

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 70 (1944)
Heft: 12

Artikel: Béton et béton précontraint
Autor: [s.n.]
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-53249>

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: 17.11.2024

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

BULLETIN TECHNIQUE

DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les 15 jours

ABONNEMENTS :

Suisse : 1 an, 13.50 francs

Etranger : 16 francs

Pour sociétaires :

Suisse : 1 an, 11 francs

Etranger : 13.50 francs

Prix du numéro :

75 centimes.

Pour les abonnements
s'adresser à la librairie
F. Rouge & C^{ie}, à Lausanne.

Organe de la Société suisse des ingénieurs et des architectes, des Sociétés vaudoise et genevoise des ingénieurs et des architectes, de l'Association des anciens élèves de l'Ecole d'ingénieurs de l'Université de Lausanne et des Groupes romands des anciens élèves de l'Ecole polytechnique fédérale.

COMITÉ DE PATRONAGE. — Président : R. NEESER, ingénieur, à Genève ; Vice-président : † M. IMER, à Genève ; secrétaire : J. CALAME, ingénieur, à Genève. Membres : *Fribourg* : MM. L. HERTLING, architecte ; P. JOYE, professeur ; *Vaud* : MM. F. CHENAUX, ingénieur ; E. ELSKES, ingénieur ; EPITAUX, architecte ; E. JOST, architecte ; A. PARIS, ingénieur ; CH. THÉVENAZ, architecte ; *Genève* : MM. L. ARCHINARD, ingénieur ; E. MARTIN, architecte ; E. ODIER, architecte ; *Neuchâtel* : MM. J. BÉGUIN, architecte ; R. GUYE, ingénieur ; A. MÉAN, ingénieur ; *Valais* : M. J. DUBUIS, ingénieur ; A. DE KALBERMATTEN, architecte.

RÉDACTION : D. BONNARD, ingénieur, Case postale Chauderon 475, LAUSANNE.

Publicité :
TARIF DES ANNONCES

Le millimètre
(larg. 47 mm.) 20 cts.
Tarif spécial pour fractions
de pages.

En plus 20 % de majoration de guerre.

Rabais pour annonces
répétées.

ANNONCES-SUISSES S.A.
5, Rue Centrale,
LAUSANNE
& Succursales.

CONSEIL D'ADMINISTRATION DE LA SOCIÉTÉ ANONYME DU BULLETIN TECHNIQUE

A. STUCKY, ingénieur, président ; M. BRIDEL ; G. EPITAUX, architecte.

SOMMAIRE. — Béton et béton précontraint. — DIVERS : Le barrage du Rheinwald et les Forces motrices du Rhin postérieur. — Société suisse des ingénieurs et des architectes : Extrait du procès-verbal de la séance du Comité central du 21 avril 1944. — NÉCROLOGIE : Rodolphe Baumann, ingénieur. — Société vaudoise des ingénieurs et des architectes. — CORRESPONDANCE : La Suisse et la navigation fluviale. — COMMUNIQUÉ : Sols et fondations. — SERVICE DE PLACEMENT. — DOCUMENTATION.

Béton et béton précontraint.

Le « Groupe professionnel des ponts et charpentes » de la Société suisse des ingénieurs et des architectes avait invité les membres de nos associations techniques à assister le samedi 29 avril, à l'Ecole d'ingénieurs, à Lausanne, à sa séance de printemps.

A cette occasion, les participants entendirent des exposés de MM. les professeurs A. Stucky, directeur, J. Bolomey et F. Panchaud.

Les sujets de ces conférences ayant trait au béton et au béton précontraint ont déjà, au cours de ces derniers mois, fait l'objet de publications dans notre périodique sous la signature des conférenciers eux-mêmes¹.

Toutefois à l'occasion de cette manifestation, les auteurs présentèrent certains points et donnèrent sur la réalisation récente de divers ouvrages des indications nouvelles.

Quelques exemples d'ouvrages réalisés en béton précontraint.

M. le professeur A. Stucky, directeur de l'Ecole d'ingénieurs, après avoir rappelé succinctement quelle fut chez nous l'évolution des études relatives au béton précontraint, décrit quelques-unes des applications récentes de ce procédé de construction. Parmi celles-ci, plusieurs n'ont pas encore été mentionnées en détail dans notre périodique ; c'est le cas, en particulier, pour les ouvrages suivants au sujet desquels nous reproduisons le texte même du conférencier (Réd.) :

¹ « Contrôle de la qualité d'un béton au moyen de la densité de celui-ci », par J. Bolomey, professeur, *Bulletin technique* du 27 mars 1937.

« Contribution à l'étude du béton précontraint », par J. Bolomey professeur, *Bulletin technique* des 17 avril, 1^{er} mai et 12 juin 1943.

« Le béton précontraint, principes, matériaux et procédés », par A. Stucky, professeur, *Bulletin technique* du 10 juillet 1943.

« Quelques aspects du calcul des ouvrages en béton précontraint », par F. Panchaud, professeur, *Bulletin technique*, des 30 octobre et 13 novembre 1943.

Passage inférieur des ateliers de Fribourg (fig. 1).

L'installation des voies de manœuvre de la gare de Fribourg nécessitait l'agrandissement du passage inférieur des Ateliers. Il s'agissait d'élargir l'ouvrage existant par l'exécution d'un pont-rail de 11 m de portée et de 13,25 m de largeur.

Le système porteur se compose essentiellement de 12 poutres précontraintes juxtaposées de 1,07 m de largeur chacune, liées par des câbles transversaux de précontrainte et une dalle mince de répartition.

Les caractéristiques principales de l'ouvrage sont les suivantes :

Résistance à la compression du béton, supérieure à	600 kg/cm ²
Résistance à la traction de l'acier	125 kg/cm ²
Limite d'élasticité de l'acier	105 kg/cm ²
Effort total de précontrainte d'une poutre	363 t
Contrainte initiale dans les aciers au moment de la précontrainte	8400 kg/cm ²
Précontrainte dans les aciers après fluage du béton	7000 kg/cm ²
Précontrainte initiale maximum appliquée au béton	145 kg/cm ²
Perte de contrainte dans le béton par fluage	23 kg/cm ²
Contrainte additionnelle dans l'acier sous l'effet des surcharges	344 kg/cm ²
Contrainte maximum dans le béton de l'ouvrage en service	104 kg/cm ²

Les poutres ont été fabriquées sur place en béton vibré, au moyen de dames vibrantes électriques. Au moment du bétonnage, on a ménagé dans chaque poutre 15 trous longitudinaux, dont neuf sont rectilignes et six remontent du milieu de la portée vers les appuis. La réalisation de ces évidements au moyen de tubes lisses retirés avant la prise complète du béton n'a présenté aucune difficulté particulière (fig. 2). De même, les poutres sont traversées par 15 trous transversaux donnant passage à autant de câbles destinés à créer une étroite solidarité entre les poutres et permettre au système, grâce à la précontrainte transversale, de travailler

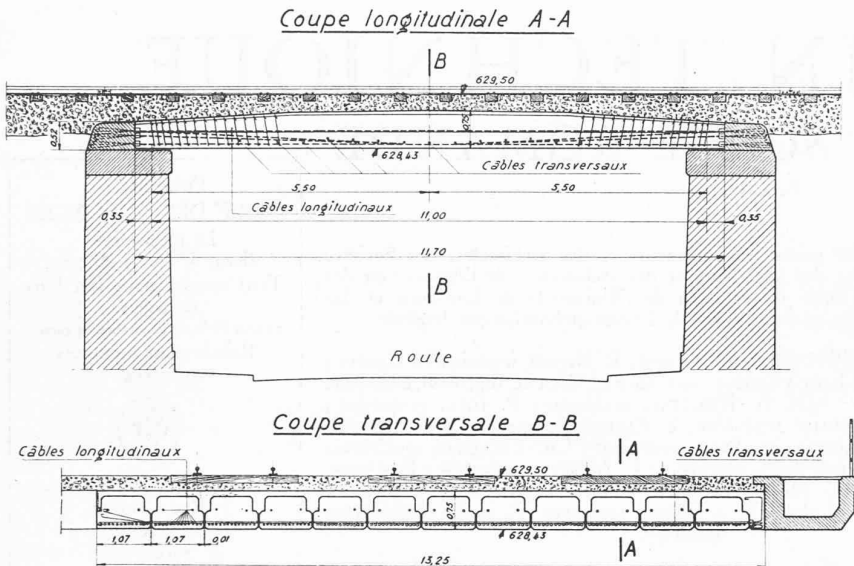


Fig. 1. — Pont-rail à Fribourg.

comme une véritable dalle, les charges concentrées se répartissant dans les deux sens de l'ouvrage.

La figure 3 donne une vue générale du chantier après le bétonnage des poutres.

En bout des poutres (fig. 4), chaque trou longitudinal se termine par une niche marquant l'emplacement exact du cône d'ancrage femelle scellé après le décoffrage du béton, comme le montre la figure 4. Les travaux de coffrage, bétonnage et décoffrage ont pu s'effectuer de manière que sitôt après le bétonnage de la douzième poutre, la première avait atteint 21 jours de durcissement ; la mise en précontrainte pouvait ainsi commencer immédiatement, au moyen des vérins spéciaux. Les câbles longitudinaux étaient introduits au fur et à mesure dans leurs logements puis tendus, l'amarrage étant assuré aux deux bouts par des cônes.

Pour un premier ouvrage de cette importance, il a paru préférable en effet de multiplier les éléments de sécurité et de renoncer à ancrer les câbles à une extrémité par de simples crochets enrobés dans le béton. Des crochets ont été façonnés et enrobés après le blocage des cônes, de sorte que l'on a pu réaliser ainsi un double encrage des fils. Ce système permettait d'autre part de tendre les câbles non rectilignes en plaçant un vérin à chaque extrémité, pour éviter qu'une partie de la traction soit absorbée par frottement dans le tronçon courbe du milieu du câble.

A titre de contrôle supplémentaire, les poutres ont été soigneusement nivelées par les ingénieurs des C. F. F. avant et après la précontrainte ; toutes se sont régulièrement soulevées et l'on a pu constater sur la poutre bordure dont le profil était directement visible, qu'elle se détachait du coffrage pendant l'opération.

Avant la mise en précontrainte des câbles transversaux, il a été décidé que chaque poutre serait soumise isolément à un essai de charge par application d'une charge concentrée de 20 t au milieu de la portée (fig. 5). Elle consistait en un chargement de rails qu'une voie provisoire, posée en travers du pont, permettait de déplacer successivement sur les différentes poutres. Les flèches mesurées à cette occasion étaient en moyenne d'environ 5 mm au milieu des poutres, soit approximativement $\frac{1}{2000}$ de la portée.

Les essais ayant démontré la tenue parfaite de chacun des

éléments, la construction a pu s'achever très rapidement par le bourrage des joints entre poutres, la mise en tension des câbles transversaux (fig. 6), le remplissage des trous de passage par un lait de ciment injecté à la pompe, puis le bétonnage de la dalle de liaison en béton vibré (fig. 7).

En même temps que cette dalle, ont été bétonnés les massifs enrobant les extrémités des câbles façonnées en crochets, de sorte qu'en apparence l'ouvrage se présente actuellement comme une dalle en béton de hauteur maximum égale au 1:15 environ de la portée. En ce qui concerne le béton précontraint, les travaux étaient ainsi terminés. Ils ont été parachevés par la pose d'une chape étanche au bitume et les finitions de détail, sous la surveillance directe des C. F. F.

A l'occasion de cette construction, des essais ont été faits, à la demande des C. F. F., pour démontrer l'efficacité du système d'ancrage au moyen des cônes de forme spéciale utilisés à Fribourg.

Un élément de câble de 12 fils de 5,5 mm de diamètre a été mis en tension et ancré par deux cônes, en prenant appui sur un tube de section carrée de 50 cm de longueur, constitué par deux cornières assemblées (fig. 8).

On réalisait ainsi une poutre métallique précontrainte de longueur réduite ; il s'agissait de vérifier que la résistance des ancrages était au moins égale à celle des fils eux-mêmes. En écartant les deux cônes femelles au moyen d'un dispositif spécial adapté à la presse du Laboratoire d'essai des matériaux de l'École d'ingénieurs de Lausanne, on a pu exercer sur les câbles une traction de 38,5 t amenant la rupture des fils sous contrainte de 135 kg/mm², sans que l'ancrage ait cédé. Un essai analogue a été fait sous charge pulsante ; l'éprouvette a subi sans dommage 1 000 000 de pulsations, avec une variation de contrainte dans les aciers, supérieure aux variations maximum qui se présentent dans l'ouvrage en service de Fribourg.

On a poussé l'amplitude des variations de charge pour obtenir la rupture, qui s'est produite dans les aciers sans que l'ancrage ait cédé.



Fig. 2. — Pont de Fribourg. Bétonnage d'une poutre.

Tubes d'acier retirés après la prise du béton pour réaliser le logement des câbles.



Fig. 3. — Pont de Fribourg. Poutres avant la mise en tension.

Sommiers continus.

La poutre continue en béton précontraint pose des problèmes pratiques difficiles. Nous avons cependant tenté une première réalisation en exécutant les sommiers d'un bâti-



Fig. 4. — Pont de Fribourg. Cônes d'ancrage femelles scellés dans niches ménagées à l'extrémité des poutres.

ment supportant un plancher en béton armé. Il s'agissait de construire des sommiers continus de quatre à cinq travées. Le schéma de la figure 9 représente un de ces sommiers.

L'armature de précontrainte est constituée par deux

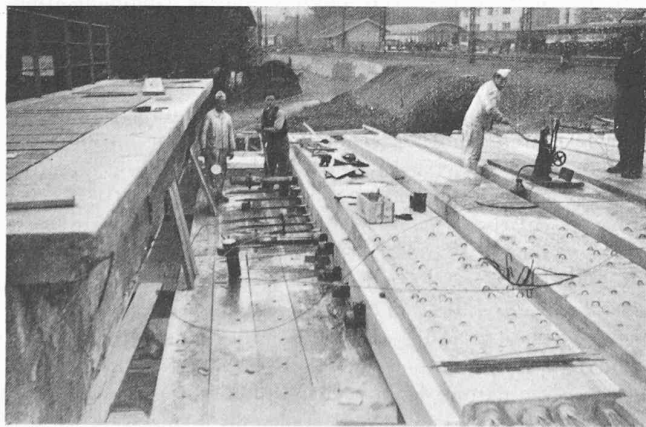


Fig. 6. — Pont de Fribourg. Mise en tension des câbles transversaux rendant les poutres solidaires.

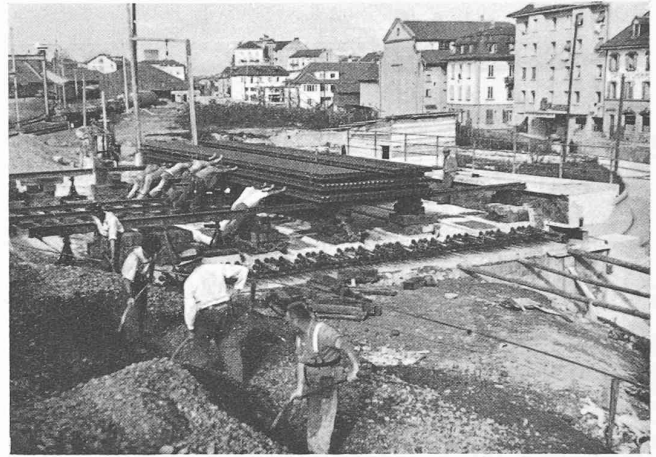


Fig. 5. — Pont de Fribourg. Essai de charge.

câbles ancrés à l'une de leurs extrémités dans la console. Pour combattre le renversement des efforts entre les zones d'appui et les centres de travées, la position des câbles varie le long de la poutre. Pour garantir cette position, même lors de la mise en tension, on a procédé comme suit :

La poutre est munie d'une gorge continue de profondeur

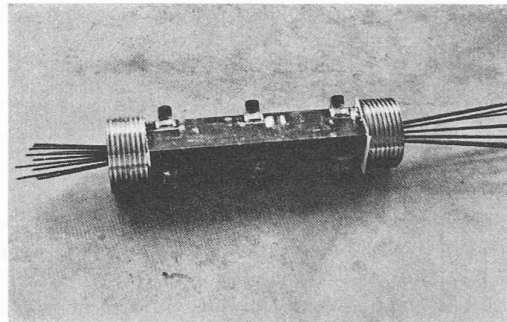


Fig. 8. — Montage pour l'essai des cônes d'ancrage.

variable, dans laquelle on a placé les câbles après bétonnage. Pour maintenir le câble dans la position qu'il doit occuper au milieu de la travée, on a prévu deux diaphragmes en béton, qui forment butées et s'opposent à son soulèvement



Fig. 7. — Pont de Fribourg. Bétonnage de la dalle mince de liaison.

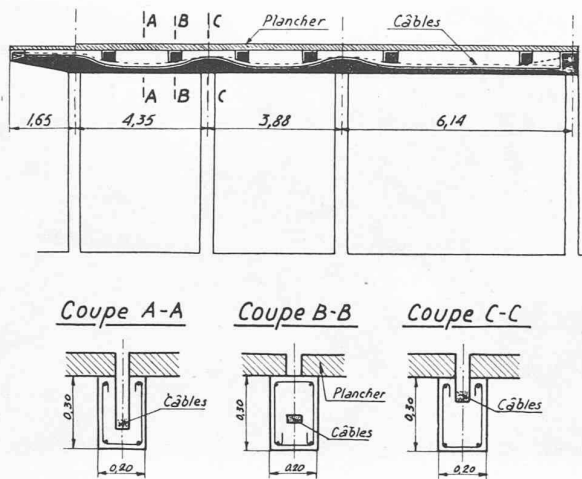


Fig. 9. — Sommier continu.

lors de la mise en tension. Au droit des appuis, le câble bute contre le fond de la gorge. La mise en tension se fait selon la méthode habituelle, à l'aide du vérin. L'opération s'est effectuée sans accroc, alors même que le plancher qui reposait sur ces poutres était déjà exécuté. On a pu s'assurer de deux manières de l'efficacité de la précontrainte : d'une part la poutre s'est légèrement soulevée de ses étais au milieu des travées et, d'autre part, on a procédé à un essai de surcharge, équivalent à la surcharge maximum que le sommier devra supporter.

Renforcement d'un plancher existant en béton armé.

Le plancher du local destiné à la bibliothèque de l'Ecole d'ingénieurs est un plancher nervé, de 7 m de portée, qui n'avait pas la capacité de résistance convenant à sa nouvelle destination. Son renforcement s'imposait.

Parmi les diverses solutions qui pouvaient être envisagées, le métal ou le bois ne convenaient pas. Le métal avait une déformabilité trop grande par rapport à sa capacité de résistance. Le bois n'était pas acceptable, car le local dans lequel se trouvent ces poutres est destiné à devenir le laboratoire de machines thermiques. Le béton précontraint s'adaptait bien à ce renforcement, et c'est la solution qui a été retenue. Les deux poutres de 8,70 m de longueur ont été construites sur le sol, puis hissées à leur place définitive contre le plancher (fig. 10 et 11).

La figure 10 montre le coffrage et l'armature en acier doux prévus pour ces poutres. Cette armature ne se compose que d'étriers destinés à assurer la bonne résistance aux efforts obliques.

* * *

Le béton précontraint, est appelé à rendre de très grands services aux ingénieurs, dans des cas particuliers bien définis. Il est entre autres intéressant pour toutes les parties d'ouvrages qui sont soumises à des contraintes alternées ou, du fait de leur structure, à des efforts de traction inévitables. Le système permet aussi de réaliser des constructions de hauteurs très réduites, comme c'est le cas par exemple pour le Pont de Fribourg qui vient d'être décrit. Mais ce serait une erreur de vouloir généraliser sans discernement l'application de ce système à toutes les constructions en béton armé.

Points essentiels du contrôle du béton sur les chantiers.

Ce sujet fut traité par M. le professeur J. Bolomey, chef de la Division des matériaux pierreux du Laboratoire d'essai des matériaux de l'Ecole d'ingénieurs. Les nombreuses publications

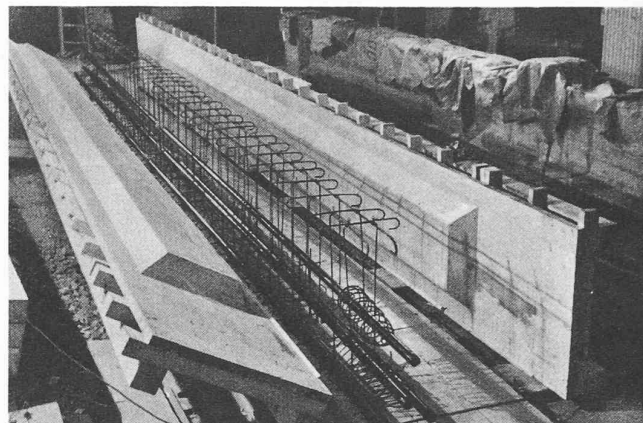


Fig. 10. — Poutre de renforcement d'un plancher. Armature d'acier doux. Les tubes métalliques seront retirés pour réaliser le logement des câbles en acier dur.

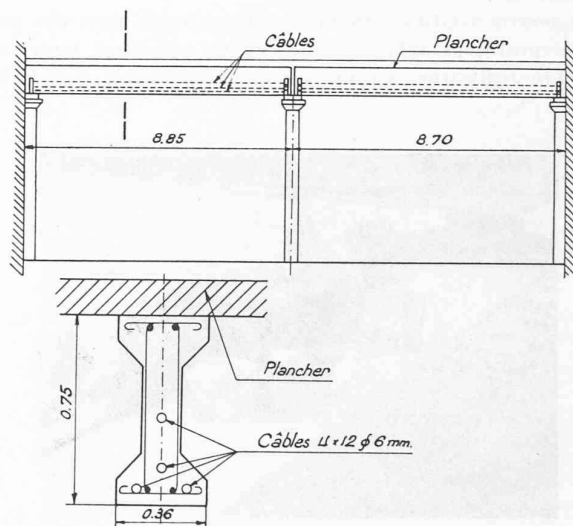


Fig. 11. — Poutre de renforcement d'un plancher. Surcharge 3,80 t/m.

de l'auteur dans notre périodique et plus spécialement l'article intitulé « Contrôle de la qualité d'un béton au moyen de la densité de celui-ci » paru au Bulletin technique du 27 mars 1937, nous autorisent à ne donner ici qu'un résumé de sa conférence. (Réd.)

M. Bolomey, après avoir indiqué que sa communication ne comportait pas la description de méthodes nouvelles, mais de procédés ayant déjà fait largement leurs preuves, rappelle quelles sont les formules donnant la résistance du béton en fonction du rapport C/E (ciment : eau) et du coefficient K (caractérisant le ciment). Il montre ensuite que les déterminations de C et de E, c'est-à-dire du dosage et de la quantité d'eau de gâchage par mètre cube de béton, constituent les points essentiels du contrôle du béton sur les chantiers.

Les méthodes les plus usitées pour la détermination du dosage exact de ciment (C) sont basées sur le volume apparent du ballast. Ces méthodes manquent de précision et peuvent conduire à des erreurs d'appréciation atteignant 10 et même 20 %. Le volume apparent du ballast varie en effet avec la granulation, le tassement, l'humidité, ainsi qu'avec le dosage en ciment et la consistance du béton.

On supplée à ce manque de précisions par des essais de rendement. L'essai de rendement peut se faire exactement,

sans perte de temps, en comptant les sacs de ciment utilisés pour exécuter un élément de l'ouvrage dont le volume est facile à calculer, ou en mesurant, au moyen d'une caisse sans fond ou d'un silo à béton, le volume du béton correspondant à une gâchée pour laquelle on a employé un poids connu de ciment. Si les premières gâchées ont été dosées, en première approximation, en kilos ou litres de ciment pour un certain volume de ballast, les essais de rendement permettront de faire les rectifications nécessaires.

Pour la détermination de la quantité d'eau de gâchage par mètre cube de béton (E), M. Bolomey propose la méthode faisant usage de la densité de celui-ci. Il donne pour cela la marche à suivre et la formule à appliquer; on les trouvera à l'article précédemment mentionné. Rappelons ici que l'application de ce procédé est facilitée par l'usage de graphiques donnant directement la quantité d'eau de gâchage en fonction de la densité et du dosage. (fig. 12.)

Très simple dans son principe, cette méthode exige quelques précautions dans son application et il convient, si l'on veut éviter des erreurs, de suivre, en ce qui concerne le choix de l'appareillage et la succession des opérations, quelques règles fondamentales précisées par le conférencier.

Connaissant C et E, ainsi que la densité d'un béton, il est aisé de calculer sa résistance probable à un âge quelconque. On peut avantageusement pour cela également faire usage de graphiques établis par l'auteur et donnant la résistance directement en fonction du dosage et du poids du récipient rempli de béton et d'eau supplémentaire.

Cette méthode très simple a un avantage essentiel sur toutes les autres méthodes de contrôle de la qualité du béton: elle fournit des renseignements exacts immédiatement après le gâchage, avant que le béton ait été mis en œuvre, c'est-à-dire quand il est encore possible de remédier à une malfaçon éventuelle. Elle permet aussi d'éviter toutes les contestations sur les chantiers au sujet de la granulation du ballast et de la consistance du béton. Il faut et il suffit que la densité minimum prescrite par le cahier des charges soit atteinte. En général, compte tenu des dosages :

$\Delta b \geq 2,45$	Très bon béton
2,40-2,45	Bon béton
2,35-2,40	Assez bon béton
2,30-2,35	Médiocre béton
2,30	Insuffisant

La méthode que nous venons de résumer donne la résistance probable du béton en se basant sur une certaine valeur de K, c'est-à-dire en supposant que la qualité du ciment est bien connue, ainsi que l'influence des conditions particulières du durcissement. Il est toujours utile de vérifier si la résistance réelle, qui seule importe, correspond aux prévisions.

Les essais sur cubes et prismes de béton remplissent ce but, mais ils sont coûteux et leurs résultats interviennent trop tard pour permettre de remédier à temps à des défauts de fabrication éventuels. Ils ne sont en outre déterminants que moyennant l'application de règles strictes pour le prélèvement des échantillons.

On peut remplacer les essais d'éprouvettes de béton par des essais sur des éprouvettes de dimensions beaucoup plus réduites, fabriquées avec le mortier seulement du béton à contrôler (fig. 13). Il y a une relation simple entre résistance du béton et celle du mortier; de plus, on peut se borner à faire sur les éprouvettes de mortier de simples essais à la flexion. L'appareillage devient alors très simple et transportable. Cette méthode a été mise au point par le Laboratoire d'essais de matériaux de Lausanne; elle consiste en ceci :

- 1° Extraction du mortier du béton au moyen d'un tamis à mailles carrées de 4 mm de côté.
- 2° Fabrication de prismes de $2 \times 2 \times 12$ cm. de mortier extrait du béton. La mise en œuvre se fait toujours par secousses, sans aucun damage direct, ce qui assure une grande homogénéité aux diverses éprouvettes.
- 3° Durcissement des prismes dans l'eau à 15° jusqu'au moment de l'essai.
- 4° Rupture par flexion sous moment constant au moyen d'un appareil construit par le Laboratoire de Lausanne et qui est dérivé de la pince de Feret. La lecture du dynamomètre donne directement la résistance à la flexion en kg/cm^2 .

Fig. 12. Contrôle de la résistance du béton au moyen de sa densité. Méthode du Laboratoire d'essai des matériaux de Lausanne.

Détermination de la densité. Δb .

Contenance du récipient = V_r
 Poids du récipient = P_r
 Poids de l'eau ajoutée = E_a

$$\Delta b = \frac{P}{V} = \frac{P_{total} - P_r - E_a}{V_r - E_a}$$

Eau de gâchage en l/m^3 de béton

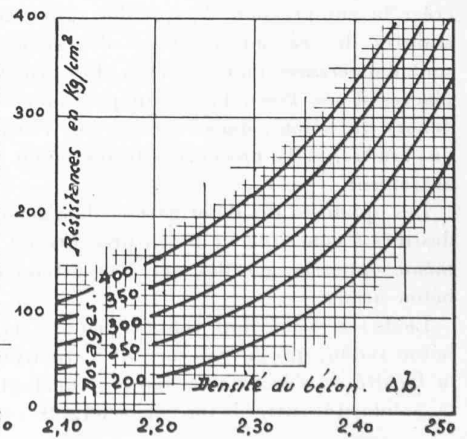
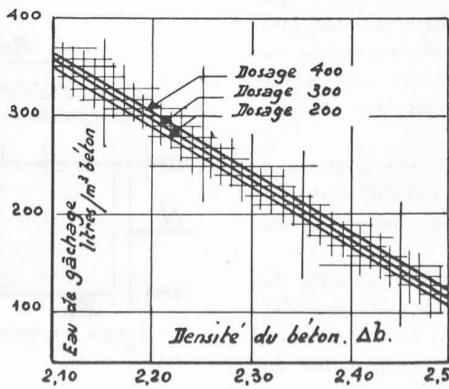
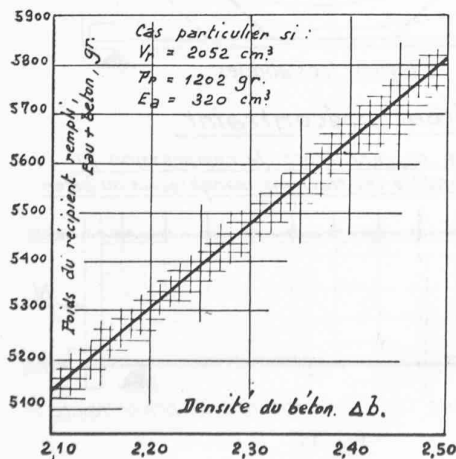
$$E = \frac{(1000 - C : \Delta_c) \times \Delta_s - (1000 \Delta b - C)}{\Delta_s - 1,0}$$

$\Delta_c = 3,05$ $\Delta_s = 2,65$ $v = 0$
 C = kg.CP/m^3 béton.
 Δb = densité du béton.

Résistance probable, kg/cm^2

$$R = (C/E - 0,50) \times K$$

Graphique pour $K = 200$



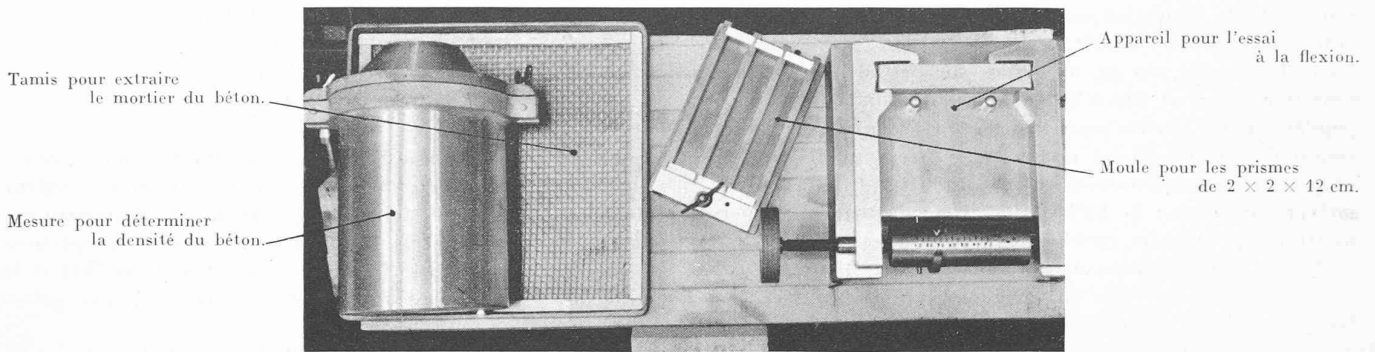


Fig. 13. — Appareillage pour la fabrication et l'essai de prismes de $2 \times 12 \times 12$ cm en mortier extrait du béton.

5° Un graphique, établi d'après de nombreux résultats expérimentaux, permet d'évaluer à 10-20 % la résistance à la compression sur gros cubes en fonction de la résistance à la flexion sur prismes de $2 \times 2 \times 12$ cm.

La simplicité de cette méthode permet de multiplier les essais, de suivre l'accroissement de la résistance en fonction de la durée de durcissement, de déterminer l'influence de la température ou de l'humidité sur le durcissement; etc.

Son efficacité sera accrue si, parallèlement à de nombreux essais sur prismes de $2 \times 2 \times 12$ cm de mortier extrait, il est prélevé aussi de temps en temps de gros échantillons de béton entier, ce qui permettra de faire des comparaisons utiles, éventuellement de rectifier le graphique de transformation des $R_{flexion}$ en $R_{compression}$.

Connaissant à la fois la densité d'un béton (d'où on déduit le rapport C/E et sa résistance) on peut en déduire la valeur de K .

Comparaison entre le béton précontraint et le béton armé.

M. F. Panchaud rappelle quelles sont les caractéristiques fondamentales du béton précontraint. Nous résumons son exposé comme suit (Réd.) :

Le béton précontraint et le béton armé diffèrent essentiellement soit dans leur structure, soit dans leur comportement à l'égard des charges extérieures, alors même qu'ils sont formés théoriquement des mêmes éléments.

Les armatures du béton armé sont destinées à compenser la faible résistance du béton tendu, et doivent en principe épouser la forme des isostatiques de traction (fig. 14). La position des armatures est ainsi fixée dans des limites assez étroites à l'intérieur du béton.

Dans le béton précontraint, les armatures ont pour but de créer la compression N , qui doit faire disparaître les contraintes de traction résultant des charges extérieures qui sont dangereuses pour le béton. Les armatures peuvent être placées d'une façon beaucoup plus indépendante, même en dehors du béton; dans certains cas, l'armature peut même disparaître, si la précontrainte du béton peut être obtenue autrement.

Les qualités de déformation demandées aux matériaux destinés à constituer le béton précontraint sont différentes et même opposées à celles que l'on attend des matériaux du béton armé.

Le béton armé doit son existence à la déformabilité du béton tendu, qui en présence de l'armature semble posséder la faculté de s'étirer sous tension constante, ce qui garantit la solidarité entre béton et acier. Il est remarquable en

outre, que les allongements tolérés par le béton tendu sans fissuration, correspondent à peu de chose près aux allongements résultant des contraintes qu'il est permis d'appliquer à l'acier doux. Mais il n'en reste pas moins vrai que la sécurité du béton armé à la fissuration est faible, surtout si, comme c'est le cas aujourd'hui, on a tendance à tolérer dans l'acier des tensions plus élevées. On peut faire remarquer que les prescriptions officielles imposent précisément de faire abstraction de la résistance du béton tendu; mais cette mesure, satisfaisante au point de vue de la sécurité à la rupture, ne prend pas en considération le risque de fissuration. Il semble qu'il existe dans ce domaine une lacune à combler; certaines prescriptions officielles récentes, en introduisant la résistance du béton tendu s'orientent vers de telles considérations.

Si l'on veut faire usage dans le béton armé d'aciers spéciaux, dont la résistance à la rupture permet des contraintes admissibles trois ou quatre fois plus grandes que celles de l'acier doux ordinaire — jusqu'à 6 et même 8 t/cm² — la solidarité entre béton et acier cesse et le béton se fissure prématurément.

Nous avons représenté sur la figure 15 les états de contrainte d'un profil de béton de même hauteur (75 cm), suppor-

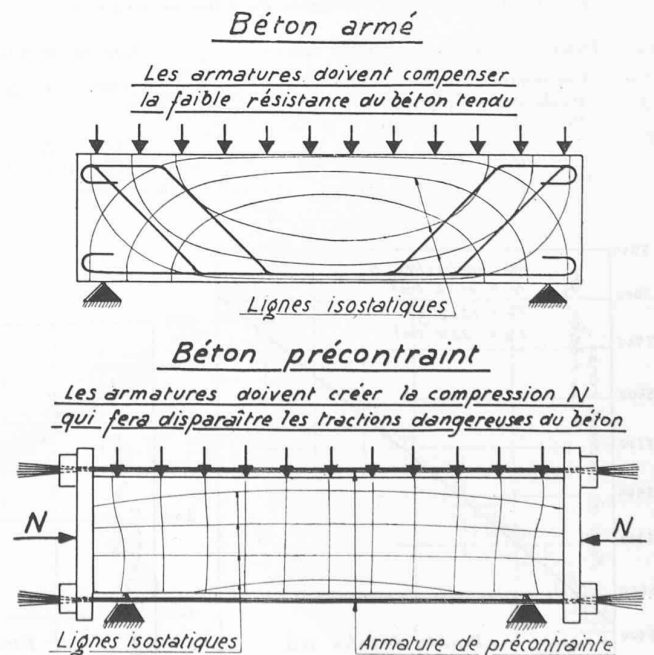


Fig. 14.

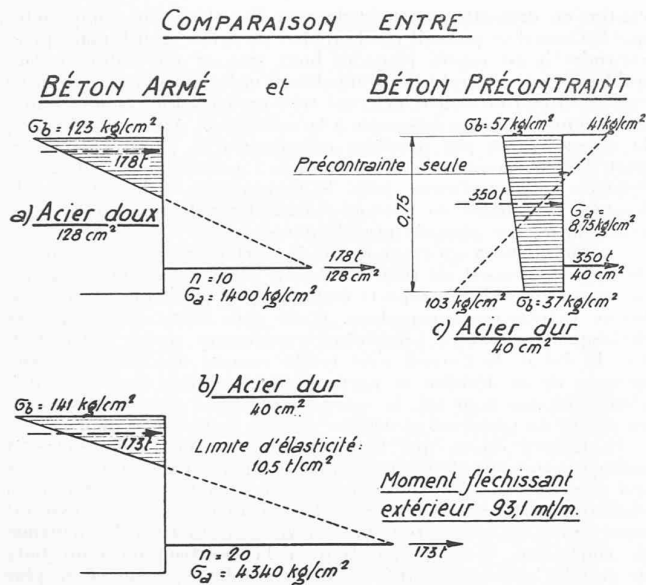


Fig. 15.

tant le même moment fléchissant de 93,1 mt, en utilisant soit des aciers doux (123 cm²), soit des aciers durs (40 cm²): la traction dans l'acier dur atteindrait 4300 kg/cm², valeur compatible avec la résistance du métal de 13 000 kg/cm² mais le béton tendu serait incapable de suivre la déformation de l'acier sans se fissurer d'une façon inadmissible.

Ainsi, dans le béton armé, ce qui tend à nuire à la solidarité des matériaux, c'est :

1. La trop faible plasticité du béton qui ne peut plus suivre les déformations élastiques des armatures.

2. La trop grande déformation élastique des armatures, qui impose au béton des déformations incompatibles avec sa ténacité.

Le problème change d'aspect si, au lieu d'équilibrer directement les efforts de traction à l'aide de l'armature, on utilise la grande capacité d'effort de cette dernière pour comprimer au préalable les parties de béton qui sont susceptibles d'être tendues par les charges extérieures: On réalise ainsi le principe même du béton précontraint. Cet état est représenté sur le troisième croquis de la figure 15, où la capacité de résistance des 40 cm² d'acier dur permet de créer une force de compression du béton de 350 tonnes, tout en restant au-dessous de la limite d'élasticité du métal.

Le rôle primordial de l'armature dans le béton précontraint est donc de créer la compression du béton pour lui conférer une résistance augmentée à la traction.

M. le professeur Panchaud résume ensuite les principes du calcul¹ et parle des conséquences du fluage du béton. Le fait pratique essentiel est que les armatures précontraintes ne subissent que de faibles contraintes additionnelles sous l'action des charges extérieures et que par conséquent, dans le calcul des contraintes du béton dues à ces mêmes actions, on peut pratiquement négliger la présence de l'acier.

Le fluage du béton, c'est-à-dire sa déformation lente sous l'effet des contraintes, utile sinon indispensable dans le béton armé, est l'ennemi du béton précontraint, car il entraîne une diminution de la précontrainte, et même sa disparition si les allongements élastiques des armatures lors de la mise

¹ Voir à ce sujet l'article paru dans le *Bulletin technique* des 30 octobre et 13 novembre 1943: « Quelques particularités du calcul du béton précontraint. »

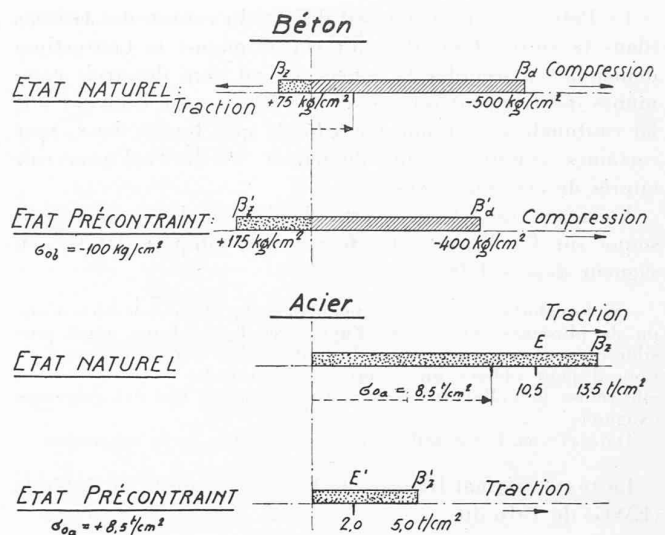


Fig. 16. — Modification de la capacité de résistance aux charges extérieures conférée par la précontrainte.

en tension ne sont pas beaucoup plus grands que les déformations du béton par fluage.

Ainsi, à l'encontre de ce qui serait désirable pour le béton armé, les qualités que l'on demande pour les matériaux constitutifs du béton précontraint sont les suivantes :

1. Un béton dont la déformation plastique et le fluage soient les plus faibles possible.

2. Des armatures dont la déformation élastique soit très grande, comparativement au fluage et au retrait du béton.

D'une manière générale, la précontrainte peut conférer aux matériaux des caractéristiques modifiées, diminuées ou augmentées de la valeur de la précontrainte; soit par exemple (fig. 16), un béton caractérisé à l'état naturel par une résistance à la traction de 75 kg/cm² et une résistance à la compression de 500 kg/cm²; s'il est soumis à une précontrainte de 100 kg/cm², ces caractéristiques deviennent: résistance à la traction 175 kg/cm² et résistance à la compression 400 kg/cm². Pour l'acier on trouverait des conclusions analogues.

On peut bien dire que le béton précontraint apparaît comme un matériau nouveau, à caractéristiques propres et où les relations entre les deux éléments qui le composent sont beaucoup plus indépendantes que dans le béton armé et sont limitées essentiellement à des phénomènes d'action et de réaction.

DIVERS

Le barrage du Rheinwald et les Forces motrices du Rhin postérieur.

Les lecteurs du *Bulletin technique* auront appris par leurs journaux quotidiens que la concession demandée à trois communes du Rheinwald par le Consortium des forces motrices du Rhin postérieur, pour la réalisation du projet décrit au *B. T.* du 2 novembre 1943, n'avait pas été accordée.

Comme nous, ils auront peut-être été frappés par le défaut d'objectivité et même de vérité de plusieurs des communications parues à ce sujet. En réalité, la situation actuelle de ce grand problème est la suivante :