

# Les nouveaux règlements allemands relatifs aux ouvrages en béton

Par FERNAND CAMPUS,  
PROFESSEUR A L'UNIVERSITÉ DE LIÈGE  
(Suite et fin)<sup>1</sup>



**L**E § 16 (anciennement 15), qui traite de l'effet des variations de température et du retrait, a été amélioré dans sa rédaction. Les effets de la température et du retrait continuent à être négligés dans les bâtiments ordinaires, mais le nouveau texte ajoute qu'il faut garder le béton humide pendant la prise et le protéger de l'ardeur du soleil pour réduire le retrait. C'est surtout la rédaction relative aux constructions où les variations de température et le retrait provoquent des effets appréciables qui a été améliorée; elle est devenue tout à fait générale et envisage également les cheminées. La variation de température moyenne, qui était de  $15^{\circ}$  d'après l'ancien règlement, devient  $15^{\circ}$  à  $20^{\circ}$ , selon les régions. Les autres dispositions sont inchangées en principe; les effets du retrait sont assimilés à ceux d'une réduction de température de  $15^{\circ}$ . Des tempéraments sont admis pour les pièces de très fortes dimensions ou couvertes.

Le § 17 (ancien 16) est un des plus modifiés, c'est peut-être aussi celui dont les conceptions

s'écartent le plus des nôtres. Il traite de la détermination des efforts extérieurs. En principe, il ne sert qu'à donner des directives, ce que réalisait assez bien l'ancienne rédaction. La nouvelle va beaucoup plus loin et, pour les dalles continues, les dalles à armatures croisées, les planchers mushroom et les colonnes rigidement liées aux dalles, elle expose des formules et des méthodes approximatives dont l'emploi est considéré comme satisfaisant aux conditions administratives. Il est d'ailleurs loisible de recourir aux théories plus exactes de la stabilité. Cet exposé occupe plusieurs pages du règlement. On ne trouve de telles précisions dans presque aucun autre règlement. Le comité de rédaction allemand semble s'attacher au contraire à entrer dans les détails de tout ce qui se rattache particulièrement à la technique du béton armé. Il existe des précédents, par exemple le règlement d'août 1920 de la ville de New-York pour la construction des mushroom. Il est certain que dans la pratique des bureaux d'études, les dalles continues ou doublement armées, les mushroom, les portiques, etc., ne sont pas toujours calculés par les méthodes théoriques perfectionnées, mais bien souvent par des méthodes

(1) Voir le début de cet article dans notre numéro d'octobre 1926.



approximatives non sanctionnées et peut-être sujettes à caution. Sous ce rapport, le règlement allemand donne à ses adeptes une grande sécurité et leur facilite beaucoup le travail, et ses formules sont susceptibles aussi d'intéresser les techniciens étrangers.

Les points suivants du nouveau § 17 sont particulièrement à noter.

Le module d'élasticité E du béton reste égal à 210.000 kg/cm<sup>2</sup>, tant pour l'extension que pour la compression, dans le calcul des déformations. Par contre, le nouveau règlement fixe sa valeur à 140.000 kg/cm<sup>2</sup> à la compression pour le calcul des tensions.

Pour le calcul des déformations des hourdis nervurés, la largeur active des ailes est :

$$b_o = 6 h_o + b + 2 b_s,$$

en employant les notations de l'Association belge de Standardisation,  $b_s$  étant la largeur des renforts de raccordement de la nervure à la dalle (voir fig. 3). Cette largeur active est inférieure, comme nous verrons plus loin, à celle qui entre en ligne de compte pour le calcul des tensions.

Pour les dalles continues, le règlement prescrit de tenir compte dans une large mesure des encastresments. Par exemple, la valeur du moment positif maximum dans une travée ne peut être inférieure au moment calculé dans l'hypothèse de

maçonnerie, il faut cependant veiller à ce que les effets d'un encastrement partiel éventuel ne provoquent pas de fatigues excessives (notamment dans les planchers à nervures rapprochées sans remplissage).

La répartition superficielle des charges concentrées est modifiée; elle est prévue dans toutes les directions suivant un angle de 45° avec la verticale dans l'épaisseur de la couche de répartition jusque sous la face supérieure de la dalle. Mais la largeur de la zone de répartition ne peut être supérieure aux <sup>2</sup>/<sub>3</sub> de la portée si la charge est au milieu, et au <sup>1</sup>/<sub>3</sub> de la portée si elle est près de l'appui.

En ce qui concerne les réactions d'appui, l'effet de la continuité peut être négligé.

Les planchers à nervures rapprochées doivent satisfaire aux mêmes conditions que les dalles simples, le remplissage éventuel est considéré comme inerte au point de vue des efforts intérieurs. La résistance des dalles doit être justifiée en cas de nécessité. Si le plancher est continu, dans la zone des moments négatifs que les nervures ne peuvent supporter seules, il est nécessaire de bétonner plein sur toute l'épaisseur du plancher. Les dispositions qui précèdent sont applicables aux planchers confectionnés en pièces moulées d'avance, dont les joints doivent être actifs dans toute leur étendue.

Pour les dalles à armatures croisées, le règlement développe notamment les formules approximatives de M. Marcus. La formule de répartition de la charge suivant les deux directions de la plaque rectangulaire reste inchangée; c'est la formule élémentaire ordinaire en proportion inverse des quatrièmes puissances des côtés. Mais on introduit dans les calculs un coefficient destiné à tenir compte des moments de torsion.

Il est de même prescrit de tenir compte des moments de torsion dans les planchers mushroom. Les parties des têtes des colonnes situées en dessous d'une inclinaison de 45° sur la verticale ne peuvent être prises en considération dans les calculs. Si ceux-ci ne sont pas effectués par des méthodes exactes basées sur la théorie des plaques, on peut substituer à la dalle un système de poutres croisées fictives, pour lesquelles le règlement développe des formules approximatives dont l'exposé est trop long pour être reproduit.

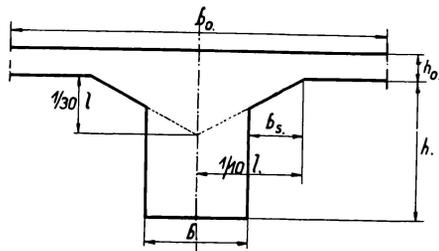
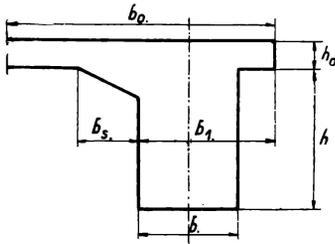


Fig. 3

l'encastrement parfait. Pour le moment négatif maximum dans une travée, il ne faut prendre que la moitié du moment calculé avec surcharge complète des travées voisines. Par contre, aux appuis, il ne faut considérer les moments d'encastrement que dans la mesure où ils correspondent réellement aux dispositions de la construction et, d'autre part, dans l'hypothèse de l'appui libre dans la



Pour les poutres et poutres nervurées, les considérations relatives à la détermination de la portée sont inchangées. Pour le calcul des moments des poutres continues, des prescriptions analogues à celles qui ont été citées pour les dalles fixent la manière dont il faut tenir compte des encastresments partiels aux appuis. Pour le calcul des réactions, l'effet de la continuité peut être également négligé. Les efforts tranchants sont calculés



**Fig. 4**

avec surcharge complète de toutes les travées, qu'elles soient indépendantes ou continues, lorsqu'il s'agit de bâtiments soumis principalement à des charges fixes. Pour des surcharges mobiles, il faut au contraire toujours chercher la position la plus défavorable. Dans les bâtiments, les poutres continues peuvent être considérées comme encastrees si la largeur d'appui dépasse un cinquième de la hauteur d'étage.

Pour les poutres nervurées, les largeurs actives des ailes pour le calcul des tensions sont dorénavant, en cas de poutre symétrique :

$$b_0 = 12 h_0 + b + 2 b_s \quad (\text{voir fig. 3}).$$

Cette largeur doit être inférieure à l'entredistance axiale des nervures et à la moitié de la portée. En cas de poutre dissymétrique (fig. 4)

$$b_0 = 4,5 h_0 + b_1 + b_s,$$

cette largeur doit être inférieure à la moitié de l'entredistance axiale des nervures et au quart de la portée. Le renfort  $b_s$  ne peut recevoir dans le calcul une valeur supérieure à  $3h_0$  (inclinaison active maximum  $\frac{1}{3}$ ).

Au sujet des colonnes, il est prescrit que, dans les bâtiments ordinaires, les colonnes intérieures peuvent être calculées comme chargées dans l'axe, sans flexion solidaire avec les poutres. Pour les colonnes extrêmes, il faut tenir compte de la

flexion. Le règlement cite des formules approximatives. Les monuments positifs des travées extrêmes peuvent subir une réduction correspondante. Dans les bâtiments, les charges d'appui pour le calcul des colonnes et fondations peuvent être calculées sans tenir compte des effets de la continuité.

Dans les ponts de chemins de fer, les charges roulantes se répartissent verticalement suivant des plans à  $45^\circ$  jusqu'à la face supérieure des parties portantes.

Le § 18 (ancien § 17) traite de la détermination des tensions; il est moins modifié dans l'ensemble que le précédent, mais d'une manière très caractéristique en certains points.

La disposition qui fixe à 15 la valeur de  $m$  à employer dans les calculs est conservée. Il n'est donc pas fait de distinction au sujet de la nature des ciments employés. Pour les ciments fondus, les expériences françaises ont conduit à proposer des valeurs inférieures, telles que  $m = 6$ . Il est vrai que ces ciments sont peu employés en Allemagne et que les superciments ne diffèrent des ciments ordinaires que principalement par la



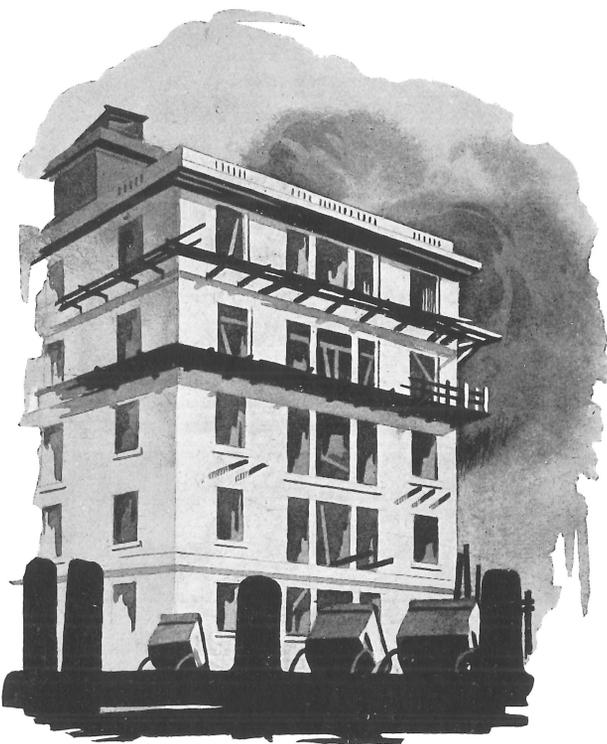


finesse de mouture, mais ont sensiblement la même composition et les mêmes propriétés.

Le règlement contient la disposition nouvelle que les rails qui servent à la fixation des transmissions et qui sont enrobés dans le béton peuvent être considérés comme armatures actives à concurrence de 50 % de leur section.

Pour les bétons de superciment, la limite des tensions rasantes du béton en dessous de laquelle il ne faut pas d'armatures spéciales est portée à 5,5 kg/cm<sup>2</sup> au lieu de 4 kg/cm<sup>2</sup> pour le ciment ordinaire. Le règlement cite les formules ordinaires pour le calcul des tensions rasantes et de l'adhérence; cette dernière ne doit pas être vérifiée si toutes les barres sont terminées par des crochets circulaires et ont moins de 25 mm. de diamètre. S'il y a un nombre suffisant de barres relevées pour résister aux efforts tranchants, le calcul de l'adhérence des barres restantes peut se faire en considérant la moitié de l'effort tranchant.

L'ancien règlement prescrivait la vérification des tensions de traction du béton dans les poutres sous voies de chemin de fer, dans le but d'éviter les fissurations. Cette vérification devait se faire avec l'aide d'un graphique des professeurs



Mörsch et Hager joint au règlement. Cette disposition a été retranchée de la nouvelle rédaction. Elle avait été critiquée en Allemagne. En comparant cette méthode et ce graphique à des procédés plus rigoureux, j'ai montré qu'ils donnaient des résultats erronés dans certains cas et généralement des dimensions peu satisfaisantes, les nervures étant basses et épaisses (1).

L'étude du flambement est modifiée. La limite d'élanement à partir de laquelle il faut en tenir compte reste fixée à 15 pour les colonnes à armatures ordinaires, mais est réduite à 13 pour les colonnes frettées, ce qui les désavantage. A la formule d'Euler est substituée la suivante :

$$\omega P = R'_b \Omega_f$$

dans laquelle :

$\omega$  = coefficient de flambage,

P = charge pratique,

$\Omega_f$  = section fictive ou réduite du béton

$$(\Omega_b + m \Omega_a),$$

$R'_b$  = contrainte pratique du béton à la compression simple.

Comme hauteur des colonnes, il faut considérer la hauteur totale des étages. Si le flambage est empêché dans le plan de la plus petite dimension transversale de la colonne, il faut effectuer la vérification dans le plan de l'autre dimension.

Pour la compression excentrique, le règlement conserve la formule

$$\sigma'_b = \frac{P}{\Omega_f} \pm \frac{M}{I} \frac{v}{v}$$

qui peut être appliquée même lorsqu'il se développe des tensions de traction qui doivent être inférieures numériquement à 1/5 de  $R'_b$ . Au delà de cette limite, il faut effectuer les calculs en négligeant la zone étendue du béton. Les armatures doivent en tous cas pouvoir supporter seules les tensions de traction sans le secours du béton. L'ancien règlement limitait les tensions de traction admissibles à 5 kg/cm<sup>2</sup>; le nouveau autorise des taux beaucoup plus élevés, conformément aux tendances modernes. Le calcul des dimensions en tenant compte de la résistance à l'extension du

(1) Ouvrage cité, A. T. P. B., tome XXV, fasc. 2 (avril 1924), pages 209 et suivantes.

béton présente quelques particularités que nous avons étudiées dans le mémoire précité, qui contient une table susceptible de faciliter les opérations.

Lorsque l'élançement des pièces comprimées excentriquement entraîne une possibilité de flambage, la tension admissible doit être réduite par application du coefficient de flambage.

Le nouveau § 19 et dernier (ancien 18) traite des contraintes admissibles.

Nous croyons utile de reproduire tous les tableaux nouveaux, beaucoup plus détaillés que ceux de l'ancien règlement.

Les contraintes pratiques sont valables sous la condition que les résistances de rupture à la compression satisfassent aux conditions :

1°) pour les bétons de ciment ordinaire :

$$W_{e28} \geq 200 \text{ kg/cm}^2,$$

$$W_{b28} \geq 100 \text{ kg/cm}^2;$$

2°) pour les bétons de superciment :

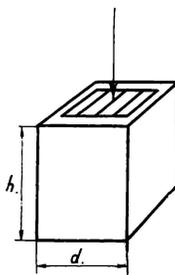
$$W_{e28} \geq 275 \text{ kg/cm}^2,$$

$$W_{b28} \geq 130 \text{ kg/cm}^2;$$

3°) dans les cas spéciaux où l'on fixe  $R'_b$  en fonction de  $W_{b28}$

$$W_{e28} \geq 250 \text{ kg/cm}^2, \quad W_{b28} \geq \nu R'_b$$

$\nu$  étant un coefficient indiqué dans les tableaux ci-après.



**Fig. 5.**

Le règlement considère donc qu'en moyenne  $W_{b28}$  est voisin de  $0,5 W_{e28}$ , ce qui éclaire singulièrement les commentaires antérieurs.

Dans le cas où la compression axiale ne s'exerce que sur une partie  $\Omega_1$  de la section  $\Omega$  (par exemple sur des dés d'appui, etc.) et que  $h \geq d$  (voir fig. 5),

la compression admissible  $R'_{1b}$  est plus élevée et s'exprime par la formule :

$$R'_{1b} = R'_b \sqrt[3]{\frac{\Omega}{\Omega_1}}$$

$R'_b$  étant la contrainte pratique de compression simple déduite de la table ci-après. Cette formule est peu satisfaisante et doit être employée avec circonspection, car  $R'_{1b} \equiv \infty$  lorsque  $\Omega_1 \equiv 0$ .

Il existe donc certainement une limite du rapport  $\frac{\Omega}{\Omega_1}$  au delà de quoi la formule n'est pas applicable. Le règlement n'indique pas la limite. Le problème du poinçonnage d'une pierre d'appui est aujourd'hui élucidé par l'étude photo-élastique et M. Morsch en a déduit des formules pour le béton armé (1). Il eût été préférable de s'inspirer de ces méthodes.

| Nature du béton.       | Contraintes $R'_b$ admissibles dans les colonnes sans danger de flambement |  |
|------------------------|--|--|
|                        | en général   | pour les ponts                           |
| Ciment ordinaire . . . | 35 kg/cm <sup>2</sup>  | 30 kg/cm <sup>2</sup>                    |
| Superciment . . . . .  | 45 kg/cm <sup>2</sup>  | 40 kg/cm <sup>2</sup>                    |
| Cas spéciaux . . . . . | $\frac{W_{b28}}{3} < 60 \text{ kg/cm}^2$                                   | $\frac{W_{b28}}{4} < 50 \text{ kg/cm}^2$ |

| Elancement $\frac{l}{b}$ (1)   | Coefficient de flambement $\omega$ (2) | $\frac{\Delta \omega}{\Delta \frac{l}{b}}$ |
|--|--|--|
| 1) Pour les colonnes rectangulaires ou carrées à armatures ordinaires. |  |  |
| 15   | 1,00                                   | 0,05                                       |
| 20   | 1,25                                   | 0,10                                       |
| 25   | 1,75                                   |  |
| 2) Pour les colonnes frettées.   |  |  |
| 13   | 1,00                                   | 0,10                                       |
| 20   | 1,70                                   | 0,20                                       |
| 25   | 2,70                                   |  |

(1)  $l$  = longueur de la colonne;  $b$  = plus petite dimension latérale.  
 (2) Les valeurs intermédiaires de  $\omega$  s'obtiennent par interpolation.

(1) Cfr. *La Photo élasticité*, par L. BAES, professeur à l'Université de Bruxelles.  
*Bulletin technique de l'A. I. Br.*, n° 3, de 1925, pp. 78 et suiv.



| Contraintes $R_b$ et $R_a$ admissibles dans la flexion simple ou composée.  |   |   |   |   |
|---|---|---|---|---|
| Nature du ciment ou de l'acier.   | a                                       | b   | c   | d                                       |
| 1) Ciment ordinaire . . . . .   | 50 kg/cm <sup>2</sup>                   | 40 kg/cm <sup>2</sup>                     | 35 kg/cm <sup>2</sup>                     |   |
| 2) Superciment. . . . .   | 60 »                                    | 50 »                                      | 40 »                                      |   |
| 3) Cas spéciaux . . . . .   | $\frac{W_b 28}{2} < 70 \text{ kg/cm}^2$ | $\frac{W_b 28}{2,5} < 60 \text{ kg/cm}^2$ | $\frac{W_b 28}{3,5} < 45 \text{ kg/cm}^2$ | $\frac{W_b 28}{5} < 40 \text{ kg/cm}^2$ |
| 1) Acier ordin. St. 37. . . . .   | 1200 kg/cm <sup>2</sup>                 | 1200 kg/cm <sup>2</sup>                   | 1000 kg/cm <sup>2</sup>                   | 800 kg/cm <sup>2</sup>                  |
| 2) Acier spécial St. 48 (employé avec du béton défini sous 2 ou 3). . . . . | 1500 »                                  | 1500 »                                    | 1250 »                                    | 1000 »                                  |

La colonne *a* correspond aux sections rectangulaires pleines d'au moins 20 cm. de hauteur, aux poutres sollicitées par des moments d'encastrement ou d'appui, aux planchers mushroom, aux portiques, arcs et appuis à béquilles, lorsque ces éléments sont calculés d'après les théories de l'élasticité en tenant compte dans les bâtiments des surcharges les plus défavorables et, dans les constructions importantes, des effets de variation de température, du retrait et des efforts de frottement et de freinage.

La colonne *b* correspond aux dalles de plus de 10 cm. d'épaisseur dans les bâtiments, y compris les fabriques non soumises à des vibrations appréciables, aux poutres et colonnes comprimées excentriquement pour autant qu'elles ne soient pas citées sous *a*.

La colonne *c* correspond aux dalles de moins de 10 cm. d'épaisseur, aux parties de bâtiments soumises à de fortes vibrations, aux hourdis et poutres de ponts-routes et aux dallages livrant passage au charroi lourd recouverts d'une couche de roulement de moins de 50 cm. d'épaisseur.

La colonne *d* convient pour les ponts de chemin de fer. Si l'on tient compte dans les calculs des variations de température, du retrait, des actions de freinage et de démarrage, les valeurs inscrites dans la colonne *d* peuvent être augmentées de 30 %, mais les tensions calculées sans tenir compte de ces influences ne peuvent dépasser ces valeurs.

La valeur de  $R'_b$  reste fixée à 4 kg/cm<sup>2</sup> pour le béton de ciment ordinaire et est portée à 5,5 kg/cm<sup>2</sup> pour le superciment. La tension limite

d'adhérence est fixée uniformément à 5 kg/cm<sup>2</sup> (4,5 kg/cm<sup>2</sup> dans l'ancien règlement). La tension limite de torsion reste uniformément fixée à 4 kg/cm<sup>2</sup>.

## II. — Prescriptions relatives à l'exécution des planchers en briques.

Ces prescriptions, toutes nouvelles, sortent à proprement parler du domaine du béton; je ne les cite que pour mémoire.

## III. — Prescriptions relatives à l'exécution des ouvrages en béton.

Ce règlement est en grande partie identique à celui qui est relatif au béton armé. Il a subi presque généralement les mêmes modifications, notamment au sujet des résistances de rupture après 28 jours  $W_e$  et  $W_b$ , au sujet de la nature des ciments autorisés, de l'emploi des ciments spéciaux, de l'emploi de la gunite, de l'incombustibilité, des précautions contre le gel, des coffrages, du décintrement ainsi que des éprouves. Les points suivants sont particuliers.

Il reste stipulé que la contrainte admissible  $R'_b$ , pour des charges statiques est  $\frac{1}{5}$  de  $W_{e28}$  (résistance après 28 jours du béton plastique); elle ne peut dépasser 50 kg/cm<sup>2</sup>. Pour du béton mou ou mis en place par la gravité,  $R'_b$  ne peut dépasser  $\frac{1}{3}$  de  $W_{b28}$  (résistance après 28 jours du béton tel qu'il est mis en œuvre).

Le passage relatif au flambage est supprimé. Par contre, il est stipulé que des piliers d'un élan-





ciment supérieur à  $\frac{1}{10}$  ne sont autorisés qu'exceptionnellement.

En cas de compression excentrique, l'extension du béton est admise jusqu'à concurrence de  $\frac{1}{20}$  de la contrainte pratique de compression. Nous pensons que c'est la première autorisation réglementaire du travail d'extension du béton non armé; l'observation est à rapprocher de celle faite à propos de la compression excentrique du béton armé. Le calcul des tensions de traction ne présente rien de particulier. (Voir Bulletin technique de l'A. I. Br., n° 5, de 1923, page 199 et n° 3 de 1924.)

Au point de vue de la mise en œuvre du béton, il est caractéristique qu'un alinéa affirmant la supériorité du béton plastique et constatant que les bétons fluides doivent, à résistance égale, contenir plus de ciment, a été supprimé. Par contre, un alinéa nouveau traite du béton mou et le paragraphe relatif au béton fluide mis en place par la gravité (béton coulé) a été considérablement remanié et développé. Les points nouveaux ont trait surtout à la consistance favorable, aux précautions à prendre pour éviter la séparation des constituants, à l'inclinaison convenable des couloirs ( $\frac{1}{2}$  à  $\frac{1}{2,5}$ , au maximum  $\frac{1}{3}$ ), la hauteur maximum de chute libre (inférieure à 2 m.)

La rédaction paraît s'inspirer des résultats de la technique américaine. Il est fait allusion notamment, comme aussi dans le règlement du béton armé, aux essais de consistance des bétons, qui sont pratiqués en Amérique.

#### **IV. — Prescriptions relatives aux essais de compression sur éprouvettes cubiques dans l'exécution des ouvrages en béton ou béton armé.**

Les prescriptions anciennes n'étaient destinées qu'au béton armé. Probablement à cause du progrès de l'emploi du béton non armé à haute résistance, les essais y sont désormais également applicables.

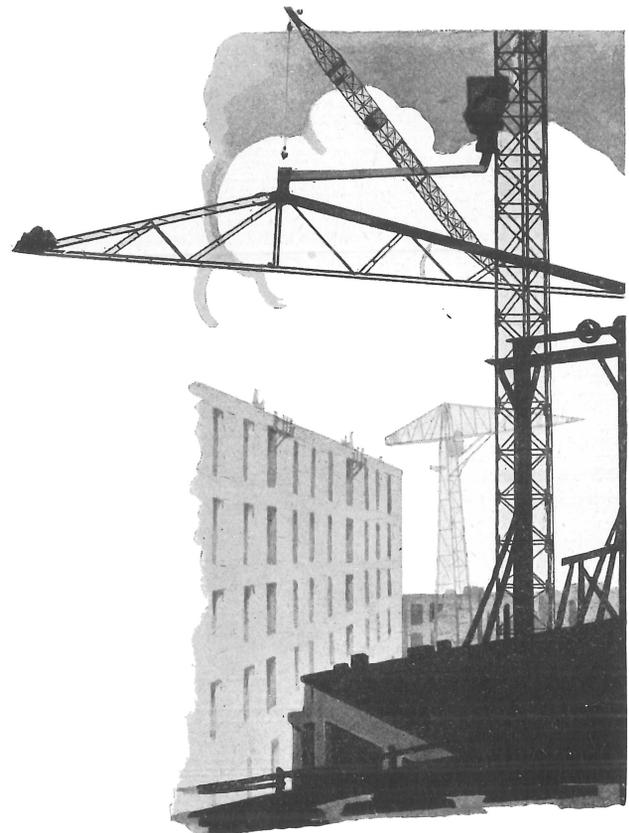
L'épreuve est envisagée dans deux conditions différentes :

- 1° pour la détermination de  $W_{e28}$ , le béton doit être plastique et peu humide;
- 2° pour la détermination de  $W_{b28}$ , il faut du

béton de même nature, même préparation et même consistance que le béton mis en œuvre; ce béton doit être prélevé sur le chantier, au moment de le mettre en œuvre pour l'ouvrage envisagé.

Anciennement, les cubes avaient tous 20 cm. de côté; pour les bétons à gros éléments, le nouveau règlement prévoit également des cubes de 30 cm. de côté. Pour l'essai du béton plastique, le nouveau règlement prescrit l'emploi d'un pilon normal à base carrée de 12 cm. de côté et pesant 12 kg.; pour  $W_b$  il conserve la prescription ancienne de damer d'une manière analogue à celle employée sur le chantier.

Les prescriptions relatives à l'introduction du béton dans la forme, au damage et au finissage sont précisées et développées. L'essai du béton plastique  $W_e$  est tout à fait normalisé. Le béton est à introduire en deux couches de 12 à 18 cm. d'épaisseur, d'après que le cube a 20 ou 30 cm. de côté. Chaque couche est régagée et ensuite damée. La hauteur de chute libre du pilon est de 15 ou 25 cm., d'après les dimensions du cube. Les coups de dame se donnent par séries dans





un ordre déterminé. Il y a neuf cantons de damage dans la section de 30 cm. et quatre dans la section de 20. Les cantons se recouvrent donc et reçoivent quatre séries successives de trois coups dans l'ordre prescrit. Après damage et enlèvement de l'excès de béton, la face supérieure est bien lissée.

Le béton mou ou fluide ( $W_{b28}$ ) est introduit jusqu'à ce qu'il n'y ait plus d'eau qui s'écoule; on le laisse prendre très légèrement avant d'enlever l'excès et de lisser.

Les prescriptions relatives à la conservation et au transport des éprouvettes sont inchangées. Celles qui sont relatives aux essais mêmes ont été modifiées. Il est stipulé notamment que l'épreuve se fait toujours après 28 jours seulement; l'essai après 45 jours n'est plus prévu exceptionnellement que pour les éprouvettes dont le froid aurait ralenti le durcissement.

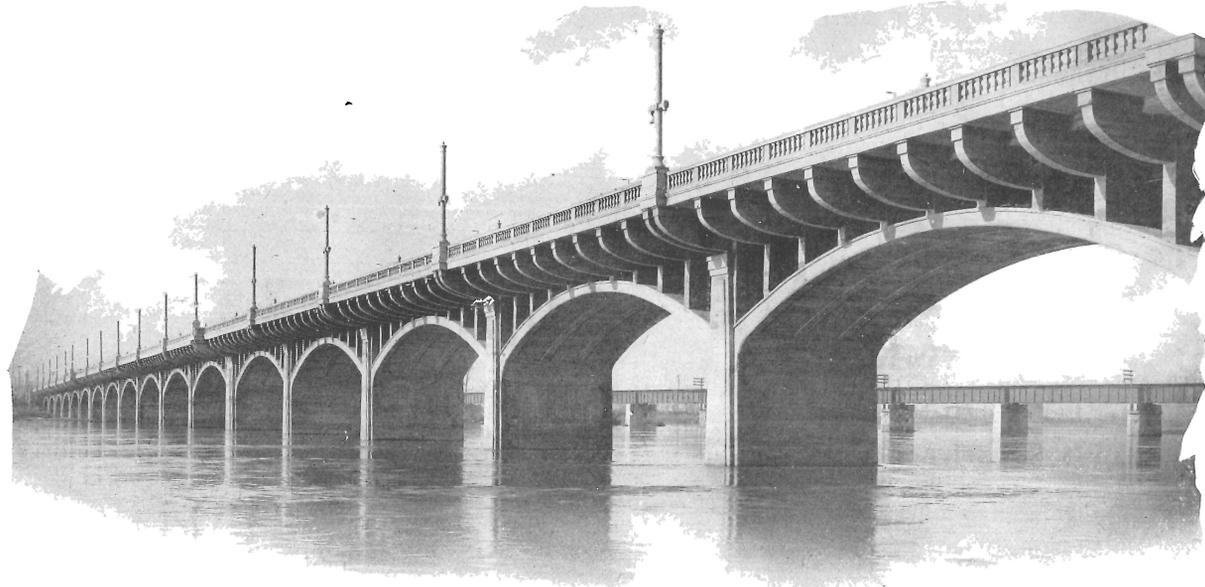
Des instructions nouvelles détaillées relatives à la vérification des organes des presses et de l'exactitude des appareils de mesure ont été ajoutées.

L'ancien règlement admettait que l'essai de pression se fasse parallèlement ou perpendiculairement à la direction du damage. La nouvelle rédaction stipule que, sauf exception, l'essai doit se faire perpendiculairement au damage, donc parallèlement au plan de séparation des couches. La vitesse d'essai est augmentée, l'effort de compression peut s'accroître de 2 à 3 kg/cm<sup>2</sup> par minute (anciennement 1 kg/cm<sup>2</sup> par minute).

La résistance correspond au plus grand effort exercé par la machine, c'est-à-dire au maximum indiqué par les appareils de mesure en poussant l'essai à outrance après l'apparition des fissures.

\* \* \*

Telles sont les principales nouveautés ou modifications des règlements allemands relatifs aux ouvrages en béton. Cet exposé, un peu long et cependant abrégé n'a d'autre but que de donner aux techniciens de langue française un aperçu de l'état et des tendances actuels de la technique allemande du béton.



### ***Le nouveau pont sur la rivière Arkansas à Tulsa (Oklahoma), E.-U.***

**PONT** à 18 travées semblables, franchies par des voûtes en béton armé. Longueur totale : 450 m. Le tablier est aménagé en une route de 9 m. de largeur portant une ligne de tramway et deux trottoirs de 1<sup>m</sup>50 de largeur. Les garde-corps ainsi que les supports du fil aérien du tramway sont en béton. Ce pont est remarquable par son extrême légèreté et au point de vue de la conception de ses piliers.