne de 4 m : 10 kg/m² ;
- pour une portée moyenne de 6 m : 12 kg/m².

Poteaux : 100 à 120 kg/m³.

Semelles :

- sous murs : 35 kg/m³ ;
- isolées : 50 kg/m³ ;
- sur pieux : 100 à 200 kg/m³.

5.2 Établissement du devis estimatif

Le devis estimatif s'établit à partir des quantités du devis quantitatif et des prix unitaires dans lesquels interviennent les prix des matériaux, les prix de main-d'œuvre et de fournitures diverses.

Le coût global de référence est celui de la structure en béton coffrée et ferrailée, à l'exclusion de tous autres ouvrages ou travaux (maçonnerie, second œuvre, etc.), c'est-à-dire qu'il correspond à la somme :

- du coût du béton ;
- du coût du ferrailage ;
- du coût du coffrage.

Au cours des dernières années, la fabrication et la mise en œuvre du béton ont fait de gros progrès, les opérations de ferrailage se sont trouvées simplifiées par l'utilisation d'armatures préfabriquées en atelier et les méthodes de coffrage ont été considérablement modifiées par l'utilisation intensive de coffrages industriels. Cependant, même dans des structures très répétitives, la part permettant l'utilisation de *coffrages-outils* dépasse rarement 80 % de l'ensemble et les 20 % non standards coûtent presque aussi cher à coffrer que les 80 % standards.

Lorsque le coffrage, le ferrailage et le bétonnage étaient exécutés de manière plutôt artisanale, leurs niveaux de prix et leur importance relative restaient stables.

Avant la Seconde Guerre mondiale, l'équivalence de prix couramment admise était :

1 m³ de béton ≈ 10 m² de coffrage ≈ 100 kg d'armatures.

De nos jours, il n'est guère possible d'établir une telle équivalence, à la fois simple et de caractère général. Il semble qu'on puisse admettre, pour des bâtiments avec utilisation répétitive de coffrages industriels :

1 m³ de béton ≈ 5 à 8 m² de coffrage ≈ 60 à 70 kg d'armatures.

5.2.1 Méthodes d'estimation des prix

Il n'est pas possible d'exposer toutes les méthodes utilisées qui sont en grand nombre, et font l'objet d'une abondante littérature (cf. bibliographie in fine [209]).

Il arrive même que chaque technicien, à l'intérieur d'une même entreprise, estime ses prix suivant un système personnel, lorsque la direction laisse aux différents services une certaine autonomie d'organisation.

On rappelle quelques principes.

- 1) Le prix de vente est obtenu en ajoutant au prix de revient le bénéfice et les aléas. Le prix de revient est lui-même obtenu en ajoutant les frais généraux aux *déboursés* ; ces derniers correspondent à la somme des frais de main-d'œuvre et charges sociales et des dépenses en fournitures.
- 2) Dans le calcul du prix de revient, il faut faire entrer tous les éléments qui constituent des dépenses engagées à propos des différentes opérations ou résultant d'elles, en excluant toutes les autres.

Pour l'établissement du devis estimatif, il convient de connaître ou d'apprécier :

- les quantités (fournies par le devis quantitatif) ;
- les consommations de fournitures, résultant de statistiques, ou estimées au mieux ;
- les prix unitaires de toutes les fournitures et locations de matériel ;

- les rendements de main-d'œuvre (connus à partir de statistiques de l'entreprise, ou mieux à partir d'une étude faite par un service méthodes) ;
- les prix horaires de main-d'œuvre.

Il convient, bien évidemment, de tenir compte aussi des frais généraux.

C'est dans le mode d'évaluation des quantités, dans l'établissement des sous-détails de prix par ouvrage, dans la répartition des dépenses et en particulier des frais généraux entre différents postes, compte tenu également de la taille de l'entreprise, que se situent les différences entre les méthodes de calcul des prix prévisionnels de travaux. Il n'est pas possible de recommander une méthode de préférence à une autre. Le lecteur pourra se reporter à [209] où il trouvera une analyse résumée des plus courantes d'entre elles.

Dans ce qui suit, on donne quelques indications sur la manière dont on peut aborder le calcul du prix d'un coffrage, l'un des éléments du prix global le plus difficile à appréhender correctement.

Les prix de coffrage sont en effet le plus souvent sous-estimés par suite d'une mauvaise connaissance du prix des fournitures et des temps opératoires, par oubli de certains éléments du coût ou par une mauvaise estimation de la complexité de l'ouvrage.

Le choix d'un coffrage entre plusieurs solutions fait appel à des critères :

- techniques (structure du coffrage, matériaux constitutifs) ;
- technico-économiques : moyens de manutention (disponibilité et temps d'immobilisation des grues) ; main-d'œuvre, spécialisée ou non ;
- économiques : investissement, rentabilité.

En ce qui concerne l'investissement :

- soit l'entreprise peut réutiliser un matériel existant, non amorti entièrement et/ou en bon état (cette solution doit avoir la priorité sur les autres) ;
- soit, il est nécessaire d'envisager l'achat d'un matériel dont le coût ne peut être amorti complètement sur l'affaire étudiée.

Dans ce dernier cas, comme il n'existe pas de certitudes, il faut mettre en balance deux « espérances :

- l'une, liée au nombre probable de réutilisations sur le même chantier ;
- l'autre, liée à la possibilité d'un réemploi ailleurs dans un délai raisonnablement court ou d'une revente à la valeur résiduelle.

Si l'espérance ne se produit pas, il y a perte, celle-ci étant égale à la valeur résiduelle, augmentée des frais inutiles (remise en état, transport, entreposage, etc.). Plus le matériel est spécialisé et sophistiqué plus le risque de non-réemploi est grand.

Entre deux solutions, il faut comparer le coût, la dépense engagée, et ce qui reste à amortir. Si la probabilité de gain est p , la probabilité de perte est $1 - p$. L'espérance de gain s'obtient en multipliant p par la somme représentant la différence des deux coûts. Elle doit être supérieure à l'espérance de perte obtenue en multipliant $1 - p$ par la somme représentant la perte, c'est-à-dire la différence entre les dépenses engagées dans chacune des deux solutions. En écrivant cette condition, on détermine la valeur de p et à partir de cette valeur, on peut choisir la meilleure solution.

Pour calculer le prix de revient d'un coffrage, il faut connaître les quantités à coffrer (à $\pm 10\%$ près), les consommations unitaires en bois, clous, huile de décoffrage, etc., à partir d'une approche raisonnée, les prix unitaires de toutes les fournitures, les rendements de la main-d'œuvre, les taux horaires de celle-ci.

Les coûts sont répartis en :

- coûts variables (ou *directs*) : main-d'œuvre et consommables ;
- coûts fixes (ou *indirects*) : amortissements, frais financiers, entreposage, frais de location, transports aller et retour, atelier coffrage et menuiserie, montage, équipement, remise en état, réparations, démontage.

Si N est le nombre d'éléments à coffrer, d la durée du cycle d'utilisation, f_{\max} la fréquence extrême d'utilisation (nombre d'élé-

ments d'un type à exécuter rapporté au temps d'exécution accordé, diminué des temps d'attente), la quantité minimale de coffrages nécessaire est :

$$c_{\min} = d f_{\max}$$

Elle correspond à un nombre d'utilisations moyen par coffrage :

$$n = \frac{N}{c_{\min}}$$

Si la valeur de n excède le nombre maximal n_{\max} d'utilisations possibles du même coffrage, la quantité de coffrages nécessaire sera :

$$c = \frac{N}{n_{\max}}$$

Une réduction du coût du coffrage peut être recherchée par le choix d'un coffrage moins cher (mais attention à la qualité de l'ouvrage, à la longévité du matériel...), par une réduction des temps d'attente, par une action sur les temps de prise et de durcissement du béton. Il faut que les économies réalisées par ailleurs soient supérieures aux dépenses supplémentaires. La balance est d'autant plus favorable que le rapport surfaces coffrées/volume de béton est plus grand.

Une bonne conception du coffrage permet également une réduction du coût de main-d'œuvre directe, poste qui pèse le plus lourd dans le coût du mètre carré coffré.

5.2.2 Temps de main-d'œuvre

Pour fixer certains ordres de grandeur, nous donnons ci-après mais uniquement à *titre indicatif* quelques renseignements, valables pour les planchers courants de bâtiments d'habitation.

Coffrage au mètre carré : 0,4 à 0,6 h pour des coffrages métalliques avec répétition en surface et aux différents étages, ce chiffre pouvant atteindre 1 h 30 min à 2 h, ou même bien davantage, dans le cas de coffrages non répétitifs en bois.

Ferraillage pour 100 kg :

- 5 à 7 h en partant d'armatures brutes ;
- 4 à 5 h en partant d'armatures coupées à la longueur ;
- 2 à 3 h en partant d'armatures coupées et façonnées d'avance.

Bétonnage au mètre cube (à partir de béton prêt à l'emploi) :

- 1 h 30 min à 2 h 30 min en coulage vertical ;
- 1 h en coulage horizontal.

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 LAVAUR (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.), 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. Réglements 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.

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. 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].

Sollicitations tangentés

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.

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^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 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, 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, fév. 1971.
- [86] DESPEYROUX (J.) et GUILLLOT (V.). – Problèmes de contreventement. Ann. ITBTP, fév. 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 Charpentés.
- [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, fév. 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 conoi-

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 RAHMIAN (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] FUENTÈS (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] FUENTÈS (A.), LACROIX (R.) et THONIER (H.). – *Traité de béton armé*. 16 × 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 × 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 HAUTCŒUR (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 × 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 × 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 × 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 × 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 × 29,7, 285 p., 1988, SETRA, Bagneux.
- [182] *Guide pour l'étude et la réalisation des soutènements.* 15 × 21, 89 p., sept. 1981, SEDIMA.
- [183] *Règles de calcul des soutènements (projet de norme, établi par le BNTEC, 1992, non publié).*
- [184] LOGEAI (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 × 29,7, 437 p., 1993, Thomas Telford Ltd.
- [188] ADETS. – *Le treillis soudé. Calcul et utilisation conformément aux Règles BAEI 91.* 21 × 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 × 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 × 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 × 24, 416 p., 1998, Eyrolles.
- [201] PERCHAT (J.) et ROUX (J.). – *Maîtrise du BAEI 91 et des DTU associés.* 17 × 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 × 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 × 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,* 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 FNBTB.
- 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).