

Edition 1929.

Brochure N° 9.

# BETON DE CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL

## LE MANUEL DU BÉTON ARMÉ

PUBLIÉ PAR LE  
GROUPEMENT  
PROFESSIONNEL DES  
FABRICANTS DE  
CIMENT PORTLAND  
ARTIFICIEL DE BELGIQUE

ASSOCIATION  
SANS BUT LUCRATIF  
45, BOULEVARD DU RÉGENT  
BRUXELLES



# BROCHURES DE VULGARISATION

ÉDITÉES A CE JOUR PAR LE

## GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE

---

### N<sup>os</sup> 1 et 2. — LE GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE.

Ces brochures, la première en français, la seconde en flamand, définissent l'objet du "Groupement".

### N<sup>o</sup> 3. — SPÉCIFICATIONS GÉNÉRALES POUR LES CIMENTS PORTLAND ARTIFICIELS. (Edition française et Edition flamande).

Cette brochure donne également le mode d'exécution des essais de réception des ciments.

### N<sup>o</sup> 4. — COMMENT FAIRE UN BON BÉTON.

Dans toutes ses applications à la maison, à l'atelier, à la ferme, etc. (Edition française ou Edition flamande).

### N<sup>o</sup> 5. — LE CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL.

*Fabrication, Propriétés, Mortiers et Bétons.* (Edition française).

Cet ouvrage qui comprend 115 pages comporte :

*Dans sa première partie :* Des indications sur la fabrication du ciment et sur ses propriétés principales : prise, durcissement, résistance, stabilité, retrait, etc.

*Dans sa deuxième partie :* Des renseignements sur les règles d'emploi du ciment dans les mortiers et les bétons.

Elle réunit une documentation importante sur les caractéristiques des sables, poussières, graviers et pierrailles les plus couramment employés dans notre pays.

Elle recommande des règles pour déterminer les meilleures proportions des mélanges sables-pierrailles.

Elle donne des formules permettant de fixer :

- 1° La proportion de ciment nécessaire pour réaliser un béton contenant par m<sup>3</sup> un nombre déterminé de kg. de ciment.
- 2° La quantité d'eau de gâchage.
- 3° La résistance probable des mortiers et bétons en fonction des données du dosage et de la quantité du ciment.

N° 6. — ALLÉES DE JARDINS, CHEMINS D'ACCÈS, TROTTOIRS. (Edition française ou Edition flamande).

Donne la manière d'exécuter ces divers travaux et les dosages des bétons à employer.

N° 7. — BLOCS ET MURS EN BÉTONS. PIERRE ARTIFICIELLE ET DÉCORATION ÉLÉMENTAIRE. (Edition française ou Edition flamande).

N° 8. — PIEUX, POTEAUX, PILASTRES, CLOTURES EN BÉTON. (Edition française ou Edition flamande).

N° 9. — MANUEL DU BÉTON ARMÉ. (Edition française).

Cet ouvrage qui constitue le guide du surveillant de chantier, du bétonneur professionnel et de l'amateur, comporte :

*Dans sa première partie :* Des explications simples, mais complètes, sur le rôle et la disposition des armatures dans le béton armé, suivant toutes les sollicitations auxquelles ce matériau peut être soumis.

*Dans sa deuxième partie :* Des indications sur l'exécution du béton armé : préparation et mise en place des armatures, confection des coffrages, etc.

*Dans sa troisième partie :* Des tableaux donnant les éléments nécessaires pour résoudre quelques cas simples de poutres, dalles, hourdis et poteaux en béton armé.

---

Ces brochures sont envoyées gratuitement, sauf les brochures n° 5 et n° 9, dont le coût est fixé à Fr. 10, frais d'envoi compris, à verser au compte chèques-postaux N° 159.479 du groupement.

Les demandes doivent être adressées au :

GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS  
DE CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE

45, Boulevard du Régent,  
BRUXELLES.

# MANUEL DU BÉTON ARMÉ

GUIDE DU SURVEILLANT  
DE CHANTIER, DU BÉTONNEUR  
PROFESSIONNEL ET DE L'AMATEUR.

---

Publié par le :

GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES  
FABRICANTS DE CIMENT PORTLAND  
ARTIFICIEL DE BELGIQUE

*(Association sans but lucratif)*

45, boul. du Régent,  
BRUXELLES.

---

**Le béton de ciment bien exécuté est permanent, impérissable.**

LE GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL exerce un contrôle sur les ciments fabriqués par les usines affiliées.

Il dispose à cet effet :

Du laboratoire d'essai des matériaux de l'Université libre de Bruxelles. Ce laboratoire est pourvu de toutes installations, machines, etc., les plus modernes ;

D'un personnel technique tout spécialement compétent.

Toute personne intéressée à l'exécution d'ouvrages au mortier ou au béton de ciment,

— qui désire obtenir des renseignements autres que ceux contenus dans la présente brochure,

— ou qui éprouve des difficultés dans l'exécution des travaux, peut s'adresser au "*Groupeement Professionnel des Fabricants de Ciment Portland Artificiel de Belgique*", qui lui fournira, à titre gracieux, toutes indications utiles.

A la demande des acheteurs ou des consommateurs, le "*Groupeement Professionnel*" fait prélever, par son laboratoire, des échantillons de ciment qui leur est fourni.

Il effectue sur ces échantillons tous essais partiels ou complets désirés, soit suivant les normes officielles belges, soit suivant les spécifications d'autres pays.

Le laboratoire d'essai des matériaux du "*Groupeement Professionnel*" exécute également tous essais et études sur les qualités et propriétés des matériaux mis en œuvre dans les constructions : mortiers, bétons, briques, pierres, agglomérés de toute nature, etc.

Adressez échantillons, exactement :

Service de Recherches du Groupeement  
Professionnel du Ciment (G. P. C.)

UNIVERSITÉ LIBRE  
BRUXELLES (Solbosch).

Lire la note au dos de la couverture.

## LE BÉTON ARMÉ.

Guide du surveillant de chantier, du  
bétonneur professionnel et de l'amateur.

---

### AVANT-PROPOS.

Nous n'avons nullement l'intention de présenter ici un traité de calcul du béton armé (1). Notre but, beaucoup plus modeste, est, dans une première partie, de donner au contremaître, surveillant de chantier et au bétonneur de métier aussi bien qu'à l'amateur des données élémentaires, mais suffisantes, pour leur permettre de lire les plans d'exécution des pièces et ouvrages en béton armé, de comprendre l'importance qu'il faut attacher à chacun des détails de ces plans et pour les convaincre de la nécessité d'une réalisation rigoureusement conforme au projet et, par suite, de la responsabilité qui, à ce point de vue, repose sur celui qui est chargé d'exécuter les travaux ou d'en surveiller l'exécution.

Ni l'ingénieur qui a conçu et calculé le projet, ni l'entrepreneur qui s'est chargé de le réaliser ne peuvent être constamment sur le chantier, toute leur confiance va donc au contremaître, au surveillant et aux exécutants. Que ceux-ci se persuadent donc de l'importance de la tâche qui leur est confiée ainsi que du fait que, plus que tout autre, les travaux en béton armé demandent un soin et une attention de tous les instants.

---

(1) Il existe, du reste, de nombreux ouvrages et abaques qui donnent, d'une façon relativement simple, des méthodes de calcul des pièces courantes des constructions en béton armé.

## GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE

Dans les constructions en acier ou en bois, on est limité à l'emploi d'un certain nombre de profilés T, U, I, L ou de pièces de bois, madriers, poutres, etc., de dimensions commerciales courantes et on est amené à mettre en œuvre celles d'entre ces pièces qui répondent avec excès aux exigences du calcul; de plus les profilés ou pièces de bois sont fabriqués, exécutés, préparés et vérifiés à l'atelier avant leur utilisation sur chantier. Dans ce cas le rôle du contremaître se borne à l'exécution correcte de leur montage.

Dans les ouvrages en béton armé, au contraire, les diverses poutres et pièces qui les constituent ont des dimensions et des armatures strictement calculées pour faire travailler les matériaux aux efforts maxima tolérés. Les calculs sont poussés de façon à réaliser soit les pièces les plus économiques, surtout au point de vue des armatures, soit les pièces les moins encombrantes au point de vue de leur volume ou de leur hauteur.

La réalisation de telles pièces est toujours rendue possible sur chantier quelles que soient leurs dimensions et leurs armatures puisque le béton peut se mouler en toutes formes et dimensions dans des coffrages appropriés et peut recevoir, noyé dans sa masse, tout dispositif d'armatures. Mais leur exécution s'effectue entièrement sur chantier dans des conditions parfois très difficiles et une fois les pièces exécutées aucun contrôle de l'exactitude de leur réalisation n'est possible; c'est assez dire que le soin et l'attention qu'il faut apporter à leur exécution sont primordiaux et sont à la base de la solidité et de la sécurité de l'ouvrage.

*Ces considérations ne sont développées ici que pour mieux faire comprendre la nécessité de la réalisation exacte des plans conformément au calcul; mais elles ne doivent nullement faire croire que l'exécution parfaite des travaux en béton armé est difficile et peu sûre; la multitude des ouvrages existants, les applications de plus en plus nombreuses et de plus en plus hardies que l'on en fait, leur solidité et leur durée sont autant de preuves de la confiance et de l'espoir que l'on met en ce matériau moderne.*

Ces considérations montrent au contraire l'immense champ des

GRUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE  
CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE

possibilités ouvertes au béton armé du fait qu'il se prête à toutes formes et à toutes dispositions et innovations dans le renforcement par armatures : béton fretté, béton armé de fonte, etc.

D'autre part les remarquables progrès obtenus dans la qualité des ciments, dans la connaissance de la composition et de la mise en œuvre rationnelle des bétons ne contribuent pas peu à assurer aux ouvrages en béton une sécurité et une longévité remarquables.

A côté de ces facteurs de progrès, il en est un non moins important qui est spécialement du ressort de l'exécutant et du surveillant, c'est l'observation et la réalisation rigoureuses et consciencieuses des plans d'exécution que le calcul a établis.

\* \* \*

Dans une seconde partie, nous donnons pour l'amateur et le bétonneur peu avertis, des indications sur la façon d'exécuter le béton armé, la préparation et la mise en place des armatures, la confection des coffrages, etc.

\* \* \*

Une troisième partie comporte des tableaux donnant les éléments nécessaires pour résoudre quelques cas simples de poutres, dalles, hourdis et poteaux en béton armé.

PREMIÈRE PARTIE.

NOTIONS ÉLÉMENTAIRES  
SUR LE BÉTON ARMÉ.

---

1. — Qu'est-ce que le béton armé ?

Comme son nom l'indique, le béton armé est composé de deux matériaux : le béton et son renforcement en acier constitué par des barres, fers ronds ou vergettes noyés dans la masse du béton.

Tout le problème du calcul et de la bonne exécution du béton armé repose dans l'agencement rationnel de ces deux matériaux. Il n'est pas possible d'exécuter ou de conduire avec intelligence et sûreté les travaux en béton armé si l'on n'a pas une compréhension exacte du rôle joué par chacun de ces matériaux dans l'assemblage hétérogène qu'ils constituent.

La première question qui se pose est de savoir pourquoi il est nécessaire d'armer un matériau aussi solide et aussi résistant que le béton.

La seconde demande quelles sont les raisons qui fixent la disposition et la répartition de l'armature dans la masse du béton ?

Pour répondre à ces questions et pour rendre plus compréhensibles aux lecteurs les explications qui vont suivre, il sera nécessaire de définir d'une façon aussi simple que possible un certain nombre de termes et d'expressions techniques courantes qu'il est utile de mettre à la portée de tout le monde.

## 2. — Efforts et déformations.

Lorsqu'on leur fait supporter des charges, les matériaux se *déforment* et subissent des *efforts intérieurs*. La déformation, comme son nom l'indique, est l'altération de la forme extérieure du matériau.

Tous les matériaux ne se déforment pas d'une façon également importante, du fait que par leur nature certains sont plus raides, plus rigides et que d'autres sont plus plastiques ou plus élastiques.

Ainsi si nous chargeons par l'intermédiaire d'un plateau B et à l'aide de poids P un cylindre en caoutchouc A, nous voyons ce cylindre se *déformer* d'une façon très apparente. Sa hauteur H diminue jusqu'à devenir H' et sa section CD s'élargit en C'D' (fig. 1 et 2).

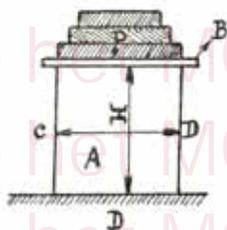


Fig. 1.

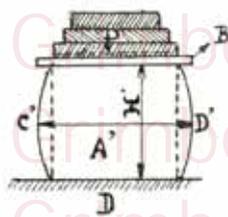


Fig. 2.

Dans cet état de déformation la matière qui constitue le cylindre subit des *efforts intérieurs* très compréhensibles parce qu'elle réagit contre la déformation qu'elle subit.

Si l'on arrête le chargement du corps A, les *efforts intérieurs* équilibrent les charges P et la *déformation* reste stationnaire.

Si l'on décharge le corps A, il perd sa *déformation* jusqu'à reprendre entièrement ou à peu près sa forme primitive en même temps que les *efforts intérieurs* disparaissent également.

Comme on le voit les *efforts intérieurs* sont une conséquence de la *déformation*. Ces efforts existent à l'état latent dans la matière et ne deviennent apparents qu'au moment où il y a *déformation*, c'est-à-dire au moment où le corps est chargé par des *forces qui lui sont extérieures*.

Les *déformations* et les *efforts intérieurs* sont donc deux éléments intimement liés l'un à l'autre mais qu'il convient de ne pas confondre.

Nous avons pris ici le cas d'un corps extrêmement élastique, c'est-à-dire qui subit de grandes déformations. Mais les matériaux tels que le béton ou l'acier prennent des déformations beaucoup plus petites, du moins pour les efforts intérieurs qu'on leur fait subir habituellement. Pour les relever il faut avoir recours à des instruments précis permettant d'évaluer des variations de longueur de l'ordre du millimètre ou d'une fraction de millimètre, suivant les dimensions des pièces. Néanmoins, dans tous les matériaux, même si elles ne sont pas apparentes à l'œil, les déformations existent et, même quand elles sont très petites, elles entraînent des efforts intérieurs parfois très grands.

Enfin il est utile de savoir que si l'on augmente la charge  $P$  qui agit sur un corps  $A$ , la déformation augmente de plus en plus rapidement jusqu'à atteindre un état critique auquel correspondent des efforts intérieurs très grands dépassant la capacité de cohésion de la matière. Celle-ci se disloque, les fissures apparaissent et la rupture du corps se produit rapidement. L'*effort intérieur* a atteint la *charge de rupture*.

On ne peut donc **par sécurité** charger les matériaux au delà d'une certaine limite bien inférieure à la charge de rupture, de façon à conserver au corps des déformations petites et non dangereuses.

Pratiquement on s'en tient au quart environ de la charge qui provoque la rupture et l'éroulement du corps (1). Cette charge s'ap-

(1) Pour certains matériaux, tel l'acier de construction, on prend comme *effort intérieur de sécurité* la moitié environ de leur limite d'élasticité, c'est-à-dire de la charge qui amène subitement des déformations très importantes qui ne disparaissent plus quand on supprime la charge. L'explication du phénomène sort du cadre de cette brochure. Pour ce qui concerne l'acier pour béton armé, l'effort intérieur de sécurité ainsi déterminé vaut, du reste, également à peu près le quart de sa charge de rupture.

pelle charge de sécurité. Ceci montre l'utilité des essais de réception des matériaux et de la détermination de leur charge de rupture. Elle est extrêmement importante à connaître et à vérifier pour le béton, matériau exécuté directement sur chantier dans des conditions parfois difficiles et soumis de ce fait à des causes nombreuses de variations dans sa résistance, telles que : inexactitude du dosage, excès d'eau, froid, sécheresse, manque de soins dans sa mise en place, etc. (Voir nos 28 à 30 et 42 à 44.)

## I. — TRACTION.

3. — Un corps C est soumis à la traction quand les charges F qui lui sont appliquées agissent en sens inverse l'une de l'autre, de façon à provoquer un allongement (fig. 3).

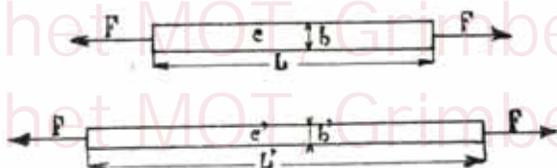


Fig. 3.

Supposons que ce corps soit en caoutchouc, et qu'il ait la forme d'une barre de section carrée. Par son élasticité cette matière prend des déformations très visibles et faciles à mesurer.

On constate que la barre s'allonge dans le sens des charges F, tandis que sa section se rétrécit, son côté se contractant de  $h - h'$ . Les efforts intérieurs que subit la matière sous ces charges de traction s'appellent des *tensions intérieures*.

Répetons que sous l'effet de charges analogues tous les corps se déforment de la même manière et subissent intérieurement des *efforts*

GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE  
CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE

de tension. La résistance du béton à la traction est très faible, environ le dixième seulement de sa résistance à la compression dont nous parlerons ci-après.

Dans les calculs, par mesure de prudence, on la considère comme nulle ou du moins négligeable. L'acier au contraire présente une résistance très élevée à la traction. C'est ce qui justifie la nécessité et l'utilité d'armer le béton, c'est-à-dire de noyer dans sa masse, et dans les parties qui subissent des tensions, des armatures ou barres en acier dont le rôle est de supporter ces efforts de traction.

La charge de sécurité admise pour l'acier courant employé pour les constructions en béton armé est de 12 kg. par mm<sup>2</sup>, c'est-à-dire qu'une barre d'acier de 100 mm<sup>2</sup> de section peut supporter, en toute sécurité, une charge de  $100 \times 12 = 1.200$  kg.

Une pièce en béton A soumise à la traction doit donc toujours être armée et le nombre et la dimension de ses armatures doivent être tels que la section totale de ses aciers multipliée par la charge de sécurité de l'acier (12 kg. /mm<sup>2</sup>) soit au moins égale à la charge F qui sollicite la pièce (fig. 4).

Par exemple, la charge maximum F que pourra supporter en toute sécurité la pièce A armée de 4 fers ronds de 10 mm. de diamètre sera donc :

$$4 \times \frac{3,14 \times 10^2}{4} \times 12 = 3.750 \text{ kg. en chiffres ronds.}$$

Le béton n'a d'autre rôle que d'enrober les barres et de donner de la rigidité à la pièce étendue.

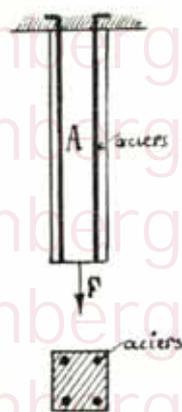


Fig. 4.

## II. — COMPRESSION.

4. — Un corps est soumis à la compression quand les charges  $F$  qui lui sont appliquées sont dirigées l'une vers l'autre de façon à provoquer un raccourcissement. C'est donc la sollicitation inverse de la traction (fig. 5). Les figures 1 et 2 montrent un exemple concret de la réalisation d'un effort de compression, les poids  $P$  constituant une des charges  $F$ , l'autre en sens inverse étant provoquée par la réaction de l'appui  $D$  sur lequel le corps  $A$  repose.



Fig. 5.

Nous avons déjà montré au n° 2 qu'un corps comprimé subit un raccourcissement dans le sens des charges et des allongements dans le sens transversal  $CC$ . Les efforts intérieurs que la matière développe sont des « compressions intérieures ». Si, dans le cas du béton, par exemple, on augmente l'importance des charges de compression, on constate qu'à un moment donné la rupture se produit par suite du gonflement de la matière dans le sens transversal ( $G$ ) et que le corps se rompt par suite de la séparation de la matière  $C$  sur le pourtour latéral de la pièce comprimée, si bien qu'il ne subsiste plus, à ce moment, que la partie hachurée que montre la figure 6, laquelle se disloque évidemment elle-même si la charge continue à lui être appliquée.

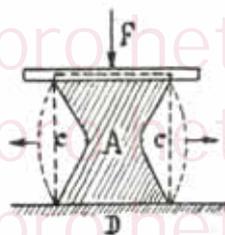


Fig. 6.

Ce mode de rupture est particulier aux bétons, mortiers, et à de nombreux matériaux pierreux naturels et artificiels, quand les éprouvettes d'essai de forme cubique ou aplatie sont écrasés entre deux plateaux d'une presse. Bien que provoquée par la même cause, la rupture ne se produit pas de la même façon, ni pour les métaux, ni pour les bois. Pour ceux-ci notamment la rupture et la déformation sont toute différentes suivant que l'on agit dans le sens des fibres ou transversalement à celles-ci.

Mais le mode de rupture du béton est bien caractéristique et utile à connaître pour bien comprendre le rôle des armatures transversales dans les piliers et colonnes des bâtiments ou dans le béton fretté (n° 27).

*La charge de rupture du béton à la compression est très élevée: elle l'est d'autant plus que le béton est composé d'un ciment de meilleure qualité, qu'il est exécuté avec plus de soin, avec moins d'eau, avec un dosage plus riche en ciment. La résistance augmente encore avec l'âge du béton qui, dans de bonnes conditions, continue à durcir pendant plusieurs années. Pratiquement, pour les calculs et pour des bétons contenant 400 kg. de ciment par mètre cube on admet 55 à 70 kg. par centimètre carré comme charge de sécurité à la compression (1). La charge de sécurité à prendre dépend de la qualité du ciment, des matériaux qui constituent le béton et de l'âge de ce dernier. On pourra donc faire supporter à une pièce carrée de 20 cm. de section fabriquée avec un béton à 65 kg., une charge totale de 20 cm.  $\times$  20 cm.  $\times$  65 = 26.000 kg. Pour le béton armé, on descend rarement en dessous de 300 kg. de ciment par mètre cube de béton; dans ce cas la charge de sécurité du béton peut descendre à un taux compris entre 45 et 55 kg. (1) par cm<sup>2</sup>, suivant l'âge du béton, la quantité d'eau, la qualité de ciment et des matériaux employés.*

*En principe, dans les constructions en béton armé, on soumet donc le béton aux efforts de compression, tandis que l'acier est disposé de façon à répondre aux efforts de traction. Il est remarquable que par l'assemblage rationnel de deux matières ayant des propriétés si différentes on puisse réaliser un matériau à la fois aussi économique que résistant et durable.*

(1) Consulter les « Instructions relatives aux ouvrages en béton armé » Association Belge de Standardisation.

Pour des dosages spécialement étudiés et contrôlés sur chantier, ces instructions prévoient des charges de sécurité supérieures à celles que nous indiquons.

### III. — GLISSEMENT. - ADHÉ- RENCE. - CISAILLEMENT.

5. — Un corps est soumis à glissement quand sous l'action de deux efforts parallèles, de sens opposé, mais non dans le prolongement l'un de l'autre, une partie du corps tend à glisser sur l'autre partie. Cette définition demande à être appuyée par des exemples courants.

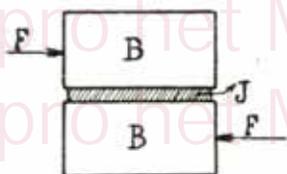


Fig. 7.

Prenons deux briques B liaisonsées par un joint de mortier J (fig. 7) et exerçons sur les petites faces opposées C de chacune de ces briques deux efforts F de

sens inverse. Les deux briques ont tendance à glisser l'une par rapport à l'autre; si l'on accroît les efforts F la séparation finit par se produire par suite d'un glissement dans le plan du joint comme le montre la figure 8. Cette séparation s'effectue soit parce que l'on a dépassé la force intérieure d'adhérence du mortier à la brique, soit parce qu'on y a vaincu la force d'adhérence au glissement du mortier au mortier. Dans le premier cas, la rupture s'effectue entre le mortier et la brique; dans le second cas, elle se produit dans l'épaisseur du joint, au travers du mortier lui-même dont une partie glisse par rapport à l'autre.

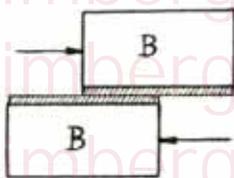


Fig. 8.

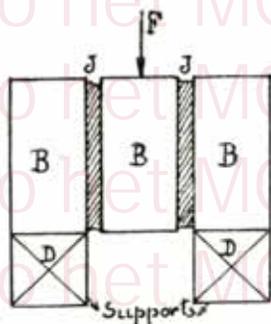


Fig. 9.

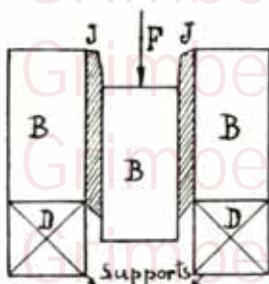


Fig. 10

GRUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE  
CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE

Le glissement peut également se produire dans deux plans différents, par exemple dans deux joints J dans le cas des figures 9 et 10.

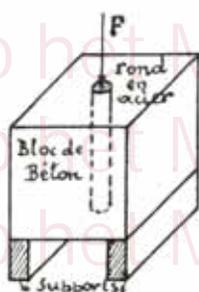


Fig. 11.

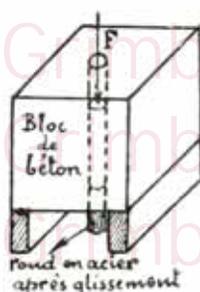


Fig. 12.

Il peut enfin se présenter sur tout le pourtour d'un matériau noyé dans un autre matériau, tel est le cas d'un rond en acier dans le béton (fig. 11 et 12).

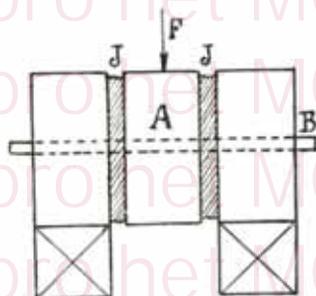


Fig. 13.

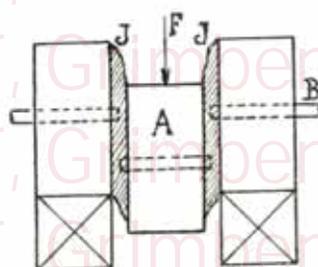


Fig. 14.

Dans le cas signalé à la figure 10, la résistance des joints au glissement peut être renforcée, par exemple, par l'introduction d'une barre transversale B en acier, disposée comme l'indiquent les figures 13 et 14. La pièce centrale A ne peut en effet se déplacer que si la matière dont est constituée la traverse B s'est elle-même déformée, puis sectionnée dans les deux plans des joints J. Cette rupture de

l'acier se produit d'une façon analogue à celle qui se présente lorsqu'une barre est découpée sous l'action des deux tranchants d'une cisaille. C'est pourquoi la force intérieure de résistance au glissement de la matière sur elle-même s'appelle également sa *résistance au cisaillement*.

6. — La résistance au glissement d'une matière sur une autre à laquelle elle adhère ou de la matière sur elle-même est très importante à considérer en béton armé. C'est cette notion qui justifie l'emploi des *étriers* dans les pièces soumises à des efforts de *flexion* dont il sera question plus loin (n<sup>os</sup> 8 et suivants). C'est cette résistance qui entre en jeu également quand il s'agit de tenir compte de l'adhérence du béton aux armatures et nous pouvons déjà développer ici ce dernier point.

Il est en effet indispensable que l'acier ne fasse qu'un avec le béton et que ces deux matériaux soient parfaitement solidaires. En effet, il faut que sous l'action des déformations qu'ils subissent dans le béton armé, ils restent parfaitement adhérents l'un à l'autre et que l'un deux, l'acier notamment, ne puisse jouer et se déplacer à travers le béton.

Supposons qu'une barre d'acier B soit noyée d'une longueur L dans le béton A (fig. 15). Il est certain que l'effort F à exercer pour

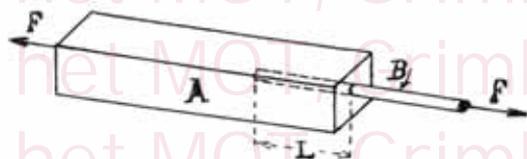


Fig. 15.

faire glisser la barre dans le béton sera d'autant plus élevé que la longueur adhérente L sera plus grande. Comme d'autre part, dans les travaux en béton armé, la barre ne peut supporter une charge F supérieure au produit de sa section par la charge de sécurité à la traction admise pour l'acier, soit 12 kg. par mm<sup>2</sup>, on peut déter-

miner la valeur minima à donner à  $L$ , de façon à éviter le glissement de la barre sous l'effet de cette charge. Cette valeur minimum de  $L$  est égale à 67 fois le diamètre de la barre. Ceci suppose que la barre est enrobée d'une couche de béton d'épaisseur suffisante, c'est-à-dire au moins égale au diamètre de la barre.



Fig. 16.

Si dans une pièce longue on ne dispose pas de ronds en acier de longueur suffisante, on pourra donc employer deux barres plus courtes dont les extrémités se recouvriraient sur une longueur minimum de  $67 \times d$  (fig. 16).

Pour plus de sécurité, on termine encore les barres qui se recouvrent par un crochet d'ancrage C. A cette fin on recourbe les extrémités des barres en un demi-cercle dont le diamètre est de trois à cinq fois le diamètre  $d$  de la barre (fig. 17). Ces extrémités comporteront une partie rectiligne parallèle à la barre et d'une longueur au moins égale à  $3 \times d$ .



Fig. 17.

Enfin il est à conseiller de recourber de cette façon toutes les extrémités des barres soumises à la traction, même si elles sont d'une seule pièce, de façon à renforcer par cet ancrage leur adhérence au béton.

## 7. — Remarques pratiques.

Comme on le voit, la question d'adhérence de l'acier au béton est de première importance pour réaliser de bons ouvrages en béton armé, il faut donc veiller à ne pas employer de barres d'acier attaquées par la rouille au point que celle-ci ne soit plus adhérente et puisse s'en-

## GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE

lever en s'écaillant. Une rouille superficielle légère est souvent impossible à éviter et n'est pas dangereuse. Mais il convient d'être prudent dans l'emploi de telles barres et de s'assurer que la rouille n'est pas profonde; au besoin il faut brosser les barres à la brosse métallique. De même, il faut éviter que les barres couvertes de peinture, de vase, d'argile, de terre, de graisse ou d'huile, etc., ne soient mises en œuvre dans le béton, car ces matières annihilent l'adhérence.

Enfin le béton doit être parfaitement damé ou *fiché* entre les barres, de façon à les enrober parfaitement. Le bon serrage des matériaux autour des armatures fournit un béton dense qui enserre parfaitement les aciers et augmente l'adhérence.

Ajoutons que par sécurité il est à recommander de terminer toutes les barres par des crochets ou au moins par des retours droits.

Le conducteur de travaux a donc déjà, là, matière à une surveillance suivie dont il doit comprendre l'importance pour la bonne exécution des travaux qui lui sont confiés.

### IV. — FLEXION.

8. — Considérons une pièce droite  $AB$  que nous posons par ses extrémités sur deux supports ou appuis  $C$  et  $D$ . Chargeons-la d'un poids  $F$  en son milieu. Sous l'action de cette charge la pièce se dé-

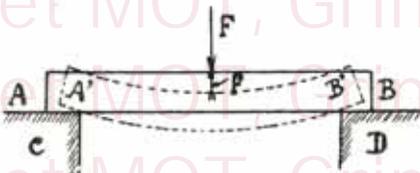


Fig. 18.

forme, devient courbe  $A'B'$  en prenant une *flèche*  $f$  marquant son fléchissement par rapport à sa position primitive (fig. 18). Cette flèche mesure la quantité dont la pièce s'est incurvée et est une caractéris-

tique importante de la déformation qui se produit dans la pièce qui *fléchit*; c'est d'elle que vient l'appellation donnée au mode de chargement que la pièce subit; on dit que la pièce est soumise à *flexion*,

*Dans une pièce fléchie, il se produit à la fois de la compression, de la traction et du glissement.*

### Traction et compression dans les pièces fléchies.

9. — Montrons d'abord où et comment se produisent les efforts intérieurs de compression et de traction.

Pour mieux nous faire comprendre, supposons qu'il s'agisse d'une pièce très flexible, c'est-à-dire qui subit de grandes déformations avant de se rompre, afin de nous permettre de les constater et même d'apprécier leur importance.

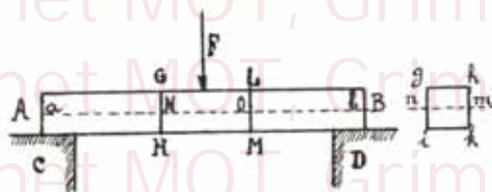


Fig. 19.

Posons donc sur deux appuis C et D, une pièce droite A B dont la section carrée G H est représentée en *g h i k* (fig. 19). Sous l'action de la charge verticale F la pièce prend la déformation montrée à la figure 20. Si l'on trace les droites verticales G H et L M suivant la hauteur de la pièce avant déformation, on constate qu'après chargement de la pièce ces droites se trouvent disposées en G' H' et L' M' et qu'elles sont inclinées l'une vers l'autre, si bien que la distance de G' à L' est devenue plus petite que la distance de G à L et que l'inverse se produit entre les points H M et H' M', tandis que la longueur  $NO = N'O'$  n'a pas varié.

Enfin si l'on mesure les largeurs suivantes de la section de la pièce : *g h* dans la face supérieure; *n m* à mi-hauteur et *i k* dans la

GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE  
CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE

face inférieure, on constate, qu'après déformation,  $g' h'$  est devenue plus large que  $g h$ , que  $i' k'$  est devenue plus étroite que  $i k$  et qu'enfin  $n' m'$  est restée égale à  $n m$ .

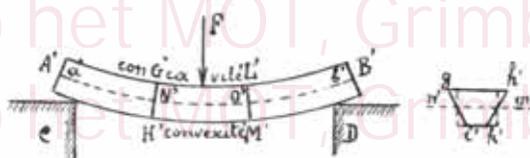


Fig. 20.

Dans la moitié supérieure de sa hauteur, la pièce  $A' B'$  subit donc des raccourcissements suivant sa longueur, tandis qu'elle subit des dilatations moins importantes, mais cependant apparentes, suivant sa largeur. Nous avons vu au numéro 4 qu'une déformation de ce genre correspond à celle des corps soumis à la *compression*.

Dans la moitié inférieure de sa hauteur la pièce  $A B$  s'allonge au contraire suivant sa longueur et se contracte suivant sa largeur, c'est la déformation caractéristique des corps soumis à la *traction* (voir n° 3).

Si la pièce était fléchie en sens inverse, d'une façon analogue à celle qui est montrée à la figure 21, les mêmes déformations se produiraient encore, mais elles seraient renversées, la partie étendue se trouvant dans la mi-hauteur supérieure du corps  $A' B'$ .

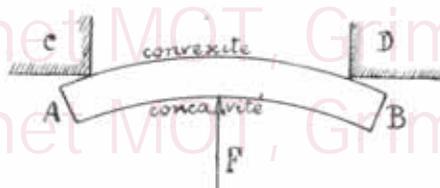


Fig. 21.

*En conclusion*, une pièce fléchie est étendue dans la mi-hauteur tournée vers la partie courbe convexe et elle est comprimée dans la mi-hauteur tournée vers la partie courbe concave.

**GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE  
CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE**

On déduit immédiatement quelles sont, dans une pièce fléchie en béton, les parties qui doivent être armées de barres d'acier. Nous savons que c'est la partie étendue, puisque c'est à l'extension que le béton doit être renforcé, sa résistance à ce genre d'efforts étant très réduite et considérée comme nulle dans les calculs du béton armé.

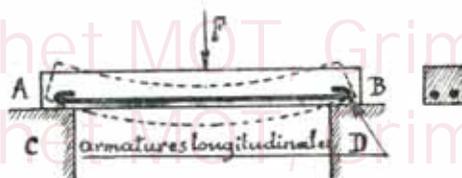


Fig. 22.

La disposition des armatures longitudinales dans la partie supérieure ou inférieure d'une pièce fléchie est fixée par le sens de la flexion que la pièce subit. Les figures 22 et 23 en donnent deux exemples. Il y a obligation absolue de se conformer, dans le placement des armatures des pièces fléchies, aux indications des plans d'exécution sous peine d'annihiler la résistance de la pièce.

10. — Les efforts de compression et de traction qui se produisent dans les parties étendues et comprimées d'une pièce fléchie n'ont pas partout la même valeur. Nous avons en effet constaté au paragraphe précédent que la section  $g h i k$  subissait à la fois des contractions et des

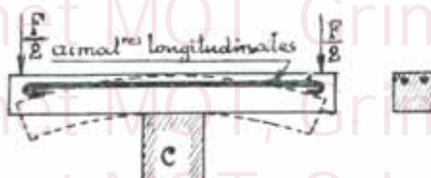


Fig. 23.

dilatations qui ne sont pas égales dans toute la hauteur de la section. On constate expérimentalement qu'elles sont les plus grandes, aussi bien en contraction qu'en dilatation, dans les faces supérieures et

inférieures de la poutre. Par contre elles deviennent nulles à mi-hauteur, et l'expérience prouve qu'au-dessus et en dessous de  $n' m'$  ces déformations vont en croissant progressivement de la mi-hauteur de la pièce vers  $g' h'$  et vers  $i' k'$  et que cet accroissement est proportionnel à la distance à  $n' m'$ . La poutre ne se déforme ni suivant sa largeur  $n' m'$ , ni suivant sa longueur  $NO$ ; aucun effort ne se produit donc dans la matière à mi-hauteur de la poutre; cette partie de la pièce constitue une zone « neutre » qui ne souffre nullement des charges de flexion supportées par la poutre (1).

Par contre, on déduit de ce qui précède, que *c'est dans les parties les plus éloignées de la zone neutre que la matière est soumise aux déformations les plus grandes, c'est-à-dire aux efforts intérieurs de compression et de traction les plus élevés.*

#### 11. — Quelques conclusions pratiques s'en déduisent immédiatement :

1° Il y a toujours avantage à disposer les armatures longitudinales aussi près que possible des faces inférieures ou supérieures des poutres fléchies, puisque en les éloignant davantage de la zone neutre on les

(1) La zone neutre ou zone de non-déformation n'est pas toujours située à mi-hauteur de la pièce ainsi que nous l'indiquons dans cette explication un peu simple. Elle se trouve à mi-hauteur pour toute pièce qui est constituée d'une matière homogène et dont la section présente une forme symétrique par rapport à l'axe neutre  $n' m'$ . C'est le cas des pièces carrées, rectangulaires ou circulaires des profils courants. Dans les pièces à section dissymétriques, tels que les T, les L, les U, etc., l'axe neutre  $n' m'$  n'est plus à mi-hauteur de la pièce.

Les poutres en béton armé, même à section symétrique, carrée ou rectangulaire, n'ont pas non plus leur axe neutre à mi-hauteur. Cela provient ici de l'hétérogénéité de la matière composée à la fois de béton et d'acier et surtout du fait que l'on néglige la résistance du béton à la traction, ce qui conduit à supprimer, en pensée, le béton de la partie étendue de la poutre. La section réellement envisagée dans le calcul du béton armé est donc constituée comme le représente la figure 24, partie hachurée, l'armature  $t$  étant la seule matière résistante dans la partie étendue. Dans ce cas l'axe neutre est situé environ au tiers de la hauteur utile  $h$  de la poutre.

Si la poutre est armée également dans sa partie comprimée, l'axe neutre descend d'autant plus vers la mi-hauteur que l'armature comprimée est plus importante vis-à-vis de l'armature étendue. Voir : *Poutres fléchies à armature simple et poutres à armatures doubles.* (n° 17.)

place dans une partie du béton qui subit de plus grands efforts intérieurs et que, par suite, l'acier y soulage mieux le béton dans sa résistance aux charges.

On est du reste limité dans cette façon d'agir par le fait que la couche extérieure de béton  $a$  (fig. 24) doit être suffisante pour que les barres soient parfaitement *noyées* dans le béton et y fassent bien *adhérence* et pour qu'en même temps elles ne soient pas exposées à se *rouiller*. Pratiquement  $a$  ne descend pas en dessous de 1,5 cm. à 2 cm., et lorsque les barres ont un diamètre  $d$  supérieur à 2 cm., on prend généralement  $a = d$ .

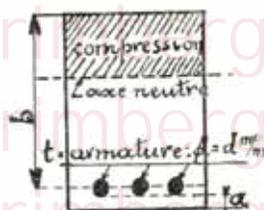


Fig. 24.

2° Ces explications permettent à l'exécutant de se rendre compte de l'importance capitale qu'il y a à mettre les armatures dans les poutres exactement aux emplacements et dans la position prévus sur les plans d'exécution des travaux. L'exécutant doit bien se persuader que la disposition des armatures données aux plans est la conséquence d'un calcul serré de la résistance des pièces en béton armé, et que la modifier par négligence ou par ignorance, c'est élever des constructions qui ne répondent plus du tout à la résistance exigée et s'exposer aux accidents les plus graves.

### Glissement et cisaillement dans les pièces fléchies.

12. — Il a été défini au numéro 5 ce que l'on entendait par glissement et cisaillement et par résistance de la matière au glissement et au cisaillement.

La rupture par glissement et cisaillement se produit dans un corps quand, par suite des charges qui agissent sur lui, une partie de ce corps glisse par rapport à l'autre partie, les efforts intérieurs de cisaillement que la matière subit ayant dépassé la résistance maximum que, grâce à sa cohésion, elle peut leur opposer. Ce genre d'effort intérieur se produit également dans les pièces fléchies.

GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE  
CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE

Deux exemples simples permettent de s'en rendre compte.

Supposons qu'une poutre soit formée d'une série de blochets B juxtaposés et serrés par un étai E, comme le montre la figure 25.

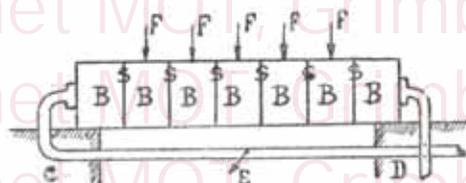


Fig. 25.

Plaçons cette poutre sur deux appuis C et D et chargeons-la d'une série de poids F. La poutre étant ainsi sectionnée suivant les sections S,

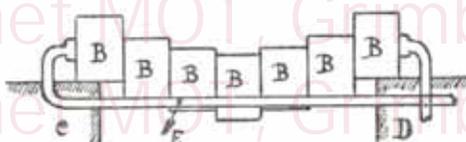


Fig. 26.

il est évident que les blochets B vont glisser les uns par rapport aux autres et, par exemple, vont se présenter à un moment donné dans les positions données à la figure 26.

Ces déplacements par glissement étaient à prévoir puisque la matière manque de continuité suivant les plans S. Dans ces plans la résistance de la matière au glissement est nulle; seul le serrage des blochets et leur résistance par frottement les uns contre les autres s'opposent à leur déplacement par glissement.

En réalité les poutres fléchies sont d'une seule pièce, cependant elles présentent la même tendance au *glissement transversal* et si la résistance que la matière lui oppose est insuffisante, les mêmes déplacements verticaux auront tendance à se produire également.

Supposons en second lieu que la poutre fléchie soit constituée d'une série de planches empilées et posées sur les appuis C et D. Une charge F fait fléchir l'ensemble (fig. 27).

L'expérience, très simple à réaliser, montre que chacune des planches fléchit et s'incurve pour son propre compte, ce qui les oblige à glisser les unes par rapport aux autres dans le sens de leur longueur.

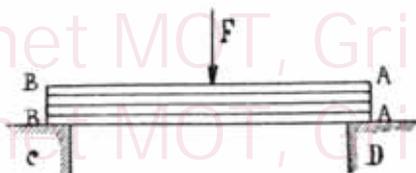


Fig. 27.

Les extrémités des planches qui, avant l'application de la charge F, se trouvaient en coïncidence dans un même plan A A et B B, ne le sont plus après déformation (fig. 28).



Fig. 28.

La seule résistance opposée à ce glissement longitudinal provient du frottement des planches les unes sur les autres.

En réalité, les pièces fléchies ne sont jamais constituées de cette façon, la matière en est continue; néanmoins la tendance au glissement longitudinal s'y manifeste également d'une façon identique.

13. — Si la résistance de la matière au glissement transversal et au glissement longitudinal est faible, la pièce fléchie périra sous ce genre d'efforts intérieurs, à moins que l'on ait soin de la renforcer en conséquence.

Tel est le cas du béton dont la résistance au cisaillement n'est guère que le cinquième de sa résistance à la compression. Pratiquement on ne compte guère que sur le dixième de cette résistance. Il

est certain qu'un tel matériau verra sa résistance en cisaillement renforcée si l'on dispose *longitudinalement* des *barres d'acier* pour empêcher le *glissement transversal* et verticalement des *étriers en acier* pour s'opposer au *glissement longitudinal*.

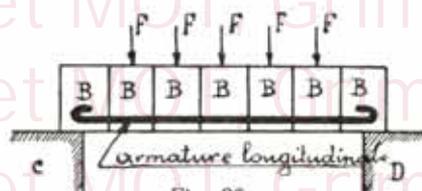


Fig. 29.

Les figures 29 et 30 montrent ces dispositifs appliqués aux deux exemples précédents et font comprendre l'utilité de ces armatures qui empêchent les déplacements par glissements représentés aux figures 26 et 28.

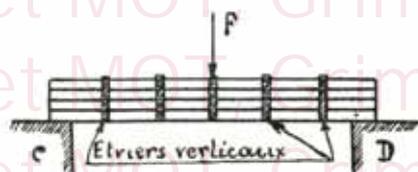


Fig. 30.

Ces armatures sont absolument indispensables dans le cas de poutres fléchies en béton armé.

Les armatures longitudinales existent toujours, soit dans la partie inférieure, soit dans la partie supérieure de la pièce en béton puisque celle-ci, nous venons de le voir, doit toujours être armée pour résister aux efforts de tension qui se produisent dans les pièces fléchies.

On peut dire d'une façon générale que la résistance au cisaillement de ces armatures longitudinales jointe à la résistance propre du béton au cisaillement est toujours suffisante pour résister au glissement transversal.

Par contre il est toujours nécessaire d'armer les poutres fléchies à l'aide d'étriers transversaux pour résister aux glissements longitudinaux.

GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE  
CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE

De même que pour les barres longitudinales (fig. 17) les extrémités des étriers doivent être terminées en crochet pour bien s'ancrer dans le béton.

14. — La théorie et l'expérience montrent que les efforts intérieurs de glissement n'ont pas une valeur constante dans toute la longueur d'une poutre fléchie; ils ont une valeur d'autant plus élevée que l'on s'écarte du milieu de la poutre et que l'on se rapproche des appuis.

Le nombre, la section et la répartition des étriers sont déterminés en conséquence par le calcul et indiqués sur les plans d'exécution.

L'exécutant doit veiller à ce qu'ils soient placés exactement en nombre voulu et aux distances données, car c'est une condition primordiale de la bonne résistance de la pièce.

Il y a lieu d'insister notamment sur la réalisation de la répartition exacte des étriers suivant la longueur de la poutre, car il faut écarter l'opinion que la résistance est acquise dès que le nombre d'étriers s'y trouve, et il faut se convaincre au contraire que la résistance n'est réellement obtenue que si les étriers sont parfaitement disposés à leur place et aux distances calculées.

15. — Notre explication ne serait pas complète, si nous ne disions un mot de l'utilité des barres relevées. On entend par là, des barres qui, pour des raisons exposées plus loin, passent de la mi-hauteur inférieure de la poutre à sa mi-hauteur supérieure ou inversement,

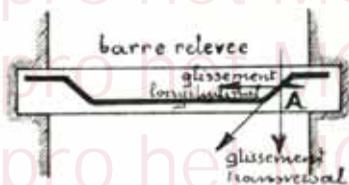


Fig. 31.

comme le montre la figure 31. Dans la partie où elles sont relevées, généralement sous un angle à  $45^\circ$ , elles jouent à la fois le rôle d'étriers et d'armature longitudinale et résistent simultanément au glissement longitudinal et au glissement transversal (1). (Voir en A fig. 31.)

(1) En conséquence, la barre relevée résiste à la résultante des deux glissements, résultante qui est inclinée à  $45^\circ$ . Cette inclinaison est donc la meilleure à donner aux barres et même aux étriers qui sont ainsi soumis à des efforts de traction.

Il en est tenu compte dans les calculs, et le nombre et la répartition des étriers sont déterminés et réduits en conséquence.

*Il est donc utile d'insister une fois de plus sur la nécessité de se conformer exactement aux données des plans d'exécution tant pour les étriers que pour les barres relevées.*

### 16. — Les armatures dans une poutre fléchie.

En résumé, pour compenser la faiblesse du béton quant à sa résistance aux efforts intérieurs de traction et de cisaillement qui se produisent dans les poutres fléchies, *celles-ci doivent être armées longitu-*

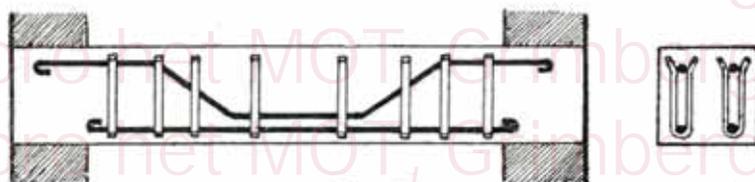


Fig. 32.

*dinalement par des barres de tension dans les parties du béton soumises à l'extension et transversalement par des étriers verticaux ou inclinés à 45°, secondés parfois par des barres relevées (fig. 32).*

*Le nombre, l'emplacement et la section de ces armatures sont fixées par le calcul, et il est du devoir de celui qui exécute, de se conformer strictement aux dispositions données par les plans d'exécution, car les armatures constituent pour le béton armé l'ossature indispensable dont chaque élément joue un rôle primordial et parfaitement déterminé.*

Les explications qui précèdent auront fait comprendre les raisons techniques qui font au surveillant des travaux et à l'exécutant un devoir professionnel de ne troubler, ni par négligence, ni par ignorance, la disposition que le calcul a établie pour l'armature des pièces en béton armé.

17. — Poutres fléchies à armatures simples  
 et poutres fléchies à armatures doubles.

Une poutre fléchie est dite à armature simple quand elle ne com-  
 porte une armature que dans les parties du béton soumises à des  
 efforts de tension.

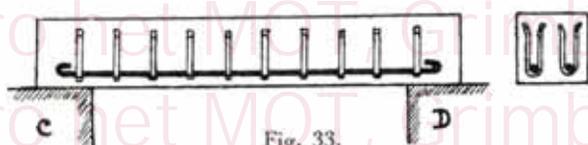


Fig. 33.

C'est le type le plus simple et le plus économique, étant donné que  
 chaque matériau, béton et acier, y travaille sous les efforts aux-  
 quels il résiste particulièrement bien, compression pour l'un, traction  
 pour l'autre.

La poutre représentée à la figure 33 est une poutre à *simple ren-*  
*forcement.*

Pour des raisons que nous expliquerons plus loin, la zone étendue  
 d'une poutre peut passer en certains points de la pièce de la partie  
 inférieure à la partie supérieure de sa hauteur. L'armature devra  
 répondre à ce changement et être disposée comme le représente la  
 figure 34. Cette poutre est encore à simple renforcement.

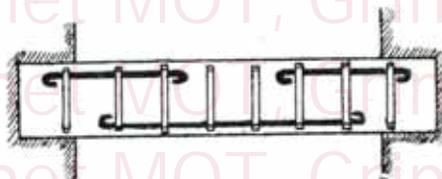


Fig. 34.

Pratiquement on réalise plutôt la disposition de la figure 32, le  
 nombre de barres strictement nécessaires dans la partie supérieure  
 étendue de la poutre étant relevée à 45°. A ses extrémités une telle  
 poutre peut ainsi comporter une *armature double*, celle-ci existant à  
 la fois dans le béton comprimé et dans le béton étendu.

Bien qu'il semble illogique de renforcer du béton comprimé, déjà très résistant, par une matière aussi coûteuse que l'acier, l'ingénieur est très souvent obligé de le faire.

Quand la poutre à armature simple doit résister à des charges très élevées ou quand elle a une portée, c'est-à-dire une distance entre appuis très grande, elle réclame une hauteur très grande que très souvent les constructions ne permettent pas de réaliser; de plus la quantité de béton devient très importante et le poids propre de la pièce très élevé.

Il y a alors avantage à réduire sa hauteur en renforçant le béton dans sa partie comprimée et c'est cette raison qui justifie le choix par l'ingénieur de poutres armées de la façon indiquée à la figure 35. Une telle poutre est dite à *double renforcement*.

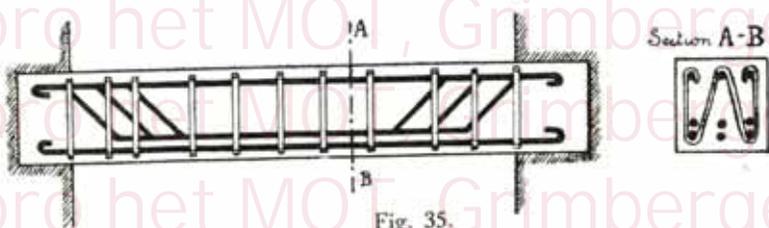


Fig. 35.

L'exécutant doit se convaincre que les aciers de renforcement du béton comprimé jouent un rôle aussi important dans la résistance du béton armé que les armatures étendues, les uns soulageant les autres. Sur chantier mêmes soins doivent donc être apportés indistinctement dans le placement de tous les éléments de l'armature des pièces fléchies.

### 18. — Dalles et hourdis nervurés.

Les dalles ou planchers en béton armé sont d'exécution très courante dans les constructions industrielles et le bâtiment.

Dans le cas le plus simple le plancher ou hourdis est constitué par un simple plateau en béton d'épaisseur uniforme posant sur des murs ou des poutres.

Le plus souvent ces plateaux simples ne posent que par leur pourtour sur les murs ou poutres qui limitent les pièces dont ils forment le plancher. La figure 36 montre la surface  $L \times l$  à couvrir par un plancher posant sur son périmètre A B C D.

Une telle dalle est une pièce fléchie dont la largeur est très grande et dont l'épaisseur, ou mieux la hauteur, est faible par rapport aux dimensions habituelles des poutres. Elle présente en plus la particularité suivante : le plateau pose sur quatre appuis et présente de ce fait deux sens de flexion, l'un suivant sa portée  $L$  entre les murs d'appui A B et C D, l'autre suivant sa portée  $l$  entre les murs d'appui A D et B C.

On dispose donc dans ces dalles deux armatures de traction, l'une suivant la partie  $l$ , l'autre suivant la partie  $L$ , les deux armatures longitudinales formant un quadrillage à larges mailles.

L'armature disposée suivant la plus petite portée  $l$  est la plus importante et c'est sur elle que l'on compte pour résister en ordre principal aux efforts de flexion. Elle intervient même seule dès que l'autre partie  $L$  devient supérieure à deux fois  $l$ , ce qui se présente presque toujours dans le cas des dalles nervurées (voir n° 19). Aussi lui donne-t-on le nom d'*armature porteuse* (fig. 36 et 37).

L'armature transversale suivant  $L$ , même si elle n'intervient pas dans le calcul, doit cependant toujours exister, notamment en vue de reporter plus uniformément les charges de la dalle sur les barres porteuses. C'est ce rôle qui lui a fait donner le nom d'*armature de répartition* (fig. 36 et 37).

Dans les dalles de ce genre, il n'est pas nécessaire d'avoir recours

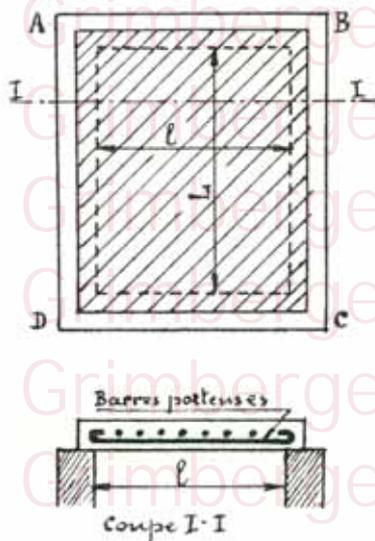


Fig. 36.

à des étriers, la section de béton suivant la grande largeur de la dalle est suffisante pour résister aux efforts de glissement qui s'y produisent.

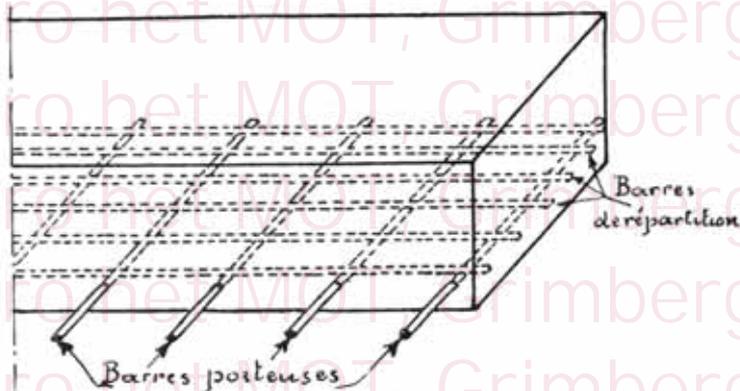


Fig. 37.

19. — Lorsque sa portée  $l$  augmente ou quand les charges à lui faire supporter deviennent très importantes, la dalle exige une épaisseur trop grande, elle devient lourde et coûteuse.

Dans ce cas, on a recours à une solution à la fois plus rationnelle et plus économique, la dalle nervurée ou hourdis nervuré.

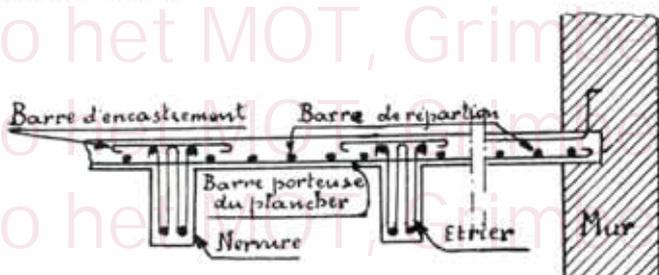


Fig. 38.

La dalle est disposée sur des nervures ou poutres saillantes analogues aux solives des planchers en bois. L'épaisseur et l'armature de la dalle sont fortement diminuées étant donné que celle-ci a une portée réduite à la distance entre les nervures (fig. 38). Contrairement

à ce qui se passe dans les planchers en bois sur solives, la dalle de béton est solidaire des nervures avec lesquelles elle constitue un *hourdis nervuré monolithe*. Grâce à ce monolithisme la nervure et la dalle travaillent en commun et se soulagent réciproquement.

La portée de la dalle se trouve ainsi réduite à la distance  $p$  entre les nervures et celles-ci sont considérées pour le calcul comme des poutres ayant la forme d'un T, dont la hauteur est celle de la nervure saillante  $h$  augmentée de l'épaisseur  $e$  de la dalle et dont la semelle est constituée par une bande de la dalle de largeur  $AB$  définie par des formules empiriques (fig. 39). C'est ainsi qu'une partie de la dalle renforce la nervure et augmente sa résistance.

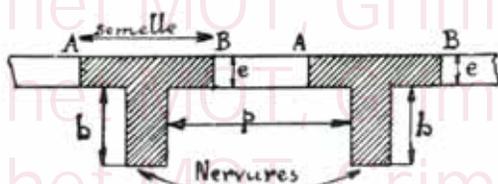


Fig. 39.

20. — Qu'il s'agisse de dalle ou de nervure, ces pièces sont fléchies sous l'effort des charges qu'elles supportent, et elles doivent être armées comme des poutres fléchies ordinaires dans les parties étendues du béton. Au besoin les nervures peuvent être armées par une armature double.

Les dalles ne demandent pas d'étriers, mais exigent des armatures de répartition tandis que les nervures doivent toujours être pourvues d'étriers.

Dans les dalles comme dans les nervures, certaines armatures peuvent être relevées pour passer de la partie inférieure à la partie supérieure du béton et ce à la demande des efforts de flexion (voir n° 17).

*Pratiquement, les armatures à disposer dans les coffrages sont assez nombreuses : celles des dalles doivent être placées dans deux sens perpendiculaires, les unes constituant barres de répartition reposent*

sur les barres porteuses; certaines de celles-ci doivent être relevées en des points bien déterminés; toutes doivent être placées à la profondeur voulue dans le béton et doivent garder une équidistance bien régulière. A ces armatures viennent s'ajouter les barres des nervures qui sont disposées comme dans une poutre. Il s'en suit que le travail est assez compliqué, qu'il faut procéder avec ordre et méthode et que le placement de barres doit être surveillé de très près et contrôlé pour que l'exécution soit parfaitement conforme aux plans.

Enfin, il y a lieu d'attirer l'attention sur la nécessité de veiller à ce qu'au cours du bétonnage et de la circulation du personnel sur les coffrages, les barres ne soient ni déplacées, ni tordues, ni déversées.

### Effets du mode de fixation des poutres ou des dalles fléchies sur leurs appuis.

21. — La façon dont les poutres ou dalles fléchies reposent ou sont fixées sur leurs appuis a une grande importance au point de vue de la déformation qu'elles prennent sous l'action de leurs charges de flexion. Cette déformation peut modifier le sens de la courbure de la pièce en certaines de ces parties, c'est-à-dire qu'elle peut faire passer la partie étendue d'un côté à l'autre de la zone neutre (voir n<sup>os</sup> 8, 9, 10).

Ce fait entraîne une répartition judicieuse des armatures dont la disposition doit s'adapter à la façon dont la pièce se déforme.

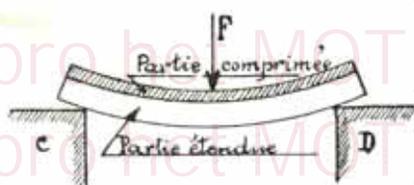


Fig. 40.

Dans ce cas la pièce se déforme comme l'indique la figure 40, les parties étendues et comprimées restant d'un même côté de la zone neutre.

a) Une pièce fléchie (nous entendons ici indifféremment une poutre ou dalle ou nervure) peut être simplement appuyée sur ses supports, c'est-à-dire qu'elle pose simplement sur eux sans fixation spéciale.

b) Elle peut être *simplement appuyée*, mais présenter une ou deux parties en *porte-à-faux*.

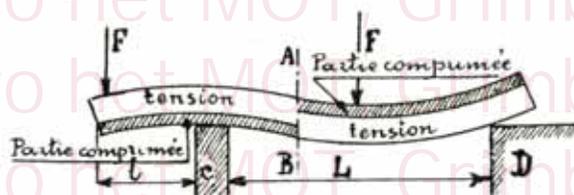


Fig. 41

La déformation et la disposition des parties étendues et comprimées se trouvent représentées aux figures 41 et 42.

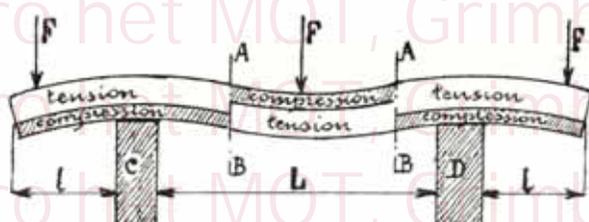


Fig. 42.

Les sections A B sont des zones de changement de sens de flexion dans la poutre. C'est dans ces régions que toutes, ou une partie des barres, sont relevées pour passer d'un côté à l'autre de la zone neutre (fig. 43).

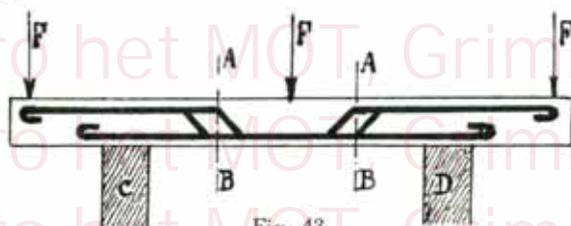


Fig. 43.

c) La poutre peut être *encastée à ses deux extrémités*, ce qui signifie que les abouts de la pièce sont maintenus dans une position invariable, ne permettant pas leur soulèvement comme dans le cas

d'un appui simple. Cet encastrement est réalisé soit du fait que la pièce est solidement engagée dans un mur en maçonnerie ou en béton comme le montre la figure 44, soit du fait qu'elle est fixée par ancrage dans un mur ou sur un pilier ou une colonne.

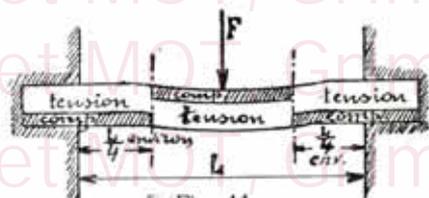


Fig. 44.

Cet encastrement produit sur la poutre l'effet d'un porte-à-faux, puisqu'il force la face inférieure de l'about de la poutre à rester en contact avec son appui en empêchant son soulèvement. La déformation qui en résulte est donc sensiblement conforme à celle de la figure 42 entre les appuis C et D.

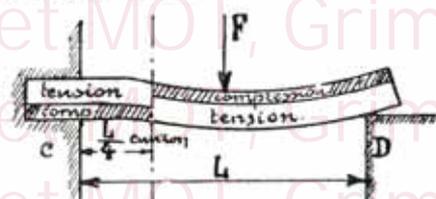


Fig. 45.

d) Si la poutre est encastree à une extrémité et simplement appuyée à l'autre, la déformation qui en résulte est celle de la figure 45.

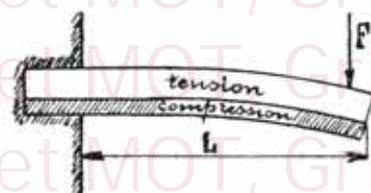


Fig. 46.

e) Si elle est encastree à une extrémité et libre à l'autre, la poutre est en porte-à-faux et sa déformation, conforme à celle du porte-à-faux des figures 41 et 42, est indiquée sur la figure 46.

f) Enfin, la poutre peut *reposer à la fois sur plusieurs appuis sans solution de continuité*; on l'appelle *poutre continue* parce qu'elle est monolithe dans toute sa longueur. On peut assez grossièrement la comparer à plusieurs poutres avec porte-à-faux qui seraient disposées bout à bout et dont on aurait soudé les extrémités. La poutre continue, simplement appuyée ou encastrée sur ses appuis, a une déformation qui répond au schéma donné à la figure 47.

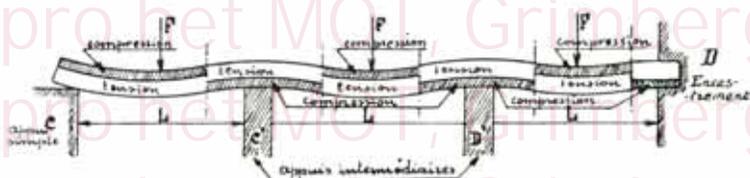


Fig. 47.

22. — L'explication qui précède montre l'influence prépondérante du mode de fixation des poutres sur la façon dont elles se déforment et par suite sur le sens des efforts intérieurs qui s'y produisent. La disposition des barres d'acier doit en tenir compte dans les plans et doit être respectée à l'exécution. Le mode de fixation des poutres a, en outre, une grande influence sur la grandeur des déformations et des efforts intérieurs. Conséquemment les dimensions à donner à ces poutres, le nombre et la section des armatures à y introduire en dépendent également.

Mais c'est là une question qui relève du calcul même des pièces fléchies et qui sort du but que cet ouvrage s'est assigné. Néanmoins nous croyons utile d'éveiller l'attention sur ce point, en montrant la variation importante dans la grandeur des déformations et des efforts qui résultent du mode de fixation des poutres.

Considérons trois poutres de même portée  $l$  et chargées toutes en leur milieu d'une même charge isolée  $P$ .

Si nous désignons par l'*unité* la grandeur de la flèche ainsi que la grandeur de l'*effort de flexion* ou *moment de flexion*, qui se produisent

**GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE  
CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE**

dans la poutre encastrée à ses deux extrémités, le tableau suivant donne les valeurs relatives de la flèche et du moment qui correspondent à d'autres modes de fixation de la même poutre.

	Flèche maxima	Effort ou moment de flexion maxima.
Poutre encastrée à ses deux extrémités (fig. 44) . . . . .	1	1
Poutre simplement appuyée à ses deux extrémités (fig. 40) . . . . .	4	2
Poutre encastrée à une extrémité, libre à l'autre (fig. 46) . . . . .	8	4

Une même charge agissant au point milieu d'une poutre de même longueur et de même section peut donc provoquer des déformations et des efforts très différents suivant la façon dont la poutre est fixée sur ses appuis.

**Charges supportées par les poutres et planchers.**

23. — Les charges que les poutres et planchers ont à supporter se divisent en deux catégories :

Les charges mortes ;

Les surcharges.

La charge morte est le poids propre de la pièce, il s'évalue en kilogrammes par mètre courant pour les poutres, et en kilogrammes par mètre carré pour les dalles et hourdis.

Les surcharges sont les charges qui reposent sur les pièces. Elles-mêmes se divisent en :

Surcharges concentrées ;

Surcharges réparties.

Les surcharges concentrées sont celles qui sont ramassées sur une très petite surface, tel une poutre s'appuyant sur une autre poutre qui lui est perpendiculaire, ou un pilier reposant sur une poutre (fig. 48).

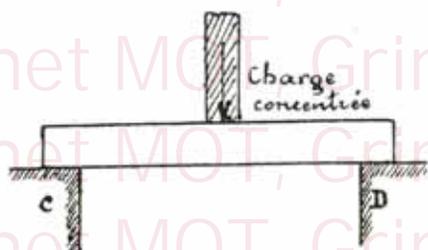


Fig. 48.

Au contraire un mur élevé sur la longueur d'une poutre (fig. 49) ou une foule sur un hourdis sont des charges réparties. Elles sont dites uniformément réparties quand elles ont une valeur constante par mètre courant ou par mètre carré sur toute la longueur de la poutre ou sur toute la surface du plancher.

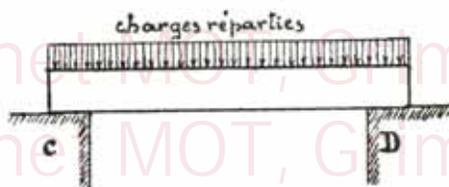


Fig. 49.

Suivant la position sur la poutre du point d'application d'une charge concentrée, la déformation et les efforts intérieurs que la poutre subit varient beaucoup. Il en de même, si à égalité de poids total, la charge est concentrée au lieu d'être répartie.

Pour fixer les idées à ce sujet, voici quelques exemples de la valeur relative de la flèche et du moment de flexion.

**GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE  
CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE**

**I. — Influence de la position du point d'application, charge concentrée.**

	Position de la charge.	Moment de flexion.
Poutre appuyée à ses deux extrémités (fig. 40).	a) Au milieu de la portée $l$ . . . . .	1
	b) Au quart de la portée $l$ à partir des appuis . . . . .	$3/8$
	c) Au huitième de la portée $l$ à partir des appuis . . . . .	$7/64$
Poutre encastree à une extrémité, libre à l'autre (fig. 46).	a) A l'extrémité libre de la portée $l$ . . . . .	4
	b) au milieu de la portée $l$ . . . . .	2
	c) Au quart de la portée $l$ à partir de l'encastrement . . . . .	1

**II. — Charge concentrée et charge répartie.**

La charge totale étant égale.

		Flèche.	Moment de flexion.
Poutre sur deux appuis simples	Charge répartie (fig. 49) . . . . .	$5/8$	$1/2$
	Charge concentrée (fig. 48) . . . . .	1	1

**24. — Conclusions pratiques.**

De l'examen de ces données il résulte :

1° Qu'une poutre peut être capable de supporter une charge répartie de valeur donnée et peut ne pas pouvoir supporter la même charge totale appliquée localement.

2° Qu'une même charge concentrée locale peut agir très différemment sur une poutre suivant l'emplacement de son point d'application. A ce point de vue, il y a toujours intérêt à *reporter la charge aussi près que possible des appuis.*

Ces conclusions sont utiles à connaître, et le surveillant doit en tenir compte quand il doit charger des poutres ou des planchers, soit

avec des matériaux, soit avec des engins nécessaires à la continuation du travail.

Enfin il y a lieu d'attirer son attention sur la nécessité de limiter ces surcharges en tenant compte du degré de durcissement du béton récemment décoffré. C'est là un point très important qui peut amener de graves accidents s'il n'est pas observé, notamment en hiver, période pendant laquelle des températures basses voisines de 0° et a fortiori inférieures à 0° ralentissent considérablement la marche du durcissement des ciments.

Les calculs et le conseil du technicien sont indispensables en ces circonstances.

## V. — LES COLONNES.

25. — En principe, les colonnes ou piliers en béton armé sont destinés à supporter des charges verticales.

Celles-ci se composent soit du poids et des charges des poutres ou des planchers qui viennent s'appuyer sur la tête de ces colonnes, soit, en plus, du poids et des charges des colonnes des étages supérieurs.

Dans le cas le plus simple où la charge est centrée sur la colonne, celle-ci est soumise uniquement à de la compression.

Si les charges sont excentrées et si les poutres viennent s'encaster sur la tête des colonnes, celles-ci sont soumises à des efforts composés de compression et de flexion pour lesquelles une armature spéciale doit être prévue et calculée par l'ingénieur.

Nous nous bornerons à donner ici quelques indications sur les colonnes simplement soumises à la compression.

Même dans ce cas simple, il peut se présenter un phénomène particulier très complexe et que l'on appelle le *flambage*. Voici un exemple simple qui permettra de le comprendre.

Si vous prenez une canne en jonc flexible, dont la longueur est toujours très grande par rapport à son diamètre, et si vous vous appuyez sur elle, vous la voyez fléchir en s'incurvant sous un effort relativement faible. On dit que la pièce *flambe*. Si vous accentuez cet effort vous arriverez très rapidement à la rupture. Raccourcissez votre

jonc et essayez de le faire fléchir à nouveau, vous constaterez qu'il est nécessaire de le comprimer beaucoup plus fortement pour amener le *flambage*.

Si vous le raccourcissez davantage, il arrivera un moment où la pièce ne flambera plus et se rompra comme une pièce simplement comprimée (voir n° 5).

Il faut donc faire une distinction entre les pièces longues et les pièces courtes, les premières se rompant par *flambage* sous une charge beaucoup plus faible que les secondes, qui cèdent normalement par suite d'une compression exagérée.

Les pièces sont considérées comme *longues* quand le rapport  $\frac{l}{d}$  ou  $\frac{l}{c}$  entre leur longueur  $l$  et le diamètre  $d$  ou le côté  $c$  de leur section atteint ou dépassent une certaine limite. Le flambage est à craindre et la pièce est calculée en conséquence. En dessous de cette limite du rapport  $\frac{l}{d}$  ou  $\frac{l}{c}$ , la pièce peut être considérée comme *courte* et elle est calculée comme simplement comprimée.

Ces notions sont vraies également pour le béton armé et l'on considère comme longues des colonnes dont le rapport  $\frac{l}{d}$  ou  $\frac{l}{c}$  dépasse 16. Suivant qu'il se trouve en présence d'une colonne dont le rapport  $\frac{l}{c}$  est en dessous ou au-dessus de cette valeur, l'ingénieur calcule en conséquence l'armature et la section du pilier.

26. — L'armature longitudinale du pilier est elle-même constituée d'une série de ronds de très grande longueur par rapport à leur section et chacun d'eux est comprimé suivant sa longueur. Considérées individuellement ces armatures se trouveraient donc dans une situation qui se prête à les faire *flamber*, si elles n'étaient en partie maintenues par le béton qui les enrobe.

Mais du côté extérieur, cette couche de béton est d'épaisseur très faible (2 à 3 cm.), insuffisante pour empêcher la flexion des armatures.

Aussi celles-ci doivent être ligaturées transversalement les unes aux autres (fig. 50), de façon à maintenir les barres à écartement constant. Cette armature transversale est indispensable à la fois pour éviter le flambage de l'armature longitudinale et pour empêcher leur déplacement au cours du damage du béton.

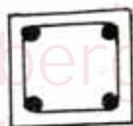


Fig. 50.

### Les colonnes frettées.

27. — Nous avons expliqué, au numéro 4, qu'une pièce soumise à l'action d'un effort de compression suivant sa hauteur subissait une dilatation dans le sens transversal.

C'est cette dilatation qui amène la rupture de la pièce comprimée. S'il était donc possible de contenir la matière transversalement, on pourrait ainsi augmenter dans une forte proportion la charge de rupture de la pièce à la compression.

C'est ce que l'on peut réaliser dans le béton armé et notamment dans les colonnes en béton armé, en cerclant le béton à l'aide d'armatures transversales très rapprochées enroulées sur les armatures longitudinales (fig. 51).

Cette armature transversale frette le cœur de la colonne (fig. 51) et s'oppose à la dilatation transversale du béton, ce qui permet à une telle colonne pour une même longueur et une même section de supporter une charge beaucoup plus considérable. Ce renforcement transversal s'effectue le plus souvent par un enroulement hélicoïdal sur les armatures longitudinales. Le calcul de la section des armatures, du pas de l'enroulement et de la charge qu'un tel pilier peut supporter est du ressort de l'ingénieur ou d'un technicien.

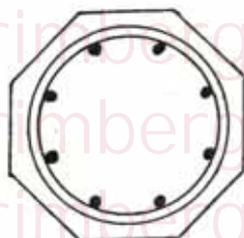
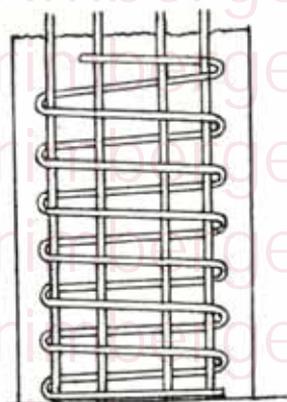


Fig. 51.

Après cette explication, il semble superflu d'insister sur la nécessité de *respecter exactement le pas de l'enroulement*, car c'est ce dernier qui réalise le degré de frettage voulu par l'ingénieur et qui constitue par suite la résistance même du pilier. Il est à noter, entre autre, qu'une *inexactitude locale* dans l'enroulement peut entraîner une grave diminution de la charge portante du béton fretté.

A un autre point de vue il y a lieu de faire remarquer qu'il y a nécessité de donner à la colonne une position parfaitement verticale, sinon la colonne ne travaille plus à la compression simple ou du moins au mode d'effort qui correspond à la position verticale qui est prévue. La colonne est un élément tellement capital dans la construction en béton que l'on ne peut trop attirer l'attention du contremaître sur les soins avec lesquels elle doit être exécutée.

## VI. — FONDATIONS.

28. — La fondation est également une partie très importante d'un bâtiment ou d'une construction puisqu'elle en constitue l'assise; aussi ne peut-on apporter trop de soin à son exécution. Dans le cas habituel, la fondation se ramène :

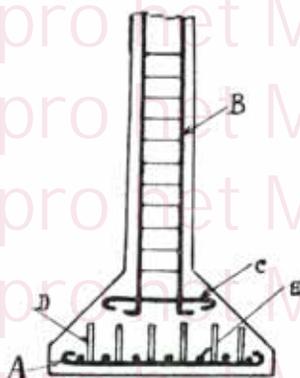


Fig. 52.

— soit à un empattement continu sous les murs de la construction; c'est un mur plus large, plein et non armé;

— soit, sous chaque pilier ou colonne du bâtiment, à un *massif plein en béton armé* ou à une *semelle en béton armé* (fig. 52);

— soit à un *radier général en béton armé* sous l'ensemble du bâtiment.

Ces murs, massifs, empattements et semelles, sont eux-mêmes supportés directement par le terrain ou le sont par l'intermédiaire d'un système de pieux ou pilotes en béton qui descendent en profondeur prendre appui sur le terrain résistant.

## GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE

La description de ces divers genres de fondations sort du cadre de cette brochure et nous nous bornons à donner un aperçu extrêmement sommaire du cas où la fondation repose directement sur le sol par l'intermédiaire d'un empattement ou radier en béton armé.

On admet généralement que la charge  $P$ , poids mort et surcharges, que porte une colonne ou un mur, se transmet d'une façon uniforme au sol qui les supporte et que celui-ci par réaction exerce sur eux une action qui dans le cas d'un pilier, par exemple, tend à faire fléchir sa semelle, comme le montre la figure 53.

Cette semelle devra donc être armée comme une poutre fléchie en porte-à-faux (voir fig. 23).

La figure 52 en montre un exemple.

- A, armature de traction;
- E, armature de traction dans le sens perpendiculaire;
- D, étriers;
- B, armatures longitudinales de la colonne;
- C, armatures devant résister à l'effort de cisaillement de la colonne sur son empattement.

La résistance à la compression du terrain étant très inférieure à celle du béton, on est amené à donner aux semelles et massifs des dimensions importantes jusqu'à ramener la charge moyenne à une valeur admissible pour le sol, c'est-à-dire telle qu'elle n'amène pas un tassement du terrain qui serait désastreux pour la construction.

Le radier général est constitué par une dalle ou un hourdis nervuré renversé et uniformément chargé par la réaction du sol sous le poids de l'ensemble de la construction. Cette dalle est donc fléchie entre ses appuis qui sont constitués ici par les bases des murs et des colonnes du bâtiment, mais les efforts qui s'y produisent sont renversés par rapport à ceux que l'on est habitué à considérer et les armatures sont disposées en conséquence.

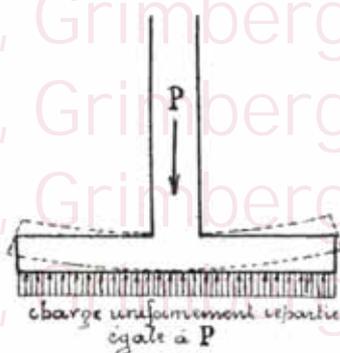


Fig. 53.

DEUXIÈME PARTIE.

LA PRÉPARATION ET L'EXÉCUTION  
DES TRAVAUX EN BÉTON ARMÉ.

I. — LE BÉTON.

29. — La composition du béton et la façon de l'exécuter sont données dans notre brochure n° 4; les propriétés du béton sont définies et expliquées dans la brochure n° 5 (1).

Néanmoins il paraît utile de résumer les facteurs principaux dont dépend la valeur du béton et de développer certains d'entre eux qui sont spécialement importants pour le béton armé.

La qualité du béton dépend :

- du ciment et des matériaux mis en œuvre;
- de leur proportion et de la quantité d'eau, c'est-à-dire du dosage;
- des soins apportés au mélange et à la mise en place dans les coffrages;
- des conditions de durcissement des bétons (température, degré d'humidification, etc.).

Nous reprendrons les deux derniers points ci-après.

(1) La brochure n° 5, dont le coût est de fr. 10.—, est expédiée sur versement spécifié de cette somme au compte chèques-postaux n° 159.479 du "Groupe-ment Professionnel des Fabricants de Ciment Portland artificiel de Belgique", 45, boulevard du Régent, Bruxelles. — La brochure n° 4 est délivrée gratuite-ment sur demande.

### 30. — Matériaux employés et dosages.

— La *qualité du ciment*, agent vital de la résistance, est primordiale. Un bon béton doit être exécuté avec du ciment Portland artificiel de qualité garantie.

— La propreté des sables et pierrailles est indispensable. Les matières argileuses, terreuses et végétales sont nuisibles.

L'eau elle-même doit être propre.

— *Les proportions convenables du mélange*, exprimées en volume de sable et de pierraille et en poids de ciment sont données dans nos brochures 4 et 5.

Il y a cependant lieu d'insister sur les points suivants :

1° Pour le béton armé la *quantité de ciment* ne doit pas descendre en dessous de 250 kg. de ciment par mètre cube de béton. Il n'est ni recommandable, ni utile, de dépasser une richesse de 450 kg. de ciment. Le dosage moyen habituellement employé pour les planchers, hourdis et poutres est de 350 kg. de ciment par mètre cube de béton.

2° *La dimension maximum de la pierraille* doit être telle que celle-ci puisse aisément se disposer entre les armatures et glisser entre les armatures et les parois du coffrage. Elle ne doit pas dépasser les trois quarts du plus petit intervalle, soit entre armatures, soit entre armatures et parois.

— *La quantité d'eau* utilisée pour le malaxage a une telle influence sur la résistance du béton que son action apparaît aussi importante que celle du ciment.

On peut dire que *chaque litre d'eau* en excès par rapport au minimum indispensable pour assurer une plasticité suffisante pour la mise en place du béton, réduit la résistance de ce dernier comme le ferait la perte de 1 kg. de ciment. Toutefois si la confection d'un béton « sec » et raide peut se justifier pour la fabrication d'agglomérés fortement comprimés ou pour l'exécution de massifs de béton se prêtant à un damage soigné, il n'est pas recommandable de faire usage d'un tel béton pour le béton armé, car le damage énergique

qu'il nécessite pour être mis convenablement en place, est souvent difficile et parfois impossible à réaliser par suite de la présence des armatures.

Il faut donc faire usage d'un béton dont la plasticité puisse suppléer aux imperfections du pilonnage et permettre de satisfaire aux deux conditions primordiales suivantes : remplissage des coffrages sans vides et enrobage parfait des armatures. Mais il faut se garder de tomber dans l'excès contraire et de confectionner un béton tellement fluide qu'il constitue une masse coulante à vider dans les coffrages. On s'exposerait à réduire la résistance du béton dans des proportions inquiétantes par suite de l'excès d'eau et de l'hétérogénéité provoquée de ce fait par la séparation des matériaux par ordre de densité, les pierrailles tendant à se rassembler dans la partie inférieure des pièces tandis que la pâte liquide de sable et de ciment se portent à la partie supérieure.

Un tel béton ne doit en tout cas jamais être exécuté à l'insu de l'entrepreneur ou de l'ingénieur à cause du grave danger qu'il peut constituer pour la solidité de la construction.

Un béton très fluide ou « coulé » peut être employé dans certaines circonstances spéciales, mais c'est alors suivant les prescriptions de l'ingénieur ou de l'entrepreneur qui doivent prendre des dispositions en conséquence, soit en renforçant la richesse du béton en ciment, soit en ayant recours à un ciment de qualité supérieure, soit encore en tablant dans les calculs sur une résistance moindre du béton.

Pour éviter de tomber dans l'excès d'eau, il est utile de contrôler la fluidité du béton au cône d'affaissement (brochure 5, n° 42, et brochure 4, n° 17). Sauf indications contraires, le béton aura un affaissement compris entre 2 cm. et 8 cm.

### 31. — Mélange et malaxage du béton.

Consulter les brochures 4 et 5.

Le mélange et le malaxage du béton ne s'exécutent à la main que sur des chantiers peu importants. Dès que le cube du béton à mettre

en œuvre devient suffisamment grand, il faut avoir recours au malaxage mécanique.

L'attention doit être spécialement attirée sur la nécessité de mettre en œuvre des *dosages constants* comme quantités de sable, de pierre, de ciment et d'eau à chaque mélange. Le malaxage mécanique doit durer au moins 1 minute 1/2.

Ce sont là les conditions indispensables pour obtenir sur chantier un béton de qualité aussi constante que possible.

L'énumération de ces divers facteurs, qui ont une influence sur la résistance des bétons, et la difficulté souvent rencontrée sur chantier pour maintenir pratiquement ces facteurs constants, montrent toute l'importance qu'il faut attacher au *contrôle du béton sur chantier*.

Il faut entendre par là, notamment :

1° La surveillance intelligente du travail à la bétonnière par un ouvrier de confiance;

2° Le prélèvement d'échantillons de béton (en cubes de 20 cm. d'arêtes) en vue de suivre par des essais d'écrasement, la résistance du béton que l'on met en œuvre.

La connaissance de la résistance du béton donne en outre, comme nous l'expliquons au numéro 44, d'utiles indications sur le moment de procéder au décoffrage.

## II. — LES ARMATURES.

### 32 — Formes et dimensions.

On emploie comme armature des *fers ronds* ou *vergettes* ou *barres* de section circulaire; ce n'est qu'exceptionnellement que l'on a recours à des profilés (fers en U, T, L et I). Ceux-ci ne sont guère recommandables car ils forment une masse pleine trop considérable dans le béton et présentent des arêtes et des angles rentrants qui rendent le damage difficile et souvent imparfait. On donne à ces armatures l'appellation impropre de fer, puisque en réalité c'est un acier doux de construction qui est utilisé pour la fabrication des ronds et des profilés.

GRUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE  
CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE

En principe il faut donc toujours avoir recours aux barres rondes. Le diamètre de ces barres varie généralement de 5 à 40 millimètres.

Chaque fois que c'est possible, il y a intérêt à employer des barres de diamètres petits ou moyens, car le pliage et le découpage sont beaucoup plus commodes et peuvent s'exécuter avec un outillage courant. De plus, pour une même section d'armature, on obtient avec les petits diamètres une surface d'acier beaucoup plus grande en contact avec le béton, ce qui augmente l'adhérence totale de l'armature.

On trouve dans le commerce des aciers ronds pour béton aux diamètres et longueurs suivants :

Diamètre minimum : 5 millimètres; diamètre maximum : 40 millimètres.

De 6 à 40 millimètres, les diamètres croissent de 2 en 2 millimètres.

Les barres ont des longueurs de 10 à 12 mètres.

On recommande parfois l'emploi de barres spéciales tordues, crénelées ou à aspérités, dans le but d'augmenter leur adhérence au béton. Ces barres sont coûteuses et leur emploi paraît inutile, l'adhérence étant reconnue suffisante dès que le béton comporte au moins 250 kg. de ciment par mètre cube, qu'il enrobe bien les armatures et que l'on prend la précaution de terminer les barres par un crochet (fig. 17).

Pour les *étriers* on emploie le plus souvent du fer rond également, d'un diamètre de 3 à 10 millimètres, ou parfois des fers plats ou des feuilards (fers plats très minces).

Des fers un peu rouillés peuvent être employés sans craindre de voir l'adhérence au béton réduite; par contre il faut gratter à la brosse métallique toute couche de rouille épaisse qui n'est pas adhérente et qui tend à s'écailler.

Les matières terreuses, l'huile, la graisse et la peinture sont extrêmement nuisibles à l'adhérence du béton à l'acier.

Lorsque l'armature se trouve enrobée de béton et que ce béton est bien compact et sans fissure, l'acier se trouve à l'abri de toute rouille ultérieure et se conserve indéfiniment.

### 33. — Découpage et façonnage.

La préparation des armatures comporte le *découpage* et le *pliage* ou *cintrage*. Ces opérations sont facilitées par des croquis d'exécution, dérivant des plans de l'ouvrage, qui indiquent, pour chaque barre ou chaque série de barres identiques, la longueur et la forme exacte à leur donner.

Les fers sont coupés à longueur à la cisaille. La force de cet instrument est proportionnée au diamètre de la barre. Jusqu'à 10 millimètres de diamètre des cisailles portatives peuvent suffire, au delà de cette dimension il faut avoir recours à des cisailles fixes, telles que celles que possèdent presque tous les forgerons.

Les longueurs des barres doivent tenir compte des retours à angles droits ou des crochets à ménager à leurs extrémités; on façonne d'abord ces extrémités, puis la forme exacte est donnée à la barre à l'aide d'un gabarit (fig. 54). Sur un ou plusieurs madriers assemblés, on enfonce ou on visse à chaque angle du tracé de la barre un goujon métallique *a* de 20 à 25 millimètres de diamètre.



Fig. 54.

On force ensuite à l'aide d'une pince (fig. 55) les barres à se plier autour de ces goujons et à prendre ainsi leur forme exacte, comme le montre la figure 54.



Fig. 55.

Lorsque le diamètre de la barre dépasse 15 millimètres, on doit exécuter le pliage au moyen d'une presse à vis ou d'une petite machine à cintrer.

GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE  
CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE

Les étriers peuvent être eux-mêmes façonnés au gabarit et suivant des dispositions analogues à celles données à la figure 56. Il existe des machines spéciales pour le pliage des étriers en série.

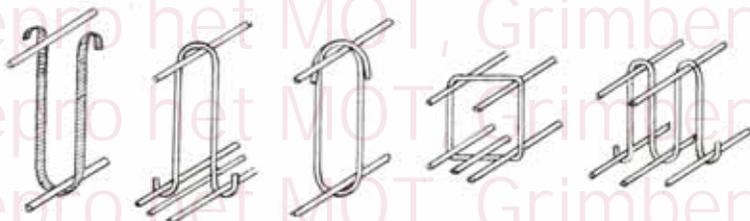


Fig. 56.

Leurs extrémités sont également recourbés pour s'accrocher aux barres et s'ancrer dans le béton de la même manière que les barres étendues.

34. — Si la longueur des fers du commerce dont on dispose n'atteint pas celle des barres prévues au plan d'exécution, on dispose deux barres dans le prolongement l'une de l'autre en les superposant sur une longueur de 67 diamètres, ainsi qu'il a été dit au n° 6, et en prévoyant des crochets aux extrémités raccordées (fig. 16).

Lorsque dans une même poutre plusieurs barres voisines doivent être ainsi constituées en deux tronçons, il est recommandé de faire chacun de ces raccords en des points différents de la poutre.

35. — Dans les planchers, les barres porteuses et les barres de répartition (n° 18) se disposent à angle droit; les dernières reposent sur les premières et constituent ensemble un quadrillage métallique à larges mailles, comme le montre la figure 57.

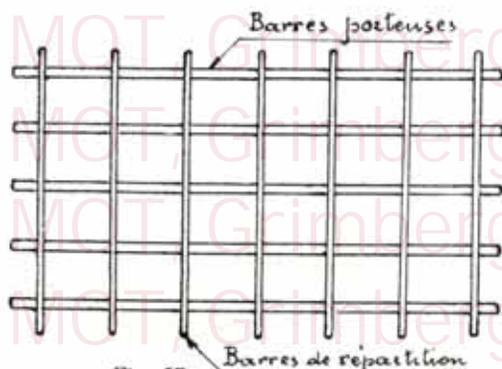


Fig. 57.

Pour faciliter la pose de ces quadrillages et maintenir les armatures en place pendant le pilonnage, il est utile de ligaturer les barres à leur croisement à l'aide de fil de fer de 1 millimètre de diamètre. Comme ces ligatures exigent un travail considérable, il convient de les réduire au minimum indispensable.

### III. LES COFFRAGES.

36. — Une des opérations les plus importantes et les plus coûteuses de l'exécution des travaux en béton armé consiste dans l'organisation du coffrage que le béton doit remplir pour prendre la forme des diverses pièces constitutives de la construction.

Il y a toujours avantage à faire une étude sérieuse des coffrages, car ceux-ci représentent une partie importante du coût des travaux. Le premier point à réaliser est de respecter et de reproduire exactement les dimensions des diverses pièces de la construction; en second lieu, par l'épaisseur de leurs parois et de leur fond, les coffrages doivent être suffisamment rigides pour ne pas se déformer et prendre du ventre dans l'intervalle qui sépare les uns des autres les étais ou supports sur lesquels ils s'appuient. Les étais eux-mêmes doivent être suffisamment rapprochés et solides pour supporter sans déformation le poids du béton frais et les ébranlements et chocs provoqués par le damage.

Les coffrages se font ordinairement en bois; ils sont parfois en tôle. Ceux-ci ont l'avantage de donner au béton des parois parfaitement lisses. Des coffrages en tôle se justifient quand ils doivent servir à l'exécution d'un grand nombre d'éléments identiques.

Le plus souvent les coffrages sont en bois. *Pour qu'ils soient économiques*, il faut les constituer de bois de dimensions commerciales courantes et éviter les sciages inutiles par un assemblage judicieux des différents éléments qui permettra un décoffrage facile, la récupération et le réemploi du bois. De même l'emploi des pointes, broches et autres moyens d'attache fixe doit être aussi réduit que possible. Comme essence, on emploie presque toujours le sapin.

**GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE  
CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE**

Voici les dimensions commerciales courantes des bois de coffrage :

Voliges 4/4 (25 mm.)	Largeurs : 10 cm. 5 11 cm. 5 13 cm. 15 cm. 5	Longueurs : 2 m. à 5 m. 65
Voliges 6/4 (37,5 mm.)	Largeurs : 10 cm. 5 11 cm. 5 13 cm. 15 cm. 5	Longueurs : 2 m. à 5 m. 65
Madriers de 50 mm. d'épaisseur.	Largeurs : 8 cm. 9 cm. 10 cm. 5 11 cm. 5 13 cm. 15 cm. 5	Longueurs : 2 m. 35 à 7 m. 65
Madriers de 70 mm. d'épaisseur.	Largeurs : 13 cm. 15 cm. 5 17 cm. 18 cm.	Longueurs : 2 m. 35 à 7 m. 65

Les longueurs intermédiaires existantes pour les voliges comme pour les madriers comportent, entre 2 mètres entiers successifs, les fractions de 35 cm. et 65 cm.

En gonflant sous l'action de l'humidité, le bois a tendance à se déformer et les planches notamment prennent sous cette action une courbure plus ou moins prononcée. A ce point de vue, il est préférable d'employer un bois qui n'est pas trop sec.

Pour combattre cette tendance, il est recommandé de ne pas faire usage de planches trop larges et de les solidariser en panneau à l'aide de traverses les réunissant.

Il est économique de faire emploi de planches de 25 millimètres (4/4 pouce) d'épaisseur plutôt que de planches de 37,5 millimètres (6/4 pouce) pour le plancher des dalles et les côtés des coffres des poutres.

D'une façon générale, l'emploi de planches épaisses et de madriers plus rigides réduit le nombre d'étais et de supports verticaux à mettre en œuvre, ce qui facilite la circulation sous le coffrage.

Cette économie ne compense pas le coût supplémentaire des planches épaisses.

Des madriers de 50 millimètres, et le plus souvent de 70 millimètres, sont employés pour les fonds des coffres des poutres et des 6/4 ou des madriers de 50 ou 70 millimètres pour les piliers et colonnes.

Lorsque le béton doit présenter un beau fini après décoffrage, il est bon de raboter les faces intérieures du moule, ce qui empêche en même temps son adhérence au béton, mais c'est là une précaution coûteuse à laquelle on n'a recours qu'exceptionnellement. On peut du reste obtenir ce résultat plus complètement encore, en recouvrant la face intérieure de papier. Ces précautions sont indispensables si le béton doit présenter des moulures bien nettes après l'enlèvement des bois.

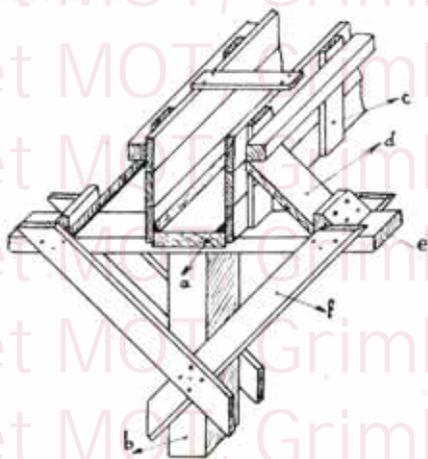


Fig. 58.

Si le béton doit recevoir un enduit, il est au contraire préférable de lui garder sa rugosité; dans ce cas, le coffrage ne doit pas être lisse.

Les coffrages en tôles doivent être graissés ou huilés avant leur montage. Les coffrages en bois doivent être bien aspergés d'eau avant la pose du béton.

### 37. — Poutres.

Le coffrage d'une poutre isolée peut se réaliser en s'inspirant de la disposition donnée à la figure 58.

Le fond du coffrage peut être constitué à l'aide de madriers *a* de 50 à 70 millimètres d'épaisseur reposant sur une série d'étais ou chandelles *b* en madriers, en bois équarris ou en grume, distants de 0 m. 75 à 1 m. 50 suivant le poids de la poutre.

Les parois verticales *c* ou *joues* du coffrage peuvent être en voliges 4/4 assemblées en panneaux au moyen de traverses clouées. Pour résister à la poussée latérale du béton frais et du damage, les joues sont arcbutées à l'aide d'étauçons *d* s'appuyant sur une traverse horizontale *e* posée sur la tête de la chandelle *b*. Les extrémités de la traverse horizontale sont elles-mêmes soutenues par des consoles *f*.

Tous les étais et supports doivent reposer, par leur base et par l'intermédiaire d'une couple de coins bien aigus *h* (fig. 60) sur des semelles de madriers *g* parfaitement posés sur le sol ou sur le plancher déjà construit à l'étage inférieur dans le but de répartir la pression et d'éviter tout affaissement et tout accident. De cette façon, les pieds des étais ne peuvent glisser et constituent des points fixes. Si la hauteur des poteaux atteint 4 mètres, il convient de consolider ces étais à mi-hauteur, par des entretoises *k* constituées par des voliges 4/4 (fig. 60).

### 38. — Plancher en dalle continue.

Les dalles sont coulées sur un plancher provisoire composé de voliges 4/4. Ces planches, au lieu de constituer des éléments séparés,

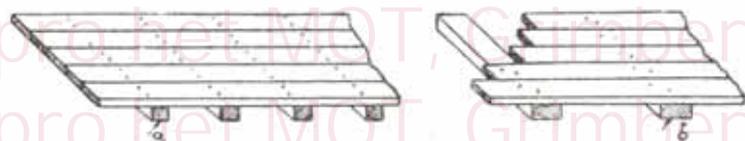


Fig. 59.

peuvent être disposées en panneaux, par leur assemblage sur des traverses légères *a* de 25 × 50 mm. ou sur des traverses plus fortes *b* de 50 × 100 mm. (fig. 59).

Suivant leur épaisseur ces traverses sont espacées de 0 m. 50 à 1 m. 25.

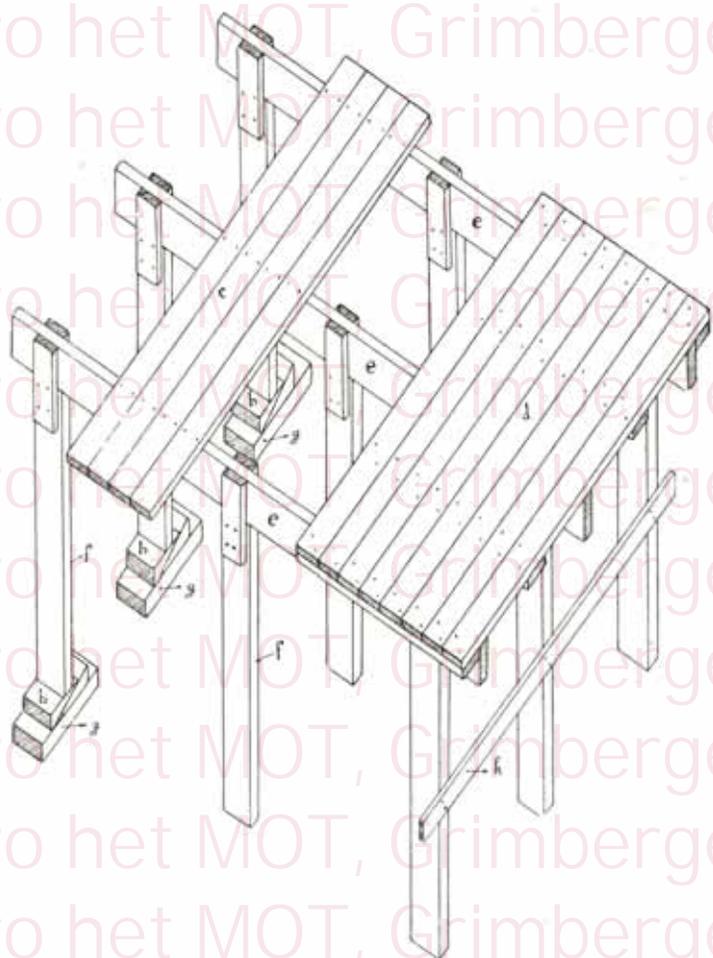


Fig. 60.

Les voliges *c* ou les panneaux *d* s'appuient sur des traverses *e* de  $70 \times 180$  millimètres appelées « filières » et posées de champ sur les étais verticaux *f* (fig. 60). Ceux-ci sont en nombre suffisant (tous les 0 m. 75 à 1 m. 50) pour supporter le poids de la dalle en béton frais et l'effet du damage.

### 39. — Hourdis nervurés.

Dans ce cas, la partie inférieure du plancher en béton n'est plus une surface horizontale continue, celle-ci comportant des nervures saillantes.

Comme d'autre part il faut que le béton de la dalle et le béton des nervures constituent une masse monolithe, les unes et les autres doivent être exécutées en même temps et sans reprise. Il s'en suit que le coffrage lui-même doit être disposé en même temps sous toute la surface du hourdis et présenter en creux les formes des nervures et des poutres qui constituent les appuis des dalles. C'est là un travail de charpente qui doit être soigné tout en restant économique. La disposition du coffrage s'inspire de celle de la dalle simple et de celle de la poutre. En réalité, les nervures  $n$  sont de véritables poutres; leurs coffrages seront donc constitués d'une manière identique (fig. 61) : un fond  $a$  en madriers de 50 à 70 millimètres d'épaisseur posé sur des étais  $b$  analogues à ceux des poutres, des joues  $c$  formées de panneaux en planches de 25 millimètres.

Les étançons obliques  $d$  de la figure 58, ne sont pas nécessaires, étant donné que les faces latérales  $c$  du coffrage des nervures sont maintenues en place par le coffrage de la dalle qui se pose entre les nervures. Seules les nervures extrêmes sont arc-boutées du côté extérieur au plancher. Le coffrage du plancher entre nervures est réalisé à l'aide de voliges indépendantes ou de deux ou trois panneaux  $d$  en 4/4 dont les dimensions sont appropriées aux distances entre nervures. Ces panneaux reposent sur des « filières »  $t$  qui prennent elles-mêmes appui sur des planches  $p$  fixées sur les joues  $c$  du coffrage des nervures. Lorsque la portée des filières dépasse 1 m. 50, il convient de supporter chacune d'elles par un ou plusieurs étais intermédiaires  $b_1$ .

On peut aussi soutenir le coffrage d'un hourdis par une série de filières et d'étais analogues à ceux qui sont représentés à la figure 60, disposés perpendiculairement aux nervures. Ces filières supportent à la fois les nervures et le plancher des dalles. Ce dispositif est à recommander quand les nervures sont très rapprochées et de faibles dimensions, ce qui ne permet pas l'emploi du procédé de la figure 61.

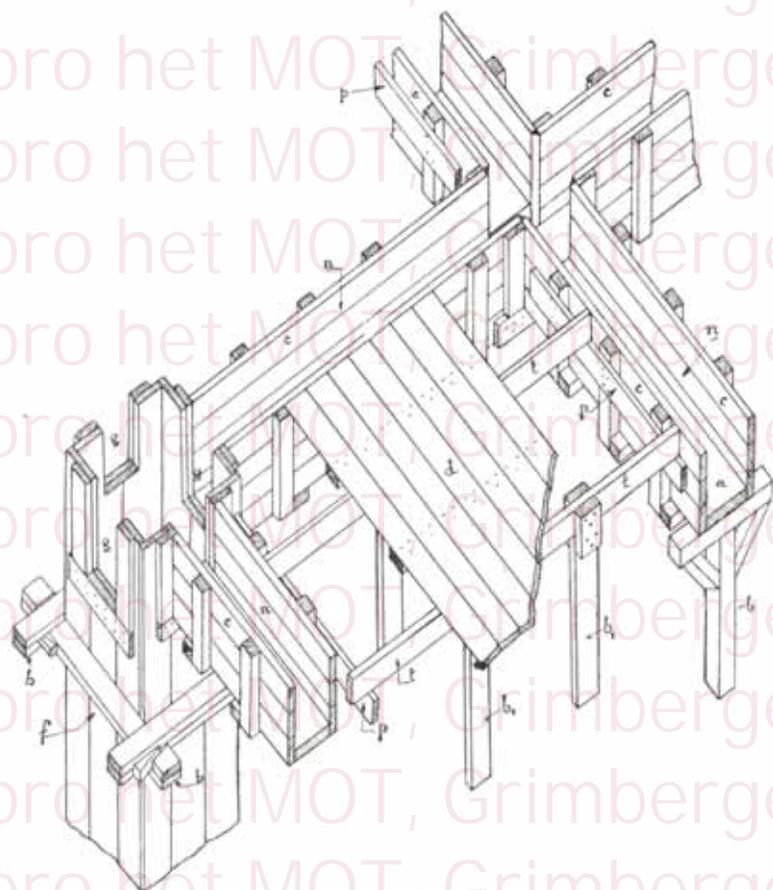


Fig. 61.

#### 40. — Poteaux et colonnes.

Pour les poteaux et colonnes, on réalise généralement le coffrage complet sur trois faces à l'aide de madriers de 50 à 70 millimètres ou de planches 6/4 disposées verticalement. Des lattes transversales clouées rendent ces madriers et planches solidaires dans chaque face.

Les faces *a*, *b*, *c*, sont maintenues en place par des serre-joints *f* (fig. 62) ou par des boulons *g* (fig. 63) ou encore à l'aide de coins *h*

GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE  
CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE

(fig. 61). Les têtes de boulons et écrous doivent être munis de larges rondelles afin de ne pas détériorer le bois. Quand les travaux sont peu importants ou que les dimensions des poteaux ne sont pas constantes, on se contente souvent de clouer les coffrages.

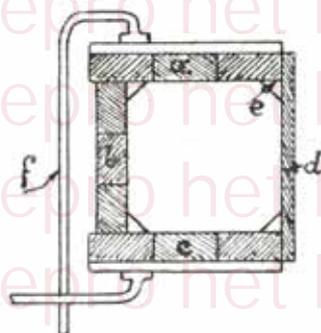


Fig. 62.

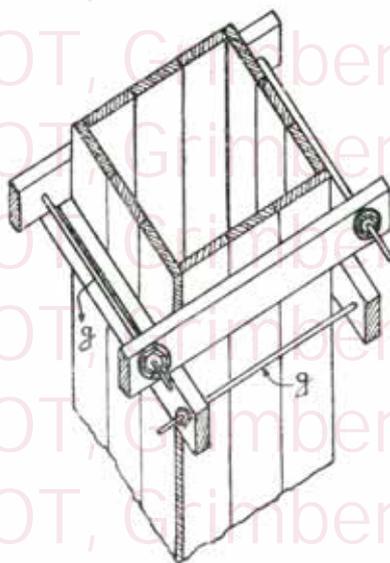


Fig. 63.

La quatrième face *d* (fig. 62) du support reste ouverte et n'est coffrée qu'au fur et à mesure de la mise en place du béton, à l'aide de panneaux de 50 centimètres de hauteur, ce qui permet un damage aisé.

On peut abattre les angles des pieux et des poutres ou nervures en disposant dans les angles du coffrage des filets triangulaires *e* formant chanfreins (fig. 62). Le coffrage de la tête des colonnes doit présenter des ouvertures où viennent pénétrer les poutres ou nervures qui prennent appui sur ces colonnes (voir fig. 61, tête de colonne *f*, ouvertures *g*).

41. — Murs et cloisons.

Les faces des murs verticaux sont fixées à leur base et arcbutées latéralement par des étais comme le montre la figure 64.

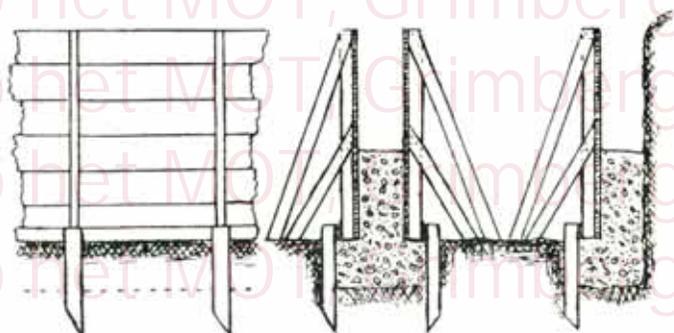


Fig. 64.

L'un des panneaux peut être construit à hauteur en une fois, l'autre s'élevant au fur et à mesure que le mur monte ou bien tous deux sont montés en même temps au fur et à mesure de l'avancement du travail (fig. 65).

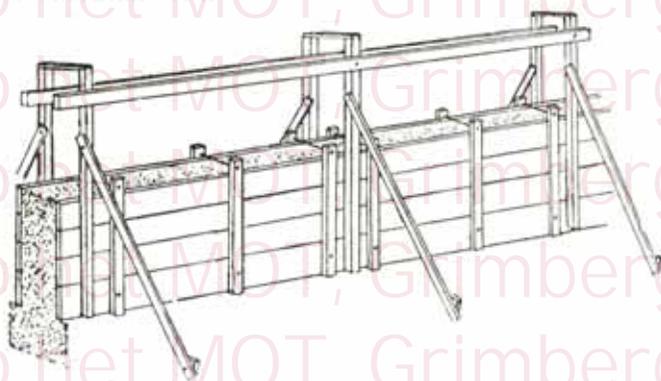


Fig. 65.

L'écartement des deux faces est maintenu à l'aide d'entretoises intérieures en bois que l'on enlève en même temps que la coulée du

béton progresse et on provoque un serrage des deux faces sur ces entretoises à l'aide de boulons ou de fil de fer que l'on huile et que l'on enlève du béton avant la prise de celui-ci.

#### Mise en position des coffrages.

42. — Les boisages préparés à l'établi sont montés au fur et à mesure de l'avancement des travaux, car ils se déforment lorsqu'ils restent exposés trop longtemps aux intempéries avant l'emploi.

Le chef de chantier doit spécialement veiller à l'alignement et à la *verticalité des colonnes*, à l'*alignement* et à l'*horizontalité des poutres*, à la *mise à niveau des planchers*.

Les poutres ayant toujours une tendance à prendre de la flèche sous l'action du pilonnage, il est utile de donner aux fonds des moules une légère courbure en sens opposé. Celle-ci s'obtient facilement par le serrage des coins disposés sous les étais ou supports verticaux des poutres (fig. 60).

La disposition du coffrage doit permettre autant que possible l'enlèvement des moules des colonnes, des joues des poutres et des planchers des hourdis nervurés, sans déranger le restant des boiseries du coffrage soutenant les poutres et nervures.

Pour éviter le danger du gonflement du bois, il est avantageux de ne pas faire usage de bois complètement sec et de lui ménager un certain jeu quand la surface boisée est grande. Les joints ainsi créés peuvent être fermés par une latte pendant la pose du béton.

## VI. — EXÉCUTION ET DÉCOFFRAGE.

### Mise en place du béton et des armatures.

43. — Avant la pose du béton, les coffrages doivent être soigneusement débarrassés de tous copeaux, sciure, poussières, etc.

*Pour l'exécution des poteaux et colonnes*, il n'y a aucune difficulté à mettre en place les tiges verticales, assemblées par leurs ligatures transversales, avant de commencer tout bétonnage.

Dans l'exécution des murs comportant des armatures horizontales, elles sont également disposées dans le coffrage en quadrillages préparés à l'avance.

De même, lorsqu'il s'agit de *poutres, dalles et hourdis*, il n'est pas recommandable de disposer les armatures par éléments séparés. Ce procédé oblige d'interrompre le bétonnage à chaque pose nouvelle d'armature et, si celle-ci est assez longue à réaliser, le béton peut avoir fait prise avant la pose de la couche suivante. De plus on contrôle difficilement l'exactitude de la disposition des armatures qui sont peu stables et qui peuvent se déplacer au cours du damage.

On ne peut guère l'employer que pour des travaux très simples présentant peu d'armatures.

Il est préférable de constituer à l'avance l'ossature de renforcement du béton, barres et étriers, ce qui permet de disposer ainsi, à bonne place dans le coffrage, un véritable treillis rigide.

Cette façon d'opérer a le grand avantage de permettre le contrôle des armatures avant le commencement du bétonnage. C'est là une opération qui *incombe au chef de chantier qui doit s'assurer que le diamètre, le nombre et la position des barres et des étriers sont conformes aux plans d'exécution.*

Il fera cette vérification en connaissance de cause s'il a compris les raisons et la nécessité de la disposition des armatures et il *évitera ainsi bien des erreurs qui pourraient être cause d'accidents graves.*

Dans l'exécution du treillis de renforcement des dalles encastrées ou demi-encastrées, il est recommandé d'éviter le rabattement des barres relevées en solidarissant celles-ci par des armatures transversales.

La pose complète des armatures avant tout bétonnage complique parfois très fortement la mise en place du béton là où les barres sont très serrées et notamment au croisement des aciers des poutres et des dalles.

La question capitale est l'enrobage parfait des armatures et le remplissage complet et parfait du coffrage. La composition et la plasticité du béton doivent être fixées par la densité des armatures et les difficultés de la mise en place du béton.

On sait que c'est une question de proportion de sable, de pierraille et de quantité d'eau.

Enfin, les moyens et l'intensité du pilonnage du béton doivent être appropriés aux circonstances; si les armatures sont suffisamment écartées, on exécute le damage avec des pilons de faibles sections et d'autant plus énergiquement que le béton est plus sec. Si les armatures sont serrées on emploie un béton plastique semi-fluide ou fluide soigneusement « piqué » entre les aciers à l'aide d'une tige, et poussé le long des parois du moule à l'aide d'une dame plate et mince.

#### **Le durcissement du béton.**

44. — Nous avons développé dans la brochure 5 tout ce qui concerne le durcissement des bétons, néanmoins nous croyons utile d'attirer l'attention sur l'influence de deux facteurs, la *dessiccation* et les *basses températures*.

*La dessiccation* trop rapide des pièces telles que colonnes, terrasses, etc. exposées à l'action directe du vent et du soleil est très nuisible au bon durcissement du béton, car autant le ciment rencontre un ennemi dans l'excès d'eau, autant il a besoin d'un minimum d'eau indispensable à sa prise.

Généralement les pièces de béton armé restent coffrées pendant plusieurs jours et même souvent plusieurs semaines, ce qui conserve au béton l'humidité nécessaire; de plus, notre climat a l'habitude d'arroser abondamment les travaux en cours, d'une pluie bienfaisante. Néanmoins il doit rester présent à l'esprit qu'en période de sécheresse et de temps chaud, ou pour des parties de construction spécialement exposées, telles les terrasses, il y a des mesures à prendre pour la protection et l'arrosage du béton au cours des premières semaines de durcissement. Cette humidification réduit en plus le danger de fissuration du béton.

*Les basses températures* doivent également retenir l'attention, notamment en ce qui concerne le délai de décoffrage.

Il est parfaitement connu et admis que le béton peut s'exécuter en période de gelée moyennant certaines additions au ciment ou cer-

taines précautions particulières touchant notamment au réchauffement des matériaux et à la protection du béton (voir brochure 5). Encore faut-il qu'on le fasse à bon escient et qu'on ne perde pas de vue qu'un béton exécuté dans de telles conditions durcit très lentement. Si l'on ne prend pas de précautions de protection ou de réchauffement, il faut compter que pendant une période de gel, le durcissement est suspendu.

Ce que l'on connaît moins, c'est qu'à des températures de quelques degrés au-dessus de zéro, températures pour lesquelles on ne prend aucune mesure particulière, le ralentissement du durcissement du béton est déjà très prononcé et qu'il faut compter à peu près sur une durée double pour que la résistance atteinte soit égale à celle du béton durcissant à température normale.

C'est surtout le début du durcissement qui est très lent, aussi l'action des basses températures doit-elle rendre prudent dans l'opération du décoffrage.

Il y a là une influence saisonnière qui peut amener de graves mécomptes si l'on n'y prend garde.

### **Le décoffrage.**

45. — Le décoffrage est une opération extrêmement importante et délicate. *Aussi l'ordre de décoffrer ne peut-il être donné que par le chef de chantier et sur le conseil de l'ingénieur ou de l'entrepreneur.*

L'emploi actuel de ciment à durcissement rapide rend cette opération plus importante encore, puisque le propre de ces ciments est de durcir rapidement et de permettre un décoffrage à court délai.

Or bien des facteurs accidentels tels que température, excès d'eau, peuvent à notre insu occasionner un ralentissement de durcissement des bétons. Il faut donc s'assurer de la bonne marche de ce durcissement. On dit habituellement que le béton doit rendre un son clair sous le marteau; on peut également éprouver sa résistance par l'enfoncement de pointes, etc. Ce sont des moyens peu scientifiques et peu sûrs. Les plus certains consistent : 1° à contrôler fréquemment

GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE  
CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE

la qualité du ciment employé, surtout lorsqu'il a séjourné assez longtemps sur chantier; 2° à faire des prélèvements du béton que l'on exécute et à laisser durcir les éprouvettes dans les conditions du chantier de façon à en déterminer la résistance, soit à la compression, soit à la flexion, au moment prévu pour le décoffrage.

Des cubes de béton de 20 centimètres de côté exécutés dans des moules métalliques ou des prismes de béton de 1 m.  $\times$  10 cm.  $\times$  10 cm. conviennent le mieux à cet effet.

Le délai de décoffrage est donc variable avec :

- la qualité du ciment employé;
- les matériaux mis en œuvre et notamment la quantité d'eau de gâchage;
- les soins apportés à l'exécution du béton et à sa mise en place;
- le degré de sécheresse ou d'humidité;
- la température, etc.

De plus, le décoffrage s'effectue généralement dans un ordre chronologique rationnel plus ou moins déterminé.

C'est ainsi que *par température suffisante* (1) et pour *du ciment normal* et pour *du béton exécuté sans excès d'eau*, on peut admettre les *délais minima* (2) suivants pour le décoffrage :

Murs verticaux sous charges . . . . .	48 heures
Poteaux ne supportant que leur poids propre . . . . .	4 jours
Joue des poutres et poteaux supportant des hourdis soutenus . . . . .	8 jours
Dalles de faible portée, 2 mètres au maximum. . . . .	12 jours
Fonds de poutres et grandes dalles sans surcharges . . . . .	3 semaines.

Ces délais sont fortement raccourcis par l'emploi de ciment à durcissement rapide, ce qui permet un réemploi rapide des coffrages.

(1) 15° minimum. — Voir action des basses températures au n° 44.

(2) Pour toute sécurité, et notamment lorsque ces conditions ne sont pas réalisées, le moyen le plus sûr est de faire le contrôle de la résistance du béton de la façon indiquée ci-dessus.

**GRUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE  
CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE**

---

Les pièces fléchies sont décoffrées progressivement en desserrant les coins disposés sous les étais et en vérifiant si leur déformation (flèche prise) n'est pas trop prononcée.

Même après décoffrage il faut laisser des étais sous les poutres et planchers pour les soulager au cours de leur mise en service immédiat nécessité par la continuation des travaux.

TROISIÈME PARTIE.

TABLEAUX DONNANT LES  
DIMENSIONS ET L'ARMATURE

DES

I. — DALLES.

II. — HOURDIS NERVURÉS.

III. — POUTRES A ARMATURES SIMPLES.

IV et V. — POUTRES A ARMATURES DOUBLES.

VI. — COLONNES.

VII. — TABLEAU DES SECTIONS DES BARRES  
D'ACIER.

---

*Remarque.* — Ces tableaux ont été calculés en se basant sur un taux de travail maximum de 45 kgr. par centimètre carré pour le béton et de 1200 kgr. par centimètre carré pour l'acier.

Tableau I. — DALLES.

Portées appuis simples	$h$ ou $\omega$ cm <sup>2</sup>	Surcharges portées par				
		200	300	400	500	750
1,00	$h$ ou	—	—	3,10 2,30	3,40 2,50	4,00 2,70
1,25	$h$ ou	—	3,40 2,50	4,00 2,70	4,40 3,00	5,00 3,40
1,50	$h$ ou	4,00 2,70	4,40 3,00	4,90 3,30	5,30 3,60	6,10 4,10
1,75	$h$ ou	4,60 3,10	5,10 3,45	5,75 3,85	6,35 4,30	7,20 5,00
2,00	$h$ ou	5,40 3,70	5,90 4,00	6,60 4,45	7,20 5,00	6,30 5,70
2,25	$h$ ou	6,00 4,05	6,90 4,65	7,60 5,30	8,70 6,00	9,60 6,55
2,50	$h$ ou	6,60 4,45	7,80 5,35	8,60 5,90	9,40 6,35	10,70 7,30
3,00	$h$ ou	8,30 5,70	9,80 6,65	10,90 7,35	11,90 8,00	13,50 9,25
3,50	$h$ ou	10,40 7,00	12,10 8,20	13,20 9,00	14,50 9,75	16,50 11,30
4,00	$h$ ou	12,70 8,60	14,50 9,80	15,80 10,60	16,80 11,60	19,20 13,10
4,50	$h$ ou	14,75 10,20	16,50 11,30	17,80 12,40	19,20 13,10	22,00 14,80
5,00	$h$ ou	17,20 11,90	19,20 13,10	22,00 14,80	23,70 15,90	26,00 17,30
5,50	$h$ ou	20,00 13,60	22,50 15,30	24,50 16,60	27,00 17,70	—
6,00	$h$ ou	23,00 15,50	26,00 17,30	—	—	—



Fig. 66.

$h$  = Hauteur utile de la dalle, du centre de l'armature de traction jusqu'à la face comprimée de la dalle. Elle est exprimée en centimètres.

$h_t$  = Hauteur totale de la dalle =  $h + a$ ,  
 $a \geq \frac{d}{2} + d$ ;  $d$  étant le diamètre des armatures.

Toutefois, on ne prend jamais  $a$  inférieur à  $\frac{d}{2} + 1$  cm. même quand les armatures ont un diamètre inférieur à 1 cm.

$\omega$  cm<sup>2</sup> = Section totale de l'armature étendue pour 1 mètre de largeur de la dalle.

Cette armature porteuse est constituée de barres dont le diamètre et le nombre sont choisis.

**(Armatures simples).**

la dalle (en kg. par m <sup>2</sup> )					$h$ cm $\omega$ cm <sup>2</sup>	Portées semi-encas- trement
1000	1500	2000	2500	3000		
4,50 3,10	5,50 2,75	6,25 4,20	6,80 4,60	7,50 5,20	$h$ $\omega$	1,10
5,80 3,90	7,00 4,80	7,80 5,35	8,50 5,90	9,60 6,50	$h$ $\omega$	1,40
6,90 4,65	8,20 5,65	9,50 6,45	10,50 7,05	11,50 7,75	$h$ $\omega$	1,65
8,20 5,65	9,90 6,65	11,50 7,75	12,50 8,50	13,50 9,25	$h$ $\omega$	1,95
9,50 6,45	11,25 7,60	13,00 8,85	14,25 9,70	15,75 10,50	$h$ $\omega$	2,25
10,70 7,30	12,90 8,80	14,75 10,00	16,25 11,00	17,70 12,30	$h$ $\omega$	2,50
12,30 8,30	14,60 9,85	16,50 11,30	18,30 12,60	20,00 13,60	$h$ $\omega$	2,80
15,10 10,30	17,75 12,30	20,10 13,75	22,20 15,40	24,25 16,40	$h$ $\omega$	3,35
18,20 12,55	21,00 14,20	24,00 16,20	26,50 17,90	—	$h$ $\omega$	3,90
21,30 14,40	24,70 16,75	27,70 18,70	—	—	$h$ $\omega$	4,50
24,50 16,60	28,00 19,00	—	—	—	$h$ $\omega$	5,00
30,00 20,80	—	—	—	—	$h$ $\omega$	5,60
—	—	—	—	—	$h$ $\omega$	6,15
—	—	—	—	—	$h$ $\omega$	6,70

l'aide du tableau n° VII de manière que leur écartement ne dépasse pas 20 cm. Les barres de répartition peuvent être de même section que les barres porteuses mais à écartement double ou, ce qui est mieux, à même écartement, mais de section moitié moindre.

*Dans le cas de dalles demi-encastées, la moitié des barres porteuses seront relevées aux appuis.*

**EXEMPLE :** Une dalle de 5 mètres de portée simplement posée sur ses appuis doit porter une surcharge de 500 kg. par m<sup>2</sup>. Comment faut-il la constituer ?

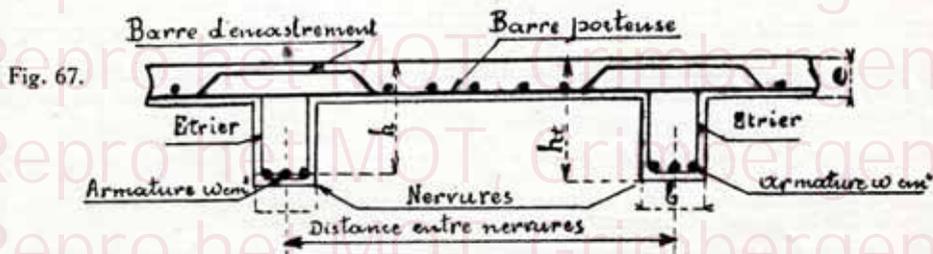
Partant de la colonne verticale de gauche, prendre la bande horizontale correspondant à la portée 5 m. sur appuis simples; prendre la bande verticale correspondant à la charge 500 kg. par m<sup>2</sup>. La case qui est à l'intersection de ces deux bandes donne la solution :  $h = 23,70$  cm ;  $\omega = 15,90$  cm<sup>2</sup>, soit 8 barres de 16 mm. de diamètre par mètre courant de dalle. Celle-ci aura une épaisseur totale de béton de  $23,70 + 0,8 + 1,60 = 26$  cm. Si la dalle était semi-encastée, le résultat serait obtenu en partant de la colonne verticale de droite, portée 5 mètres.

Tableau II. — HOURDIS NERVURÉS

Portées des nervures appuies simples	$h$ cm $b$ cm $\omega$ cm <sup>2</sup>	Distance d'axe en axe entre nervures : 1 m. 40					
		Surcharges du hourdis en kg par mètre carré					
		300	400	500	750	1000	1500
3,00	$h$	18,00	19,00	20,00	24,00	25,00	28,00
	$b$	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	14,00
	$\omega$	4,00	4,80	5,60	6,25	7,60	9,40
	$d$						
	$\omega_{tr}$	19,60	15,40	13,65	11,30	9,50	7,20
3,50	$h$	20,00	21,00	23,00	27,00	28,00	31,00
	$b$	12,00	12,00	14,00	15,00	15,00	15,00
	$\omega$	4,80	5,50	6,50	7,30	8,60	11,40
	$d$						
	$\omega_{tr}$	20,20	15,40	13,80	11,40	9,55	7,15
4,00	$h$	25,00	26,50	28,00	30,00	33,00	36,00
	$b$	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
	$\omega$	5,40	5,80	6,80	8,50	9,80	13,50
	$d$						
	$\omega_{tr}$	20,50	15,10	14,40	11,10	9,85	7,25
4,50	$h$	27,00	29,00	33,00	36,00	38,00	41,00
	$b$	15,00	15,00	15,00	15,00	18,00	18,00
	$\omega$	5,45	6,80	7,70	9,40	11,00	14,00
	$d$						
	$\omega_{tr}$	21,30	16,60	15,40	11,80	10,00	7,55
5,00	$h$	30,00	33,00	36,00	40,00	42,00	46,00
	$b$	15,00	15,00	15,00	18,00	18,00	18,00
	$\omega$	6,80	7,60	8,40	10,40	12,20	16,00
	$d$						
	$\omega_{tr}$	21,40	17,00	15,10	11,80	10,00	7,50

Portées des nervures appuies simples	$h$ cm $b$ cm $\omega$ cm <sup>2</sup>	Distance d'axe en axe entre nervures : 1 m. 95					
		Surcharges du hourdis en kg par mètre carré					
		300	400	500	750	1000	1500
3,00	$h$	23,00	25,00	27,00	29,00	32,00	39,50
	$b$	12,00	12,00	12,00	14,00	14,00	15,00
	$\omega$	4,75	5,30	6,20	7,40	8,30	10,10
	$d$						
	$\omega_{tr}$	14,50	12,80	11,25	9,20	8,20	6,90
3,50	$h$	27,00	29,50	32,00	34,50	37,00	43,50
	$b$	12,00	14,00	14,00	15,00	15,00	18,00
	$\omega$	5,50	5,20	7,10	8,80	9,80	12,70
	$d$						
	$\omega_{tr}$	14,60	12,90	11,40	9,40	8,20	6,55
4,00	$h$	32,00	34,50	37,00	39,50	42,00	47,00
	$b$	15,00	15,00	15,00	18,00	18,00	20,00
	$\omega$	6,20	7,00	8,10	9,90	11,50	15,00
	$d$						
	$\omega_{tr}$	15,20	13,25	11,50	9,40	8,05	6,10
4,50	$h$	35,00	39,00	42,50	46,00	48,00	54,00
	$b$	15,00	18,00	18,00	18,00	20,00	20,00
	$\omega$	7,00	8,00	9,20	11,30	12,90	17,20
	$d$						
	$\omega_{tr}$	14,80	13,30	11,80	9,70	8,20	6,30
5,00	$h$	40,00	43,00	46,50	51,50	53,50	60,00
	$b$	18,00	18,00	20,00	20,00	22,00	25,00
	$\omega$	7,80	8,90	10,20	12,40	14,20	19,20
	$d$						
	$\omega_{tr}$	15,20	13,20	11,60	9,80	8,20	6,30



$e$  cm = Hauteur totale de la dalle du hourdis entre nervures. On la tire du tableau n° 1 en prenant comme portée de la dalle la distance entre nervures, comme charge utile celle du hourdis et en supposant la dalle demi-encastree sur ses nervures. Ce même tableau donne en même temps la section à donner par mètre courant à l'armature de la dalle.

$h$  cm = Hauteur de la nervure comptée depuis la surface supérieure de la dalle jusqu'au centre des armatures de traction.

$h_1$  cm = Hauteur totale de la nervure, c'est-à-dire  $h$  augmentée de  $a$ , surépaisseur habituelle de béton :  $a > d + \frac{d}{2}$

# Nervures (armatures simples).

Distance d'axe en axe entre nervures : 1 m. 65						$\frac{h}{cm}$ $\frac{b}{cm}$ $\frac{\omega}{cm^2}$	Portées des nervures semi-encastrement
Surcharges du hourdis en kg. par mètre carré							
300	400	500	750	1000	1500		
19,00	20,00	21,50	24,00	26,50	32,00	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	3,35
12,00	12,00	12,00	12,00	14,00	15,00		
4,60	5,50	6,25	7,50	8,90	11,00		
14,80	12,65	11,00	9,10	7,85	6,55		
21,50	23,50	25,50	28,50	31,00	33,50	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	3,90
12,00	12,00	12,00	14,00	14,00	15,00		
5,40	6,50	7,30	8,80	10,50	13,80		
14,40	12,80	11,20	9,20	7,90	5,40		
26,00	28,00	30,00	33,00	35,50	39,00	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	4,50
14,00	14,00	14,00	15,00	15,00	18,00		
6,20	7,30	8,30	10,60	11,90	15,70		
15,30	13,30	11,50	9,40	7,85	6,00		
31,00	31,00	34,00	37,50	41,00	44,00	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	5,00
15,00	15,00	15,00	18,00	18,00	20,00		
6,90	8,25	9,50	11,20	13,50	17,80		
16,10	13,10	11,50	9,50	8,05	6,40		
34,00	35,00	38,00	43,00	46,00	49,50	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	5,60
15,00	15,00	18,00	20,00	20,00	20,00		
7,60	9,20	10,50	12,50	14,40	19,60		
16,00	13,30	11,70	9,80	8,15	6,10		

Distance d'axe en axe entre nervures : 2 m. 25						$\frac{h}{cm}$ $\frac{b}{cm}$ $\frac{\omega}{cm^2}$	Portées des nervures appuis simples
Surcharges du hourdis en kg. par mètre carré							
300	400	500	750	1000	1500		
25,00	26,00	27,50	32,00	37,00	40,50	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	3,35
12,00	12,00	12,00	14,00	15,00	15,00		
5,30	6,25	6,80	8,30	9,20	10,80		
12,80	11,00	9,90	8,50	7,90	6,00		
29,00	30,50	32,00	34,00	40,00	46,00	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	3,90
14,00	14,00	14,00	15,00	18,00	20,00		
6,20	7,30	7,80	10,40	13,00	13,80		
12,70	10,85	9,90	7,75	7,35	5,80		
34,00	35,50	37,00	38,50	45,00	51,50	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	4,50
15,00	15,00	18,00	18,00	18,00	20,00		
7,00	8,30	9,30	11,70	14,60	16,70		
13,00	11,00	10,00	7,70	7,25	5,70		
38,50	41,00	42,50	44,00	52,00	56,00	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	5,00
18,00	18,00	18,00	18,00	20,00	22,00		
8,00	9,50	10,40	13,30	16,60	19,20		
13,10	11,30	10,00	7,75	7,45	5,50		
42,50	47,00	48,50	50,00	54,50	63,00	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	5,60
18,00	18,00	20,00	20,00	22,00	25,00		
8,70	10,40	11,60	14,50	17,30	21,40		
13,00	11,70	10,40	8,00	7,00	5,60		

$b$  cm = Largeur de la nervure sous la dalle.

$\omega$  cm<sup>2</sup> = Section de l'armature étendue.

Quand la nervure est semi-encastree, la moitié des barres de traction sont relevées aux appuis, l'autre moitié restant dans la partie inférieure de la nervure pour y jouer le rôle d'armature de compression.

$\frac{d}{\omega_e}$  = pour signification de ce rapport, voir tableau n° III.

**EXEMPLE :** Un hourdis se compose de nervures ayant une portée de 5 mètres; elles reposent sur appuis simples et sont distantes entre elles d'axe en axe de 1 m. 40. Le hourdis porte une charge de 750 kg. par mètre carré. Comment le constituer ?

1) Dalle : Portée de 1 m. 40, demi-encastrement, charge 750 kg.

Le tableau n° I donne  $h = 5$  cm.  $\omega = 3$  cm<sup>2</sup> 40.

On prendra 7 barres de 8 mm. de diamètre par mètre courant de dalle; 4 de ces barres seront relevées au-dessus des nervures.

Barres de répartition, par exemple, 7 barres de 5 mm. de diamètre.

Hauteur utile 7 cm. =  $e$ .

2) Nervure : Le tableau II donne pour une portée de nervures de 5 mètres, un écartement de 1 m. 40 et une charge utile de 750 kg/m<sup>2</sup>;  $h = 40$  cm.;  $b = 18$  cm.;  $\omega = 10,40$  cm<sup>2</sup>;  $\frac{d}{\omega_e} = 11,80$ ;  $\omega = 3$  barres de 22 mm. de diamètre.

Hauteur totale =  $40 + 1,1 + 2,2$  ou 43,3 soit 43,5 cm.

Pour la signification de  $\frac{d}{\omega_e}$  voir tableau n° III.

Tableau III. — POUTRES A ARMATURES SIMPLES.

Portées appuis simples	$\frac{h}{cm}$ $\frac{b}{cm}$ $\frac{\omega}{cm^2}$ $\frac{d}{\omega_e}$	Surcharges en kg. par mètre courant de poutre										$\frac{h}{cm}$ $\frac{b}{cm}$ $\frac{\omega}{cm^2}$ $\frac{d}{\omega_e}$	Portées semi-encastrement
		300	500	750	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000		
1,50	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	—	—	—	22,00 10,00 1,50 27,30	22,50 13,00 1,90 18,70	26,00 13,00 2,25 16,50	27,00 15,00 2,70 13,60	30,00 15,00 3,00 12,60	30,00 17,00 3,40 10,90	32,00 17,00 3,60 10,10	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	1,65
2,00	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	—	—	24,00 10,00 1,65 28,20	26,00 12,00 2,25 23,60	28,00 15,00 2,80 17,00	32,00 15,00 3,25 14,80	34,00 17,00 3,85 12,60	37,00 17,00 4,10 11,40	37,00 20,00 4,80 9,70	38,00 20,00 5,10 8,90	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	2,25
2,50	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	20,50 10,00 1,40 41,00	25,50 10,00 1,75 34,00	26,00 15,00 2,65 23,70	29,00 15,00 2,90 20,20	31,00 17,00 3,50 14,60	35,00 20,00 4,75 12,90	39,00 20,00 5,25 11,45	40,00 23,00 6,20 9,75	43,50 23,00 6,60 9,25	45,50 23,00 6,90 8,45	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	2,80
3,00	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	22,50 13,00 1,90 41,00	27,00 15,00 2,70 28,70	28,50 17,00 3,30 21,00	32,00 20,00 4,30 18,20	37,00 20,00 5,00 14,30	42,50 20,00 5,70 12,30	45,00 23,00 6,80 10,65	47,50 23,00 7,30 9,45	49,50 25,00 8,30 8,55	52,00 25,00 8,90 7,85	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	3,35
3,50	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	27,00 13,00 2,40 36,00	31,00 17,00 3,50 26,30	34,00 17,00 4,10 21,00	37,00 20,00 5,00 17,60	41,00 23,00 6,30 13,40	47,00 23,00 7,10 11,70	50,00 25,00 8,35 9,95	52,00 27,00 9,40 8,75	55,00 27,00 10,30 7,95	60,00 27,00 10,75 7,60	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	3,90
4,00	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	30,00 15,00 3,00 33,40	35,00 17,00 3,90 25,00	37,50 20,00 5,10 19,30	42,00 23,00 6,40 16,80	45,50 25,00 7,70 12,60	51,00 25,00 8,60 10,70	54,00 27,00 10,10 9,15	57,00 30,00 11,60 8,25	63,00 30,00 12,80 7,85	65,00 30,00 13,25 7,15	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	4,50
4,50	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	34,00 15,00 3,50 32,00	36,50 20,00 4,90 22,40	40,00 23,00 6,20 17,80	43,00 25,00 7,40 14,70	49,00 27,00 9,20 11,60	56,00 27,00 10,30 10,10	59,00 30,00 12,00 8,75	64,00 30,00 13,00 8,05	67,00 33,00 14,90 7,35	71,00 33,00 15,80 6,85	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	5,00
5,00	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	36,00 17,00 4,10 29,00	40,50 20,00 5,50 21,80	43,00 25,00 7,30 16,20	48,00 27,00 8,80 14,00	53,00 30,00 10,80 10,80	61,00 30,00 12,20 9,70	64,00 33,00 14,20 8,40	69,00 33,00 15,30 7,70	72,00 35,00 17,00 6,90	76,00 35,00 18,00 6,40	$\frac{h}{b}$ $\frac{\omega}{d}$ $\frac{d}{\omega_e}$	5,60

5,50	$h$	36,50	41,50	47,00	51,00	60,00	64,00	69,00	74,00	76,00	81,00	$h$	6,15
	$b$	20,00	25,00	25,00	30,00	30,00	33,00	35,00	35,00	37,00	37,00	$b$	
	$\omega$	4,90	7,00	8,00	10,30	12,00	14,20	16,30	17,60	19,20	20,20	$\omega$	
	$\frac{d}{\omega_e}$	25,30	19,50	15,60	12,70	10,90	9,15	8,10	7,30	6,50	6,15	$\frac{d}{\omega_e}$	
6,00	$h$	39,50	45,50	52,00	56,00	63,00	69,00	74,00	80,00	83,00	89,00	$h$	6,70
	$b$	23,00	25,00	27,00	30,00	33,00	35,00	37,00	37,00	40,00	40,00	$b$	
	$\omega$	6,10	7,70	9,40	11,40	14,00	16,30	18,50	20,00	22,60	24,00	$\omega$	
	$\frac{d}{\omega_e}$	24,00	19,00	15,00	12,70	10,25	8,70	7,75	7,00	6,30	6,00	$\frac{d}{\omega_e}$	
6,50	$h$	43,00	49,00	55,00	59,00	66,00	73,00	79,00	84,00	89,00	93,00	$h$	7,25
	$b$	23,00	25,00	30,00	33,00	35,00	37,00	40,00	40,00	45,00	45,00	$b$	
	$\omega$	6,70	8,25	11,10	13,00	15,60	18,30	21,30	22,80	26,90	28,30	$\omega$	
	$\frac{d}{\omega_e}$	23,00	17,80	14,10	11,80	9,40	8,25	7,35	6,70	5,95	5,55	$\frac{d}{\omega_e}$	
7,00	$h$	44,00	53,00	59,00	62,00	72,00	78,00	83,00	89,00	95,00	—	$h$	7,80
	$b$	25,00	25,00	30,00	35,00	35,00	40,00	45,00	45,00	45,00	—	$b$	
	$\omega$	7,40	8,90	12,00	14,60	17,00	21,10	25,30	26,90	28,90	—	$\omega$	
	$\frac{d}{\omega_e}$	21,00	17,90	13,50	11,00	9,60	7,95	6,80	6,20	5,80	—	$\frac{d}{\omega_e}$	
7,50	$h$	—	—	62,00	67,00	77,00	82,00	90,00	—	—	—	$h$	8,35
	$b$	—	—	33,00	35,00	37,00	45,00	45,00	—	—	—	$b$	
	$\omega$	—	—	13,90	15,80	19,30	24,80	27,20	—	—	—	$\omega$	
	$\frac{d}{\omega_e}$	—	—	12,75	10,80	9,25	7,30	6,65	—	—	—	$\frac{d}{\omega_e}$	
8,00	$h$	—	—	67,00	72,00	80,00	90,00	92,00	—	—	—	$h$	8,90
	$b$	—	—	33,00	37,00	40,00	45,00	50,00	—	—	—	$b$	
	$\omega$	—	—	14,90	18,00	21,50	27,50	30,40	—	—	—	$\omega$	
	$\frac{d}{\omega_e}$	—	—	12,40	10,60	8,70	7,25	6,20	—	—	—	$\frac{d}{\omega_e}$	

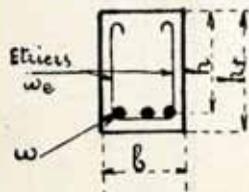


Fig. 68.

$h$  cm = Hauteur de la poutre comptée à partir du centre des armatures de traction.

$h_e$  cm =  $(h + a) =$  hauteur totale;  $a \geq d + \frac{d}{2}$ ;  $a$  n'est jamais inférieur à 1,5 cm.

$b$  cm = Largeur de la poutre.

$\omega$  cm<sup>2</sup> = Section de l'armature étendue;  $d =$  diamètre des armatures (v. tableau VII).

$\omega_e =$  Section totale d'un étrier; elle vaut donc la section d'une branche d'étrier multipliée par le nombre de branches que comporte cet étrier.

$d =$  Distance des étriers en cm. dans le 1/8 de la longueur de la poutre près des appuis. Dans les autres huitièmes, cette distance varie comme l'indique le croquis ci-joint. (fig. 69.)

$\frac{d}{\omega_e} =$  rapport permettant de calculer  $d$  quand on s'est fixé la section totale de chaque étrier.

Si la poutre est encadrée, la moitié des armatures doit être relevée aux appuis.

**EXEMPLE :** Soit à calculer une poutre semi-encadrée ayant une portée de 4,50 et portant une charge utile de 2500 kg. par mètre courant. Partant de la bande horizontale correspondant à la portée 4 m. 50 prise à droite du tableau et de la bande verticale correspondant à la charge utile de 2500 kg., on trouve la solution dans la case d'intersection de ces deux bandes.

$h = 54$  cm.;  $b = 27$  cm.;  $\omega = 10,10$  cm<sup>2</sup> ou 4 barres de 18 mm.

$h_e = 54 + 0,9 + 1,8$  soit 57 cm.

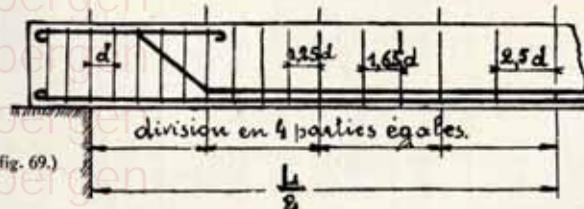


Fig. 69.

$$\frac{d}{\omega_e} = 9,1.$$

Si l'on choisit des étriers à deux branches en forme d'U et de 8 mm. de diamètre, la section totale  $\omega_e$  d'un étrier sera de  $2 \times 0,5$  cm<sup>2</sup> = 1 cm<sup>2</sup>.

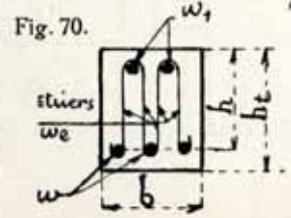
Dans le 1/8 de la poutre voisin des appuis, la distance des étriers sera de  $9,1 \times 1$  soit 9 cm. Dans le 1/8 adjacent, elle sera de 11 cm. 3 et dans le 1/8 suivant de 15 cm. et enfin dans le 1/4 central de la poutre, elle sera de 28 cm. 5.

Tableau IV. — POUTRES A ARMATURES DOUBLES.

La section des barres comprimées est égale à la moitié de la section des barres étendues.

Portées appuis simples		300	500	750	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000		Portées semi-encastrement
1.50	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	—	—	—	20,00 10,00 1,70 24,40	20,50 13,00 2,20 16,60	24,00 13,00 2,55 14,70	25,00 15,00 3,05 12,10	27,50 15,00 3,40 11,20	27,50 17,00 3,85 9,70	29,50 17,00 4,10 9,00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	1.65
2.00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	—	—	22,00 10,00 1,90 25,00	24,00 13,00 2,55 21,00	25,70 15,00 3,15 15,00	29,50 15,00 3,65 13,20	31,00 17,00 4,35 11,20	34,00 17,00 4,60 10,00	34,00 20,00 5,40 8,60	35,00 20,00 5,75 7,90	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	2.25
2.50	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	19,00 10,00 1,60 36,00	23,00 10,00 2,00 30,00	24,00 15,00 3,00 21,00	26,50 15,00 3,30 18,00	28,50 15,00 3,90 13,00	32,00 20,00 5,35 11,50	36,00 20,00 5,90 10,20	36,50 23,00 7,00 8,60	40,00 23,00 7,40 8,20	42,00 23,00 7,80 7,50	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	2.80
3.00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	20,50 13,00 2,20 36,50	25,00 15,00 3,05 25,60	26,00 17,00 3,70 18,50	29,50 20,00 4,85 16,20	34,00 20,00 5,60 12,70	39,00 20,00 6,40 10,90	41,50 23,00 7,65 9,50	43,50 23,00 8,20 8,40	45,50 25,00 9,30 7,60	47,50 25,00 10,00 7,00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	3.35
3.50	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	25,00 13,00 2,70 32,00	28,50 15,00 3,90 23,40	31,00 17,00 4,60 18,50	34,00 20,00 5,60 15,60	37,50 23,00 7,10 11,90	43,00 23,00 8,00 10,40	46,00 25,00 9,40 8,80	47,50 27,00 10,60 7,80	50,50 27,00 11,60 7,00	55,00 27,00 12,10 6,70	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	3.90
4.00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	27,50 15,00 3,40 29,60	32,00 17,00 4,40 22,20	34,50 20,00 5,75 17,20	38,50 23,00 7,20 14,90	42,00 25,00 8,65 11,20	47,00 25,00 9,70 9,50	49,50 27,00 11,40 8,10	52,50 30,00 13,00 7,30	58,00 30,00 14,40 7,00	59,50 30,00 14,90 6,35	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	4.50
4.50	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	31,00 15,00 3,90 28,50	33,50 20,00 5,50 20,00	36,50 23,00 7,00 15,80	39,50 25,00 8,30 13,00	45,00 27,00 10,40 10,30	51,50 27,00 11,60 9,00	54,00 30,00 13,50 7,80	59,00 30,00 14,60 7,15	61,50 33,00 16,80 6,55	65,00 33,00 17,80 6,10	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	5.00

5,00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	33,00 17,00 4,60 25,80	37,00 20,00 6,20 19,40	39,50 25,00 8,20 14,40	44,00 27,00 9,90 12,40	48,50 30,00 12,20 9,60	56,00 30,00 13,70 8,60	58,50 33,00 16,00 7,50	63,00 33,00 17,20 6,80	66,00 35,00 19,10 6,10	70,00 35,00 20,20 5,70	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	5,60
5,50	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	33,50 20,00 5,50 22,50	38,00 25,00 7,90 17,30	43,00 25,00 9,00 13,90	47,00 30,00 11,60 11,30	55,00 30,00 13,50 9,70	59,00 33,00 16,00 8,10	63,00 35,00 18,30 7,20	68,00 35,00 19,80 6,50	70,00 37,00 21,60 5,80	74,50 37,00 22,70 5,45	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	6,15
6,00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	36,00 23,00 6,90 22,40	41,50 25,00 8,60 16,90	48,00 27,00 10,70 13,30	51,50 30,00 12,80 11,30	58,00 33,00 15,70 9,10	63,00 35,00 18,30 7,70	68,00 37,00 20,80 6,90	73,50 37,00 22,50 6,20	76,00 40,00 25,40 5,60	81,50 40,00 27,00 5,30	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	6,70
6,50	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	38,00 23,00 7,50 20,50	43,50 25,00 9,30 15,80	49,00 30,00 12,50 12,50	52,50 33,00 14,60 10,50	59,00 35,00 17,50 8,35	65,00 37,00 20,60 7,35	70,50 40,00 23,90 6,50	75,00 40,00 25,60 5,95	79,00 45,00 30,20 5,30	83,00 45,00 31,80 4,90	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	7,25
7,00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	39,00 25,00 8,30 18,70	47,00 25,00 10,00 15,40	52,50 30,00 13,50 12,00	55,00 35,00 16,40 9,70	64,00 35,00 19,10 8,50	69,50 40,00 23,80 7,10	74,00 45,00 28,40 6,05	79,00 45,00 30,20 5,50	84,50 45,00 32,40 5,15	—	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	7,80
7,50	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	— — — —	— — — —	55,00 33,00 15,00 11,30	59,50 35,00 17,80 9,60	68,50 37,00 21,70 8,20	73,00 45,00 28,00 6,50	80,00 45,00 30,60 5,90	—	—	—	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	8,35
8,00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	— — — —	— — — —	59,50 33,00 16,80 11,00	64,00 37,00 20,20 9,40	71,00 40,00 24,20 7,70	80,00 45,00 31,00 6,45	82,00 50,00 33,00 5,50	—	—	—	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	8,90



$h$  cm = Hauteur de la poutre comptée à partir du centre des armatures de traction.  
 $h_t = h + a$  = Hauteur totale;  $a > d + \frac{d}{2}$ ;  $a$  n'est jamais inférieur à 1,5 cm  
 $b$  cm = Largeur de la poutre.  
 $\omega$  cm<sup>2</sup> = Section de l'armature de traction —  $d$  = diamètre des armatures. Voir tableau VII.)  
 $\omega_e$  = Section de l'armature de compression, égale à la moitié de la section de l'armature de traction.  
 $\frac{d}{\omega_e}$  = Rapport entre la distance des étriers et la section totale des étriers. (Voir explication du tableau III.)  
 Si la poutre est semi-encastrée, la moitié des barres de traction seront relevées dans la partie supérieure de la poutre.

Tableau V. — POUTRES A ARMATURES DOUBLES.

La section des barres comprimées est égale à la section des barres étendues.

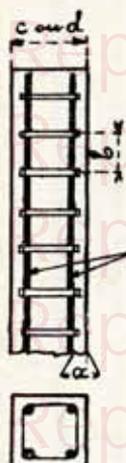
Portées appuis simples		300	500	750	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000		Portées demi-encastrement
1,50	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	—	—	—	17,00 10,00 1,95	17,50 13,00 2,50	20,00 13,00 2,90	21,00 15,00 3,50	23,00 15,00 3,90	23,00 17,00 4,40	25,00 17,00 4,70	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	1,65
2,00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	—	—	18,50 10,00 2,15	20,00 13,00 2,90	21,50 15,00 3,65	25,00 15,00 4,25	26,00 17,00 5,00	28,50 17,00 5,35	28,50 20,00 6,25	29,00 20,00 6,60	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	2,25
2,50	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	16,00 10,00 1,85	19,50 10,00 2,30	20,00 15,00 3,45	22,50 15,00 3,80	24,00 17,00 4,55	27,00 20,00 6,15	30,00 20,00 6,80	31,00 23,00 8,10	33,50 23,00 8,60	35,00 23,00 9,00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	2,80
3,00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	17,50 13,00 2,50	21,00 15,00 3,50	22,00 17,00 4,30	25,00 20,00 5,60	28,50 20,00 6,50	33,00 20,00 7,40	35,00 23,00 8,80	36,50 23,00 9,50	38,00 25,00 10,80	40,00 25,00 11,60	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	3,35
3,50	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	21,00 13,00 3,10	24,00 17,00 4,60	26,00 17,00 5,35	28,50 20,00 6,50	31,50 23,00 8,20	36,00 23,00 9,20	38,50 25,00 10,90	40,00 27,00 12,20	42,50 27,00 13,40	46,50 27,00 14,00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	3,90
4,00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	23,00 15,00 3,90	27,00 17,00 5,10	29,00 20,00 6,60	32,50 23,00 8,30	35,00 25,00 10,00	39,50 25,00 11,20	41,50 27,00 13,10	44,00 30,00 15,10	48,50 30,00 16,60	50,00 30,00 17,20	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	4,50
4,50	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	26,00 15,00 4,55	28,00 20,00 6,40	31,00 23,00 8,10	33,00 25,00 9,60	38,00 27,00 12,00	43,00 27,00 13,30	45,50 30,00 15,60	49,50 30,00 16,90	51,50 33,00 19,40	55,00 33,00 20,50	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	5,00

5,00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	28,00 17,00 5,35 22,40	31,50 20,00 7,15 16,80	33,00 25,00 9,45 12,50	37,00 27,00 11,90 10,80	41,00 30,00 14,00 8,30	47,00 30,00 15,90 7,45	49,50 33,00 18,40 6,45	53,00 33,00 19,90 5,90	55,50 35,00 22,00 5,30	58,50 35,00 23,40 4,90	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	5,60
5,50	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	28,50 20,00 6,35 19,50	32,00 25,00 9,10 15,00	36,50 25,00 10,40 12,00	39,50 30,00 13,30 9,80	46,50 30,00 15,60 8,40	49,50 33,00 18,40 7,00	53,00 35,00 21,20 6,25	57,00 35,00 22,90 5,60	58,50 37,00 24,90 5,00	62,50 37,00 26,20 4,70	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	6,15
6,00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	30,50 23,00 7,90 18,50	35,00 25,00 10,00 14,60	40,00 27,00 12,20 11,50	43,00 30,00 14,80 9,80	48,50 33,00 18,20 7,90	53,00 35,00 21,20 6,70	57,00 37,00 24,00 5,95	61,50 37,00 26,00 5,40	64,00 40,00 29,30 4,85	68,50 40,00 34,10 4,60	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	6,70
6,50	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	33,00 23,00 8,70 17,70	38,00 25,00 10,75 13,70	42,50 30,00 14,40 10,90	45,50 33,00 16,90 9,10	51,00 35,00 20,30 7,25	56,50 37,00 23,80 6,35	61,00 40,00 27,60 5,65	65,00 40,00 29,60 5,15	68,50 45,00 35,00 4,55	71,50 45,00 36,80 4,25	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	7,25
7,00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	34,00 25,00 9,60 16,20	41,00 25,00 11,60 13,30	45,50 30,00 15,60 10,40	48,00 35,00 19,00 8,45	55,50 35,00 22,00 7,40	60,00 40,00 27,40 6,10	64,00 45,00 32,80 5,30	68,50 45,00 35,00 4,75	73,50 45,00 37,60 4,45	—	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	7,80
7,50	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	—	—	48,00 33,00 18,00 9,80	51,50 35,00 20,50 8,30	59,50 37,00 25,00 7,10	63,00 45,00 32,20 5,60	69,50 45,00 35,20 5,10	—	—	—	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	8,35
8,00	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	—	—	51,50 33,00 19,30 9,50	55,50 37,00 23,40 8,15	62,00 40,00 28,00 6,70	69,50 45,00 35,70 5,60	71,00 50,00 38,20 4,75	—	—	—	$\frac{h}{b}$ $\omega$ $\frac{d}{\omega_e}$	8,90

Pour toute explication, voir tableau n° IV; exception faite pour la section d'armatures comprimées, qui est égale à la section des armatures étendues  $\omega$ .

Tableau VI.

COLONNES SOUMISES A DES CHARGES VERTICALES CENTRÉES.



Hauteur maximum des colonnes : 4 mètres.

$c$  ou  $d$  cm. = Côté du carré ou diamètre du cercle section de la colonne. Pour faciliter le coffrage, la section circulaire est souvent remplacée par une section en forme d'hexagone circonscrit à la circonférence.

$l$  = Distance entre les ligatures transversales. On prend  $l$  égal à la plus petite des dimensions  $(c - 5)$  ou  $(d - 5)$  et 12 fois le diamètre  $d$  des barres longitudinales de compression.

Le diamètre  $d'$  des ligatures transversales peuvent varier suivant la force portante de la colonne de 2 à 5 mm.

$$a = \frac{d}{2} + d' + 2 \text{ cm.}$$

Fig. 71.

Charges verticales concentrées en kgs.	Côté de la section carrée en cm.	Diamètre de la section circulaire en cm.	Section des armatures longitudinales en cm <sup>2</sup> .
4.000	13,50	15,50	1,80
5.000	14,50	16,50	2,20
6.000	15,50	17,50	2,65
7.000	16,50	19,00	3,00
8.000	17,50	20,00	3,50
9.000	18,00	20,50	3,90
10.000	18,50	21,00	4,40
11.000	19,50	22,00	4,75
12.000	20,00	22,50	5,25
14.000	21,00	24,00	5,65
16.000	22,00	25,00	6,90
18.000	23,00	26,00	7,75
20.000	24,00	27,00	8,50
22.000	25,00	28,50	9,50
24.000	26,00	29,50	10,25
26.000	27,00	30,50	11,25
28.000	27,50	31,50	12,00
30.000	28,00	32,50	13,00

Tableau VII. — DIAMÈTRE des BARRES RONDES d'ACIER et SECTIONS des GROUPES de BARRES en CM<sup>2</sup>.

Diamètre en millimètres	NOMBRE DE BARRES										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12
2	0,031	0,063	0,094	0,12	0,15	0,188	0,217	0,25	0,279	0,31	0,372
3	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,56	0,63	0,70	0,84
4	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,75	0,88	1,01	1,13	1,26	1,51
5	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	2,36
6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83	3,39
7	0,38	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	4,62
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03	6,03
9	0,64	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,73	6,36	7,63
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	9,42
11	0,95	1,90	2,85	3,80	4,75	5,70	6,65	7,60	8,55	9,50	11,40
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,66	6,79	7,92	9,05	10,18	11,33	13,57
13	1,33	2,65	3,98	5,31	6,64	7,96	9,29	10,62	11,95	13,37	15,93
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39	18,47
15	1,77	3,53	5,30	7,07	8,84	10,60	12,37	14,14	15,90	17,67	21,21
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	24,13
17	2,27	4,54	6,81	9,08	11,35	13,62	15,89	18,16	20,43	22,70	27,24
18	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	30,54
19	2,84	5,67	8,51	11,34	14,18	17,02	19,85	22,68	25,52	28,35	34,03
20	3,14	6,26	9,40	12,53	15,67	18,81	21,93	25,05	28,19	31,33	37,62
21	3,46	6,93	10,39	13,85	17,32	20,78	24,25	27,71	31,17	34,64	41,56
22	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	45,62
23	4,15	8,31	12,46	16,62	20,77	24,93	29,08	33,24	37,39	41,55	49,86
24	4,52	9,05	13,57	18,10	22,62	27,14	31,67	36,19	40,72	45,24	54,29
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	58,90
26	5,31	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,47	47,78	53,09	63,71
27	5,72	11,45	17,18	22,90	28,63	34,35	40,08	45,80	51,53	57,26	68,71
28	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	73,89
29	6,60	13,21	19,82	26,42	33,03	39,63	46,24	52,84	59,45	66,05	79,26
30	7,07	14,14	21,20	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	70,69	84,82
31	7,55	15,10	22,64	30,19	37,74	45,29	52,83	60,38	67,93	75,48	90,57
32	8,04	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	80,43	96,51
33	8,55	17,11	25,66	34,21	42,76	51,32	59,87	68,42	76,98	85,53	103,00
34	9,07	18,15	27,22	36,29	45,36	54,44	63,51	72,58	81,66	90,73	109,00
35	9,61	19,22	28,83	38,44	48,06	57,67	67,28	76,89	86,50	96,11	115,00
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	102,00	122,00
37	10,75	21,50	32,26	43,00	53,76	64,51	75,26	86,01	96,77	108,00	129,00
38	11,34	22,68	34,02	45,36	56,71	68,05	79,39	90,73	102,00	113,00	136,00
39	11,94	23,89	35,84	47,78	59,73	71,68	83,72	95,57	108,00	119,00	143,00
40	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	101,00	113,00	126,00	151,00

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS . . . . . 1

PREMIÈRE PARTIE.

Notions élémentaires sur le béton armé.

Qu'est-ce que le béton armé . . . . . 11  
 Efforts et déformations . . . . . 12  
 I. — Traction . . . . . 14  
 II. — Compression . . . . . 16  
 III. — Glissement. - Adhérence. - Cisaillement . . . . . 18  
 IV. — Flexion . . . . . 22  
    Traction et compression dans les pièces fléchies . . . . . 23  
    Glissement et cisaillement dans les pièces fléchies . . . . . 27  
    Les armatures dans une poutre fléchie . . . . . 32  
    Poutres fléchies à armatures simples et poutres fléchies à armatures  
    doubles . . . . . 33  
    Dalles et hourdis nervurés . . . . . 34  
    Effets du mode de fixation des poutres ou des dalles fléchies sur  
    leurs appuis . . . . . 38  
    Charges supportées par les poutres et planchers . . . . . 42  
 V. — Les colonnes . . . . . 45  
    Les colonnes frettées . . . . . 47  
 VI. — Fondations . . . . . 48

DEUXIÈME PARTIE.

La préparation et l'exécution des travaux en béton armé.

I. — Le béton . . . . . 51  
    Matériaux employés et dosages . . . . . 52  
    Mélange et malaxage du béton . . . . . 53

**GROUPEMENT PROFESSIONNEL DES FABRICANTS DE  
 CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL DE BELGIQUE**

II. — Les armatures . . . . .	54
Formes et dimensions . . . . .	54
Découpage et façonnage . . . . .	56
III. — Les coffrages . . . . .	58
Poutres . . . . .	60
Plancher en dalle continue . . . . .	61
Hourdis nervurés . . . . .	63
Poteaux et colonnes . . . . .	64
Murs et cloisons . . . . .	66
Mise en position des coffrages . . . . .	67
IV. — Exécution et décoffrage . . . . .	67
Mise en place du béton et des armatures . . . . .	67
Le durcissement du béton . . . . .	69
Le décoffrage . . . . .	70

**TROISIÈME PARTIE.**

**Tableaux donnant les dimensions et l'armature des :**

I. — Dalles . . . . .	74
II. — Hourdis nervurés . . . . .	76
III. — Poutres à armatures simples . . . . .	78
IV. — Poutres à armatures doubles . . . . .	80
V. — Poutres à armatures doubles . . . . .	82
VI. — Colonnes . . . . .	84
VII. — Tableau des sections des barres d'acier . . . . .	85

Le Groupement professionnel des Fabricants de Ciment Portland artificiel exerce un *contrôle* sur les ciments fabriqués par les usines affiliées.

Il dispose à cet effet :

D'un *laboratoire* pourvu de toutes installations, machines, etc., les plus modernes ;

D'un *personnel* technique tout spécialement compétent.



La marque ci-contre **garantit que le ciment est soumis au contrôle** et confirme, par conséquent, la **bonne qualité** du ciment qu'elle couvre.

**EXIGEZ DONC CETTE MARQUE** dont seules les usines soumises au contrôle peuvent faire usage.

---

**LE BÉTON DE CIMENT, BIEN EXÉCUTÉ  
EST PERMANENT, IMPÉRISSABLE**

---

Pour exécuter un ouvrage en béton présentant toutes garanties de résistance et de durabilité, il est indispensable d'utiliser le véritable

**CIMENT PORTLAND ARTIFICIEL.**