

---

# DOCUMENTS OFFICIELS

ET

## ADMINISTRATIFS

DE JANVIER 1913

---

13 janvier. — *Note destinée à remplacer la note du 5 décembre 1903 sur le calcul des ouvrages en ciment armé (Section technique du Génie.)*

Les ouvrages en ciment armé des bâtiments construits par le service du génie ont généralement donné lieu, jusqu'à présent, à des marchés sur concours de projets demandés à des spécialistes dûment qualifiés.

Ce mode de procéder, usité depuis l'origine de l'emploi du ciment armé dans les susdites constructions, vient d'être complètement réglementé par la circulaire du 11 septembre 1912, relative à la passation de marchés de gré à gré par voie de concours de projets.

Il comporte essentiellement, aujourd'hui comme auparavant, une vérification par les services locaux du génie des projets présentés au concours.

Actuellement, cette vérification s'opère conformément aux indications de la Note provisoire du 5 décembre 1903, sur le calcul des ouvrages en ciment armé.

L'application de ladite note a suffi jusqu'ici, dans la plupart des cas, à éclairer convenablement les services locaux du génie sur la valeur technique des projets qu'ils avaient à examiner préalablement à l'attribution des marchés, afin d'éliminer ceux n'offrant pas les garanties nécessaires de sécurité.

Toutefois, il est arrivé qu'à la suite des épreuves de réception on a été amené à renforcer des planchers dont les types avaient satisfait à la stricte application des méthodes de calcul de la note précitée.

En outre, quelques incertitudes se sont manifestées, parmi les constructeurs et les services locaux du génie, sur la mesure dans laquelle on doit encore tenir cette note pour formelle, notamment en ce qui concerne les taux de résistance du béton, étant donné qu'elle a précédé de trois ans les instructions du 20 octobre 1906 du ministère des Travaux publics, auxquelles ont abouti les travaux de la Commission du ciment armé.

Dans ces conditions, il m'a paru qu'il convenait de reviser et de refondre la note en question.

La présente circulaire a pour objet l'envoi et la mise en vigueur de la nouvelle rédaction, qui a reçu mon approbation à la date de ce jour, et qui, dès maintenant, remplace et abroge la Note provisoire du 5 décembre 1903, en restant comme elle, *spéciale au service du génie*.

D'autre part, la Note provisoire du 9 avril 1903, sur les conditions techniques à spécifier dans les marchés de planchers en béton armé pour les bâtiments dépendant du service du casernement, sera prochainement remplacée par un *Cahier des charges communes pour l'emploi du béton armé dans les locaux du casernement et les magasins des divers services*.

Ce cahier des charges qui, d'ailleurs, ainsi que l'Instruction dont il sera accompagné, concernera tous les services constructeurs du département de la Guerre, se trouve visé dans la nouvelle note sur les calculs des ouvrages en ciment armé.

Provisoirement, en attendant qu'il ait paru, les services locaux du génie, lors de la préparation des marchés d'ouvrages en ciment armé, auront à spécifier, dans le programme du concours (ou au cahier des charges spéciales, si le programme susdit se confond avec lui), que le béton de ciment devra comporter l'emploi de 300 kg de ciment au minimum pour 800 l de gravier, le volume du sable étant toujours la moitié de celui du gravier.

Ces fixations sont, en effet, corrélatives des taux de résistance du béton à la compression admis par la note ci-jointe, sur la base des indications contenues dans la circulaire précitée du 20 octobre 1906 du ministère des Travaux publics.

Pour le Ministre,  
et par délégation du Secrétaire général,

*Le Directeur du Génie,*

CHEVALIER.

La présente note fixe les bases d'après lesquelles les services locaux du génie doivent procéder, en ce qui concerne les calculs de résistance, à la vérification des projets d'ouvrages en ciment armé présentés par les constructeurs.

Elle n'est, en réalité, qu'une simple refonte de la Note provisoire du 5 décembre 1903, qu'elle est destinée à remplacer.

Cette refonte a eu pour objet :

1<sup>o</sup> De mettre à profit, pour la fixation des taux de résistance du béton de ciment aux divers genres d'efforts, les indications contenues dans la circulaire du 20 octobre 1906, du ministère des Travaux publics, relatives à l'emploi du béton armé;

2<sup>o</sup> D'étendre les vérifications prévues par la susdite Note provisoire à quelques autres points sur lesquels l'attention du service du génie s'est trouvée particulièrement appelée à l'occasion des épreuves de résistance de certains planchers.

D'ailleurs, la nouvelle note conserve la méthode de calcul (1) qui caractérisait la précédente, et qui, jusqu'à présent, s'est adaptée sans difficulté aux sortes d'ouvrages en ciment armé dont le service du génie fait le plus communément usage, et aux conditions dans lesquelles il prépare leur exécution.

Les programmes adressés aux constructeurs en vue de

---

(1) Ainsi que le mentionnait la note provisoire du 5 décembre 1903, cette méthode, dans son principe et ses données essentielles, a été empruntée à M. l'ingénieur en chef Rabut, qui l'avait appliquée pendant plusieurs années à tous les ouvrages en béton armé de la Compagnie des Chemins de fer de l'Ouest.

L'établissement des projets desdits travaux devront toujours spécifier que la résistance des dispositifs proposés sera vérifiée par le service du génie, conformément aux données de la présente note, dont les constructeurs seront invités à prendre connaissance, soit au bureau du génie, soit dans le fascicule de la *Revue du Génie* où elle aura été insérée au titre des documents officiels.

Cette prescription implique d'elle-même une entière concordeance entre la présente note et le cahier des charges communes pour l'emploi du béton armé dans les locaux du casernement et les magasins des divers services, lequel sera obligatoirement annexé aux programmes susvisés.

En principe, la vérification en question aura pour sanction l'admission ou l'exclusion pure et simple des divers concurrents; car ceux-ci doivent conserver leur responsabilité et le service du génie ne peut entrer dans la voie de remanier les nombreux projets qui lui sont soumis à l'occasion de ses marchés de travaux de ciment armé. C'est seulement dans le cas où l'on reconnaîtrait qu'une amélioration de peu d'importance suffirait à rendre un projet satisfaisant qu'il y aurait lieu d'inviter un concurrent à le modifier pour obtenir l'admission à soumissionner.

Seront seuls transmis au ministre, préalablement à la délivrance de cette admission, les projets sur la valeur desquels les services locaux conserveraient des doutes en raison de difficultés particulières rencontrées dans leur vérification.

## § I — PIÈCES COMPRIMÉES

### PILIERS

*Les piliers envisagés sont ceux des types qui sont ordinairement employés dans les bâtiments militaires, c'est-à-dire dont les armatures transversales sont espacées de 0,50 m environ et dont la hauteur peut atteindre vingt fois au maximum la plus petite dimension de leur section droite.*

Le métal et le béton subissant des raccourcissements égaux, leurs réactions sont entre elles dans le même rapport que les produits de leur section par leur coefficient d'élasticité.

La charge totale  $N$  à supporter se partage ainsi entre le métal et le béton dans le rapport

$$\frac{E \Omega}{E' \Omega'}$$

En prenant  $\frac{E}{E'} = 10$  on trouve pour la part du béton (1) :

$$N \times \frac{\Omega'}{\Omega' + 10\Omega},$$

ce qui donne par unité de surface une compression égale à

$$\frac{N}{\Omega' + 10\Omega},$$

La fatigue obtenue dans ces conditions ne devra pas dépasser par centimètre carré de la section du béton (que l'on peut confondre, sans erreur notable, avec celle du pilier) les taux suivants :

44,8 kg si le béton est dosé à 300 kg de ciment (2)		
50,4	—	350

Le travail du métal n'exige pas de vérification, le taux de fatigue de ce dernier étant lié à celui du béton, et n'arrivant qu'à 5 kg par millimètre carré quand le second atteint la limite susdite de 50,4 kg par centimètre carré.

**Exemple.** — Considérons le poteau dont la section est représentée figure 1 et qui doit supporter une charge totale de 11.000 kg. Le béton est supposé au dosage de 300 kg de ciment.

La fatigue du béton par centimètre carré sera :

$$\frac{1}{10^4} \times \frac{11000 \text{ kg}}{0^{m^2} 0196 + 10 \times 0^{m^2} 000531} = 44,2 \text{ kg} < 44,8 \text{ kg.}$$

(1) L'expérience a montré que le coefficient d'élasticité du béton de ciment composé de 300 kg de ciment de Portland pour 400 l de sable et 800 l de gravier est environ égal à un dixième de celui de l'acier jusqu'à un effort de 60 kg par  $cm^2$ . Il décroît sous de plus fortes charges.

(2) La composition du béton des ouvrages en ciment armé est définie au cahier des charges communes pour l'emploi de béton armé dans le locaux du casernement et les magasins des divers services.

Les dimensions proposées satisfont donc à la vérification ci-dessus exposée.

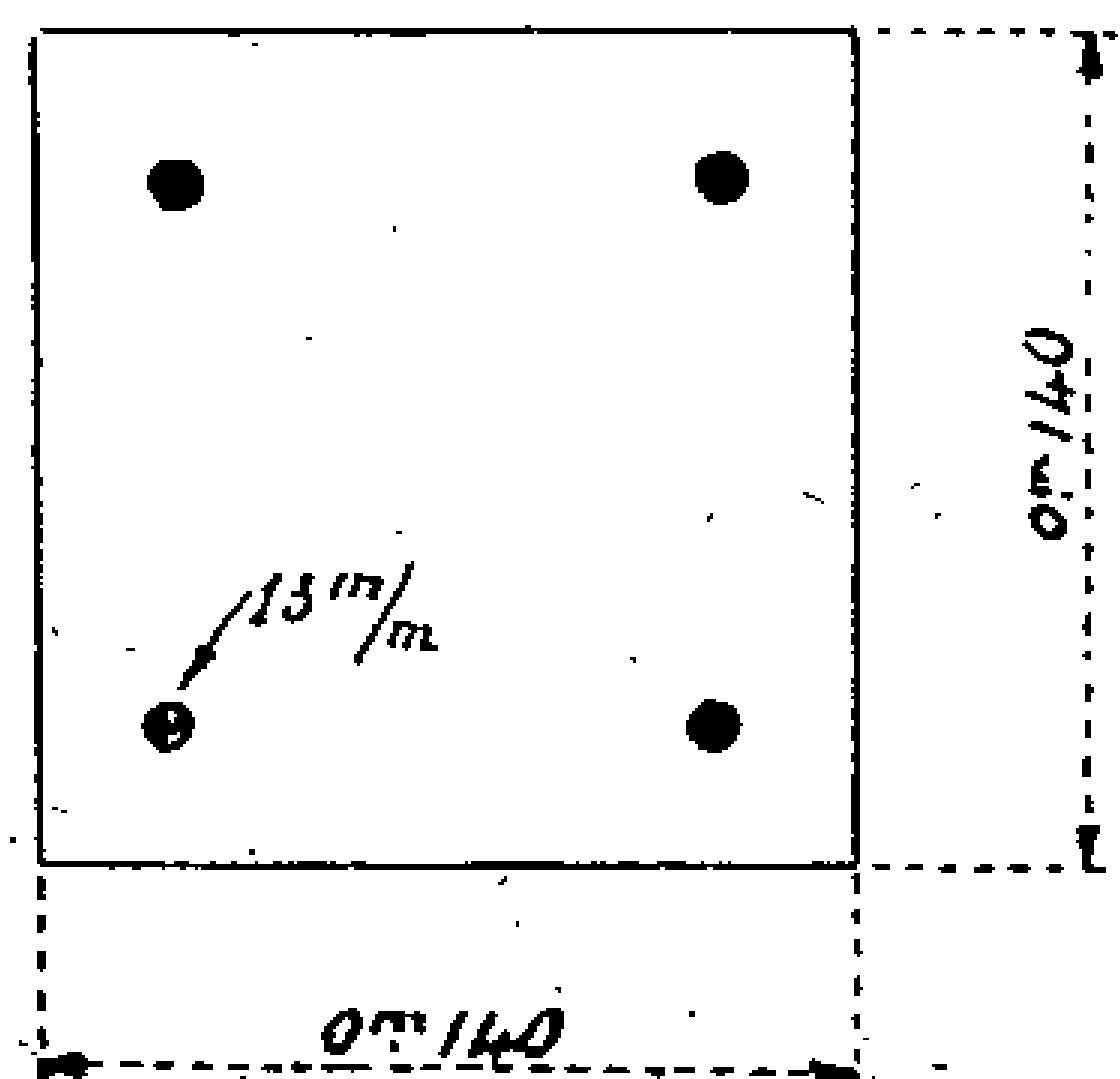


Fig. 1.

Quatre barrés de 13 mm, soit une section totale de 531 mm<sup>2</sup> de métal.

**Remarques.** — 1<sup>o</sup> La méthode qui précède suppose que les piliers sont soumis uniquement à des charges centrées, c'est-à-dire appliquées au centre de gravité de leur section, les armatures étant d'ailleurs distribuées symétriquement autour de ce dernier.

S'il en était autrement, on se trouverait, non plus dans le cas de la compression simple, en vue duquel cette méthode est indiquée, mais dans celui de la compression avec flexion.

Il faudrait alors faire usage de la règle de Rankine en se référant aux explications qui, dans la circulaire précitée du 20 octobre 1906 du ministère des Travaux publics, accompagnent les instructions sur l'emploi du béton armé.

2<sup>o</sup> Il faudrait encore recourir à la règle de Rankine si l'élancement du pilier, c'est-à-dire le rapport de sa hauteur au plus petit côté de la section, était supérieur à 20.

Dans les deux cas faisant l'objet des remarques 1 et 2 la fatigue à laquelle on arrivera par les procédés de calcul de la circulaire précitée sera celle des éléments les plus comprimés dans la section droite considérée. Cette fatigue ne devra pas dépasser, suivant le dosage du ciment, les taux de 44,8 kg ou 50,4 kg fixés ci-dessus.

Le mode d'ancrage de la base des piliers devra toujours être bien défini dans les projets.

Lorsqu'il s'agira de files de poteaux ou de colonnes, les services locaux du génie auront à porter tout particulièrement leur attention sur les dispositions prévues pour l'en-

tretoisement de ces supports, qu'il importe d'assurer très solidement dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Si lesdits supports, se superposant à différents étages d'un bâtiment, constituent l'ossature de l'ensemble ou d'une partie de la construction, le projet devra mettre en évidence les dispositions prises pour réaliser horizontalement et verticalement la complète solidarité de cette ossature.

## § II — PIÈCES FLÉCHIES

Les efforts obtenus par l'application des méthodes ci-après exposées pour la vérification de la résistance au moment fléchissant sont les *efforts moyens* auxquels se trouvent soumis respectivement le métal des armatures longitudinales et le béton.

Ces *efforts moyens* ne devront pas dépasser les taux suivants :

Fer . . . . .	9 kg par mm <sup>2</sup>
Acier . . . . .	12 —
Béton	
(travaillant à la compression)	22,4 kg par cm <sup>2</sup>
350	25,2 —

Les chiffres de 22,4 kg et 25,2 kg correspondent respectivement à des fatigues de sécurité de 44,8 kg et 50,4 kg par centimètre carré; ce sont ces dernières limites qu'il faut adopter quand il s'agit, non plus de la compression moyenne dans une section du béton, mais de la compression subie par les éléments qui travaillent le plus dans cette section.

Tous les chiffres ci-dessus s'appliquent exclusivement à des matériaux satisfaisant aux conditions imposées par le cahier des charges communes susmentionné (1).

Dans la détermination des efforts susdits, il ne sera pas tenu compte de la résistance du béton à l'extension.

(1) Au cas où le béton serait fait avec des cailloux, au lieu du gravier prévu par le cahier des charges communes, les taux à admettre pour sa compression moyenne devraient être fixés par l'article du cahier des charges spéciales qui prescrirait l'emploi de cailloux et préciserait leurs dimensions.

## A — HOURDIS D'ÉPAISSEUR UNIFORME

*Hourdis sur solivage formé d'un seul cours de solives ou nervures.*

Ce hourdis sera considéré comme encastré dans les murs parallèles aux solives, abstraction faite de l'appui qu'il peut prendre sur les murs supportant celles-ci.

Le calcul portera sur une tranche de hourdis d'une largeur de 1 m (comptée parallèlement aux solives).

On négligera, au moins dans une première approximation, comme il sera dit ci-après, la résistance à la compression des armatures supérieures longitudinales qui se rencontraient dans les sections droites considérées.

On peut admettre, comme résultat moyen d'expérience,

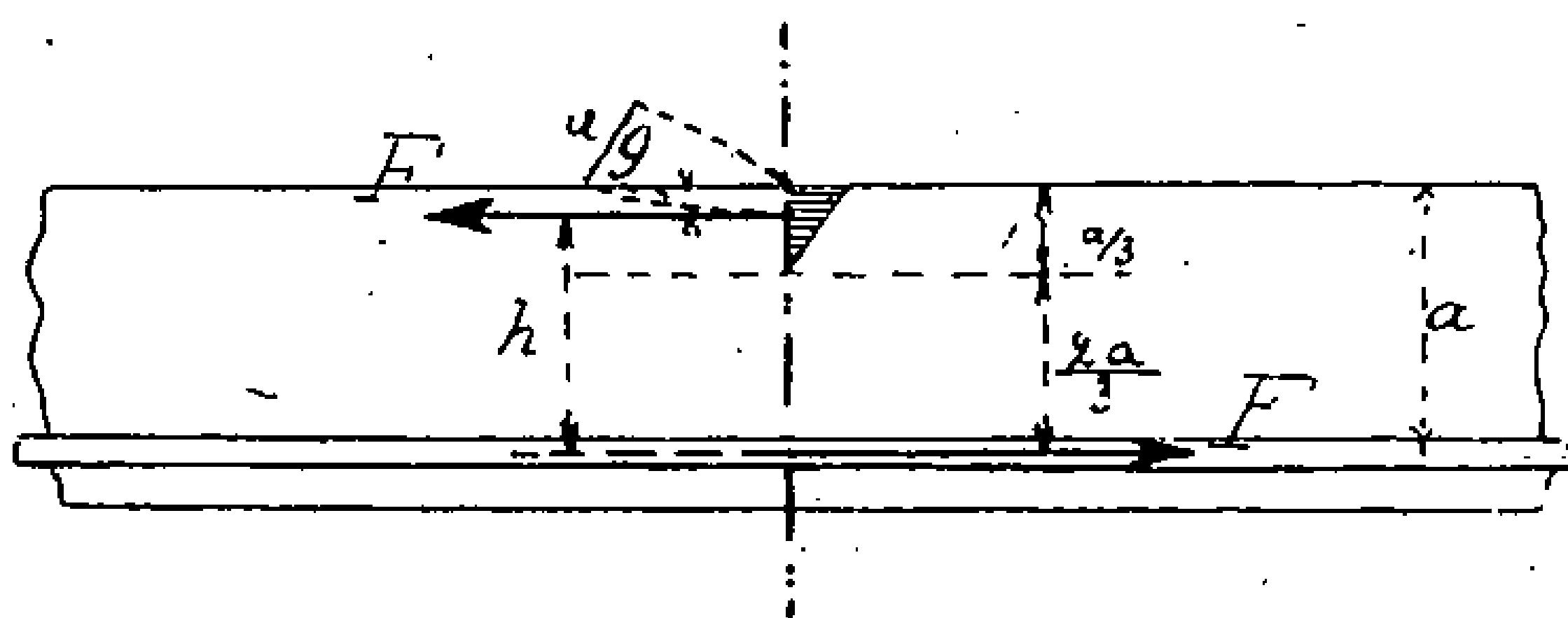


Fig. 2.

que dans les hourdis fortement armés (par exemple à 1 ou 2 p. 100) la surface neutre passe sensiblement au milieu de la distance  $a$  entre le centre des armatures et la face supérieure; et dans les hourdis faiblement armés, au tiers supérieur de cette même distance (fig. 2). C'est ce dernier cas qu'il convient de considérer en général dans les hourdis de bâtiment.

Le point d'application de la résultante des pressions, situé lui-même au tiers de la hauteur du béton comprimé, se trouvera ainsi à une distance  $\frac{a}{9}$  de la face supérieure.

**Tension et compression longitudinales**

Les forces intérieures à envisager dans le sens longitudinal sont la tension des armatures inférieures et la compression

du béton. Toutes les forces extérieures appliquées aux hourdis étant supposées verticales, il faut, pour l'équilibre, que la tension et la compression susdites forment un couple égal au moment fléchissant  $M$ . En divisant  $M$  par le bras de levier  $h$  de ce couple, on obtiendra la valeur commune  $F$  de la tension et de la compression.

La tension moyenne du métal sera le quotient de  $F$  par la section totale des armatures.

La compression moyenne du béton sera le quotient de  $F$  par la portion du béton située, dans la section droite, au-dessus de la trace de la surface neutre.

Si, dans un hourdis muni d'une armature supérieure, le calcul ci-dessus conduisait à une fatigue du béton dépassant la limite assignée, il faudrait s'assurer qu'on ne rentre pas dans cette limite lorsqu'on tient compte de la part de compression prise par l'armature supérieure. Le taux de fatigue de cette dernière se déduirait de celui de l'armature tendue, d'après le rapport de leurs distances à la surface neutre.

**Exemple.** — Soit à vérifier un projet de hourdis de 1,50 m de portée et 0,08 m d'épaisseur, armé, par mètre courant, de cinq aciers de 8 mm et devant porter une charge uniformément répartie de 300 kg par mètre carré (fig. 3). Le béton est supposé au dosage de 300 kg de ciment.

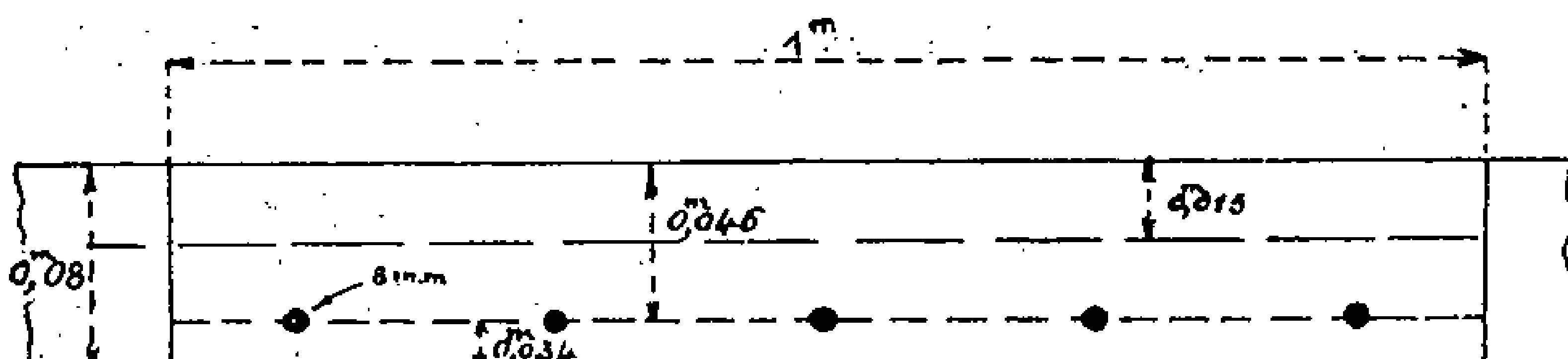


Fig. 3. — Cinq aciers de 5 mm, soit une section totale de 251 mm<sup>2</sup> de métal.

La charge par mètre courant de la tranche de 1 m de largeur se décompose ainsi :

Poids propre : $2500 \times 0,08$	200 kg
Surcharge	300 —
TOTAL.	500 kg

Comme il s'agit d'une pièce encastrée, mais dont l'en-

castrement est plus ou moins imparfait, on évaluera, suivant une pratique fréquemment adoptée, le maximum  $M$  du moment fléchissant au moyen de l'expression approximative  $\frac{pl^2}{10}$ , qui se rapporte au milieu de la portée  $l$  :

$$M = \frac{500 \times 1,50^2}{10} = 112,5 \text{ kg.}$$

La distance du dessous des armatures à la face inférieure peut être supposée égale à 0,030 m. La distance de leur centre à la face supérieure sera :

$$0,080 \text{ m} - (0,030 \text{ m} + 0,004 \text{ m}) = 0,046 \text{ m},$$

et le bras de levier du couple résistant :

$$\frac{8}{9} \times 0,046 \text{ m} = 0,041 \text{ m.}$$

On en déduit la valeur commune de la compression et de la tension :

$$F = \frac{112,5 \text{ kg}}{0,041} = 2744 \text{ kg.}$$

La fatigue du métal par millimètre carré est par suite :

$$\frac{2744}{251} = 10,9 \text{ kg} < 12 \text{ kg};$$

et la fatigue moyenne du béton par centimètre carré :

$$\frac{2744}{150} = 18,3 \text{ kg} < 22,4 \text{ kg.}$$

Le projet peut être admis.

### Effort de cisaillement vertical

Avec les surcharges ordinaires des planchers, il ne sera pas nécessaire de vérifier la résistance du béton à l'effort de cisaillement vertical, étant donnée la section relativement considérable du hourdis.

### Effort de cisaillement longitudinal et effort de glissement de l'armature

On pourra de même se dispenser de vérifier la résistance des étriers à l'effort de cisaillement longitudinal et la résistance de l'armature longitudinale au glissement, tant que les barres de cette armature auront les faibles diamètres usités généralement pour les hourdis.

Dans les cas particuliers, où il conviendrait de faire ces diverses vérifications, on y procéderait d'après les indications données plus loin à propos du calcul des solives ou nervures.

**Remarques.** — 1<sup>o</sup> Il a été admis ci-dessus que le maximum du moment fléchissant se produit au milieu de la portée  $l$  et peut être pris égal à  $\frac{pl^2}{10}$ .

Cette valeur suppose implicitement l'existence, au droit des appuis, d'un moment fléchissant négatif, dû à un encastrement imparfait et égal à  $\frac{pl^2}{40}$ .

On ne saurait, il est vrai, attribuer à ces deux expressions une précision que ne comporte pas leur caractère d'évaluation purement approximative. Mais elles sont connexes l'une de l'autre, et il est incontestable que le hourdis subit toujours, aux points susdits, des efforts intérieurs provenant du moment d'encastrement, et d'autant plus sensibles que sa liaison avec les murs et le solivage est meilleure. Ces efforts ajoutent leur effet à celui du retrait pour déterminer les fissures que l'on constate assez fréquemment dans les hourdis au voisinage immédiat des supports.

Il conviendra donc, pour se prémunir, autant que possible, contre la production de pareilles fissures, de s'assurer que les hourdis, au droit de chaque appui, et jusqu'à une distance de lui atteignant au moins un septième ( $1/7$ ) de la portée, sont pourvus d'une armature longitudinale située dans leur moitié supérieure. A l'appui même, cette armature devra se trouver au haut du hourdis. On admettra qu'une section totale de cette armature au moins égale au tiers de

celle de l'armature inférieure existant au milieu de la portée donne une garantie suffisante au point de vue du moment d'encastrement.

2<sup>o</sup> Tout ce qui précède s'applique à des hourdis faisant corps avec les solives et engagés dans les murs. Il va sans dire que si l'on avait affaire à des dalles portées par deux murs qui ne les surmontent pas, ou du moins ne les surmontent pas assez pour produire un encastrement effectif, le moment maximum à considérer au milieu de la portée devrait être pris égal à  $\frac{pl^2}{8}$  et qu'il n'y aurait pas à tenir compte de la remarque 1<sup>o</sup> ci-dessus.

3<sup>o</sup> Si, concurremment ou non avec les charges uniformément réparties ci-dessus envisagées, le hourdis doit supporter des charges concentrées entre deux solives ou nervures, on calculera le moment fléchissant d'après les données suivantes (fig. 4).

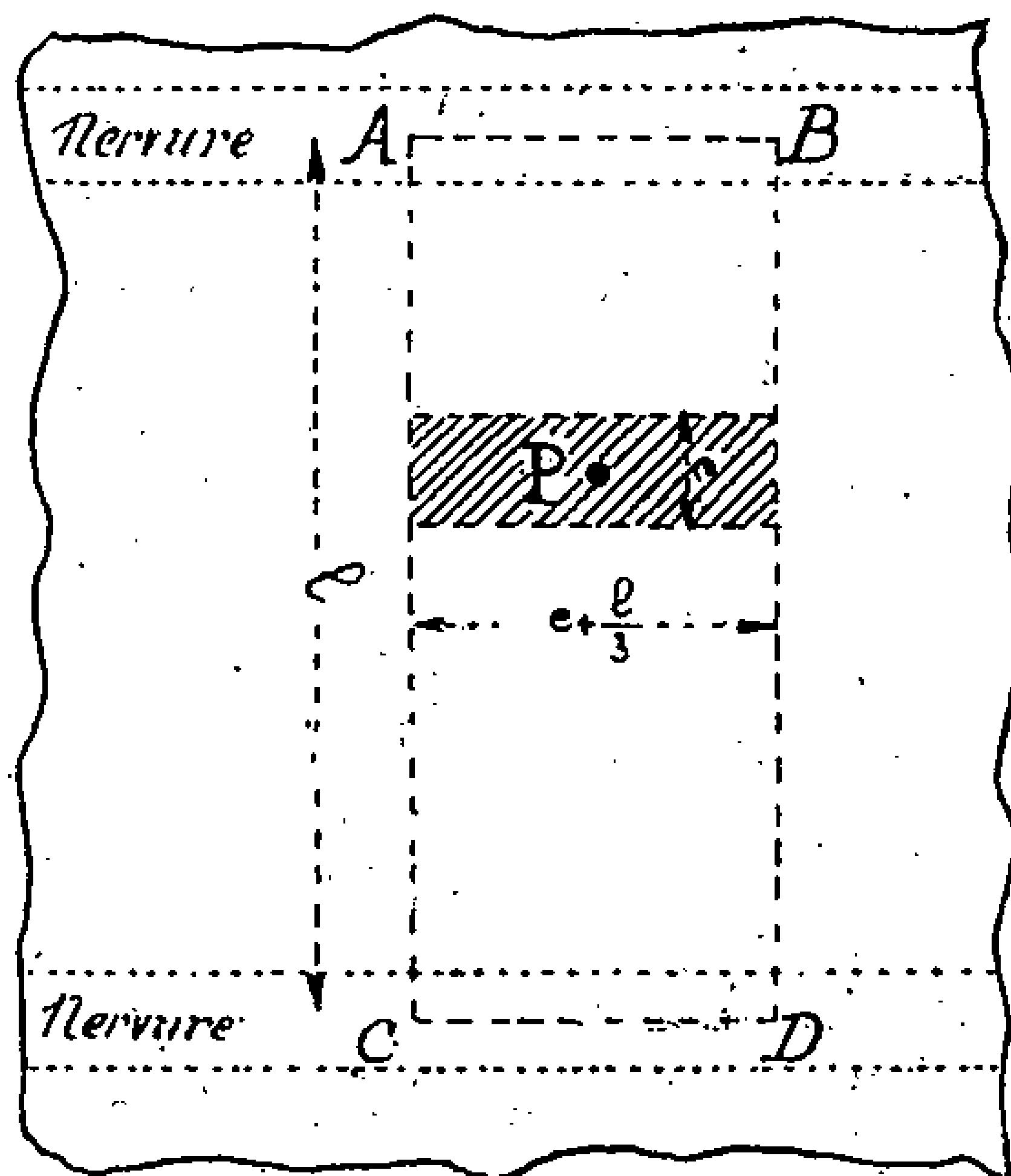


Fig. 4.

ment réparties ci-dessus envisagées, le hourdis doit supporter des charges concentrées entre deux solives ou nervures, on calculera le moment fléchissant d'après les données suivantes (fig. 4).

On admettra que chacune des charges isolées  $P$  peut être remplacée par une charge uniformément répartie sur un rectangle ayant cette charge pour centre, et dont les côtés parallèles aux nervures auront un écartement  $e$  égal à la somme des épaisseurs: 1<sup>o</sup> du hourdis lui-même; 2<sup>o</sup> s'il y a lieu, du remblai et de l'aire qu'il porte. Ses côtés perpendi-

culaires aux nervures auront pour écartement  $e + \frac{l}{3}$ ,  $l$  étant l'écartement des nervures.

Cette charge étant ainsi répartie, on la supposera portée par une bande de hourdis ABCD de portée  $l$  et de largeur  $e + \frac{l}{3}$ , sans concours des parties adjacentes.

En pareil cas, le hourdis sera pourvu obligatoirement, dans la région considérée, de deux séries de barres horizontales dans des directions orthogonales. On donne généralement aux armatures les plus faibles une section totale par mètre de portée du hourdis au moins égale à la moitié de la section des plus fortes par mètre de longueur du hourdis (comptée parallèlement aux nervures).

#### *Dalles appuyées sur quatre côtés.*

Les hourdis armés dans deux sens rectangulaires et portés par deux cours de solives ou nervures orthogonales, ainsi que les dalles rectangulaires armées de la même façon et prenant appui sur des murs par leurs quatre bords, se vérifieront comme il suit.

Soit  $l$  l'écartement de deux des supports,  $l'$  celui des deux autres. Pour calculer le moment fléchissant maximum dans le sens de la portée  $l$ , on opérera comme si les supports correspondants existaient seuls, et on multipliera le résultat obtenu par le coefficient de réduction

$$\frac{1}{1 + 2 \times \frac{l^4}{l'^4}}.$$

On fera de même, en permutant les lettres  $l$  et  $l'$ , pour obtenir le moment fléchissant maximum dans le sens de la portée  $l'$ .

**Exemple.** — Supposons qu'il s'agisse d'une dalle carrée appuyée, avec un certain encastrement, sur ses quatre côtés et chargée uniformément. Alors  $l = l'$ , et, dans les deux sens, le moment fléchissant maximum sera

$$\frac{pl^2}{10} \times \frac{1}{1 + 2} = \frac{pl^2}{30},$$

$p$  étant la charge par mètre courant de la bande de 4 m de largeur que l'on considère.

**Remarque.** — Dans le calcul d'une solive servant d'appui à un côté des dalles ou hourdis ci-dessus, on ne perdra pas de vue que ladite solive, BC par exemple (fig. 5), supporte, en plus de son propre poids, non pas le poids mort et la surcharge provenant du rectangle BCNM, comme dans le cas

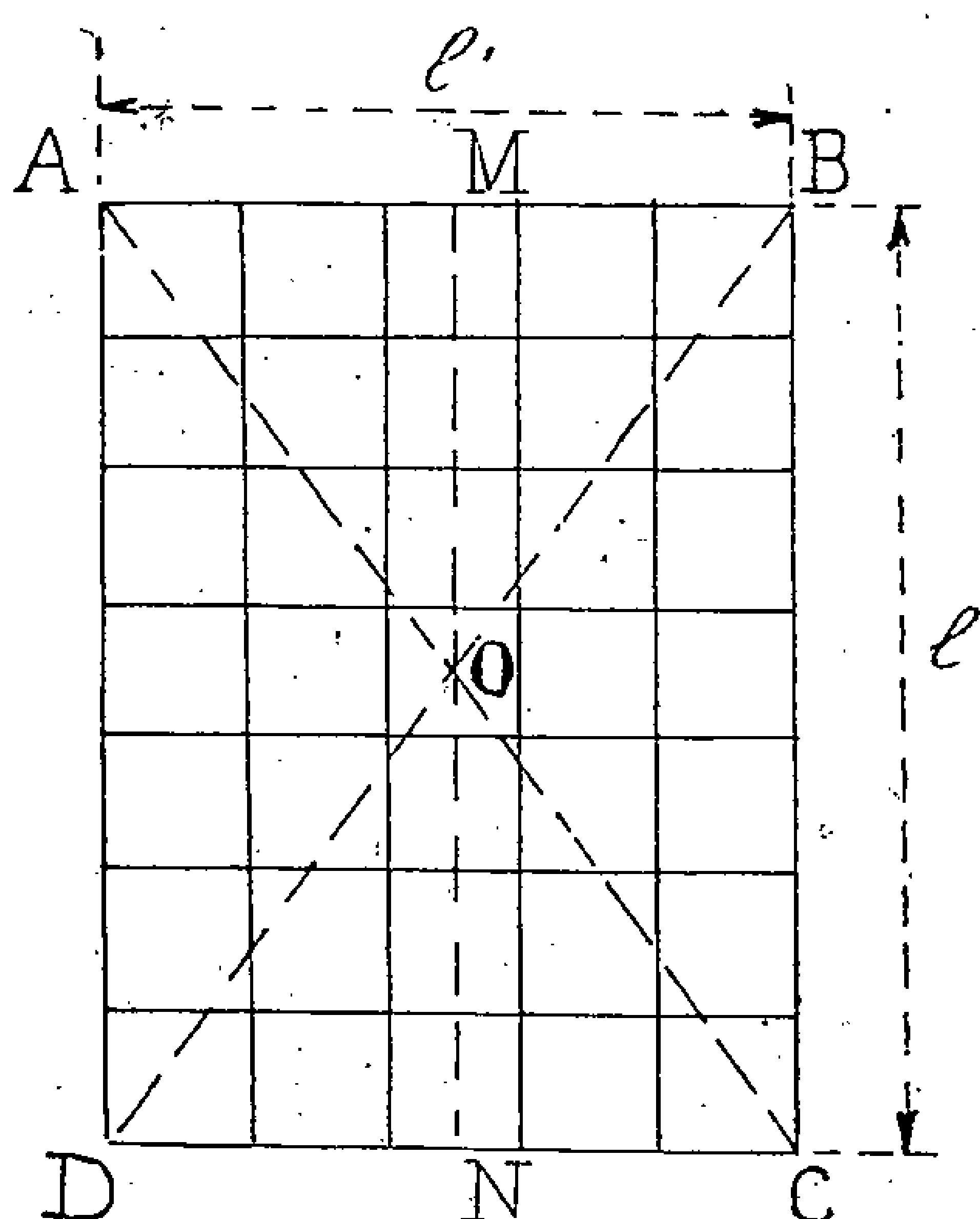


Fig. 5.

d'un seul cours de solives, mais approximativement ceux qui proviennent du triangle BOC.

Si l'on désigne par  $q$  la charge uniforme transmise par le susdit rectangle BCNM à la solive BC par mètre courant de celle-ci, le maximum du moment fléchissant correspondant à BOC sera  $\frac{ql^2}{12}$ .

Ceci suppose que l'on ne fasse pas intervenir l'influence de l'enca斯特rement; au cas contraire on pourrait approximativement réduire ce résultat de  $\frac{1}{5}$ .

**B — SOLIVES OU NERVURES FAISANT CORPS  
AVEC UN HOURDIS SUPÉRIEUR**

Dans le solide en forme de T constitué par une nervure et les portions de hourdis adjacentes (fig. 6) on admettra, comme ci-dessus, que la résistance à l'extension est fournie uniquement par l'armature inférieure de la nervure, et la résistance à la compression par le béton situé au-dessus de la surface neutre.

La largeur  $a$  de l'aile du T, c'est-à-dire la largeur du hourdis à considérer comme travaillant entièrement avec

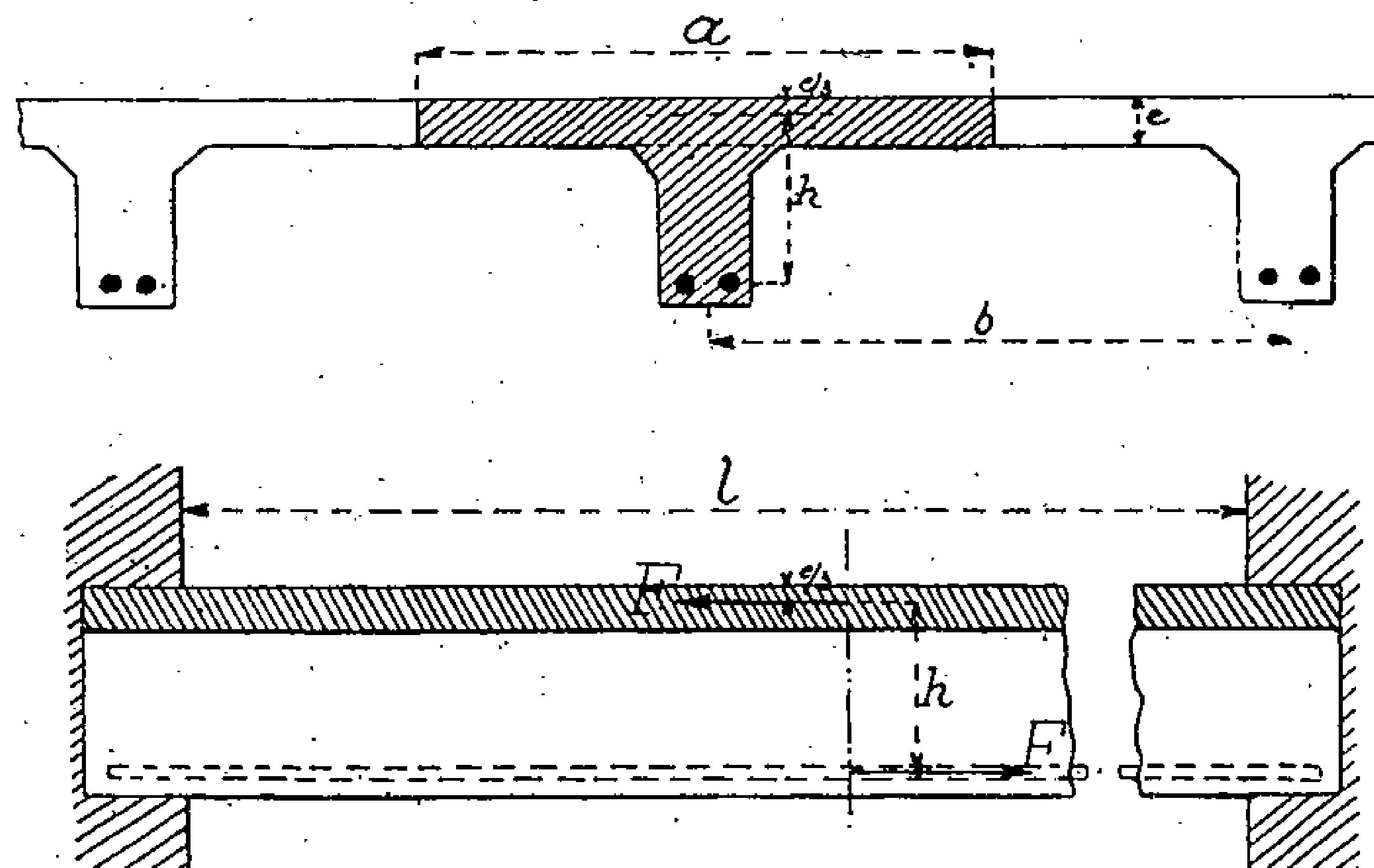


Fig. 6.

la nervure (sans tenir compte d'ailleurs du secours que cette portion peut recevoir de son adhérence avec les parties voisines) sera prise, dans les calculs de vérification, égale aux trois quarts de l'entre-axes  $b$  des nervures, jusqu'à concurrence toutefois du tiers de la portée  $l$  de ces dernières, la dimension  $a$  ne devant jamais dépasser  $\frac{l}{3}$ .

D'autre part, on admettra, comme résultat d'expérience suffisamment approché dans les limites des portées et des surcharges usitées pour le casernement et les magasins des divers services, que la surface neutre du solide défini ci-

dessus concorde sensiblement avec le plan inférieur du hourdis, et que la résultante des compressions est au tiers supérieur de ce hourdis.

En raison de la hauteur des nervures et de leur section relativement faible, il y a lieu ici de faire porter les vérifications, non seulement sur la tension et la compression longitudinales, comme il en a été dans le cas des hourdis considérés isolément, mais encore sur l'effort de cisaillement tant vertical que longitudinal, et sur l'adhérence entre le béton et l'armature.

### Tension et compression longitudinales

La valeur commune  $F$  de la traction du métal et de la compression du béton s'obtiendra en procédant comme précédemment (Voir A), c'est-à-dire en divisant le moment fléchissant maximum par le bras de levier  $h$ .

La valeur moyenne de ces efforts, par unité de section, devra rentrer dans les limites indiquées au début du présent paragraphe (§ II. Pièces fléchies).

Si, dans la région où se produit le mouvement fléchissant maximum, il existe une armature supérieure, on devra, en ce qui concerne le compte à en tenir dans l'évaluation de la compression du béton, se reporter à ce qui a été dit au sous-titre A (Page 564, quatrième alinéa).

De même, au sujet de l'encastrement des solives ou nervures dans leurs supports, on se conformera aux indications des remarques 1 et 2 de la première partie du sous-titre A (Hourdis sur solivage formé d'un seul cours de nervures ou solives).

### Effort de cisaillement vertical

On s'assurera une bonne garantie contre la production des fissures dans le béton des nervures au voisinage des appuis en donnant à ces pièces une épaisseur telle que l'effort tranchant maximum, supposé uniformément réparti sur toute

la section droite de la nervure, comptée entre le dessous de celle-ci et le dessus du hourdis, ne dépasse pas *par centimètre carré* le taux de 6,5 kg ou 7,5 kg, suivant que le béton sera dosé à 300 kg ou 350 kg de ciment.

Toutefois cette règle pratique concerne les nervures ou solives des planchers à charges moyennes, tels que ceux des casernes. Quand il s'agira des solives des planchers lourdement chargés, comme ceux de certains magasins, ou encore des poutres d'une travure composée, elle pourrait conduire à des dimensions exagérées. Il convient, en effet, de considérer qu'une pièce de forte épaisseur, qui travaille au même taux de cisaillement qu'une autre moins épaisse, offre plus de garantie que celle-ci contre un défaut local du béton, parce que l'accroissement de fatigue qui en résultera, dans le prisme transversal élémentaire où il se produit, est réparti sur une plus grande surface. Il est donc logique de se contenter pour une telle pièce d'un coefficient de sécurité moins élevé. Par suite, on évitera la difficulté signalée ci-dessus en portant respectivement à 7,2 kg et 8,2 kg les taux en question, lorsque l'épaisseur des poutres ou solives atteindra 20 cm, et respectivement à 8 kg et 9 kg lorsque cette épaisseur atteindra 0,30 m.

D'ailleurs il reste bien entendu que ces procédés de vérification ne s'appliquent qu'à des pièces pourvues d'étriers remplissant les conditions indiquées plus loin à propos du cisaillement longitudinal.

En outre, les épaisseurs ayant satisfait à ladite vérification ne seront réputées admissibles qu'autant qu'elles permettront le parfait enrobage des armatures exigé par le cahier des charges communes.

Enfin, il conviendra de regarder les procédés ci-dessus comme un simple critérium donnant, au point de vue de la résistance du béton à l'effort tranchant, une garantie suffisante, mais n'entraînant pas le rejet de dimensions qui n'y satisferaient pas, si, d'autre part, le constructeur les a justifiées en présentant des calculs entièrement conformes, en ce qui concerne les méthodes suivies et les taux de sécurité adoptés, aux indications de la circulaire précitée du 20 octobre 1906 du ministère des Travaux publics.

### Effort de cisaillement longitudinal considéré au point de vue des armatures secondaires

Le béton présentant la même résistance au cisaillement longitudinal qu'au cisaillement transversal, la vérification qui précède dispense d'en faire une autre spéciale au cisaillement longitudinal.

Mais cette vérification est subordonnée à la condition de l'existence d'armatures secondaires ou étriers verticaux donnant par eux-mêmes toute garantie contre le cisaillement du béton. Il faut donc s'assurer que ladite condition est remplie.

Soit  $k$  l'intervalle entre deux sections droites menées par deux étriers (simples ou multiples) consécutifs, et  $\theta$  l'effort tranchant afférent à celle desdites sections la plus éloignée du milieu de la solive. Si l'on désigne par  $h$  le bras de levier du couple des tensions et compressions longitudinales dans cette section (Voir ci-dessus : A. Hourdis sur solivage formé d'un seul cours de solives) et par  $e$  l'épaisseur de la solive supposée à profil rectangulaire, ces diverses quantités devront satisfaire à l'inégalité :

$$\frac{\theta}{he} \times ek \leq \omega R,$$

c'est-à-dire

$$\frac{\theta}{h} \times k \leq \omega R,$$

$\omega$  étant la surface de la section totale de l'étrier par un plan horizontal et  $R$  le taux de sécurité de son métal au cisaillement transversal (1).

Notamment, aux extrémités de la solive, il faudra que  $\frac{Tk}{h} \leq \omega R$ ,  $T$  représentant la valeur de l'effort tranchant maximum.

Cette inégalité permettra de vérifier si, aux diverses régions de la solive, l'écartement prévu pour les étriers est admissible.

---

(1) En effet,  $\frac{\theta}{he}$  est l'effort de glissement maximum par unité de surface, tandis que  $ek$  mesure la surface de la tranche horizontale de la solive dont le glissement doit être empêché par l'étrier.

sible en fonction de leur section, qui, d'ailleurs, doit rester dans les limites usuelles.

Au cas où la solive aurait un profil trapézoïdal, la condition ci-dessus deviendrait  $\frac{\theta}{he'} \times e''k \leq \omega R$ ,  $e'$  désignant l'épaisseur minima et  $e''$  l'épaisseur maxima de la partie du profil comprise entre l'armature inférieure et le dessous du hourdis.

Dans les systèmes de solives dont l'armature longitudinale comprend des barres traversant obliquement la poutre de haut en bas, on pourrait admettre, pour les limites minimum du nombre ou de la section des étriers trouvées par la méthode ci-dessus, une certaine réduction, sous la réserve que les constructeurs la justifient par de sérieuses références; elle ne devra pas, en tous cas, dépasser les trois dixièmes des chiffres susvisés.

#### Adhérence entre le béton et l'armature longitudinale

L'effort qui tend à faire glisser dans le béton une portion de longueur  $\Delta$  de l'armature longitudinale tendue est égal au produit de  $\Delta$  par l'effort de glissement du béton sur lui-même rapporté à l'unité de longueur dans la région considérée. Ce dernier effort a pour expression  $\frac{\theta}{he} \times e = \frac{\theta}{h}$ , les lettres  $\theta$ ,  $h$  et  $e$  désignant les quantités qui viennent d'être définies à propos du cisaillement longitudinal. La portion  $\Delta$  de l'armature est donc sollicitée par un effort égal à  $\frac{\theta}{h} \times \Delta$ , auquel elle doit pouvoir résister au moyen de la force d'adhérence, totalisée sur cette même longueur.

En divisant  $\frac{\theta}{h}$  par le périmètre total  $X$  des barres de l'armature tendue, on aura l'effort qui doit être équilibré par l'adhérence du béton au métal, rapportée à l'unité de surface. La limite de sécurité imposée pour l'adhérence sera prise, conformément aux instructions précitées du 20 octobre 1906 du ministère des Travaux publics, égale

au dixième de celle admise pour la compression (Voir le début du § II, Pièces fléchies) c'est-à-dire à 4,5 kg, ou à 5 kg par centimètre carré, selon la teneur du béton en ciment.

On devra donc avoir  $\frac{\theta}{hX} \leq 4,5$  kg (ou le cas échéant 5 kg) par centimètre carré.

Notamment, aux extrémités il faudra que  $\frac{T}{hX}$  soit inférieur ou au plus égal à 4,5 kg (ou bien le cas échéant à 5 kg) par centimètre carré, T représentant la valeur de l'effort tranchant maximum.

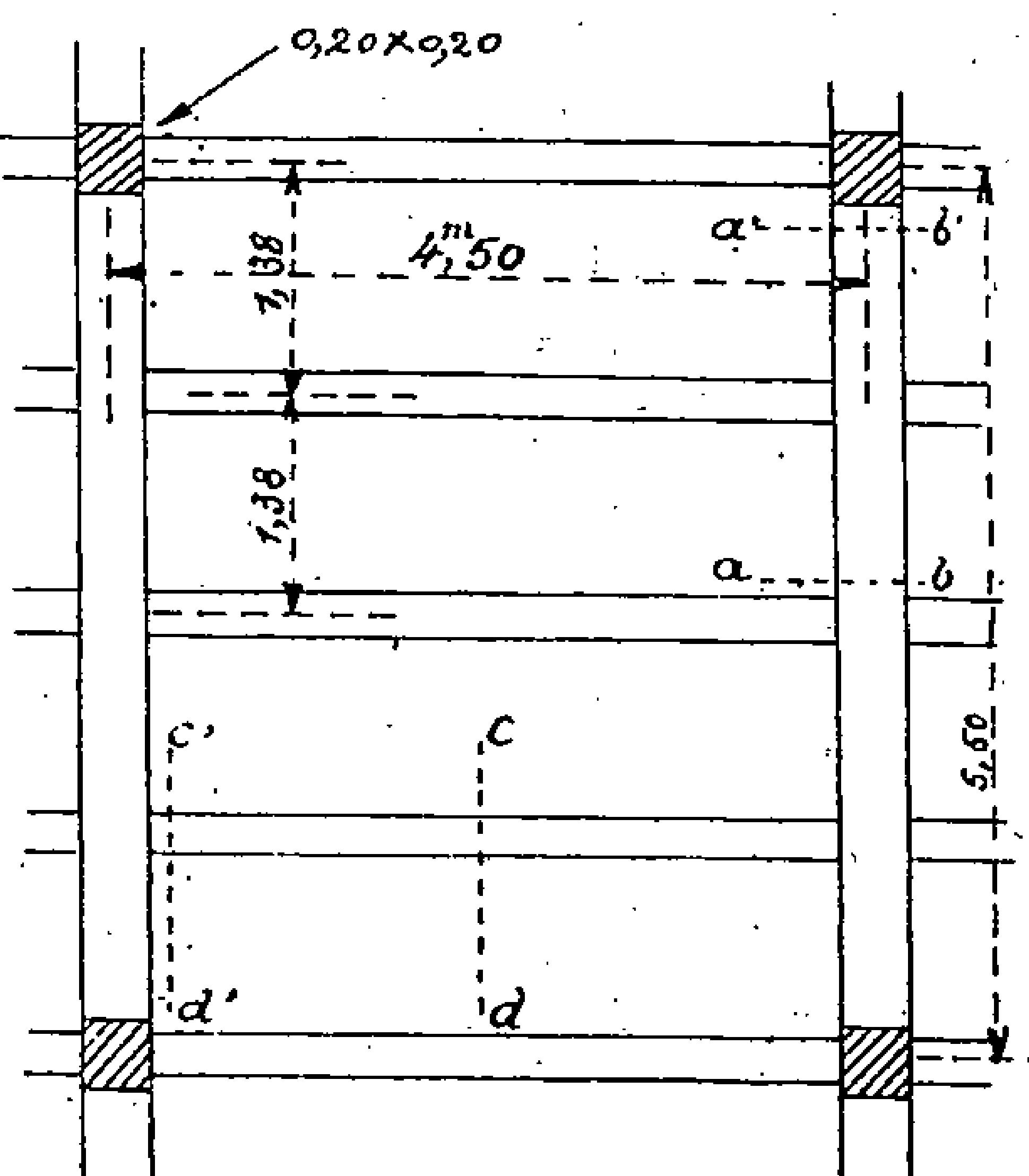
Lorsqu'il y aura encastrement, cette condition devra être satisfaite à la fois pour l'armature intérieure et pour la supérieure.

En raison de la faible valeur de la limite de sécurité, la condition ci-dessus conduit souvent à augmenter le nombre ou le diamètre des barres d'une armature qui, d'autre part, serait suffisante au point de vue de la résistance au moment fléchissant. Pour éviter cette majoration du pourcentage, les constructeurs terminent parfois les barres par un crochet qui constitue un ancrage destiné à procurer une résistance supplémentaire au glissement. Dans la vérification des projets comportant des ancrages de ce genre, on admettra que l'adhérence peut supporter le double des limites ci-dessus, c'est-à-dire qu'on substituera aux chiffres de 4,5 kg ou de 5 kg ceux de 9 kg ou de 10 kg sous la réserve que le crochet formera un peu plus d'un demi-cercle d'un diamètre égal à dix fois celui de la barre (ou à cinq fois seulement, si l'on emploie en même temps une frette traversant perpendiculairement le demi-cercle et d'un diamètre égal au quart de celui de la barre).

En ce qui concerne les armatures supérieures destinées à résister aux efforts dus à l'encastrement, on regardera comme équivalent aux ancrages ci-dessus l'ancrage réalisé par les dispositifs dans lesquels les barres de ces armatures se reliaient à celles des armatures inférieures en traversant le béton suivant un trajet oblique ou courbe, pourvu que cette traversée comporte un développement suffisant. Ces armatures devront d'ailleurs, dans le cas où elles seront soumises

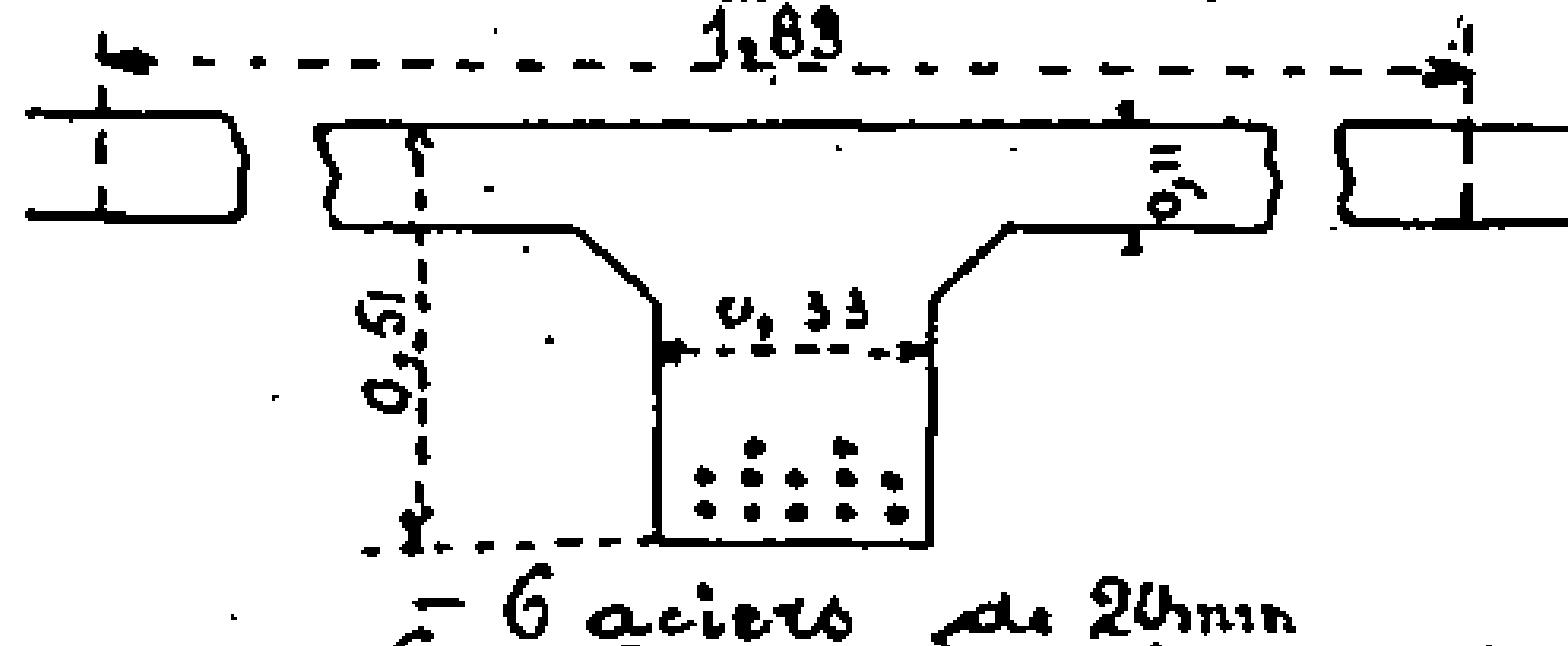
à la condition de l'ancrage, être munies d'un crochet du côté de l'extrémité de la poutre ou solive, à moins qu'elles ne se prolongent suffisamment au delà de l'appui.

PLAN DE LA TRAVURE



POUTRE

Coupe ab  
(vers le milieu de la portée)



6 aciers de 20 mm  
6 de 21, (rangé du bas et  
barre au milieu de la rangée  
au dessus.)

Coupe a'b'  
(à une extrémité)

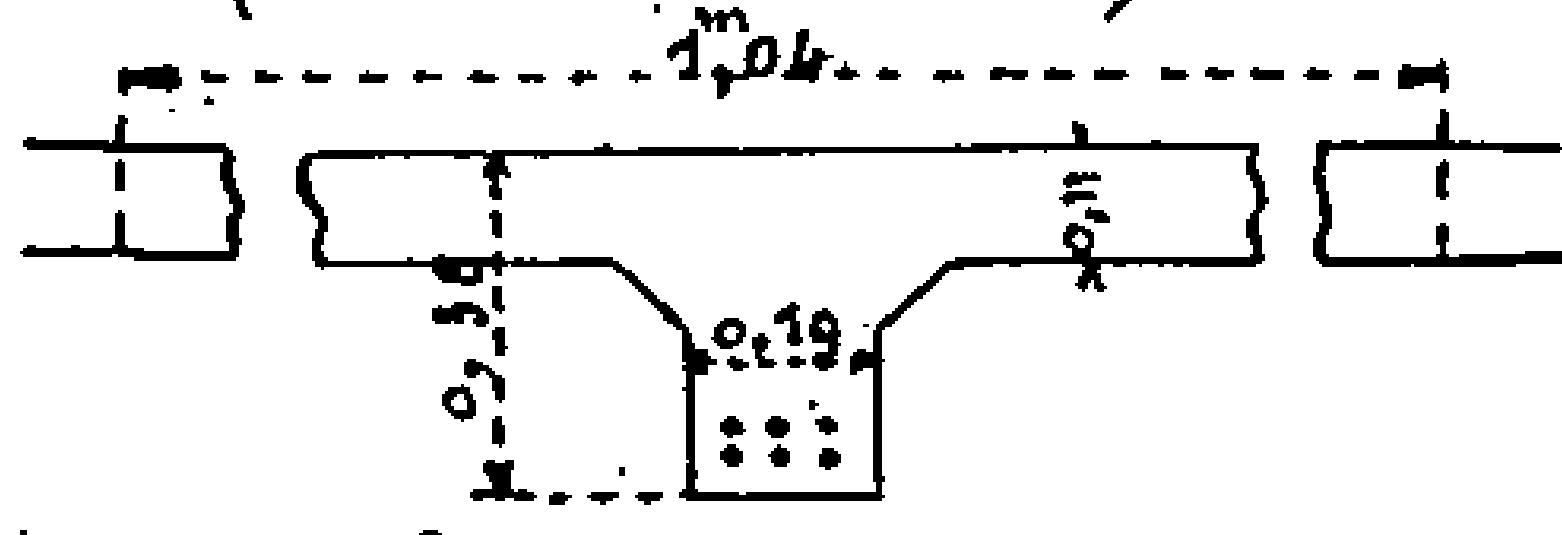


6 aciers de 20 mm

6 aciers de 21 mm.

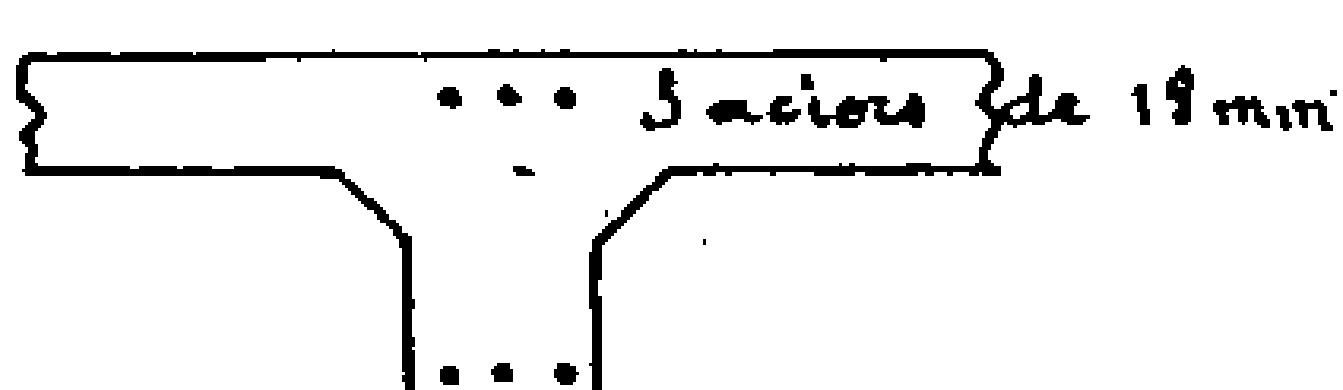
SOLIVE

Coupe cd  
(vers le milieu de la portée)



6 aciers de 18 mm.

Coupe c'd'  
(à une extrémité)



3 aciers de 18 mm.

Fig. 7.

**Exemple (fig. 7).** — Soit à vérifier un projet de plancher à poutres et solives sur piliers, représenté par la figure 7

et destiné à supporter une charge uniformément répartie de 950 kg par mètre carré. Le béton est supposé au dosage de 300 kg de ciment.

### **1° Vérification de la poutre**

#### **Moment fléchissant au milieu de la portée (Coupe ab)**

On admettra comme dans l'exemple précédent (relatif au houdis) la valeur intermédiaire  $\frac{pl^2}{10}$  pour le moment fléchissant maximum M, cette valeur étant motivée ici par la continuité qu'assure à la poutre, dans une certaine mesure, le recroisement des armatures supérieures au-dessus du pilier.

D'autre part, on aura, comme éléments de p :

Houdis : 4,50 m $\times$ 0,11 m $\times$ 2500 kg . . . . .	1238 kg
Surcharge : 4,50 m $\times$ 950 kg. . . . .	4275
Poutres et solives . . . . .	645
D'où p. . . . .	6158 kg

soit en chiffres ronds

$$p = 6160 \text{ kg.}$$

Alors

$$M = \frac{6160 \times 5,5^2}{10} = 18634 \text{ kg.}$$

En supposant le centre de gravité des deux couches de barres de l'armature placé à 0,058 m au-dessus de la face inférieure de la poutre, on aura :

$$h = 0,51 \text{ m} - 0,058 \text{ m} - \frac{0,11 \text{ m}}{3} = 0,415 \text{ m},$$

et, par suite, la valeur commune de la tension et de la compression sera :

$$F = \frac{18634}{0,415 \text{ m}} = 44901.$$

La fatigue de l'acier par millimètre carré est ainsi

$$\frac{44901}{\frac{3,14 \times 6}{4} \times (0,021^2 + 0,020^2)} = \frac{44901}{3963 \text{ mm}^2} = 11,3 \text{ kg} < 12 \text{ kg}$$

Elle est donc acceptable.

Pour évaluer la fatigue moyenne du béton, on commence par déterminer la longueur de la bande de hourdis qui peut être regardée comme travaillant à la compression avec la poutre. Dans l'espèce, les trois quarts de l'entre-axes des poutres dépassant le tiers de la portée de celles-ci, c'est cette dernière dimension qu'il faut prendre pour la largeur en question, qui sera ainsi égale à

$$\frac{5,50}{3} = 1,83 \text{ m.}$$

La fatigue moyenne du béton est donc :

$$\frac{44901}{1,83 \text{ m} \times 0,11 \text{ m}} = \frac{44901}{2013 \text{ cm}^2} = 22,3 \text{ kg par cm}^2 < 22,4 \text{ kg.}$$

Elle est également admissible.

### Moment fléchissant dû à l'encastrement (Coupe *a'b'*)

La section de l'armature supérieure au droit de l'appui est à très peu près la moitié de celle de l'armature inférieure au milieu de la portée; elle est donc plus que suffisante au point de vue des efforts d'extension dus au moment d'encastrement.

### Cisaillement vertical

Vérifions le taux de l'effort tranchant maximum par unité de surface de la section de la poutre comptée comme il a été dit sous le titre « effort de cisaillement vertical ».

L'effort tranchant maximum *T* est égal en chiffres ronds à 13390. kg, défalcation faite du poids des portions du

hourdis et de sa surcharge qui reposent, à chaque extrémité, sur la solive prenant directement appui sur les poteaux (1).

La section de la poutre,  $\Omega$ , comptée jusqu'au haut du hourdis, est égale à  $0,51 \text{ m} \times 0,33 \text{ m}$ .

Donc on aura :

$$\frac{T}{\Omega} = \frac{13390 \text{ kg}}{0,51 \text{ m} \times 0,33 \text{ m}} = \frac{13390}{1683 \text{ cm}^2} = 7,95 \text{ kg.}$$

La poutre rentrant, par son épaisseur de  $0,33 \text{ m}$ , dans la catégorie des pièces pour lesquelles le taux de fatigue du béton au cisaillement vertical peut être porté à  $8 \text{ kg}$  par centimètre carré, les dimensions prévues pour la section sont admissibles.

### Étriers

Supposons que les étriers soient en *fer* plat de  $0,025 \text{ m} \times 0,02 \text{ m}$  et cherchons la limite supérieure  $k$  qu'on peut admettre pour leur écartement dans la région voisine des appuis.

D'après ce qui a été dit au titre du cisaillement longitudinal, on aura :

$$k = \frac{\omega R h}{T},$$

avec  $\omega$ , section totale de 6 étriers à 2 branches,  $= 50 \text{ mm}^2 \times 12 = 600 \text{ mm}^2$ ;  $R$ , fatigue de sécurité du fer au cisaillement transversal,  $= 6,4 \text{ kg}$  par millimètre carré.

$h$ , bras de levier du couple des forces intérieures,  $= 0,415 \text{ m}$ ;  $T$ , effort tranchant maximum,  $= 13390 \text{ kg}$ .

Donc

$$k = \frac{3840 \times 0,415 \text{ m}}{13390} = 0,119 \text{ m.}$$

### Adhérence (Coupe $a'b'$ )

Le périmètre total  $X$  de l'armature supérieure, un peu moindre que celui de l'armature inférieure, est égal à :

$$6 \times 3,14 \times 0,020 \text{ m} = 0,378 \text{ m.}$$

---

(1) Cette défalcation n'a pas été faite pour le calcul du moment fléchissant maximum, sur la valeur duquel elle n'aurait qu'une influence relativement faible.

Donc

$$\frac{T}{hX} = \frac{13390}{0,415 \text{ m} \times 0,378 \text{ m}} = \frac{13390}{0,1571} = 8,7 \text{ kg par cm}^2.$$

Ce taux est un peu inférieur à deux fois la limite de 4,5 kg ci-dessus fixée. On peut donc l'admettre sous la réserve que les barres des armatures seront munies des ancrages décrits ci-dessus dans l'exposé de la méthode à suivre pour la vérification du travail de l'adhérence.

### **2° Vérification des solives**

On ferait par les mêmes procédés la vérification d'une solive (coupes *cd*, *c'd'*) en introduisant, dans le calcul, une largeur de hourdis égale aux trois quarts de l'entre-axes des solives, soit 1,04 m.

## **§ III — OUVRAGES NE RENTRANT PAS DANS LES CATÉGORIES PRÉCÉDENTES**

Pour la vérification des ouvrages qui ne seront pas susceptibles de rentrer dans les types usuels ci-dessus envisagés, les calculs de résistance devront être faits d'après les indications de la circulaire précitée du 20 octobre 1906 du ministère des Travaux publics.

La limite de fatigue à la compression du béton (limite visée à l'article 4 des instructions contenues dans la susdite circulaire) sera prise égale, par centimètre carré, à 44,8 kg ou à 50,4 kg suivant que le dosage en ciment sera de 300 ou de 350 kg, étant entendu qu'il s'agit du béton de gravier prévu par le cahier des charges communes pour l'emploi du béton armé. S'il était fait emploi de cailloux, cette limite serait fixée par le cahier des charges spéciales, ainsi que l'indique le renvoi (1) de la page 562.

Quant aux systèmes de travures et hourdis où, tout en combinant l'emploi du métal et du béton, le constructeur ne fait pas, en principe, intervenir le travail du béton à la

compression (du moins en ce qui concerne les calculs de résistance), ils ne sauraient rationnellement se prêter aux méthodes de vérification ci-dessus envisagées. D'ailleurs, du moment où le béton est considéré comme un simple remplissage, qui enrobe le métal pour le préserver de la rouille, on n'est pas en droit de compter qu'il équilibrera, en les contrebutant efficacement, les tractions exercées sur les supports par des armatures de faible section, qui, dans de pareilles conditions, sont plus ou moins assimilables à des chaînettes. Il y a là un grave danger, dont l'éventualité conduirait à prévoir des murs et des piliers susceptibles de résister aux dites tractions, ce qui majorerait, sans aucun profit, le prix de l'ensemble de la construction.

En conséquence, tous les projets comportant l'emploi de systèmes du genre susvisé devront être écartés de prime abord, comme n'étant pas susceptibles de se prêter à une vérification donnant des garanties suffisantes contre la production d'efforts dangereux.