MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS
DES POSTES ET DES TÉLÉGRAPHES

COMMISSION DU CIMENT ARMÉ

EXPÉRIENCES, RAPPORTS & PROPOSITIONS
INSTRUCTIONS MINISTÉRIELLES

relatives à l'emploi du

BÉTON ARMÉ

PARIS
H. DUNOD ET E. PINAT, ÉDITEURS
QUAI DES GRANDS-AUGUSTINS, 49

1907

QUATRIEME PARTIE.

MINISTÈRE
DES
TRAVAUX PUBLICS,
DES POSTES
ET
DES TÉLÉGRAPHES.

DIRECTION
DU PERSONNEL
ET
DE LA COMPTABILITÉ.

SERVICE INTÉRIEUR.

Instructions relatives
à l'emploi du béton armé.

CIRCULAIRE.

RÉPUBLIQUE FRANÇAISE.

Paris, le 20 Octobre 1906.

LE MINISTRE

à Monsieur , ingénieur en chef des Ponts et Chaussées,

à

En présence du développement que prennent les applications du béton armé aux travaux publics, il est nécessaire de faire connaître aux ingénieurs les conditions générales, moyennant lesquelles les constructions faites avec cette matière nouvelle présentent les mêmes caractères de stabilité et offrent au public les mêmes garanties de sécurité que celles qui sont édifiées avec les matériaux anciennement éprouvés.

La question a fait l'objet de longues études et de recherches expérimentales, qui se sont poursuivies durant trois années, pour aboutir au dépôt d'un rapport dont le Conseil général des Ponts et Chaussées a été saisi et qu'il a renvoyé à une Commission spéciale composée d'inspecteurs généraux.

Sur le rapport de cette Commission, en date du 20 *juillet* 1906, *dont une copie est annexée à la présente circulaire, et après une discussion approfondie, le Conseil général des Ponts et Chaussées a adopté un projet d'instructions applicables à l'emploi du béton armé dans les ouvrages dépendant du ministère des Travaux publics.*

Conformément aux décisions du Conseil, j'ai approuvé ces instructions dont vous trouverez plus loin le texte.

Elles sont conformes à l'état actuel de nos connaissances en la matière, mais seront sans doute à reprendre, lorsque l'expérience des chantiers et des laboratoires, et une plus longue carrière du béton armé, auront fourni, en ce qui le concerne, des données plus certaines que celles que l'on possède aujourd'hui.

Les explications qui suivent ont pour objet de préciser, en tant que de besoin, le sens et la portée de ces instructions.

I. — DONNÉES A ADMETTRE DANS LA PRÉPARATION DES PROJETS.

A. Surcharges.

Articles 1, 2, 3. — De ces trois articles, les deux premiers se justifient d'eux mêmes.

Le troisième, qui prescrit que les ouvrages qu'il vise seront calculés en vue des plus grandes surcharges qu'ils auront à supporter en service, semble inutile, puisque tout ouvrage doit être établi et, par conséquent, calculé en vue de sa destination. C'est bien ce qui a lieu pour les ouvrages métalliques ou autres qui ont précédé le ciment armé. On les calcule en vue des charges effectives les plus grandes auxquelles on prévoit qu'ils pourront être soumis avec un coefficient de sécurité convenable, c'est-à-dire de façon telle que sous l'effet de ces charges, les forces élastiques n'atteignent qu'une fraction déterminée de celles qui seraient capables de produire la rupture.

Pour les constructions en béton armé, certains spécialistes préconisent une autre marche. Elle consisterait non pas à chercher les forces élastiques déterminées par les surcharges effectives, mais à chercher dans quelle proportion il faudrait amplifier fictivement ces surcharges pour provoquer la rupture, et c'est le coefficient d'amplification qui serait, en ce cas, le coefficient de sécu ité.

Cette procédure, qui peut avoir son intérêt, semble pourtant ne pas devoir offrir de suffisantes garanties parce que jamais un ouvrage ne périt par amplification proportionnelle des charges qu'il a à supporter. La chute d'un ouvrage arrive soit par une cause accidentelle, soit par quelque ma interne dont le développement finit par être fatal.

Dans ces conditions, il semble convenable de calculer les ouvrages en béton armé comme les autres pour les charges effectives les plus défavorables qu'ils pourront avoir à supporter et avec des coefficients de sécurité suffisants pour que ces charges ne puissent, à aucun degré, les mettre en danger.

Ces calculs sont obligatoires. Mais si les ingénieurs trouvent utile d'y joindre des calculs etablis dans l'hypothèse de majorations des charges réelles afin de se rendre compte des charges virtuelles qui provoqueraient la rupture, ils sont libres de le faire et d'exposer les conséquences qu'ils croiront pouvoir en tirer.

B. Limites de travail et de fatigue.

Art. 4. — La limite de fatigue à la compression fixée aux $\frac{28}{100}$ de la résistance à l'écrasement du béton non armé, après 90 jours de prise, est notablement plus élevée que celle généralement admise par les règlements étrangers. Les chiffres résultant de ces derniers règlements conduiraient plutôt à admettre, comme limite de fatigue à la compression d'un béton armé, le quart de la résistance à l'écrasement du béton similaire non armé après 28 jours de prise.

Or, si on compare les deux règles pour les trois sortes de bétons armés, expérimentés par la Commission du ciment armé, on arrive aux résultats ci-après :

La Commission a expérimenté des bétons formés de 400 litres de sable, 800 litres de gravier, avec ciment Portland, aux dosages variant de 250 à 600 kilogrammes.

Elle a reconnu qu'on peut compter sur les résistances suivantes en kilogrammes, par centimètre carré, respectivement pour les dosages de 300, 350 et 400 kilogrammes.

Au bout de 28 jours :

(*a*) 107 kilogr. 120 kilogr., 133 kilogr ;

Au bout de 90 jours :

(*b*) 160 kilogr., 180 kilogr., 200 kilogr.

Si donc on admettait comme limites de fatigue le 1/4 des résistances (*a*), on trouverait respectivement :

27 kilogr., 30 kilogr., 33 kilogr.

Si, au contraire, suivant l'article 4 de l'instruction, on adopte les $\frac{28}{100}$ des résistances (*b*), on trouve :

44 kilogr, 8, 50 kilogr., 4, 56 kilogr.

chiffres notablement supérieurs aux précédents. On voit donc qu'à ce point de vue l'article 4 est beaucoup plus hardi que les règlements étrangers. Mais ces règlements sont plus ou moins anciens et il est vraisemblable que s'ils viennent à être refaits, en tenant compte des constructions existantes et des qualités qu'y montre le béton armé, on en modifiera les prescriptions dans le sens où elles se trouvent modifiées par l'article 4 lui-même.

L'industrie privée qui, en France plus qu'ailleurs, se règle sur les préceptes administratifs, même pour les constructions privées, a à gagner à la hardiesse des prescriptions de l'article 4, qu'elle appliquera d'ailleurs sous sa responsabilité.

Les ingénieurs de l'Etat ne sont pas tenus d'aller jusqu'à l'extrême limite de ce que permet le règlement. Ils peuvent se tenir au-dessous. Ils doivent d'ailleurs se rappeler que la sécurité d'un ouvrage en béton armé n'est assurée, quelles que soient les limites de fatigue adoptées dans les calculs, que par la perfection des matériaux employés, leur dosage mathématique et le soin apporté dans leur emploi. Leur surveillance doit donc être plus stricte encore pour les ouvrages en béton armé que pour ceux qu'ils construisent habituellement.

ART. 5. — Il convient d'encourager l'emploi judicieux du métal, non seulement comme armature longitudinale, mais aussi dans le sens transversal ou oblique, de façon à empêcher le gonflement du béton sous l'influence des compressions longitudinales auxquelles il peut être soumis. Sa résistance à l'écrasement augmente ainsi dans des proportions considérables et qui atteignent, lorsque l'armature transversale va jusqu'à un frettage suffisamment serré, des proportions qu'on n'eût pas pu prévoir avant que l'expérience les ait fait connaître. Il est donc naturel d'augmenter aussi la limite de fatigue à admettre suivant le volume et la disposition des armatures transversales ou obliques. Il serait difficile de donner à cet égard une indication absolue. Quelques expériences de laboratoire ou de chantier faites comparativement sur des bétons sans armature transversale et les mêmes avec de telles armatures, en indiquant l'augmentation de résistance à l'écrasement obtenue par ces dernières, permettront de déterminer l'augmentation correspondante qu'on pourrait, sans danger, adopter pour la limite de fatigue. Toutefois, les expériences faites par la Commission du ciment permettent, faute de mieux, d'admettre que les armatures transversales et les frettages multiplient la résistance à l'écrasement d'un prisme de béton par un coefficient:

$$1 + m' \frac{V'}{V}$$

V' étant le volume des armatures transversales ou obliques et V le volume du béton pour une même longueur du prisme. m' est un coefficient variable avec le degré d'efficacité des liaisons établies entre les barres longitudinales. Lorsque ces liaisons consistent en ligatures transversales, formant des rectangles en projection sur une section transversale du prisme, le coefficient m' peut varier de 8 à 15, le minimum se rapportant au cas où l'espacement des armatures transversales atteint la plus faible dimension transversale de la pièce considérée, et le maximum, lorsque le dit espacement descend au tiers au plus de cette dimension.

Lorsque les armatures transversales consistent en un frettage formé par des spires plus ou moins serrées, le coefficient m' peut varier de 15 à 32. Le

minimum serait à appliquer lorsque l'écartement des frettes atteindrait les $\frac{2}{5}$ de la plus petite dimension transversale de la pièce considérée et le maximum lorsque cet écartement atteindrait :

$\frac{1}{5}$ de la dite dimension pour une compression longitudinale de 50 kilogrammes par centimètre carré.

$\frac{1}{8}$ de la dite dimension pour une compression de 100 kilogrammes par centimètre carré.

Les indications qui précèdent sont soumises à la réserve essentielle, formulée à l'article 5, qu'en aucun cas, quel que soit le pourcentage du métal et quelle que soit la valeur du coefficient $1 + m' \frac{V'}{V}$, la limite de fatigue à admettre ne pourra dépasser les 0,60 de la résistance du béton non armé telle qu'elle est définie à l'article 4. Cette disposition a pour effet de se tenir, dans tous les cas, à une limite de fatigue qui ne dépasse pas la moitié de la pression qui commence à provoquer la fissuration superficielle du béton armé et qui, d'après les expériences de la Commission du ciment armé, dépasse, suivant les cas, de 25 à 60 %, celle qui produit l'écrasement du béton armé.

II. — CALCULS DE RÉSISTANCE.

ART. 9. — Se justifie de lui-même.

ART. 10. — Cet article a pour objet d'écarter les procédés de calcul purement empiriques. Les principes de la résistance des matériaux fournissent ici, comme pour les constructions ordinaires, des solutions plus sûres. L'expérience, dans les limites où elle s'est révélée jusqu'ici, conduit à admettre que le principe de Navier relatif à la déformation plane des sections transversales peut encore être appliqué ici.

Combiné avec le principe de la proportionnalité des efforts aux déformations, il suffit dans le cas des pièces soumises à des compressions. Il suffit de remplacer chaque section hétérogène par une section fictive ayant même masse que la section hétérogène réelle, en attribuant aux parties de la section formées par le béton une densité 1 et aux parties formées par les armatures longitudinales une certaine densité m (1).

(1) Les armatures transversales n'ont pas à intervenir ici. Leur rôle essentiel se trouve déjà pris en considération par la majoration (art. 5) qu'elles permettent d'attribuer à la limite de fatigue du béton. C'est en effet dans l'augmentation de la résistance à l'écrasement, due à ce qu'elles s'opposent au gonflement transversal, que réside leur principale efficacité.

Théoriquement, cette densité m serait le rapport :

$$m = \frac{E_a}{E_b} \qquad (1)$$

du module d'élasticité E_a du métal de l'armature au module d'élasticité E_b du béton. Ce rapport, dans les limites de charges admises par l'article 4, est d'environ 10. Il s'accroît avec les charges du béton et peut doubler ou tripler au moment de la rupture si elle a lieu par écrasement du béton ; il diminuera, au contraire, si la rupture avait lieu par excès de charge de l'armature.

Ce fait suffirait à montrer combien incertains seraient les calculs de résistance basés sur la majoration fictive, jusqu'à rupture, des charges réelles, dont il a été parlé plus haut (art. 3).

En tout cas, les expériences sur le module E_b portent sur du béton non armé. Dans quelle mesure le rapport m, qu'on en déduit, reste-t-il applicable au béton armé ? Cela peut dépendre du degré de facilité que l'on a pour le damer dans toutes ses parties, pour l'enrober autour du métal, etc.

Il est donc préférable de regarder le coefficient m comme résultant de l'expérience et pouvant, dans une pièce à armatures complexes (longitudinales et transversales), ne pas représenter exactement le rapport des modules d'élasticité du métal et du béton expérimentés séparément.

On pourra admettre que ce coefficient peut varier de 8 à 15. Le minimum s'appliquera lorsque les barres longitudinales auront un diamètre égal au dixième $\left(\frac{1}{10}\right)$ de la plus petite dimension de la pièce, des ligatures ou entretoises transversales espacées de cette dernière dimension et des abouts peu éloignés des surfaces libres du béton. Le maximum s'appliquera lorsque le diamètre des barres longitudinales ne sera que le vingtième $\left(\frac{1}{20}\right)$ de la plus petite dimension de la pièce, et l'espacement des ligatures ou armatures transversales, le tiers de cette même dimension.

La plupart des auteurs admettent pour m une valeur fixe et qui souvent est prise égale à 15. On attribue sans doute ainsi, dans beaucoup de cas, au métal, une part de résistance supérieure et au béton une part inférieure à celles qui se produisent réellement. Il s'ensuit qu'on peut avoir des déboires en ce que la compression du béton est, en fait, supérieure à celle qu'on a admise et que le coefficient de sécurité, en ce qui le concerne, est inférieur à celui qu'on voulait admettre.

En faisant varier m entre un maximum de 15 et un minimum de 8, suivant les dispositions des armatures, tant longitudinales que transversales, on serre de plus près la réalité et on compense ainsi en partie le coefficient de fatigue un peu élevé autorisé par l'article 4.

Une fois le coefficient m choisi, les formules à appliquer peuvent aisément se mettre sous la forme classique qui convient à un solide homogène.

a. *Compression simple.* — On considère la section homogène fictive Ω donnée par la relation

$$\Omega = \Omega_b + m\,\Omega_a. \qquad (2)$$

Ω_b étant l'aire de la section en béton, et Ω_a l'aire totale des sections faites dans les armatures métalliques longitudinales. Comme cette dernière est faible par rapport à la première, on confond souvent Ω_b avec la section totale $\Omega_b + \Omega_a$ de la pièce.

Si N est la compression totale qui agit normalement à la section, on aura pour la pression, par unité de surface R_b que supporte le béton et celle R_a que supportent les armatures :

$$R_b = \frac{N}{\Omega}, \qquad R_a = m\frac{N}{\Omega}. \qquad (3)$$

Si R_b est donné, on en conclut Ω et, par suite à l'aide de (2) d'après la forme réelle de la pièce, la section totale Ω_a des armatures ou le pourcentage :

$$\frac{\Omega_a}{\Omega_b}.$$

b. *Compression avec flexion.* — Si la compression totale N n'est pas uniformément répartie, il convient de faire intervenir, outre l'aire Ω de la section fictive, son centre de gravité et son moment d'inertie relatif à l'axe transversal à la flexion passant par son centre de gravité, par les formules suivantes :

$$\Omega\,Y = \Omega_b\,Y_b + m\,\Omega_a\,Y_a\,; \qquad (4)$$

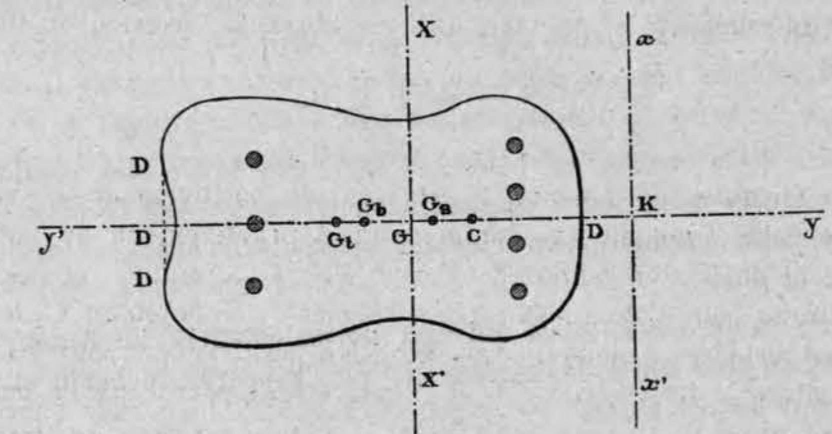
$$I = I_b + m\,I_a. \qquad (5)$$

La figure 1 représente un schéma de la section considérée supposée symétrique par rapport à un axe Y′ Y. Le centre de gravité cherché de la section fictive Ω est G ; celui des armatures métalliques connu est G_a, celui du béton également connu est G_b. On déduit les positions de ces points par leurs ordonnées respectives :

$$Y = G\,K, \quad Y_b = G_b\,K, \quad Y_a = G_a\,K,$$

comptées à partir d'un axe $x'\,x$ choisi à volonté, ces ordonnées étant, s'il y a lieu, comptées positivement d'un côté convenu de $x' x$ et négativement du côté opposé.

Fig. 1.



La formule (2) donne Ω; puis la formule (4) donne l'ordonnée Y du centre de gravité G de Ω. Enfin, l'axe XGX' étant ainsi connu, ou connaît les moments d'inertie I_b et I_a des sections géométriques du béton et des armatures longitudinales par rapport à cet axe et, par suite, la formule (5) donne le moment d'inertie I de la section fictive Ω par rapport à ce même axe.

Nous avons dit plus haut qu'on confond souvent la section Ω_b du béton avec la section totale $\Omega_t = \Omega_b + \Omega_a$ de la pièce. Si on ne veut pas le faire, les formules (2), (4), (5) peuvent s'écrire d'une façon plus commode dans la pratique en y introduisant, au lieu de la section Ω_b du béton, la section totale

$$\Omega_t = \Omega_b + \Omega_a.$$

et, par suite, au lieu du centre de gravité G_b du béton, celui de G_t de cette section totale et, enfin, au lieu du moment d'inertie I_b de la section du béton relativement à l'axe X' X, le moment d'inertie I_t de la section totale, relativement à un axe parallèle à X' X passant par le centre de gravité G_t.

Les formules deviennent alors :

$$(2') \qquad \Omega = \Omega_t + (m-1)\,\Omega_a\,;$$

$$(4') \qquad \Omega\,Y = \Omega_t\,Y_t + (m-1)\,\Omega_a\,Y_a\,;$$

$$(5') \qquad I = I_t + \Omega_t\,(Y - Y_t)^2 + (m-1)\,I_a.$$

A présent si N est la pression totale et M le moment de flexion, c'est-à-dire la somme des moments des forces extérieures agissant sur la section considérée relativement au centre de gravité G, de la section fictive, on aura

pour la pression par unité de surface n_b agissant sur le béton à une distance quelconque v de l'axe X' X :

$$(5^a) \qquad n_b = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I}\,v,$$

et si au point considéré se trouvait une armature, la pression qu'elle supporterait serait :

$$(6) \qquad n_a = m\,n_b.$$

Dans ces formules, la distance v est comptée positivement du côté où le moment de flexion produit une compression et négativement du côté opposé. Si le moment de flexion autour de l'axe X'X est compté positivement de gauche à droite pour l'observateur placé suivant X'X, la tête en X', les pieds en X, alors les distances v doivent être comptées positivement pour les points de la section situés à droite de X' X et négativement pour ceux de gauche.

Si on appelle v_b la distance à X' X de la fibre extrême de droite et par v_{1b} la *valeur absolue* de la même distance pour la fibre extrême de gauche, la plus grande compression du béton R_b par unité de surface sera :

$$(7) \qquad R_b = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I}\,v_b.$$

Sa compression la plus faible R_{1b} sera :

$$(7_1) \qquad R_{1b} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I}\,v_{1b}$$

En remplaçant l'indice b par a pour les armatures, les valeurs extrêmes de la compression pour les armatures seront :

$$(8) \qquad R_a = m\left[\frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I}\,v_a\right];$$

$$(8_1) \qquad R_{1a} = m\left[\frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I}\,v_{1a}\right].$$

Ces formules supposent essentiellement qu'il y a compression partout, c'est-à-dire que la valeur R_{1b} et, par suite, celle R_{1a} sont positives. Si R_{1b} était négatif, on n'aurait plus le droit de les appliquer parce que les lois de la traction du béton diffèrent essentiellement de celles qui régissent sa compression. Il faudrait alors procéder comme il sera indiqué plus loin.

Si on connaît la pression totale N, non seulement en grandeur mais en position, c'est-à-dire si on connaît la position de son point d'application (centre de pression) définie par sa coordonnée v_0 par rapport à l'axe X'X, on en déduirait, par définition :

(9) $$M = Nv_0,$$

et si on posait

(10) $$I = \Omega r^2,$$

r étant ainsi le rayon de giration de la section fictive Ω relativement à l'axe X'X, on aurait

(11) $$n_b = \frac{N}{\Omega}\left(1 + \frac{v_0 v}{r^2}\right).$$

L'axe neutre serait obtenu en annulant la valeur de n_b, c'est-à-dire par la formule

(12) $$1 + \frac{v_0 v'}{r^2} = 0,$$

en appelant v' la valeur de v qui définit la position de cet axe.

La formule (7_1) devient avec ces nouvelles notations :

(13) $$R_{1b} = \frac{N}{\Omega}\left(1 - \frac{v_0 v_{1b}}{r^2}\right).$$

La comparaison des deux dernières formules indique, comme cela doit être, qu'il n'y a compression partout que si l'axe neutre tombe hors de la section soit :

$$-v' > v_{1b}.$$

Ce qui précède suppose que l'on connaît pour chaque section les valeurs de N et de M. Ce sera le cas pour une colonne portant une charge centrée (c'est-à-dire appliquée au centre de gravité G de la section fictive, d'où $M = o$), ou excentrée ($M = Nv_0$). Ce sera encore le cas d'un barrage où la courbe des pressions donne précisément N et v_0 pour chaque section.

Lorsque la statique ne fournit pas directement ces valeurs, comme dans un arc de pont, on procédera comme il va être indiqué dans le cas de beaucoup le plus général où les pièces travaillent à la fois à la compression et à l'extension, celui qui justifie vraiment l'emploi des armatures, et ceci nous amène tout naturellement à ce cas général visé par les articles 11 et 12 de l'instruction.

Art. 11. — Cet article dit que, dans les calculs de déformation, on mettra en compte la résistance à l'extension du béton.

On peut avoir à calculer la déformation en elle-même, notamment pour prévoir la flèche que prendra un ouvrage. Mais, en tous cas, on aura à faire usage des formules de déformation pour connaître dans chaque section, la compression N de la *fibre moyenne* (lieu des centres de gravité G des sections fictives Ω), le moment de flexion M et l'effort tranchant T, lorsque la statique ne les fournit pas.

Par définition N et T sont les composantes normale et tangentielle des forces extérieures y compris la réaction de l'appui qui agissent d'un côté convenu de la section et M est la somme des moments de ces mêmes forces extérieures par rapport au point G.

Si l'une des extrémités de la pièce à étudier est libre (colonnes) ou si la statique fournit la réaction d'un appui (poutres à deux appuis sans encastrement), les forces N et T et le couple M sont connus, *en toute rigueur* ; on pourra se passer de toute formule de déformations, et, par conséquent, de toute hypothèse pour les déterminer. L'article 11 n'intervient pas pour cet objet.

Mais dans le cas des poutres encastrées ou des poutres à plusieurs travées ou d'arcs travaillant à l'extension, ce qui est le cas général des arcs en béton armé, on devra appliquer l'article 11, et, par conséquent, l'interpréter.

L'administration acceptera l'interprétation faite selon l'usage courant jusqu'ici, bien qu'il soit peu correct et qui consiste à attribuer au béton, travaillant à l'extension, le même coefficient d'élasticité que quand il travaille à la compression.

Une fois cette hypothèse admise, les formules établies plus haut, sous la restriction essentielle qu'il n'y a travail qu'à la compression, deviennent générales.

Or, on voit aisément que ces formules, grâce à l'intervention des éléments de la section fictive Ω, ramènent le problème de la résistance d'une pièce en béton armé, c'est-à-dire d'une pièce hétérogène, à celui de la résistance d'une pièce homogène fictive. Dès lors, tous les résultats généraux et classiques obtenus dans ce dernier cas s'étendent au premier, et, par conséquent, pour avoir les valeurs de N, M, T dans le cas d'un arc, celles de M, T dans le cas d'une poutre chargée transversalement où $N = 0$, ainsi que les réactions des appuis, il suffira, dans chaque cas, d'adopter les valeurs bien connues qui se rapportent aux pièces homogènes.

Ainsi, si on a une poutre en béton armé de portée l encastrée à ses deux extrémités et portant une charge uniforme de p kilogrammes par mètre courant, on admettra que, comme pour une poutre homogène, le plus grand moment de flexion se produira à l'encastrement et aura pour valeur :

(14) $$\frac{pl^2}{12}$$

et que le moment de flexion au milieu, de signe contraire au précédent, sera, en valeur absolue :

$$(15) \qquad \frac{pl^2}{24}$$

Si l'encastrement est partiel on adoptera, au lieu de la valeur ci-dessus, une valeur intermédiaire entre elle et celle $\frac{pl^2}{8}$, qui se rapporte à la poutre à appuis simples, par exemple $\frac{pl^2}{10}$.

De même, si on a une poutre à plusieurs travées qui seront généralement égales, il suffira de prendre dans les traités ou manuels de résistance des matériaux, les valeurs toutes calculées des moments de flexion, efforts tranchants et réactions des appuis se rapportant à des pièces homogènes ou, si on se trouve dans des cas spéciaux, de calculer ces valeurs comme s'il s'agissait de pièces homogènes.

De même, enfin, s'il s'agit d'un arc, on se servira des tables de Bresse relatives aux arcs homogènes pour avoir la poussée s'il s'agit d'un arc à deux rotules, de celles que M. l'ingénieur Pigeaud a récemment publiées dans les *Annales des Ponts et Chaussées* s'il s'agit d'un arc encastré et on choisira une valeur intermédiaire entre celles fournies par ces deux tables, si on juge qu'on a un encastrement partiel.

Dans les cas spéciaux, on calculera directement la poussée selon la formule classique se rapportant aux pièces homogènes.

Une fois la poussée connue, comme les réactions verticales se déduisent de la statique pure, on aura toutes les données nécessaires pour déterminer M, N et T graphiquement ou par le calcul pour chacune des sections qu'on voudra étudier.

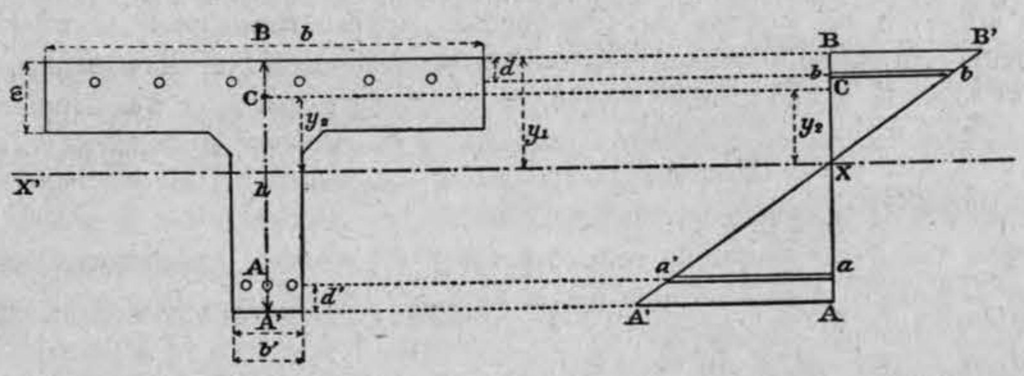
Interprétation plus correcte. — On peut mettre en compte la résistance à l'extension du béton d'une façon plus satisfaisante, en admettant comme résultant de diverses expériences, le principe ci-après : le coefficient d'élasticité du béton armé à l'extension ne conserve une valeur sensiblement constante que jusqu'à la limite de la résistance à l'extension du béton similaire non armé ; à partir de là, il devient en quelque sorte plastique, c'est-à-dire qu'il s'allonge par suite de sa connexion avec l'armature, mais sans que sa tension limite se modifie. Il n'y a pas de difficulté théorique à constituer une résistance des matériaux complète édifiée sur cette hypothèse jointe à celle de Navier relative à la déformation plane des sections transversales. Mais les calculs deviennent beaucoup plus complexes.

Il sera naturellement loisible aux ingénieurs d'utiliser cette manière de faire s'il la jugent plus satisfaisante.

De quelque manière que l'on ait déterminé les valeurs du moment de flexion M, de l'effort tranchant T et de la compression de la fibre moyenne N (laquelle est nulle dans les pièces droites chargées transversalement), on devra ensuite en tirer, au moins dans les sections les plus fatiguées, la fatigue locale. Dans cette recherche, l'article 11 prescrit de faire abstraction de toute résistance à l'extension du béton. Cette prescription n'a rien de contradictoire avec celle qui prescrit d'en tenir compte dans les calculs de déformation. En fait, le béton se fendille plus ou moins du côté de l'armature tendue, mais sans qu'il résulte de ces fissures microscopiques ou peu profondes, une modification très notable dans la déformation générale des ouvrages, même si en un point, une fissure plus marquée se produisait. Mais, en ce point, la fatigue locale s'en trouverait naturellement très accrue. Il convient donc, dans le calcul des fatigues locales, de se placer dans cette hypothèse défavorable, tandis qu'il serait excessif de s'y placer dans la recherche des déformations générales et, par suite, de celle des valeurs M, T, F, qui s'y rattachent.

Application à un hourdis et à une pièce d'une section rectangulaire. — On va appliquer la méthode indiquée plus haut à un hourdis (fig. 2) assimilé à un simple T, dont la hauteur est h, la largeur d'aile b, la largeur de la nervure b', l'épaisseur d'aile ε et dont l'armature du côté de la compression a

Fig 2. Fig. 3.



une section totale ω, sa distance moyenne au parement comprimé étant d, du côté de l'extension, la section ω', à une distance moyenne d' du parement tendu. Si la première n'existait pas on ferait $\omega = 0$.

Soit y_1, la distance inconnue de l'axe neutre X'X au parement comprimé B. Sur la figure 3, la section du hourdis est projetée suivant la droite AB. Les ordonnées de la droite XB' représentent les compressions du béton et, au facteur m près l'ordonnée bb' représente la compression de l'armature comprimée et aa' représente la tension de l'armature tendue. Soit K le coefficient angulaire de la droite B'XA' ou la tangente trigonométrique de l'angle B'XB.

a. *Flexion simple.* — S'il s'agit de la flexion simple $N = o$, en écrivant que les forces élastiques se réduisent au couple de flexion M, c'est-à-dire que leur somme est nulle et que la somme de leurs moments relativement à n'importe quel point, par exemple au point B est égale à M, on obtient pour déterminer la distance $XB = Y_1$ de l'axe neutre à la face comprimée, l'équation du second degré :

$$(16) \qquad o = \frac{b' y_1^2}{2} + (b - b')\varepsilon\left(y_1 - \frac{\varepsilon}{2}\right) + m\omega(y_1 - d) - m\omega'(h - d' - y_1)$$

puis, pour déterminer le coefficient angulaire K :

$$(17) \qquad \frac{M}{K} = \frac{b' y_1^3}{6}(+ b - b')\varepsilon^2\left(\frac{y_1}{2} - \frac{\varepsilon}{3} + m\omega(y_1 - d)d - m\omega'(h - d' - y_1)'h - d'\right),$$

où le second nombre est connu, ainsi que M.

Ces formules supposent implicitement que l'axe neutre tombe dans la nervure. S'il tombe dans le hourdis, il suffit dans les formules précédentes de faire $b' = b$, ce qui donne :

$$(18) \qquad o = \frac{b y_1^2}{2} + m\omega(y_1 - d) - m\omega'(h - d' - y_1);$$

$$(19) \qquad \frac{M}{K} = \frac{b y_1^3}{6} + m\omega(y_1 - d)d - m\omega'(h - d' - y_1)(h - d').$$

Pour savoir où tombera la fibre neutre et, par conséquent, si c'est la formule (16) ou celle (18) qui déterminera la position de la fibre neutre, il suffit, dans le second membre de (16) de remplacer y_1 par ε_1 ce qui donne :

$$\frac{b\varepsilon^2}{2} + m\omega(\varepsilon - d) - m\omega'(h - d' - \varepsilon).$$

Si la valeur numérique de cette expression est positive, l'axe neutre tombe dans le hourdis et se détermine par la formule (18). C'est l'inverse si cette valeur numérique est négative.

Les formules (18) et (19) s'appliquent aussi à une section rectangulaire de base b et de hauteur h.

Quand on a déterminé les deux inconnues y_1 et K, on aura pour la compression maximum R_b du béton :

$$(20) \qquad R_b = K y_1$$

pour la compression R_a et l'extension R'_a des armatures :

$$(21) \qquad \begin{cases} R_a = mK(y_1 - d); \\ R'_a = mK(h - d' - y_1). \end{cases}$$

b. *Flexion composée.* — On connaît dans ce cas, la compression N et la position du centre de pression C, point d'application de la résultante des forces extérieures. Désignons par c la distance de ce point à la face comprimée, cette distance étant comptée positivement si C tombe dans la section, négativement dans le cas contraire. Il paraît plus commode ici, pour la raison qui sera donnée dans un instant, de déterminer la position de la fibre neutre par sa distance $XC = y_2$ (fig. 3, page 453) au centre de pression C que par sa distance y_1 au parement comprimé. On écrira que la résultante des forces élastiques coïncide avec N. Donc, la somme des moments des forces élastiques par rapport au point C est nulle, ce qui donne une équation du 3e degré servant à déterminer y_2, c'est-à-dire la position de l'axe neutre X'XC. Cette équation, dans le cas où cet axe tombe dans la nervure est la suivante :

$$(22) \qquad \frac{b' y_2^3}{6} - b\left[\frac{c^2}{2} y_2 + \frac{c^3}{3}\right] + (b - b')\left[\frac{(-c + \varepsilon)^2}{2} y_2 - \frac{(-c + \varepsilon)^3}{3}\right]$$
$$+ m\omega(y_2 + c - d)(-c + d) - m\omega'(h - d' - c - y_2)(h - d' - c) = o.$$

On voit que cette équation est de la forme :

$$(23) \qquad y_2^3 + p y_2 + q = o,$$

les coefficients numériquement connus p et q ayant les expressions suivantes :

$$(24) \qquad \begin{cases} p = -\frac{3b}{b'} c^2 + 3\left(\frac{b}{b'} - 1\right)(c - \varepsilon)^2 - \frac{6m\omega}{b'}(c - d) + \frac{6m\omega'}{b'}(h - d' - c); \\ q = -\frac{2b}{b'} c^3 + 2\left(\frac{b}{b'} - 1\right)(c - \varepsilon)^3 - \frac{6m\omega}{b'}(c - d)^2 - \frac{6m\omega'}{b'}(h - d' - c)^2. \end{cases}$$

Le terme en y_2^2 manque, ce qui facilite la résolution de l'équation et justifie l'emploi fait de l'inconnue y_2.

Quand y_2 a été trouvée, on obtient l'inconnue auxiliaire K immédiatement par l'équation :

$$(25) \qquad \frac{N}{K} = \frac{b' y_2^2}{2} + bc\left(y_2 + \frac{c}{2}\right) + (b - b')\left[(-c + \varepsilon) y_2 - \frac{(-c + \varepsilon)^2}{2}\right]$$
$$+ m\omega[y_2 + c - d] - m\omega'[h - d' - c - y_2],$$

où le second nombre est connu, ainsi que N.

Ces formules supposent que l'axe neutre tombe dans la nervure. S'il tombe dans le hourdis, comme aussi dans le cas d'une section rectangulaire de base b et de hauteur h, il suffit d'y faire $b' = b$, ce qui donne :

$$(26) \qquad p = -3c^2 - \frac{6m\omega}{b}(c - d) + \frac{6m\omega'}{b}(h - d' - c);$$

$$(27) \qquad q = -2c^3 - \frac{6m\omega}{b}(c - d)^2 - \frac{6m\omega'}{b}(h - d' - c)^2.$$

Enfin, dans le cas d'un hourdis, pour savoir si l'axe neutre tombe dans la nervure ou dans le hourdis, il suffira de vérifier si le premier membre de l'équation (23) a, ou non, des signes contraires aux deux extrémités de la nervure.

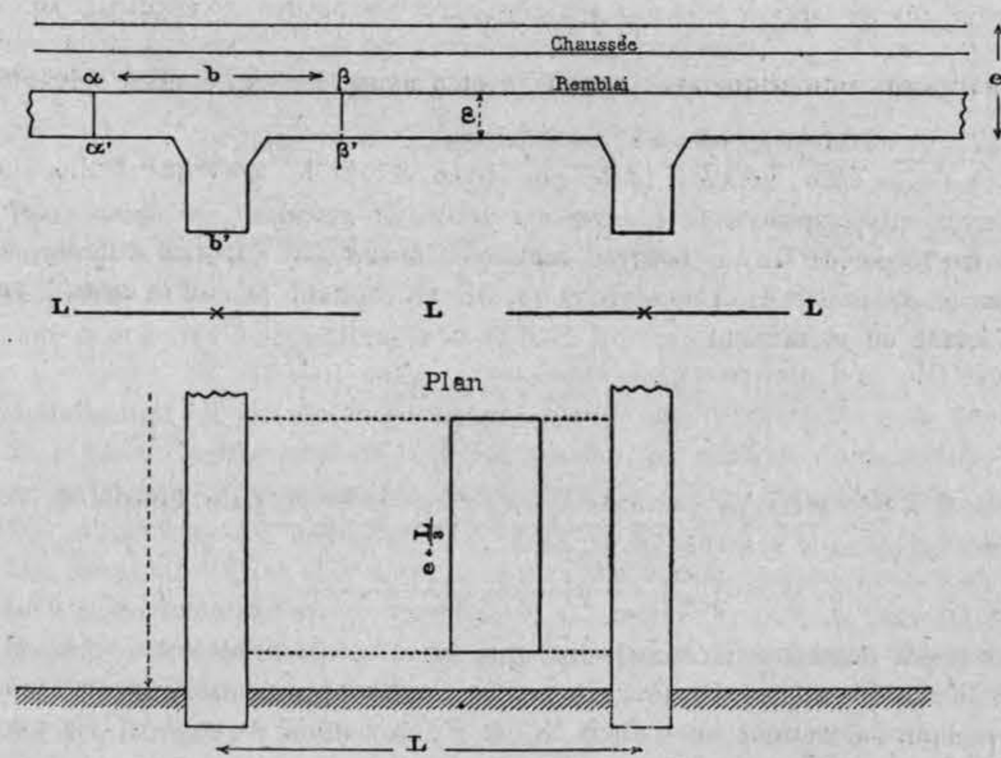
Quand les inconnues y_2 et K sont déterminées, on tirera de la première :

$$(28) \qquad y_1 = y_2 + c,$$

pour la distance de l'axe neutre au parement comprimé, et alors la compression R_b du béton, la compression R_a et la tension R'_a des armatures par unité de surface, se déterminent par les formules (20) et (21).

Remarques au sujet du calcul des hourdis. — Quand on a un plancher formé d'un hourdis avec nervures (fig. 4), on détache une nervure aux deux parties adjacentes, de manière à ne considérer que la partie $\alpha\alpha'\beta\beta'$ de largeur $\alpha\beta = b$,

Fig 4. — Coupe transversale.



sans tenir compte du secours que cette portion du plancher peut recevoir de son adhérence avec les parties voisines.

Cette largeur b doit être en rapport avec l'épaisseur ε du hourdis, l'écartement L des nervures et leur portée l. Il convient de ne jamais dépasser pour

la largeur b le tiers de la portée l des nervures, ni les 3/4 de leur écartement L.

En ce qui touche le plancher lui-même, s'il a à supporter des charges concentrées entre deux nervures, il doit être pourvu de deux séries de barres horizontales dans des directions orthogonales. On donne généralement aux armatures les plus faibles une section totale par mètre de largeur du hourdis au moins égale à la moitié de la section des plus fortes par mètre de longueur du hourdis.

Et alors, pour calculer l'épaisseur ε du plancher, on admet que la charge isolée peut être remplacée (fig. 4 plan) par une charge uniformément répartie sur un rectangle ayant cette charge pour centre, ses côtés parallèles aux nervures ayant un écartement e égal à la somme des épaisseurs : 1° du hourdis lui-même soit ε ; 2° s'il y a lieu du remblai et de la chaussée qu'il porte ; ses côtés perpendiculaires aux nervures ayant pour écartement $e + \frac{L}{3}$, L étant l'écartement des nervures.

La charge ainsi répartie, on suppose qu'elle est portée par une bande du hourdis, de la largeur $e + \frac{L}{3}$ sans concours des parties adjacentes, par conséquent, par une poutre de section rectangulaire $\left(e + \frac{L}{3}\right)\varepsilon$ et de portée L, s'appuyant sur deux nervures consécutives.

S'il s'agit d'un hourdis porté par deux cours de nervures orthogonales, d'écartements respectifs L L', pour calculer le moment de flexion dans le sens de la portée L, on pourra, faute de mieux, le calculer comme si les nervures de portée L existaient seules, en multipliant le chiffre obtenu par le coefficient de réduction :

$$\frac{1}{1 + 2\frac{L^4}{L'^4}}$$

On fera de même en permutant les lettres L et L' pour obtenir le moment de flexion dans le sens de la portée L'.

Adhérence. — Pour s'assurer de l'adhérence entre le béton et l'armature, on observera que si, dans deux sections voisines AB, A'B' d'une pièce (fig. 5), espacées d'une longueur Δ_x, on a trouvé pour la tension de l'armature, les valeurs R'_a et R''_a par unité de surface, les tractions totales sur ces deux sections seront :

$$\omega' R'_a \text{ et } \omega' R''_a$$

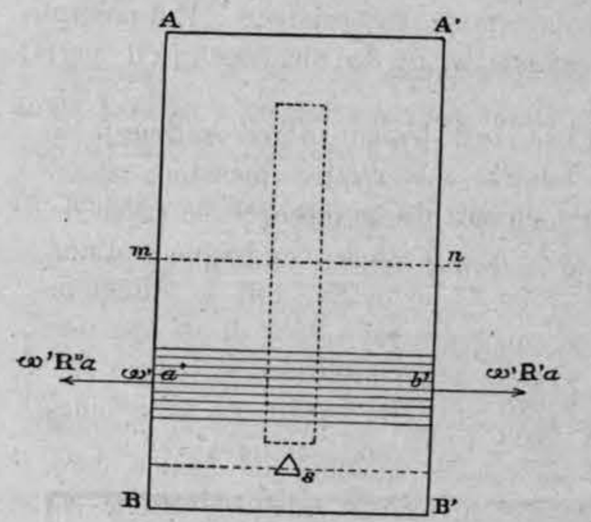
Supposons, pour fixer les idées, $R''_a > R'_a$, c'est la différence $\omega'(R''_a - R'_a)$ qui tendra à faire glisser la portion d'armature de longueur Δ_x, dans sa gaîne de béton. Si donc le périmètre total des armatures tendues est χ', l'adhérence par unité de surface sera :

$$\frac{\omega'(R''_a - R'_a)}{\chi'\Delta_s}$$

C'est ce rapport qui ne doit pas être supérieur à la limite imposée pour l'adhérence par l'article 6 du règlement.

Si des étriers ou autres pièces transversales sont *suffisamment* solidarisés avec une armature longitudinale pour contribuer à empêcher celle-ci de glisser dans sa gaîne de béton, alors la force F de cisaillement de celles de ces pièces transversales qui se trouvent sur la longueur Δ_s considérée ou le produit de la section cisaillée par le travail de cisaillement admis pour le métal, doit être retranchée de l'effort

Fig. 5.



$$\omega'(R''_a - R'_a),$$

et il suffit que le rapport :

$$\frac{\omega'(R''_a - R'_a) - F}{\chi'\Delta_s}$$

ne dépasse pas la limite admise pour l'adhérence.

Mais de simples ligatures entre les armatures transversales et longitudinales ne suffisent pas pour produire l'effet de la force F. Ces ligatures doivent être faites. Mais il convient de ne pas en tenir compte comme renfort prêté à l'adhérence.

Glissement longitudinal du béton sur lui-même et effort tranchant. — Concevons toujours une portion de pièce comprise entre deux sections transversales AB et A'B' distantes de Δ_s et portant l'armature longitudinale *a'b'* du côté de l'extension. Faisons dans la partie tendue du béton, c'est-à-dire entre l'armature *a'b'* et le plan des fibres neutres une section *mn* parallèle à ce plan. Soit ω_b l'aire de cette section.

Comme on ne tient pas compte des tensions du béton normalement à *m*B et *n*B', la portion *mn*BB' de la pièce est en équilibre sous l'influence des tensions $\omega'R''a$ et $\omega'R'a$ des armatures et de l'effort longitudinal ou de cisaillement suivant *mn*. Donc, cet effort, par unité de surface :

$$\frac{\omega'(R''_a - R'_a)}{\omega_b} \quad (a),$$

ne doit pas dépasser la fatigue admise par le cisaillement.

Si des armatures transversales résistent *efficacement* au glissement longitudinal, on peut en tenir compte comme il est dit ci-dessus pour l'adhérence.

Cet effort (*a*) reste constant jusqu'à la fibre neutre. Au-delà, il diminue par l'effet des compressions, de sorte que celui mis en compte ici en représente le maximum.

L'effort tranchant en chaque point est d'ailleurs, comme on le sait, le même en grandeur que l'effort de glissement longitudinal dont il vient d'être parlé.

ART. 12. — *Flambement.* — Pour s'assurer contre le flambement des pièces comprimées, on peut faire usage de la règle de Rankine, qui se traduit par l'inégalité suivante :

(29) $$\frac{N}{\Omega}\left(1 + \frac{kl^2}{10{,}000\, r^2}\right) < R_b.$$

N est l'effort de compression : s'il varie notablement d'une extrémité à l'autre de la pièce, on prendra la valeur relative à la section médiane, située à égale distance des extrémités : *l* est la longueur de la pièce ; *r*, le rayon de giration minimum de la section transversale qui, dans le cas fréquent d'une pièce symétrique, a, soit la direction de l'axe de symétrie, soit la direction perpendiculaire.

R_b est la limite de fatigue admissible pour le béton armé (art. 4, page 445).

Enfin *k* est un coefficient numérique dépendant des conditions auxquelles la pièce est soumise à ses extrémités, et qui a les valeurs ci-après :

CONDITIONS RELATIVES AUX EXTRÉMITÉS.	*k.*	OBSERVATIONS.
Pièce encastrée à un bout, libre à l'autre........	4	
Pièce articulée aux deux bouts..................	1	
Pièce encastrée à un bout, articulée à l'autre....	1/2	Si l'encastrement est imparfait, on prendra une valeur moyenne entre 1/2 et 1.
Pièce encastrée aux deux bouts..............	1/4	Si l'un des encastrements est imparfait, on prendra une valeur moyenne entre 1/4 et 1/2. Si les deux sont imparfaits, une valeur moyenne entre 1/4 et 1.

Quand la pièce comprimée est de grande longueur, il arrive que l'unité est négligeable devant le nombre $\frac{kl^2}{10{,}000\, r^2}$. L'inégalité qui exprime la condition de stabilité peut alors être mise sous la forme simplifiée :

$$\frac{N}{\Omega}\,\frac{kl^2}{10.000\, r^2} < R_b.$$

ou

(30) $$N < \frac{10{,}000\,\Omega\, r^2}{k\, l^2}\, R_b.$$

La valeur moyenne de R_b est d'environ 50×10^4 (50 kilogrammes par centimètre carré). Le coefficient d'élasticité longitudinale du béton est, en moyenne, le dixième de celui de l'acier, soit :

$$E_b = 2 \times 10^9.$$

D'où il résulte que le produit : 10.000 R_b est sensiblement égal à

$$\frac{\pi^2 E_b}{4},$$

ce qui permet d'écrire la condition (30) sous la forme :

$$N < \frac{1}{4k} \frac{\pi^2 \Omega r^2}{l^2} E_b. \tag{31}$$

C'est la formule d'Euler, avec un coefficient de sécurité égal à 4.

On voit donc que les indications fournies par cette formule concordent avec celles de la règle de Rankine pour les pièces de grande longueur.

Si la pièce soumise à un effort de compression N est en même temps sollicitée par un moment de flexion dont l'effet ne peut être considéré comme négligeable (cas d'une charge désaxée, poussée du vent, etc.), il convient de compléter la condition de stabilité exprimée par l'inégalité (29) en y introduisant la valeur du travail maximum de compression déterminé, dans la section médiane, par le moment fléchissant M.

Ce travail a pour expression :

$$\frac{Mv}{I} \text{ (formule 5}^a\text{)} \quad ; \text{ou} \quad \frac{Nv_0 v}{\Omega r^2} \text{ (formule 11).}$$

La règle de Rankine se traduit alors par l'une ou l'autre des inégalités suivantes :

$$\frac{N}{\Omega}\left(1 + \frac{kl^2}{10{,}000\, r^2}\right) + \frac{Mv}{I} < R_b\,; \tag{32}$$

$$\frac{N}{\Omega}\left(1 + \frac{kl^2}{10{,}000\, r^2} + \frac{v_0 v}{r^2}\right) < R_b. \tag{33}$$

III. et IV.

Les instructions relatives à l'exécution des travaux et aux épreuves se justifient d'elles-mêmes et n'ont pas besoin de commentaire. On se bornera à rappeler *que le béton armé ne vaut que par la perfection de son exécution.* Les accidents survenus sont en général dus à la médiocre qualité des matériaux

ou à leur mauvais emploi. Il convient donc d'exercer *une surveillance toute spéciale* sur la provenance, la pureté des matériaux, leur dosage, celui de l'eau employée à la confection du béton, son damage, son bourrage le long des armatures, le solide arrimage de celles-ci, etc.

Quant aux épreuves, elles peuvent, dans certaines circonstances, être simplifiées, moyennant justification. Mais il convient encore ici de ne pas chercher des économies ou des facilités qui puissent faire courir un risque quelconque à la sécurité publique.

INSTRUCTIONS
RELATIVES A L'EMPLOI DU BÉTON ARMÉ

I. — DONNÉES A ADMETTRE DANS LA PRÉPARATION DES PROJETS.

A. — Surcharges.

ARTICLE PREMIER.

Les ponts en béton armé seront établis de manière à pouvoir supporter les surcharges verticales et les actions du vent imposées aux ponts métalliques de mêmes destinations par le règlement du 29 août 1891.

ART. 2.

Les combles en béton armé seront, sauf exception justifiée, soumis, au point de vue des surcharges, au règlement du 17 février 1903, relatif aux halles métalliques des chemins de fer.

ART. 3.

Les planchers et autres parties des bâtiments, les murs de soutènement, les murs de réservoirs, les conduites sous pression et tous autres ouvrages intéressant la sécurité publique seront calculés en vue des plus grandes surcharges qu'ils auront à supporter en service.

B. — Limites de travail ou de fatigue.

ART. 4.

La limite de fatigue à la compression du béton armé à admettre dans les calculs de résistance des ouvrages ne devra pas dépasser les vingt-huit centièmes (0.28) de la résistance à l'écrasement acquise par le béton non armé de même composition, après quatre-vingt-dix jours de prise.

La valeur de cette résistance mesurée sur des cubes de vingt centimètres de côté sera spécifiée au devis de chaque projet.

ART. 5.

Lorsque le béton sera fretté ou lorsque les armatures transversales ou obliques qu'il portera seront disposées de manière à s'opposer plus ou moins efficacement à son gonflement sous l'influence de la compression longitudinale qu'il supporte, la limite de fatigue à la compression prévue à l'article précédent pourra être majorée dans une mesure plus ou moins large suivant le volume et le degré d'efficacité des armatures transversales, sans que la nouvelle limite puisse, quel que soit le pourcentage du métal employé, dépasser les soixante-centièmes (0,60) de la résistance à l'écrasement du béton non armé telle qu'elle est définie à l'article 4.

ART. 6.

La limite de fatigue au cisaillement, au glissement longitudinal du béton sur lui-même et à son adhérence sur le métal des armatures sera prévue égale à dix centièmes (0,10) de celle spécifiée à l'article 4 pour la limite de fatigue à la compression.

ART. 7.

La limite de fatigue tant à l'extension qu'à la compression qui ne pourra pas être dépassée pour le métal employé aux armatures est la moitié de sa limite apparente d'élasticité telle qu'elle sera définie au devis de chaque projet. Toutefois pour les pièces supportant des chocs ou soumises à des efforts de sens alternés telles que les hourdis, cette limite sera réduite aux quarante-centièmes (0,40) au lieu de moitié de la limite apparente d'élasticité.

ART. 8.

Pour les pièces soumises à des efforts très variables, les limites de travail ci-dessus définies seront abaissées d'autant plus que les variations seront plus grandes, sans que la diminution exigée puisse être de plus de 25 p. 100.

Les limites de travail seront également abaissées pour les pièces soumises à des causes de fatigue ou d'affaiblissement dont les calculs de résistance n'ont pas tenu compte, notamment à des actions dynamiques, comme celles que supportent les pièces placées directement sous les rails des voies ferrées.

II. — CALCULS DE RÉSISTANCE.

ART. 9.

Dans les calculs de résistance des ouvrages en béton armé, il sera tenu compte non seulement des plus grandes forces extérieures, y compris les actions du vent et de la neige, que ces ouvrages pourront avoir à supporter, mais aussi des effets thermiques et de ceux du retrait du béton, toutes les fois qu'il ne s'agira pas d'ouvrages librement dilatables dans le sens théorique du mot ou de ceux que l'expérience permet de regarder approximativement comme tels.

ART. 10.

Les calculs de résistance seront faits selon des méthodes scientifiques appuyées sur les données expérimentales et non par des procédés empiriques. Ils seront déduits soit des principes de la résistance des matériaux, soit de principes offrant au moins les mêmes garanties d'exactitude.

ART. 11.

La résistance du béton à l'extension sera mise en compte dans le calcul des déformations. Mais pour déterminer la fatigue locale dans une section quelconque, cette résistance sera regardée comme nulle dans la section.

ART. 12.

Pour les pièces comprimées on s'assurera qu'elles ne sont pas exposées à flamber. Toutefois, on pourra s'en dispenser pour les pièces dont l'élancement (rapport de la hauteur à la plus faible dimension transversale) est inférieur à 20 et dont la fatigue à la compression ne dépasse pas la limite définie par l'article 4.

ART. 13.

Le devis devra indiquer les qualités et dosage des matières entrant dans la composition du béton ; quant à la proportion d'eau à employer pour le gâchage, elle devra être surveillée avec soin et strictement suffisante pour donner au béton la plasticité nécessaire pour le bon enrobage des armatures et le remplissage de tous les vides.

III. — EXÉCUTION DES TRAVAUX.

ART. 14.

Les coffrages ainsi que l'arrimage des armatures présenteront une rigidité suffisante pour résister sans déformation sensible aux charges et aux chocs qu'ils seront exposés à subir pendant l'exécution du travail et jusqu'au décoffrage et au décintrement inclusivement.

ART. 15.

Sauf dans le cas exceptionnel où le ciment serait coulé, il sera toujours à prise lente et damé avec le plus grand soin par couches dont l'épaisseur sera en rapport avec les dimensions des matériaux employés et les intervalles des armatures et ne dépassera pas $0^{m},05$ après damage, à moins qu'on n'emploie des cailloux.

ART. 16.

Les distances des armatures entre elles et aux parois des coffrages seront telles qu'elles permettent le parfait damage du béton et son serrage contre les armatures. Ces dernières distances, même quand on n'emploie que du mortier sans gravier, ni cailloux, devront toujours être d'au moins 15 à 20 millimètres, de façon à mettre les armatures à l'abri des intempéries.

ART. 17.

Lorsqu'on emploiera, pour les armatures, des fers profilés et non des barres rondes, on prendra des dispositions spéciales pour que leur enrobage se fasse parfaitement sur tout leur périmètre et notamment dans les angles rentrants.

ART. 18.

Lorsque l'exécution d'une pièce aura été interrompue, ce qu'on évitera autant que possible, on nettoiera à vif et on mouillera l'ancien béton assez longtemps pour qu'il soit bien imbibé avant d'être mis en contact avec du béton frais.

ART. 19.

En temps de gelée le travail sera interrompu si l'on ne dispose pas de moyens efficaces pour en prévenir les effets nuisibles.

A la reprise du travail on opèrera la démolition de tout ce qui aura subi les atteintes de la gelée, puis on procèdera comme il est dit à l'article précédent.

ART. 20.

Pendant quinze jours au moins après son exécution, l'on entretiendra dans le béton l'humidité nécessaire pour en assurer la prise dans de bonnes conditions.

Le décoffrage et le décintrement seront faits sans chocs, par des efforts purement statiques et seulement après que le béton aura acquis la résistance nécessaire pour supporter sans dommage les efforts auxquels il est soumis.

IV. — ÉPREUVE DES OUVRAGES.

ART. 21.

Les ouvrages en béton armé qui intéressent la sécurité publique seront éprouvés avant d'être mis en service. Les conditions des épreuves ainsi que les délais de mises en service seront insérées au cahier des charges. Les flèches maximum que les ouvrages ne devront pas dépasser seront aussi, du moins autant qu'on le pourra, insérées au cahier des charges.

L'âge que le béton devra avoir au moment des épreuves sera de même fixé par le cahier des charges. Il sera d'au moins 90 jours pour les grands ouvrages, de 45 jours pour les ouvrages de moyenne importance et de 30 jours pour les planchers.

ART. 22.

Les ingénieurs profiteront des épreuves pour faire non seulement toutes les mesures de déformation ou de vérification des conditions du cahier des charges, mais aussi autant que possible celles qui peuvent intéresser la science de l'ingénieur.

Pour les ouvrages de quelque importance on emploiera des appareils enregistreurs.

ART. 23.

Les ponts en béton armé seront éprouvés de la manière prescrite pour les ponts métalliques par le règlement du 29 août 1891.

S'il paraissait convenable d'apporter certaines dérogations aux prescriptions de ce règlement, elles devront être justifiées et insérées au cahier des charges.

ART. 24.

Les combles seront éprouvés de la manière prescrite par le règlement du 17 février 1903 sauf dérogations à justifier.

ART. 25.

Les planchers seront soumis à une épreuve consistant à appliquer les charges et surcharges prévues soit à la totalité du plancher, soit au moins à une travée entière.

Les surcharges devront rester en place pendant 24 heures au moins. Les flèches ne devront plus augmenter au bout de 15 heures.

Le Ministre des Travaux publics,
des Postes et des Télégraphes,

LOUIS BARTHOU.