

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS,  
ET DES TRANSPORTS

**BULLETIN**

**DES**

**TEXTES OFFICIELS**

intéressant les

**Travaux publics,**

et les

**Transports**

(Section I et Bases aériennes.)



**FASCICULE SPECIAL N° 64-21 ter**

**CIRCULAIRE N° 70 DU 14 NOVEMBRE 1964**  
relative à l'approbation du titre VI (conception  
et calcul des ouvrages en béton armé) du  
fascicule n° 61 (conception, calcul et épreuves  
des ouvrages d'art) du cahier des prescriptions  
communes applicables aux travaux de l'admini-  
stration des ponts et chaussées.

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

DIRECTION DU PERSONNEL, DE LA COMPTABILITÉ  
ET DE L'ADMINISTRATION GÉNÉRALE  
SOUS-DIRECTION DE L'ADMINISTRATION GÉNÉRALE  
4<sup>e</sup> bureau.

T. P. 135  
Non parue J. O.  
641 (64-21 ter)

**CIRCULAIRE N° 70 DU 14 NOVEMBRE 1964**

relative à l'approbation du titre VI (conception et calcul des ouvrages en béton armé) du fascicule n° 61 (conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art) du cahier des prescriptions communes applicables aux travaux de l'administration des ponts et chaussées.

(Non parue au *Journal officiel*.)

*Annexes :*

- I. — Arrêté en date du 14 novembre 1964 portant approbation du titre VI du fascicule n° 61 ;
- II. — Titre VI du fascicule n° 61 (avec commentaires incorporés au droit des articles).

*Références :*

Voir à la suite de la présente circulaire.

*Texte abrogé :*

Circulaire série A n° 8 du 19 juillet 1934 relative au béton armé.

*Le ministre des travaux publics et des transports à  
Messieurs les préfets et à Messieurs les ingénieurs  
en chef des ponts et chaussées.*

Un arrêté ministériel de ce jour, dont le texte constitue l'annexe I à la présente circulaire a approuvé le titre VI du fascicule n° 61 du cahier des prescriptions communes applicables aux travaux de l'administration des ponts et chaussées.

Faisant suite aux titres I, II, III, IV et V approuvés par un arrêté du 19 août 1960, le titre VI concerne la conception et le calcul des ouvrages en béton armé et se substitue ainsi aux instructions qui constituaient l'annexe I à la circulaire série A n° 8 du 19 juillet 1934 (1).

(1) Les annexes II et III à la circulaire série A n° 8 du 19 juillet 1934 sont devenues caduques du fait de modifications intercurrentes apportées au cahier des charges général (devenu cahier des prescriptions communes) et au devis particulier modèle A (devenu cahier des prescriptions spéciales modèle A).

14 novembre 1964.

— 2 —

Le titre VI sera suivi d'un titre VII, en préparation, relatif à la conception et au calcul des ouvrages en béton précontraint.

En outre, un fascicule n° 65, en préparation, concernera les conditions de mise en œuvre du béton armé.

Les ouvrages d'art de structure exceptionnelle pourront naturellement appeler des dispositions spéciales à étudier et à faire approuver dans chaque cas.

Spécialement conçu pour s'appliquer aux « ouvrages d'art » le titre VI peut néanmoins, dans une certaine mesure, servir de guide pour l'étude des bâtiments, que l'administration des travaux publics aurait à faire exécuter ; dans ce cas les surcharges et actions extérieures à prendre en considération sont évidemment celles qui concernent spécifiquement les travaux de bâtiment.

*Le ministre des travaux publics et des transports,  
MARC JACQUET.*

ANNEXE I

A LA CIRCULAIRE N° 70 DU 14 NOVEMBRE 1964

ARRETE DU 14 NOVEMBRE 1964

portant approbation du titre VI (conception et calcul des ouvrages en béton armé) du fascicule n° 61 (conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art) du cahier des prescriptions communes applicables aux travaux de l'administration des ponts et chaussées.

Le ministre des travaux publics et des transports,

Vu le décret n° 64-729 du 17 juillet 1964 portant codification des textes réglementaires relatifs aux marchés publics ;

Vu le cahier des prescriptions communes (ancien cahier des charges général) pour les travaux dépendant de l'administration des ponts et chaussées, annexé à la circulaire n° 33 du 8 avril 1958, et modifié ;

Vu l'avis émis par le conseil général des ponts et chaussées dans sa séance des 8-9 juillet 1964 ;

Sur la proposition du directeur du personnel, de la comptabilité et de l'administration générale,

Arrête :

Art. 1<sup>er</sup>. — Est approuvé le titre VI (conception et calcul des ouvrages en béton armé) du fascicule n° 61 (conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art) du cahier des prescriptions communes pour les travaux dépendant de l'administration des ponts et chaussées dont le texte est joint au présent arrêté.

Art. 2 — A dater du présent arrêté, le cahier des prescriptions communes pour les travaux dépendant de l'administration des ponts et chaussées est constitué :

1° Par le préambule et les fascicules n° 1, 2, 3, 4 (première section du titre II et titre III), 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 35, 61 (titres I à VI), 63, 64, 66 et 68 approuvés à ce jour ;

2° A titre transitoire, par le cahier des prescriptions communes annexé à la circulaire n° 33 du 8 avril 1958, modifié par les arrêtés approuvant les fascicules n° 1, 2, 3, 4 (première partie du titre II et titre III), 25, 29, 31, 32, 61 (titres I à VI), 63, 64, 66 et 68.

Fait à Paris, le 14 novembre 1964.

Le ministre des travaux publics et des transports,  
MARC JACQUET.

## REFERENCES

- Circulaire n° 33 du 8 avril 1958 et pièces annexes.
- Circulaire n° 38 du 14 mai 1962 relative à l'approbation du cahier des clauses administratives générales applicables aux marchés de travaux passés au nom de l'Etat.
- Circulaire n° 60 du 17 août 1962 relative à l'instruction générale sur la rédaction des projets et la passation et l'exécution des marchés de travaux.
- Circulaire n° 91 du 7 décembre 1959 relative à l'approbation du fascicule I — dispositions générales — du cahier des prescriptions communes.
- Circulaire n° 49 du 27 juin 1960 relative à l'approbation du fascicule 2 — travaux de terrassement — du cahier des prescriptions communes.
- Circulaire n° 54 du 8 juillet 1960 relative à l'approbation du fascicule 3 — fourniture de liants hydrauliques — du cahier des prescriptions communes, complétée par les circulaires n° 56 du 16 mai 1961, n° 54 du 1<sup>er</sup> août 1962 et n° 65 du 17 septembre 1962 (agrément de certains adjuvants) et modifiée par la circulaire n° 70 du 1<sup>er</sup> septembre 1961.
- Circulaire n° 55 du 9 juillet 1960 relative à l'approbation du fascicule 24 — fourniture de liants hydrocarbonés employés à la construction et à l'entretien des routes — du cahier des prescriptions communes modifié par la circulaire n° 67 du 20 juillet 1961.
- Circulaire n° 65 du 19 août 1960 relative à l'approbation du fascicule 61 (titres 1<sup>er</sup> à V) (conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art — du cahier des prescriptions communes et modifiant les conditions de circulation des matériels militaires lourds sur les ouvrages d'art.
- Circulaire n° 68 du 1<sup>er</sup> septembre 1960 relative à l'approbation de la première section — fils d'acier ronds pour armatures de précontrainte non toronnées — du titre II du fascicule 4 — aciers et autres métaux — du cahier des prescriptions communes.
- Circulaire n° 73 du 7 octobre 1960 relative à l'approbation du fascicule 26 — exécution des couches de surface de chaussées en enduits superficiels — du cahier des prescriptions communes.
- Circulaire n° 17 du 12 février 1961 relative à l'approbation du fascicule 25 — exécution des corps de chaussées — du cahier des prescriptions communes.
- Circulaire n° 18 du 14 février 1961 relative à l'approbation du fascicule 31 — bordures et caniveaux en pierre ou en béton — du cahier des prescriptions communes.
- Circulaire n° 19 du 15 février 1961 relative à l'approbation du fascicule 64 — travaux de maçonnerie — du cahier des prescriptions communes.
- Circulaire n° 38 du 29 mars 1961 relative à l'approbation du fascicule 35 — plantations — du cahier des prescriptions communes.

- Circulaire n° 45 du 18 avril 1961 relative à l'approbation du fascicule 66 — exécution des ponts et ouvrages métalliques — du cahier des prescriptions communes.
- Circulaire n° 84 du 23 novembre 1961 relative à l'approbation du fascicule 27 — fabrication et mise en œuvre des enrobés — du cahier des prescriptions communes.
- Circulaire n° 87 du 16 décembre 1961 relative à l'approbation du fascicule 28 — exécution des chaussées en béton de ciment — du cahier des prescriptions communes.
- Circulaire n° 19 du 7 mars 1962 relative à l'approbation du fascicule 30 — transport par route de matériaux destinés à la construction et à l'entretien des chaussées et de leurs accessoires — du cahier des prescriptions communes.
- Circulaire n° 47 du 29 juin 1962 relative à l'approbation du fascicule 29 — construction et entretien des chaussées pavées — du cahier des prescriptions communes.
- Circulaire n° 50 du 15 juillet 1962 relative à l'approbation du fascicule 63 — confection et mise en œuvre des mortiers et bétons — du cahier des prescriptions communes.
- Circulaire n° 107 du 31 décembre 1963 relative à la révision du cahier des prescriptions spéciales (modèle A).
- Circulaire n° 48 du 10 août 1964 relative à l'approbation du fascicule 32 — construction des trottoirs — du cahier des prescriptions communes.
- Circulaire n° 69 du 13 novembre 1964 relative à l'approbation du fascicule 68 — exécution des fondations (y compris l'air comprimé) et des souterrains — du cahier des prescriptions communes.

**ANNEXE II**

A LA CIRCULAIRE N° 70 DU 14 NOVEMBRE 1964

**CAHIER DES PRESCRIPTIONS COMMUNES APPLICABLES AUX  
TRAVAUX DEPENDANT DE L'ADMINISTRATION DES PONTS  
ET CHAUSSEES**

FASCICULE N° 61. — Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art.

**TITRE VI**

**CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME**

**PRESCRIPTIONS ET COMMENTAIRES**

**TITRE VI**

**CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME**

**PRESCRIPTIONS**

*Preamble.*

Les prescriptions du présent titre ne sont pas applicables aux ouvrages en béton léger armé ni aux ouvrages mixtes acier-béton. \*

**CHAPITRE I<sup>er</sup>. — Evaluation des sollicitations.**

**Article 1<sup>er</sup>. — Charges permanentes.**

1. On introduira dans les calculs, suivant les modalités indiquées à l'article 5, les charges permanentes effectives et il en sera justifié. \*

2. Sauf circonstances spéciales, la masse volumique du béton armé pourra être évaluée à 2,5 t/m<sup>3</sup>. \*

**Article 2. — Surcharges.**

Les surcharges seront introduites dans les calculs suivant les modalités indiquées à l'article 5.

Le C. P. S. fixe le programme des surcharges à envisager sauf s'il est défini par les textes en vigueur ou par les conditions d'utilisation de l'ouvrage. En ce dernier cas, il sera justifié des surcharges. \*

Les variations des charges permanentes qui seraient les conséquences de celles des poussées d'Archimède seront considérées comme surcharges suivant les indications de l'article 5.

## COMMENTAIRES

*Préambule.*

\* Les ouvrages mixtes acier-béton sont ceux dans lesquels des éléments de béton armé ou de béton précontraint sont solidarisés avec une structure métallique en vue de concourir avec elle à la résistance de la construction.

Un béton léger est composé d'agrégats de faible densité, généralement artificiels.

Article 1<sup>er</sup>.

1. \* L'expression « charges permanentes » désigne ici d'une façon générale les efforts permanents, nés de la pesanteur : non seulement le poids de l'ouvrage, mais aussi les actions des terres soutenues par lui, par exemple.

L'attention est attirée sur ce que l'on pourrait commettre des erreurs importantes en supposant uniformément réparties les charges permanentes de certains éléments pour lesquels cette hypothèse simplificatrice ne serait pas vérifiée. Ce serait le cas du poids propre d'un arc par exemple, ou, à un moindre degré, de celui d'une poutre continue de hauteur variable.

2. \* Ces circonstances spéciales peuvent se présenter lorsqu'on fait usage de granulats de forte densité, ou pour des pièces contenant une proportion d'armatures anormalement élevée.

## Article 2.

\* Les titres I à IV du présent fascicule 61 du C.P.C. fixent, pour les ouvrages qui y sont visés, les programmes des surcharges à envisager (y compris leurs majorations éventuelles pour effets dynamiques et leurs effets annexes), les effets du vent et la surcharge éventuelle de neige.

Un pont-canal peut être cité comme exemple d'un ouvrage dont la surcharge d'eau est déterminée par les conditions d'utilisation ; un quai de port comme celui d'un ouvrage dont les surcharges d'exploitation doivent être fixées par le C.P.S.

Article 3. — *Température et retrait.*

1. Il sera tenu compte des effets de la température pour les ouvrages qui ne seraient pas librement dilatables. \*

2. Il sera tenu compte des effets du retrait pour les ouvrages qui ne seraient pas librement dilatables. \*

3. On pourra admettre que les effets du retrait et de la température minimale dans les ouvrages non librement dilatables ne s'additionnent pas sans atténuation. \*

4. On prendra les dispositions nécessaires pour permettre les variations des dimensions des ouvrages conçus comme librement dilatables sous l'effet du retrait et des changements de température. \*

Article 4. — *Modalités de construction.*

Lorsque les sollicitations d'un ouvrage ou de certaines de ses parties dépendront, soit en service, soit pendant sa construction, des modalités de cette dernière, \* il y aura lieu de les évaluer en tenant compte desdites modalités.

## Article 3.

1. \* Pour une construction non massive à l'air libre, il suffit en général d'envisager une variation uniforme de la température de l'ouvrage. On pourra alors admettre que le produit de la dilatation relative par le coefficient de déformation du béton armé, assimilé dans le calcul à un coefficient d'élasticité, varie entre 20 bars et — 20 bars sous les climats tempérés comme celui de la France et entre 30 bars et — 30 bars sous les climats à grands écarts thermiques.

2. \* Le retrait du béton n'entraîne pas de variations de longueur des éléments tendus fortement armés qui sont normalement fissurés en service. Par voie de conséquence, il provoque des déformations par changement de courbure des poutres fléchies dont les membrures tendues sont fissurées. On pourra en général négliger les effets de ces déformations et assimiler, pour une construction non massive à l'air libre, l'effet de retrait sur le béton armé à un raccourcissement relatif uniforme. Le produit de la valeur de ce raccourcissement par le coefficient de déformation du béton armé, assimilé à un coefficient d'élasticité, pourra être évalué à :

20 bars dans la moitié Nord et le quart Sud-Ouest de la France et sous un climat équatorial ;

30 bars dans le quart Sud-Est de la France, à moins de 20 kilomètres des côtes de la Méditerranée et sous un climat tropical humide ;

40 bars à plus de 20 kilomètres des côtes Sud et Est de la Méditerranée et sous un climat chaud et sec ;

50 bars sous un climat tropical très sec ou désertique.

3. \* Pour les ouvrages non massifs à l'air libre, on pourra réduire de 10 bars la somme des produits des raccourcissements relatifs correspondants par le coefficient d'élasticité du béton.

4. \* Lorsque pour une construction non massive à l'air libre les déformations dues au retrait et à la température seront assimilables à des variations relatives uniformes de ses dimensions, on pourra admettre que le raccourcissement de retrait a pour valeurs 2, 3, 4 et  $5 \cdot 10^{-4}$  respectivement dans les régions successivement énumérées au commentaire 2 \* ci-dessus et que les dilatations thermiques extrêmes sont égales à  $\pm 2 \cdot 10^{-4}$  sous les climats tempérés (comme celui de la France) et à  $\pm 3 \cdot 10^{-4}$  sous les climats à grands écarts thermiques.

## Article 4.

\* Ces circonstances peuvent se produire lorsque certains éléments de l'ouvrage sont mécaniquement mis en jeu avant l'achèvement de celui-ci, et en particulier pour servir de supports à d'autres éléments exécutés après eux.

## Article 5. — Sollicitations pondérées.

1. Dans les justifications de calcul relatives à chaque élément, on prendra en compte les sollicitations, dites sollicitations totales pondérées, définies ci-dessous.

2. Une sollicitation totale pondérée est définie comme résultant de l'action simultanée :

- a) Des charges permanentes ;
- b) Des surcharges dont l'intensité sera majorée suivant les modalités indiquées ci-après ;
- c) Du retrait et de la température.

3. Pour chaque élément on considérera successivement les sollicitations totales pondérées du premier genre et celles du second genre, définies ci-après.

Pour l'évaluation des sollicitations totales pondérées du premier genre, l'intensité des surcharges sera majorée de vingt pour cent, si ces surcharges ne comprennent pas l'action du vent, et ne sera pas majorée dans le cas contraire.

Les sollicitations totales pondérées du second genre ne comprendront pas l'action du vent et l'intensité des autres surcharges y sera majorée de cinquante pour cent pour leur évaluation. \*

## Article 5.

le cas des "surcharges militaires" n'est pas traité  
par de pondération par 1/2 mais majoration  
par 10% en 35% des contraintes admissibles

\* I. En d'autres termes, en appelant :

(G) la sollicitation due à la charge permanente,

(T) la sollicitation due aux effets de la température et au retrait,

(P) la sollicitation due aux surcharges, y compris leurs majorations éventuelles pour effet dynamique,

(V) la sollicitation due au vent et, éventuellement, à la neige,

les sollicitations totales pondérées se définissent symboliquement par :

$$(S_1) = (G) + (T) + 1,2 (P)$$

et par :

$$(S'_1) = (G) + (T) + (P) + (V),$$

pour celles du premier genre, et par :

$$(S_2) = (G) + (T) + 1,5 (P),$$

pour celles du second genre.

II. La considération d'une sollicitation totale pondérée du premier genre conduit à une justification de type habituel. La pondération des surcharges y a pour but de tenir compte de ce que les effets des efforts susceptibles de varier peuvent être plus sévères que ceux des efforts permanents.

La considération d'une sollicitation totale pondérée du second genre ( $S_2$ ) constitue une vérification de la sécurité par rapport aux surcharges. Elle peut être plus défavorable que celle d'une sollicitation ( $S_1$ ) bien qu'il lui corresponde des contraintes admissibles plus élevées (art. 6 et 7), dans les cas où il n'y a pas proportionnalité des contraintes aux efforts et en particulier quand la définition mécanique de l'élément à justifier est susceptible de changer : renversement du sens du moment sur une section fléchie ou flexion composée, par exemple.

III. Les surcharges, qui, ne variant pas pendant de longues périodes, semblent prendre ainsi le caractère de charges permanentes (dont elles diffèrent cependant par la possibilité qu'elles gardent de varier), doivent être affectées de la majoration de pondération (dans les conditions prescrites aux §§ 2 b et 3 du présent article). Par exemple, la surcharge d'eau d'un pont-canal.

4. Dans toute sollicitation totale pondérée, les sollicitations composantes seront considérées dans toutes leurs combinaisons possibles et prises en compte dans celles de ces combinaisons qui seraient les plus défavorables pour l'élément à justifier.

## CHAPITRE II. — Caractères mécaniques des matériaux et contraintes admissibles.

### Article 6. — Béton.

#### 1. Résistance.

Au point de vue de l'appréciation de son comportement mécanique dans le complexe béton armé, le béton sera caractérisé par sa contrainte de rupture par compression simple ou résistante à la compression qui sera désignée dans ce qui suit par résistance. \*

#### 2. Mesure de la résistance. \*

La résistance sera mesurée à l'âge de vingt huit jours (28 j) par compression axiale de cylindres droits de révolution de deux cents centimètres carrés de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

La mesure de la résistance du béton d'une éprouvette est égale au quotient de l'effort maximal supporté par l'éprouvette par l'aire de sa section droite. Elle est exprimée en bars.

#### 3. Résistance nominale.

La résistance nominale d'un béton dont on possède des mesures de résistance en nombre suffisant est définie comme la moyenne arithmétique de ces mesures diminuée des huit dixièmes de leur écart quadratique moyen.



iv. Les variations des charges permanentes qui seraient les conséquences de celles des poussées d'Archimède, étant considérées comme surcharges d'après les prescriptions de l'article 2, doivent être affectées des majorations de pondération (dans les conditions prescrites en b).

#### Article 6.

1. \* Le comportement physique du béton sous les sollicitations mécaniques et la sécurité qu'il offre vis-à-vis d'elles dépendent non seulement de sa résistance à la compression mais aussi de sa résistance à la traction. La seconde a autant d'importance que la première. Toutefois, si l'on vérifie effectivement à l'exécution que la résistance à la traction atteint au moins une fraction prévisible et déterminée de la résistance à la compression, cette dernière peut servir seule de base aux justifications de calcul dans des conditions de sécurité satisfaisantes.

2. \* L'attention est attirée sur l'importance des précautions à prendre pour obtenir une mesure correcte :

Les bases des cylindres-éprouvettes devront être surfacées. Un moyen d'y parvenir de manière satisfaisante est d'utiliser un enduit plané au moyen d'un marbre de mécanicien usiné au centième de millimètre, la résistance de cet enduit après durcissement devant être au moins égale à celle du béton de l'éprouvette. D'autres moyens équivalents pourraient être employés.

Le bâti de la presse utilisée doit être extrêmement rigide ; le mieux est que cette presse soit d'un type spécialement conçu pour l'essai des matériaux.

L'éprouvette doit être centrée avec précision sur le plateau de la presse, avec l'aide d'un dispositif bien adapté.

L'usage de contreplateaux est recommandé parce qu'il facilite l'entretien des surfaces d'appui offertes aux éprouvettes.

Aucune matière, telle que du carton, ne doit être interposée entre l'éprouvette et les plateaux de la presse (ou les contreplateaux).

La résistance nominale constitue la base technique et contractuelle à la fois des justifications de sécurité. \*

Elle est désignée par l'un des symboles :

$$\sigma_m \text{ ou } \sigma_n$$

#### 4. Contrainte de compression admissible.

4.1. La contrainte de compression admissible du béton, désignée par le symbole :

$$\bar{\sigma}_b$$

(sigma b surligné), est la fraction  $q_b$  de sa résistance nominale :

$$\bar{\sigma}_b = q_b \sigma_n$$

4.2. La fraction  $q_b$  est définie comme le produit des cinq facteurs sans dimensions,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\delta$ ,  $\varepsilon$  :

$$q_b = \alpha\beta\gamma\delta\varepsilon$$

4.21. Le facteur  $\alpha$  a pour valeur numérique :

1 pour les bétons dont le ciment constitutif est de la classe 210-325 ;

9/10 pour les bétons dont le ciment constitutif est de la classe 315-400 ;

5/6 pour les bétons dont le ciment constitutif est de la classe 355-500. \*

4.22. Le facteur  $\beta$  a pour valeur numérique :

5/6 pour les bétons courants qui ne seraient soumis qu'à un contrôle atténué ;

1 pour les bétons courants strictement contrôlés, les bétons de qualité et les bétons exceptionnels. \*

4.23. Le facteur  $\gamma$  a pour valeur numérique :

1 pour les éléments de construction dont l'épaisseur minimale est supérieure à quatre fois la grosseur du granulats constitutif du béton ;

Le quart du rapport de l'épaisseur minimale à la grosseur du granulats pour les autres éléments. \*

4.24. Quand il s'agit d'une sollicitation totale pondérée du premier genre, le facteur  $\delta$  prend la valeur numérique :

— 0,30 dans le cas de la compression simple et dans tous les cas de sollicitation qui ne sont pas visés dans le présent texte ;

— 0,60 dans le cas de la flexion simple et dans celui de la flexion composée lorsque l'effort normal est une traction ;

de l'expression :

$$\delta = 0,30 \left( 1 + \frac{e_0}{e_1} \right),$$

dans le cas d'une flexion composée où l'effort normal est une compression, si la valeur de cette expression est inférieure à 0,60,

3. \* Pour l'application de ces principes, il y a lieu de se reporter au fascicule 65 en préparation.

Jusqu'à l'approbation de ce fascicule, les articles 104 et 105 du Cahier des prescriptions communes (ancien Cahier des charges général) restent en vigueur en ce qu'ils ne sont pas contraires aux prescriptions du présent fascicule.

Le nombre d'éprouvettes nécessaires pour obtenir des résultats significatifs est de l'ordre de 30.

4.21. \* Les ciments de la classe 210-325 sont les ciments les plus couramment utilisés en béton armé.

4.22. \* Pour la classification des bétons et les modalités de leur contrôle, se reporter au fascicule 65.

4.23. \* La grosseur d'un granulats est le diamètre minimal des trous d'une passoire susceptible de livrer passage à 90 p. 100 de ce granulats.

4.24. \* L'expression section complète s'entend d'une section supposée non fissurée (par opposition à une section réduite). Suivant les errements habituels, on ne déduit pas les aires des aciers de l'aire du béton dans le calcul de la section du béton seul.

L'expression « plan radial » désigne le plan défini par le vecteur représentatif de l'effort normal et le centre de gravité de la section complète.

Il est sous-entendu que le calcul des contraintes sur la section est effectué dans l'hypothèse où la distribution de ces contraintes est plane.

et 0,60 dans le cas contraire. Dans ladite expression  $e_0$  désigne l'excentricité de l'effort normal par rapport à la section complète du béton seul et  $e_1$  désigne l'excentricité de même signe que  $e_0$ , que devrait présenter dans le même plan radial l'effort normal agissant sur la section complète du béton seul pour que la contrainte extrême de compression dans la section soit double en module de la contrainte extrême de traction. \*

4.25. Quand il s'agit d'une sollicitation totale pondérée du second genre, les valeurs de  $\delta$  seront égales aux valeurs fixées en 4.24 multipliées par 1,5.

4.26. Dans le cas de la compression simple, la valeur de  $\varepsilon$  sera égale à l'unité. Dans les autres cas, on attribuera à  $\varepsilon$  la valeur numérique maximale mais au plus égale à un qui soit compatible avec la condition que la contrainte moyenne du béton de la section rendue homogène, si elle est entièrement comprimée, ou de la zone comprimée de la section homogène réduite, si la première n'est pas entièrement comprimée, ne dépasse pas la contrainte admissible pour la compression simple. \*

#### 5. Contrainte de traction de référence. \*

5.1. La contrainte de traction de référence du béton, désignée par le symbole :

$$\bar{\sigma}_b$$

(sigma prime b surligné), est la fraction  $q'_b$  de sa résistance nominale :

$$\bar{\sigma}_b = q'_b \sigma_a$$

5.2. La fraction  $q'_b$  est définie comme le produit des quatre facteurs sans dimensions  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  et  $\theta$  :

$$q'_b = \alpha\beta\gamma\theta$$

5.21. Les facteurs  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$  gardent les mêmes significations qu'en 4.2 et prennent les valeurs qui y ont été prescrites.

5.22. Pour une sollicitation totale pondérée du premier genre, la valeur du facteur  $\theta$  est liée au dosage du béton exprimé en kilogrammes de ciment par mètre cube en œuvre de béton suivant les indications du tableau suivant : \*

DOSAGE	$\theta$
300 .....	0,027
350 .....	0,025
400 et au-dessus.....	0,024

Pour une sollicitation totale pondérée du second genre, les valeurs précédentes de  $\theta$  seront multipliées par 1,5.

4.26. \* La valeur de  $\varepsilon$  est toujours supérieure à 0,5 et inférieure ou égale à 1.

La contrainte admissible en compression simple sous une sollicitation totale pondérée du premier genre a ainsi pour expression :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,30 \alpha \beta \gamma \sigma_a$$

5. \* Cette contrainte est nommée « de référence » et non « admissible » comme l'usage s'en était établi, parce que l'on peut admettre de la dépasser pour certaines sollicitations.

5.22. \* S'il est besoin, on interpolera linéairement entre les valeurs du tableau.

## 6. Déformations. \*

6.1. A défaut de mesures, on pourra admettre qu'à l'âge de  $j$  jours le module de déformation longitudinale du béton sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, ou module de déformation instantanée  $E_i$ , est égal à :

$$E_i = 21\,000 \sqrt{\sigma_j} \text{ bar,}$$

$\sigma_j$ , représentant la résistance du béton à l'âge de  $j$  jours et étant exprimé en bar.

6.2. A défaut de mesures, on pourra admettre qu'à l'âge de  $j$  jours le module de déformation longitudinale du béton sous des contraintes permanentes ou de longue durée d'application, ou module de déformation différée  $E_v$ , est égal à :

$$E_v = 7\,000 \sqrt{\sigma_j} \text{ bar.}$$

Cette valeur tient compte à la fois du fluage et du retrait. Si la déformation à laquelle elle conduit (sous faible contrainte) est inférieure au retrait, on pourra admettre que la déformation différée est égale au retrait. \*

6.3. Si l'on ne dispose de mesures à 28 jours de la résistance du béton, ou si, à la rédaction d'un projet, la résistance à 28 jours est seulement escomptée, on pourra admettre que pour les grandes valeurs de  $j$  on a sensiblement :

$$\sigma_j = 1,20 \sigma_{28}$$

pour les bétons à base de ciments de la classe 210-325

et

$$\sigma_j = 1,10 \sigma_{28}$$

pour les bétons à base de ciments de classes supérieures.

## 7. Résistances attribuables a priori aux bétons courants.

A défaut de précédents ou d'études préalables, on pourra admettre a priori, lors de la rédaction des projets, pour des bétons courants des valeurs de la résistance dont la pratique aura montré qu'elles peuvent être normalement atteintes sur les chantiers. \*

6. \* La rédaction de ce paragraphe suppose que les déformations sont calculées de manière suffisamment approchée par les mêmes procédés que des déformations élastiques.

6.2. \* L'attention est attirée sur ce que le retrait du matériau béton est plus élevé que le retrait d'ensemble du complexe béton armé visé à l'article 3 (§ 2).

7. \* A titre indicatif, pour une exécution normale, la résistance à la compression  $\sigma_{28}$  des bétons strictement contrôlés présente, en fonction du dosage en ciment de la classe 210-325 exprimé en kilogrammes par mètre cube en œuvre, les valeurs suivantes :

DOSAGE (kg/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{28}$ (bars)
300	230
350	270
400	300

Pour les mêmes bétons, les valeurs de la résistance à la traction, qui correspondent normalement aux valeurs indiquées de la résistance à la compression, sont les suivantes :

DOSAGE (kg/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{28}$ (bars)
300	20,5
350	22
400	24

L'attention est attirée sur les prescriptions du paragraphe 4.22, relatives à la valeur du coefficient  $\beta$ , lorsqu'on utilisera les indications qui précèdent. La valeur 1 ne devra être adoptée que si l'on est assuré que le contrôle exercé à l'exécution sera effectivement strict.

#### Article 7. — Aciers en barres.

##### 1. Dimensions nominales.

Le diamètre nominal, le périmètre nominal et l'aire nominale de la section transversale (ou section nominale) d'une barre d'acier à haute adhérence de marque agréée sont définis comme le diamètre, le périmètre et la section d'un rond lisse de même poids au mètre. \*

##### 2. Caractères mécaniques nominaux.

Les caractères mécaniques qui constituent les bases techniques et contractuelles à la fois des justifications de sécurité sont les limites d'élasticité nominales à la traction et à la compression. \*

##### 3. Limites d'élasticité nominales.

3.1. La limite d'élasticité nominale est définie comme la moyenne des valeurs des limites d'élasticité mesurées diminuées de deux fois leur écart quadratique moyen. \*

Elle est exprimée en bars et désignée par les symboles  $\sigma_{28}$  en compression et  $\sigma'_{28}$  en traction.

3.2. Pour les ronds lisses en aciers bruts de laminage, on pourra évaluer les valeurs des limites d'élasticité nominales d'après l'expérience que l'on a de l'emploi de ces aciers. \*

3.3. Les limites d'élasticité nominales des barres à haute adhérence sont définies à leurs fiches d'agrément. \*

##### 4. Contraintes admissibles.

4.1. La contrainte de traction admissible de l'acier, désignée par le symbole :

$$\bar{\sigma}'_a$$

(sigma prime a surligné), sera égale à la fraction  $q'_a$  de sa limite d'élasticité nominale en traction :

$$\bar{\sigma}'_a = q'_a \sigma'_{28}$$

Pour les sollicitations totales pondérées du premier genre, la valeur de  $q'_a$  sera prise égale à 2/3, exception faite des cas expressément visés dans les articles suivants.

Pour les sollicitations totales pondérées du second genre, la valeur de  $q'_a$  sera prise égale à l'unité (1) exception faite des cas expressément visés dans les articles suivants.

## Article 7.

1. \* Pour un rond lisse, diamètre et diamètre nominal, périmètre et périmètre nominal, section et section nominale ont même signification.

2. \* Le comportement physique du complexe béton armé dépend essentiellement des limites d'élasticité réelles des armatures ainsi que de la rugosité effective de leurs surfaces.

3.1. \* Cette définition correspond pratiquement à la notion, scientifiquement peu correcte, de valeur minimale.

3.2. \* On pourra admettre que les limites d'élasticité nominales des ronds lisses en aciers bruts de laminage, qui à l'exception de l'acier A 42 sont fournis sans garantie de limite d'élasticité, ont les valeurs suivantes :

NUANCE DE L'ACIER	$\sigma_{en}$ ET $\sigma_{en}$
ADx jusqu'à 20 mm de diamètre inclus.....	2 400 bars.
ADx de 25 mm de diamètre.....	2 300 —
ADx de plus de 25 mm de diamètre.....	2 200 —
A 42 .....	2 400 —
A 55 .....	3 200 —
A 65 .....	3 600 —
A 75 .....	4 000 —

3.3. \* Se reporter au fascicule 4, titre I<sup>er</sup>. Jusqu'à l'approbation de ce fascicule, il convient de se reporter aux fiches d'agrément délivrées à chaque producteur par application de l'article 1,100 des règles BA 60.

4.2. La contrainte de compression admissible de l'acier désignée par le symbole :

$$\bar{\sigma}_c$$

sera égale aux deux tiers de la limite d'élasticité nominale en compression :

$$\bar{\sigma}_c = \frac{2}{3} \sigma_{en}$$

quand il s'agira d'une sollicitation totale pondérée du premier genre, et à cette même limite d'élasticité quand il s'agira d'une sollicitation totale pondérée du second genre.

## 5. Déformations.

On admettra dans tous les cas que le coefficient d'élasticité de l'acier  $E_s$  est égal à 2 100 000 bars, sa contrainte étant calculée sur sa section nominale.

## CHAPITRE III. — Principes de justification et règles générales.

Article 8. — *Énumération des justifications et vérifications nécessaires.* \*

Trois ordres principaux de justifications ou vérifications sont exigibles pour un ouvrage en béton armé.

Le premier a trait à l'équilibre statique de l'ensemble de l'ouvrage et éventuellement de chacun des ensembles partiels qu'il comporte.

Le second à la résistance de toutes ses parties : pièces constituant une individualité mécanique, liaisons des éléments dont sont formées ces pièces, assemblages desdites pièces entre elles.

Le troisième enfin à la stabilité de forme des éléments élancés ou minces.

Des vérifications ou justifications complémentaires peuvent être, en outre, nécessaires quant à la fissuration du béton et quant aux déformations.

Article 9. — *Équilibre statique.*

Il sera justifié de l'équilibre statique toutes les fois que les causes extérieures agissant sur un ouvrage paraîtront susceptibles de provoquer un déplacement anormal de l'ouvrage ou d'une de ses parties par translation ou rotation.

On considérera les sollicitations totales pondérées des deux genres les plus défavorables et l'on s'assurera que sous ces sollicitations l'équilibre statique demeure, au moins strictement, assuré. \*

Article 10. — *Résistance.*

1. On calculera tout d'abord les efforts développés par les diverses natures de sollicitations afin de pouvoir en déduire pour chaque élément à justifier les sollicitations totales pondérées à considérer.

2. Dans la justification des pièces constituant une individualité mécanique, on admettra que le béton puisse être fissuré suivant les plans sur lesquels les efforts appliqués sont susceptibles de développer des contraintes principales de traction ; on montrera que ces efforts peuvent être équilibrés par des efforts internes

## Article 8.

\* Par « justifications », on entend généralement ce qu'il y a lieu de faire figurer aux notes de calcul. Par « vérifications », ce que l'usage autorise à n'y point expliciter. Les prescriptions des articles suivants visent à la fois les unes et les autres.

## Article 9.

\* Des circonstances particulières pourront conduire à juger insuffisante la marge de sécurité réservée par ces prescriptions (cf. par exemple les commentaires de l'article 9 [§ 2] du titre II du présent fascicule).

## Article 10.

2. \* On admet que sous les sollicitations de service un ouvrage en béton armé puisse se transformer en un système de blocs de béton, dit système fissuré, dont l'équilibre soit assuré par leurs réactions mutuelles et par celles des aciers qui les relient et dont ils demeurent solidaires.

de compression agissant sur les éléments du béton laissés intacts par la fissuration et par des efforts internes de traction et de compression sur les armatures suivant leurs axes; on montrera enfin que les contraintes ainsi développées par les efforts internes sont inférieures aux contraintes limites admissibles des matériaux. \*

Dans le cas des pièces où il est admis que le calcul des efforts appliqués relève de la Résistance des Matériaux, on étudiera les effets des moments fléchissants et des efforts normaux, d'une part, et ceux des efforts tranchants et moments de torsion, d'autre part. L'analyse des effets des premiers relèvera du calcul des contraintes normales. Celle des seconds relèvera dans les cas habituels du calcul des contraintes tangentes et des règles de couture.

3. Les justifications des liaisons entre les éléments constitutifs des pièces concernent :

3,1. Les liaisons entre les parties de béton armé d'une même pièce, dont les justifications présentées en vertu du paragraphe 2 précédent, ont montré qu'elles étaient solidaires et que les efforts appliqués tendent à séparer. \* Les justifications correspondantes relèvent des règles de couture.

3,2. L'entraînement des armatures en dehors des zones de jonction ou d'ancrage des aciers individuels dont elles sont constituées. \*

Les justifications correspondantes relèvent des prescriptions relatives à l'adhérence et peuvent éventuellement relever des règles de couture.

3,3. Les scellements, ancrages et jonctions des barres d'armature. Les justifications correspondantes relèvent des prescriptions relatives à l'adhérence, des règles de couture et éventuellement de règles spéciales.

4. Dans les justifications des assemblages des pièces entre elles, on se conformera aux prescriptions de l'article 41.

Article 11. — *Stabilité de forme.*

Les justifications relatives à la stabilité de forme devront tenir un compte aussi exact que possible des lois physiques de la déformation du béton sous les influences combinées du temps, de l'hygrométrie et des contraintes, ainsi que de celles du complexe béton armé.

Néanmoins, les justifications relatives au flambement des pièces comprimées éancées de section constante pourront être conduites suivant les procédés de calcul approchés indiqués à l'article 26.

Il importe de remarquer que les fissures que prennent en compte les procédés classiques de calcul sont, plus ou moins idéalisées, celles qui tendraient à se produire dans l'ouvrage supposé non armé. Il faut, évidemment, que les armatures de chaque pièce résistent aux efforts de rupture du béton seul de cette pièce, sous lesquels les fissures en cause se produiraient. C'est l'objet de la condition de non-fragilité. (Voir article 13 ci-après.)

Il importe aussi de remarquer que les réactions des aciers sur les blocs du système fissuré développent dans le béton des sollicitations de traction. Ces sollicitations sont d'autant plus grandes que les contraintes de l'acier sont plus élevées. Il convient donc, pour des raisons évidentes de sécurité, que la résistance du béton soit en rapport avec la limite d'élasticité de l'acier employé. C'est l'objet des prescriptions de l'article 12.

3.1. \* Les fissures du béton, qui pourraient amener les séparations en cause, n'apparaissent qu'à un degré très limité, ou point du tout, quand les liaisons prévues sont correctes. C'est ce qui conduit à distinguer les justifications correspondantes de celles du paragraphe 2 bien qu'elles s'appuient sur les mêmes principes. A titre d'exemple des phénomènes visés, on peut citer la tendance à la séparation du hourdis de compression d'une poutre fléchie à section en T d'avec sa nervure à son enracinement sur cette dernière.

3.2. \* Essentiellement sous l'effet de l'effort tranchant dans les poutres et les dalles.

#### Article 12. — Résistance minimale du béton.

Dans toute pièce constituant une individualité mécanique, la résistance nominale du béton sera telle que sa contrainte admissible en compression simple satisfasse à l'inégalité suivante :

$$\bar{\sigma}_{bo} \geq \frac{90 \sigma_{ea}}{1\ 600 + \sigma_{ea}}$$

$\sigma_{ea}$  désignant ici la plus haute limite d'élasticité nominale parmi celles des aciers employés, à l'exception de ceux qui seraient exclusivement utilisés en compression. \*

#### Article 13. — Conditions de non-fragilité.

Dans les pièces prismatiques et les plaques ou voiles susceptibles d'être fissurés normalement à leurs fibres moyennes ou feuilletés moyens par traction, flexion simple ou flexion composée, les armatures de traction parallèles aux fibres moyennes des premières ou parallèles aux feuilletés moyens des seconds et traversant leurs sections fissurées doivent être suffisantes pour que soit satisfaite l'une des conditions suivantes :

Lorsque la fissuration d'une pièce sera susceptible d'annuler pratiquement l'effort qui lui serait appliqué, l'effort de rupture de cette pièce supposée fissurée sera supérieur à l'effort de rupture de son béton, c'est-à-dire à l'effort de rupture de la même pièce supposée non fissurée et non armée (en cas de flexion composée, il s'agit d'efforts normaux de même excentricité). \*

Dans le cas contraire, l'effort nécessaire au dépassement de la limite d'élasticité nominale des armatures de traction de la pièce sera supérieur à l'effort de rupture de son béton. \*\*

Dans les justifications relatives à ces conditions, on pourra admettre que la résistance à la traction du béton est donnée par l'expression :

$$\sigma_t = 4 \theta \sigma_n$$

et utiliser des procédés de calcul approchés. \*\*\*

#### Article 14. — Calcul des efforts.

1. D'une façon générale, les efforts dans les systèmes hyperstatiques seront calculés dans l'hypothèse de l'élasticité et, quand leurs formes le permettront, par les procédés de la résistance des matériaux. On pourra cependant apporter au calcul les simplifications suivantes :

## Article 12.

\* Cette prescription ne saurait être interprétée comme permettant *a contrario* de considérer dans le calcul qu'un acier présente une limite d'élasticité nominale fictive inférieure à sa limite d'élasticité véritable.

Il est rappelé que les contraintes sont exprimées en bars.

## Article 13.

\* Une pièce prismatique aux extrémités fixes, et par conséquent non dilatable, peut être soumise du fait de son retrait à un effort de traction important. Si elle se fissure sous l'action de cet effort, ce dernier peut être considérablement réduit si la pièce est peu armée.

\*\* Lorsque les conditions de non-fragilité ne sont pas satisfaites dans une pièce, cette dernière ne peut être considérée comme appartenant au domaine du béton armé. Les armatures qu'elle comporte peuvent cependant jouer un rôle utile : le cas se présente pour les murs de bâtiments qui reçoivent des chaînages et pour les massifs dont des reprises sont cousues, par exemple.

\*\*\* L'attention est attirée sur ce que la valeur indiquée de  $\sigma'$  est généralement supérieure à la contrainte de rupture par traction simple du béton. A titre d'exemple de procédés de calcul approchés applicables à une section simplement fléchie à plan moyen, on pourra admettre que le moment de rupture du béton est celui qui développe la contrainte  $\sigma'$  sur la fibre tendue extrême de la section dans l'hypothèse d'une distribution plane des contraintes ; que le bras de levier du couple intérieur de la section fissurée est égal à la hauteur utile (distance du centre de gravité des aciers à la face comprimée) quand on recherche le moment de rupture et aux 9/10 de cette hauteur quand on recherche le moment correspondant à la limite d'élasticité des aciers.

## Article 14.

1.1. Lorsque les inconnues hyperstatiques ne dépendront pas de la valeur du coefficient d'élasticité, c'est-à-dire quand ce dernier s'éliminera dans les équations qui servent à leur détermination, il sera loisible de substituer dans ces équations aux constantes mécaniques, aires et moments d'inertie par exemple, qui pourraient sembler caractériser le mieux la déformabilité réelle des pièces du système étudié, celles qui s'attachent aux seules sections du béton de ces pièces, supposées non fissurées, abstraction faite de leurs armatures ; mais sous la réserve essentielle que les rapports des déformabilités des différentes pièces ne soient pas fondamentalement changés par cette substitution. \*

1.2. Lorsque, le coefficient d'élasticité s'éliminant, les efforts dépendront du coefficient de Poisson, on pourra attribuer à ce dernier une valeur choisie pour tenir compte des conditions d'équilibre interne du système étudié. \*

1.3. Pour les éléments dont les conditions d'encastrement, complet ou partiel, sur leurs appuis peuvent s'écarter notablement en fait des conditions idéales qui correspondent à l'hypothèse de l'élasticité, on pourra évaluer les moments d'encastrement à des fractions choisies *a priori* des moments maximaux qui seraient supportés par la pièce si elle était articulée sur ses appuis. \* Ce faisant, on se conformera aux usages sanctionnés par l'expérience. \*\*

#### CHAPITRE IV. — Contraintes normales sur les sections droites des pièces prismatiques.

##### Article 15. — Hypothèses de calcul.

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

1. Les contraintes normales développées sur une section équilibrent l'effort normal et le moment fléchissant agissant sur cette section.
2. Cette section demeure plane sous l'action desdits efforts.
3. Le béton et l'acier sont considérés comme des corps linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.



1.1. \* La substitution pourra être faite par exemple dans le calcul d'un arc sur appuis invariables ou dans celui d'une poutre continue sur appuis également invariables. Il serait incorrect de l'effectuer dans le calcul d'un arc à tirant dont le tirant serait mince et fortement ferrillé: dans un tel système, la déformabilité de l'arc réel est relativement peu influencée par la présence de ses armatures (dans les cas normaux où leur « pourcentage » est faible) tandis que la déformabilité du tirant peut être très voisine de celle de ses aciers supposés nus.

1.2. \* De telles circonstances se rencontrent dans le calcul des dalles chargées normalement à leur plan. L'usage est alors d'adopter la valeur 0,15 pour le coefficient de Poisson.

1.3. \* A son encastrement dans une pièce plus massive qu'elle même, une pièce fléchie, poutre ou plaque, éprouve une rotation par rapport à la première qui est due à la déformation des scellements de ses armatures de traction dans cette première pièce. L'effet de cette rotation est d'autant plus accentué que le rapport du diamètre des dites armatures de traction à la hauteur de la pièce encastree est plus élevé et ainsi, pratiquement, que cette dernière pièce est de moindres dimensions.

\*\* Ce mode de calcul est couramment appliqué pour les dalles rectangulaires. De même, les moments développés dans les poutres secondaires d'un hourdis nervuré à leurs encastres sur les poutres principales sont le plus souvent évalués forfaitairement. Il y a lieu en ce cas de respecter les principes suivants: les moments admis sur appuis, toujours évalués plus bas que les moments que l'on pourrait calculer dans l'hypothèse de l'élasticité, ne doivent pas descendre au-dessous de la moitié de ces derniers; le moment admis en travée doit être supérieur à celui qui correspondrait à la réalisation des moments admis sur appuis, de 30 p. 100 s'il s'agit de surcharges roulantes, de 15 p. 100 au moins s'il s'agit de surcharges statiques.

#### Article 15.

\* 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 seront faits suivant ces hypothèses.

Ces hypothèses peuvent encore 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.

1 à 5. \* 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 équivalant à  $n$  fois sa surface tout en gardant le même emplacement; chaque élément d'aire de béton conserve sa valeur géométrique

4. 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.

5. Il ne se développe pas de contraintes normales de traction sur le béton en raison de sa fissuration. \*

6. Conformément aux errements habituels, on ne déduira pas dans les calculs les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

#### Article 16. — Conditions de sécurité.

##### 1. Sections mises en charge après complet achèvement.

On justifiera que, sous les sollicitations totales pondérées les plus défavorables du premier et du second genre évaluées comme il est dit à l'article 5, les contraintes de compression du béton et les contraintes de traction et de compression de l'acier calculées suivant les hypothèses de l'article 15 demeurent inférieures aux contraintes admissibles définies par les articles 6 et 7. \*

En outre, lorsque les coefficients  $\delta$  et  $\varepsilon$  définis à l'article 6 seront respectivement égaux à leurs valeurs maximales, 0,6 et 1, le moment des forces élastiques agissant sur le béton seul de la section homogène réduite sous la sollicitation totale pondérée du premier genre la plus défavorable, par rapport au centre de gravité des aires des armatures tendues, ne devra pas dépasser la valeur:

$$S_M \bar{\sigma}_b \left( 1,10 - \frac{\bar{\sigma}_b}{1\ 000} \right)$$

$S_M$  représentant le moment statique de la section du béton seul situé du côté comprimé par rapport à la parallèle à l'axe neutre menée par le centre de gravité susvisé et  $\bar{\sigma}_b$  la contrainte admissible du béton en compression simple exprimée en bars. \*\*

##### 2. Sections partiellement mises en charge avant achèvement.

Lorsqu'une pièce prismatique (dont la section sera dite ci-dessous partielle) destinée à devenir partie intégrante d'une pièce de section plus importante (dont la section sera dite ci-dessous totale) aura été mise en charge dans une première phase par suite des circonstances visées à l'article 4 et que des efforts de compression développés en première phase sur le béton de sa section (partielle) seront susceptibles de se reporter ultérieurement en partie sur le béton ajouté pour former la section totale, on pourra, à défaut de calculs plus exacts, recourir aux justifications suivantes: \*

On calculera dans les hypothèses de l'article 15 et pour les sollicitations de l'article 5 les contraintes développées sur la section partielle sous la sollicitation (en général unique) de première phase, puis les contraintes développées sur la section totale par les sollicitations supplémentaires qui agissent sur elle. Les contraintes de service sur la section partielle de la pièce seront supposées résulter de la superposition des deux systèmes de contraintes. Elles devront

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.

#### Article 16.

1. \* I. Aucune exception aux règles générales de l'article 7 n'étant formulée dans le texte, il est rappelé que l'on a  $\rho'_s = 2/3$  et 1.

et  $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} \sigma_{sa}$  et  $\bar{\sigma}_s = \sigma_{sa}$  respectivement sous les sollicitations du premier et du second genre.

II. L'attention est attirée d'une façon toute particulière sur ce qu'il n'est pas nécessaire de calculer effectivement les contraintes sous les sollicitations pour justifier qu'elles demeurent inférieures aux contraintes admissibles.

\*\* Dans le calcul, les aires des aciers ne seront pas déduites des aires du béton.

2. \* Le cas se présente, par exemple, pour une poutre en T dont on utilise l'âme comme poutre à section rectangulaire pour supporter le hourdis pendant sa coulée.

être au plus égales aux contraintes admissibles que l'on déterminera comme il suit. en ce qui concerne les aciers, on appliquera l'article 7 ; en ce qui concerne le béton, on choisira la valeur la plus élevée qui résultera de l'application de l'article 6 soit à la section partielle, soit à la section totale et l'on majorera cette valeur de 20 p. 100. \*\*

On devra, en outre, vérifier que l'application de la sollicitation totale (sollicitations partielles et sollicitations supplémentaires) à la section totale, supposée complètement achevée, satisfait aux prescriptions du paragraphe 1 ci-dessus (Sections mises en charges après complet achèvement).

#### Article 17. — Règles de détail.

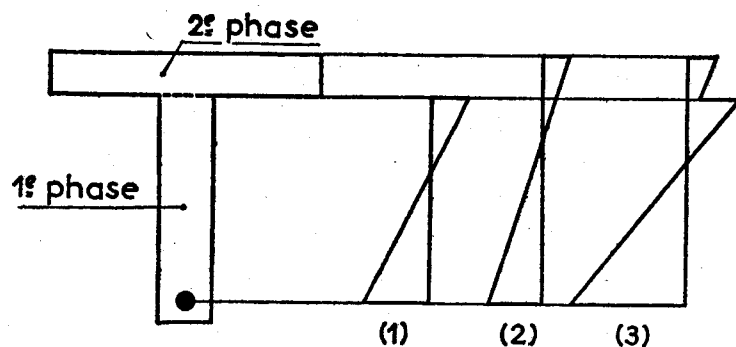
##### 1. Sections nettes.

On déduira tous les vides, des sections prises en compte pour le calcul des contraintes, que ces vides aient été réservés au bétonnage ou créés par refouillement, et qu'ils aient été ou non remplis après coup de béton.

##### 2. Armatures comprimées.

Les armatures comprimées ne seront prises en compte dans le calcul des sections des pièces prismatiques que si elles sont ligaturées tous les douze diamètres au plus dans les conditions précisées à l'article 25 (§ 3). \*

\*\* Dans l'exemple qui vient d'être visé, la contrainte du béton dans l'âme au contact de la table de compression devra être au plus égale à la contrainte admissible qui correspond à une section rectangulaire, majorée de 20 p. 100 (croquis).



(1) Diagramme des contraintes de première phase sur la section partielle.

(2) Diagramme des contraintes développées sur la section totale par la sollicitation supplémentaire la plus défavorable.

(3) Diagramme des contraintes de service, obtenu par superposition des diagrammes (1) et (2), et admis dans le calcul de justification.

#### Article 17.

2. \* Les hourdis ne comportent généralement pas d'armatures non parallèles à leur plan moyen. Il n'y a pas lieu dans ces conditions de tenir compte des armatures existant dans les zones où ils seraient comprimés, que ces hourdis soient considérés dans leur flexion propre ou comme tables de compression de poutres.

### 3. Largeurs des tables de compression des poutres fléchies en T.

La largeur des hourdis qu'il y aura lieu d'admettre d'un côté d'une nervure de poutre fléchie en T à partir du parement de cette nervure, comme faisant partie de la table de compression de cette poutre, sera limitée par la plus restrictive des conditions ci-après :

3.1. On ne devra pas attribuer la même zone de hourdis à deux poutres différentes. \*

3.2. La largeur en cause ne devra pas dépasser le sixième de la distance entre points de moment nul d'une travée pour la justification des sections situées dans la zone centrale de cette travée.

3.3. La largeur en cause ne devra pas dépasser les deux tiers de la distance de la section considérée au point de moment nul le plus voisin.

3.4. La largeur en cause sera enfin limitée par la considération de la sollicitation de cisaillement du hourdis à sa jonction avec la nervure suivant les prescriptions de l'article 19 (§ 2).

## CHAPITRE V. — Actions tangentes ou de cisaillement.

### Article 18. — Principes d'équilibre.

#### 1. Nécessité d'armatures de couture.

Si sur l'étendue d'un plan ou d'une zone d'un plan idéalement mené à l'intérieur d'une pièce s'exerce une action tangente simple, \* on n'admettra pas, sauf exceptions justifiées, que la sécurité de la pièce puisse être assurée par la seule résistance à la traction du béton. On prévoiera à travers ce plan des armatures dites de couture, qui seront ancrées dans les parties de la pièce dont la fissuration sous l'effet du cisaillement n'est pas à redouter, et qui seront disposées de manière à pouvoir, associées aux éléments de béton demeurés intacts après fissuration sous l'effet de l'action tangente, équilibrer l'effort correspondant. \*\*

Ces prescriptions s'appliqueront également aux plans et éléments de plan qui sont visés aux articles suivants et sur lesquels ne s'exerce pas seulement une action tangente simple. \*\*\*

3.1. \* Lorsqu'il s'agit de nervures parallèles équidistantes et également chargées, la largeur en cause est ainsi limitée à la moitié de la distance entre nervures.

La prescription ne fait pas obstacle à ce qu'on considère un hourdis comme lié dans son ensemble à plusieurs nervures, ainsi qu'on le fait dans le calcul des ponts à poutres sous chaussée.

#### Article 18.

1. \* C'est-à-dire si dans le béton supposé non fissuré l'état de contraintes en chaque point du plan est un état de cisaillement simple et si la contrainte sur chaque élément de ce plan est une contrainte tangente (ou de cisaillement).

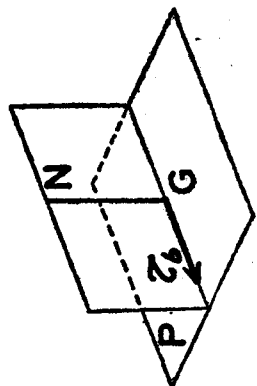
\*\* La fissuration sous l'effet de l'action tangente tend, en l'absence de coutures, à amener la dislocation de la pièce par écartement des éléments situés de part et d'autre d'une (ou des) fissure(s). Les coutures s'opposent à cette dislocation en attachant mutuellement ces éléments. D'où le nom de coutures d'attache qui sera donné à ces coutures quand il y aura lieu de les distinguer des coutures d'enrobage (des armatures) et de fendage, qui sont visées plus loin.

\*\*\* Par exemple, dans une poutre en T symétrique simplement fléchie dans son plan moyen, le plan neutre est soumis à une sollicitation de cisaillement simple tandis que, pour une section du hourdis parallèle au plan moyen, se superposent à une telle sollicitation une sollicitation de compression longitudinale et une sollicitation de traction transversale du hourdis.

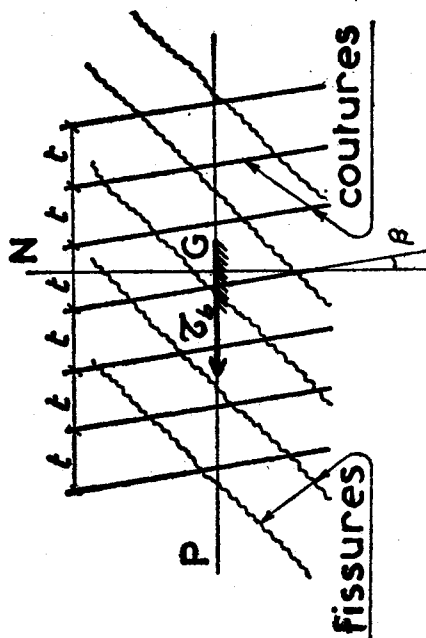
#### 2. La règle des coutures.

Au voisinage d'une portion de plan soumise à une action tangente simple, on admettra que se forment des fissures planes normales au plan de l'action, \* et inclinées à 45° sur le plan intéressé, dans le sens où l'effort tangent tend à redresser les éléments de béton découpés par elles. Les aciers de couture doivent être parallèles au plan de l'action et faire avec le plan intéressé un angle supérieur ou égal à 45°; s'ils ne sont pas normaux à ce dernier plan, ils seront inclinés en sens inverse des fissures à 45°. On supposera que

2. \* Le plan de l'action en un point du plan intéressé est le plan normal à ce dernier qui contient le vecteur représentatif de la contrainte tangente (ou de cisaillement) qui s'exercerait sur le plan intéressé s'il n'y avait pas fissuration du béton (croquis).



P: plan intéressé  
GN: normale à P en G



les bielles de béton découpées par ces fissures peuvent équilibrer des efforts de compression simple (donc à 45° sur le plan intéressé) et que ces bielles, associées aux aciers de couture tendus, forment un treillis multiple qui équilibre l'effort tangent. \*\*

3. Il sera justifié que, sous les sollicitations du premier genre les plus défavorables, ni la contrainte tangente du plan intéressé, ni la contrainte de traction des aciers de couture ne dépassent les contraintes admissibles fixées pour chaque cas dans les articles suivants. \*

Article 19. — *Poutres soumises à la flexion simple.*

1. Ame.

Les prescriptions de l'article 18 seront appliquées en particulier au plan neutre d'une poutre soumise à la flexion simple. \*

1.1. La contrainte tangente du plan neutre,  $\tau_b$ , sera calculée en considérant la section droite réduite de la poutre. \*

1.2. Lorsque les armatures transversales d'âme seront normales à la fibre moyenne de la poutre :

1.21. La contrainte tangente du plan neutre sera limitée à 2,3 fois la contrainte de référence  $\bar{\sigma}_b$ , lorsque la zone comprimée de la section réduite aura même largeur que l'âme et à 2,9 fois cette contrainte de référence lorsque la largeur moyenne de la zone comprimée de la section réduite atteindra au moins deux fois la largeur de l'âme. \*

\*\* Ces hypothèses conduisent à évaluer la contrainte des aciers de couture par la formule :

$$(1) \quad \sigma'_{at} = \frac{\tau_b}{\bar{\omega}_t (\sin \beta + \cos \beta) \cos \beta},$$

où :

$\sigma'_{at}$  représente la contrainte des aciers de couture ;

$\tau_b$  la contrainte tangente qui s'exercerait sur le plan intéressé s'il n'y avait pas fissuration du béton ;

$\bar{\omega}_t$  le « pourcentage » des aciers de couture ou rapport de leur volume au volume du béton dans la région considérée du plan intéressé ;

$\beta$  l'angle des aciers de couture avec la normale au plan intéressé.

Lorsque les aciers de couture sont normaux au plan intéressé, la formule (1) prend la forme :

$$(2) \quad \sigma'_{at} = \frac{\tau_b}{\bar{\omega}_t}$$

3. \* Les justifications de couture ne sont pas en principe exigées pour les sollicitations de second genre. Il appartiendra aux ingénieurs de reconnaître les circonstances où ces justifications pourraient néanmoins s'imposer.

#### Article 19.

1. \* C'est-à-dire qu'aucune poutre ne sera démunie d'armatures transversales d'âme et que ces armatures devront être effectivement attachées à la membrure comprimée et à la membrure tendue.

1.1. \* Elle est ainsi donnée dans une nervure rectangulaire par la formule classique :

$$(3) \quad \tau_b = \frac{T}{b_o z},$$

où :

T représente l'effort tranchant ;

$b_o$  la largeur de la nervure ;

z le bras de levier du couple élastique.

La rédaction des prescriptions suppose que dans la section la largeur de l'âme est constante. S'il n'en était pas ainsi, il faudrait considérer la largeur minimale.

1.21. \* La largeur du hourdis de compression à prendre en compte pour définir la zone comprimée est celle qui correspond à la section considérée d'après les prescriptions de l'article 17. Cependant, sur un appui d'about, on pourra prendre en compte la largeur de hourdis qui correspond à la section située à la distance z de l'about.

Dans les cas intermédiaires, on pourra utiliser l'inégalité :

$$\tau_b \leq \bar{\sigma}'_b \frac{1,7 b_o + 0,6 b_m}{b_o},$$

où  $b_m$  représente la largeur moyenne de la zone comprimée et  $b_o$  la largeur de l'âme.

1.22. La contrainte de traction admissible des armatures transversales d'âme sera prise égale à :

$$\bar{\sigma}'_{at} = q'_a \sigma'_{at}$$

avec

$$q'_a = 1 - 0,14 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b}$$

si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage, et avec  $q'_a = 2/3$  dans le cas contraire.

En outre, l'espacement t des cours successifs des armatures transversales d'âme sera au plus égal à l'espacement  $\bar{t}$  qui est donné en fonction de  $\tau_b$  par la formule suivante : \*

$$\bar{t} = h \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b} \right)$$

1.3. L'emploi d'armatures transversales d'âme inclinées sur la fibre moyenne de la poutre permet en principe, sous réserve que les dispositions prévues soient correctes, d'admettre des valeurs de  $\tau_b$  plus élevées que ci-dessus.

Les ingénieurs auront dans chaque cas à apprécier, d'après les résultats obtenus aux essais de dispositions analogues à celles qu'ils envisageront d'adopter, les valeurs maximales admissibles de la contrainte  $\tau_b$ . \*

L'angle aigu des armatures transversales d'âme avec la fibre moyenne de la poutre sera au moins égal à 45° et la contrainte

admissible de ces armatures d'âme sera prise égale à  $\frac{2}{3} \sigma'_{at}$ .

#### 2. Jonction d'un hourdis de compression et d'une âme.

Dans une poutre en T, on appliquera les prescriptions de l'article 18 aux sections droites du hourdis comprimé parallèles à la fibre moyenne de la poutre et en particulier à celles suivant lesquelles ce hourdis se joint à l'âme. \*

2.1. Les contraintes tangentes des sections visées seront calculées en considérant la section droite réduite de la poutre, compte tenu des largeurs de hourdis nécessaires pour équilibrer le moment fléchissant maximal. \*

Dans un plancher à poutres rectangulaires sous hourdis continus, la zone comprimée de la section réduite présente la largeur de l'âme sur les appuis intermédiaires où les moments de flexion sont négatifs et peut présenter une largeur moyenne bien supérieure en travées par suite de l'existence du hourdis de compression.

La contrainte de référence  $\bar{\sigma}_t$ , est définie à l'article 6.

1.22. \* La formule (2) se transforme ici en la formule classique :

$$(4) \quad \sigma_{at} = \frac{T t}{z A'_t},$$

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

$h$  désigne la hauteur utile de la poutre ou distance de son armature de traction à sa face comprimée.

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.

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 de borner supérieurement  $\tau_s$  à la valeur  $4 \bar{\sigma}_t$ , même dans les cas les plus favorables.

2. \* L'existence éventuelle des efforts de flexion propre du hourdis ne fait pas obstacle à l'application de l'article 18, pas plus qu'elle ne fait obstacle à la prise en compte de ce hourdis comme table de compression de la poutre.

2.1. \* Ces largeurs de hourdis doivent être prises en compte dans toute l'étendue de la zone où se développent des efforts de compression dans le hourdis du fait de la flexion de la poutre, c'est-à-dire entre points de moment nul. Il n'est d'ailleurs pas nécessaire de prendre en compte (et donc d'attacher par coutures) les largeurs maximales de hourdis utilisables en vertu de l'article 17, mais seulement les largeurs minimales compatibles avec le non-dépassement des contraintes normales admissibles, tant du béton que de l'acier, dans la section de moment maximal.

2.2. Lorsque les armatures du hourdis seront normales à la fibre moyenne de la poutre : \*

2.21. La contrainte tangente moyenne des sections visées ne devra pas dépasser quatre fois la contrainte de référence  $\bar{\sigma}_t$ .

2.22. La contrainte de traction admissible des armatures du hourdis ancrées suffisamment de part et d'autre de la section considérée ne devra pas dépasser les deux tiers de leur limite d'élasticité nominale sous l'effet de la seule action tangente simple sur cette section. \*

3. *Couture des armatures de traction non embrassées par les armatures transversales d'âme.* \*

On considérera que les diverses sections longitudinales que l'on peut imaginer dans la membrure tendue d'une poutre pour isoler de cette dernière, soit l'ensemble, soit un groupe de ses armatures, sont soumises à des actions tangentés simples et l'on appliquera les prescriptions de l'article 18 à la détermination des aciers de couture de ces sections. \*\*

La contrainte admissible de ces aciers de couture sera la même que celle des armatures transversales d'âme.

Article 20. — *Poutres soumises à la flexion composée.*

1. *Compression excentrée.*

Dans le cas d'une poutre sollicitée par une compression excentrée, on pourra juger dans quelle mesure atténuer les prescriptions de l'article 19 relatives à la flexion simple pour se rapprocher des règles constructives des pièces simplement comprimées. \*

2. *Traction excentrée.*

On évitera de soumettre à des sollicitations par effort tranchant tant soit peu élevées les pièces soumises à la traction excentrée. \*

2.2. \* C'est presque toujours le cas.

2.22. \* Les armatures propres du hourdis, de l'une et l'autre de ses faces, peuvent être considérées comme armatures de couture indépendamment du rôle qu'elles jouent dans la résistance à la flexion du hourdis lui-même. Le plus souvent, ce dernier rôle est déterminant. Il suffit alors de vérifier que l'effort qui pourrait être développé par unité de longueur par ces armatures si elles étaient tendues sous la contrainte  $\bar{\sigma}_{s,1} = 2 \sigma_{s,1}/3$  (dans le cas où elles sont ancrées totalement de part et d'autre de la section visée, et, sous la contrainte admissible en raison de leur longueur d'ancrage, si elles ne sont que partiellement ancrées) est au moins égal à l'effort tangent par unité de longueur.

3. \* On rencontre des armatures de traction non embrassées par les armatures transversales d'âme dans les poutres à talon (où les premières occupent une largeur supérieure à celle de l'âme), dans les poutres où les armatures transversales d'âme font un angle inférieur à  $3\pi/8$  avec les armatures de traction, dans le cas où les armatures transversales d'âme sont composées de barres flottantes, etc.

\*\* L'effort tangent par unité de longueur sur un groupe d'armatures de section  $A'$ , est égal à :

$$\frac{T}{z} \frac{A'}{A'}$$

$A'$  étant la section de l'ensemble des aciers de la membrure.

La détermination des aciers de couture d'une section isolant l'ensemble de la membrure équivaut à celle des armatures transversales de l'âme. Lorsque ces dernières embrassent toutes les armatures de traction, et sont correctement disposées par ailleurs, la couture de toute section isolant une partie de la membrure est *ipso facto* assurée.

#### Article 20.

1. \* La compression longitudinale améliore la résistance des poutres à l'effort tranchant, principalement par l'agrandissement de la zone comprimée qui équilibre toujours une part importante de cet effort.

2. \* Les dispositions constructives (division de l'acier longitudinal en barres nombreuses et de petits diamètres bien réparties, multiplication des liaisons transversales) prennent en ce cas une importance prépondérante. Le recours au béton précontraint est toujours la solution la plus satisfaisante au point de vue de la sécurité.

#### Article 21. — Plaques et coques. \*

1. Par dérogation aux dispositions de l'article 18, les plaques et les coques pourront ne pas comporter d'armatures non parallèles à leur feuillet moyen sous réserve que soient remplies les conditions suivantes :

1.1. Que leur fonction mécanique soit bien celle d'une plaque ou d'une coque. \*

1.2. Que la condition de non-fragilité de l'article 13 soit remplie par chacune de leurs sections normales quelle que soit son orientation.

1.3. Que les moments de flexion admissibles de même signe en chaque point sur deux sections normales rectangulaires soient au moins dans le rapport de 1 à 3 si les charges appliquées comprennent des forces concentrées, et dans le rapport de 1 à 4 dans le cas contraire. \*

1.4. Qu'elles soient bétonnées sans reprises dans leur épaisseur.

2. La contrainte tangente du plan neutre d'une plaque ou d'une coque, calculée en considérant la section réduite normale à cette contrainte, ne devra pas dépasser  $1,15 \bar{\sigma}_s$  sous une sollicitation totale pondérée du premier genre.

Toutefois, cette prescription ne s'applique pas aux effets des forces localisées au sens de l'article 32, auxquels sont applicables les prescriptions de ce dernier article.

#### CHAPITRE VI. — Adhérence.

##### Article 22. — Contraintes d'adhérence.

###### 1. Contraintes d'adhérence.

La sollicitation des liaisons entre l'acier et le béton pour une armature est mesurée par la contrainte d'adhérence relative à cette armature. Cette contrainte est définie comme le quotient de la variation par unité de longueur de l'effort axial équilibré par l'armature par le périmètre utile de l'armature.

###### 2. Périmètres utiles.

###### 2.1. Barre isolée.

Le périmètre utile d'une barre isolée est égal à son périmètre nominal.

###### 2.2. Paquet de deux barres.

Deux barres parallèles forment un paquet lorsque le périmètre minimal circonscrit à la section droite du paquet est inférieur à la somme des périmètres nominaux des deux barres. \*



## Article 21.

\* Les plaques sont également appelées dalles, hourdis ou voiles (plans) et les coques, voiles ou voiles minces (courbes).

1.1. \* Une plaque, par exemple, se distingue d'une poutre large en ce que l'ouverture d'une fissure d'effort tranchant, que tendrait à produire une sollicitation de flexion dans un sens, peut y être entravée par la mise en jeu de la résistance de la plaque à la flexion dans le sens perpendiculaire.

1.3. \* Le moment de flexion admissible sur une section fléchie est le moment maximal qui puisse agir sur cette section sans qu'il y ait dépassement des contraintes admissibles des matériaux.

Deux moments de flexion agissant sur deux sections normales rectangulaires sont de même signe si les courbures qu'ils tendent à imposer à la plaque ou à la coque sont elles-mêmes de même signe.

## Article 22.

2.2. \* On a pour un paquet de deux barres égales :

$$d \leq \pi \varnothing / 2,$$

d étant la distance entre axes des barres et  $\varnothing$  leur diamètre nominal.

T. P. 64/21 ter. — 4.

Vis-à-vis des sollicitations d'entraînement, le périmètre utile du paquet est égal au périmètre minimal circonscrit à la section droite du paquet. \*\*

Vis-à-vis des sollicitations d'ancrage, le périmètre utile d'une des barres du paquet est son périmètre nominal. \*\*\*

## 2.3. Paquet de trois barres.

Trois barres parallèles forment un paquet lorsqu'elles sont au contact deux à deux.

Vis-à-vis des sollicitations d'entraînement, le périmètre utile du paquet est égal au périmètre minimal circonscrit à la section droite du paquet diminué du périmètre du vide intérieur. \*

Vis-à-vis des sollicitations d'ancrage, le périmètre utile d'une des barres du paquet est égal à son périmètre nominal diminué de deux fois l'arc du périmètre intérieur du paquet qui appartient à cette barre. \*\*

## 3. Limitations de sécurité.

Les contraintes d'adhérence des armatures, calculées sous les sollicitations du premier genre, ne devront pas dépasser les contraintes admissibles fixées aux articles suivants.

## Article 23. — Entraînement des armatures.

1. Les contraintes d'adhérence admissibles,  $\bar{\tau}_a$ , des armatures vis-à-vis de leur entraînement sont fixées comme il suit sous les réserves formulées au paragraphe 2 et sauf le cas visé à l'article 32-3.6.

1.1. Pour les ronds lisses isolés et en paquets :

Dans les poutres :  $\bar{\tau}_a = 2 \bar{\sigma}_b$  ;

Dans les plaques et les coques :  $\bar{\tau}_a = 2,5 \bar{\sigma}_b$ .

1.2. Pour les barres à haute adhérence isolées et en paquets :

Dans les poutres :  $\bar{\tau}_a = 3 \bar{\sigma}_b$  ;

Dans les plaques et les coques :  $\bar{\tau}_a = 3,75 \bar{\sigma}_b$ .

2. Ces valeurs de  $\bar{\tau}_a$  supposent que sont remplies les conditions suivantes :

2.1. L'enrobage de chaque barre doit être au moins égal à son diamètre nominal. \*

2.2. Le diamètre des barres employées comme armatures de plaques ou de coques doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments. \*

\*\* Les sollicitations d'entraînement des armatures sont celles qui font varier l'effort axial qu'elles équilibrent (effort calculé suivant les prescriptions de l'article 15) en dehors des zones (en général, d'extrémité) où elles sont ancrées.

\*\*\* L'ancrage du paquet n'est pas admis par les prescriptions de l'article 24.

2.3. \* Le périmètre utile d'un paquet de trois barres de diamètre nominal  $\varnothing$  est ainsi égal à :

$$\left(\frac{\pi}{2} + 3\right) \varnothing$$

\*\* Le périmètre utile d'une barre d'un paquet de trois barres est ainsi égal à :

$$\frac{2 \pi \varnothing}{3}$$

Article 23.

2.1. \* L'enrobage d'une barre est égal à la plus courte distance de l'axe de cette barre au parement du béton le plus voisin diminuée de la moitié du diamètre nominal de cette barre.

L'attention est attirée sur ce que les prescriptions de l'article 36 relatives à l'enrobage doivent être également satisfaites.

2.2. \* Il y a toujours intérêt à employer des barres de diamètre aussi réduit que possible.

2.3. Pour des barres isolées parallèles, dans la direction horizontale et entre deux barres voisines :

La distance entre axes devra être au moins égale à deux diamètres nominaux ;

Si le granulats constitutif du béton est roulé, la distance libre devra être au moins égale aux 6/5 de la grosseur de ce granulats si les barres sont disposées en une nappe, et aux 7/5 de cette grosseur si elles sont disposées en deux nappes ou plus. S'il est fait usage d'agrégat concassé, les rapports précédents seront portés respectivement à 7/5 et à 8/5. \*

2.4. Le plan des axes des barres d'un paquet de deux barres sera toujours vertical.

Dans une même file verticale de plus de deux barres parallèles, les intervalles libres entre barres seront de deux en deux au moins égaux au diamètre nominal des barres les plus grosses et à la grosseur du granulats utilisé, que les groupes de deux barres éventuellement plus rapprochées forment paquets ou non. \*

2.5. Les distances dans la direction horizontale entre paquets de trois barres parallèles seront telles que les prescriptions du paragraphe 2,3 soient satisfaites pour deux barres voisines appartenant à deux paquets différents.

Dans le sens vertical, les distances entre périmètres circonscrits de deux paquets de trois barres seront au moins égales au diamètre nominal des barres des paquets et aux 6/5 ou au 7/5 de la grosseur du granulats utilisé selon qu'il sera roulé ou concassé.

2.6. Quand des barres seront disposées en paquets de deux ou de trois, le béton devra être mis en place par vibration.

2.7. L'emploi de groupes de trois barres non au contact deux à deux ne sera pas admis.

Les paquets de plus de trois barres ne pourront être utilisés que s'ils ne sont soumis à aucune sollicitation d'entraînement.

#### Article 24. — Ancrage des armatures.

Les prescriptions suivantes s'appliquent aux zones d'ancrage des armatures. \*

##### 1. Principes de justification.

1.1. Une barre est toujours ancrée individuellement. L'ancrage de l'ensemble d'un paquet n'est pas admis. \*

1.2. Dans une zone d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante.

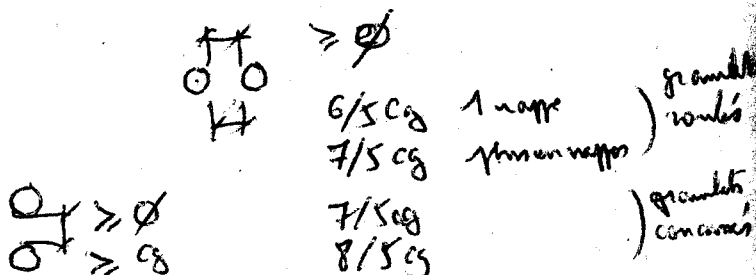
Cette contrainte n'agit que sur le périmètre utile de la barre.

Éventuellement, dans les parties courbes de la zone d'ancrage, s'exerce en sus sur la barre un effort axial de frottement égal à la réaction de courbure de la barre multipliée par le coefficient de frottement de l'acier sur le béton. \*

2.3. \* Le calcul des distances libres sera effectué sur les sections nominales (comme si les barres à haute adhérence étaient des ronds lisses) et non sur les sections d'encombrement, les valeurs fixées en tenant compte.

Il y a toujours intérêt à adopter des distances supérieures aux minimums indiqués, particulièrement dans les cas où les barres ne sont pas aisément accessibles lors du bétonnage.

2.4. \* La présence de paquets de deux barres dans un groupe de barres disposées en plusieurs nappes ne change pas les règles d'espacement horizontal formulées en 2.3.



#### Article 24.

\* La zone d'ancrage à chacune des extrémités d'une barre est le segment sur la longueur duquel l'effort d'adhérence équilibre, dans les conditions de sécurité requises, l'effort axial appliqué à la barre du côté où elle s'étend. L'ancrage est dit total si cet effort axial est égal à l'effort maximal, admissible en raison de la résistance de l'acier, partiel dans le cas contraire. Exceptionnellement, par exemple dans le cas d'une barre en attente, une zone d'ancrage peut n'être pas située à l'extrémité de la barre.

1.1. \* Une barre du paquet peut être ancrée individuellement dans l'étendue du paquet. Mais sa zone d'ancrage ne doit pas chevaucher celle d'une autre barre du paquet.

1.2. \* La réaction de courbure par unité de longueur en un point est égale au quotient de l'effort axial dans la barre par le rayon de courbure de cette dernière au point considéré.

1.3. La sollicitation du béton par adhérence à la surface d'une barre et à son voisinage sera considérée comme une action tangente simple, susceptible de fissurer le béton. \* Les éléments de béton laissés intacts par la fissuration, inclinés à  $45^\circ$  sur l'axe de la barre, seront supposés ne pouvoir équilibrer que des efforts de compression simple. Les composantes normales à la barre de ces efforts devront être équilibrées aux deux extrémités desdits éléments, au besoin par des aciers spéciaux dits de couture, \*\* sauf exceptions justifiées. \*\*\*

1.4. Les dispositions, constructives et autres, des paragraphes 2.1 ou 2.2 ci-dessous devront être satisfaites.

1.5. Les ancrages seront vérifiés sous les sollicitations du premier genre. Les contraintes d'adhérence ne devront pas dépasser en chaque cas la contrainte d'adhérence admissible, ni la contrainte des aciers de couture la contrainte de traction admissible.

#### 2. Contraintes d'adhérence admissibles.

##### 2.1. Zones d'ancrage normales. \*

Les contraintes d'adhérence admissibles  $\bar{\tau}_a$  dans les zones d'ancrage normales sont fixées à  $\bar{\tau}_a = 1,3 \bar{\sigma}_b$  pour les ronds lisses, et à  $\bar{\tau}_a = 2,8 \bar{\sigma}_b$  pour les barres à haute adhérence, sous réserve des prescriptions suivantes :

2.1.1. Doivent être respectées les prescriptions de l'article 23 relatives à l'enrobage (§ 2.1), aux diamètres des armatures des plaques et coques (§ 2.2), aux distances entre barres isolées dans le sens horizontal (§ 2.3), aux dispositions des paquets de deux barres et aux distances mutuelles des barres d'une même file verticale (§ 2.4), aux distances mutuelles des paquets de trois barres (§ 2.5), à la vibration du béton quand les barres sont disposées en paquets (§ 2.6), à l'interdiction des groupes de trois barres non au contact deux à deux (§ 2.7).

2.1.2. Les paquets de plus de trois barres ne devront comporter aucun ancrage de barre individuelle sur toute leur longueur. \*

##### 2.2. Zones d'ancrage en pleine masse.

Une zone d'ancrage est dite en pleine masse lorsque les efforts appliqués dans les conditions les plus défavorables, joints aux réactions des armatures pouvant intéresser cette zone (armatures de couture d'attache et autres) et supposées tendues à leurs contraintes admissibles, développent dans le béton entourant l'ancrage un état d'étreinte par compression susceptible d'équilibrer les réactions d'adhérence définies en 1.3.

Les contraintes d'adhérence admissibles dans les zones d'ancrage en pleine masse sont fixées à :

$$\bar{\tau}_a = 2 \bar{\sigma}_b \text{, pour les ronds lisses,}$$

et à :

$$\bar{\tau}_a = 5 \bar{\sigma}_b \text{, pour les barres à haute adhérence,}$$

sous réserve du respect des prescriptions des paragraphes 2.11 et 2.12

1.3. \* L'action tangente simple, définie à l'article 18 dans le cas où elle s'exerce sur un plan, peut s'exercer sur une surface cylindrique.

\*\* Les aciers visés ici jouent le rôle de coutures d'attache.

\*\*\* Les exceptions justifiées visent les hourdis, les plaques et les coques dont l'épaisseur ne permet pas d'y disposer des armatures qui ne soient pas parallèles à leurs surfaces.

2.1. \* Les zones d'ancrage visées sont dites normales par opposition aux zones d'ancrage, dites en pleine masse, visées plus bas en 2.2.

2.12. \* Il résulte de cette prescription et de la prescription du paragraphe 1.1 du présent article que les paquets de plus de trois barres ne doivent être composés que de barres d'une seule longueur et ne peuvent être ancrés que par épanouissement de leurs barres.

### 3. Coefficient de frottement de l'acier sur le béton.

Le coefficient de frottement de l'acier sur le béton sera pris égal à 0,4. \*

### 4. Armatures de couture.

#### 4.1. Principes de tracé et de calcul.

Les coutures devront être tracées et proportionnées pour équilibrer les efforts tendant à faire éclater le béton par fissuration parallèle aux barres qu'entraîne la mise en jeu de l'adhérence de ces dernières. \* Elles devront, en outre, comme il est prescrit en 1.3, agir comme coutures d'attaches (art. 18) vis-à-vis de l'action tangente qui s'exerce sur le béton au voisinage d'un ancrage.

Les armatures qui auraient été prévues à d'autres fins pourront jouer le rôle de coutures d'attache si leur tracé est correct à cet égard. \*\*

La limite d'élasticité à prendre en compte pour les armatures de couture d'attache sera au plus égale à celle des armatures à ancrer. \*\*\*

#### 4.2. Zones d'ancrage normales.

4.21. Les armatures de couture (d'attache et d'enrobage) pourront être bouclées au contact des armatures à ancrer. \*

4.22. La contrainte de traction admissible des aciers de couture d'attache  $\bar{\sigma}_{at}$  est fixée comme il suit par rapport à leur limite d'élasticité nominale  $\sigma_{en}$  en fonction de la proportion des barres à ancrer par rapport au nombre de barres parallèles que comprend le groupe dont ces dernières font partie \*, et selon que les barres à ancrer sont lisses ou à haute adhérence.

PROPORTION DES BARRES A ANCRER	$\bar{\sigma}_{at} / \sigma_{en}$	
	BARRES LISSES	BARRES A HAUTE ADHÉRENCE
$\leq 1/3$	1	9/10
$> 1/3$ et $\leq 1/2$	8/10	7/10
$> 1/2$	2/3	2/3

#### 4.3. Zones d'ancrage en pleine masse.

Les armatures de couture d'attache seront elles-mêmes ancrées (par boucles ou autrement) à une distance suffisante des barres à ancrer pour que les efforts de compression qu'elles exerceraient sur le béton si elles entraînent en traction puissent être considérés comme effectivement répartis à l'emplacement des barres à ancrer.

La contrainte de traction admissible de ces aciers de couture est fixée aux deux tiers de leur limite d'élasticité nominale.

3. \* Pour simplifier s'il y a lieu le calcul, on pourra considérer, ce qui est pratiquement équivalent, que l'angle de frottement entre les deux matériaux est égal à  $\pi/8$ .

La valeur 0,4 correspond sensiblement au coefficient de frottement physique.

4.1. \* Ce faisant, elles agissent comme coutures d'enrobage. Elles devront donc entourer les armatures à ancrer du côté où leur enrobage est réduit et être ancrées elles-mêmes à distance des premières du côté de la masse du béton.

\*\* Les armatures transversales d'âme des poutres peuvent, dans leurs dispositions les plus habituelles, jouer le rôle de coutures d'attache des armatures de traction aux « arrêts » et aux « coupures » des barres constitutives de ces armatures. Il conviendra dans ce cas de vérifier si elles sont suffisantes en tant que telles et s'il y a lieu de les renforcer ou compléter à cet égard.

\*\*\* Cette prescription ne fait pas obstacle à l'emploi éventuel (bien qu'inhabituel) d'armatures de couture de nuance supérieure à celle des armatures à ancrer.

4.21. \* Les armatures de couture peuvent comprendre des armatures servant à d'autres fins.

4.22. \* Le nombre de barres du groupe est la somme du nombre de barres continues et du nombre de barres à ancrer dans la zone considérée.

Il est recommandé dans tous les cas de réduire la proportion des barres à ancrer dans une même zone autant qu'il est possible.

### 5. Ancrages de barres rectilignes.

#### 5.1. Longueur de scellement droit.

La longueur de scellement droit d'une barre est la longueur minimale de la zone rectiligne sur laquelle son ancrage peut être total lorsqu'elle est isolée. \*

#### 5.2. Recouvrement.

La jonction de deux barres parallèles identiques sera assurée par recouvrement lorsque leurs extrémités se chevaucheront sur une longueur au moins égale à leur longueur de scellement droit dans le cas où leur distance entre axes serait au plus égale à cinq fois leur diamètre nominal. Si cette distance était supérieure à cette valeur, la longueur minimale de chevauchement devrait être augmentée pour être au moins égale à la somme de la longueur de scellement droit et de la distance entre axes et les aciers de couture d'attache du recouvrement devraient être augmentés au total dans la même proportion. \*

#### 5.3. Scellement partiel.

La contrainte admissible d'une barre en un point d'une zone d'ancrage rectiligne sera supposée proportionnelle à la distance de ce point à l'extrémité de la barre.

### 6. Ancrages par courbure. \*

#### 6.1. Rayons de courbure minimaux.

On n'aura jamais recours à des courbures d'un rayon inférieur au triple du diamètre de la barre ployée. \*

Le rayon de courbure de trois diamètres peut être effectivement admis pour les ronds lisses des nuances ADx et A 42.

Pour les barres à haute adhérence, les rayons de courbure admis seront au moins égaux aux rayons minimaux stipulés en fonction du diamètre et du rôle de la partie courbée dans les conditions d'agrément du type de barre en cause. \*\*

5.1. \* Se reporter au premier commentaire du présent article 24. L'expression de la longueur de scellement droit est :

$$l_d = \frac{\varnothing \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_a}$$

en traction, et :

$$l_d = \frac{\varnothing \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_a}$$

en compression, pour une barre dont le diamètre nominal est  $\varnothing$ .

5.2. \* En ce cas, la densité de répartition des aciers de couture demeure la même que dans le premier cas, mais ces aciers sont disposés sur toute l'étendue du recouvrement.

6. \* En principe, les ancrages par courbure ne sont à envisager que pour les barres tendues.

L'application des principes d'équilibre formulés au paragraphe 1 du présent article conduit pour une courbure circulaire à la relation différentielle :

$$dF' = (\pi \varnothing r \bar{\tau}_a + \varphi F') d\theta,$$

où :

$F'$  représente l'effort de traction dans la barre ;

$\varnothing$  le diamètre de la barre ;

$r$  le rayon de courbure de cette barre mesuré sur son axe ;

$\varphi$  le coefficient de frottement de l'acier sur le béton ;

$\theta$  l'angle au centre utilisé comme coordonnée polaire.

6.1. \* Le rayon de courbure se mesure sur l'axe de la barre.

\*\* Il s'agit des rayons minimaux fixés par les fiches d'agrément visées à l'article 7 (§ 3.3).

L'attention est attirée sur ce que ces prescriptions de rayon minimal de courbure s'appliquent à toutes les barres quel que soit leur rôle et en particulier aux cadres, étriers et épingles employés comme armatures d'âme de poutres fléchies, aciers de couture, armatures transversales des barres comprimées, etc.

## 6.2. Ecrasement 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  $r$  devra satisfaire à l'inégalité suivante :

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

où :

$\varnothing$  désigne le diamètre de la barre ;

$\sigma_a$  la contrainte de cette barre à l'origine de la courbe ;

$\bar{\sigma}_b$  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 ou 7/3 respectivement lorsque la barre courbée fera partie d'un ensemble disposé en deux lits ou trois lits, sous réserve que les distances libres entre lits successifs soient au moins égales au diamètre des plus grosses barres.

## 6.3. Crochets normaux.

Les prescriptions du présent paragraphe 6.3 s'appliquent exclusivement aux barres lisses des nuances ADx et A 42 et aux barres de haute nuance à haute adhérence.

6.31. On pourra admettre que l'effort de traction admissible du fait de l'ancrage à l'origine d'un crochet normal est égal à la moitié de l'effort admissible sur la barre en raison de sa résistance mécanique. \*

6.32. On pourra aussi admettre que la longueur d'ancrage total mesurée hors crochet d'une barre munie d'un crochet normal est égale aux soixante centièmes de sa longueur de scellement droit.

6.33. La jonction de deux barres parallèles identiques munies de crochets normaux sera assurée par recouvrement avec crochets lorsqu'elles se chevaucheront sur la longueur mesurée hors crochets des soixante centièmes de leur longueur de scellement droit, augmentée de leur écartement s'il est supérieur à cinq fois leur diamètre. Les coutures présenteront en ce cas une section au moins égale à la moitié de celle qui serait nécessaire pour un scellement droit.

## 6.4. Coutures.

On assurera la couture des plans des ancrages par courbure pour parer aux risques de fissuration du béton suivant ces plans ou de son éclatement. \*

6.2. \* 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).

6.31. \* Le crochet normal comporte une partie en demi-cercle du rayon minimal fixé en 6.1, et un retour rectiligne (parallèle à la barre) d'une longueur égale à deux fois le diamètre de cette dernière. Quand le rayon minimal de courbure est égal à trois fois le diamètre de la barre, le crochet normal est également nommé crochet CONSIDERE.

6.4. \* Les coutures visées jouent un rôle spécial différent du rôle de couture d'attache ou d'enrobage. A cet égard, on pourra les nommer coutures de fendage.

### 6.5. Ancrages totaux des cadres, étriers et épingles.

On considérera que les ancrages totaux des extrémités des aciers façonnés en cadres, étriers et épingles seront assurés par courbure au rayon minimal, si les parties courbes sont prolongées de parties rectilignes dont la longueur sera au moins égale à :

Cinq diamètres à la suite d'un arc de cercle de 180° ;

Dix diamètres à la suite d'un arc de cercle de 135° ;

Quinze diamètres à la suite d'un arc de cercle de 90°, à condition que les plans de ces ancrages par courbure soient parallèles aux sections droites des pièces où sont disposés les aciers en cause.

Des dispositions différentes devront être justifiées.

### 7. Hourdis, plaques et coques.

7.1. Les prescriptions du présent article 24 s'appliquent aux ancrages effectués dans les hourdis, plaques et coques sous réserve des dispositions suivantes.

7.11. Au paragraphe 1 est supprimée l'obligation des aciers de couture formulée en 1.3.

7.12. Au paragraphe 2 subsistent les prescriptions formulées en 2.1 relatives aux contraintes admissibles. Celles qui sont formulées en 2.11 et 2.12 sont remplacées par les suivantes :

Doivent être respectées les prescriptions de l'article 23 relatives à l'enrobage (§ 2.1), aux diamètres des armatures des plaques et coques (§ 2.2) et aux distances entre barres isolées dans le sens horizontal (§ 2.3).

Les paquets de barres ne seront pas admis sauf les paquets de deux barres qui pourraient être formés par les jonctions par recouvrement des armatures. Les axes des barres formant ces paquets pourront être disposés dans un même plan parallèle au feuillet moyen de la pièce.

7.13. Le paragraphe 2.2 n'est pas applicable.

7.14. Le paragraphe 3 est éventuellement applicable.

7.15. Le paragraphe 4 en son entier n'est pas applicable.

7.16. Le paragraphe 5 demeure applicable sauf la prescription formulée en 5.2 relative aux coutures, et est complété par les dispositions suivantes :

Dans une section donnée normale aux armatures d'une nappe, la proportion des barres de cette nappe qui seraient intéressées par un recouvrement rectiligne ne doit pas dépasser le tiers si ladite nappe est la plus proche d'une paroi et la moitié si ladite nappe est séparée de la paroi par une nappe d'une direction différente.

Si cette proportion était supérieure, les barres en recouvrement devraient comporter des crochets normaux dont les plans seraient normaux au feuillet moyen de la pièce.

7.17. Le paragraphe 6 est (éventuellement) applicable sauf en ses prescriptions relatives aux aciers de couture.

## CHAPITRE VII. — Pièces comprimées.

## Article 25. — Dispositions constructives des poteaux et colonnes.

Les prescriptions suivantes sont applicables à tous les poteaux ou colonnes que leur charge soit axiale ou excentrée.

## 1. Volumes relatifs minimaux des armatures. \*

Les volumes relatifs des armatures longitudinales et transversales, ou « pourcentages », longitudinal,  $\bar{\omega}_l$ , et transversal,  $\bar{\omega}_t$ , seront au moins égaux :

$$\bar{\omega}_l \text{ à } \frac{1,25}{1\ 000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}_{b0}}$$

$$\text{et } \bar{\omega}_t \text{ à } \frac{1,5}{1\ 000} \theta_1 \theta_2 \frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}_{b0}} \text{ avec maximum de } 6/1000,$$

les symboles utilisés dans ces expressions ayant les significations suivantes :

Le coefficient numérique  $\theta_1$  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 :

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_0}{4 a},$$

sa valeur étant bornée à 4. Le symbole «  $l_0$  » désigne la longueur de flambement et le symbole «  $a$  » la plus petite dimension transversale de la pièce. \*\*\*

Le coefficient numérique  $\theta_3$  a pour expression :

$$\theta_3 = 1 + \frac{2\ 400}{\sigma_{en}}$$

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

Le symbole  $\sigma_m$  désigne la contrainte moyenne de compression de la pièce, et  $\bar{\sigma}_{b0}$  la contrainte admissible du béton en compression simple.

## 2. Armatures longitudinales.

2.1. La limite d'élasticité nominale  $\sigma_{en}$  des armatures longitudinales devra être en principe au moins égale à 3 600 bars. \* Il pourra 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 :

$$\frac{\sigma_{en}}{3\ 600}$$



1 \* Les prescriptions de ce paragraphe ne dispensent pas de l'observation de celles du chapitre IV, notamment lorsque l'effort normal présente une excentricité évaluable par le calcul.

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

\*\*\* La longueur de flambement est définie en commentaires de l'article 26.

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).

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

2.2. Les armatures longitudinales seront 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 devra pas excéder la largeur d'une petite face.

2.3. La distance de l'axe d'une armature longitudinale à une paroi ne devra pas être inférieure à une fois et demie son diamètre. \*

2.4. Les ancrages et recouvrements des armatures longitudinales seront rectilignes dans le corps des poteaux. \*

Les longueurs de recouvrement de ces armatures pourront être réduites aux six dixièmes des longueurs de scellement droit dans le cas où les sections des pièces demeureraient toujours comprimées.

### 3. Armatures transversales.

3.1. Les armatures transversales seront disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce. La distance de deux cours consécutifs ne devra pas dépasser douze fois le diamètre nominal le plus faible des barres employées en armatures longitudinales. \*

3.2. Le diamètre nominal des armatures transversales devra être au moins égal au diamètre \* immédiatement inférieur au tiers ou au quart respectivement du diamètre des barres longitudinales qu'elles maintiennent, selon que la distance des cours d'armatures transversales sera supérieure ou inférieure à huit fois le diamètre de la plus faible barre longitudinale.

Le diamètre nominal des armatures transversales devra de plus être dans tous les cas au moins égal à cinq millimètres.

3.3 Dans chaque cours, les armatures transversales devront former ceinture continue sur le contour de la pièce en embrassant les armatures longitudinales et devront 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 pourra 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 sera faite pour les armatures transversales circulaires, ou cerces, des colonnes de révolution que l'on considérera comme assurant le maintien des armatures longitudinales embrassées par elles.

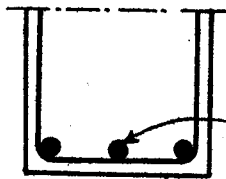
2.3. \* Les distances aux parements fixées à l'article 36 pour des raisons de protection devront également être respectées.

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

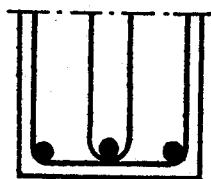
3.1. \* Lorsque les aciers longitudinaux sont disposés dans la section droite de la pièce aux sommets d'un polygone convexe, on peut remplacer les cours successifs d'armatures transversales par une spirale continue de pente constante sur l'axe. La projection d'une telle spirale doit ou bien être circulaire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

3.2. \* On se réfère à la gamme réglementaire des diamètres de barres.

3.3. \* 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.



barre non maintenue



disposition correcte

Article 26. — Flambement des poteaux et colonnes de section constante.

1. Pièces chargées axialement.

1.1. Les poteaux et colonnes chargés axialement et dont l'élanement est inférieur à cinquante seront justifiés en compression simple sans qu'il soit tenu compte de l'effet de leurs déformations transversales sur les contraintes agissant sur leurs sections droites. \*

1.2. Les poteaux et colonnes chargés axialement et dont l'élanement est supérieur à cinquante et au plus égal à cent cinquante seront justifiés en flexion composée, l'effort normal étant égal à l'effort appliqué et affecté dans le plan de flambement d'une excentricité de flambement égale à :

$$f_0 = 8 \frac{i^2}{v} (1 + \xi) 10^{-3} (\lambda - 50)^2,$$

expression où :

$\xi$  est le rapport du plus grand effort normal de service susceptible d'une longue durée d'application à l'effort normal maximal ;  
 $v$  est l'ordonnée maximale du contour de la section du côté le plus comprimé dans le calcul de flexion composée par rapport à l'axe central d'inertie de la section droite du béton seul de la pièce. \*

2. Pièces chargées de façon excentrée dans le plan de flambement.

2.1. L'élanement du poteau ou de la colonne est au plus égal à 35. La pièce sera justifiée en flexion composée sans qu'il soit tenu compte de l'effet de ses déformations transversales sur les contraintes agissant sur ses sections droites.

2.2. L'élanement  $\lambda$  du poteau ou de la colonne est supérieur à 35 et au plus égal à 50.

Lorsque l'effort normal sera excentré dans le plan de flambement, la pièce sera justifiée en flexion composée, l'effort normal étant égal à l'effort appliqué et affecté dans le plan de flambement d'une excentricité complémentaire :

$$f_{10} = 0,16 (\lambda - 35)e \quad (35 \leq \lambda \leq 50),$$

expression dans laquelle  $e$  désigne l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section du béton seul. \*

2.3. L'élanement  $\lambda$  du poteau ou de la colonne est supérieur à 50 et au plus égal à 150.

Lorsque l'effort normal agissant sur un poteau ou une colonne sera excentré dans le plan de flambement, on considérera l'élanement fictif  $\lambda'$  tel que :

$$\lambda'^2 = \lambda^2 + \frac{33\,000}{1 + 0,6 \xi} \frac{e}{h_1}$$

expression dans laquelle :

$\lambda$  désigne l'élanement réel ;

$h_1$  le diamètre parallèle au plan de flambement du contour de la section ;

$e$  et  $\xi$  gardent mêmes significations que ci-dessus.

## Article 26.

1.1. \* L'élanement,  $\lambda$ , d'une pièce comprimée de section constante est le rapport de sa longueur de flambement,  $l_e$ , au rayon de giration,  $i$ , de la section droite de son béton seul (aires des aciers non déduites) dans le plan de flambement. Sa longueur de flambement est celle de la pièce articulée aux deux extrémités qui présenterait même section et même contrainte critique d'Euler.

1.2. \* L'excentricité de flambement  $f_e$  a un caractère conventionnel. Elle n'est pas égale à la flèche présentée par la pièce sous l'effort maximal de service.

Les efforts normaux visés résultent de la considération des sollicitations totales pondérées.

Il se peut que, dans une justification de flambement, on ait à considérer successivement l'une et l'autre directions possibles de l'excentricité de flambement de l'effort normal.

2.2. \* L'excentricité totale par rapport au centre de gravité du béton seul devient ainsi :

$$e + f_e$$

On conduira les justifications de la pièce comme celles d'une pièce chargée axialement et d'élanement  $\lambda$  dans les conditions prescrites au paragraphe 1 du présent article. \*

3. Les justifications de sécurité seront dans tous les cas conduites comme il est prescrit à l'article 16-1.

## CHAPITRE VIII. — Poutres simplement fléchies.

## Article 27. — Changements de section.

Lorsque les dimensions transversales d'une poutre varieront avec l'abscisse mesurée le long de la poutre, on conduira le calcul des contraintes normales à chaque abscisse en y prenant en compte les dimensions effectives sous réserve que les pentes des parois sur l'axe des abscisses ne dépassent pas 1/3. Dans le cas contraire, on prendra en compte des sections fictives raccordées aux sections minimales par des parois fictives de pente 1/3. \*

## Article 28. — Armatures longitudinales de traction.

1. Dans les justifications et vérifications de toutes les dispositions des armatures longitudinales de traction, on devra considérer les sollicitations totales pondérées des deux genres les plus défavorables. \*

2. Dans toute section non visée par les prescriptions des paragraphes suivants, n° 3, 4 et 5, la contrainte des armatures de traction sera évaluée en prenant en compte le moment fléchissant agissant à la distance  $z/2$  de la section considérée dans la direction où il augmente en valeur absolue. \*

3. La section minimale des armatures tendues en travée qui doivent être conduites jusqu'à un appui simple d'about \* et qui doivent être ancrées totalement au-delà de l'appui doit être susceptible d'équilibrer un effort admissible égal à l'effort tranchant.

4. Si le moment fléchissant agissant sur un appui est positif \* ou négatif et inférieur en module à  $T_z$ , la section minimale des armatures de traction inférieures qui doivent être conduites jusqu'à cet appui et ancrées totalement au-delà doit être susceptible d'équilibrer un effort admissible égal à  $T + M/z$ .

5. A un point de moment nul, les armatures de traction (qui, en vertu du paragraphe 2, doivent pouvoir équilibrer un effort admissible au moins égal à la moitié de l'effort tranchant) doivent être prolongées sur une longueur au moins égale à  $z$ , leur section pouvant d'ailleurs décroître linéairement jusqu'à zéro du point de moment nul jusqu'à leur point d'arrêt.

2.3. \* La justification de la pièce sera ainsi effectuée en flexion composée, l'effort normal étant affecté de l'excentricité  $f_0$  calculée par la formule du paragraphe 1.2 où l'on attribuera à  $\lambda$  la valeur de  $\lambda'$ , le paramètre  $\xi$  conservant sa valeur réelle.

#### Article 27.

\* La variation des dimensions transversales d'une poutre se produit lorsqu'elle est de hauteur ou d'épaisseur variable et le plus souvent quand elle présente des goussets augmentant sa hauteur ou son épaisseur sur appuis. La pente de ces goussets sur l'axe de la poutre ne pourra, dans le calcul, excéder un tiers.

#### Article 28.

1. \* En particulier, il devra en être ainsi pour la détermination des lignes enveloppes des moments fléchissants et des réactions d'appui maximales.

2. \* La notation  $z$  désigne le bras de levier du couple élastique. Cette prescription a pour objet de tenir compte des effets de la concomitance de l'effort tranchant et du moment fléchissant. Sans conduire à augmenter les sections maximales, elle conduit à allonger les barres à arrêter. Il est aisé d'en tenir compte par décalage de  $z/2$  des courbes enveloppes, soit des moments fléchissants, soit des sections minimales d'armatures (figure à la fin des commentaires de l'article).

3. \* Et sur lequel, par conséquent, le moment fléchissant est nul (figure *in fine*).

4. \* La rédaction suppose la poutre visée, horizontale et soumise à l'action de charges pesantes. Elle s'applique, *mutatis mutandis*, à tout autre cas.

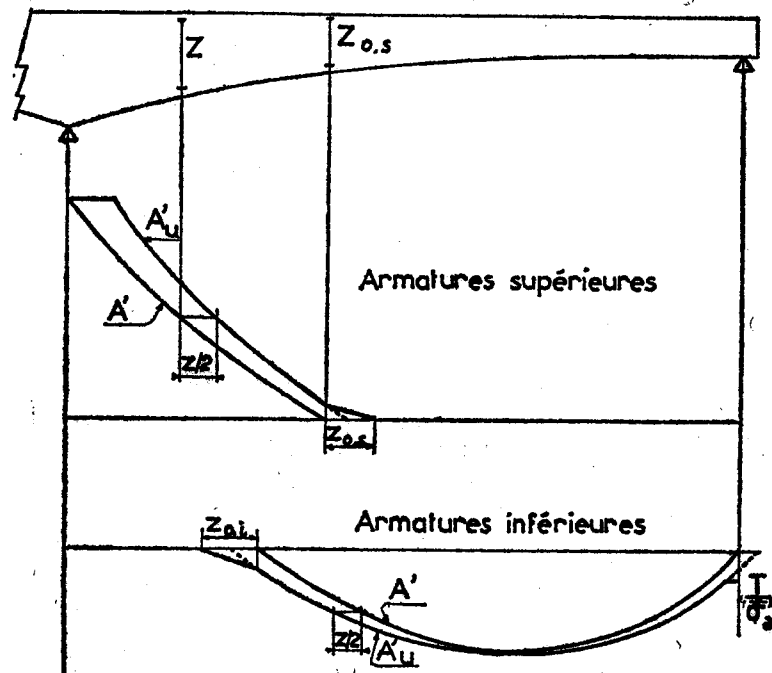
T désigne l'effort tranchant et est considéré comme positif. M désigne le moment fléchissant et est considéré en valeur algébrique.

#### Article 29. — Armatures longitudinales de compression.

Seules les armatures longitudinales de compression qui seraient ligaturées tous les douze diamètres au plus par les armatures transversales dans les conditions prescrites pour les armatures longitudinales des poteaux à l'article 25-3 pourront être prises en compte dans les calculs de résistance.

De plus, toute barre longitudinale placée dans une zone comprimée, et dont le diamètre serait supérieur ou égal à 20 mm, devra être ligaturée tous les douze diamètres au plus.

TRAVÉE DE RIVE D'UNE POUTRE CONTINUE DE HAUTEUR VARIABLE  
ÉPURE DES SECTIONS D'ARMATURES



Légendes :

- $A'$  : section d'armatures calculée d'après la seule considération du moment fléchissant maximal  $M$  :  $A' = M/z \sigma_s$  ;  
 $A'_u$  : section d'armatures utile tenant compte de la concomitance de l'effort tranchant ;  
 $z_{0,s}$  : bras de levier du couple élastique au droit du point de moment nul intéressant les armatures supérieures ;  
 $z_{0,i}$  : id. pour les armatures inférieures.

Article 30. — Armatures transversales.

1. Les armatures transversales, jointes au besoin aux armatures des hourdis éventuellement associés à l'âme, devront par leurs tracés remplir les rôles suivants :

Armer transversalement la membrure comprimée le plus près possible de la face extrême de la poutre ;

Armer l'âme et la coudre aux membrures suivant les prescriptions de l'article 19-1 ;

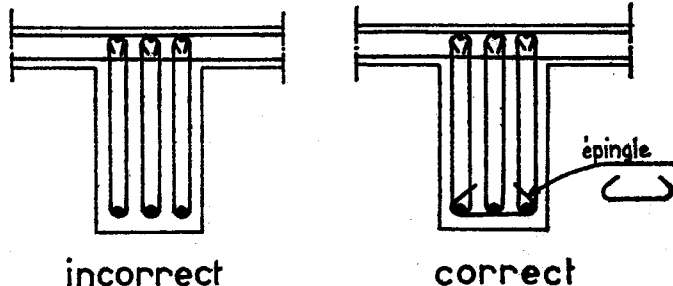
Armer transversalement la membrure tendue et la coudre vis-à-vis des actions tangentées susceptibles de se développer entre ses armatures constitutives. \*

2. Les armatures d'âme seront ancrées totalement le plus près possible des faces extrêmes de la poutre.

3. Il ne sera admis d'assurer l'ancrage des armatures d'âme sur les armatures de la membrure tendue dans une pièce de section rectangulaire, par bouclage des premières autour des secondes, que lorsque l'angle des deux sortes d'armatures sera supérieur ou égal à  $3 \pi/8$ .

## Article 30.

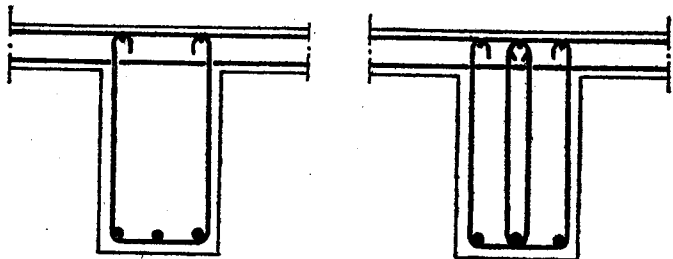
1. \* Dans une nervure rectangulaire associée à un hourdis, à armatures d'âme normales à l'axe de la pièce et ancrées par bouclage autour des armatures, on ne pourra se contenter de disposer seulement des étriers sur chaque file d'armatures longitudinales. Il faudra armer transversalement la face de ladite nervure opposée au hourdis, soit par des cadres généraux, soit par des épingles, soit par d'autres moyens.



incorrect

correct

Inversement, il sera peu satisfaisant de supprimer les étriers sur certaines files intermédiaires en raison de la présence d'un cadre général :



incorrect

correct

## Article 31. — Application des efforts concentrés.

1. Les zones d'application à une poutre des efforts concentrés seront organisés de manière que ces efforts puissent être effectivement transmis aux parties de la poutre capables de les équilibrer. \*

Si cette transmission doit entraîner la mise en tension transversale de l'âme de la poutre, il sera nécessaire de l'assurer au moyen d'aciers spécialement disposés ou suspentes. \*\*

2. A l'appui simple d'about d'une poutre, on admettra que l'effort tranchant est équilibré par une bielle unique inclinée à 45° sur l'axe de la poutre et dont la largeur mesurée parallèlement à cet axe sera égale à celle qui est offerte par l'appui. On vérifiera que la contrainte de compression de cette bielle ne dépasse pas la contrainte admissible du béton en compression simple. \*

On admettra la même hypothèse et on procédera à la même vérification lorsque sur l'appui se développera un moment positif ou négatif de module inférieur à  $Tz$ . \*\*

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

## CHAPITRE IX. — Plaques.

## Article 32. — Constitution et calcul des plaques.

1. Dans la détermination et la justification des plaques en tant que telles on pourra faire abstraction de leur rôle éventuel de tables de compression de poutres. \*

## Article 31.

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 par 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 sera nécessaire de prévoir des suspentes reliant les membrures comprimées des deux poutres qui sont opposées et tendent à se séparer. Ces suspentes pourront 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.

2. \* Les conditions d'équilibre envisagées à l'about s'accordent avec les prescriptions de l'article 28-3. Si l'appui est constitué par une articulation, on pourra escompter un certain épanouissement de la largeur d'appui à partir de cette articulation. C'est la largeur mécaniquement offerte au niveau de l'armature tendue qu'il conviendra d'apprécier et qui servira de base à l'estimation de la largeur de la bielle comprimée d'appui. Dans une poutre à talon, la présence d'un montant d'appui permettra d'estimer plus largement la largeur en cause.

\*\* Se reporter au commentaire de l'article 28-4.

3. \* Si la poutre comporte un talon symétrique, l'étendue transversale de l'appui ne pourra 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.

## Article 32.

1. \* De même, suivant les errements reçus, on traitera le hourdis de compression d'une poutre sans considérer son rôle en tant que plaque.

Cependant, dans les zones où un hourdis associé à une nervure pourra être mis en traction du fait de la flexion de cette dernière, il sera recommandable de renforcer les armatures du hourdis parallèles à la nervure par rapport à ce qu'exigerait son utilisation en tant que plaque.

2. Le calcul des plaques sera conduit d'après la théorie classique des plaques minces. On pourra cependant utiliser en certains cas les procédés de calcul approchés indiqués ci-après et en d'autres le calcul à la rupture. \*

Dans tous les cas, on pourra considérer que les plaques solidaires de leurs appuis (nervures de poutres, parois de coques ou autres plaques) sont appuyées au droit des parements des éléments porteurs.

2.1. Les plaques rectangulaires, dont le rapport des portées serait inférieur à 0,4 (ou supérieur à 2,5) et qui ne seraient soumises qu'à des charges réparties, pourront être calculées à la flexion comme des poutres dans le sens de la petite portée. \* On tiendra cependant compte de ce que les moments d'encastrement sur les petits côtés atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

2.2. Les plaques rectangulaires encastrées, totalement ou partiellement sur leur contour, dont le rapport des portées serait compris entre 0,4 et 2,5, ou qui seraient soumises à l'action de charges concentrées (quel que soit le rapport de leurs portées) pourront être calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour.

Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation pourront être réduits de 15 p. 100 à 25 p. 100 selon les conditions d'encastrement. Les moments d'encastrement sur les grands côtés seront évalués respectivement au moins à 40 p. 100 et à 50 p. 100 des moments fléchissants maximaux évalués dans l'hypothèse de l'articulation. \*

2.3. Pour le calcul des contraintes, on tiendra compte dans chaque direction de la position exacte des armatures agissant dans cette direction.

## 3. Forces localisées.

3.1. On admettra qu'une force appliquée sur une aire à contour convexe à la surface d'une plaque agit uniformément sur une aire du feuillet moyen dont le contour est parallèle à la projection du premier sur le feuillet et distant de cette projection de la demi-épaisseur de la plaque.

Si la force localisée est appliquée à la surface d'un revêtement de la plaque, on appliquera la même règle, la distance entre contours parallèles étant augmentée de l'épaisseur du revêtement si ce dernier est constitué de béton, ou d'un matériau analogue et des trois quarts de l'épaisseur de ce revêtement s'il est moins résistant (asphalte coulé, béton bitumineux, enrobés par exemple).

2. \* Dans les cas qui ne relèvent point des procédés de calcul approchés et où il y a difficulté importante de recourir aux méthodes de l'élasticité ou de la Résistance des Matériaux, il conviendra de recourir à la théorie des lignes de rupture. On justifiera alors du choix de la figure de rupture utilisée de préférence en s'appuyant sur les essais décrits dans la littérature (on citera alors ses références) ou sur des essais spécialement entrepris : on évitera de faire appel à la notion de force nodale ; on justifiera de ce que les conditions de validité d'application de la théorie sont bien remplies ; on justifiera, enfin, des coefficients de sécurité choisis vis-à-vis de la résistance, des déformations et de la fissuration.

2.1. \* Il est rappelé que les prescriptions de l'article 21-1, 3 fixent un rapport minimal entre les sections des armatures parallèles à l'un et à l'autre côté. Il est recommandé dans ce cas, s'il y a continuité, d'appliquer, pour le calcul en poutre lui-même, des procédés de calcul approchés.

2.2. \* En principe, dans un plancher, prendre en compte une réduction de 15 p. 100 pour une dalle de rive et de 25 p. 100 pour une dalle continue sur ses quatre côtés.

Dans un pont à poutres sous chaussée dont le hourdis de couverture déborde en encorbellement, on pourra prendre une réduction de 20 p. 100 pour les dalles de rive et de 25 p. 100 pour les dalles centrales (qui n'existent que si le pont comporte plus de trois poutres). Dans tous les cas, on n'évaluera pas les moments d'encastrement à moins de 50 p. 100 des moments maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation.

L'attention est attirée sur ce que les moments d'encastrement sur les petits côtés peuvent atteindre des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

3.2. Dans le calcul des moments fléchissants, on pourra dans tous les cas faire état de la répartition des forces appliquées suivant les modalités du paragraphe 3.1 précédent. \*

3.3. Une force sera considérée comme force localisée vis-à-vis de la justification de la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant si le rapport des diamètres extrêmes du contour de l'aire de répartition de cette force sur le feuillet moyen déterminée suivant les prescriptions du paragraphe 3.1 est au plus égal à 2,5 (ou au moins égal à 0,4) et si la longueur de ce contour est au plus égale au cinquième de celle du plus grand contour convexe inscrit dans la plaque (supposée limitée au nu de ses appuis).

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

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

inégalité dans laquelle :

Q représente la valeur de la charge localisée ;

$p_c$  le périmètre du contour à considérer d'après le paragraphe 3.1 précédent ;

$h_t$  l'épaisseur totale de la plaque ;

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

3.5. Sauf circonstances exceptionnelles, on ne tiendra pas compte des forces localisées dans la détermination des contraintes tangentielles du plan neutre de la plaque visées à l'article 21-2. \*

3.6. La contrainte d'adhérence admissible vis-à-vis de l'entraînement des armatures sous l'action d'une force localisée est fixée à  $\bar{\tau}_d = 4,5 \bar{\sigma}_t$ , pour les barres à haute adhérence appartenant à une nappe séparée du parement le plus voisin par une autre nappe de direction différente.

4. Dans les plaques armées orthogonalement et ne supportant que des charges réparties, les écartements des armatures de la direction la plus sollicitée ne dépasseront pas trois fois l'épaisseur totale de la plaque et celle des armatures perpendiculaires quatre fois.

Ces valeurs maximales d'écartement seront respectivement ramenées à deux fois et trois fois l'épaisseur de la plaque lorsque cette dernière pourra être soumise à l'action de charges localisées.

5. Les armatures armant à la flexion la région centrale d'une plaque seront, toutes, et dans tous les cas, prolongées jusqu'aux appuis et y seront ancrées totalement au-delà du contour d'appui théorique de cette plaque.



3.2. \* Si l'on a affaire à des forces localisées au sens du paragraphe 3.3 suivant et si l'on dispose de surfaces d'influence, il est plus aisé et suffisamment exact de considérer dans le calcul ces forces comme concentrées.

3.5. \* Ces circonstances exceptionnelles pourraient survenir si les forces localisées étaient suffisamment nombreuses pour devoir être assimilées dans leur ensemble à des forces réparties sur une aire ne répondant pas aux conditions du paragraphe 3.3. On pourra admettre que ces circonstances ne se produisent pas dans les dalles sous chaussée des ponts-routes pour les surcharges du système B, défini au titre II du présent fascicule.

## CHAPITRE X. — Pressions localisées, frettage, articulations.

### Article 33. — Pressions localisées.

1. Lorsqu'une aire occupant une partie d'une face de pièce en béton armé sera soumise à une distribution plane de contraintes de compression, la contrainte admissible en un point de son contour sera égale à la contrainte admissible du béton en compression simple multipliée par le rapport de l'homothétie qui, admettant pour centre le centre de gravité de l'aire chargée, amènerait le point considéré de son contour au bord le plus voisin de la face de la pièce. La contrainte admissible en un point du contour sera cependant limitée à quatre fois la contrainte admissible en compression simple. \*

2. Le béton d'une pièce dont une face est chargée dans les conditions visées au paragraphe précédent sera armé parallèlement à cette face et jusqu'à la profondeur voulue d'une manière suffisante pour éviter la rupture locale du béton sous la charge. \*

### Article 34. — Frettage.

1. Le frettage pourra être employé dans le but d'obtenir :

- La ductilité à rupture ;
- La résistance aux chocs ;
- La résistance aux efforts localisés.

2. Le frettage ne sera utilisé en vue d'augmenter la contrainte normale de compression admissible dans les pièces prismatiques soumises aux sollicitations visées au chapitre IV que sous les réserves suivantes.

2.1. Le rapport de la hauteur frettée de la pièce à sa plus petite dimension transversale ne devra pas excéder deux. \*

2.2. Le calcul des contraintes normales ne prendra en compte que la section du noyau fretté et non la section totale de la pièce.

2.3. Il sera fait exclusivement usage des formes d'armatures transversales ou frettes ci-après désignées :

- frettes circulaires fermées ou hélices circulaires continues ;
- quadrillages, formés de nappes de barres repliées en « épingle à cheveux » alternées, disposées alternativement dans deux directions perpendiculaires ;
- cadres carrés fermés, suivant le contour de pièces de forme carrée.

2.4. La dimension transversale minimale de la pièce frettée sera au moins égale à 0,25 m. \*

## Article 33.

1. \* Cette prescription vise le cas où un élément d'un matériau plus résistant que le béton est appuyé sur lui, le pied d'un poteau métallique par exemple.

Elle ne s'applique pas, comme trop restrictive, si le béton de la pièce considérée est fretté localement de façon adéquate.

2. \* Les armatures visées peuvent être déterminées par l'un des procédés en usage, le tracé approché des isostatiques par exemple.

## Article 34.

2.1. \* La grande déformabilité du noyau fretté à l'état de plastification crée un danger de flambement qu'il est nécessaire d'éviter.

2.4. \* L'exécution parfaite, qui est nécessaire pour une pièce frettée comprimée, ne serait pas obtenue dans une pièce trop exiguë.

2.5. Le coefficient de frettage, ou rapport des contraintes de compression admissibles de la pièce frettée à la même pièce supposée non frettée sera pris au plus égal à :

$$1 + \theta_t \bar{\omega}_t \left( 1 - \frac{2t}{a} \right) \frac{\sigma'_{an}}{\sigma_n}$$

expression dans laquelle :

$\bar{\omega}_t$  désigne le rapport du volume des frettes au volume du béton fretté ;

$t$  l'écartement des cours successifs des frettes (de même orientation s'il s'agit de quadrillages) ;

$a$  la dimension minimale de la section transversale du noyau fretté ;

$\theta_t$  le coefficient de forme des frettes dont la valeur numérique est égale à :

3 pour les frettes circulaires et les quadrillages ;  
1,5 pour les cadres carrés ;

$\sigma'_{an}$  la limite d'élasticité nominale des frettes ;

$\sigma_n$  la résistance nominale à la compression du béton.

2.6. En aucun cas la contrainte de compression admissible ne sera supérieure à :

$$14,5 \sqrt{\bar{\sigma}_b} \text{ bars,}$$

$\bar{\sigma}_b$  désignant la contrainte de compression admissible sur la section de la pièce supposée non frettée, exprimée en bars.

2.7. Le rapport du volume des frettes au volume total de la pièce ne sera pas inférieur à six millièmes (0,006).

3. Chaque tronçon de barre constitutif d'une frette devra être ancré totalement à ses deux extrémités par des ancrages par courbure calculés suivant les prescriptions de l'article 24 pour une contrainte des frettes égales à  $\sigma'_{an}$ , les contraintes d'adhérence admissibles étant celles des ancrages en pleine masse. Seules seront considérées comme constituant zones d'ancrage les parties de barres situées à l'intérieur du noyau fretté. \*

## Article 35. — Articulations.

1. On pourra considérer que la résistance à la compression d'une pièce comportant une articulation équivaut à celle de la même pièce armée (mais non frettée) ne comportant pas d'articulation sous réserve que les conditions suivantes soient remplies.

1.1. La pièce sera frettée sur une profondeur à partir de l'articulation au moins égale à la largeur minimale de la pièce.

Sur les six dixièmes de la profondeur frettée à partir de l'articulation, le volume relatif des frettes circulaires sera au moins de 4 p. 100 ; le volume relatif des frettes en quadrillage sera 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. \*

3. \* En particulier, les jonctions de spires d'hélices circulaires ne devront pas comporter un simple recouvrement, mais bien un recouvrement de l'ordre de 15 à 20 diamètres suivi de deux ancrages par courbure avec retours dirigés vers le cœur du noyau. Les ancrages d'extrémité de spire devront, en outre, comporter des retours parallèles à l'axe du cylindre d'enroulement des frettes.

#### Article 35.

1.1. \* 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).

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

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

1.2. Dans les articulations cylindre sur plan, le rayon du cylindre sera au moins égal au double de la largeur minimale des pièces en contact.

Dans les articulations à section rétrécie, la contrainte moyenne de la section rétrécie sera limitée à deux fois la résistance nominale du béton à la compression.

1.3. On limitera les déplacements angulaires relatifs des deux pièces d'une articulation à partir de leur position initiale à :

$$\frac{\bar{\sigma}_b}{25 \sigma_m} \text{ avec maximum de } \frac{1}{20}$$

et, en outre, pour une articulation à section rétrécie, à :

$$\frac{\sigma_n}{20 \sigma_{m, \text{noy}}}$$

$\bar{\sigma}_b$  étant la contrainte admissible du béton en compression simple ;  
 $\sigma_m$  étant la contrainte moyenne de la pièce articulée en dehors de l'articulation ;

$\sigma_{m, \text{noy}}$  étant la contrainte moyenne de compression du noyau ;

$\sigma_n$  étant la résistance nominale du béton.

2. L'appui d'un sabot métallique fortement chargé sur le béton pourra être assimilé à celui de la section rétrécie d'une articulation. On fretttera de la même manière. La pression admissible de contact sera néanmoins réduite de 50 p. 100 si le sabot repose sur le béton par l'intermédiaire d'une couche de mortier ou de béton fin exécutée après prise du béton sous-jacent.

#### CHAPITRE XI. — Dispositions constructives diverses.

##### Article 36. — Protection des armatures.

1. L'enrobage de toute barre sera au moins égal à : \*

4 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins ; \*\*

2 cm pour les autres ouvrages ;

1 cm, exceptionnellement, pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts, clos et chauffés et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

2. Les enrobages des barres seront calculés compte tenu des enlèvements éventuels de matière postérieurs à la mise en place du béton pour bouchardage, lavage ou brossage précoce, etc.

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.

#### Article 36.

\* L'enrobage d'une barre est défini aux commentaires de l'article 23.

La prescription s'applique aux barres de hourdis, armatures et ligatures transversales des poutres et poteaux, etc.

Les enrobages minimaux fixés au chapitre VI en considération de l'adhérence devront, en outre, être respectés.

\*\* L'attention est attirée sur ce qu'il ne semble pas y avoir intérêt à augmenter dans les parties tendues l'enrobage minimal fixé pour les armatures des ouvrages à la mer, en raison de l'accentuation de la fissuration qui en résulterait.

#### Article 37. — Possibilités de bétonnage correct.

1. Les mailles des grilles formées par les armatures, que le béton frais devra traverser à sa mise en place, devront être assez larges pour ne pas en affecter l'homogénéité. \*

2. On évitera les entassements excessifs d'armatures en certaines zones des ouvrages. \*

3. Quand le béton devra être vibré par aiguilles dans la masse et si des nappes ou lits de barres aux espacements minimaux admis par application des règles précédemment formulées ne permettraient pas le passage des aiguilles (entre barres ou entre elles et les coffrages), on ménagera des intervalles plus larges pouvant livrer passage à ces aiguilles à des distances mutuelles telles qu'elles permettent la vibration effective de la totalité du béton d'enrobage des armatures en cause.

4. Quand des pièces seront de très grandes dimensions, on s'attachera à régler les espacements des armatures de manière à permettre aux ouvriers de pénétrer à l'intérieur des moules et d'atteindre tous les points où le béton doit être mis en place. \*

#### Article 38. — Correction mécanique.

##### 1. Juxtaposition de barres dissemblables.

Des barres parallèles et juxtaposées dans un élément mécanique pour y jouer le même rôle et y subir les mêmes déformations relatives doivent toutes en principe être de même type et de même nuance. \*

## Article 37.

1. \* En ce qui concerne les armatures des poutres, les règles d'espacement des armatures longitudinales édictées par l'article 23-2,3 et 2,5 sont suffisantes tant que l'espacement des cours successifs d'armatures transversales est au moins égal à deux fois la distance libre entre armatures longitudinales. Quand il n'en sera pas ainsi et dans les cas non visés à l'article 23, il conviendra de s'attacher à ce que le rayon moyen  $r_g$  des mailles des grilles satisfasse aux inégalités suivantes :

$$r_g \geq \frac{c_g}{1,4} \text{ si les gros éléments du granulat sont roulés ;}$$

$$r_g \geq \frac{c_g}{1,2} \text{ si les gros éléments du granulat sont concassés,}$$

$c_g$  étant la grosseur du granulat et  $r_g$  étant défini comme le rapport de l'aire au périmètre du vide intérieur d'une maille de grille.

2. \* De tels entassements peuvent se produire, par exemple, à la croisée de deux poutres dont les armatures sont disposées à des niveaux voisins et en particulier quand des suspentes y sont nécessaires ; ou encore dans les zones frettées. Un tel entassement peut compromettre la qualité du béton par effet de paroi.

On cherchera à faire en sorte que, dans la région la plus ferrailée, le rayon moyen du moule  $r_m$  soit au moins égal à la grosseur  $c_g$  du granulat. Le rayon moyen du moule est défini comme le rapport du volume du moule à la surface de ses parois (parois du parement et surfaces des armatures).

Si l'entassement est inévitable et exige un béton spécial à granulat moins gros, mention en sera faite sur les dessins d'exécution et la zone intéressée y sera exactement définie.

4. \* On peut par exemple, dans une grande poutre chevêtre, serrer les armatures transversales en certaines zones pour laisser de place en place un espace accessible latéralement.

## Article 38.

1. \* Si des raisons particulières conduisaient à juxtaposer des barres qui ne soient pas de même type et de même nuance, il conviendrait d'admettre dans les calculs relatifs à leur groupe les valeurs minimales relatives aux différentes barres quant à leur limite d'élasticité et à leurs contraintes admissibles d'adhérence.

## 2. Ancrages des armatures transversales.

Les ancrages d'extrémité des barres constituant des éléments d'armatures transversales de pièces prismatiques, tels que cadres, étriers, épingles, cerces, spires, etc., devront être totaux pour les contraintes admises dans ces armatures transversales. \*

## 3. Poussées au vide.

3.1. Quand des éléments courbes ou à tracé anguleux seront parties constitutives d'autres éléments et pourront être soumis à des efforts par la mise en jeu mécanique de ces derniers, on justifiera les dispositions prévues pour assurer leur résistance propre. On justifiera aussi la résistance des attaches des premiers éléments aux seconds. \*

3.2. Lorsqu'il y aura poussée au vide d'une barre courbe, cette barre sera attachée par des ligatures normales à elle et l'embrassant et ancrées d'autre part dans la masse du béton. \* Ces ligatures seront calculées sous les sollicitations du premier genre, compte tenu d'une contrainte de traction admissible égale aux deux tiers de leur limite nominale d'élasticité.

Ces ligatures seront tracées et fixées à la barre de façon qu'il soit impossible qu'elles se déplacent par rapport à elle à la mise en œuvre du béton. \*\*

Dans les coques trop minces pour que des ligatures puissent y être prévues, on pourra accepter la poussée au vide d'armatures courbes pourvu que leur rayon de courbure,  $r$ , satisfasse à l'inégalité suivante :

$$r \geq 0,75 \varnothing \frac{\sigma}{\sigma_b} \left( 1 + 0,4 \frac{\varnothing}{d} \right),$$

$\varnothing$  étant le diamètre nominal d'une barre ;

$d$  la distance de son axe à la paroi du côté de la poussée au vide ;

$\sigma_b$  la contrainte de traction de référence du béton ;

$\sigma$  la contrainte de traction ou de compression, selon le cas, des barres poussant au vide.

2. \* Se reporter aux prescriptions du chapitre VI.

3.1. \* Soit, par exemple, un arc à section rectangulaire creuse. Les contraintes normales, engendrées sur les sections transversales de l'arc dans sa flexion composée, développent dans les voiles d'extrados et d'intrados, du fait de la courbure, des charges perpendiculaires à leurs feuillet moyens. Sous ces charges, ces voiles fléchissent en prenant appui sur les âmes. Pour assurer leur résistance à la flexion, il faudra les armer, principalement dans le sens transversal.

De plus, le sens de leurs réactions d'appui sur les âmes peut être tel qu'il y ait tendance à leur séparation d'avec ces âmes : c'est le cas de l'extrados s'il est comprimé, de l'intrados s'il est tendu. Les armatures transversales des âmes de l'arc devront alors pouvoir jouer le rôle de suspentes de ces voiles.

3.2. \* Il y a poussée au vide d'une armature courbe lorsque sa réaction de courbure est dirigée vers le parement de la pièce où elle est disposée et non vers la masse du béton, ou corps, de cette pièce. La réaction de courbure, égale par unité de longueur de barre au quotient de l'effort normal dans cette barre par son rayon de courbure, est située dans le plan de courbure et dirigée vers la concavité de la courbe si la barre est tendue et vers la convexité si la barre est comprimée.

\*\* On pourra admettre qu'il y a impossibilité de déplacement lorsque la courbure des armatures poussant au vide est faible, par exemple s'il s'agit des armatures longitudinales d'une poutre de hauteur variable à tracé galbé.

Si la courbure des armatures est forte, comme cela se produirait pour des armatures tendues proches du contour d'un angle rentrant, le seul procédé de fixation des ligatures transversales efficace serait le pointage par soudure à l'arc électrique. Or, il est toujours dangereux, parce que créant un risque de rupture fragile sur une barre qui a été écrouie par son façonnage, quelle que soit sa nature et sa nuance. Il est hautement recommandé de recourir au croisement d'armatures droites parallèles aux côtés de l'angle dans un cas de cette sorte.

3.3. Les poussées au vide qui pourraient résulter de la mise en jeu mécanique d'ancrages par courbure seront équilibrées par des armatures de tracé et de section appropriés. \*

#### Article 39. — Soudage des barres.

1. Le soudage à l'arc électrique ne sera admis en aucun cas sur les barres en acier brut de laminage, lisses ou à haute adhérence, dont la résistance à la traction serait supérieure à 5 000 bars. \*

2. Le soudage à l'arc électrique sera admis sur les barres en acier brut de laminage de résistance à la traction inférieure ou égale à 5 000 bars, tant pour la jonction mécanique bout à bout ou par éclisses de barres se faisant suite que pour la fixation mutuelle au contact de barres se croisant.

3. Le soudage à l'arc électrique des barres en acier écroui ne sera admis que dans les conditions, préalablement déterminées, où les caractères mécaniques des barres, charge à la limite d'élasticité et charge de rupture, ne sont pas sensiblement affectés par les opérations de soudage. \*

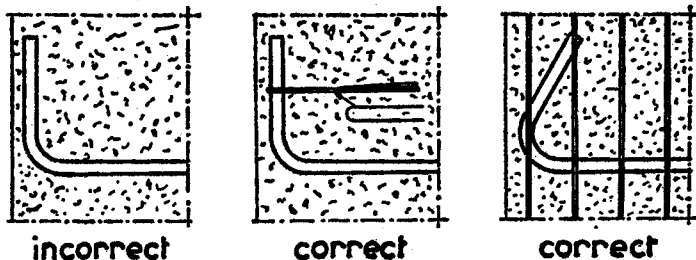
4. Dans un groupe de barres parallèles dont les jonctions bout à bout seraient réalisées par soudage, le nombre des barres comportant des jonctions ne devra pas dépasser le tiers du nombre des barres du groupe sur toute longueur de scellement droit.

5. La conception et le calcul des soudures seront conformes aux prescriptions du titre V du présent fascicule du C. P. C.

6. Le soudage au chalumeau est interdit.

3.3. \* La mise en jeu mécanique d'un ancrage par courbure, tendant à faire glisser la barre suivant son axe dans sa gaine, tend à la faire fléchir là où sa courbure change. Les réactions, nées de cette flexion, peuvent constituer des poussées au vide qui sont susceptibles parfois de faire sauter le béton de couverture de la barre.

L'ancrage le plus dangereux à cet égard est l'ancrage qui comporte un retour rectiligne parallèle à une paroi et à sa proximité immédiate. Une simple ligature (d'un diamètre de l'ordre du quart de celui de la barre ancrée) reliant le retour à la masse du béton suffit en ce cas à écarter le danger. Quand ce sera possible, on préférera incliner les retours rectilignes des ancrages vers la masse du béton. Les armatures existant pour d'autres raisons suffiront alors le plus souvent à jouer le rôle de ligatures vis-à-vis des poussées au vide.



#### Article 39.

1. \* Cette prescription interdit en particulier la fixation, par points de soudure, d'armatures transversales, même douces, sur des armatures non écrouies de nuance supérieure à 5 000 bars. Les points de soudure sont en effet particulièrement dangereux en tant qu'amorces de ruptures fragiles.

3. \* On pourra se référer à des essais spécialement entrepris ou à des essais antérieurs. L'attention est attirée sur ce que les producteurs peuvent donner d'utiles indications à cet égard.

Le pointage à l'arc électrique d'armatures transversales en vue de leur fixation sur des barres écrouies, soudables dans des conditions définies, est fortement déconseillé parce qu'il peut créer le risque de ruptures fragiles des barres écrouies.

#### Article 40. — Reprises de bétonnage.

1. Toute surface de reprise sur laquelle l'effort engendré par le fonctionnement mécanique de la construction ne serait pas une compression et ne ferait pas avec cette surface un angle supérieur à  $\pi/4$  sera traversée d'aciers de couture. \*

2. Ces aciers seront ancrés totalement dans des zones susceptibles de résister à leur mise en traction.

3. La résultante de l'effort de fonctionnement mécanique et de l'effort de compression qui serait exercé sur la surface de reprise par les aciers de couture supposés tendus à leur contrainte admissible devra faire avec la surface de reprise un angle au moins égal à  $\pi/4$ .

4. La contrainte admissible des aciers de couture d'une reprise sera égale aux deux tiers de leur limite d'élasticité nominale sous les sollicitations totales pondérées du premier genre. \*

5. Les aciers de couture seront répartis de manière à correspondre dans toute région de la surface de reprise à l'effort de fonctionnement mécanique correspondant.

#### Article 41. — Assemblages et pièces dont le calcul ne relève pas de la Résistance des Matériaux.

Les assemblages des diverses pièces des constructions ainsi que les pièces dont le calcul ne relève pas de la Résistance des Matériaux seront conçus et vérifiés compte tenu des propriétés physiques des matériaux. \*

Les efforts de traction non étroitement localisés seront supposés découper le béton par des fissures.

Les éléments de béton délimités par la fissuration seront supposés pouvoir équilibrer des efforts de compression. Les éléments de béton respectés par la fissuration parce que comprimés pourront équilibrer à la fois compressions et cisaillements. On s'assurera que les ancrages des aciers destinés à équilibrer les efforts de traction sont bien disposés pour ne pas risquer d'entraîner la destruction par fissuration secondaire des éléments de béton laissés intacts par la fissuration primaire développée par les efforts appliqués. \*\*

On vérifiera que les contraintes admissibles des matériaux ne sont point dépassées au moins en moyenne et on bornera les contraintes réelles en fonction de la marge d'approximation du schéma mécanique adopté.

#### CHAPITRE XII. — Fissuration.

##### Article 42. — Largeur des fissures.

Les formes de chaque ouvrage et les dispositions de ses armatures seront conçues de manière à limiter convenablement la probabilité d'apparition de fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage. \*

## Article 40.

1. \* Il est donc indispensable de prévoir aux dessins d'exécution les surfaces de reprise qui seraient nécessaires.

Le rôle de ces aciers de couture de reprise est analogue à celui des aciers de couture d'attache vis-à-vis des effets des actions tangentes.

4. \* Les armatures d'âme des poutres fléchies, utilisées pour assurer la résistance à l'effort tranchant, constituent aussi la couture de la reprise que l'on rencontre souvent à la jonction de la table de compression et de la nervure d'une poutre en T. Mais, si cette reprise existe, la contrainte admissible des armatures d'âme qui seraient normales à l'axe de la poutre ne peut pas dépasser  $2 \sigma_{\text{a}}/3$  en vertu des prescriptions de l'article 19.

## Article 41.

\* L'attention est attirée sur ce que les dispositions visées par le présent article sont parmi les plus essentielles des projets et sont les plus délicates en ce qu'il est impossible de formuler à leur égard avec précision des règles générales.

\*\* L'attention est attirée sur ce que, dans les systèmes plans, les fissures du béton suivent dans leurs directions générales le tracé des isostatiques de compression (on peut considérer comme telles les lignes et surfaces orthogonales aux isostatiques de traction quand le béton est seulement tendu) et sur ce que le béton est d'autant plus apte à résister aux sollicitations de cisaillement qu'il est plus comprimé dans les limites des contraintes admissibles.

## Article 42.

\* Les moyens de limiter la fissuration sont d'avoir recours à des « pourcentages » suffisants d'armatures tendues et de proportionner leurs diamètres aux dimensions transversales des pièces. A ce dernier point de vue, il convient d'utiliser, dans chaque cas si on

En particulier, on n'utilisera pas à la traction de ronds lisses de hautes nuances sous des contraintes qui seraient supérieures aux contraintes de traction admissibles pour les ronds lisses de nuance douce ADx et A 42, sans justifier que les largeurs des fissures demeurent convenablement limitées. \*\*

Quel que soit le type d'acier utilisé, on bornera éventuellement les contraintes de traction de service à des valeurs maximales inférieures aux valeurs admissibles. \*\*\*



le peut, le plus petit diamètre, c'est-à-dire le plus grand nombre de barres, qui soit compatible avec une mise en place correcte du béton sans nécessiter d'accroissement injustifié des dimensions transversales des pièces.

Ces précautions suffisent pour la grande majorité des ouvrages. Pour ceux qui seraient très peu ferrillés ou ceux pour lesquels la largeur maximale des fissures devra être spécialement limitée, on pourra recourir aux règles exposées ci-après.

\*\* L'emploi de ronds lisses de haute nuance à la traction doit être le plus souvent réservé à des cas spéciaux.

\*\*\* Lorsqu'il sera nécessaire de limiter les contraintes au-dessous des valeurs admissibles de service, on pourra avoir recours aux règles ci-après qui sont applicables aux armatures longitudinales des tirants, poutres à nervure rectangulaire et à talon, plaques et coques tendues.

I. On appellera section d'enrobage  $B'_t$  des barres tendues d'une pièce prismatique fléchie, l'aire de la surface de béton tendu délimitée dans une section droite de la pièce par le contour de cette dernière et une ou éventuellement deux droites parallèles à l'axe neutre, et telle que cette aire contienne toutes les barres tendues prises en compte dans le présent calcul et admette le même centre de gravité que les sections de ces armatures dans la section droite considérée.

Pour une pièce soumise à la traction simple, la section d'enrobage se confond avec la section totale de la pièce.

II. On appellera pourcentage de fissuration  $\bar{w}'_t$  le rapport :

$$\bar{w}'_t = \frac{A'}{B'_t},$$

de la somme  $A'$  des aires de la section droite des barres tendues prises en compte à la section d'enrobage.

III. La valeur maximale de la contrainte de traction des armatures sera limitée à la plus grande des valeurs suivantes exprimées en bars :

$$\sigma'_1 = k \frac{\eta}{\varnothing} \frac{\bar{w}'_t}{1 + 10 \bar{w}'_t},$$

$$\sigma'_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\varnothing} k \bar{\sigma}_b},$$

expressions dans lesquelles :

$\varnothing$  désigne le diamètre nominal exprimé en millimètres de la plus grosse des barres tendues de la section d'enrobage ;

$\eta$  est un coefficient numérique égal à 1 quand il s'agira de ronds lisses, et 1,6 quand les armatures tendues seront des barres à haute adhérence ;

$\bar{\sigma}_b$  désigne la contrainte de traction de référence du béton exprimée en bars ;

### CHAPITRE XIII. — Déformations.

#### Article 43. — Calcul des flèches.

L'évaluation des flèches de pièces prismatiques tiendra compte, dans une mesure aussi exacte que possible, des lois physiques de la déformation des matériaux ainsi que des conséquences de la fissuration du béton tendu. \*

Dans le calcul des flèches, on ne pondérera pas les sollicitations composantes des sollicitations totales.

k désigne une grandeur exprimée en N/cm à laquelle on attribuera les valeurs suivantes :

$k = 1,5 \cdot 10^6$  si la fissuration est peu nuisible et ne compromet ni la conservation des aciers, ni la durée de l'ouvrage,

$k = 10^6$  si la fissuration des zones tendues est préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés ou émergés en eau douce,

$k = 0,5 \cdot 10^6$  si l'ouverture des fissures est très préjudiciable parce que les éléments considérés sont exposés à un milieu agressif (notamment atmosphère marine) ou bien doivent assurer une étanchéité.

iv. Sauf en ce qui concerne les ouvrages à la mer, les valeurs maximales ci-dessus pourront être majorées de 300  $\eta$  bars si l'une des faces des éléments considérés est en contact permanent avec l'eau ou avec une atmosphère saturée (en ce cas, l'absence de retrait ou même le gonflement du béton réduit la largeur des fissures).

#### Article 43.

\* i. Dans les pièces dont le béton demeure intact, parce que comprimé, on obtiendra une approximation convenable des déformations par les procédés de la résistance des matériaux en attribuant au béton les coefficients de déformation définis à l'article 6-6 et en prenant en compte la section homogène, tout en attribuant au coefficient d'équivalence ou rapport du module de Young de l'acier au coefficient de déformation du béton la valeur qui correspond à celle que l'on attribue à ce dernier.

On peut d'ailleurs, dans la plupart des cas, négliger l'influence des aciers longitudinaux et ne tenir compte que de la section du béton seul.

ii. Dans les pièces dont la fissuration du béton tendu peut être supposée complète en service, il y a lieu de tenir compte de ce que l'allongement des parties tendues est celui de l'acier et n'a pas de rapport avec les déformations propres du béton.

La façon la plus satisfaisante d'évaluer la courbure de déformation  $\frac{l}{r}$  d'une poutre à plan moyen, rectiligne ou à faible courbure, semble être de considérer l'égalité :

$$\frac{l}{r} = \frac{\epsilon_b + \epsilon'_a}{h},$$

où :

$\epsilon_b$  représente le raccourcissement relatif du béton sur la fibre extrême comprimée ;

$\epsilon'_a$  l'allongement relatif de l'acier le plus éloigné de l'axe neutre ;

h la hauteur utile de la section.

T. P. 64/21 ter. — (7).

#### CHAPITRE XIV. — Dispositions diverses.

##### Article 44. — Dégagements.

Le ministre des travaux publics se réserve d'apprécier les motifs de toute dérogation qui pourrait être proposée aux présentes prescriptions.

##### Article 45. — Anciens ouvrages.

Les présentes prescriptions ne visent que les ouvrages neufs dont les travaux seront traités postérieurement à leur mise en vigueur.

#### CHAPITRE XV. — (Annexe.)

##### NOTATIONS

1. Il est recommandé de faire usage des notations ci-après parmi lesquelles ont été choisies celles qui ont été utilisées dans les présentes prescriptions. \*

##### 2. Principes.

###### 2.1. Majuscules latines.

Les majuscules latines sont employées pour désigner :

- les éléments de réduction des efforts (forces, moments) ;
- placées entre parenthèses, les sollicitations ;
- les grandeurs géométriques de dimension supérieure à l'unité ;
- les modules de déformation et d'élasticité ;
- les types d'armature à haute adhérence.

###### 2.2. Minuscules latines.

Les minuscules latines sont employées pour désigner :

- les longueurs ;
- les quantités géométriques ayant la dimension d'une longueur ;
- les intensités des forces réparties (par unité de longueur, de surface et de volume).

Le raccourcissement relatif du béton peut être évalué à partir de sa contrainte de compression  $\sigma_b$  (calculée par les procédés indiqués à l'article 15 en admettant  $n = 15$ , eu égard à la précision à attendre du calcul) et de son coefficient de déformation évalué comme il est dit à l'article 6-6, ainsi que, s'il y a lieu, de son retrait.

L'allongement relatif de l'acier peut être évalué à partir de sa contrainte de traction calculée par les procédés indiqués à l'article 15, avec  $n = 15$ . Eventuellement, l'allongement correspondant pourra être diminué de la quantité :

$$\frac{\sigma'_1}{2 E_a \bar{\omega}'_1}$$

pour tenir compte de l'effet de l'adhérence de l'acier au béton,  $\sigma'_1$  désignant la contrainte de rupture par traction du béton à l'âge de  $j$  jours considéré et  $\bar{\omega}'_1$  le pourcentage de fissuration défini à l'article précédent.

\* 1. Quand on usera de ces notations, la référence aux présentes prescriptions dispensera de définir les symboles employés dans les notes de calcul.

### 2.3. Majuscules grecques.

Les majuscules grecques ne sont employées que dans quelques cas consacrés par l'usage.

### 2.4. Minuscules grecques.

Les minuscules grecques sont employées pour désigner :

- les contraintes ;
- les déformations relatives ;
- les grandeurs mécaniques réduites (ou sans dimensions) ;
- les coefficients numériques.

### 2.5. Indices.

Les indices sont employés pour distinguer des grandeurs de même nature, représentables par le même symbole, mais se rapportant à des matériaux ou à des rôles mécaniques différents.

Les indices sont constitués, sauf exceptions, par des minuscules latines ou des groupes de minuscules latines.

Quand un symbole est affecté de plusieurs indices, ces indices s'écrivent à la suite les uns des autres, séparés au besoin par des virgules. \*

Les principaux indices ont les significations suivantes :

- a : le symbole se rapporte à l'acier ;
- b : le symbole se rapporte au béton ;
- c : le symbole se rapporte aux éléments critiques du flambement, ou à un contour ;
- d : le symbole se rapporte à l'adhérence ;
- e : le symbole se rapporte à la limite d'élasticité de l'acier et aussi au côté droit (est) ;
- f : le symbole se rapporte à la fissuration ;
- g : le symbole se rapporte à la charge permanente ou aux granulats ou aux grilles formées par les armatures ;
- j : le symbole se rapporte à l'âge de  $j$  jours ;
- m : le symbole se rapporte à une valeur moyenne ;
- min : le symbole se rapporte à une valeur minimale ;
- max : le symbole se rapporte à une valeur maximale ;
- n : le symbole se rapporte à une valeur nominale ;
- p : le symbole se rapporte à une surcharge ;
- t : le symbole se rapporte à des aciers disposés transversalement ou à la torsion ;
- u : le symbole se rapporte à l'état de rupture (ultime) ou à l'utilité mécanique ;
- v : le symbole se rapporte au vent ou à une longue durée ;
- w : le symbole se rapporte au côté gauche (west = ouest).

### 2.6. Apostrophe.

L'apostrophe distingue les sollicitations, les efforts et les contraintes de traction des sollicitations, des efforts, et contraintes de compression quand les uns et les autres sont exprimés en valeurs absolues. \*

L'apostrophe distingue aussi les sections tendues des sections comprimées.

\* 2.5. Un indice peut être omis dans le but d'alléger l'écriture s'il ne risque pas d'en résulter de confusion.

\* 2.6. Il n'est pas fait usage d'apostrophes quand le signe distingue la traction (signe moins) de la compression (signe plus).

### 2.7. Surlignage.

Le surlignage du symbole d'une grandeur mécanique indique qu'il s'agit d'une valeur admissible de cette grandeur, c'est-à-dire d'une valeur maximale qui ne doit pas être dépassée en service.

### 3. Liste des principales notations.

#### 3.1. Majuscules latines :

- A : aire de la section droite de l'armature (ensemble des barres comprimée d'une pièce prismatique ;
- A' : id. pour l'armature tendue ;
- A<sub>t</sub> : somme des aires des sections droites d'un cours ou rangée d'armatures transversales (armatures d'âme dans une poutre fléchie, coutures, etc.) ;
- B : aire totale du béton (comprimé ou intact) seul de la section transversale d'une pièce prismatique ;
- B<sub>o</sub> : aire homogène totale de la section transversale d'une pièce prismatique ;
- B' : aire totale du béton seul de la section transversale d'un tirant ;
- B'<sub>t</sub> : aire de la section d'enrobage ;
- E<sub>a</sub> : module d'élasticité de l'acier ;
- E<sub>b</sub> : module de déformation longitudinale du béton en général ;
- E<sub>1</sub> : module de déformation longitudinale instantanée du béton ;
- E<sub>v</sub> : module de déformation longitudinale différée du béton ;
- F : force ; \*
- G : charge permanente ; \*
- (G) : sollicitation de charge permanente ; \*
- I : moment d'inertie de la section du béton seul d'une poutre à plan moyen par rapport à l'axe central d'inertie de la section, normal au plan moyen ;
- I<sub>o</sub> ou I<sub>b</sub> : moment d'inertie de la section droite homogène totale d'une poutre à plan moyen par rapport à l'axe central d'inertie de la section, normal au plan moyen ;
- I<sub>1</sub> ou I<sub>t</sub> : moment d'inertie de la section droite homogène réduite d'une poutre simplement fléchie par rapport à l'axe neutre de la section ;
- K : coefficient angulaire du diagramme des contraintes normales dans le calcul des sections fléchies ;
- M : moment fléchissant dans une poutre simplement fléchie, ou moment de la force extérieure par rapport au centre de gravité de la section totale du béton seul dans une poutre soumise à la flexion composée ; \*\*

\* Symbole éventuellement assorti d'indices d'ordre, 1, 2, 3, etc., ou de localisation géométrique, A, B, C, etc.

\*\* Le symbole M désigne, d'une façon générale, les moments fléchissants non seulement dans les calculs du béton armé proprement dits, mais également dans les calculs de résistance des matériaux qui figurent dans les justifications des éléments de béton armé. A cet égard, on pourra se servir des notations suivantes :

$M_0$  : moment fléchissant maximal dans une travée de poutre indépendante (au lieu de  $M_{max}$ );

$M_1$  : moment fléchissant maximal dans une travée de poutre hyperstatique (au lieu de  $M_{max}$ );

$M_w$  : moment fléchissant sur l'appui de gauche ;

$M_d$  : moment fléchissant sur l'appui de droite.

$M_p$  : id. développé par la charge permanente ;

$M_s$  : id. développé par les surcharges ;

$M_{\Sigma 1}$  et  $M_{\Sigma 2}$  : id. développés par la sollicitation totale pondérée du premier et du second genre ;

$M_t$  : moment de torsion ;

$N$  : effort normal ;

$N_p$ ,  $N_s$ ,  $N_{\Sigma 1}$  et  $N_{\Sigma 2}$  : efforts normaux respectivement développés par la charge permanente, la surcharge et les sollicitations totales pondérées du premier et du second genres ;

$N_E$  : charge critique d'Euler ;

$P$  : surcharges ;

(P) : sollicitation développée par les surcharges ;

$Q$  : charge totale pondérée sur un élément ;

$S_0$  : moment statique de l'aire de la section droite homogène totale d'une poutre à plan moyen par rapport à l'axe central d'inertie de la section, normal au plan moyen ;

$S_1$  : moment statique par rapport à l'axe neutre d'une section simplement fléchie de l'aire homogène de l'une des deux parties de la section situées de part et d'autre de l'axe neutre ; \*\*\*

$T$  : effort tranchant ; \*\*\*\*

$T_p$ ,  $T_s$ ,  $T_{\Sigma 1}$ ,  $T_{\Sigma 2}$  : efforts tranchants respectivement développés par la charge permanente, les surcharges, les sollicitations totales pondérées du premier et du second genres ;

$U$  : charge de rupture.

### 3.2. Minuscules latines :

$a$  : plus petite dimension transversale de la section droite d'une pièce comprimée rectangulaire, ou de son noyau si elle est frettée ;

$b$  : plus grande dimension transversale de la même section ;

$b$  : largeur d'une section fléchie rectangulaire ou largeur de la table de compression d'une section fléchie en T symétrique ;

$b_0$  : largeur de la nervure d'une poutre fléchie en T ou épaisseur de l'âme d'une poutre fléchie à talon ;

$c$  : (avec indices) : longueurs diverses ;

$c_r$  : grosseur d'un granulat ;

$d$  : distance de l'armature comprimée à la face comprimée dans le calcul des contraintes normales en flexion ;

avec ou sans indices, distances diverses ;

$d'$  : distance de l'armature tendue à la face tendue dans le calcul des contraintes normales en flexion ;

\*\*\* Le moment statique d'une portion de la partie comprimée ou de la partie tendue pourra se désigner par le même symbolé assorti d'un second indice de localisation. Par exemple :

$S_{1z}$  concerne la partie de la zone comprimée située au-delà de l'axe z parallèle à l'axe neutre ;

$S_{1A}$  concerne la zone A définie par une figure ou autrement.

\*\*\*\* Le symbole T désigne, de façon générale, l'effort tranchant dans les calculs de résistance des matériaux. A cet égard, on pourra utiliser :

$T_0$  : effort tranchant maximal dans une travée ;

$T_w$  : effort tranchant sur l'appui de gauche ;

$T_d$  : effort tranchant sur l'appui de droite.

e : (avec divers indices) excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section du béton seul d'une pièce prismatique ;

f : flèche ;

g : charge permanente par unité de longueur ou de surface ;

h : hauteur utile d'une section fléchie ;

$h_t$  : hauteur totale d'une section fléchie ;

i : rayon de giration de la section droite du béton seul d'une pièce à plan (s) moyen (s) dans un plan de symétrie de la section ;

k : quantité mécanique intervenant dans les calculs relatifs à la fissuration ;

$l_d$   $l'_d$  : longueurs de scellement droit, en compression et en traction ;

$l_o$  : longueur de flambement d'une pièce comprimée ;

n : coefficient d'équivalence ;

p : surcharge par unité de longueur ou de surface ;

$p, p_a$  : périmètre des armatures ; \*

$p_o$  : périmètre d'un contour ;

$p_u$  : périmètre utile d'un paquet de barres ou d'une armature en paquets de barres ;

q : charge totale pondérée par unité de longueur ou de surface ; \*\*

r : rayon de courbure, d'une pliure de barre, de déformation par flexion d'une pièce prismatique ;

$r_g$  : rayon moyen d'une maille de grille formée par des barres ;

$r_m$  : rayon moyen d'un moule ;

s : effort tangent par unité de longueur ; \*\*\*

t : espacement d'armatures transversales, d'âme ou de couture ;

$\bar{t}$  : espacement maximal admissible d'armatures transversales ;

v : ordonnée maximale du contour de la section du béton seul d'une pièce prismatique par rapport à l'axe central d'inertie de cette section, normal au plan de flexion ou de flambement, soit du côté comprimé dans le cas de flexion, soit du côté le moins éloigné dans le cas de flambement ;

$v'$  : id. du côté tendu dans le cas de la flexion ;

w : largeur d'une fissure ;

$w_m$  : largeur moyenne des fissures ;

$w_{max}$  : largeur maximale des fissures ;

y : ordonnée par rapport à l'axe neutre d'un point de la section homogène réduite d'une pièce fléchie ;

$y_1$  : dans la même section, valeur maximale de y du côté comprimé ;

z : bras de levier du couple des forces élastique dans la section d'une poutre soumise à la flexion simple ;

\* Assortir la lettre « p » de l'indice « a » s'il peut y avoir confusion avec la surcharge.

\*\* Employer les indices 1, 2 ou  $\Sigma 1$  et  $\Sigma 2$  pour distinguer les pondérations du premier et du deuxième genre.

\*\*\* Egalement appelé effort de glissement ou de cisaillement par unité de longueur.

### 3.3. Majuscules grecques :

$\Delta l$  : espacement de deux fissures consécutives ;

$\Sigma$  : signe d'addition ;

$(\Sigma_1)$  : sollicitation totale pondérée du premier genre ;

$(\Sigma_2)$  : sollicitation totale pondérée du second genre ;

$\varnothing$  : diamètre nominal d'une barre ; \*

### 3.4. Minuscules grecques :

$\alpha, \beta, \gamma, \delta, \varepsilon, \eta, \theta, \psi$  : coefficients sans dimensions de diverses significations, avec ou sans indices ;

$\beta$  : angle des aciers de couture avec la normale au plan sollicité tangentiellement ;

$\varepsilon$  : déformation longitudinale relative en général ;

$\varepsilon_a, \varepsilon'_a$  : déformations longitudinales relatives en compression et en traction du matériau acier ;

$\varepsilon_b, \varepsilon'_b$  : id. du matériau béton ;

$\theta$  : coefficient de forme des frettes ;

$\lambda$  : élancement d'une pièce comprimée ;

$\xi$  : rapport de la charge permanente à la charge totale pondérée dans le cas de flambement ;

$\bar{\omega}$  : « pourcentage » ou rapport du volume de certains aciers au volume du béton, en général ;

$\bar{\omega}'$  : pourcentage de fissuration ;

$\bar{\omega}_1$  : pourcentage des armatures longitudinales d'un poteau ou des armatures comprimées d'une poutre fléchie ;

$\bar{\omega}'_1$  : pourcentage des armatures d'un tirant ou des armatures tendues d'une poutre fléchie ; \*

$\bar{\omega}_2$  : pourcentage de coutures, ou de frettes ;

$q$  : retrait (ou raccourcissement relatif) du béton armé ;

$q_0$  : retrait du béton non armé ;

$q_a, q'_a, q_b, q'_b$  : coefficients numériques relatifs à la détermination des contraintes admissibles ;

$\sigma$  : contrainte normale en général ;

$\sigma_a$  : contrainte de compression de l'acier ;

$\sigma'_a$  : contrainte de traction de l'acier ;

$\bar{\sigma}_a$  : contrainte de compression admissible de l'acier ;

$\bar{\sigma}'_a$  : contrainte de traction admissible de l'acier ; \*\*

$\bar{\sigma}'_{at}$  : contrainte de traction admissible des armatures transversales ou de couture ;

$\sigma_b$  : contrainte de compression du béton ;

$\sigma'_b$  : contrainte de traction du béton ;

$\bar{\sigma}_b$  : contrainte de compression admissible du béton ;

\* Dans les calculs où ce diamètre intervient. Sur les dessins ou croquis accompagnant les calculs,  $\varnothing$ , suivi de la valeur numérique du diamètre en millimètres, désigne un rond lisse.

\* L'indice  $l$  peut se supprimer pour une poutre fléchie non armée en compression.

\*\* Ce symbole se lit : sigma prime a surligné.  
 $\bar{\sigma}_a$  et  $\bar{\sigma}'_a$  concernent les armatures longitudinales.

$\bar{\sigma}_b$  : contrainte de traction de référence du béton ;  
 $\bar{\sigma}_{b0}$  : contrainte de compression admissible du béton en compression simple ;  
 $\sigma_E$  : contrainte critique d'Euler ;  
 $\sigma_e, \sigma'_e$  : limites d'élasticité de l'acier respectivement en compression et en traction ;  
 $\sigma_{en}, \sigma'_{en}$  : limites d'élasticité nominales de l'acier respectivement en compression et en traction ;  
 $\sigma_j, \sigma'_j$  : résistance du béton respectivement à la compression et à la traction à  $j$  jours ;  
 $\sigma_{28}, \sigma'_{28}$  : id. à 28 jours ;  
 $\sigma_m$  : contrainte moyenne de compression ;  
 $\sigma_n$  : résistance nominale du béton ;  
 $\tau$  : contrainte tangente (ou de cisaillement) en général ;  
 $\tau_b$  : contrainte tangente du béton ;  
 $\bar{\tau}_b$  : contrainte tangente admissible du béton ;  
 $\tau_d$  : contrainte d'adhérence ;  
 $\bar{\tau}_d$  : contrainte d'adhérence admissible ;  
 $\varphi$  : coefficient de frottement de l'acier sur le béton.



## TABLE DES MATIERES

	Pages.
PRÉAMBULE .....	2
CHAPITRE I <sup>er</sup> . — <i>Evaluation des sollicitations</i> .....	2
Art. 1 <sup>er</sup> — Charges permanentes.....	2
Art. 2. — Surcharges .....	2
Art. 3. — Température et retrait.....	4
Art. 4. — Modalités de construction.....	4
Art. 5. — Sollicitations pondérées.....	6
CHAPITRE II. — <i>Caractères mécaniques des matériaux et contraintes admissibles</i> .....	8
Art. 6. — Béton .....	8
Art. 7. — Aciers en barres.....	16
CHAPITRE III. — <i>Principes de justification et règles générales</i> . ..	18
Art. 8. — Énumération des justifications et vérifications nécessaires.....	18
Art. 9. — Équilibre statique.....	18
Art. 10. — Résistance .....	18
Art. 11. — Stabilité de forme.....	20
Art. 12. — Résistance minimale du béton.....	22
Art. 13. — Conditions de non fragilité.....	22
Art. 14. — Calcul des efforts.....	22
CHAPITRE IV. — <i>Contraintes normales sur les sections droites des pièces prismatiques</i> .....	24
Art. 15. — Hypothèses de calcul.....	24
Art. 16. — Conditions de sécurité.....	26
Art. 17. — Règles de détail.....	28

	Pages.
CHAPITRE V. — <i>Actions tangentés ou de cisaillement</i> .....	30
Art. 18. — Principes d'équilibre.....	30
Art. 19. — Poutres soumises à la flexion simple.....	34
Art. 20. — Poutres soumises à la flexion composée....	38
Art. 21. — Plaques et coques.....	40
CHAPITRE VI. — <i>Adhérence</i> .....	40
Art. 22. — Contraintes d'adhérence.....	40
Art. 23. — Entraînement des armatures.....	42
Art. 24. — Ancrage des armatures.....	44
CHAPITRE VII. — <i>Pièces comprimées</i> .....	56
Art. 25. — Dispositions constructives des poteaux et colonnes .....	56
Art. 26. — Flambement des poteaux et colonnes.....	60
CHAPITRE VIII. — <i>Poutres fléchies</i> .....	62
Art. 27. — Changements de section.....	62
Art. 28. — Armatures longitudinales de traction.....	62
Art. 29. — Armatures longitudinales de compression..	64
Art. 30. — Armatures transversales.....	66
Art. 31. — Application des efforts concentrés.....	68
CHAPITRE IX. — <i>Plaques</i> .....	68
Art. 32. — Constitution et calcul.....	68
CHAPITRE X. — <i>Pressions localisées. Frettage et articulations.</i>	74
Art. 33. — Pressions localisées.....	74
Art. 34. — Frettage .....	74
Art. 35. — Articulations .....	76

	Pages.
CHAPITRE XI. — <i>Dispositions constructives diverses</i> .....	78
Art. 36. — Protection des armatures.....	78
Art. 37. — Possibilités de bétonnage correct.....	80
Art. 38. — Correction mécanique.....	80
Art. 39. — Soudage des barres.....	84
Art. 40. — Reprises de bétonnage.....	86
Art. 41. — Assemblages et pièces dont le calcul ne relève pas de la Résistance des Matériaux.....	86
CHAPITRE XII. — <i>Fissuration</i> .....	86
Art. 42. — Largeur des fissures.....	86
CHAPITRE XIII. — <i>Déformations</i> .....	90
Art. 43. — Calcul des flèches.....	90
CHAPITRE XIV. — <i>Dispositions diverses</i> .....	92
Art. 44. — Dégagements .....	92
Art. 45. — Anciens ouvrages.....	92
CHAPITRE XV (annexe). — <i>Notations</i> .....	92

