

# **MARCHÉS DE L'ÉTAT**

**Cahier des prescriptions communes  
applicables aux marchés de travaux publics.**

---

**Fascicule n° 61 (titre VI)**

applicable aux

**MARCHÉS DE TRAVAUX PUBLICS**

et aux

**MARCHÉS DE TRAVAUX DE BATIMENT**

Règles techniques de conception  
et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.

(Décret n° 70-505 du 5 juin 1970)

---

**Décret n° 70-505 du 5 juin 1970 modifiant un fascicule du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics passés au nom de l'Etat.**

(Journal officiel du 17 juin 1970.)

Le Premier ministre,

Sur le rapport du ministre de l'économie et des finances,

Vu les articles 12, 22 à 25 et 113 du code des marchés publics approuvé par le décret n° 64-729 du 17 juillet 1964 modifié ;

Vu le décret n° 68-340 du 4 avril 1968 rendant obligatoire un fascicule du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics passés au nom de l'Etat ;

Vu l'arrêté du 24 août 1961 modifié portant création du groupe permanent d'étude des marchés de travaux publics ;

Vu l'avis de la commission centrale des marchés,

Décète :

Art. 1<sup>er</sup>. — Les modifications annexées au présent décret sont apportées à partir du 1<sup>er</sup> juillet 1970 au fascicule n° 61, titre VI du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics passés au nom de l'Etat, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.

Art. 2. — Est interdite, à compter de la date fixée à l'article 1<sup>er</sup> ci-dessus, l'insertion dans les marchés de toute clause portant référence au décret n° 68-340 du 4 avril 1968 non modifié.

Art. 3. — Le ministre de l'économie et des finances est chargé de l'exécution du présent décret, qui sera publié au *Journal officiel* de la République française.

Fait à Paris, le 5 juin 1970.

JACQUES CHABAN-DELMAS.

Par le Premier ministre :

Le ministre de l'économie et des finances,  
VALÉRY GISCARD D'ESTAING.

**Article 19. — Conditions de non-fragilité.**

**19.1. Poutres.**

\* Dans tous les cas les armatures longitudinales doivent présenter une section suffisante pour satisfaire aux prescriptions de l'article 18 (§§ 16.1. et 16.2.).

\*\* Les composantes des sollicitations susceptibles d'agir sur les contraintes normales à la section droite considérée sont le moment fléchissant et l'effort normal. Si la sollicitation appliquée est une flexion simple, les deux autres sollicitations se réduisent à un moment fléchissant. Si la sollicitation appliquée est une flexion composée, les autres sollicitations sont des flexions composées où l'effort normal est de même signe et où la force extérieure a même point de passage que dans la sollicitation appliquée.

La sollicitation admissible du second genre sur une section est celle sous laquelle l'acier atteint à la traction, ou le béton atteint à la compression, la contrainte admissible sous sollicitations totales pondérées du second genre, définie au chapitre II. Il est rappelé que pour l'acier cette contrainte est égale à la limite d'élasticité.

La sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du béton de la section supposée non fissurée et non armée est celle sous laquelle le béton atteint sa résistance à la traction sur la fibre la plus tendue de la section. Dans les justifications relatives à ces conditions, on peut utiliser des procédés de calcul approchés et admettre que la résistance à la traction du béton est donnée par l'expression :

$$\sigma_j = 3 \bar{\sigma}_b$$

$\bar{\sigma}_b$  étant la contrainte de traction de référence relative aux sollicitations du premier genre (art. 9.51.).

A titre d'exemple, les procédés de calcul approchés applicables à une section simplement fléchie à plan moyen peuvent consister à admettre que le moment de rupture du béton est celui qui développe la contrainte  $\sigma_j$  sur la fibre tendue extrême de la section dans l'hypothèse d'une distribution plane des contraintes ; que la hauteur utile de cette section est égale aux neuf dixièmes de sa hauteur totale ; et que le bras de levier du couple intérieur de la section fissurée est égal aux neuf dixièmes de la hauteur utile. Dans ces conditions, si la section simplement fléchie est rectangulaire on obtient :

$$\bar{\omega}_1 = 0,89 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

## REGLES TECHNIQUES

de conception et de calcul des ouvrages et constructions  
en béton armé.

## FASCICULE N° 61, TITRE VI

Mise à jour.

1. — Remplacer l'article 19 (Conditions de non-fragilité), par le  
texte suivant :

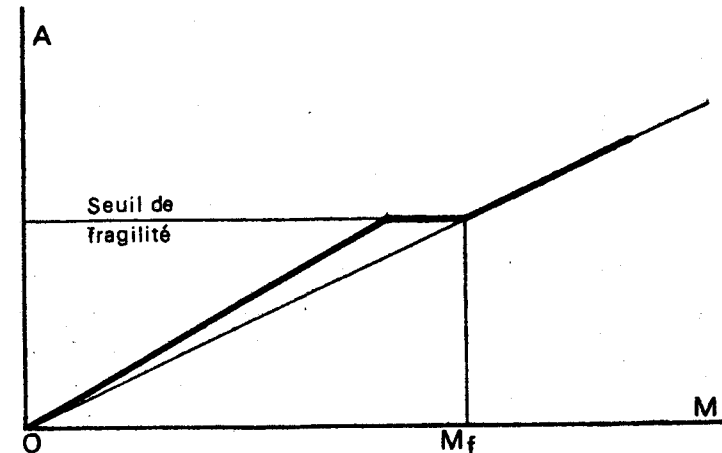
## Article 19. — Conditions de non-fragilité.

## 19.1. Poutres.

Dans toute poutre, soumise à la traction ou à la flexion, simple ou  
composée, les armatures longitudinales susceptibles d'être tendues  
doivent présenter une section minimale déterminée par celle des  
conditions (i) et (ii) ci-après, qui conduit à la plus faible des sections. \*

- 1) La sollicitation admissible du second genre sur toute section  
droite de la poutre doit être au moins égale à la sollicitation  
de fissuration (ou de rupture par traction du béton) de  
cette section supposée non fissurée et non armée, étant  
entendu que les sollicitations à comparer, admissible et de  
fissuration, présentent le même point de passage de la  
force extérieure dans la section que la sollicitation totale  
pondérée du second genre la plus défavorable appliquée  
à cette section. \*\*

\*\*\* Dans le cas de flexion simple si la section des armatures est  
déterminée par la condition (i) la poutre n'est pas un élément  
constructif fragile. C'est l'inverse si la section des armatures est  
déterminée par la condition (ii), fait qui justifie la majoration  
de 20 % de la marge de sécurité par rapport à une poutre non  
fragile ; en ce dernier cas, en outre, le respect des prescriptions de  
l'article 49 limite la largeur des fissures éventuelles et peut appor-  
ter une marge de sécurité complémentaire. La variation de la sec-  
tion d'armature strictement nécessaire,  $A$ , en fonction du moment  
appliqué,  $M$ , est représentée à la figure ci-dessous, où  $M_f$  désigne  
le moment de fissuration de la section non armée.



Dans le cas de flexion composée, lorsque l'effort normal est une  
compression et que le point de passage de la force extérieure tombe  
dans la section, il se peut que la condition (ii) conduise à une  
section nulle d'armature. Les considérations de bonne construction,  
en particulier l'application du paragraphe 19.5. ci-après peuvent  
néanmoins demander un minimum d'armature.

## 19.2. Plaques rectangulaires.

## 19.2.1.

Si la plaque est toujours fléchie dans le même sens, les prescrip-  
tions s'appliquent aux armatures des deux directions constituant la  
nappe des armatures côté tendu.

Si la plaque peut être fléchie tantôt dans un sens, tantôt dans  
l'autre, les prescriptions précédentes s'appliquent indépendamment  
aux deux nappes armant ses deux faces.

Si la plaque est soumise à la traction simple, c'est la somme des  
sections des armatures de même direction des deux nappes qui doit  
satisfaire aux prescriptions précédentes.

- ii) La section doit être calculée suivant les prescriptions de l'article 16 (§ 16.1 et § 16.2) sous les sollicitations totales pondérées des deux genres, définies à l'article 7, majorées de 20 p. 100 dans toutes leurs composantes, et, suivant les mêmes prescriptions et compte tenu des prescriptions de l'article 49, sous les sollicitations de service définies à l'article 8.\*\*\*

Les dispositions du présent paragraphe 19.1 ne s'imposent pas aux phases provisoires de l'exécution. Cependant il convient pour ces phases provisoires d'apprécier les risques et d'adopter des dispositions maintenant une marge de sécurité suffisante.

#### 19.2. Plaques rectangulaires.

- 19.2.1. Dans une plaque rectangulaire appuyée sur ses quatre côtés, les armatures normales à toute section transversale, soumise à la traction ou à la flexion, simple ou composée, et susceptibles d'être tendues, doivent présenter une section minimale déterminée comme il suit :

La section transversale étudiée est tout d'abord considérée comme celle d'une poutre et la section strictement nécessaire des armatures de traction de cette section est évaluée dans le cas (i) suivant les modalités prescrites au paragraphe 19.1 (i) précédent. Cette section strictement nécessaire est ensuite multipliée par le facteur :

$$\frac{2 - \rho}{2}$$

#### 19.2.2.

L'expérience a montré la nécessité d'un volume minimal d'armatures, indépendamment de tout effort appliqué, pour éviter les fissurations excessives sous l'action du retrait et des différences de température. Dans le cas où la plaque est armée sur ses deux faces, les armatures de chaque direction visées comprennent les armatures de l'une et l'autre nappes. La répartition de la section minimale exigée entre les deux nappes est alors matière à appréciation.

#### 19.3. Poutres-dalles droites.

Pour l'application du présent article, une poutre-dalle droite est une plaque rectangulaire présentant deux bords libres parallèles, distants d'au moins trois fois son épaisseur, et sollicitée principalement parallèlement à ces bords.

#### 19.4. Pièces comprimées.

Cette prescription a pour objet d'éviter la fragilité des pièces en cause par instabilité. La longueur de flambement est définie aux commentaires de l'article 33.1.1.

Les prescriptions des §§ 19.1. et 19.3. demeurent applicables.

s'il s'agit des armatures parallèles au petit côté de la plaque, et

$$\frac{1 + \rho}{4}$$

s'il s'agit des armatures parallèles au grand côté,  $\rho$  étant le rapport du petit au grand côté.

La sollicitation appliquée à la section transversale étudiée pouvant être évaluée en supposant nulle la valeur du coefficient de Poisson, cette section transversale est ensuite considérée comme celle d'une poutre et la section strictement nécessaire des armatures de traction de cette section est évaluée dans le cas (ii) suivant les modalités prescrites au paragraphe 19.1 (ii) précédent.

La section minimale cherchée est la plus faible des deux sections ci-après :

- la section déterminée dans le cas (i) et multipliée par les facteurs de réduction susvisés ;
- la section déterminée dans le cas (ii).

19.2.2. En outre, dans aucun cas, le rapport de la section des armatures de chaque direction, à la section totale du béton ne doit être inférieur à :

$$\frac{0,0008}{\sigma_{en} - 2.200}$$

1,2

s'il s'agit de barres à haute adhérence ou de treillis soudé.  
 $\sigma_{en}$  limite d'élasticité des armatures en cause, étant exprimée en bar.

### 19.3. Poutres-dalles droites.

Les armatures, parallèles aux bords libres, doivent présenter une section minimale déterminée comme pour une poutre, par application du paragraphe 19.1.

Les armatures normales aux bords libres doivent présenter une section minimale au moins égale à la plus élevée des valeurs déterminées par les deux conditions suivantes :

- i) L'application aux sections parallèles aux bords libre du paragraphe 19.1 relatif aux poutres, la sollicitation de ces sections pouvant être évaluée dans l'hypothèse de la nullité du coefficient de Poisson ;
- ii) L'application du paragraphe 19.2.2 relatif aux armatures des dalles.

### 19.4. Pièces comprimées.

Les poutres soumises à une flexion composée, dans laquelle l'effort normal est une compression et dont le rapport de la longueur de flambement à la dimension transversale dans la direction la plus défavorable est au moins égal à cinq, doivent satisfaire en ce qui concerne leurs armatures tant longitudinales que transversales aux prescriptions de l'article 32, Dispositions constructives des poteaux et colonnes.

### 19.5. Effets des différences de température et de retrait.

En particulier de telles actions sont à craindre pour les poutres cloisons et pour les poutres hautes.

S'il y a lieu de prévoir les armatures susceptibles de s'opposer auxdites actions dans un élément constructif, on peut disposer le long des parements de ce dernier, et dans la ou les directions convenables, des armatures (dites de peau) composées de préférence de barres à haute adhérence ou de treillis soudé et dont la section soit de 2 à 3 centimètres carrés par mètre de largeur normalement à leur direction.

Des précautions d'un ordre analogue peuvent être prises dans une pièce dont le retrait est gêné par le contact d'une autre pièce.

### 20.2.2.

De telles circonstances se rencontrent par exemple dans le calcul des dalles chargées normalement à leur plan. L'usage est alors d'adopter la valeur de 0,15 pour le coefficient de Poisson quand les moments principaux sont de même signe ; il convient d'adopter la valeur zéro lorsque ces moments sont de signes contraires.

### Article 21. — Hypothèses de calcul.

\* Ces hypothèses ne sont pas séparables de la notion de contraintes admissibles et les valeurs de ces dernières ont été fixées compte tenu de ce que les calculs sont faits suivant ces hypothèses.

Ces hypothèses peuvent être admises lorsque les sections considérées varient lentement le long des pièces. Elles s'appliquent également aux sections normales aux armatures des plaques et des coques armées orthogonalement.

\*\* Ces hypothèses conduisent aux formules habituelles de la résistance des matériaux, si l'on évalue comme il suit les aires, moments statiques et moments d'inertie pris en compte ; dans la section, chaque élément d'aire d'acier est considéré comme équivalent à  $n$  fois sa surface tout en gardant le même emplacement ; chaque élément d'aire de béton conserve sa valeur géométrique dans la zone comprimée de la section et est considéré comme ayant une aire nulle dans la zone tendue. La section ainsi transformée pour le calcul prend le nom de « section rendue homogène » ou « section homogène », si elle est entièrement comprimée, et de « section homogène réduite » ou « section réduite », si elle est, au moins partiellement, tendue.

## 19.5. Effets des différences de température et de retrait.

Lorsque des actions dommageables quant à la fissuration peuvent résulter des différences de température et de retrait entre les diverses régions d'un même élément constructif ou entre éléments constructifs différents, il convient de prévoir les armatures susceptibles de s'opposer à ces actions.

2. — Remplacer le commentaire du paragraphe 20.2.2. de l'article 20 (Calcul des efforts) par le commentaire ci-contre.

3. — Remplacer l'article 21 (Hypothèses de calcul), par le texte suivant :

Article 21. — *Hypothèses de calcul.*

Les contraintes normales sur les sections droites des pièces prismatiques sont calculées dans les hypothèses formulées ci-après : \*

- i) Les contraintes normales développées sur une section équilibrent l'effort normal et le moment fléchissant agissant sur cette section.
- ii) Cette section demeure plane sous l'action desdits efforts.
- iii) Le béton et l'acier sont considérés comme des corps linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- iv) Par convention, le rapport du coefficient d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou « coefficient d'équivalence »  $n$ , a pour valeur 15.
- v) Il ne se développe pas de contraintes normales de traction sur le béton en raison de sa fissuration.
- vi) Conformément aux errements habituels, on ne déduit pas dans les calculs les aires des aciers de l'aire du béton comprimé. \*\*

\*\*\* La vérification peut être faite graphiquement.

## 25.1.2.

\* La contrainte de traction de référence  $\bar{\sigma}_b$  est définie à l'article 9.5.

\*\*  $h$  désigne la hauteur utile de la poutre ou distance du centre de gravité de son armature de traction à sa face comprimée.

La valeur de  $\tau_b$  entrant dans le calcul de  $\rho_a$  et de  $\bar{t}$  est la valeur maximale susceptible d'être développée à l'abscisse où le calcul est effectué.

La formule (6) se transforme ici en la formule classique :

$$(10) \quad \sigma_{at} = \frac{Tt}{z A_t}$$

où  $A_t$  désigne la somme des aires des sections transversales des aciers constituant un cours d'armatures transversales d'âme.

Il y a lieu d'interpréter la condition d'espacement comme exigeant des armatures transversales d'âme écartées au plus de la hauteur utile de la poutre, même si l'effort tranchant est nul.

## 25.1.3.

\* La comparaison d'une poutre d'essai et d'une poutre d'ouvrage ne devra se faire qu'avec circonspection, la résistance à l'effort tranchant pouvant dépendre de dispositions de détail relatives au ferrailage et aux conditions d'appui. Il est recommandé pour les poutres à sections rectangulaires ou en té de borner supérieurement  $\tau_b$  à la valeur  $5 \bar{\sigma}_b$ .

vii) Conformément aux errements habituels, on peut supposer concentrée en son centre de gravité, l'aire d'acier de la section transversale d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise ne dépasse pas 10 p. 100 pour une barre comprimée et 15 p. 100 pour une barre tendue. \*\*\*

4. — Remplacer le paragraphe 25.1.2 de l'article 25 (Poutres soumises à la flexion simple), par le texte suivant :

25.1.2. Lorsque les armatures transversales d'âme sont droites, c'est-à-dire normales à la fibre moyenne de la poutre :

i) La contrainte tangente du plan neutre  $\tau_b$  est bornée au droit de chaque section droite en fonction de la contrainte maximale de compression du béton  $\sigma'_b$ , concomitante, sur cette même section droite, par les inégalités suivantes :  
au cas où

$$\sigma'_b \leq \sigma'_{bo}$$

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$$

et au cas où

$$\sigma'_{bo} \leq \sigma'_b \leq 2 \sigma'_{bo}$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{bo}}\right) \bar{\sigma}_b *$$

ii) La contrainte de traction admissible des armatures transversales d'âme est égale à :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \sigma_{en}$$

avec

$$\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}$$

si cette valeur de  $\rho_a$  est supérieure à 2/3 et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage, et avec  $\rho_a = 2/3$  dans les cas contraires.

En outre l'espacement  $t$  des cours successifs des armatures transversales d'âme est au plus égal à l'espacement admissible  $\bar{t}$  dont la valeur est la plus grande des deux quantités suivantes :

$$\bar{t}_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)$$

$$\bar{t}_2 = 0,2 h **$$

5. — Remplacer les commentaires du paragraphe 25.1.3. de l'article 25 (Poutres soumises à la flexion simple) par les commentaires ci-contre.

\*\* L'attention est attirée sur ce que l'article 37.3. limite, sauf justifications spéciales, à 22° 30' l'angle avec la section droite des armatures d'âme simplement bouclées autour des armatures de traction. Le recours aux barres relevées n'est pas conseillé. Si néanmoins il y est fait appel, elles sont obligatoirement associées à des armatures d'âme droites. La fraction de l'effort tranchant équilibrée par les barres relevées considérées isolément n'exécède pas 50 %. L'écartement de leurs cours successifs mesuré parallèlement à la fibre moyenne de la poutre est au plus égal à l'espacement admissible  $\bar{t}_r$  donné par la formule :

$$\bar{t}_r = \frac{h}{3} \left(5 - \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)$$

$\bar{t}_r$  restant néanmoins supérieur à  $\frac{h}{2}$ .

L'écartement des cours successifs des armatures droites associées n'est supérieur ni à  $\bar{t}_r$  ni à  $h$ .

A l'appui même il peut être utile de relever une partie des barres longitudinales à ancrer, pour réduire l'encombrement de leurs ancrages (cf. § 35.31). Cependant le fait de disposer un cours unique de barres relevées traversant la section d'appui d'une poutre ne peut autoriser le dépassement des valeurs de la contrainte tangente du plan neutre  $\tau_b$  fixées au paragraphe 25.1. ci-dessus.

6. — Remplacer le paragraphe 30.6.2 de l'article 30 (Ancrage des armatures formées d'aciers en barres), par le texte suivant :

30.6.2. Condition de non-écrasement du béton.

En toute partie courbe d'une barre, qu'elle ait été prévue aux fins d'ancrage, ou pour d'autres raisons (changement de direction d'une armature tendue par exemple), le rayon de courbure  $r$  doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$r \geq 0,10 \varnothing \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_{bo}} \left( 1 + \frac{\varnothing}{d} \right) v$$

où

- $\varnothing$  désigne le diamètre de la barre ;
- $\sigma_a$  la contrainte de cette barre à l'origine de la courbe ;
- $\bar{\sigma}_{bo}$  la contrainte admissible du béton en compression simple ;
- $d$  la distance du centre de courbure de la barre à la paroi dont la proximité augmente le danger d'écrasement du béton ;
- $v$  un coefficient numérique dont la valeur est :
  - l'unité lorsque la barre courbée est isolée ou fait partie d'un ensemble de barres courbées disposées en un seul lit ;
  - 5/3, 7/3 ou 3 respectivement lorsque la barre courbée fait partie d'un ensemble disposé en deux, trois ou quatre lits, sous réserve que les distances libres entre lits successifs soient au moins égales au diamètre des plus grosses barres.

30.6.2. Conditions de non-écrasement du béton.

La situation la plus dangereuse est celle d'une barre dont le tracé est parallèle à une paroi. On augmente beaucoup la sécurité en inclinant la zone courbe vers la masse du béton (quand cela est possible, circonstance qui se présente fréquemment aux ancrages).

32.2. Armatures longitudinales.

32.2.1.

\* Dans le cas de poteaux supportant un ouvrage autre qu'un plancher, il y a lieu d'évaluer les valeurs de  $\theta_1$  par comparaison.

\*\* La longueur de flambement est définie en commentaires de l'article 33.

Il est précisé que la plus petite dimension transversale de la pièce est le plus petit diamètre du contour de sa section droite (un diamètre d'un contour est la distance entre deux parallèles touchant de part et d'autre ce contour sans le couper).

L'enrobage d'une armature est défini aux commentaires de l'article 29.1.3.



7. — Remplacer les paragraphes 32.2 et suivants de l'article 32 (Dispositions constructives des poteaux et colonnes), par les textes suivants :

32.2. Armatures longitudinales.

32.2.1. Le volume relatif des armatures longitudinales ou pourcentage (longitudinal),  $\bar{\sigma}'$ , doit être au moins égal à :

$$\frac{1,25}{1.000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{bo}}$$

Les symboles utilisés dans cette expression ont les significations suivantes :

Le coefficient  $\theta_1$  tient compte des possibilités d'excentricité de la charge. Dans le cas de poteaux supportant une plaque nervurée ou non (plancher), il prend les valeurs ci-après :

Poteau d'angle.....	$\theta_1 = 1,8$
Poteau de rive.....	$\theta_1 = 1,4$
Autres poteaux.....	$\theta_1 = 1^*$

Le coefficient numérique  $\theta_2$ , a pour expression :

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

Le symbole  $l_c$  désigne la longueur de flambement, le symbole  $a$  la plus petite dimension transversale de la pièce et le symbole  $c$  l'enrôbage de ses armatures longitudinales.\*\*

Le coefficient numérique  $\theta_3$ , a pour expression :

$$\theta_3 = 1 + \frac{2.100}{\sigma_{en}}$$

$\sigma_{en}$  désignant la limite d'élasticité nominale des aciers longitudinaux, exprimée en bars.

\*\*\* L'attention est attirée sur ce que dans un poteau calculé dans l'hypothèse de la compression simple, la condition de sécurité  $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{bo}$  n'entraîne pas nécessairement  $\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{bo}$ .

32.2.2.

\* Les armatures longitudinales des pièces comprimées peuvent être indifféremment constituées de ronds lisses ou de barres à haute adhérence.

32.2.4.

Les distances aux parements fixées à l'article 43 pour des raisons de protection doivent également être respectées.

32.2.5.

\* Il peut être nécessaire de recourir à des ancrages par courbure aux jonctions d'extrémité avec d'autres pièces.

Le symbole  $\sigma'_m$  désigne la contrainte moyenne de compression de la pièce sous sollicitation du premier genre, calculée sur la section du béton seul (sans tenir compte des armatures longitudinales), et  $\bar{\sigma}'_{bo}$  la contrainte admissible du béton en compression simple.\*\*\*

32.2.2. La limite d'élasticité nominale  $\sigma_{en}$  des armatures longitudinales doit être en principe au moins égale à 3.300 bar.\*

Il peut néanmoins être fait usage d'aciers de limite d'élasticité nominale inférieure, à condition de frapper la contrainte de compression admissible de l'acier du coefficient de minoration :

$$\frac{\sigma_{en}}{3.340}$$

32.2.3. Les armatures longitudinales doivent être réparties dans la section au voisinage des parois de manière à assurer au mieux la résistance à la flexion de la pièce dans les directions les plus défavorables.

En particulier, dans un poteau à section rectangulaire allongée la distance maximale de deux armatures voisines sur une grande face ne doit pas excéder la largeur d'une petite face.

32.2.4. La distance de l'axe d'une armature longitudinale à une paroi ne doit pas être inférieure à une fois et demie son diamètre.

32.2.5. Les ancrages et recouvrements des armatures longitudinales sont rectilignes dans le corps des poteaux.\*

Les longueurs de recouvrement de ces armatures sont au moins égales à la plus grande de trois longueurs suivantes :

- les six dixièmes de leurs longueurs de scellement droit ;
- vingt fois leur diamètre, si elles sont des barres à haute adhérence et si les armatures transversales sont constituées d'aciers en barres, ou trente fois leur diamètre si elles sont des ronds lisses ou bien si les armatures transversales sont constituées de treillis soudé.
- la longueur suffisante pour placer les armatures transversales nécessaires en tant que coutures de recouvrement, selon les prescriptions des paragraphes 32.3.3 à 32.3.5 ci-après.

Si la pièce peut être tendue, les longueurs de recouvrement doivent en outre être suffisantes pour assurer la jonction par adhérence des armatures compte tenu de leur contrainte de traction maximale. Si enfin la pièce peut être soumise à des chocs de direction axiale (cas des pieux préfabriqués et battus), les longueurs minimales de recouvrement sont égales aux longueurs de scellement droit.

32.2.6.

Si ce pourcentage dépasse 5 p. 100 on doit évaluer les moments fléchissants agissant aux extrémités du poteau et calculer ce dernier à la flexion composée.

32.3. Armatures transversales:

32.3.1.

\* Lorsque les aciers longitudinaux sont disposés dans la section droite de la pièce aux sommets d'un polygone convexe, on peut remplacer les cours successifs d'armatures transversales par une spirale continue de pente constante sur l'axe. La projection d'une telle spirale doit ou bien être circulaire (la spirale est alors une hélice), ou bien former un polygone convexe aux côtés parallèles à ceux du polygone des aciers longitudinaux.

\*\* Une armature transversale parallèle à une paroi plane ne peut être considérée comme maintenant une armature longitudinale dans les zones rectilignes de son tracé. Les armatures longitudinales doivent être disposées dans les boucles d'angle des cadres et dans celles des épingles et étriers.

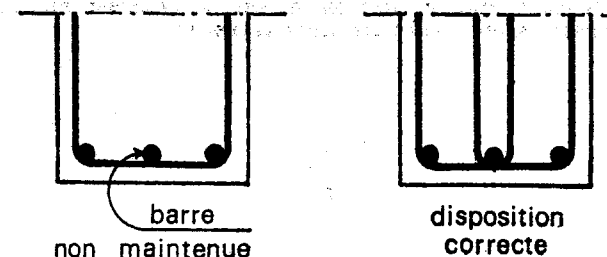


Fig. 6

\*\*\* Dans un angle rentrant du contour la ceinture doit comporter deux branches se croisant.

32.2.6. Pour un poteau justifié dans l'hypothèse de la compression simple par la condition de sécurité  $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{bo}$ , le pourcentage d'armatures longitudinales, qu'il est admis de prendre en compte dans le calcul de  $\sigma'_b$ , est au plus égal à cinq pour cent (5 p. 100).

32.3. Armatures transversales.

32.3.1. Les armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce. \*

Dans chaque cours, les armatures transversales doivent former ceinture continue sur le contour de la pièce en embrassant les armatures longitudinales et doivent assurer le maintien de chacune de ces dernières vis-à-vis d'un mouvement éventuel vers la ou les parois les plus voisines. Ce maintien ne peut être considéré comme effectif que si le mouvement visé d'une armature longitudinale met en traction directe un élément rectiligne totalement ancré d'armature transversale. \*\*

Exception est faite pour les armatures transversales circulaires, ou cerces, des colonnes de révolution que l'on considère comme assurant le maintien des armatures longitudinales embrassées par elles.

Le tracé de l'acier constituant une des ceintures visées au premier alinéa du présent paragraphe 32.3.1 ne doit pas comporter d'angle rentrant, ni de recouvrement parallèle à une paroi. \*\*\*

Par exception aux prescriptions de l'article 31, les ancrages des fils trefilés, constitutifs des armatures transversales lorsque ces dernières sont réalisées au moyen de treillis soudé plié, peuvent être assurés par courbure comme il est indiqué au paragraphe 30.6.5 à condition de porter les longueurs minimales des parties rectilignes à :

- quinze diamètres à la suite d'un arc de cercle de 135°,
- vingt diamètres à la suite d'un arc de cercle de 90°,

et sous réserve que la partie rectiligne prolongeant un arc de cercle de 90° soit soudée à un fil perpendiculaire.

32.3.2.

La distance entre deux cours consécutifs d'armatures transversales est mesurée entre points homologues.

Les égalités donnant  $t_1$  et  $t_2$  sont homogènes par rapport aux longueurs. Elles s'appliquent que les armatures transversales soient constituées d'aciers en barres ou de treillis soudés.

Lorsque les armatures transversales sont constituées d'aciers en barres et que les armatures longitudinales sont toutes de même diamètre ( $\varnothing_{l, \max} = \varnothing_{l, \min}$ ) les valeurs minimales  $t_{\min}$  de l'espacement  $\bar{t}$  qui résultent des formules pour les poteaux très chargés ( $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_{bo}$ ) s'expriment en chiffres ronds en fonction des diamètres  $\varnothing_l$  et  $\varnothing_t$  comme il est indiqué au tableau suivant :

Valeurs de  $\bar{t}_{\min}/\varnothing_l$  (arrondies).

$\varnothing_t$ (mm)	5	6	8	10	12
16	15				
20	10	15			
25		9	15		
32			10	15	
40				10	15

Lorsque les armatures transversales sont constituées de treillis soudés et que les armatures longitudinales sont toutes de même diamètre ( $\varnothing_{l, \max} = \varnothing_{l, \min}$ ) les valeurs minimales  $t_{\min}$  de l'espacement  $\bar{t}$  qui résultent des formules pour les poteaux très chargés ( $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_{bo}$ ) s'expriment en fonction des diamètres  $\varnothing_t$  et  $\varnothing_l$  comme il est indiqué au tableau suivant :

Valeurs de  $\bar{t}_{\min}$  en millimètres.

$\varnothing_t$ (mm)	3	3,5	4	4,5	5	6
10	150					
12	120	170				
14		140	190			
16		110	160			
20			100	150	200	300

32.3.2. Dans les zones où la proportion des armatures longitudinales présentant des jonctions par recouvrement est au plus égale à un demi, la distance entre deux cours consécutifs d'armatures transversales ne doit pas dépasser l'espacement admissible  $\bar{t}$ . Ce dernier est égal au plus petit des deux espacements  $t_1$  et  $t_2$  définis par les égalités :

$$t_1 = (100 \varnothing_t - 15 \varnothing_{1 \max}) \left( 2 - \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_{bo}} \right)$$

$$t_2 = 15 \left( 2 - \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_{bo}} \right) \varnothing_{1 \min}$$

Dans ces expressions  $\varnothing_{1 \min}$  et  $\varnothing_{1 \max}$  sont respectivement les diamètres le plus bas et le plus haut parmi les diamètres nominaux des barres longitudinales employées dans le poteau considéré, et  $\sigma_b$  est la contrainte moyenne du béton sous sollicitation du premier genre.

Les prescriptions du présent paragraphe 32.32. s'appliquent naturellement dans les zones où il n'y a pas de jonctions par adhérence. Si, d'autre part, les armatures longitudinales ne sont pas toutes de même diamètre la proportion des barres en jonction est le rapport de la somme de leurs sections à la section totale des armatures longitudinales.

32.3.3.

Un cours d'armatures transversales disposé à l'aplomb de l'extrémité d'un recouvrement peut être considéré comme disposé sur le recouvrement.

L'inégalité relative à  $v$  dérive de la règle des coutures par une modification d'origine expérimentale.

Les prescriptions du présent paragraphe 32.33. conduisent au tableau suivant lorsque les armatures longitudinales et transversales sont des aciers à haute adhérence de la classe Fe E 40 :

Valeurs de  $v$  pour Fe E 40.

$\varnothing_t$ (mm)	5	6	8	10	12
$\leq 14$	3				
16	4	3			
20	6	4	3		
25		7	4	3	
32		11	6	4	3
40			10	6	4

32.3.4.

Les cours extrêmes du groupe d'armatures transversales satisfaisant aux conditions prescrites doivent se trouver au-delà des extrémités du recouvrement.

L'inégalité relative à  $t$  dérive de la règle des coutures par une modification d'origine expérimentale.

Lorsque le recouvrement présente une longueur  $L$ , égale à  $30 \varnothing_t$ , cette inégalité s'écrit :

$$t \leq 75 \frac{\varnothing_t^2 \sigma_{ent}}{\varnothing_t \sigma_{ent}}$$

32.3.3. Dans les zones où la proportion des armatures longitudinales présentant des jonctions par recouvrement est supérieure à un demi et lorsque les armatures transversales sont constituées d'aciers en barres, le nombre  $v$  de leurs cours disposé sur le recouvrement de deux barres longitudinales doit être au moins égal à trois et satisfaire en outre à l'inégalité :

$$v \geq 0,4 \frac{\sum \sigma_{ent}}{\sum \sigma_{ent}}$$

dont il faut arrondir la valeur du second membre à l'entier le plus voisin et à l'entier supérieur si elle en diffère exactement d'une demi unité. Dans cette inégalité,  $\sigma_1$  et  $\sigma_t$  représentent respectivement les diamètres nominaux et  $\sigma_{ent}$  et  $\sigma_{ent}$  les limites d'élasticité nominales des barres longitudinales en recouvrement et de l'acier constitutif des armatures transversales.

32.3.4. Dans les zones où la proportion des armatures longitudinales présentant des jonctions par recouvrement est supérieure à un demi et lorsque les armatures transversales sont constituées par l'une des nappes d'un treillis soudé plié, l'espacement  $t$  de leurs cours successifs sur l'étendue du recouvrement de deux barres longitudinales doit être au plus égal au tiers de la longueur de ce recouvrement et doit satisfaire en outre à l'inégalité :

$$t \leq 2,5 l_r \frac{\sum \sigma_{ent}}{\sum \sigma_{ent}}$$

dans laquelle le symbole non encore défini  $l_r$  représente la longueur du recouvrement.

Lorsqu'en ce cas les aciers transversaux ont un diamètre au plus égal à 6 mm ( $\sigma_{ent} = 5.200$  bar) et que les aciers longitudinaux sont des barres à haute adhérence de classe Fe E 40 et de diamètre au plus égal à 20 mm, les prescriptions du présent paragraphe conduisent aux espacements maximaux, ou admissibles,  $\bar{t}$  suivants :

$\bar{t}$  (mm) pour  $\sigma_{ent} = 5.200$  bar et  $\sigma_{ent} = 4.120$  bar.

$\sigma_t$ (mm)	3	3,5	4	4,5	5	6
10	85	100				
12		97	120			
14		83	108	137	140	
16			95	120	148	160
20			76	96	118	170

32.3.5.

Il s'agit ici d'intervalles libres et non d'espacements mesurés entre points homologues.

33.3. Recours au calcul aux états limites.

Le rapport entre la charge ultime (ou de rupture) calculée pour une courte durée d'application de cette charge et la charge de sollicitation pondérée ne doit pas être, en principe, inférieur aux valeurs indiquées au tableau ci-après :

Charge de sollicitation pondérée de	du premier genre.	du second genre.
	→	
courte durée d'application	2,3	2
longue durée d'application ou susceptible de se répéter fréquemment...	2,5	2,5

On peut admettre conventionnellement qu'une durée d'application de charge est courte si elle est inférieure à vingt-quatre heures et longue dans le cas contraire.

On n'est pas en mesure aujourd'hui de calculer les charges ultimes en cas de longue durée d'application d'où la nécessité de se référer à la charge ultime de courte durée d'application.

32.3.5. Les intervalles libres entre cours successifs d'armatures transversales doivent être au moins égaux à 2,5 fois la grosseur du granulat constitutif du béton, si ce granulat est roulé et à 3 fois cette grosseur si ce granulat est concassé.

Les longueurs de recouvrement des armatures principales prescrites par le paragraphe 32.2.5 doivent si nécessaires être augmentées pour que puissent être satisfaites à la fois les prescriptions du présent paragraphe 32.3.5 et des paragraphes 32.3.3 ou 32.3.4.

8. — Remplacer le paragraphe 33.3 (Recours au calcul aux états limites) de l'article 33 (Flambement des poteaux et colonnes de section constante), par le texte suivant :

### 33.3. Recours au calcul aux états limites.

Les justifications relatives au flambement peuvent éventuellement reposer sur l'évaluation des charges ultimes (ou de rupture). Les méthodes employées doivent avoir été confrontées de manière probante aux données expérimentales. La recherche d'une sécurité convenable peut dans ces conditions s'appuyer sur la considération d'états limites et prendre en compte plusieurs coefficients de sécurité partiels relatifs, les uns aux matériaux, les autres aux sollicitations et à l'approximation du calcul.

### 35.3.1.

Il est de pratique courante de relever dans la section d'appui une partie des barres à ancrer, dans une proportion n'excédant pas la moitié, pour faciliter leur ancrage.

### Article 36. — Armatures longitudinales de compression.

#### 36.1.

Les formules donnant  $t_1$  et  $t_2$  sont en fait identiques à celles qui sont relatives à l'écartement des armatures transversales des poteaux et qui figurent à l'article 32, § 32.3 : dans un poteau calculé en compression simple, la contrainte  $\sigma'_b$  au niveau d'une barre longitudinale est égale à la contrainte moyenne du béton et la contrainte admissible  $\bar{\sigma}'_b$  devient  $\bar{\sigma}'_{b0}$ . Ces formules peuvent être ainsi considérées comme s'appliquant à tous les cas et en particulier aux armatures des poutres soumises à la flexion composée.

9. — Ajouter au texte du paragraphe 35.3.1. de l'article 35 (Armatures longitudinales de traction) le commentaire ci-contre.

10. — Remplacer l'article 36 (Armatures longitudinales de compression) par le texte suivant :

Article 36. — *Armatures longitudinales de compression.*

36.1. Seules peuvent être prises en compte dans les calculs de résistance les armatures longitudinales de compression qui sont ligaturées par des armatures transversales dans les conditions suivantes :

i) Dans chacun de ses cours, l'armature transversale est tracée de manière à être mise en traction directe par un mouvement éventuel de la barre longitudinale intéressée vers la ou les parois les plus voisines.

ii) L'espacement des cours successifs des armatures transversales est au plus égal à la fois à chacun des deux espacements  $t_1$  et  $t_2$  :

$$t_1 = (100 \varnothing_t - 15 \varnothing_1) \left( 2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_b} \right)$$

$$t_2 = 15 \left( 2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \varnothing_1$$

Dans ces expressions les symboles employés ont les significations suivantes :

$\sigma'_b$  est la contrainte du béton au niveau de la barre longitudinale considérée sous sollicitation du premier genre ;

$\varnothing_t$  est le diamètre nominal de l'acier constitutif des ligatures transversales ;

$\varnothing_1$  est le diamètre nominal de la barre longitudinale considérée.

36.2. Toute barre longitudinale dont le diamètre est supérieur ou égal à 20 mm et qui est placée dans une zone comprimée où la contrainte du béton à son niveau est supérieure à  $\bar{\sigma}_{bo}/2$  sous sollicitation pondérée du premier genre doit être ligaturée dans les conditions prescrites au paragraphe 36.1 ci-dessus.

11. — Remplacer le paragraphe 37.2 de l'article 37 (Armatures transversales) par le texte suivant :

37.2. Les armatures d'âme doivent être ancrées totalement le plus près possible des faces extrêmes de la poutre.

Par exception aux prescriptions de l'article 31, les ancrages des fils tréfilés, constitutifs des armatures transversales lorsque ces dernières sont réalisées au moyen de treillis soudé plié, peuvent être assurés par courbure comme il est indiqué au paragraphe 30.6.5 à condition de porter les longueurs minimales des parties rectilignes à :

— quinze diamètres à la suite d'un arc de cercle de 135°,

— vingt diamètres à la suite d'un arc de cercle de 90°,

et sous réserve que la partie rectiligne prolongeant un arc de cercle à 90° soit soudée à un fil perpendiculaire.

Article 38. — *Application des efforts concentrés (page 92).*

38.1.

\* Les zones visées sont les appuis de la poutre et celles où s'appuient sur elles d'autres organes tels que des tirants ou des suspentes, des poteaux ou d'autres poutres.

L'effort tranchant n'est pas, en général, équilibré pour toute la hauteur de la section d'une poutre. Là où la poutre est soumise à un moment fléchissant et peut être supposée fissurée normalement à son axe, c'est la membrure comprimée qui assure la résistance à l'effort tranchant et c'est donc elle qui peut équilibrer un effort concentré. A un appui simple d'about, la résistance à la réaction d'appui est localisée au voisinage de l'ancrage de l'armature tendue.

\*\* Si par exemple, dans une croisée de poutres horizontales de hauteurs sensiblement égales, la poutre porteuse est soumise à un moment positif et la poutre portée à un moment négatif, il est nécessaire de prévoir des suspentes reliant les membrures comprimées des deux poutres qui sont opposées et tendent à se séparer. Ces suspentes peuvent être, en ce cas, constituées par des armatures verticales d'âme de la poutre la plus haute (normalement la poutre porteuse) disposées dans le volume commun aux deux poutres ou à sa proximité immédiate. Ces suspentes doivent être prévues en sus des armatures d'âme de la distribution normale.

38.2.

\* Les conditions d'équilibre envisagées à l'about s'accordent avec les prescriptions de l'article 35.3. C'est la largeur mécaniquement offerte au niveau de l'armature côté appui qu'il convient d'apprécier et qui sert de base à l'estimation de la largeur de la bielle comprimée d'appui.

Dans le cas d'une poutre s'appuyant sur un poteau, la largeur de la bielle est le produit par  $1/\sqrt{2}$  de la distance du parement du poteau côté poutre à l'origine de la courbure de l'ancrage de l'armature inférieure de la poutre.

Pour une poutre à talon s'appuyant sur une articulation, on peut escompter un certain épanouissement de la largeur d'appui à partir de cette articulation dans l'épaisseur du talon et celle du montant d'appui et la vérification de la section de la bielle est à faire à la jonction de l'âme avec l'arase supérieure du talon et le parement côté poutre du montant d'appui.

Dans le cas d'une poutre à nervure rectangulaire ou au talon étroit s'appuyant sur une articulation, on peut fretter la zone de l'articulation et compter sur un certain épanouissement de la largeur d'appui dans la zone frettée. On se laissera guider dans l'appréciation de cet épanouissement, dans la disposition à donner au frettage et dans le choix de la section de vérification de la bielle d'appui, par la considération du tracé (approché) des isostatiques.

\*\* Se reporter au commentaire du paragraphe 35.3.2.

12. — Remplacer les commentaires du paragraphe 38.1. de l'article 38 (Application des efforts concentrés) par les commentaires ci-contre.

13. — Remplacer les commentaires du paragraphe 38.2. de l'article 38 (Application des efforts concentrés) par les commentaires ci-contre.

39.1. *Domaine d'application.*

Les hourdis reposant sur appuis quasi ponctuels (planchers-champignons ou planchers-dalles sans champignons) font l'objet de l'annexe A3.

39.7. Ce peut être le cas d'une dalle appuyée sur une nervure de faible raideur à la torsion ou d'une dalle médiocrement encastree dans un mur en maçonnerie.



14. — Remplacer le paragraphe 38.3 de l'article 38 (Application des efforts concentrés) par le texte suivant, en supprimant le commentaire :

38.3. Si à un appui intermédiaire l'appui d'une poutre continue se fait sur sa face comprimée et sur toute la largeur de cette face, la contrainte moyenne de compression de l'aire d'appui ne doit pas être supérieure à une fois et demie la contrainte admissible du béton en compression simple.

Si la poutre comporte un talon symétrique, l'étendue transversale de l'appui ne peut être estimée supérieure à l'épaisseur de l'âme augmentée de la hauteur du talon, à moins que la poutre ne comporte un montant d'appui.

15. — Remplacer le paragraphe 39.1 (Domaine d'application) de l'article 39 (Constitution et calcul des plaques) par le texte suivant :

#### 39.1. Domaine d'application.

Les prescriptions qui suivent visent les plaques (ou hourdis) dont les appuis sont constitués par des éléments continus avec lesquels elles forment monolithes (poutres ou nervures, cloisons ou murs en béton armé) ou par des murs en béton ou en maçonnerie sur lesquels elles reposent. Eventuellement ces plaques peuvent présenter des bords libres. Elles sont supposées ne comporter que des armatures parallèles à leur feuillet moyen.

16. — Remplacer le texte du paragraphe 39.5.4 de l'article 39 (Constitution et calcul des plaques) par le texte suivant :

39.5.4. La condition de sécurité suivante vis-à-vis du poinçonnement sous charges localisées doit être satisfaite sous les sollicitations pondérées du premier genre :

$$1,5 \frac{Q}{p_c h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

inégalité dans laquelle :

Q représente la valeur de la charge localisée ;

$p_c$  le périmètre du contour à considérer d'après le paragraphe 39.5.1 précédent ;

$h_t$  l'épaisseur totale de la plaque ;

$\bar{\sigma}_b$  la contrainte de traction de référence du béton.

17. — Remplacer le paragraphe 39.7 de l'article 39 (Constitution et calcul des plaques) par le texte suivant :

39.7. Les armatures armant à la flexion la région centrale d'une plaque sont prolongées jusqu'aux appuis :

— dans leur totalité, si la plaque est soumise à l'action des charges concentrées mobiles ;

— à raison d'une sur deux au moins, s'il n'en est pas ainsi. Dans ce dernier cas, les arrêts de ces barres sont déterminés en prenant en compte le moment fléchissant agissant à la distance  $z$  de la section considérée dans la direction où il augmente en valeur absolue.

#### 42.2.1.

\* Une articulation est dite ponctuelle si elle permet (sous réserve de limitations d'amplitude) des mouvements de rotation relatifs des éléments articulés autour d'un axe d'orientation quelconque dans le plan de contact de ces éléments. Elle peut être réalisée par le contact d'une sphère et d'un plan ou par l'interposition d'un noyau rétréci de section circulaire (dans ce dernier cas, le plan moyen du noyau joue le rôle de plan de contact des éléments articulés). Le point d'articulation est le point de contact de la sphère et du plan ou le centre de la section du noyau située dans son plan moyen.

Une articulation est dite linéaire si les mouvements de rotation relatifs qu'elle permet s'effectuent autour d'une droite fixe par rapport aux pièces articulées. Elle peut être réalisée par le contact d'un cylindre et d'un plan ou par l'interposition d'un noyau rétréci de section rectangulaire. La droite (ou axe) d'articulation est la génératrice de contact du cylindre et du plan ou l'axe de symétrie parallèle à ses grands côtés de la section du noyau située dans son plan moyen.

42.3.2. La détermination de ces armatures relève selon les cas de considérations relatives au tracé des isostatiques, que l'on effectue approximativement par l'un des procédés habituels, ou de considérations relatives à l'entraînement du béton ou des armatures qui donnent lieu à l'application de la règle des coutures.

Les armatures prolongées jusqu'aux appuis y sont ancrées au-delà du contour d'appui théorique de la plaque. Leur ancrage est total si elles sont constituées d'aciers en barres. Cet ancrage peut ne comporter qu'une soudure si ces armatures sont des fils porteurs, au sens du paragraphe 31.1.1, d'un treillis soudé, et si la plaque n'est pas soumise à l'action de charges concentrées mobiles.

Les arrêts et les recouvrements des ronds lisses dans l'étendue d'une plaque doivent comporter des crochets.

Sur les parties du contour d'appui où pourraient se développer des moments d'encastrement partiels, aussi faibles soient-ils, on prévoit toujours des armatures en « chapeaux », capables d'équilibrer un moment de signe contraire au moment de flexion maximal de la région centrale et d'une valeur minimale au moins égale aux quinze centièmes de ce dernier.

18. — Remplacer le paragraphe 42.2.1 de l'article 42 (Articulations) par le texte suivant :

42.2.1. La pièce est frettée à partir de l'articulation sur une profondeur égale à la distance maximale atteinte par les intersections avec ses parements du ou des cônes de révolution dont les axes sont parallèles à celui de la pièce (et à l'effort appliqué), dont le demi-angle au sommet a pour tangente 0,5 et qui admet ou admettent, comme sommet (s), le point d'articulation si l'articulation est ponctuelle, ou la droite d'articulation si l'articulation est linéaire \*.

Sur les six dixièmes de la profondeur frettée à partir de l'articulation, le volume relatif de frettes circulaires est au moins de 4 p. 100 ; le volume relatif de frettes en quadrillage est au moins de 4 p. 100 si l'articulation est ponctuelle et de 2 p. 100 normalement à l'axe de l'articulation et 1,2 p. 100 parallèlement à lui si l'articulation est linéaire.

Sur le reste de la profondeur frettée, les volumes relatifs des frettes peuvent être réduits de 40 p. 100 par rapport aux valeurs précédentes.

Toutefois, les dispositions ainsi prescrites peuvent être modifiées si des essais probants le justifient.

19. — Dans l'article 42 (Articulations), lire paragraphe 42.3.2 au lieu de paragraphe 43.3.2.

Remplacer le texte du paragraphe 42.3.2 par le texte suivant :

42.3.2. On considère l'enveloppe des cônes de révolution dont les axes sont parallèles à la résultante des forces appliquées, dont le demi-angle au sommet a pour tangente 0,5 et qui admettent comme sommets les points de la droite d'articulation (si l'articulation est ponctuelle, l'enveloppe se réduit à un cône). On considère les sections de l'enveloppe et de la pièce en cause par des plans normaux aux axes des cônes et, dans ces plans, les aires intérieures à la fois aux sections de l'enveloppe et aux parements de la pièce. On considère le plan particulier pour lequel le quotient de l'effort de compression appliqué par la surface de l'aire visée est égal à  $\bar{\sigma}_{b0}$  et, dans ce plan le contour C de ladite aire. On considère le prisme droit P qui admet pour directrice le contour C et pour bases, d'une part,

Article 52. — Conditions de non-fragilité.

Après avoir calculé la section  $A_0$  d'armatures longitudinales suffisantes pour résister aux sollicitations des deux genres définies à l'article 7, ainsi qu'aux sollicitations de service définies à l'article 8, en tenant compte des prescriptions de l'article 49, le projecteur doit calculer :

1. Une section d'armature  $A_1$  évaluée pour résister dans les mêmes conditions que ci-dessus aux mêmes sollicitations majorées de 20 p. 100 dans toutes leurs composantes. Dans le cas général,  $A_1$  sera égal à 1.2  $A_0$ .

2. Une section d'armature  $A_2$  pouvant équilibrer la sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du béton supposé non fissuré et non armé.

En définitive, la section A des armatures longitudinales, susceptibles d'être tendues, d'une poutre ou d'une plaque rectangulaire doit être au moins égale :

- d'une part à la section  $A_0$  ;
- d'autre part à la plus petite des sections  $A_1$  et  $A_2$ .

Comme il est indiqué à l'article 19, la section  $A_2$  peut être évaluée de la façon suivante :

- pour les poutres de section rectangulaire simplement fléchies, il est admis que la section  $A_2$  satisfait à l'égalité suivante :

$$\frac{A_2}{bh} = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \quad (1)$$

où b est la largeur de la section.  
h est la hauteur utile.

$\bar{\sigma}_b$  est la contrainte de traction de référence du béton.

$\sigma_{en}$  est la limite d'élasticité nominale de l'acier en traction.

- pour les plaques rectangulaires, la section  $A_2$  est évaluée en multipliant la valeur déduite de l'égalité (1) par le coefficient.

$$\frac{2 - \rho}{2} \text{ pour les armatures disposées suivant la portée } l_x.$$

$$\frac{1 + \rho}{4} \text{ pour les armatures disposées suivant la portée } l_y.$$

avec  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

le plan d'articulation et d'autre part le plan tangent au contour C qui laisse le contour C à l'intérieur de ce prisme P.

On frette tout le volume du prisme P intérieur à la pièce suivant les prescriptions du paragraphe 42.2.1 pour une pièce prismatique droite, soumise à la compression axiale et de section minimale. Pour l'application de ces prescriptions, la hauteur du prisme P est assimilée à la profondeur frettée.

On assure de plus l'attache au prisme P des parties de la pièce qui lui sont extérieures par des armatures convenablement disposées.

20. — Remplacer l'article 52 (Conditions de non-fragilité) par le texte suivant :

Article 52. — *Conditions de non-fragilité.*

Les armatures longitudinales, susceptibles d'être tendues, des poutres et plaques rectangulaires doivent satisfaire les prescriptions de l'article 19.

De plus pour les plaques rectangulaires, le rapport de la section des armatures de chaque direction, susceptibles d'être tendues, à la section totale du béton ne doit pas être inférieur aux valeurs fixées au paragraphe 19.22.

61.2.1.

.....  
 La part de la flèche totale qui est susceptible de mettre en cause le bon comportement des cloisons et des revêtements de sols ou de plafonds est constituée par la somme de l'augmentation de flèche  $f_{\infty} - f_0$ , due à la déformation différée sous poids propre, du supplément de flèche  $f_{\infty}$  relative aux charges permanentes mises en place après décaissement et de flèche  $f_0$ , due aux surcharges instantanées.

La flèche admissible doit tenir compte des redistributions de sollicitations que peuvent entraîner les déformations, des processus conduisant à des désordres et de la nature des matériaux utilisés.

A défaut de données plus précises, on peut admettre que cette part de flèche totale ne doit pas dépasser, pour les éléments supportant des murs, des cloisons, des revêtements fragiles ou des poteaux les valeurs :

(Le reste sans changement.)

21. — Remplacer le paragraphe 55.1 (Domaine de validité) de l'article 55 (Méthode de calcul applicable aux planchers à surcharge modérée) par le texte suivant, en supprimant le commentaire :

55.1. Domaine de validité.

Les règles ci-après ne sont applicables qu'aux éléments fléchis de plancher, poutres, poutrelles et dalles portant dans un seul sens, pour lesquels :

- la fissuration n'est pas considérée comme préjudiciable à la tenue du béton armé ni à celle des revêtements ;
- la somme des surcharges pesantes variables qui peuvent leur être appliquées est inférieure à deux fois (2 fois) la somme des charges permanentes (dans cette évaluation, les surcharges variables ne sont pas pondérées) ;
- les éléments solidaires ont une même section constante dans leurs différentes travées.

Les règles ci-après sont donc applicables — sous réserve qu'ils ne comportent pas de revêtements spécialement fragiles — aux planchers d'habitation, aux planchers des bâtiments à usage de bureaux, de locaux d'enseignement et d'hospitalisation, mais elles ne doivent pas être appliquées aux planchers à fortes surcharges, tels que les planchers de magasins ou d'entrepôts, de salles de spectacle et de danse.

22. — Remplacer le texte du paragraphe 57.3.4 par le texte suivant :

57.3.4. Si un panneau est lié à des appuis de rive non susceptibles de lui fournir un encastrement partiel dont il puisse être fait état dans le calcul des moments fléchissants, ce panneau doit néanmoins comporter sur ces appuis des armatures en chapeaux susceptibles d'équilibrer un moment égal à  $-0,15 M_u$ .

23. Intercaler un alinéa supplémentaire aux commentaires du paragraphe 61.2.1 de l'article 61 (Limitation des flèches) de manière que la présentation soit telle que ci-contre.

24. Remplacer le texte du paragraphe A 38 par le texte suivant :

A 38 Conditions de non-fragilité.

On peut admettre que les conditions de non-fragilité sont satisfaites dans la dalle si :

- la section de l'armature longitudinale tendue d'une demi-bande sur appuis est au moins égale aux valeurs définies à l'article 52 en ce qui concerne les poutres fléchies, en désignant par  $b$  la largeur  $l_x$  ou  $l_y$  de la demi-bande sur appuis dans la section considérée;
- les sections des armatures longitudinales tendues des demi-bandes centrales de directions X et Y sont au moins égales aux valeurs définies à l'article 52 en ce qui concerne les plaques rectangulaires.

25. — Apporter les corrections suivantes :

§ 16.4, au lieu de : « l'article 47 », lire : « l'article 48 ».

Article 17, dernière ligne, au lieu de « l'article 32 », lire : « l'article 33 ».

§ 27.2, dernier alinéa, au lieu de : « forces localisées au sens de l'article 38 auxquels sont applicables les prescriptions de ce dernier article », lire : « forces localisées au sens du paragraphe 39.5 auxquels sont applicables les prescriptions de ce dernier paragraphe ».

§ 30.4.2 ii) texte, au lieu de : « élasticité nominale  $\bar{\sigma}_{en}$  en fonction... », lire : « élasticité nominale  $\sigma_{en}$  en fonction... ».

§ 30.4.2 ii), tableau, au lieu de : «  $\bar{\sigma}_{xt}/\bar{\sigma}_{en}$  », lire : «  $\bar{\sigma}_{xt}/\sigma_{en}$  ».

§ 30.7.1 iii), au lieu de : « le paragraphe 30.1.2 relatif au... », lire : « le paragraphe 30.2.2 relatif au... ».

§ 30.7.1 vii), au lieu de : « le paragraphe 27.6 relatif aux... », lire : « le paragraphe 30.6 relatif aux... »; et au lieu de : « de courbure », lire : « de couture ».

§ 35.2.2, au lieu de : « du paragraphe 31.2.1 doivent... », lire : « du paragraphe 35.2.1 doivent... ».

En vente :

## MARCHÉS DE TRAVAUX PUBLICS

### Cahiers de prescriptions communes

Numéros des fascicules		Numéros des tirages mis en vente	Prix
1	Dispositions générales et communes.	1325	2 »
2	Terrassements généraux .....	65-137	0,50
4-1	Aciers pour béton armé.....	67-169	0,50
23	Fourniture de granulats employés à la construction et à l'entretien des chaussées .....	66-117	0,50
24	Fourniture de liants hydrocarbonés employés à la construction et à l'entretien des chaussées.....	67-170	0,50
29, 31, 32	Chaussées pavées, bordures, cani- veaux, trottoirs.....	1341	4 »
61 (titre VI)	Ouvrages et constructions en béton armé .....	1315	12 »
63 et 64	Bétons non armés, mortiers, travaux de maçonnerie.....	1352	2 »
65	Exécution des ouvrages en béton armé.	1328	5 »
66	Exécution des ponts et autres ossa- tures métalliques.....	1297	4 »
68-1	Exécution des travaux de fondation d'ouvrages .....	66-154	0,50
68-11	Exécution des travaux en souterrain.	1329	2 »
71	Fourniture et pose de canalisations d'eau, accessoires et branchements.	1291	6 »
72	Oléoducs-gazoducs .....	1323	5 »

Adresser les commandes à la Direction des Journaux officiels,  
26, rue Desaix, Paris-15<sup>e</sup> (C. C. P. 9063-13 Paris).

620

En vente :

## MARCHÉS DE L'ÉTAT

Cahier des clauses administratives générales  
applicables aux  
MARCHÉS DE FOURNITURES COURANTES

(Edition mise à jour au 1<sup>er</sup> mars 1970)

N° 1261

Prix : 2 F

Brochure de 50 pages, sur beau papier et sous  
couverture forte, expédiée franco sur demande (accom-  
pagnée du montant) adressée à la Direction des  
Journaux officiels, 26, rue Desaix, Paris (15<sup>e</sup>).

Règlement par mandat, chèque bancaire  
ou chèque postal (C. C. P. 9063-13 Paris).

612

Price: 0.50 F