

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 33 (1907)
Heft: 4

Artikel: Note sur la circulaire ministérielle française du 20 octobre 1906 relative aux ouvrages en béton armé
Autor: Lossier, Henry
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-26220>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 13.10.2024

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Bulletin technique de la Suisse romande

ORGANE EN LANGUE FRANÇAISE DE LA SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES. — Paraissant deux fois par mois.

Rédacteur en chef: P. MANUEL, ingénieur, professeur à l'École d'Ingénieurs de l'Université de Lausanne.

Secrétaire de la Rédaction: D^r H. DEMIERRE, ingénieur.

SOMMAIRE: Note sur la Circulaire ministérielle française du 20 octobre 1906 relative aux ouvrages en béton armé, par M. Henry Lossier, ingénieur (suite et fin). — Les tramways lausannois (suite), par M. Aug. Wohnlich, ingénieur. — Divers: Nouvelles concessions de chemins de fer. — Odotachymètres. — Tunnel du Lötschberg. — Sociétés: Société vaudoise des Ingénieurs et Architectes: Séance du 24 janvier 1907. — Concours: Etude d'un bâtiment pour grand le salle, à Lausanne. — Procès-verbal des délibérations du jury du concours d'idées pour le Casino-Théâtre, à Fribourg.

Note sur la Circulaire ministérielle française du 20 octobre 1906 relative aux ouvrages en béton armé.

(Suite et fin)¹.

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.

Le but de cet article est d'écartier les méthodes de calcul purement empiriques.

L'expérience semble conduire à admettre que le principe de Navier relatif à la conservation des sections planes est applicable aux constructions armées. Combiné avec le principe de la proportionnalité des efforts aux déformations, il suffit dans le cas des pièces comprimées. On remplace alors chaque section hétérogène par une section homogène fictive, en attribuant aux parties de la section formées par le béton une densité l et aux parties formées par les armatures longitudinales une densité m .

Théoriquement, cette densité m serait le rapport:

$$m = \frac{E_a}{E_b}$$

du module d'élasticité E_a du métal au module d'élasticité E_b du béton. Dans les limites de charge usuelles, ce rapport varie dans le voisinage de 10. Toutefois, il convient de remarquer que la valeur du module E_b déterminé sur des prismes de béton non armé n'est pas néces-

sairement applicable au béton enrobant des armatures, et dont la qualité dépend notamment de la facilité du damage entre les barres métalliques.

La résistance à la rupture d'un prisme armé peut être représentée par l'expression: $R = F_b \cdot \sigma_b + F_a \cdot r \cdot E_a$ dans laquelle F_a et F_b représentent respectivement les sections du béton et des armatures longitudinales, σ_b la résistance et r le raccourcissement du béton avant rupture.

Or, la ductibilité d'un béton est, comme sa résistance, d'autant plus grande que sa qualité est meilleure. Les expressions σ_b et r varient donc dans le même sens.

Il en résulte que les armatures longitudinales secourent d'autant moins le béton que celui-ci en a le plus besoin.

Cette considération importante devait conduire à la plus grande prudence dans le choix de la valeur à attribuer au coefficient m .

Les expériences de la Commission du ciment armé de France permettent d'admettre que la valeur de m peut varier de 8 à 15. Le minimum s'appliquera lorsque les barres longitudinales auront un diamètre égal au $\frac{1}{10}$ 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 $\frac{1}{20}$ de la plus petite dimension de la pièce et l'espacement des ligatures ou armatures transversales, le $\frac{1}{3}$ de cette même dimension.

Dans l'article remarquable qu'il consacra au béton armé, le Professeur W. Ritter avait admis pour m la valeur 10. Ce chiffre est compris entre les valeurs-limites 8 et 15 et peut être encore envisagé comme admissible dans la plupart des cas.

Plusieurs auteurs ont admis depuis, pour m , la valeur fixe 15. Cette valeur, correspondant à la limite, doit être considérée comme exagérée dans beaucoup d'applications.

Lorsque furent élaborées les normes provisoires de la Société suisse des Ingénieurs et des Architectes, la valeur de m fut fixée à 20, chiffre notablement supérieur à ceux fournis par l'expérience.

On attribue de la sorte au métal une part de résistance supérieure à celle qu'il fournit en réalité. La compression du béton est en fait plus élevée que celle que l'on admet et

¹ Voir N° du 10 janvier 1906, page 7.

le coefficient de sécurité est inférieur à celui que l'on veut réaliser; l'erreur commise étant d'autant plus grande que le pourcentage du métal est plus élevé.

La méthode de calcul indiquée par les normes provisoires suisses pour les pièces comprimées appelle donc de sérieuses modifications. Elle attribue aux barres longitudinales une efficacité supérieure à leur action réelle et laisse dans l'ombre le rôle des ligatures transversales, dont les expériences de la Commission française du ciment armé ont mis en lumière le caractère nettement effectif.

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.*

Le calcul des déformations présente un intérêt tout particulier pour les ouvrages hyperstatiques. Dans les constructions de ce genre, la répartition des efforts généraux, moments fléchissants et efforts tranchants, dépend en effet du mode de déformation des différents éléments de l'ouvrage.

Considérons, par exemple, le cas d'une dalle nervurée reposant sur plus de deux appuis.

La plupart des constructeurs admettent que les formules classiques de la poutre continue sont applicables dans ce cas; en d'autres termes, ils supposent que le moment d'inertie de la dalle est *constant* sur toute sa longueur.

Or, dans une section nervurée, la fibre neutre est, en général, située au-dessus du milieu de la hauteur de la pièce. Il en résulte que, pour des courbures égales ou voisines, la limite d'élasticité du béton tendu est dépassée bien plus vite dans la nervure en porte à faux que dans le hourdis sur appuis; et ceci, avant même que les limites des charges que l'on peut imposer normalement à la construction soient atteintes.

Si donc, au début, les moments d'inertie sur appuis et en porte à faux, sont égaux, cette égalité disparaît bientôt lorsque les charges s'accroissent.

L'application des formules classiques de la poutre continue aux constructions armées ne peut, en conséquence, que fournir une valeur approximative des efforts réels, valeur dont le degré d'exactitude peut varier très sensiblement d'un cas à un autre.

C'est sans doute pour tenir compte de ce fait que les normes provisoires suisses prescrivent que l'on doit attribuer aux sections sur appuis les valeurs des moments fléchissants données par les formules classiques de la poutre continue, mais que les efforts en porte à faux doivent être calculés en n'escomptant que les $\frac{2}{3}$ de ces moments d'encastrement.

Le principe qui semble avoir servi de base à cet article des normes suisses est, comme nous l'avons exposé plus haut, justifiable en lui-même; mais la forme qui lui a été donnée soulève plusieurs objections. En effet, en admettant que la valeur précitée de $\frac{2}{3}$ se justifie pour un cas qui ne soit pas exceptionnel, ce dont nous nous permettons de

douter, il est certain qu'elle ne saurait s'appliquer indifféremment à tous les autres cas qui peuvent se présenter.

Il eût été plus rationnel, si l'on estimait opportun de réglementer, même provisoirement, cette question, d'indiquer une méthode générale de calcul, en laissant au praticien le soin d'en réaliser l'application dans chaque cas particulier.

Remarquons encore qu'une dalle nervurée continue peut satisfaire théoriquement aux normes provisoires suisses et subir néanmoins sur les appuis des efforts de compression exagérés.

Au milieu des portées, les pressions se répartissent, en effet, sur la large section du hourdis tandis que sur les appuis, elles sont intégralement supportées par la nervure dont la section est relativement faible. En envisageant des poutres continues armées conformément aux usages courants, on constate, par le calcul, que le béton des nervures, supposé dépourvu d'armatures inférieures sur les appuis supporterait des pressions voisines de 100 kg. : cm². C'est plus du double de l'effort admissible. En réalité, on emploie toujours des armatures inférieures au-dessus des appuis; mais leur efficacité est fortement atténuée pour les raisons suivantes: la pression du béton ne doit pas dépasser 35 à 40 kg. par cm², et le module d'élasticité a une valeur moyenne de 200 tn. : cm². Le raccourcissement des fibres inférieures ne doit donc pas excéder 0,20 mm. par mètre. Les armatures inférieures étant plus rapprochées de l'axe neutre que les fibres extrêmes, leur raccourcissement serait, au plus, de 0,16 mm. et, par suite, la résistance fournie par le métal ne serait que de 360 kg. par cm² environ; c'est le tiers de l'effort que l'on pourrait imposer au métal s'il n'était pas associé au béton qui s'écrase prématurément.

Or, les normes suisses, grâce à la valeur 20 qu'elles attribuent au coefficient *m*, fixent la résistance fournie dans ce cas par le métal à 640 kg. : cm² environ. Remarquons, d'autre part, que les extrémités des barres inférieures sont, en général, placées trop près des appuis pour que l'adhérence leur permette de produire leur plein effet.

Il apparaît avec évidence que, dans ces conditions, on attribue fréquemment aux barres inférieures un apport de résistance bien supérieur à celui qu'elles fournissent en réalité, et que le béton des nervures supporte sur les appuis des pressions notablement plus élevées que les efforts calculés et admis.

Cette considération justifierait, en principe, l'excès de résistance que les normes provisoires suisses prescrivent pour les parties en porte à faux.

* * *

L'article 11 de la circulaire ministérielle française peut être interprété de différentes manières.

Comme le fait remarquer la première partie de cette circulaire, l'interprétation la plus satisfaisante semble conduire à l'application du principe suivant:

« 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 simi-

laire 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. »

La seule objection que semble pouvoir soulever, au premier abord, cette méthode de calcul des déformations, est qu'elle ne tient pas compte des fissures qui se produisent parfois dans les constructions armées.

Mais, outre le fait que dans des poutres normalement construites il est rare que des fissures se produisent sous les charges de travail, l'expérience a démontré, d'autre part, que les déformations ne présentent pas d'accroissement sensible lorsqu'apparaissent les premières fissures.

L'application du principe énoncé plus haut conduit en général à des calculs très complexes. Toutefois, un certain nombre de cas courants peuvent être traités par des procédés relativement simples.

Nous aurons l'occasion de revenir plus amplement sur cette question dans une prochaine publication.

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'élançement (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.*

La formule d'Euler permet de calculer la résistance au flambement des pièces comprimées par bout à condition qu'elles soient droites et centrées et que leur module d'élasticité ne subisse pas de variations sensibles dans les limites des efforts considérés.

Les formules du type de Rankine tiennent compte, dans une certaine mesure, de l'altération que l'élasticité subit sous les fortes pressions ; elles donnent des résultats qui concordent mieux que ceux de la formule d'Euler pour les pièces relativement courtes ; mais le paramètre qu'elles contiennent doit varier avec le rapport du module d'élasticité à la résistance à l'écrasement. C'est à cette condition seulement que ces formules donnent les mêmes résultats que la formule d'Euler pour les pièces très élancées auxquelles cette dernière convient exactement.

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. *Le coffrage 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 aux décintrements 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 opérera la démolition de tout ce qui aura subi les atteintes de la gelée, puis on procédera 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. — Epreuve 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 insérés 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 24 heures au moins. Les flèches ne devront plus augmenter au bout de 15 heures.

* * *

Nous avons laissé intentionnellement de côté plusieurs questions intéressant les Instructions ministérielles françaises, ayant appris que l'un de nos éminents collègues avait bien voulu se charger de présenter, lors de leur publicité, une étude sur les recherches expérimentales de la Commission du ciment armé de France.

Paris, janvier 1907.

HENRY LOSSIER.

Les tramways lausannois.

Par M. AUG. WOHNLI, ingénieur.

(Suite)¹.

Kiosques-Abris.

Les abris couverts sont au nombre de 5; ce sont soit de petites constructions en charpente, fermées en planches de 3 côtés et ouvertes sur la voie; soit de simples places d'attente pourvues de bancs, pour stationnement à l'abri de la pluie. Le kiosque-abri de Montétan possède, en plus des 4 autres, une partie fermée formant réduit d'outillage et station téléphonique.

Kiosque de St-François.

La station de St-François, grâce à sa situation centrale, étant le point de départ de toutes les lignes du réseau, a été dotée dès le début d'un kiosque-abri avec salle d'attente, guichet pour vente des abonnements, jetons, billets aller et retour ou combinés, etc., et local pour le personnel. Nous donnons une élévation de ce kiosque, construit par MM. Hübscher et Melliger de Lausanne; c'est une construction entièrement en bois très découpée et d'un aspect satisfaisant.

Il a été, à diverses reprises, question d'agrandir cet édifice, en augmentant la salle d'attente, devenue insuffisante, de le déplacer ou de modifier et d'aménager un sous-sol avec cabinets publics gratuits et payants, mais jusqu'à ce jour cette question n'a pas reçu une solution en raison des considérations d'esthétique qu'elle a soulevées et du voisinage immédiat de l'église de St-François.

¹ Voir Nos du 40 et 25 janvier et N° du 10 février 1907, pages 1, 43 et 28.

Nous nous bornons à constater que cette construction fort contestée rend actuellement de très grands services et en rendra encore jusqu'à la solution de la question.

V. MATÉRIEL ROULANT

Le matériel roulant se compose de 50 voitures motrices, 2 voitures de remorque, 2 wagons à charbon, 3 wagonnets, 4 balastières, 2 trucs pour transport des poteaux et des rails; ce matériel a été acquis au fur et à mesure des besoins, savoir: 17 à la construction du réseau, 8 acquises successivement et 25 en 1902 à l'extension du réseau.

Les 25 premières voitures ont été construites par la Société industrielle de Neuhausen et équipées électriquement par la Compagnie de l'industrie électrique à Genève; les 25 voitures suivantes ont été fournies par la Fabrique suisse de wagons à Schlieren et équipées électriquement par la société anonyme « Electricité et Hydraulique », à Charleroi, Belgique.

Voitures de la Société de Neuhausen.

Ces 25 voitures sont elles-mêmes de deux types différents: a/ 21 voitures destinées à l'ensemble du réseau, sauf la ligne de la Pontaise; b/ 4 voitures de plus petite dimension affectées spécialement au service de la ligne de la Pontaise.

Type a. — Ces voitures sont fermées, avec plateformes ouvertes, offrant 14 places assises à l'intérieur, 4 places assises et 14 debout sur les plateformes: total 32 places; elles pèsent 3700 kg. sans l'équipement électrique, 6700 avec cet équipement et 9200 kg. à pleine charge. Elles sont à 2 essieux moteurs, l'écartement entre essieux étant de 1^m,60; leur largeur maximale est de 2 m. et leur hauteur 3^m,27 entre la voie et la surface supérieure du lanterneau. Leur longueur, mesurée au-dessus des tampons, est de 6^m,60 (7^m,13 entre tampons).

Les sièges intérieurs, en lattes, sont disposés dans le sens de la longueur; ils couvrent les sablières, la caisse d'outillage et les appareils de chauffage. Le compartiment central est fermé au moyen de portes à glissières avec guichet de perception; les fenêtres latérales sont mobiles, pour l'aération, et pourvues de persiennes en lattes.

La caisse des voitures est indépendante des châssis pour permettre la visite et la réparation des moteurs et de l'équipement électrique; la suspension élastique est assurée au moyen de deux séries de ressorts; le châssis est muni d'un chasse-corps en triangle à chaque extrémité; les roues ont un diamètre de roulement de 800 mm., les étoiles des moyeux sont en fer forgé, les bandages et les essieux en acier coulé.

Les voitures sont munies de freins à vis à 8 sabots, commandés de l'une quelconque des plateformes et suffisants pour arrêter la voiture en charge maximale sur pente de 77 ‰, dans les conditions de parcours généralement admises. Elles sont pourvues de 4 sablières, sablant les 2 rails en avant et en arrière, suivant le sens de marche,