Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 3 (1948)

Rubrik: II: Developments in building structures in concrete and masonry

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 16.10.2025

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

II

Nouveaux modes de constructions en béton, béton armé et béton précontraint

Neuere Bauweisen des Massivbaues

Developments in building structures in concrete and masonry

Rapporteur général – Generalberichterstatter – General Reporting Member

PROF. A. CAQUOT
Membre de l'Institut, Paris

IIa

Progrès réalisés dans la qualité du béton
Fortschritte in der Beschaffenheit des Betons
Progress realized in the quality of concrete

Amélioration de la résistance du béton à la compression et à la traction — Le béton expansif — Dommages causés au béton — Progrès réalisés dans la vibration.

Erhöhung der Druck- und Zugfestigkeit des Betons — Der expansive Beton — Betonschäden — Die Vibrierung des Betons.

Increase of compressive and tensile strength of concrete — Expansive concrete — Deterioration of concrete — The vibration of concrete.

IIb

Le béton précontraint
Der vorgespannte Beton
Pre-stressed concrete

Théorie — Technologie (Influences particulières : Retrait et fluage du béton, déformations plastiques des fils tendus) — Exécutions et détails de construction — Point de vue économique.

Theorie — Technologie (Besondere Einflüsse : Schwinden und Kriechen des Betons, plastische Deformation der Armierung) — Ausführungsformen und konstruktive Einzelheiten — Wirtschaftlichkeit.

Theory — Technology (Special influences : Contracting and creep of the concrete, plastic deformation of the reinforcement) — Erection methods and structural details — Questions of economy.

IIc

Nouveaux types d'armatures métalliques
Neue Armierungstypen
New types of reinforcement

Utilisation des barres à section non circulaire — Armatures en acier de haute qualité.

Verwendung von Armierungen mit anderen als Kreisquerschnitten — Hochwertige Stahlarmierungen.

Application of reinforcement with non-circular sections — High-tensile steel reinforcement.

IId

Ouvrages remarquables exécutés depuis 1936
Bemerkenswerte Ausführungen seit 1936
Notable structures executed since 1936

Ponts en béton armé — Ponts et charpentes en béton précontraint.

Brücken in Eisenbeton — Hoch- und Brückenbauten in vorgespanntem Beton.

Bridges in concrete — Bridges and other structures in prestressed concrete.

IIa1

Les ciments expansifs et l'autocontrainte du béton

Die Schwellzemente und die Selbstvorspannung des Betons

Expanding cements and self-prestressing of concrete

HENRY LOSSIER
Paris

Les expériences effectuées depuis plus d'un demi-siècle sur des matériaux fragiles tels que le cristal, la fonte de fer, les produits céramiques et le béton, ont illustré les remarquables propriétés de résistance et de ductilité que leur confère la triple étreinte convergente.

Après avoir, dès 1924, tenté d'utiliser les procédés d'Emperger pour obtenir la double et la triple étreinte du béton, j'envisageai, dès 1925, une méthode entièrement différente. Tandis que les divers procédés utilisés depuis 1888 consistaient à comprimer le béton par des contraintes agissant de l'*extérieur*, j'envisageai au contraire de *provoquer le gonflement du béton lui-même, dans toutes les directions, puis d'utiliser sa force expansive soit pour tendre des armatures, soit pour agir comme des vérins contre des maçonneries ou des terrains, soit de toute autre façon.*

Toutefois, l'idée en elle-même ne pouvait avoir d'intérêt pratique qu'autant que je disposerais de ciments subissant non pas seulement un retrait de durcissement comme les liants courants, mais au contraire une expansion nettement supérieure à ce retrait. Je m'orientai donc nettement vers les *ciments expansifs* et m'adressai à plusieurs firmes françaises dont l'une, les Etablissements Poliet et Chausson, voulut bien s'intéresser à la question et parvint à la solutionner.

Composition des ciments expansifs

Ces ciments sont obtenus, en principe, par le mélange de trois éléments connus et stables par eux-mêmes :

1. Un ciment Portland artificiel qui constitue la *base*.
2. Un ciment sulfo-alumineux qui joue le rôle de *facteur expansif*.
3. Un *élément stabilisateur* dont l'entrée en action, volontairement retardée, arrête l'expansion en absorbant le principal réactif, c'est-à-dire le sulfate de chaux. Cet élément stabilisateur est en général constitué par du laitier de hauts fourneaux.

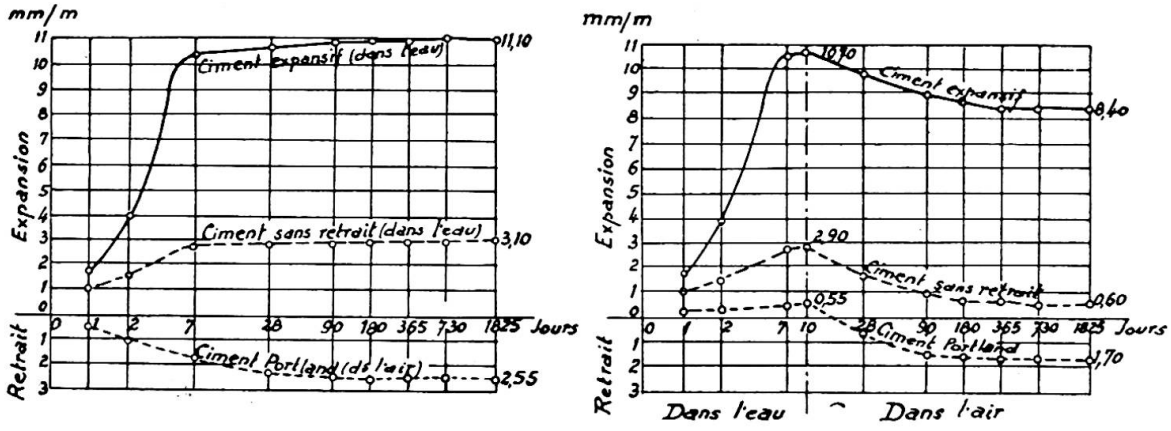


Fig. 1 et **2.** Retrait et expansion des ciments.

Le dosage judicieux des trois constituants, la *base*, le *facteur expansif* et l'*élément stabilisateur*, permet de régler l'expansion à la fois en intensité et en durée avec une précision remarquable en pareille matière.

Propriétés des ciments expansifs

La caractéristique principale de ces liants est leur propriété d'*acquérir un gonflement stable en milieu constant, gonflement qui est pratiquement réglable en intensité et en durée.*

L'*intensité de l'expansion* peut atteindre, en pâte dure, jusqu'à 50 mm par mètre, soit le vingtième de la longueur initiale.

Sa *durée* peut être réglée entre un minimum de vingt-quatre heures et un maximum de trente jours environ.

Pratiquement, pour simplifier la fabrication, nous réalisons deux qualités principales qui sont les suivantes :

a) *Ciment faiblement expansif dénommé « sans retrait »*, c'est-à-dire dont l'expansion initiale de 3 à 4 mm par mètre en pâte pure est sensiblement égale au retrait dans le temps, qu'elle compense;

b) *Ciment expansif proprement dit*, dont l'expansion en pâte pure est en général de l'ordre de 10 à 25 mm par mètre.

La durée de l'expansion, c'est-à-dire le temps pendant lequel elle croît progressivement en milieu humide avant de se stabiliser en milieu cons-

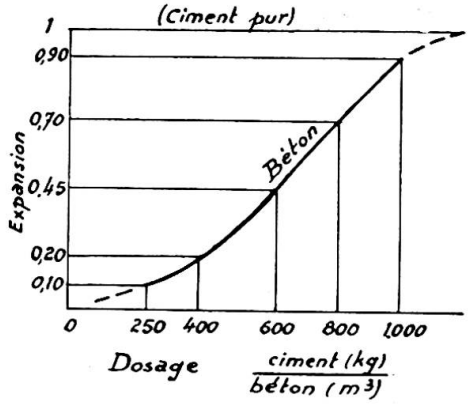


Fig. 3. Expansion en fonction du dosage.

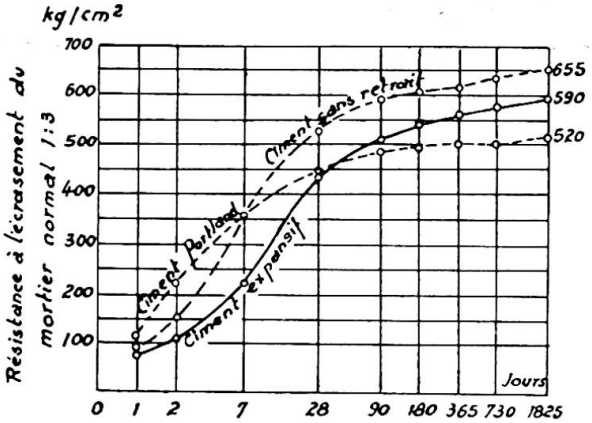
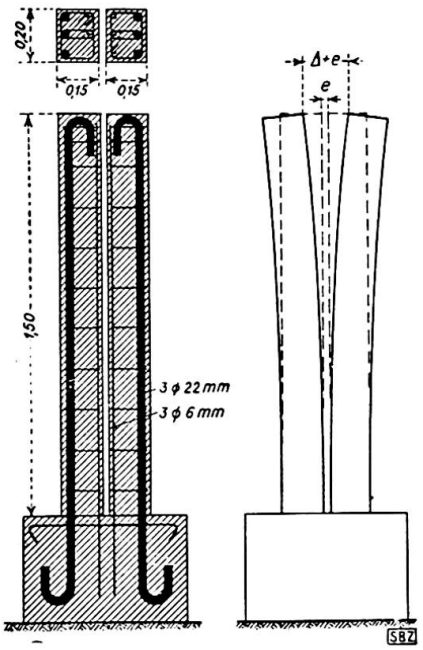


Fig. 4. Résistance des cubes d'essai en fonction du temps.



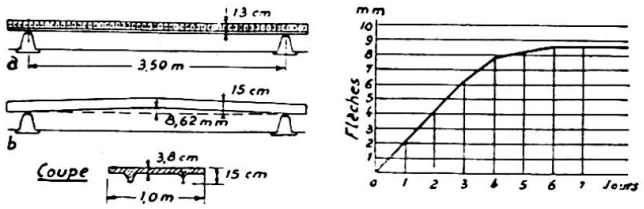


Fig. 6 (ci-dessus). Dalle d'essai avant (a) et après (b) expansion du béton.

Fig. 5 (à gauche). Prismes d'essais sur dalle commune après coulée (à gauche) et après séchage (à droite).

tant, est réglée en général entre dix et quinze jours pour des éprouvettes en pâte pure conservées dans l'eau.

Applications des ciments expansifs

Les applications des ciments expansifs, auxquels, en particulier, la Société nationale des Chemins de fer français a fait une large place, peuvent être multiples.

Les principales et les plus typiques que nous ayons réalisées sont les suivantes :

1. Fondations par reprise en sous-œuvre par pieux

Il s'agissait de la *reprise d'un mur d'un bâtiment historique, le Palais Rihour, à Lille,* dont les fondations montraient des signes de faiblesse. Le système choisi était le pieu « Méga », de la firme Franki.

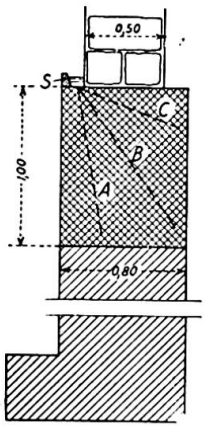


Fig. 7 (à gauche). Reprise en sous-œuvre du bâtiment du Ministère colonial de Paris.

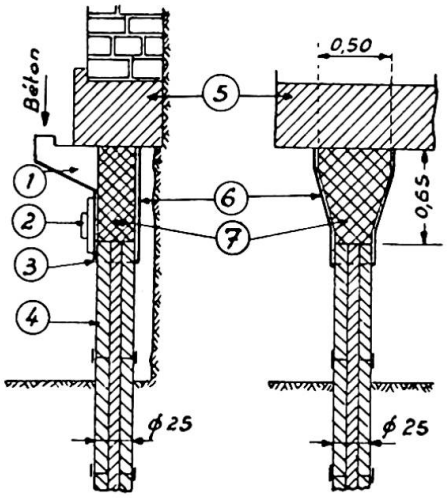
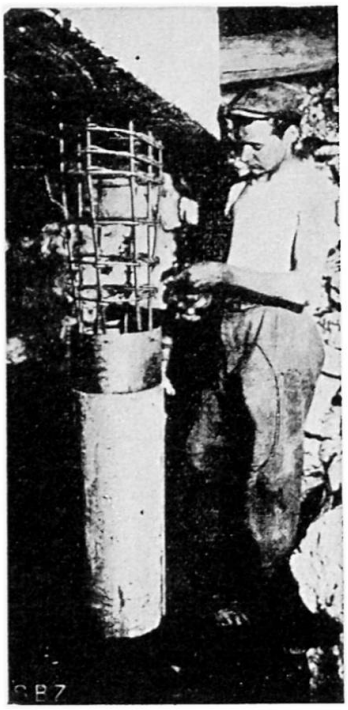


Fig. 8 (à droite). Reprise en sous-œuvre du Palais Rihour, à Lille.



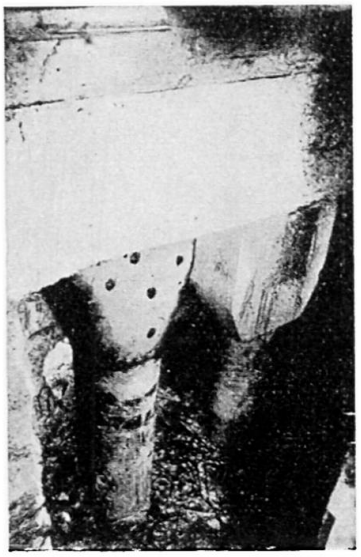


Fig. 9 à 11. Armatures, bétonnage et têtes de pieux achevées pour le Palais Rihour, à Lille.

Ce pieu est constitué par un ensemble d'éléments en béton armé moulés à l'avance et assemblés sur place. Ils sont enfoncés au vérin. Le point délicat consiste, lorsque la profondeur de fonçage est atteinte, à mettre le pieu en charge sous le mur en assurant son contact parfait avec ce dernier. On y parvient en général en utilisant un élément spécial en forme de U, un vérin, des dispositifs de calage, puis un calage au matoir sous la poutre.

L'emploi du ciment expansif a permis de simplifier considérablement cette opération.

Sur la tête du dernier élément de chaque pieu Méga, on a disposé un moule métallique démontable muni d'un entonnoir pour l'introduction du béton et d'un vibrateur.

Une armature légère ayant été placée dans le moule, on a rempli et vibré celui-ci jusqu'à ce que la laitance du béton reflue entre le moule et la poutre. Après la prise et le démoulage, on humidifia le tronçon coulé pendant les quelques jours nécessaires pour obtenir la poussée initiale désirée sous le mur, soit environ vingt tonnes par pieu.

Ce procédé, comparé au premier, a permis d'obtenir une meilleure solidarité de la tête et du corps des pieux et de réaliser une économie d'environ 20 kg d'armature très façonnée par élément.

2. Reprise en sous-œuvre par massifs ou puits

Il s'agit du dispositif de reprise d'un mur en sous-œuvre au Ministère des Colonies à Paris.

Sur chaque puits en béton ordinaire, on exécuta une tête en béton expansif de 1 m de hauteur. Les trous d'humidification, de 30 mm de diamètre, espacés de 20 cm, réalisés en disposant provisoirement des barres d'acier que l'on retirait au moment de la prise, communiquaient avec une nappe d'eau maintenue par un simple solin en plâtre.

La force expansive assura la mise en charge des puits sous le mur, sans l'aide de vérins.

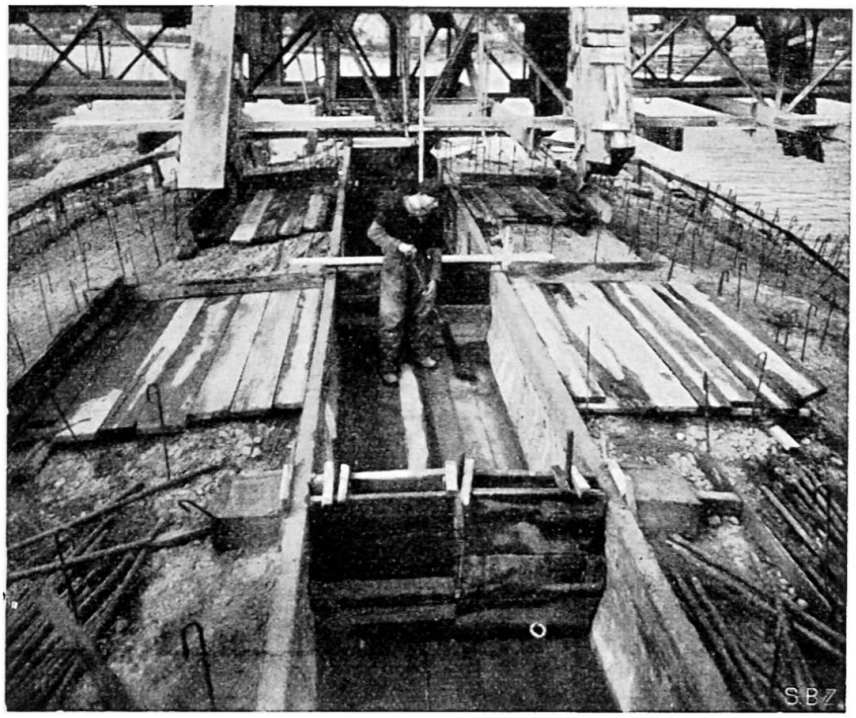


Fig. 12. Coffrage E, pour le bétonnage du viaduc de Laroche (voir fig. 13).

3. Décintrage et clavage de voûtes en béton et maçonnerie

Chacun connaît le procédé classique de décintrage d'une voûte à l'aide de vérins que l'on fait agir à la clef avec une force égale ou légèrement supérieure à la poussée horizontale de la voûte au moment de l'opération.

Cette opération comporte alors quatre phases principales :

La mise en charge des vérins;

Le remplissage en béton entre ceux-ci;

Après durcissement suffisant de ce béton, l'enlèvement des vérins;

Le rempplissage du joint à l'emplacement qu'occupaient ces derniers.

Or, avec le *ciment expansif*, ces quatre phases de l'opération sont ramenées à une *phase unique*.

Il suffit d'exécuter, dans une rainure ménagée à la clef et après durcissement du corps de la voûte, un *voussoir en béton de ciment expansif qui joue le rôle d'un vérin intégré dans la masse même de l'ouvrage* et qui permet de compenser notamment :

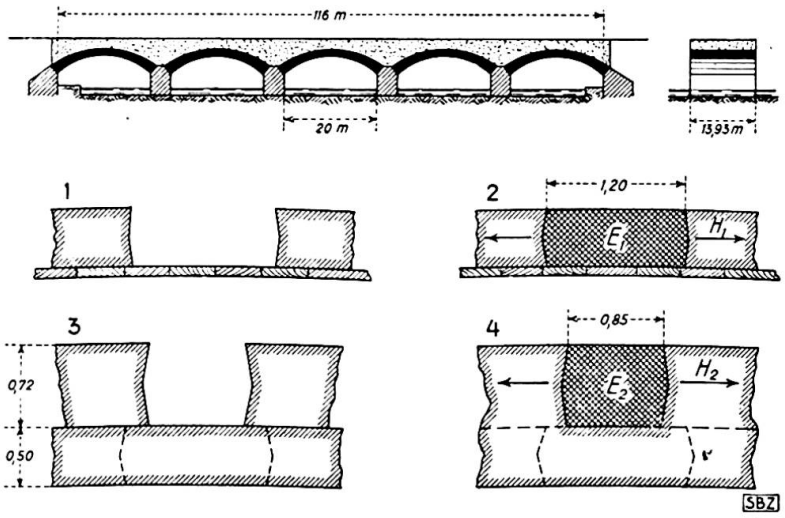


Fig. 13. Ordre de bétonnage du viaduc de Laroche.

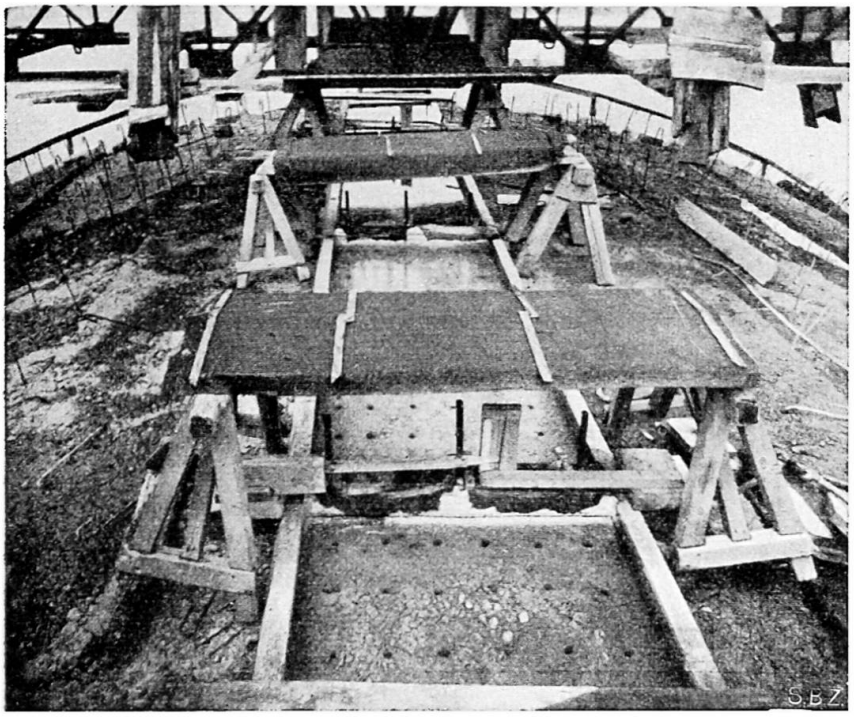


Fig. 14. Voussoir E, du viaduc de Laroche après bétonnage (voir fig. 13).

— Les raccourcissements élastiques du béton dus à la charge permanente;

— Tout ou partie des raccourcissements engendrés par le retrait et les déformations plastiques du béton dans le temps;

— Au besoin, tout ou partie des déformations dues aux poussées accidentelles.

Dans de grands ouvrages, on peut prévoir plusieurs voussoirs expansifs qui répartissent alors leur action sur toute la longueur de la voûte suivant un processus déterminé à l'avance.

Ce procédé a été l'objet de nombreuses applications relatives :

— Soit à la réparation d'ouvrages partiellement détruits par des bombardements (viaduc de Poix, d'Epinay-sur-Seine, etc.).

— Soit à la construction de voûtes entières (pont de Laroche sur la ligne Paris-Dijon — 5 travées de 20 mètres de portée et $1^{m}20$ à $1^{m}80$ d'épaisseur, en béton — exécution en 2 rouleaux).

4. Réparation d'ouvrages en béton armé sinistrés

Citons :

Le pont à double voie normale dit « de Moscou », près de Montereau (4 travées de 26 mètres en poutre tubulaire continue);

Les silos du port de Bône (Algérie), etc.

5. Pieux moulés dans le sol

L'expansion, à la base élargie des pieux, améliore à la fois la compacité du terrain et le frottement sur le terrain.

Des pieux d'un type spécial sont actuellement en cours d'essai.

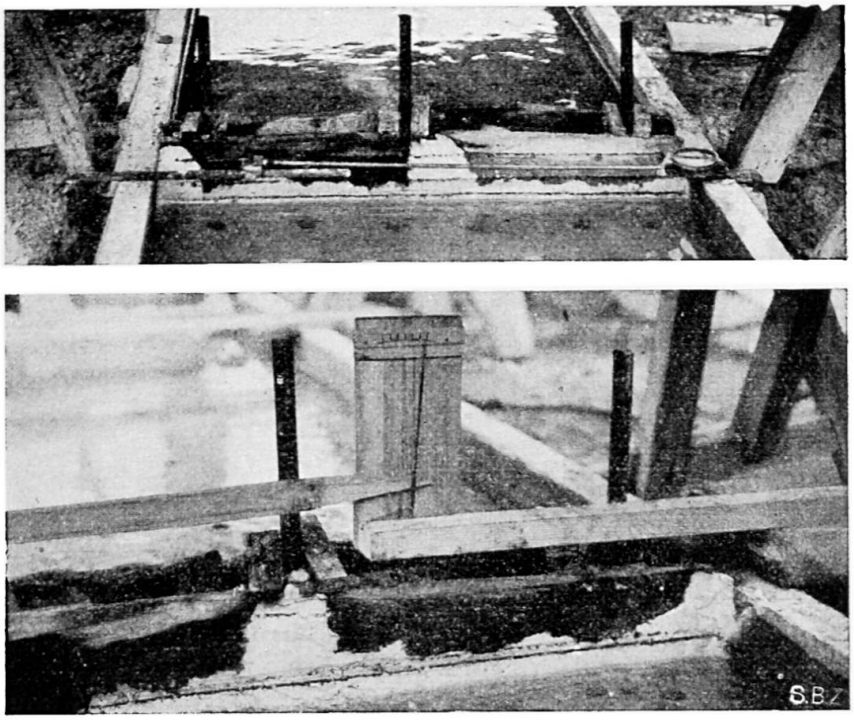


Fig. 15 et **16.** Détails du dispositif de mesure de l'expansion utilisé pour le viaduc de Laroche.

6. Canalisations et tuyaux

En armant les canalisations et tuyaux suivant les génératrices et directrices, pour entraver l'expansion, on peut provoquer une *mise en compression automatique du béton dans les deux sens*, moins intense d'ailleurs, dans l'état actuel, que celle qui peut être réalisée avec la précontrainte mécanique, mais qui se révèle cependant suffisante dans certains cas.

Une *enveloppe extérieure en fibro-ciment*, utilisée comme coffrage, provoque également, *sans aucune armature*, cette compression à double étreinte.

La supériorité des ciments expansifs au point de vue de l'*imperméabilité* sera par ailleurs toujours un facteur important.

7. Tunnels et galeries

Pour les *tunnels et galeries* de toutes sortes, les ciments expansifs peuvent être heureusement utilisés d'une part pour le clavage des voûtes et, d'autre part, pour le bourrage entre ces dernières et le terrain à perforer.

Le *bourrage de consolidation des galeries de mines* offre des cas d'applications particulièrement intéressants.

8. Revêtements de routes et de pistes d'avions

Le retrait de durcissement du béton, plus encore que les variations de la température, conduit les constructeurs de routes ou de pistes bétonnées à disposer, de distance en distance, des solutions de continuité ou *joints* pour éviter des fissures de traction.

Or, ces joints, comme ceux des rails de chemins de fer, présentent

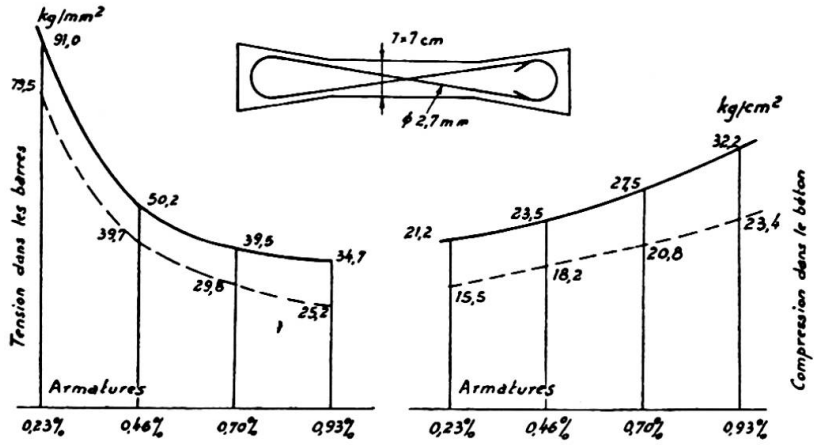


Fig. 17. Tensions dans les armatures et dans le béton des prismes d'essai.

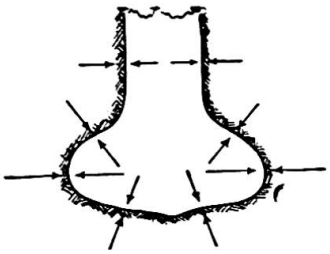


Fig. 18. Pied de pieu en béton auto-contraint.

de multiples inconvénients, bien connus d'ailleurs, tant pour l'usure locale des revêtements que pour la fatigue des véhicules et le confort de la circulation.

Au droit d'un joint, notamment, la pression locale unitaire sur le sol de fondation, au passage d'un essieu isolé, peut atteindre, dans certains cas, le *quadruple* de la pression qu'il subit en partie courante, ce qui explique bien des perturbations.

Les *goujons* ou barres d'acier destinées à maintenir les extrémités de deux panneaux de revêtement consécutifs au même niveau ne jouent, en général, qu'un rôle de semi-articulation, de telle sorte que la pression sur le sol, au droit des joints, atteint encore parfois près du *double* de la pression supportée en partie courante.

Aussi, pour éviter de recourir à des joints spéciaux, est-il apparu nettement intéressant de rechercher, sinon la suppression totale des joints, du moins une réduction notable de leur nombre.

Rappelons que certaines compagnies de chemins de fer ont obtenu déjà des résultats intéressants dans ce sens en ce qui concerne les rails.

Sous l'action de la chaleur, ceux-ci tendent à se mettre en compression et résistent si leur tendance au flambage est suffisamment entravée tant dans le sens vertical que dans le sens horizontal.

Avec les revêtements en béton, le problème est ramené à l'étude du flambage, dans le seul sens vertical, de dalles reposant sur une base stable et chargées par leur propre poids, lequel exerce une action compensatrice très importante dans le sens vertical. Il convient, de plus, de tenir compte du fait que, sous l'action du soleil, il peut se produire des différences de température de l'ordre de 30 à 35° *centigrades* entre les faces supérieure et inférieure du béton des revêtements.

Nous avons entrepris, en France, la réalisation d'un programme de recherches expérimentales concernant la possibilité de construire des chaussées et pistes d'avions en béton sinon sans joints, du moins avec un nombre de joints très réduit, en utilisant notamment les propriétés des ciments faiblement et fortement expansifs.

Ce programme, subventionné par le Ministère des travaux publics de France, comprend diverses séries d'essais, d'abord sur modèles en bois et en

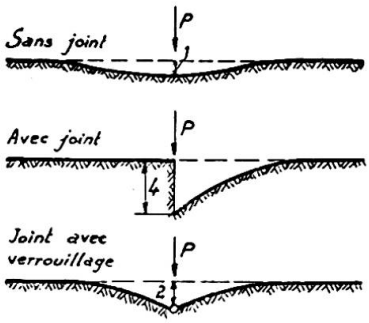


Fig. 19. Enfoncement du sol d'un terrain d'atterrissage sous une charge concentrée.

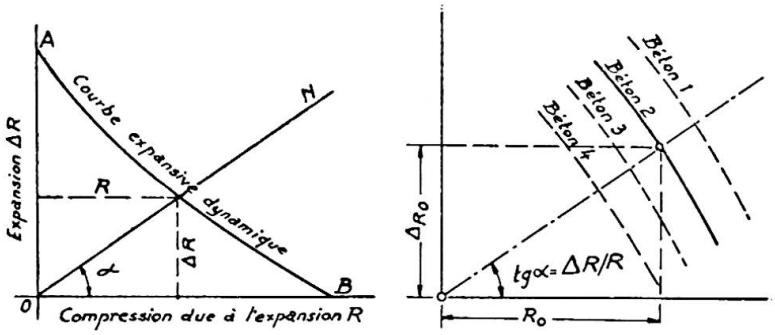


Fig. 20 et **21.** Courbes d'expansion dynamique de divers bétons.

béton, avec chauffage électrique d'extrados pour reproduire l'action du soleil, puis ensuite sur ouvrages réels.

Nous avons exécuté et observons actuellement des revêtements conçus d'après diverses techniques, avec éléments de 100 mètres sans joints, dans le département de Seine-et-Oise. D'autres applications d'essai sont en cours.

Calcul des actions expansives

Ces calculs peuvent être ramenés aux méhodes courantes de la résistance des matériaux en faisant intervenir, pour chaque qualité de béton, sa « courbe expansive dynamique » qui représente le rapport des contraintes aux allongements correspondants.

Résumé

Les ciments expansifs, qui sont les derniers venus dans le domaine très étendu de la précontrainte des matériaux, sont actuellement l'objet d'études nombreuses concernant d'une part l'amélioration de leurs caractéristiques et, d'autre part, celle de leur mise en œuvre.

Les *nuances faiblement expansives* seront surtout destinées à compenser le retrait et s'appliqueront à bon nombre de travaux courants.

Les *nuances fortement gonflantes* seront réservées aux cas spéciaux qui utilisent, en l'entravant, la puissance expansive des ciments.

On peut prévoir qu'à côté des premiers liants expansifs qui ont ouvert la voie, d'autres, aux caractéristiques nettement plus intenses, apparaîtront encore, qui augmenteront le nombre et l'importance des applications dans le vaste domaine de la précontrainte des bétons.

Zusammenfassung

Die Schwellzemente, welche die neueste Entwicklung auf dem schon sehr ausgedehnten Gebiet der Vorspannung darstellen, sind gegenwärtig Gegenstand zahlreicher Studien. Diese betreffen einerseits die Verbesserung ihrer Eigenschaften, andererseits ihre Anwendung in der Praxis.

Die *schwach expansiven Sorten* sind vor allem dazu bestimmt, das

Schwinden zu kompensieren und können für eine grosse Zahl von Bauwerken angewendet werden.

Die *stark schwellenden Sorten* sind für die Spezialfälle, die die Expansivkraft brauchen, gedacht.

Man kann voraussehen das neben den ersten expansiven Bindemitteln, die den Anstoss zur Entwicklung gegeben haben, noch andere mit grösserer Wirksamkeit aufkommen, die die Zahl und die Bedeutung der Anwendungen im weiten Gebiet des vorgespannten Betons vergrössern werden.

Summary

Expanding cements, which are the most recent in the very extensive realm of pre-stressed materials, are at present the object of much research concerning, on the one hand, the improvement of their characteristics and, on another hand, that of their actual use.

The slightly expansive sorts will above all be intended to compensate shrinkage and will apply to a large amount of current works.

The much swelling sorts will be applied to special cases which use, by impeding it, the expansive power of cements.

It is foreseeable that in addition to these first expansive binding materials which have shown us the way, others with clearly more intensive characteristics will still appear, which will increase the number and importance of applications in the vast field of prestressed concretes.

IIa2

Réalisation de bétons compacts par vibration

Die Herstellung von dichtem Beton durch Vibration

Compact concrete by vibration

F. CAMPUS
Professeur à l'Université de Liège

Le critère usuel de qualité des bétons est la résistance à la compression. Dans les limites pratiques, ce facteur est principalement influencé par la qualité du ciment et par la quantité de ciment par mètre cube. De ce fait, la haute résistance des bétons peut être accompagnée de propriétés défavorables pour la plupart des applications, telles que grande déformabilité thermo- et hygrométrique, fluage et relaxation importants, grand développement de chaleur de durcissement, etc. Depuis plus de vingt années, je professe que la compacité est un critère de qualité plus approprié, il a l'avantage de s'accommoder de teneurs en ciment plus faibles sans préjudice de compacité, ce qui réduit considérablement les propriétés indésirables précitées. L'obtention de compacités élevées des bétons est toutefois liée à l'emploi de moyens mécaniques puissants de mise en œuvre et a été principalement rendue possible par la vibration. C'est pourquoi, en 1937, au Congrès international d'essai des matériaux à Londres, j'ai déjà préconisé l'adoption de la compacité comme critère d'efficacité de la vibration plutôt que la résistance à la compression.

En désignant par p, s, c, e et v, suivant les notations de R. Féret, les proportions en volumes absolus de pierrailles, de sable, de ciment, d'eau et de vides dans l'unité de volume du béton ($p + s + c + e + v = 1$);

Par vp la porosité apparente ou proportion de vides de la pierraille;

Par ρ le coefficient de remplissage des vides de la pierraille par le mortier;

Par r le rapport $\frac{\rho vp}{1 - vp}$ du volume de mortier au volume absolu de pierrailles;

Par μ le rapport $\frac{s + c}{s + c + e + v}$, c'est-à-dire la compacité sèche du mortier;

Par γ le rapport $\frac{c}{e+v}$ (généralisant le facteur ciment/eau) ; on établit aisément les relations :

$$p = \frac{1}{1+r} \qquad s = \frac{[\mu - \gamma(1-\mu)]\, r}{1+r}$$

$$c = \frac{\gamma(1-\mu)\, r}{1+r} \qquad e+v = \frac{(1-\mu)\, r}{1+r}.$$

Ces formules permettent théoriquement de déterminer la composition d'un béton de compacité et de résistance données. En effet, d'après R. Féret :

$$R'b = K\left(\frac{\gamma}{1+\gamma}\right)^2$$

ou

$$\gamma = \frac{\sqrt{\frac{R'b}{K}}}{1-\sqrt{\frac{R'b}{K}}},$$

$R'b$ étant la résistance à la compression sur cubes à un âge déterminé, K le coefficient correspondant.

La compacité du béton frais est

$$p+s+c = \beta = \frac{1+\mu r}{1+r}.$$

La compacité du béton durci est

$$\beta' = \frac{1+r\left[\mu + \frac{\gamma\varepsilon\Delta c}{1.000}(1-\mu)\right]}{1+r},$$

en appelant ε la proportion en poids d'eau fixée par le ciment et $\frac{\Delta c}{1.000}$ le rapport du poids spécifique absolu du ciment à celui de l'eau. ε est ordinairement compris entre 0,15 et 0,20, en moyenne il vaut 0,175.

μ croît généralement avec la consistance du béton. Pour les bétons fluides, μ peut descendre vers 0,60. Pour les bétons plastiques, en moyenne $\mu = 0{,}67$. Pour les bétons secs, μ tend vers 0,70 et il semble que la limite pratique supérieure de μ pour les bétons vibrés les plus secs ne soit guère supérieure et plus petite que 0,75. Ce facteur influe sensiblement sur la compacité du béton.

Pour les bétons très fluides, ρ peut atteindre 1,80 à 2,00. Pour les bétons plastiques, en moyenne 1,5 (de telle sorte que $\mu\rho = 1$). Pour les bétons les plus secs mis en œuvre par damage, ρ est compris entre 1,30 et 1,40, en moyenne 1,35 (valeur optimum selon Leclerc du Sablon). Pour les bétons vibrés les plus secs, à mélange préalable de tous les constituants, il semble que ρ pourrait descendre jusqu'à 1,20. Ces chiffres ont notamment été contrôlés par des expériences dans mes laboratoires.

Dans ces conditions, r est pratiquement compris entre des limites

voisines de 1,80 pour les bétons les plus fluides et de 0,30 pour les bétons vibrés les plus secs, la valeur moyenne étant de 1 environ pour les bons bétons plastiques. Ce coefficient r est donc en relation avec la consistance du béton; il varie dans le même sens que la fluidité ou maniabilité ou « workability ». Quant à l'influence de la compacité sur la résistance, elle peut être mise en évidence comme suit par la formule de Féret :

$$R'b = K\left(\frac{c}{1-\beta+c}\right)^2 = K\left(\frac{c}{(1-\beta)(1+\gamma)}\right)^2$$

$$R'b = K\left(\frac{c}{1-\beta'+c\left(1+\frac{\varepsilon\Delta c}{1.000}\right)}\right)^2 = K\left(\frac{c}{c'+v'}\right)^2$$

en posant $c' = c\left(1+\frac{\varepsilon\Delta c}{1.000}\right)$ = volume absolu de ciment hydraté, et $v' = e + v - \varepsilon c\,\frac{\Delta c}{1.000}$ = porosité réelle du béton durci et desséché.

La résistance augmente avec la compacité, mais elle dépend essentiellement du dosage en ciment.

Le dosage peut être établi mathématiquement en fonction de γ et de deux des trois paramètres β, μ ou r, β pouvant être substitué à μ par la relation $\mu = \beta - \frac{1-\beta}{r}$.

En se référant à la compacité β' du béton durci, on peut éliminer γ comme suit :

$$\gamma = \frac{\beta'(1+r)-(1+\mu r)}{r(1-\mu)\,\varepsilon\,\frac{\Delta c}{1.000}}.$$

La formule de Féret peut alors s'écrire :

$$R'b = K\left\{\frac{\beta'(1+r)-(1+\mu r)}{\beta'(1+r)-\left[1+\mu r-\varepsilon\frac{\Delta c}{1.000}(1-\mu)r\right]}\right\}^2.$$

Si l'on se réfère à la formule linéaire de résistance de Bolomey, on obtient :

$$R'b = K\left(\frac{\Delta c}{1.000}\gamma - 0{,}5\right) = K\left[\frac{\beta'(1+r)-(1+\mu r)}{(1-\mu)\,r\varepsilon} - 0{,}5\right].$$

Dans ce cas

$$\gamma = \left(\frac{R'b}{K} + 0{,}5\right)\frac{1.000}{\Delta c}.$$

Ces formules ne sont pas très significatives; elles établissent que la résistance augmente avec la compacité du béton durci, mais relativement peu. Or, si μ, r et ε sont invariables, β' ne peut augmenter que par l'augmentation de γ, c'est-à-dire de c, e ne pouvant guère diminuer si l'on ne veut pas modifier ε. D'après les dernières formules, il est clair que β', μ, r et ε ne peuvent varier d'une manière quelconque, mais seu-

lement dans des limites plausibles et d'une manière corrélative, de façon à donner une valeur convenable de γ. Donc, la résistance est principalement déterminée par la proportion de ciment; il n'en est pas de même de la compacité. Ce qui n'empêche que l'on peut réaliser des bétons compacts et très résistants; ce sont même les plus économiques, car ils contiennent le moins de ciment, mais ils exigent une puissante vibration.

Les dernières formules établissent aussi que la résistance diminue lorsque la richesse en mortier r augmente. Les grandes compacités s'obtiennent en diminuant r, c'est-à-dire ρ et vp, secondairement en augmentant μ et γ; on n'a guère d'action sur ε dont l'influence sur la compacité est subordonnée. On peut diminuer considérablement vp en étendant l'échelle granulométrique [1].

Au cours des dernières années, dans divers pays, des procédés spéciaux (« Prepakt » aux Etats-Unis d'Amérique, « Colcrete » en Grande-Bretagne et d'autres) ont été proposés et appliqués pour certains ouvrages. Ils consistent à confectionner le béton en place, dans la forme, par pénétration ou injection du mortier dans la masse de gravier. Selon les formules précédentes, cela revient à faire $\rho = 1$, d'où $r = \dfrac{vp}{1 - vp}$.

Le procédé « Prepakt » invoque la possibilité d'un tassement du gravier préalable à l'injection du mortier, ce qui équivaut à d'assez faibles valeurs de r, favorables à une grande compacité. Mais ce procédé exige naturellement des mortiers assez fluides, peu visqueux, qui, dans le « Prepakt » par exemple, contiennent des produits spéciaux destinés à faciliter l'injection. Ces mortiers ont probablement une faible valeur de μ, ce qui entraîne une réduction de la compacité selon les formules qui la régissent. Néanmoins le principe est intéressant et il atteint à la limite de la voie indiquée plus haut pour réaliser des bétons compacts, à savoir $\rho = 1$. Les valeurs de ρ inférieures à l'unité donnent des bétons caverneux, donc non compacts. Ces considérations, plutôt théoriques, ne préjugent en rien au sujet des difficultés éventuelles de mise en œuvre.

A la suite d'une communication faite à Liège en avril 1947 par M. Ch. Mallet, d'Alger [2], citant les résultats obtenus au moyen de bétons mis en œuvre selon une granulométrie dite « Walter » et double vibration (prévibration sur table vibrante à fréquence moyenne à la sortie de la bétonnière, vibration à haute fréquence dans les moules), et attirant l'attention sur le rôle important du mortier dans la résistance, qui incite à le confectionner avec plus de soin que par le mélange grossier à la bétonnière, par exemple par un opération séparée, des expériences furent entreprises dans mes laboratoires selon le principe suivant. La pierraille mouillée est compactée à part dans des moules métalliques sur table vibrante; le mortier est broyé à part pendant 10 minutes dans un broyeur à boulets; il est ensuite introduit dans la pierraille à la faveur de la vibration, en quantité strictement nécessaire pour remplir les vides.

Donc $\rho = 1$ et $r = \dfrac{vp}{1 - vp}$. Le coefficient vp est mesuré par pesée

---

(1) F. Campus, *Bétons compacts pour ouvrages massifs hydrauliques.* Association française pour l'avancement des sciences, 63e Session, Liège, 1939 *(Bulletin du C. E. R. E. S.*, t. II, Liège, 1947).

(2) Ch. Mallet, *Le béton précontraint; applications nord-africaines (Bulletin du C. E. R. E. S.*, t. III, Liège, 1948).

du moule rempli de gravier après vibration, le poids spécifique absolu de la pierraille étant connu.

Les expériences sont encore trop peu nombreuses pour pouvoir être concluantes. Elles doivent être poursuivies et développées. Voici quelques résultats :

I. *Influence de la confection des mortiers au broyeur.*

a) Mortier par poids égaux de sable de rivière 0 — 2 et de ciment portland à haute résistance, ciment : eau = 3,33, éprouvettes vibrées.

Résistance en kg/cm²		Gâché manuellement	Broyé
A la flexion	7 j.	88	94
	28 j.	87	112
	90 j.	111	125
A la compression	7 j.	507	640
	28 j.	710	785
	90 j.	766	1 000

b) Mortier par poids égaux de poussier de calcaire dur et de ciment portland à haute résistance, ciment : eau = 3,33, éprouvettes vibrées.

Résistance en kg/cm²		Gâché manuellement	Broyé
A la flexion	7 j.	98	95
	28 j.	115	108
	90 j.	134	140
A la compression	7 j.	577	647
	28 j.	837	875
	90 j.	940	1 000

c) Mortier contenant 2,5 parties en poids de sable de rivière 0 — 2 pour 1 partie en poids de ciment portland à haute résistance, ciment : eau = 2,50, éprouvettes vibrées.

Résistance en kg/cm²		Gâché manuellement	Broyé
A la flexion	7 j.	52	45
	28 j.	57	53
	90 j.	72	76
A la compression	7 j.	219	281
	28 j.	470	435
	90 j.	600	543

L'effet relatif du broyage paraît donc dépendre de la nature du sable et aussi de la proportion de ce dernier; il est surtout appréciable pour les mortiers relativement riches en ciment, comme le sont ceux des bétons.

II. *Comparaison entre divers bétons confectionnés au moyen de pierrailles de porphyre 20-40, de sable de rivière 0-2 et de ciment portland à haute résistance.*

a) $p = 0{,}633$, $s = 0{,}138$, $c = 0{,}118$, $e = 0{,}110$, $\rho = 1$,
$vp = 0{,}367$, $\mu = 0{,}698$
$\beta = 0{,}889$, $\beta' = 0{,}959$

Densité 2,55 — 360 kg de ciment par mètre cube de béton.

Résistance à la compression sur cubes :

à 7 jours : 597 kg/cm²
à 28 jours : 742 kg/cm²

b) $p = 0{,}56$, $s = 0{,}191$, $c = 0{,}131$, $e = 0{,}119$, $\rho = 1{,}35$,
$vp = 0{,}367$, $\mu = 0{,}73$
$\beta = 0{,}882$, $\beta' = 0{,}968$
Densité 2,54 — 430 kg de ciment par mètre cube de béton.
Résistance à la compression sur cubes :
à 7 jours : 620 kg/cm²
à 28 jours : 730 kg/cm²

c) $p = 0{,}607$, $s = 0{,}140$, $c = 0{,}146$, $e = 0{,}106$, $\rho = 1$,
$vp = 0{,}393$, $\mu = 0{,}73$
$\beta = 0{,}893$, $\beta' = 0{,}985$
Densité 2,59 — 462 kg de ciment par mètre cube de béton.
Résistance à la compression sur cubes :
à 7 jours : 740 kg/cm²
à 28 jours : 747 kg/cm²

d) Un béton témoin, de la même composition que le béton *b* ci-dessus, a été confectionné manuellement et mis en place par vibration. Il a donné les résultats suivants dont la comparaison à ceux de *b* montre l'effet de la vibration préalable de la pierraille et de la confection séparée du mortier au broyeur.
Résistance à la compression sur cubes :
à 7 jours : 476 kg/cm²
à 28 jours : 653 kg/cm²

e) Béton confectionné en suivant exactement la courbe de Fuller pour des éléments d'une grosseur maximum de 40 mm, le mortier étant préparé au broyeur au moyen des éléments de moins de 2,33 mm, même mode opératoire que pour *a*, *b* et *c*.
$p = 0{,}620$, $s = 0{,}153$, $c = 0{,}118$, $e = 0{,}109$, $\rho = 1$,
$vp = 0{,}382$, $\mu = 0{,}71$
$\beta = 0{,}890$, $\beta' = 0{,}964$
Densité 2,55 — 369 kg de ciment par mètre cube de béton.
Résistance à la compression sur cubes :
à 7 jours : 613 kg/cm²
à 28 jours : 672 kg/cm²

III. Des pierrailles de grès 40-60 mouillées sont vibrées dans les moules. On y introduit par vibration un mortier composé de 1 m³ de sable de rivière 0-2 (1 430 kg), 1 200 kg de sable et 392 litres d'eau,

ou de 1 m³ de sable de rivière 0-2 (1 430 kg), 800 kg de sable et 300 litres d'eau,

broyé pendant 10 minutes.

Résistances du mortier à 1 200 kg de ciment :
à 3 jours : 70,7 kg/cm² à la flexion
421,0 kg/cm² à la compression
à 7 jours : 91,0 kg/cm² à la flexion
593,0 kg/cm² à la compression
Résistances du mortier à 800 kg de ciment :
à 3 jours : 57,6 kg/cm² à la flexion
314,0 kg/cm² à la compression
à 7 jours : 72,2 kg/cm² à la flexion
474,0 kg/cm² à la compression

a) Béton au mortier à 1 200 kg de ciment $\rho = 1$
$p = 0{,}558$, $s = 0{,}176$, $c = 0{,}126$, $e = 0{,}140$,
$vp = 0{,}443$, $\mu = 0{,}683$, $\beta = 0{,}86$, $\beta' = 0{,}938$.
390 kg de ciment par mètre cube de béton, densité 2,47.
Résistance à la compression sur cubes :
à 3 jours : 347,5 kg/cm²
à 7 jours : 390,0 kg/cm²
Conservation sous eau.

b) Béton au mortier à 800 kg de ciment $\rho = 1$

$p = 0{,}568$, $s = 0{,}205$, $c = 0{,}099$, $e = 0{,}128$,
$vp = 0{,}431$, $\mu = 0{,}703$, $\beta = 0{,}872$, $\beta' = 0{,}933$.

304 kg de ciment par mètre cube de béton; densité 2,48.

Résistance à la compression sur cubes :

Conservation sous eau : à 3 jours : 292,5 kg/cm²
à 7 jours : 368,0 kg/cm²

Conservation à l'air : à 3 jours : 295,0 kg/cm²
à 7 jours : 345,0 kg/cm²

De ces essais, par ailleurs préliminaires et peu concluants, on remarque :

La supériorité des pierrailles du calibre 20-40 sur celles du calibre 40-60; ceci est probablement surtout la conséquence d'une forme plus régulière des pierrailles 20-40 par rapport aux 40-60; il en résulte aussi une moindre valeur de *vp* (0,37 au lieu de 0,43) ([3]);

La variation relativement faible de la résistance en fonction de l'âge, de la quantité de ciment et du mode de conservation pour un même essai.

Ces observations pourraient s'expliquer comme suit. Dans les bétons confectionnés de la sorte, avec $\rho = 1$, les pierrailles se touchent nécessairement. Lors d'un essai d'écrasement, les efforts sont en partie directement transmis de pierre à pierre; le mortier a surtout pour effet de maintenir les pierres en position relative, de telle sorte que sa résistance propre n'exerce pas une grande influence sur celle du béton. Il serait très intéressant d'étudier toutes les propriétés de déformabilité de ces bétons : déformations instantanées et retardées (fluage), thermiques et hygrométriques (retrait), réversibles et permanentes. Il est permis de présumer qu'elles diffèrent de celles des bétons classiques.

Il est connu que la résistance à la compression d'un amas de pierrailles est relativement réduite, à cause de la fragilité de forme (pointes, arêtes, plaquettes, aiguilles, etc.). Il est permis de se demander si $\rho = 1$, qui correspond au contact des pierrailles, n'entraîne pas de ce fait une diminution de résistance et si l'on n'obtiendrait pas un meilleur résultat en laissant subsister entre les pierrailles une interposition minimum de mortier atténuant l'effet de leur fragilité de forme. Voici les résultats d'une série préliminaire d'expériences à ce sujet.

La pierraille de grès 40-60 de la série précédente a été vibrée avec le mortier à 1 200 kg de ciment par m³ de sable, en proportions telles que $\rho = 1$, 1,10 et 1,20. Les résultats sont les suivants :

ρ	Quantité de ciment	β	β'	Résistance à la compression sur cubes en kg/cm² à 3 jours	à 7 jours
1,00	390	0,86	0,938	347,5	390
1,10	403	0,858	0,938	330	430
1,20	416	0,852	0,935	278	435

L'effet d'accroissement de résistance du mortier avec l'âge est plus marqué. Le béton à $\rho = 1$ a une résistance plus précoce et plus élevée à 3 jours, mais il est dépassé dès 7 jours par les bétons $\rho > 1$.

Les propriétés de déformabilité et de résistance doivent naturellement varier progressivement avec la croissance de ρ. Il est probable que les

([3]) Au point de vue de la compacité, l'effet de paroi a pu aussi intervenir défavorablement pour les bétons de pierrailles 40/60, les moules ayant 200 mm seulement de côté. L'influence de la forme assez irrégulière du ballast a probablement été prédominante.

bétons correspondant à une valeur de $\rho = 1$ ou peu supérieure n'obéissent pas à la formule de résistance de Féret .

Des valeurs de ρ de l'ordre de 1,20 ou supérieures établissent la continuité entre ces bétons ultra-raides qui ne peuvent être tassés que par vibration, les bétons vibrés ordinaires et les bétons les plus raides qui puissent être tassés manuellement ou par damage pneumatique. On constate d'ailleurs que pour des valeurs de ρ comprises entre 1 et 1,30, les compacités changent peu. L'influence de vp est prédominante. Or, il y a lieu de signaler une difficulté, celle de confectionner des bétons par vibration successive de la pierraille et du mortier en utilisant un gravier à granulométrie variée pour réduire les vides : le mortier ne pénètre pas ou est filtré. L'expérience n'a réussi dans mes laboratoires qu'avec du 20-40 assez régulier de forme et du 40-60, réservant des vides d'assez grandes dimensions par rapport à la grosseur des éléments du mortier. Les progrès récents ou prochains du matériel de vibration, notamment l'élévation de la fréquence à l'ordre de 12 000 à 16 000 cycles par minute, permettront, je l'espère, des progrès dans cette voie.

Ces suggestions et expériences sont en avance sur la pratique courante; à ce titre elles trouvent bien leur place dans les échanges de vue d'un congrès tel que celui-ci. Je ne serais pourtant pas surpris qu'elles fussent d'application dans un proche avenir. Les bétons très compacts et peu déformables seraient utiles pour les ouvrages précontraints; les bétons très compacts conviennent pour les éléments préfabriqués d'un volume suffisant, destinés par exemple aux travaux hydrauliques et maritimes. Il est d'autre part non dépourvu d'intérêt de relever que, depuis les bétons fluides coulés jusqu'aux bétons ultra-compacts vibrés et même les bétons caverneux $\rho < 1$, l'ingénieur dispose pour les applications multiples et diverses de la construction d'une gamme étendue de bétons aussi riche au moins que celle des aciers de construction et dont il est possible d'établir, ce qui est un avantage appréciable, une théorie entièrement générale de composition.

Résumé

L'auteur reprend la théorie volumétrique et pondérale des bétons compacts qu'il professe depuis vingt années et l'étend à des domaines que les progrès des appareils de vibration déjà réalisés et perfectibles encore permettent d'atteindre dès maintenant en laboratoire. Ils rendent notamment possible d'abaisser le minimum du coefficient de remplissage des vides du ballast jusqu'à l'unité. De tels bétons présentent des caractéristiques particulières de résistance qui sont brièvement commentées. Les expériences en sont à leur début et continuent.

Zusammenfassung

Der Verfasser behandelt die volumetrische und die gewichtsmässige Theorie des dichten Betons, die er seit 20 Jahren in seinen Vorlesungen vorträgt. Er erweitert sie auf den Bereich der Betonqualitäten, die durch die bis jetzt erreichte und weiterhin noch mögliche Verbesserung der Vibratoren im Laboratorium bereits erhalten wurden. Diese Apparate ermöglichen es, den minimalen Wert des Füllungskoeffizienten der Hohlräume

der Zuschlagsstoffe bis auf 1 zu senken. Ein derartiger Beton hat ganz besondere Festigkeitseigenschaften, welche kurz besprochen werden. Die entsprechende Versuche sind erst im Anfangsstadium und werden weitergeführt.

Summary

The author refers to the volumetrical and ponderal theory of compact concrete which he has followed for twenty years and extends it to realms which the progress made in vibrators which are already in existence and which can be further perfected enable us to study henceforth in laboratories. Thus they make it possible to lower the minimum of the coefficient of filling voids in ballast to a unit. Such concretes have particular characteristics of resistance, which are briefly commented. The experiments are in the initial stage and will be continued.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIa3

Les ponts des Arches et de Herstal
(Intervention dans la discussion)

Die Arches-Brücke und die Brücke von Herstal
(Diskussionsbeitrag)

The Arches-bridge and the Herstal bridge
(Contribution to the discussion)

A. HORMIDAS
Ingénieur en chef-Directeur des Ponts et Chaussées de Belgique, Liège

Les renseignements qui suivent constituent un complément au mémoire n° 1, Thème IId, et sont suggérés par les remarques exprimées par M. le Professeur Caquot dans son rapport général sur le Thème IId.

a) Pour le *pont des Arches*, la brèche centrale a été fermée en choisissant une sollicitation telle que le moment fléchissant maximum qui peut s'y produire est de 113 tm.

Comme l'observe M. le Rapporteur général, ce moment aurait pu être, en principe, réduit à 59 tm.

En fait, cette réduction aurait nécessité des frais de mise en œuvre supérieurs à l'économie à en retirer dans ce cas, les extrémités du pont n'étant pas ancrées dans les culées. De plus, il n'était pas nécessaire de réduire davantage la sollicitation et, partant, la hauteur de la section centrale du pont. C'est pourquoi, on s'est limité à y ramener le moment fléchissant à 113 tm.

En ce qui concerne les effets de la répartition transversale dissymétrique des charges qui n'est pas traitée dans le mémoire pour ne pas allonger celui-ci, il en a été tenu compte en introduisant l'hypothèse de la rigidité infinie des poutres transversales sollicitées dans les douze cas des charges possibles symétriques ou non; la validité de cette hypothèse a été confirmée par le résultat des essais auxquels le pont a été soumis ainsi que l'auteur l'a montré dans une conférence faite au Centre d'études, de recherches et d'essais scientifiques de Liège qui la publiera prochainement [1].

---

[1] Cette publication a été faite dans le tome III-1948 du *Bulletin du Centre de Recherches et d'Essais scientifiques des Constructions du Génie civil et d'Hydraulique fluviale (C. E. R. E. S.) de l'Université de Liège* (édit. Thone, Liège).

b) Pour le *pont de Herstal*, M. le Rapporteur général observe que les appareils d'appuis sont métalliques alors qu'il eût été possible de les réaliser plus économiquement en béton armé. Il faut remarquer que pour deux ouvrages construits sur la Meuse, à la même époque, le pont des Arches et le pont de Wandre, l'auteur a prévu les appareils d'appui en béton armé par raison d'économie.

Mais au pont de Hertal, lorsque l'Administration des Ponts et Chaussées a décidé de reconstruire, en béton, l'ouvrage métallique détruit, la remise en état des culées étant trop avancée pour remplacer les appareils métalliques prévus par des pièces en béton armé, les dispositions réalisées ne permettaient plus cette substitution.

c) Dans le résumé des conclusions générales pour le thème II*d*, M. le professeur Caquot regrette de ne pas trouver plus développés dans le mémoire les chapitres relatifs à la discussion préalable de la solution choisie, aux calculs d'économie, de sécurité, à la rapidité d'exécution.

Voici quelques indications sur ce sujet.

Pour les deux ponts de Liège et de Herstal, la décision de reconstruire en béton armé les ouvrages métalliques détruits a été prise au moment où la reconstruction des piles et culées était déjà fort avancée. La constitution de celle-ci ne permettait de leur faire supporter que des réactions verticales. Pour la même raison, il n'était plus possible d'établir des systèmes d'équilibrage dans les culées. En conséquence, seules des poutres à simple appui pouvaient convenir.

Au pont des Arches, il a été possible de placer ces poutres sous le tablier tout en respectant les conditions imposées pour les tirants d'air, pour la navigation et la circulation routière sur la chaussée longeant la Meuse sur la rive gauche. Cette disposition était d'ailleurs indispensable pour l'esthétique de l'ouvrage et du site à laquelle aurait nui la présence de superstructure au-dessus de la chaussée.

Au pont de Herstal, par contre, le niveau de l'eau du canal ne permettait pas de supporter le pont par des poutres sous chaussées, et seule la solution du type Bowstring pouvait convenir.

Le choix du béton armé en remplacement du métal a été motivé par la question de rapidité d'exécution.

La superstructure du pont de Herstal a été commencée en avril 1947 et le pont ouvert à la circulation en mars 1948, soit après un délai de dix mois.

La superstructure du pont des Arches a été entamée à la mi-mars 1947 et le pont était ouvert à la circulation en décembre de la même année, soit neuf mois après le début de l'exécution.

Résumé

Dans son *Résumé des conclusions générales pour le thème IId*, M. le Professeur A. Caquot regrette que les mémoires présentés ne contiennent pas plus d'indications relatives « à la discussion préalable de la solution choisie, aux calculs d'économie, de sécurité, à la rapidité d'exécution ».

Je me propose de donner au cours de la discussion quelques indications sur ces questions ainsi que sur celles relatives à la rigidité transversale du

pont des Arches et aux appareils d'appui du pont de Herstal qui sont citées dans le rapport général au sujet du mémoire n° IId1.

Zusammenfassung

In seiner *Zusammenfassung der allgemeinen Schlussfolgerungen zum Thema IId* bedauert Herr Prof. A. Caquot, dass die eingereichten Beiträge nicht mehr Hinweise enthalten « auf die Begründung der gewählten Lösung, die Wirtschaftlichkeit, die Sicherheit und die Kurzfristigkeit der Ausführung ».

Ich möchte daher in meinem Diskussionsbeitrag einige Erklärungen zu diesen Fragen geben. Ferner möchte ich Stellung nehmen zum Problem der Quersteifigkeit der Pont des Arches und der Auflagerkonstruktion der Brücke von Herstal, welche im Generalbericht unter dem Abschnitt IId1 erwähnt wurden.

Summary

In his Summary of the general conclusions on theme IId Professor A. Caquot regrets that the memoirs presented do not contain more indications concerning " the preliminary discussion of the solution selected, economy calculations, safety and rapidity of execution ".

I therefore propose to give, during the discussion, a few indications regarding these questions, as well as those concerning the transversal rigidity of the Pont des Arches and bearings of the Herstal bridge, which are cited in the general report on memoir N° IId1.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb1

Recherches récentes sur le béton précontraint

Neuere Erkenntnisse über vorgespannten Beton

Recent research on prestressed concrete

Dr TECHN. ING. ERICH FRIEDRICH
Professor an der Technischen Hochschule, Graz

1. Einleitung

Im letzten Jahrzehnt wurden hochwertige Stähle im Stahlbetonbau immer mehr verwendet. Dabei müssen wir zwei verschiedene Anwendungsgebiete betrachten. Das erste Gebiet betrifft die Verwendung von hochwertigen Stählen im Stahlbetonbau ohne Vorspannung. In Oesterreich wird in immer grösserem Masse Torstahl verwendet, wobei man erwägt, diesen Stahl mit noch höherer Streckgrenze als bisher herauszubringen. Werden die Stahleinlagen vorgespannt, so gelingt es, Stähle mit noch wesentlich höherer Streckgrenze zu verwenden. Im Nachfolgenden wird über einige Punkte des Bemessungsverfahrens und über hierzu ausgeführte Versuche berichtet.

2. Biegebeanspruchung

Wir sind heute in der Lage im Stahlbetonbau durch Verwendung von Stahl mit hochliegender Streckgrenze und durch Verwendung von Betongüten die Bruchlast von auf Biegung beanspruchten Stahlbetonbalken sehr hoch zu steigern. Der Anwendung dieser hohen Stahlsorten stand jedoch die geringe Riss-Sicherheit dieser Balken im Wege, wodurch unter der zulässigen Belastung, wenn diese als 0,5 bis 0,45 der Bruchlast gewählt wird, bereits klaffende Risse auftreten. Im allgemeinen werden Rissbreiten bis 0,3 mm für den Bestand des Bauwerkes als nicht gefährlich angesehen. Doch ist darauf zu achten, dass wahrscheinlich durch die Haftspannungen Risse nicht Ebenen sondern gekrümmte Flächen sind, so dass Rissbreiten an der Oberfläche, wie Versuche mit Eosin-Einspritzungen zeigten, noch kein Mass für die Beanspruchung des Stahles an der Risstelle angeben. Sie

geben nur Vergleichswerte bei gleichen Stahlsorten. Durch die Vorspannung ist man in der Lage nun auch die Last, bei der die ersten Risse auftreten, beliebig hoch zu wählen. Man hat für die Bemessung von vorgespannten Systemen zwei Rechnungsgänge auszuführen:

Der erste Rechnungsgang besteht darin, die Abmessungen des Querschnittes und die Bewehrung, sowie die Höhe der Vorspannung so zu wählen, dass unter den zulässigen Lasten keine Zugspannungen im Beton oder zumindest keine Zugspannungen, die über der Zugfestigkeit des Betons liegen, auftreten. Die Berechnung erfolgt dabei nach Zustand I.

Der zweite Rechnungsgang geht von der Bruchlast aus. Die zulässige Belastung ist so zu wählen, dass bei zwei-facher bis 1,7-facher Sicherheit der Bruch des Balkens eintritt. Erst, wenn der Querschnitt beiden Forderungen genügt, ist er richtig gewählt.

Wenn in einem vorgespannten Träger keine äussere Kraft angreift, ist der Kraftangriff im unteren Kernpunkt oder nahe am unteren Kernpunkt (Lage 0). Unter der zulässigen Belastung wandert die Kraft N in den oberen Kernpunkt (Lage 1). Bei weiterer Steigerung der Last wandert die Kraft aus dem Kern heraus (Lage 2). Die Folge davon ist, dass Zugspannungen auftreten, die zu Rissen führen. Die Berechnung nach Zustand I für solche Belastungsfälle ist nicht mehr zulässig. Der Träger gleicht nun in seiner Wirkungsweise einem Träger, der durch Biegung und Längskraft bei Zustand II beansprucht wird (Bild 1). Die Bruchlasten können daher nach den Regeln für den Zustand II ermittelt werden.

Vorgespannte Systeme sind statisch ebenfalls Stahlbetonträger mit Biegung und Druckkraft. Die Bruchlast kann daher nach den Gesetzen für aussermittig beanspruchte Systeme bestimmt werden.

Die von dem Verfasser ausgeführten Versuche mit Balken mit T-Quer-

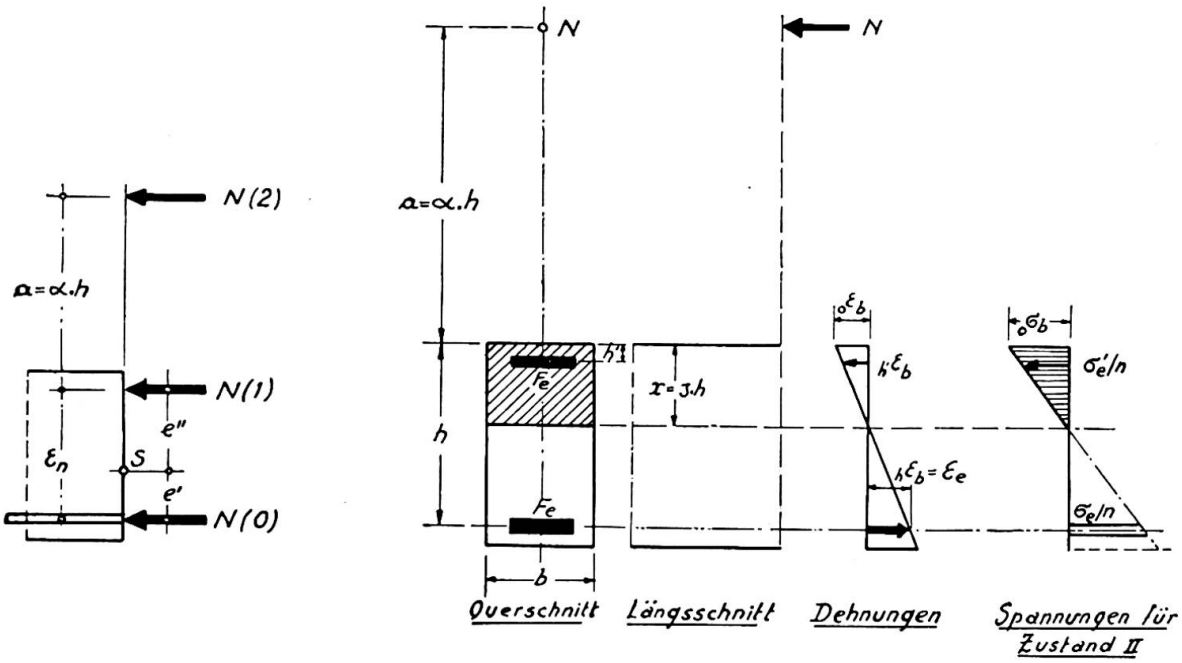


Abb. 1 und 2. Bei Wirkung der Vorspannung allein greift die Druckkraft im unteren Kernpunkt an (0). Bei Wirkung des zulässigen Biegemomentes wandert die Druckkraft in den oberen Kernpunkt (1). Bei weiterer Steigerung des Momentes tritt die Kraft aus dem Querschnitt heraus (2). Der Abstand a der Kraft N von der Druckkante beim Bruch ist ein Mass für die Bruchsicherheit.

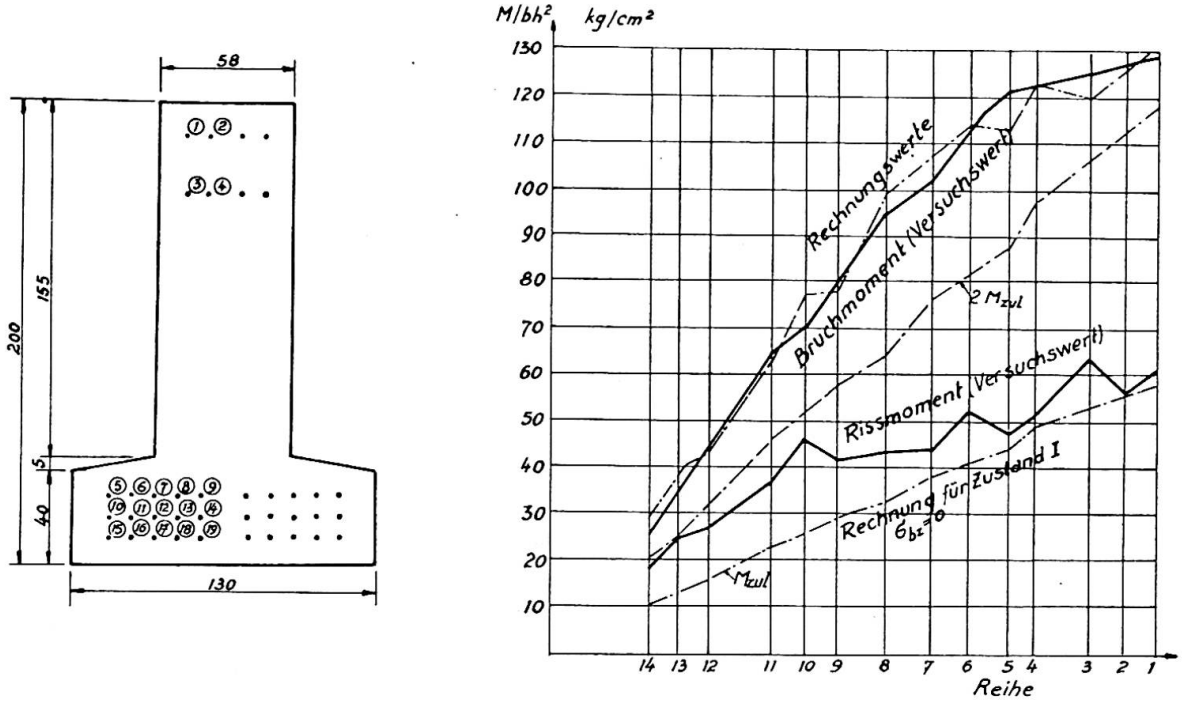


Abb. 3.

schnitt (Bild 3) dienten dazu, diesen Gedankengang zu überprüfen. Die Bewehrung bestand aus Stahlsaiten ⌀ 2 mm. Dabei wurden 14 verschieden bewehrte Balken ausgeführt. Bei der ersten Versuchsreihe waren 38 ⌀ 2 mm eingelegt worden und bei der 14. Reihe waren nur noch 6 ⌀ 2 mm vorhanden. Die Tafel I gibt das Biegungsmoment bei Auftreten der ersten Risse, und das Bruchmoment jeweils als Mittelwert aus drei Versuchen an. Auf dem Bild 3 ist das Ergebnis aufgetragen. Als Abszisse ist dabei die Bewehrungsfläche F_c (cm²) gewählt worden. Als Ordinate ist das Biegungsmoment bei Auftreten der ersten Risse und beim Bruch angegeben. Diesen Versuchswerten sind jeweils, die nach Zustand I für die Forderung, dass die Betonzugspannung gleich Null ist, und die nach Zustand II ermittelten Werte für das Rissmoment und Bruchmoment gegenübergestellt. Die Gegenüberstellung zeigt, dass das Rechnungsverfahren richtig gewählt ist und im ganzen Bereich der Rissmomentenlinie folgt. Auch die Berechnung der Bruchlast folgt der durch die Versuche bestimmten Linie. Man ersieht, dass man die zulässige Last noch höher wählen kann, indem man etwa eine Zugspannung des Betons mit 1/10 der Würfelfestigkeit zulässt. Selbst auch dann ist die Bruchlast noch stets grösser als die 2-fache zulässige Last. In diesem Fall kann man bei der Bemessung auf den zweiten Rechnungsgang verzichten und noch an Material sparen.

3. Schubbeanspruchung

Einen erheblichen Arbeitsaufwand bei der fabrikmässigen Herstellung von vorgespannten Balken bereitet die zweckmässige Anordnung der Bügel. Da jedoch die Bügel eingelegt werden um die Hauptzugspannungen bei den üblichen Balken aufzunehmen und diese Zugspannungen bei vorgespannten Balken wesentlich kleiner sind, als bei nicht vorgespannten Systemen, ergeben theoretische Ueberlegungen, dass man auf die Bügel über-

Reihe	Anzahl ø mm	Bewehrung Anordnung	Fe cm²
1	38	1, 2 — 3, 4 — 5, 6, 7, 8, 9 — 10, 11, 12, 13, 14 — 15, 16, 17, 18, 19	1,192
2	36	1, 2 — 3, 4 — 5, 6, 7, 8 — 10, 11, 12, 13, 14 — 15, 16, 17, 18, 19	1,130
3	34	1, 2 — 4 — 5, 6, 7, 8, 9 — 10, 11, 12, 13 — 15, 16, 17, 18, 19	1,068
4	30	1, 2 — 4 — 5, 6, 7, 8, 9 — 10, 11, 12, 13 — 15, 16, 18,	0,942
5	28	1, 2 — 4 — 5, 6, 7, 8, 9 — 11, 13 — 15, 16, 17, 18,	0,878
6	26	1 — 3, 4 — 5 — 10, 11, 12, 13, 14 — 15, 16, 17, 19	0,816
7	24	1 — 3, 4 — 10, 11, 12, 13 — 15, 16, 17, 18, 19	0,753
8	20	1 — 3 — 5, 6, 7, 8, 9 — 15, 16, 18,	0,638
9	18	1 — 3 — 10, 13, 14 — 15, 16, 18, 19	0,565
10	16	1, 2 — 10, 13 — 15, 16, 18, 19	0,502
11	14	1 — 4 — 15, 16, 17, 18, 19	0,439
12	10	1 — 15, 16, 17, 18,	0,314
13	8	1 — 17, 18 19	0,251
14	6	1 — 15, 19	0,188

haupt verzichten kann. Man würde dann nur Bügel am Ende der Träger erhalten.

4. Die Berücksichtigung des Kriechens

Um den Spannungsverlust zu berücksichtigen, der durch das Kriechen des Betons entsteht, wurden auf Grund der zahlreichen Versuche folgende Gleichungen aufgestellt [1]:

---

[1] E. Freyssinet, *Une révolution dans les techniques du béton*, Paris, 1936.
R. E. Davis, *Flow of concrete under sustained compression stress* (*Journ. of the Amer. Concrete Inst.*, 1928).
W. H. Glanville, *Studies in reinforced concrete. The creep or flow of concrete under load* (*Technical Paper* 12, London, 1930).
R. E. Davis und H. E. Davis, *Flow of concrete under action of sustained loads* (*Journ. of the Amer. Concrete Inst.*, 1931).
R. Dutron, *Déformations lentes du béton et du béton sous l'action des charges permanentes* (*Ann. Tr. Belg.*, Dez. 1936 bis Febr. 1937).
A. Hummel, *Vom Kriechen und Fliessen des erhärteten Betons und seiner praktischen Bedeutung* (*Zement*, 1935, Heft 50/51).

Schwerpkt-abstand v. oben : mm	Zul. Moment M_{zul} kgm	Rissmoment M_{Riss} Mittelwerte kgm	Bruchmoment M_B Mittelwerte kgm	Bemerkungen
147	1.020	1.051	2.546	Druckzone zerstört
146	976	982	2.463	Druckzone zerstört
151	922	1.101	2 362	Druckzone zerstört
147	850	887	2.328	Druckzone zerstört
145	760	831	2.169	Druckzone zerstört
144	718	910	2.318	Druck- u. Zugzone gleichzeitig zerstört
146	664	769	1.986	Zugzone zerstört
147	558	763	1.905	Zugzone zerstört
149	505	726	1.651	Zugzone zerstört
143	449	813	1.624	Zugzone zerstört
142	395	648	1.368	Zugzone zerstört
153	284	472	991	Zerreissen der Drähte
145	229	440	803	Zerreissen der Drähte
130	172	329	640	Zerreissen der Drähte

TABELLE I.

a) Das Kriechen η_k ist proportional der elastischen Verkürzung

$$\eta_k = k \cdot \varepsilon$$

(Withney'sches Proportionalitätsgesetz);

b) In dieser Gleichung ist k die Kriechfunktion. Für die Kriechfunktion k sind folgende drei Grössen von primärem Einfluss : das Klima, die Kriechschonzeit und die Dauer der Belastung. Das Klima wird durch die relative Luftfeuchtigkeit φ, die Kriechschonzeit durch das Verhältnis α

$$\alpha = \frac{\text{Würfelfestigkeit bei Beginn der Belastung}}{\text{Würfelfestigkeit bei 90 Tagen (Endfestigkeit)}}$$

W. GEHLER, *Hypothesen und Grundlagen für das Schwinden und Kriechen des Betons* (*Bautechnik*, 1938, Heft 30).

F. DISCHINGER, *Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken* (*Bauingenieur*, 1937, Heft 33 bis 40).

F. DISCHINGER, *Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken* (*Bauingenieur*, 1939, Heft 5/6 u.f.).

Lagerungsart	$a = \frac{W_{bt}}{W_{b90}}$ (¹)	Belastungsdauer		
		5,6 (1 Woche)	14 (2 Wochen)	36 (1 Monat)
Aeusserst feuchte Luft (z.B. Bauten a n Meer) I. 80 % bis 100 % relat. Feuchigk. Mittelw. $\varphi_m = 90$ %	1,00 0,90 0,80 0,71	0,20 0,25 0,315 0,40	0,25 0,315 0,40 0,50	0,315 0,40 0,50 0,63
Sehr feuchte Luft (z.B. Bäder) II. 63 % bis 80 % $\varphi_m = 71$ %	1,00 0,90 0,80 0,71	0,25 0,315 0,40 0,50	0,315 0,40 0,50 0,63	0,40 0,50 0,63 0,80
Feuchte Luft (z.B. Flusstäler) III. 50 % bis 63 % $\varphi_m = 56$ %	1,00 0,90 0,80 0,71	0,315 0,40 0,50 0,63	0,40 0,50 0,63 0,80	0,50 0,63 0,80 1,00
Trockene Luft (z.B. Bauten im Freien) IV. 40 % bis 50 % $\varphi_m = 45$ %	1,00 0,90 0,80 0,71	0,40 0,50 0,63 0,80	0,50 0,63 0,80 1,00	0,63 0,80 1,00 1,25
Sehr trockene Luft (z. B. trockene Innenräume) V. 32 % bis 40 % $\varphi_m = 36$ %	1,00 0,90 0,80 0,71	0,50 0,63 0,80 1,00	0,63 0,80 1,00 1,25	0,80 1,00 1,25 1,60

und die Zeitdauer t in Tagen ausgedrückt. Aus den Versuchen kann man die Beziehung ableiten :

$$K = 0{,}71 \cdot \frac{\sqrt[4]{\frac{t}{1.400}}}{\alpha^2 \cdot \varphi} \text{ für } t \leqslant 1.400 \text{ Tage (rund 4 Jahre)}$$

$$K = K_{max} = \frac{0{,}71}{\alpha^2 \cdot \varphi} \text{ für } t = 1.400 \text{ Tage (rund 4 Jahre)} .$$

Für die praktische Rechnung dient die aufgeführte Tafel II, wobei die Zahlenwerte aus den obigen Gleichungen berechnet sind. Damit ist das Kriechmass auf eine elastische Formänderung zurückgeführt, so dass die Berücksichtigung in der Rechnung keine Schwierigkeit bereitet.

5. Anwendungsbeispiele

Die Hauptanwendungsgebiete vorgespannter Betonbauteile sind in drei Gruppen einzuteilen :

a) Massenherstellung : Träger für den Wohnungsbau, Schwellen für Eisenbahnschienen und ähnl. Bei diesen Trägern liegt der Vorteil der Vor-

in Tagen			
90 (1/4 Jahr)	224 (7 Monate)	560 (1 1/2 Jahre)	1.400 (²) (4 Jahre)
0,40	0,50	0,63	0,80
0,50	0,63	0,80	1,00
0,63	0,80	1,00	1,25
0,80	1,00	1,25	1,60
0,50	0,63	0,80	1,00
0,63	0,80	1,00	1,25
0,80	1,00	1,25	1,60
1,00	1,25	1,60	2,00
0,63	0,80	1,00	1,25
0,80	1,00	1,25	1,60
1,00	1,25	1,60	2,00
1,25	1,60	2,00	2,50
0,80	1,00	1,25	1,60
1,00	1,25	1,60	2,00
1,25	1,60	2,00	2,50
1,60	2,00	2,50	3,15
1,00	1,25	1,60	2,00
1,25	1,60	2,00	2,50
1,60	2,00	2,50	3,15
2,00	2,50	3,15	4,00

(1) W_{bt} = Würfelfestigkeit zur Zeit des Aufbringens der Belastung auf den Beton ;
W_{b90} = Würfelfestigkeit im Alter von 90 Tagen (Endfestigkeit)

$$\eta_t = k \cdot \varepsilon$$

$$k = 0{,}71 \frac{\sqrt[4]{\frac{t}{1.400}}}{\alpha^2 \varphi}$$

(2) Endkriechmass

TABELLE II : *Tafel zur bestimmung des Kriechmasses* $K = \frac{\eta_t}{\varepsilon}$

spannung insbesonders im kleinen Gewicht der Träger. Die Bauteile müssen so geformt werden, dass die Herstellung in Strassen von rd. 100 m Länge möglich ist, wobei auf die leichte Entformung Rücksicht genommen werden muss. Die Herstellung von Eisenbahnschwellen aus Stahlbeton ist ein Gebiet, das nicht nur in Oesterreich sondern auch in der Schweiz eingehend bearbeitet wird ;

b) Für Bauteile mit grosser Spannweite. Für viele Bauteile, wo der übliche Stahlbeton praktisch nicht mehr verwendet werden kann, liegt ebenfalls ein Anwendungsgebiet des vorgespannten Betons. Hier handelt es sich meist um Einzelanfertigungen. Die Geräte, die zur Aufbringung der Vorspannung auf der Baustelle dienen, sind zum grossen Teil entwickelt ;

c) In vielen Fällen sind jedoch auch Bauteile zu konstruieren, bei denen es nicht darauf ankommt, eine hohe Tragfähigkeit zu erzielen, sondern viel mehr darauf, grosse Formänderungen ohne Risse aufzunehmen. Eine solche Anwendung ist z.B. die Anordnung einer vorgespannten Dichtungswand in Speicherdämmen (Bild 4). Die Aufgabe dieser Dichtungswand besteht darin, den Damm abzudichten. Eine Stahlbetonwand üblicher Konstruktion ist nicht geeignet, da sie durch die im Inneren der Dämme auftretenden Bewegungen bricht. Durch die Vorspannung der Wand ist sie in der Lage, die grossen Formänderungen aufzunehmen.

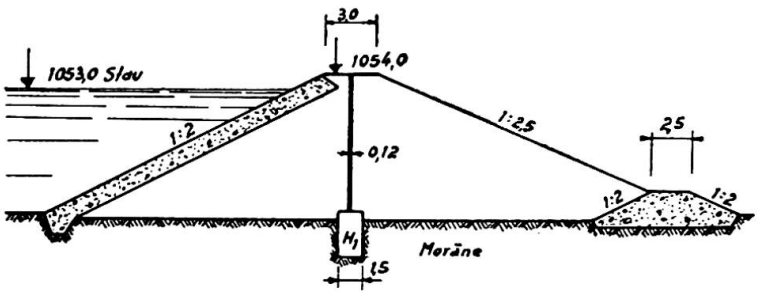


Abb. 4.

Sehr vorteilhaft lassen sich aus vorgespannten Beton Schalungsplatten herstellen. Die Schalungskörper werden hinterfüllt und verbleiben als verlorene Schalung am Betonkörper. Sowohl beim Bau von tunnelförmigen Körpern, wie auch beim Bau von Massivbauwerken, wie z.B. bei Staumauern ist diese Methode sehr vorteilhaft. Auch im Brückenbau ergeben sich hier für die Vorspannung neue Anwendungsgebiete.

Résumé

Pour les constructions précontraintes, il faut considérer deux cas de charges pour la détermination des charges admissibles. Le premier cas est la charge de fissuration; elle dépend principalement de la valeur de la précontrainte. Le deuxième cas est la charge de rupture dépendant des qualités des matériaux.

Ce mémoire relate des essais établissant une liaison entre ces deux cas et indique les procédés de mesure.

Zusammenfassung

Bei vorgespannten Systemen sind für die Festlegung der zulässigen Belastung zwei verschiedene Laststufen zu berücksichtigen. Die erste Laststufe ist die Risslast. Sie hängt wesentlich von der Höhe der Vorspannkraft ab. Die zweite Laststufe ist die Bruchlast, die von den Baustoff-Festigkeiten abhängt.

Im Bericht werden Versuche angegeben, die den Zusammenhang der beiden Laststufen darlegen und Bemessungsverfahren angezeigt.

Summary

With prestressed systems two varying load-stages have to be taken into consideration when laying down a permissible load. The first stage is the projection load. This depend mainly on the extent of the prestressing. The second stage is the rupture load, which depends upon the strength of the building material.

In the report mention will be made of tests which show the connection between the two load stages and measuring processes.

IIb2

Travaux de recherches et de fabrication d'éléments de béton précontraint, réalisés à la « Field Test Unit, Ministry of Works » à Londres

Forschungsarbeiten und Herstellung von vorgespannten Eisenbeton-Fertigteilen, durchgeführt von der « Field Test Unit, Ministry of Works »

Research work and test production of prestressed concrete units at the Field Test Unit, Ministry of Works, London

KURT BILLIG
Chartered Civil Engineer, London

Anticipating the increasing difficulties in the supply of timber and steel — and of foreign exchange, 1946, the Chief Scientific Adviser to the Ministry of Works gave instructions to investigate the use of prestressed concrete as a substitute for timber and steel for transmission poles, telegraph poles, structural beams, floor units, etc. Being the Consultant to the Ministry on prestressed concrete the Author submitted the program and supervised its execution.

The specification of the materials employed in all experiments and test production were :—

Steel : 140-150 ton tensile; 2 per cent proof stress 110-120 ton per sq. in. Twin-twisted strands of compressor wires of S. W. G. 12 and 11. No creep under fatigue test between 75 and 85 ton per sq. in. Wire delivered in coils shall straighten when uncoiled. Concrete : cube crushing strength, age 7 days, 6 000 lb per sq. in; age 28 days, 9 000 lb per sq. in.

1. The initial investigations dealt with the determination of the embedding length required to develop the full tensile strength of the wire strands in the concrete. Result : The anchorage length of twin strands, at their ultimate tensile strength, amounts to less than 120 dia. of the single wires.

2. Investigations on the bond of wires in castings of rope capping metal for the purpose of gripping and stretching. Composition of metal : 80 % lead + 15 % antimony + 5 % tin. Preliminary tinning of the wires to

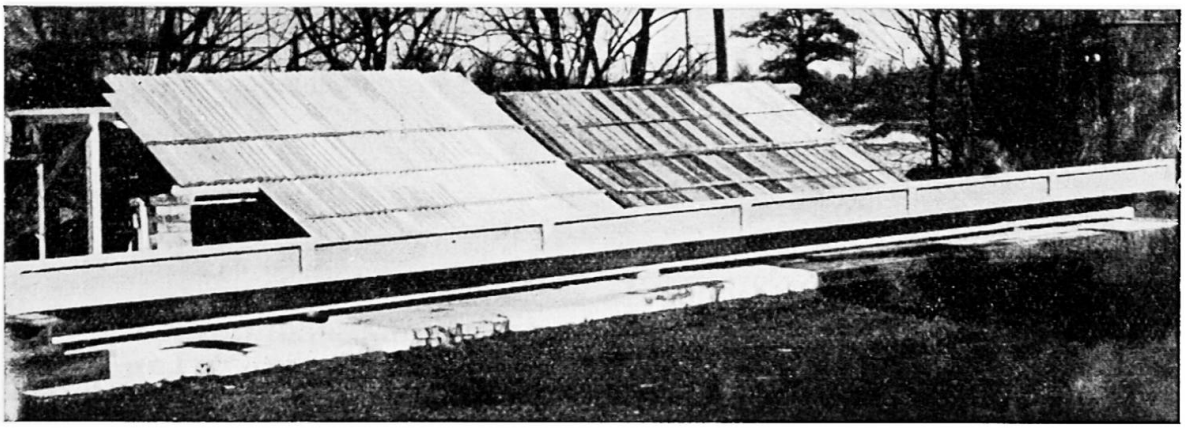


Fig. 1. Prestressed concrete joist. Depth-span ratio 1:45.
British Crown Copyright reserved.

improve bond. Result : The anchorage length of twin strands amounts to approx. 60 dia. of the single wires.

3. Investigations on mechanical devices to grip compressor wires. Type suitable to anchor single wires : tapered pins fitting into tapered holes of steel plates with grooves to receive the wires; pins and bushings of holes to be of hardened steel. Type suitable to anchor twin strands : as above, but pins one side flattened and cross riffled, or split with central thread gripping.

4. Test production of prestressed concrete I-Joists No. 12, 45 ft long each. See fig. 1. Cross section 6″ × 12″, 2″ flanges, 1 1/4″ web, dead weight 35 lb per lin. ft. Compressor wires 28 twintwisted S. W. G. 12, weight of steel 1.62 lb per lin. ft evenly distributed over the whole cross section, ten in each flange, eight in the web. Initial pre-tension 90 ton per sq. in, effective 75 ton per sq. in. Effective uniform precompression of the concrete one ton per sq. in. There is no preliminary bending in these units. The units have equal resistance to positive and negative bending, positive or negative shear, left and right hand torsion. Bigger units of this type are intended to replace R. S. J's in structural engineering. Profile No. 12 as above is designed to carry a floor load of 1 cwt per sq. ft (in

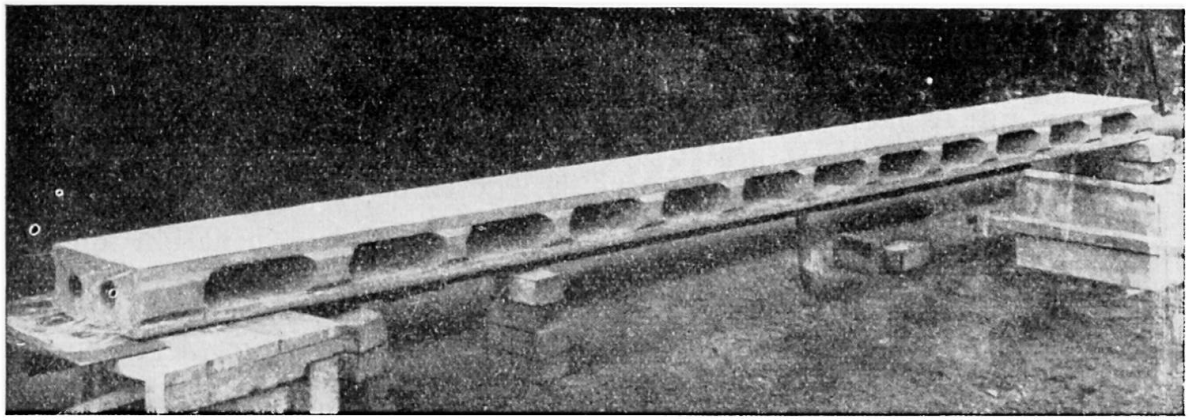


Fig. 2. Prestressed concrete hollow floor unit.
British Crown Copyright reserved.

public buildings) over a clear span of 30′0″ and with cantilevers of 7′6″ at each end to carry the outer walls — depth of building 45 ft — the prestressed concrete beams being spaced at 18″ c/c.

5. Differential shear stresses. During the production of one of these units 2 wires positioned in the web slipped when all wires were stretched together. The two wires were not re-stretched but embedded without prestress. After release, a longitudinal crack appeared in the beam between the two slipped wires, 3/4″ wide at the end, and 6′ 9″ long, progressing towards midspan.

Conclusion : With so high prestresses, it is essential to keep the precompression uniform over the whole cross section.

6. Test production of prestressed concrete hollow floor units, 21 ft long. See fig. 2 Cross section 5″ × 12″ with central cavity 3 1/2″ × 10″, 3/4″ slabs top and bottom, each containing 10 compressor wires single S. W. G. 16, parts of web omitted. Dead weight 24 lb per sq. ft, weight of steel 20 lb per sq. yd of floor.

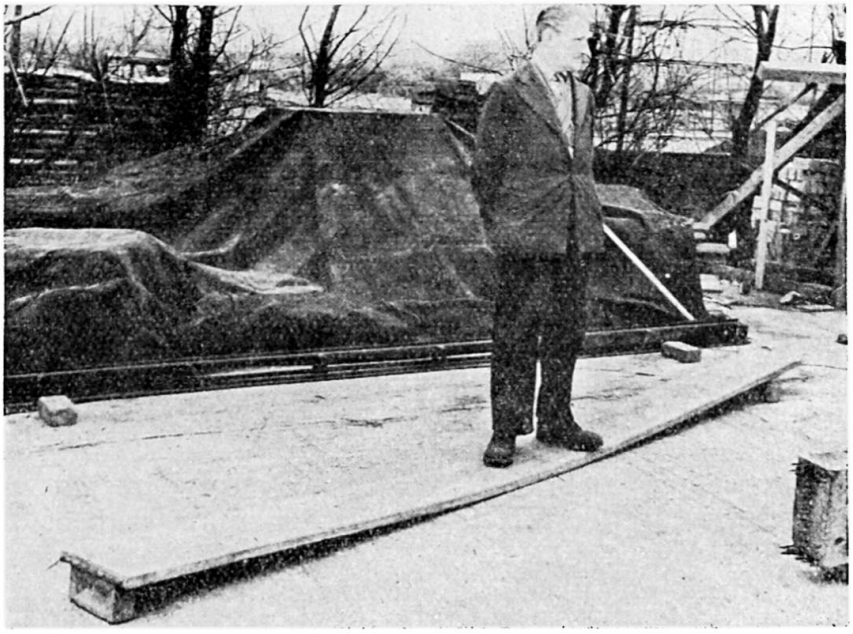


Fig. 3. Prestressed concrete plank 1 1/4″ thick, 12 ft span.

British Crown Copyright reserved.

These floor beams are designed to span 20 ft from the front wall to the back wall of standard houses. The spine wall may be positioned anywhere from 7 ft to 13 ft distance from the front wall. The load bearing spine wall in the ground floor may be erected after the prestressed concrete units forming the first floor have been laid. To take the live loads the prestressed concrete units work as a continuous floor over three supports.

For loading tests and fire tests see seperate Reports issued by the Building Research Station, Watford, and Fire Testing Station, Elstree.

7. Test production of prestressed concrete planks, 1 1/4″ tick, 12″ wide, 12′9″ long. The elasticity of the planks is shewn by fig. 3. The concrete is precompressed to 400 lb per sq. in only.

Prestressed concrete planks, compressed to one ton per sq. in, 3/4″ thick, 9″ wide, have been designed to be used as scaffold boards, 5 ft long, laid on longitudinal supports.

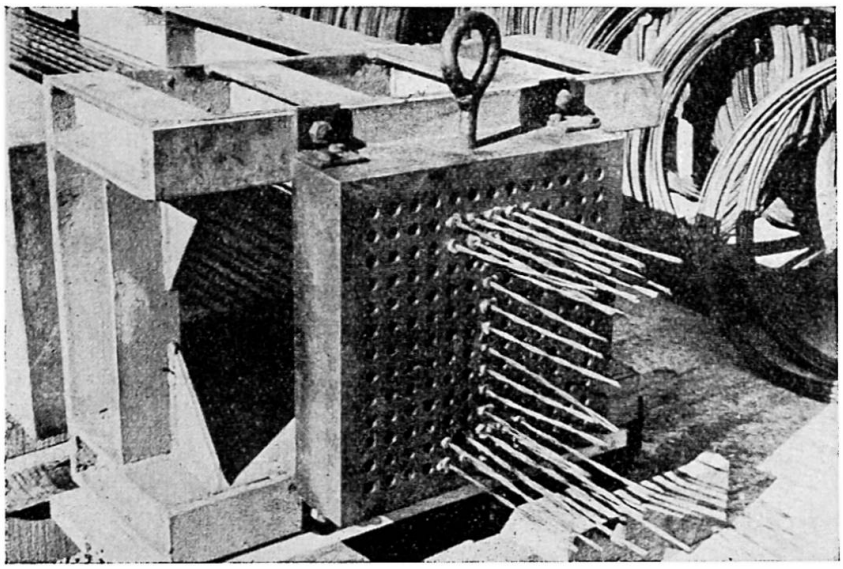


Fig. 4. Universal cross head and grid plate.
British Crown Copyright reserved.

To illustrate the elasticity of prestressed concrete, similar planks, 2″ thick, have been designed to be used as diving boards.

8. Test production of Compound Reinforcement. Compound reinforcement is a member consisting of compressed concrete pipes containing stretched steel wires, the internal reactions between both materials being transferred by cement grout bonded to both.

To produce a compound reinforcement precast pipes are laid in one line, and the wires are threaded through. The wires are then stretched and the pipes are compressed by means of end anchorages. Grout is filled into the central hole and establishes solid connection between the wires and the pipes. The end fittings are removed after the grout has hardened. Example : External diameter of concrete pipes 4″; thickness of wall 1″. Compressor wires : 24 wires S. W. G. 10. This unit is equivalent to a reinforcement of 3 ⌀ 1 1/8″ mild steel bars, the cross-sectional area of which is approx. 10 times greater than that of the compressor wires 24 ⌀ S. W. G. 10.

Although this Compound Reinforcement is a prestressed concrete unit, the concrete structure in which it is used is, for all intents and purposes, an ordinary reinforced concrete structure, and the builder is not concerned with any prestressing apparatus.

9. Equipment developed during experimental production.

a) Gripping devices.

Concrete blocks cast around ends of wires, and wires stretched in groups. See paragraph 1.

Castings of rope capping metal round ends of wires, and wires stretched in groups. See paragraph 2.

Mechanical grips. Wires stretched singly or in groups. See paragraph 3.

b) Stretching devices.

3-ton hydraulic jack to stretch single compressor wires or strands. Universal crosshead and grid plate, see fig. 4, which can be employed for units with up to 169 wires or wire strands. Maintenance of stretching force by steel struts.

c) Gauges.

Statimeter gauges of up to 100 ton.

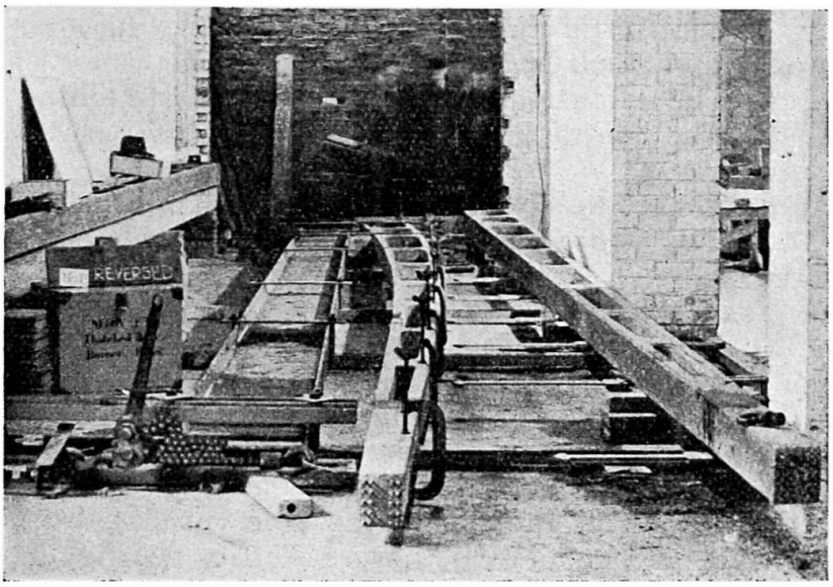


Fig. 5. Prestressed concrete pole under test load 2 100 lb.

British Crown Copyright reserved.

10. Test production of prestressed concrete transmission poles.

Specification : Class B, British Standard 607-1946. O/a length 36 ft. Planting depth 6 ft. Ultimate load, 2 ft from top, 1 250 lb in a direction transverse to the transmission line.

Design A. See fig. 6.

A Vierendeel frame with two legs 2 1/8″ thick, the cross section tapering from 17″ × 7.2″ to 5″ × 6″. The diaphragms spaced from 4′3″ to 3′0″ centres, are not prestressed; neither is the 2″ web extending over the planting depth. Each leg is precompressed by 10 twin wires S. W. G. 11; the diaphragms and web are reinforced by high tensile steel.

Design B. See fig 6.

A full web I-section tapering from 13.8″ × 6.2″ to 11″ × 5″ with flanges 2 1/8″ thick and the web 1 1/4″ thick above ground level and 1 3/4″ thick below ground. The whole cross section is precompressed by 28 twin wires S. W. G. 11, ten in each flange, eight in the web.

Test production of 10 poles, 5 of each type.

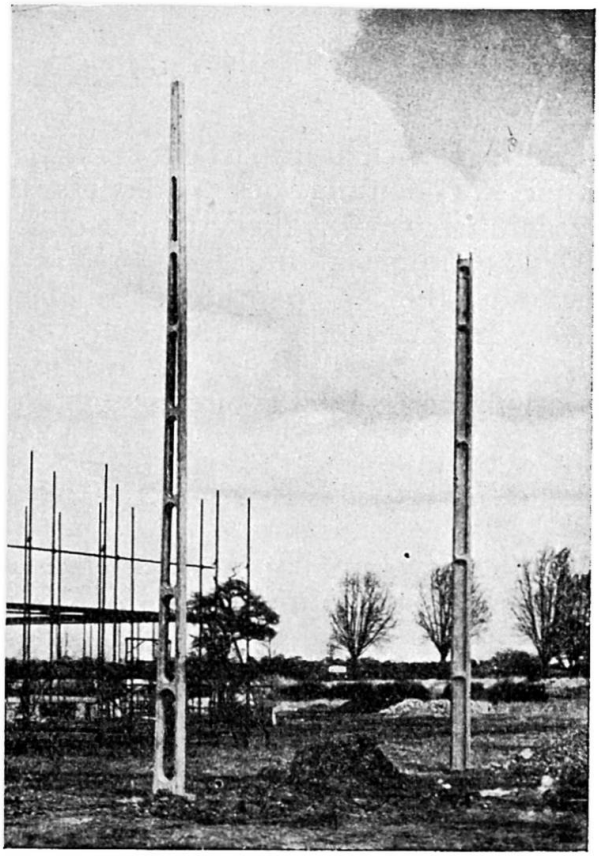


Fig. 6. Two types of prestressed concrete poles.

British Crown Copyright reserved. Photographs reproduced with the permission of the Controller of His Britannic Majesty's Stationery Office.

Specification of concrete and steel, and prestresses, as before.

To control the stresses set up the following alterations in length were measured in each specimen :—

a) The extension of the steel during stretching;

b) The contraction of the ram with the piston running back during release;

c) The contraction of the concrete pole during release;

d) The contraction of the concrete pole after release, while it is stored.

For loading tests of all ten specimens see separate Report issued by the Structural Section of the Ministry of Works. The most remarkable result of these tests is the small divergence of the characteristic load values in all ten poles.

The first cracks appeared under loads between 1 200 and 1 400 lb.

Failure occurred under loads between 2 000 and 2 250 lb.

Deflection at the top of the pole, just before failure, reached up to 40 in, 97 percent of which were elastic. See fig. 5.

Résumé

Les travaux pour le développement des éléments en béton précontraint, réalisés sous la direction de l'auteur pour le compte du Ministère des Travaux, Londres, au cours des années 1947-1948 se subdivisent en deux parties :

1. Recherches des diverses méthodes pour la fixation, l'ancrage et la tension des fils ainsi que l'adhérence du béton.

2. La fabrication et l'essai des éléments en béton précontraint, notamment des poutres, dalles et poteaux.

Zusammenfassung

Die Entwicklungsarbeit an vorgespannten Betonfertigfabrikaten, die unter der Leitung des Verfassers für das Bauministerium in London ausgeführt wurde, gliederte sich wie folgt :

(1) Untersuchung von verschiedenen Methoden für die mechanische Fassung, die Verankerung und das Spannen der Drähte; die Haftung zwischen den Drähten und dem vorgespannten Beton, etc.

(2) Die Herstellung und Prüfung von vorgespannten Betoneinheiten, wie I-Trägern, Deckenplatten und Freileitungsmasten.

Summary

The development work on prestressed concrete carried out under the Author for the Ministry of Works, London, 1947-48, consisted of two parts :—

(1) Research on various methods for the gripping, fixing and stretching of compressor wires, the bond between the wires and the compressed concrete in the prestressed unit etc.

(2) The experimental manufacture and test loading of prestressed concrete units, such as I-joists, floor slabs and transmission masts.

IIb3

Le comportement du béton précontraint après fissuration
(Données pour le projet d'un tel ouvrage)

Das Verhalten von vorgespanntem Beton bei Rissebildung
(Folgerungen für den Entwurf)

The behaviour of prestressed concrete at cracking
(Conclusions for the design)

PAUL WILLIAM ABELES
D. Sc. (Vienna), M. I. Struct. E. London

In ordinary reinforced concrete permanent deformation takes place; thus cracks remain visible on removal of the load. A certain breathing of cracks was shown already by Professor E. Probst in a film at the Congress in Vienna in 1928. Also some healing of cracks has been ascertained. However, in spite of breathing and healing, too wide cracks exceeding a definite width (say 0.01 in i.e. 0.25 mm) represent a danger from the point of view of corrosion. Moreover in the event of excessive loading, permanent deformation of such magnitude occurs that the structure cannot be used further.

Quite different is the case with prestressed concrete. The outstanding characteristic of a prestressed concrete beam is its extraordinary resilience. Its behaviour is illustrated by typical load deflection lines obtained from beam tests made by the London & North Eastern Railway, London (L. N. E. R.) on prestressed concrete sleepers some of which had been in the track for 2 1/2 years (1) (fig. 1).

A sleeper is strained by tension on its under side below the chairs near its ends, and on the upper side in the centre portion; the magnitude of the stresses depending on the packing of the ballast. In view of this strain, the imparted pre-compression stresses are almost uniform over the whole section as indicated in fig. 1. The effective concrete stresses were approximately 1 650 to 1 800 lb per sq. in (115 to 125 kg/cm²). The numerical

(1) See *Concrete and Constructional Engineering*, April and May 1947, London.

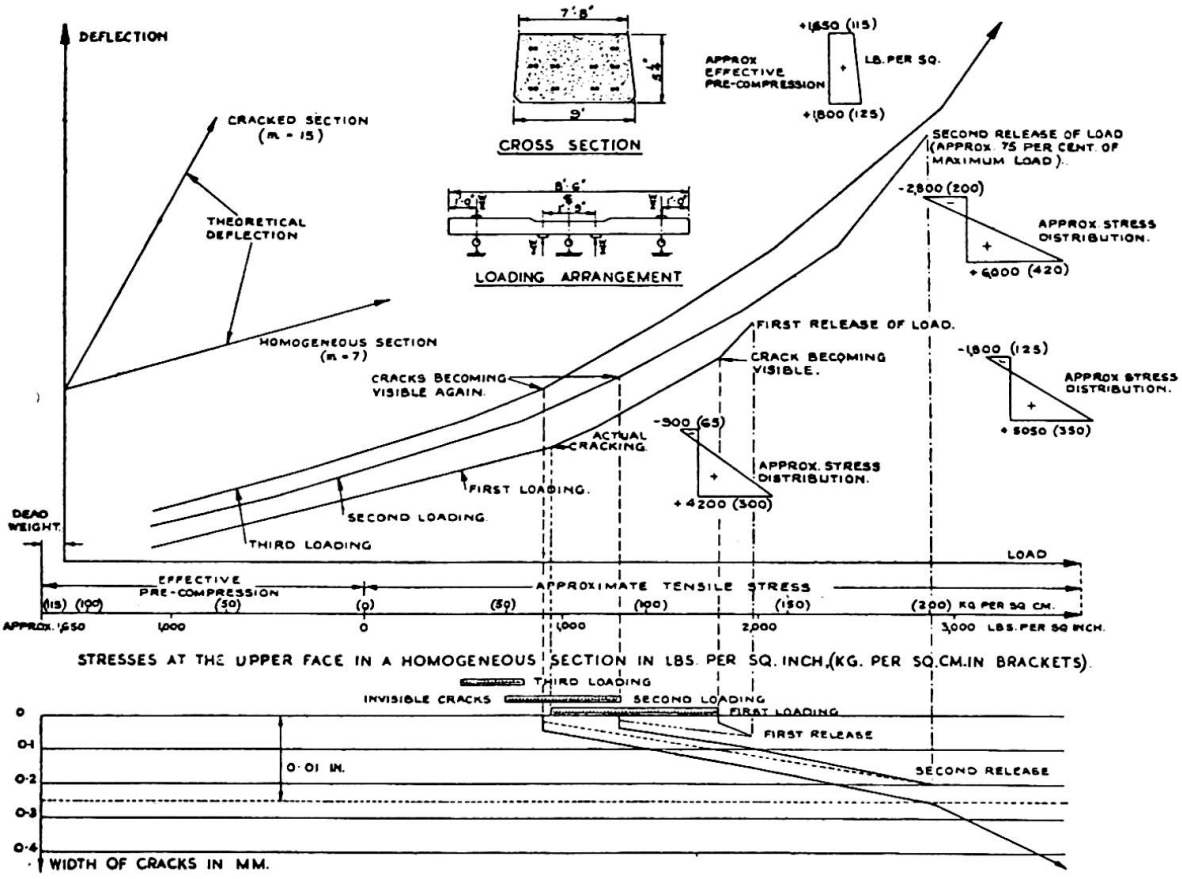


Fig. 1. Typical load deflection curves L. N. E. R. tests.

values of load and deflection are not plotted, but the concrete tensile stresses in a homogeneous section at the upper fibre are indicated.

The sleepers were loaded as simply supported beams, two point loads acting upwards, as indicated in fig. 1. The cycle of loading was to increase the load to somewhat above half of the ultimate load, then to reduce it nearly to zero, increase it again to 70 to 90 per cent of the ultimate load, to reduce it again nearly to zero and finally to increase it until the sleeper failed.

It can be seen from fig. 1 that before cracking occurs, the load-deflection line is approximately parallel to the theoretical line for a homogeneous section computed for a modular ratio $m = 7$. It can be assumed that very fine hair cracks developed at a load slightly in excess of that load for which a change in the inclination of the deflection curves is noticeable. These cracks, invisible to the naked eye, developed at a loading corresponding to a concrete tensile stress of approx. 900 lb per sq. in (63 kg/cm²) but they became visible only at a loading corresponding to a much higher tensile stress, e.g. 1 800 lb per sq. in (126 kg/cm²).

After cracking, the deflection curve is almost parallel to the theoretical line, calculated according to the standard method for a modular ratio $m = 15$ and neglected concrete tensile zone.

A cycle of loading, carried out as indicated in fig. 1 shows that after reduction of the load, the inclination of the deflection line is again parallel to that of the stage before cracking. This occurs even after the second

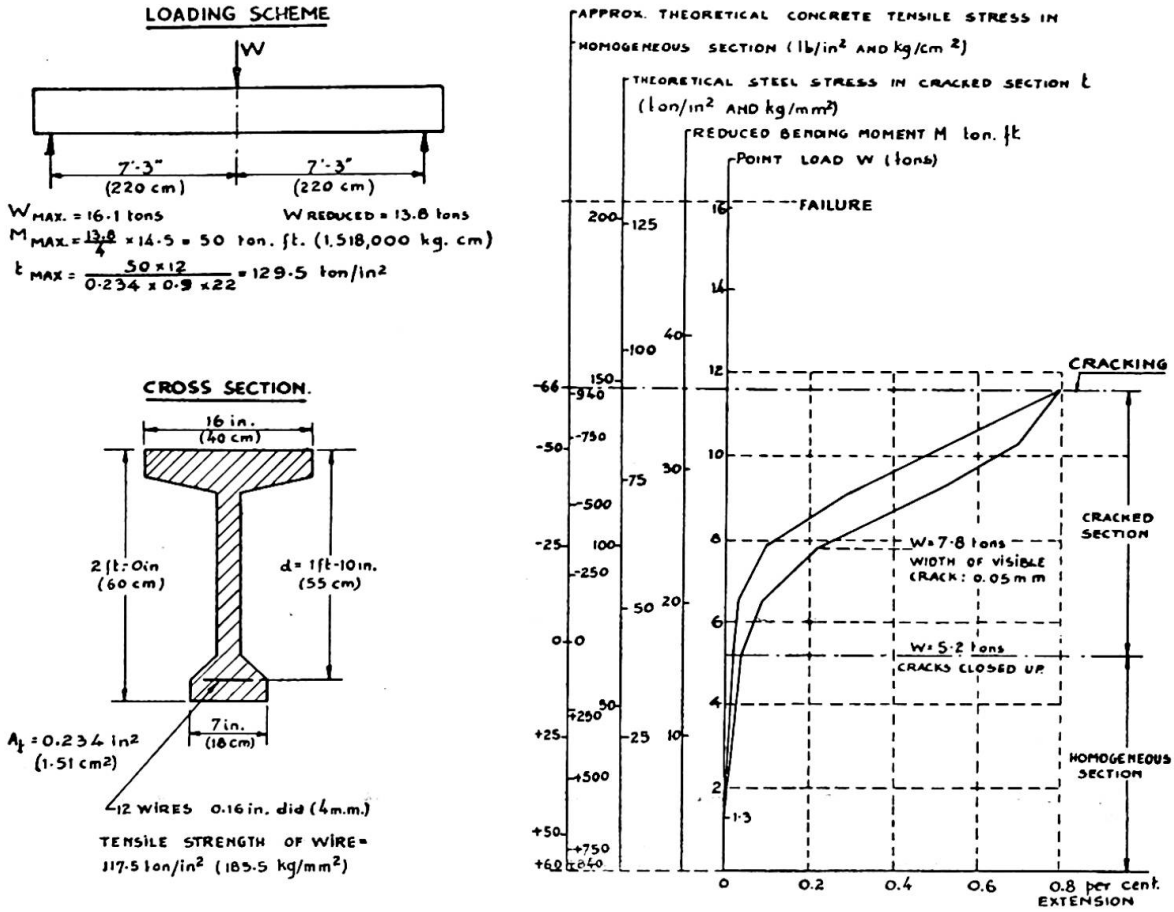


Fig. 2. Fine measurements of extensions over cracks according to E. M. P. A.
Note : These extensions have been measured after cracks had occurred.

reduction of load at 70 to 90 per cent of the ultimate load, which corresponds to a nominal concrete tensile stress in a homogeneous section of 2 500 lb per sq. in (175 kg/cm²) or more.

In fig. 1 is also shown the size of the widest cracks, observed during the tests. A width of 0.01 in (0.25 mm) is plotted for comparison, as this is generally accepted as the width of cracks which may develop in ordinary reinforced concrete and is therefore considered as permissible. It is seen that such a width occurs in fig. 1 only under loads exceeding 70 per cent of the ultimate load.

From fig. 1 the remarkable properties of prestressed concrete are clearly seen, notably the fact that cracks become invisible on reduction of the load, an entire closing of the craks apparently being ensured, when the concrete tensile stresses are reversed into compressive stresses. At this stage, the pre-compression which was previously temporarily interrupted at the cracks, is again in force along the entire length.

The cracks close, in fact, completely, as can be seen from fig. 2, representing the results of fine measurements of extensions of the steel carried out by the E. M. P. A., Zurich, for the Swiss Federal Railways. In this figure the cross section of the prestressed beam and the loading arrangement are indicated. The point load at failure of 16.1 tons is, according to E. M. P. A., reduced to 13.8 tons to obtain the actual bending moment at failure which would occur if two spaced point loads were acting instead of one, ensuring a bending moment of definite magnitude at the centre. The

theoretical steel stresses in a cracked section, indicated in fig. 2 are based on this reduced load, whereas the approximate concrete tensile stresses in a homogeneous section are based on the bending moment corresponding to cracking.

The graph which is a mean of several measurements represents a hysteresis curve, no permanent extensions remaining at removal of the load. The cracks thus completely close at a concrete stress approx. zero. On the other hand the tests of the L. N. E. R. London mentioned before as well as tests carried out by the E. M. P. A., Zurich, have shown that an entire closing of cracks cannot be ensured when repetition of the maximum load, causing fatigue, takes place.

A special feature of prestressed concrete beams, reinforced with high strength wire, is the fact that in many cases the wire breaks at failure, the maximum theoretical steel stress being nearly always in excess of the tensile strength or at least equal to it, even if the wire does not break. For example, the stress at failure according to fig. 2 is 10 per cent in excess of the tensile strength of the wire. This excess of strength is not limited to prestressed concrete but occurs also with ordinary reinforced concrete, if a high degree of adhesion is ensured and the bond is destroyed in the immediate vicinity of the cracks only.

The author has tried to explain this phenomenon by a stress redistribution in the crack; in this connection it must be acknowledged that Dr. h. c. L. Herzka of Vienna suggested in 1935 that the behaviour in a crack of a reinforced concrete member may be similar to the stress concentration in a notch of a steel bar. The author has investigated this idea and shown a comparison with Professor Timoshenko's studies on stress concentrations in holes, published on the occasion of the Congress of Applied Mechanics in Zurich 1932. Another diagram was shown at the 2nd Congress of the Association in Berlin ([2]). From this figure it is seen that the strength increases when the length of a notch is reduced. This phenomenon of apparently increased strength can be explained by a greatly reduced contraction in a short notch so that, in fact, the ultimate stress related to the net area is in all cases the same.

In a reinforced concrete section in which an efficient adhesion is ensured between concrete and steel near to a crack, a similar behaviour may be assumed to that in a notched bar.

When drawing the conclusion from the behaviour of prestressed concrete, discussed in connection with figs. 1 and 2 the following may be said :

(1) In constructions in which repetition of the maximum load occurs including impact (such as railway bridges, sleepers, and certain factory floors), the development of any cracks ought to be avoided and only compressive stresses should be allowed at present under working load.

(2) In constructions in which the maximum load occurs only occasionally (such as road bridges, poles, roofs, or certain floors), there is no need to exclude the appearance of concrete tensile stresses, even occasionally exceeding the modulus of rupture, provided that, under dead weight, concrete tensile stresses do not occur.

This limitation has the effect that any fine hair cracks which may

---

([2]) See Figure 15, *Yield Limits and characteristic Deflection Lines* by Prof. RINAGL; *Preliminary Publication*, 2nd Congress Intern. Assoc. for Bridge and Struct. Eng.

have developed instantaneously under an occasional maximum load, will close immediately when the load is removed. Nominal tensile stresses of 600 to 1 200 lb per sq. in (42 to 84 kg/cm²) and even more may be considered as permissible in such a design according to the report of the L. N. E. R. of 1947.

A member in which concrete tensile stresses appear under working load may be called partially prestressed as distinct from a fully prestressed member in which only compressive stresses occur under working load. No cracks will occur under sustained loading, if the tensile stress is below 75 per cent of the modulus of rupture.

Acknowledgment. The Author would like to express his thanks to the Civil Engineer of the Eastern Region of British Railways London (for leave to use the results of extensive investigations upon prestressed sleepers tested as simply supported beams), and to the Chief Engineer of the Swiss Federal Railways, Berne, as well as to the E. M. P. A., Zurich, (for permission to use the fine measurements described in fig. 2).

Résumé

Se basant sur les résultats d'essais anglais et suisses, l'auteur discute les propriétés principales du béton précontraint. Celui-ci se comporte comme matériau homogène *avant* sa fissuration et comme le béton armé ordinaire *après* sa fissuration. Après décharge, les fissures se referment entièrement dès changement de sens des tensions et la construction est de nouveau homogène. Cette propriété élastique remarquable constitue une des différences capitales par rapport au béton armé.

Cette propriété permet d'admettre, comme pour un matériau homogène, jusqu'à fissuration, une distribution linéaire, même s'il se présente auparavant quelques fines fissures, à condition toutefois de n'avoir aucune sollicitation de fatigue ou de choc. Dans le cas contraire, comme par exemple pour les ponts-rails ou traverses de chemin de fer, il faut éviter les fines fissures et même toute sollicitation de traction dans le béton.

Zusammenfassung

Gestützt auf englische und schweizerische Versuchsergebnisse, werden die wichtigsten Eigenschaften von vorgespanntem Beton besprochen : Er verhält sich wie ein homogenes Material *vor* der Rissebildung und wie gewöhnlicher armierter Beton *nach* der Rissebildung. Bei der Entlastung schliessen sich die Risse vollständig, sobald die Zugspannungen verschwunden sind und der Bauteil verhält sich wieder wie einer aus homogenem Material. Diese bemerkenswerte Elastizität ist einer der Hauptunterschiede gegenüber gewöhnlichem Eisenbeton.

Es kann daher wie in einem homogenen Material bis zur Rissebildung eine geradlinige Spannungsverteilung angenommen werden, auch wenn sich schon vorher einige temporäre, feine Risse gebildet haben. Dies aber nur unter der Voraussetzung, dass keine Ermüdung und keine Stossbelastung vorkommt. Wenn dies nicht der Fall ist, wie z.B. bei Eisenbahnbrücken und -Schwellen, sollte das Auftreten von feinen Rissen, besser überhaupt das Auftreten von Zugspannungen im Beton vermieden werden.

Summary

On the basis of British and Swiss test results, the essential feature of prestressed concrete is discussed : it behaves like a homogeneous material before cracking and like ordinary reinforced concrete after cracking, but when the loading is reduced, the cracks close entirely on reversal of the tensile stresses into compressive stresses, whereupon it behaves again similarly to a homogeneous material. This remarkable resilience is one of the main distinctions from ordinary reinforced concrete.

A straight line stress distribution in homogeneous material can therefore be assumed below cracking stresses, independently of whether repeated temporary fine cracks have already developed or not, provided fatigue and impact strain (as with railway bridges and sleepers) do not occur. In the latter case the development of fine cracks and even the occurrence of any concrete tensile stresses ought to be avoided.

IIb4

Considérations économiques sur le béton précontraint

Die Wirtschaftlichkeit von vorgespanntem Beton

The economy of prestressed concrete

PAUL WILLIAM ABELES
D. Sc. (Vienna), M. I. Struct. E. London

The cost of prestressed concrete work is made up very differently in the cases of pre-tensioning (when the prestress is transferred to the concrete by bonded wires which were tensioned previous to casting) and post-tensioning (i.e. when the prestress is obtained by reaction against the hardened concrete, the steel being non-bonded at tensioning).

Pre-tensioning relates particularly to precast reinforced concrete; consequently, the main consideration for pricing is that of precast concrete work. The cost per unit volume of precast concrete depends particularly on the amount of steel required (e.g. 6 lb per cu. ft corresponding to 100 kg/m^3) and on the amount of depreciation of the mould taken into account. Thus, the price of precast reinforced concrete placed in position varies, within a wide range, for various products, if in addition to differences in steel quantities, shape and depreciation of mould, also different distances for carriage are taken into account.

On the whole, the steel consumption of prestressed concrete per unit of concrete is much less than that of ordinary precast reinforced concrete, even if in view of the higher permissible stresses, the concrete section is reduced. On the other hand, the price of high strength wire is considerably higher than that of mild steel, and the cost of tensioning must also be taken into account. Considering these points, it can be said that the unit price of prestressed concrete should not greatly exceed that of ordinary reinforced concrete (say up to 20 per cent). This depends mainly on an economical use of moulds and on a suitable arrangement for tensioning. It must be borne in mind that the price depends greatly upon the output, which, in turn, is dependent on the demand.

In fig. 1, a steel joist $14'' \times 16'' \times 46$ lbs is compared with two prestressed concrete members, one designed as a partially and the other as a fully prestressed beam. The stresses and material consumptions are seen

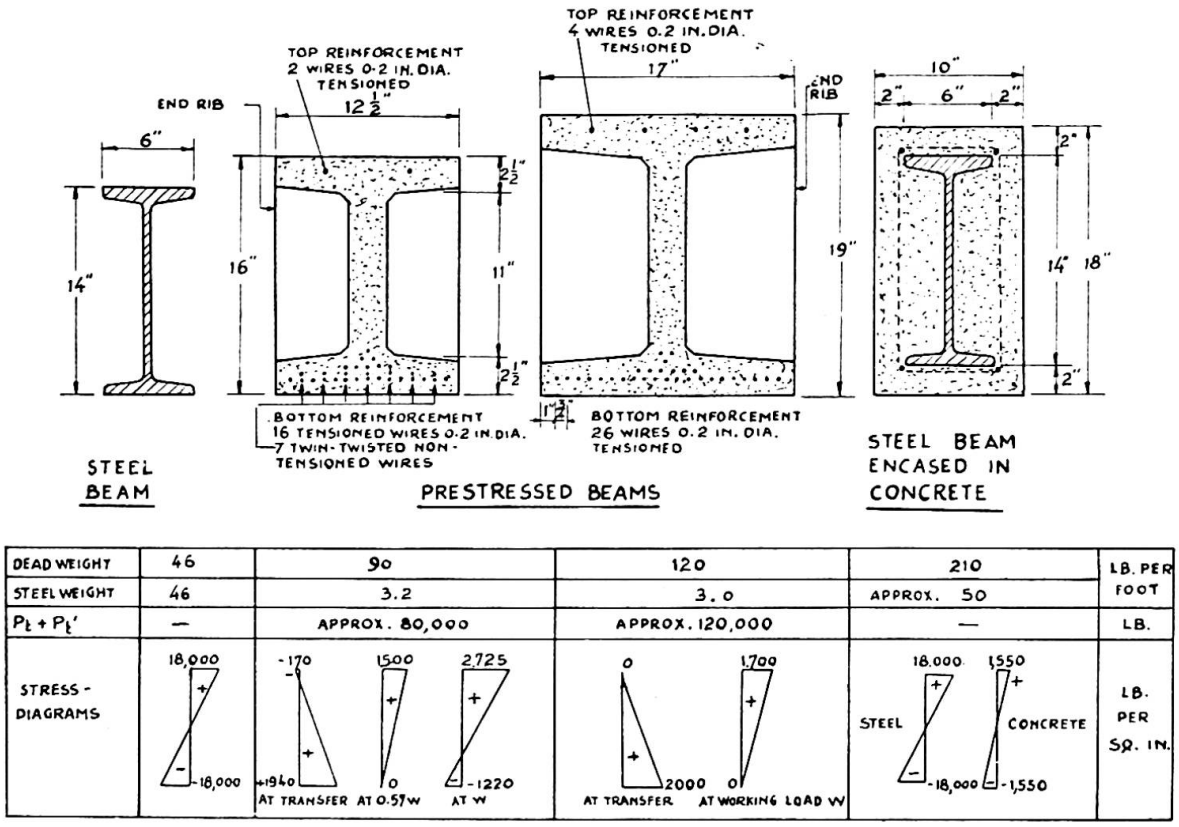


Fig. 1. Comparison of stresses and material consumptions.

in fig. 1. The fourth member is a steel joist embedded in concrete wherein the additional carrying capacity of the concrete is neglected as is usual in railway design.

If a price of £ 40 per ton steel and 18/— per cu. ft precast concrete is taken into account, including transport and placing, then the following comparative costs per ft run are obtained; Steel Beam — 16/6 d. Partially Prestressed Beam 11/7 d. and Fully Prestressed Beam 15/3 d., the fourth member being obviously much dearer than the steel joist itself. It is seen that a fully prestressed member is cheaper than a steel joist, but the construction depth is increased. On the other hand, with a partially prestressed member both the depth and the costs are further reduced. However, this construction is unsuitable for certain purposes where permanent freedom from fine cracks must be ensured, but could readily be employed, for, example for roofs, floor, or transmission poles in which the maximum load occurs only occasionally, any fine hair cracks closing up in this special instance if the load is reduced to 57 per cent of the entire working load, when only compressive stresses occur in the section (1).

In the case of post-tensioning, the cost can be more clearly assessed than with pre-tensioning, since the main items for stretching the wires are represented by the end anchorages, the preparation of the cable and the hole or groove (afterwards to be filled with cement mortar) and the tensioning operation itself, the cost varying only slightly with the

(1) See the author's contribution : *The behaviour of prestressed concrete at cracking. Conclusions for Design.*

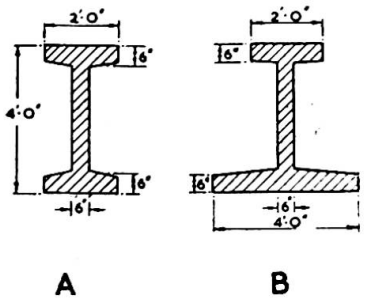


Fig. 2. Girders of types A (partially prestressed) and B (fully prestressed).

Girder " A "	£ s. d.	Girder " B "	£ s. d.
Concrete 320 cu. ft a 5 s.	80 0 0	430 cu. ft a 5 s. . .	107 10 0
Wire 0.55 tons a £ 80.—	44 0 0	0.6 tons a £ 80.— .	48 0 0
Tensioning, etc. 88 wires a 11 s. 3 d. (including anchorages)	49 10 0	138 wires a 11 s. 3 d.	77 12 6
Mould, used for 10 girders, say . . .	20 0 0	Mould, say . . .	23 0 0
Hoisting of girder 20 ft, say	30 0 0	Hoisting, say . . .	35 0 0
Total £	223 10 0	Total £	291 2 6

TABLE I. *Cost per girder.*

length of construction. Generally, the following costs apply for a group of wires, be it a round cable of the Freyssinet pattern or the Magnel-Blaton sandwich cable.

$$\text{Cost of prestressing} = C + H + A + J + T = a + b\,L.$$

C is the cost of the cable excluding the tensioned wires, but including spacers and placing, H the cost for preparing the hole or groove, and later filling it with cement mortar, A represents the cost for anchorage for the groups of wires at both ends, J is the cost for supplying the jack for the duration of tensioning the group of wires and T is the labour cost for tensioning. The entire costs are to a certain extent dependent on the length L of the member, a and b being constant values, in which a is normally of much greater importance than b L. Obviously, these values will differ for different type of cables and anchorages and may vary for different jobs, dependent on the influence of transport cost, travelling expenses, and the extent of the work. On the whole, post-tensioning will be economical for relatively long members which are produced near the site and hoisted into position.

Fig. 2 is a comparative example of girders of 80 ft span capable of carrying a load of 1 200 lb per ft, 40 per cent of which is live load, the depth being limited to 4 ft. A steel truss complying with these conditions would require a cross-sectional area at the top and bottom of approx. 16 sq ft resulting in a steel requirement of approx. 6 tons; this would cost say £ 360 per girder placed in position based on a steel price of £ 60 per ton, it being assumed that no lateral bracing is required (which would mean an increase in cost).

Table I gives details of cost of a partially prestressed girder A in which only compressive stresses occur under dead weight and of a fully prestressed girder B on the assumption that at least 10 girders are built. The cost of prestressing is taken rather high with 11/3 d. per tensioned wire of 0,2 in dia.

From Table I it is seen that a prestressed concrete girder is much cheaper than a steel truss of the same limited depth. Even in the event of some additional mild steel reinforcement being provided, the cost would be increased only by say 10-15 per cent, if approximately the same quantity of mild steel as wire were used.

The position becomes, however entirely different if the depth of the girder is not limited. Assuming for example the depth may be doubled, then the cost of the steel truss would be almost halved, to say £ 200 per girder. However, it is rather doubtful whether the costs of the prestressed beams could be appreciably reduced by increasing the depth. While the cost of the wire and that for tensioning, including anchorage, would be reduced, that for the concrete, mould and hoisting would be increased. Thus, a reduction of more than, say, 15 per cent, could hardly be expected for a girder of unlimited depth, resulting in £ 190 and £ 257 respectively for designs A and B.

It should be noted that in this special case, design A is still competitive and could be employed without hesitation in countries in which the full live load (snow) only seldom occurs.

From the foregoing it is seen that greater economy will be obtained by using prestressed concrete in cases of limited depth. This is of particular importance for floor constructions and road bridges over railways (in order to reduce the approach roads to a minimum). Fig. 3 shows two designs of road bridges which are being built in Great Britain to replace stone arches in order to provide clearance for an overhead collector wire in connection with the electrification of a railway line. A slab construction has been found most suitable to reduce the depth to a minimum and a combined construction has been chosen, as shown in design 1 in which the precast prestressed component with bonded wires represents the permanent shuttering of the slab. It is designed to carry the dead weight of the entire slab without any support and, in conjunction with the in-situ concrete of the slab, the dead weight of the deck construction and the live load. Under dead weight no tensile stresses occur in the prestressed members even after the greatest possible losses of the initial prestress have taken place; whereas under maximum live load (which however occurs in a road bridge very seldom) tensile stresses are permitted in accordance with the recommendation given in (1).

In this case the prestressed component is approx. 1/3 of the entire concrete consumption. An alternative design for encased steel joists was prepared in which the joists had to be reduced to 14 in (i.e. the same depth as the prestressed beams) in order to allow sufficient concrete cover. However, the additional carrying capacity of the concrete encasing has not been taken into account as is the practice in railway design. According to the lowest tender, the encased steel construction of one bridge would have been approx. 50 per cent dearer than the design 1 (fig. 3) taking into account only the concrete slab; and approx. 30 per cent, taking into account the whole bridge superstructure including parapet and deck.

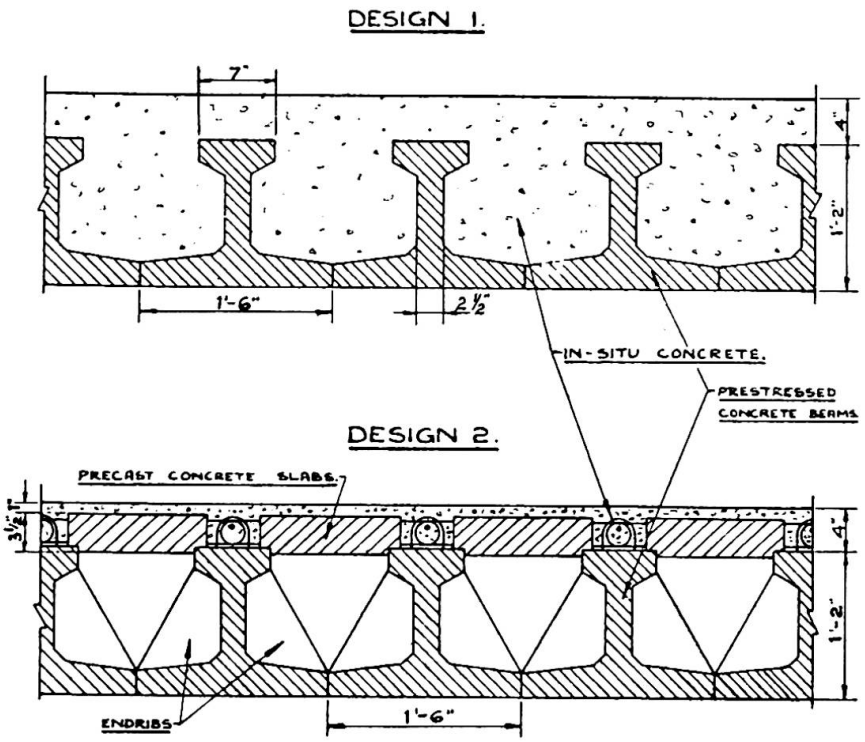


Fig. 3. Cross sections of two bridge designs.

Instead of 14 1/2 tons mild steel (13 3/4 tons joists and 3/4 ton steel bars) only 3 tons (1/2 ton hard drawn wire plus 2 1/2 tons mild steel bars) are required for the superstructure of the bridge in question. Thus, both reduction of cost and considerable saving of steel have been attained.

Design 2 of fig. 3 shows a cross-section of another solution, using the same type of prestressed beam in combination with precast slabs. Co-operation is ensured by a strip of in-situ concrete provided over the top of the joists into which links protrude from the individual precast elements, in addition to a continuous in-situ topping. This design is employed for bridges for which a lesser carrying capacity is required and a reduction of the in-situ concrete to a minimum is desirable in view of their isolated location. The saving in weight and cost is even greater in this case if compared with the conventional solution of a solid slab containing encased steel joists. (Acknowledgment : Fig. 3 is published with permission of the Civil Engineer, of the Eastern Region, British Railways, Kings Cross, London.)

In connection with the question of economy, fig. 4 may serve to discuss the development of a prestressed concrete floor construction. The Norwegian J. G. F. Lund's suggestion of 1907 was not successful similar to all other proposals of prestressing of that time, because the initial tensioning stress was too low and soon became ineffective. However, even if an effective prestress had been obtainable, this solution would not have been very suitable or economical.

Though the prestress is transmitted at post-tensioning by washers (as seen in the fig.) it would not be possible to prefabricate individual members but necessary to place the blocks on a centering, since the bars are located in holes formed by interlocking grooves of adjacent parts. Morever, it would be impossible to obtain an additional bond, since the mortar filler

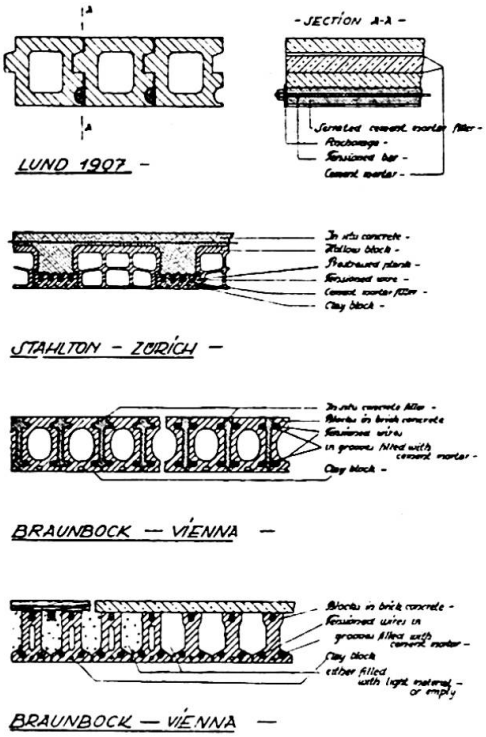


Fig. 4. Development of a prestressed concrete floor construction.

would have to be inserted into the hollows, before tensioning and the bond between mortar and bar would be broken at tensioning.

Compared with the proposal by Lund, the "Stahlton" floor, using prestressed planks, represents a great technical and economical improvement, the prestressed precast component being reduced to a small proportion. These planks can be produced in a small factory in which wires are tensioned over a long length and severed at the ends of the individual planks, after a mortar filler inserted in the individual grooves of clay blocks containing the wires, has hardened. The " Stahlton " floor has proved to be competitive with other non-prestressed floors apart from saving steel.

Though the manufacture of the " Stahlton " plank is highly economical and suitable for cheap mass production in a small factory, a certain plant is required. Mr. E.Braunbock of Vienna has developed a method for which no plant is required. Blocks of clay or brick concrete are prestressed at the site by means of a simple screw jack. Either they are only temporarily post-tensioned and the endplates are removed after the cement mortar filler (which completely surrounds the tensioned wires placed in grooves) has hardened; or relatively cheap anchor means are provided which remain permanently. The grooves may be filled before placing the individual member or afterwards, when the interspaces between adjacent members, together with the grooves are filled with cement mortar. These solutions allow the prestressing to be carried out at the site without requiring a factory. Thus, the extent of transport and handling is reduced, but the precast component is rather large which may offset the saving due to this reduction. It will therefore depend on certain circumstances whether this solution is really cheaper than the " Stahlton " floor. However, both these proposals illustrate the development of an economical floor construction.

When summing up, it can be stated that prestressed concrete is especially competitive when of limited depth. Precast members should be rather

light in view of cost of transport and handling; thus, combined sections are always more economical. Of particular importance is an economical use of moulds. Post-tensioning allows new applications of concrete in cases in which ordinary reinforced concrete is unsuitable.

Résumé

L'auteur distingue deux cas : *Pré-tension* (lorsque les fils sont tendus avant le bétonnage) et *Post-tension* (lorsque les fils sont tendus après durcissement du béton). La pré-tension est en général limitée sur des éléments de construction alors que la post-tension est applicable sur des grandes constructions, à exécuter sur le lieu d'érection où a lieu leur mise en place par des engins de grande puissance. L'auteur donne des exemples comparatifs pour les deux modes de construction et montre les avantages économiques d'éléments partiellement précontraints.

L'auteur décrit ensuite deux types de passages supérieurs de ponts-routes construits en Angleterre. Pour terminer il donne le développement des planchers en béton précontraint.

Zusammenfassung

Zwei Fälle werden unterschieden; *Vorheriges Spannen* (wenn die Drähte gespannt werden, bevor der Beton gegossen wird) und *Nachträgliches Spannen* (wenn die Drähte gegen den erhärteten Beton gespannt werden). Vorheriges Spannen ist im wesentlichen beschränkt auf Eisenbeton-Fertigteile, während ein nachträgliches Spannen auf grosse Konstruktionen angewendet werden kann, die am Ort oder ganz in der Nähe der Baustelle ausgeführt und mit Hebezeugen in die endgültige Lage gebracht werden. Der Verfasser bringt vergleichende Beispiele für beide Arten und weist auf die grossen wirtschaftlichen Vorteile von teilweise vorgespannten Gliedern hin.

Dann bespricht der Verfasser zwei Ueberbautypen von Strassenbrücken, die in Grossbritannien über einige Eisenbahnlinien gebaut werden. Schliesslich wird noch die Entwicklung der Decken aus vorgespanntem Beton beschrieben.

Summary

Two cases are distinguished : pre-tensioning (when the wires are tensioned before the concrete is cast) and post-tensioning (when the wires are tensioned against the hardened concrete). Pre-tensioning is mainly limited to precast concrete, whereas post-tensioning is suitable for large constructions manufactured in place or near the site and boisted into position. Comparative examples for both cases are presented and the great economy of partially prestressed members is seen.

Two general designs of superstructures of road bridges are shown, which are being built over certain railways in Great Britain; also, the development of prestressed floor construction is illustrated.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb5

Essais sur des cadres en béton précontraint réalisés pour des bâtiments à étages

Versuche an vorgespannten Betonrahmen von mehrstöckigen Gebäuden

Tests on precast prestressed concrete frames in multi-storey buildings

by the late K. W. MAUTNER
D. Sc., M. I. Struct. E., M. S. C. E. (France)

The substitution of precast reinforced concrete elements for structural steel work for multi-storey buildings meet with practical and economic difficulties.

The difficulty lies in connecting the elements on the site by means of protruding reinforcement encased in situ, this connection requiring much labour and time.

Attempts have been made to mould complete reinforced concrete frames with two or three legs and to transport them to the site, lift them in position and connect them with the frames below by means of pinjoints or the like.

Transport difficulties, however, are considerable here.

The underlying idea of the prestressed precast concrete frames is as follows :

Applying the Freyssinet method of non-bonded but anchored cables, the latter to be grouted in after completion, frames are constructed from prismatic beams and by elements. These elements have no protruding parts except short steel plates for connecting the frame of one storey to the storey above by simple welding, which plates are connected to the elements by short welded mild steel bars. The precast elements are of simple shape and contain only enough M. S. for handling purposes.

On the site the frames are assembled by tensioning and anchoring the cables, producing a pre-compression sufficient to ensure at each joint a tensile stress nearly nil.

Should a load higher than the design load occur the butt joint would open and close again after disappearance of the load.

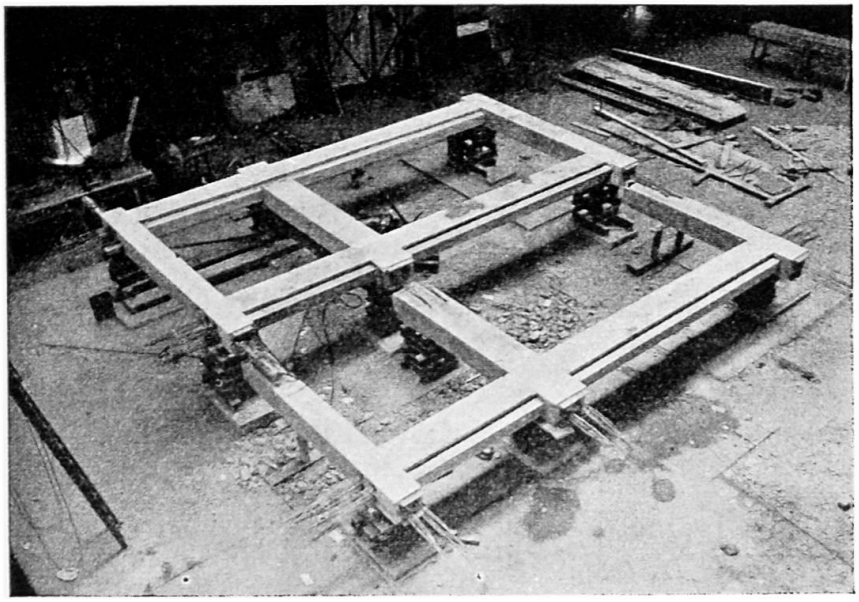


Fig. 1. Two separated frames, prestressed but not yet assembled.

The system was planned by the author for a London County Council 10 storey block of flats. Frames were at 14 feet crs., the slabs, spanning 14 feet and 7 feet respectively.

Extensive full scale tests were carried out at the initiative of Messrs. Structural & Mechanical Development Engineers, Ltd., Slough, Bucks., by the Buiding Research Institute under the guidance of Dr F. G. Thomas.

The strain measurements were made by a number of telescopic mirror gauges and checked by means of the acoustic strain gauge developed by the Building Research Institute.

The frames were loaded by hydraulic jacks placed in the centre of a beam, spans for the live load and a horizontally acting jack representing wind load on the two uppermost storey of a 10 storey frame.

As it was only possible to carry out the test in the flat position on a two storey frame, the action of the dead weight of the columns was

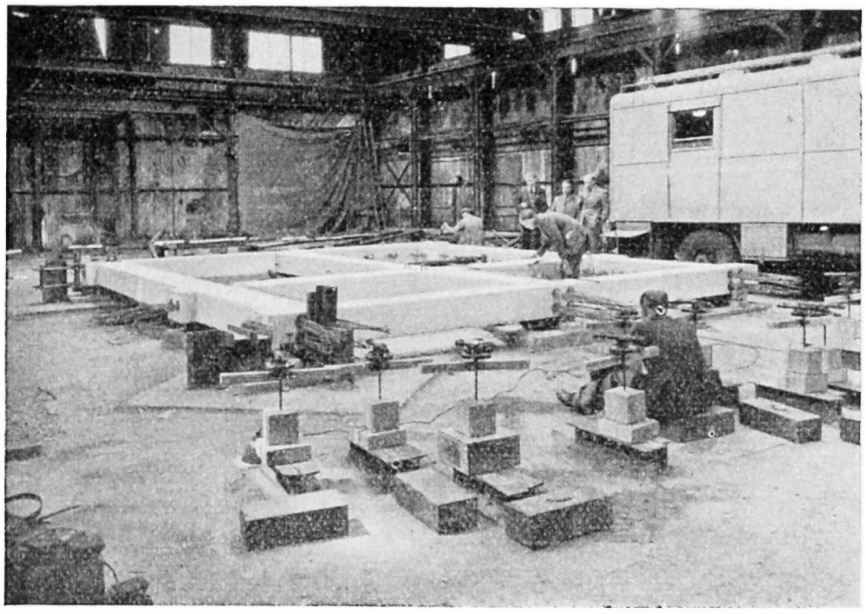


Fig. 2. Two frames assembled and under loading test with mirror deflectometers and accoustic strain gauges.

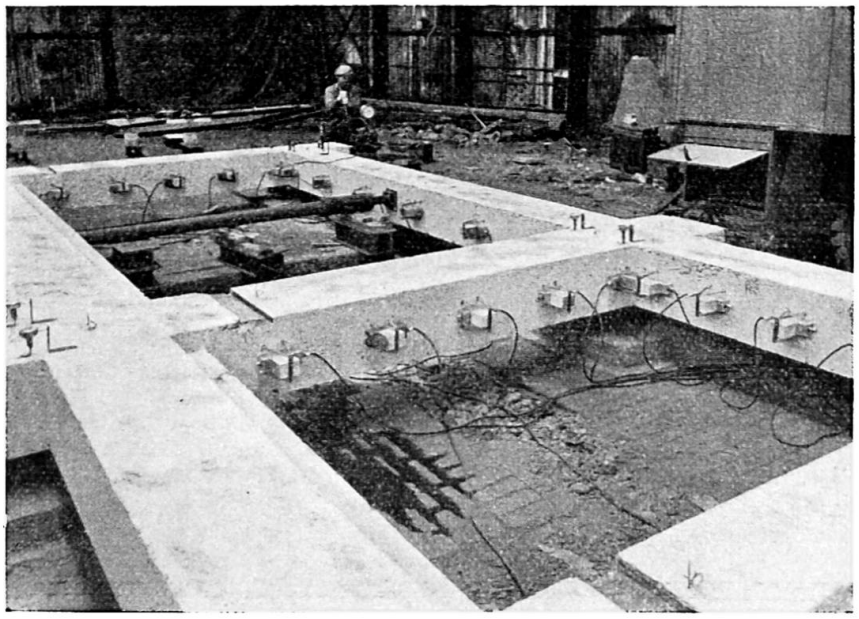


Fig. 3. Detail of the measuring apparatuses with accoustic strain gauges.

neglected and therefore the results were on the unfavourable side with regard to the tensile stress in the columns.

The tests for wind load were carried out with the design wind load of 25 lb/sq. ft on one side only, by inserting a jack on the uppermost corner, the force being of 6.5 tons, increased gradually up to 13.6 tons.

The vertical design load for the beam test was estimated to correspond to a single load of 5.6 tons applied at mid span of the longer beam. This was gradually increased up to 10:9 tons.

The results of these tests can be summarized as follows : No cracks occurred in any of the members at the design load but the joint between the centre columns and the top beam opened at one end by 0.004″.

At a load of 9.2 tons the opening of the joint between the centre column and the top beam became 0.01″ and slight cracks occurred at each of the welded joints with maximum width from 0.004″ to 0.011″.

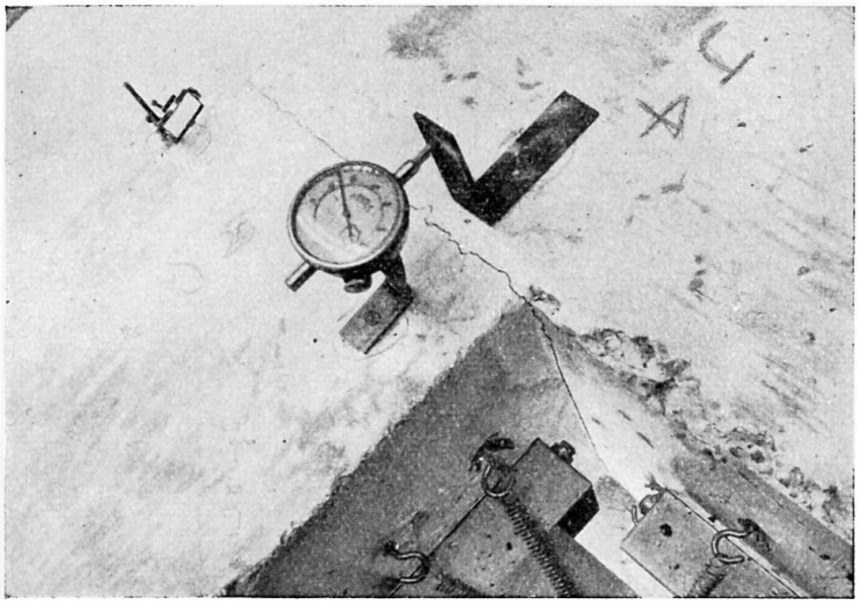


Fig. 4. Opening of one butt joint under excess load.

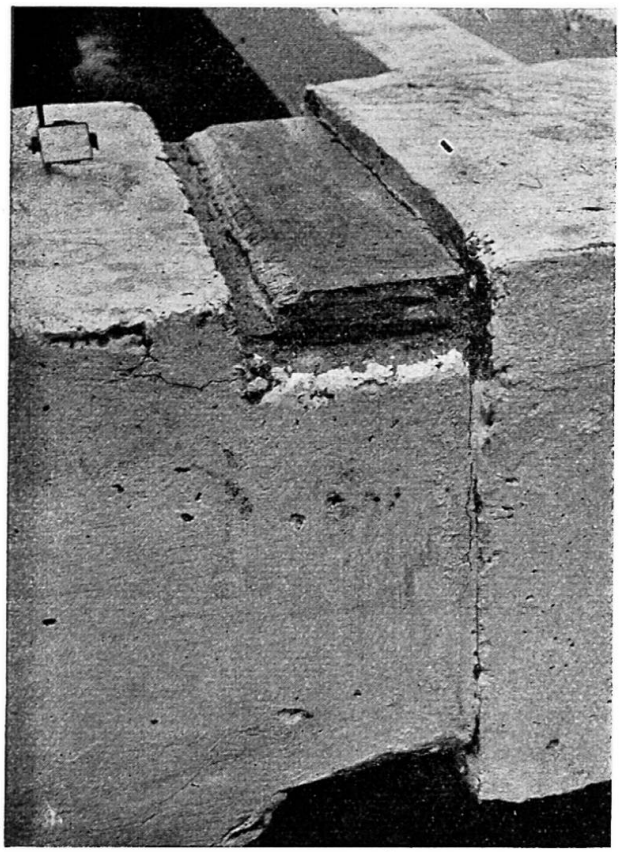


Fig. 5. Crack under excess load at welded joint.

After the beam test, when lateral loading of the frame was continued a crack in the upper column to which the load was applied was observed at about 1 1/2 times the design load. With increasing loading openings appeared at all beam column junctions, and at twice the design load cracks or opening of the joints varying between 0.001″ and 0.008‴ appeared in the column on which the wind load of 13.6 ton i. e., double the design wind load was applied. *On removal of the load all cracks in the concrete disappeared.* The conclusions drawn by the Building Research Institute were :

1. The strength and stiffness of the frame at the time of the test were adequate for the load for which it was designed;

2. Cracks are unlikely to occur in the member of the frame work unless the frame work is *seriously* overloaded. Cracks developed during a period of overload will disappear on its removal.

The test showed further that bending moments obtained by analysis agree with bending moments calculated from measured strains except that the welded steel joints showed greater strains than the adjacent prestressed concrete sections.

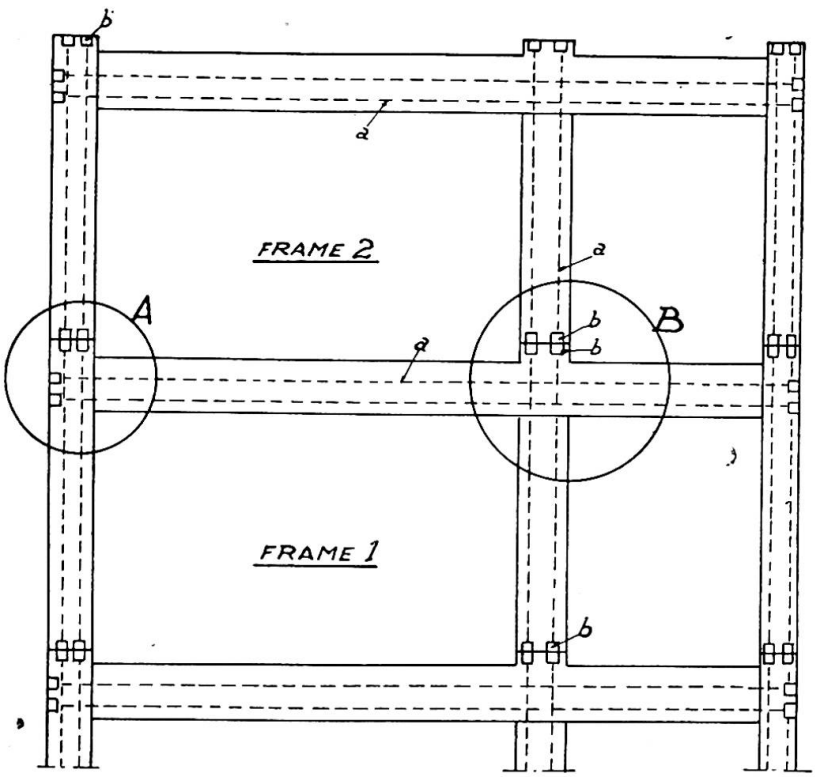


Fig. 6. Schematic drawing of two frames for testing :
a. – Non-bonded cables;
b. – Anchored cables.
For details A and B see figures 11 and 12.

This resulted in a shifting of the points of contraflexure towards the welded joint thereby slightly increasing the bending moment on the top.

When comparing this system with the usual system of steel framework assembled by cleats and bolts or rivets it should be borne in mind that the steel frame work usually is not designed with the assumption of completely stiff nods but as a semi-rigid system taking in account the yield of the connections. The assumptions therefore for which the prestressed concrete frames had been tested are more rigorous than that of the usual steel skeleton. Although the wind load applied was one sided and of great magnitude the openings and cracks generally closed after the removal of the load even when double the design load had been applied, except very fine cracks in the cover of the welded steel plates.

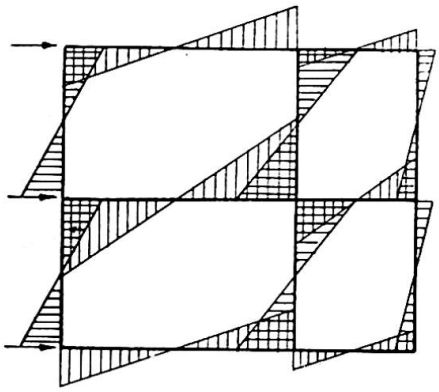


Fig. 7. Diagram of wind load moments.

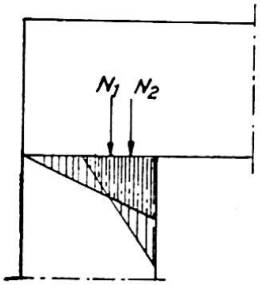


Fig. 9. Horizontal butt joint.

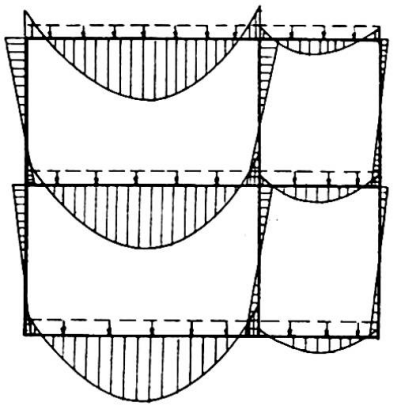
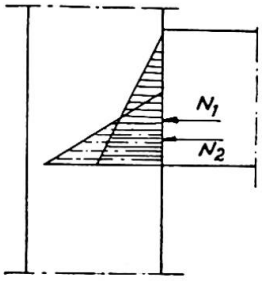


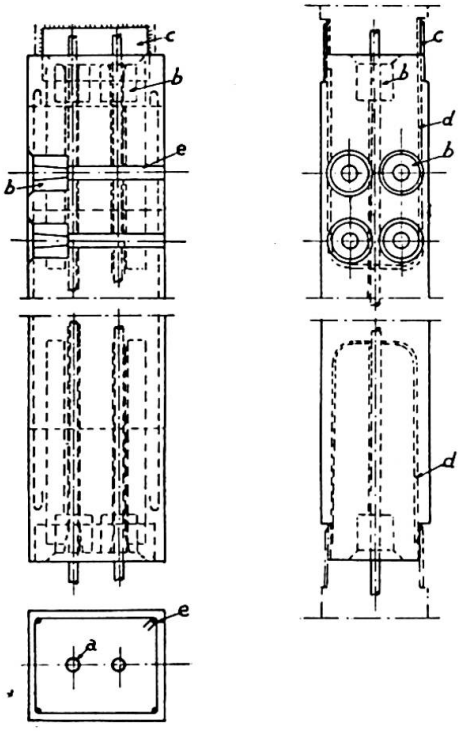
Fig. 8. Moments by S. I. loads.



N_1 : Normal force for designed load.

N_2 : Normal force for exaggerated load, with opening of the joint.

Fig. 10. Vertical butt joint.



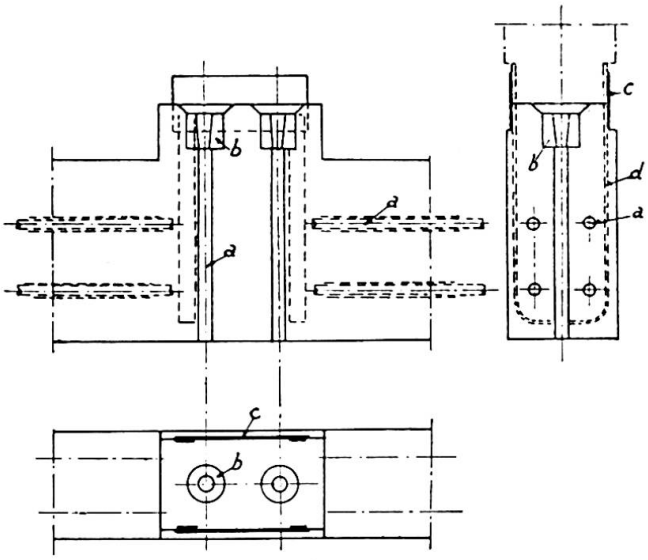


Fig. 11 (left). Detail « A » of figure 6 (plan and side elevation).

Fig. 12 (right). Detail « B » of figure 6 (plan and side elevation).

For practical applications it is preferable to apply the multiple frame system for the wind load only and to have the super imposed load supported by slabs spanning parallel to the wind frames. In this case the prestressing of beams and columns can be centrically applied as this is suitable for wind loads alternately on each side applied on one and the other side.

Résumé

En vue de la construction d'un bâtiment à dix étages en éléments préfabriqués en béton précontraint, des essais ont été poussés sur deux étages en grandeur nature.

Les éléments (poutres et colonnes) ont été bétonnés séparément puis assemblés en cadres à trois traverses d'après le procédé de Freyssinet, c'est-à-dire par des câbles à ancrage spécial.

Les essais ont montré la parfaite concordance avec les résultats des calculs pour les charges prévues; pour des surcharges importantes, il se produit des fissures se refermant après déchargement.

Le système utilisé constitue un développement du procédé bien connu de Freyssinet pour le montage de cadres à deux dimensions en éléments préfabriqués.

Zusammenfassung

Zur Abklärung der Aufstellung der Rahmen eines mehrstöckigen Gebäudes aus vorgespannten Fertigbetonelementen wurden Versuche an zwei Stockwerken des geplanten zehnstöckigen Gebäudes in natürlicher Grösse ausgeführt, und zwar für Wind- und Nutzlast.

Die Elemente, Balken und Säulen, welche einzeln betoniert wurden, wurden zusammengesetzt zu dreistieligen Rahmen nach dem Verfahren von Freyssinet, d. h. mittels unverwundener, speziell verankerter Kabel.

Die Versuche ergaben, dass das Verhalten der Rahmen mit der analytischen Berechnung übereinstimmt für die dem Entwurf zugrunde gelegte Last und dass bei einer grossen Ueberlastung Oeffnungen und Risse entstanden, welche sich aber wieder schlossen nach dem Entfernen der Last.

Das angewandte System ist eine Weiterentwicklung des bekannten Verfahrens von Freyssinet für die Montage von zweidimensionalen Tragwerken aus Fertigteilen.

Summary

For the purpose of erecting the frame work for multi-storey buildings by precast pre-stressed concrete elements, tests on a full scale have been carried out on 2 stories of a designed 10 storey building, for windloads and super imposed load.

The elements, beams and columns which had been precast, had been assembled to three leg frames by the Freyssinet method of non bonded especially anchored cables.

The tests have shown that the behaviour of the frames corresponded with the analytical computation for design load and that at serious overloading openings and cracks occurred, which however closed after removal of the load.

The system is an amplification of the known Freyssinet process of erecting structures by precast elements for two dimensions.

IIc

Résultats d'essais sur des barres à béton soudées en bout par divers procédés

Ergebnisse von Versuchen an verschiedenartig geschweissten Stössen von Betonrundeisen

Test results of concrete bars butt welded by various processes

A. HORMIDAS & H. LOUIS
Ingénieurs en chef-Directeurs des Ponts et Chaussées

La soudure bout à bout des armatures intervenant dans la construction des ponts en béton armé a pris beaucoup d'extension ces dernières années.

Son emploi se justifie dans la réalisation d'ouvrages pour lesquels la densité d'armatures est tellement importante que la présence des recouvrements et des crochets nécessite l'augmentation des sections de béton. L'économie d'acier est minime et hors de proportion avec le coût de l'exécution des joints soudés qui s'avère être très élevé, quel que soit leur procédé de réalisation. Toutefois, la soudure des armatures permet de réaliser une économie dans l'ensemble, par la réduction de la section totale du béton qui entraîne à son tour une diminution du poids mort de l'ouvrage.

D'une manière générale, quand une armature comporte plusieurs barres parallèles comptant chacune un ou plusieurs joints soudés, ces joints sont décalés l'un par rapport à l'autre d'au moins 60 diamètres.

L'Administration des Ponts et Chaussées a élaboré des prescriptions relatives à l'exécution des barres soudées par le procédé à l'arc électrique. Aucune prescription spéciale n'a été prévue pour l'acier; l'acier normalement utilisé pour les armatures est de l'acier doux Thomas : charge de rupture comprise entre 37 et 45 kg/mm²; limite d'élasticité apparente 24 kg/mm²; allongement de 25 % sur une distance entre repère égale à 7,25 diamètres; pliage à froid sur un mandrin de diamètre égal à deux fois le diamètre de la barre. Aucune condition relative à la soudabilité n'est imposée à l'aciérie, mais l'Administration procède à des analyses chimiques de contrôle, lorsqu'il s'agit de barres à souder dont le diamètre atteint ou dépasse 30 millimètres. Ces analyses effectuées sur un grand nombre de coulées ont donné les teneurs maxima ci-après :

$$C = 0{,}10\ \%,\ Mn : 0{,}50\ \%,$$
$$P = 0{,}055\ \%,\ S : 0{,}04\ \%.$$

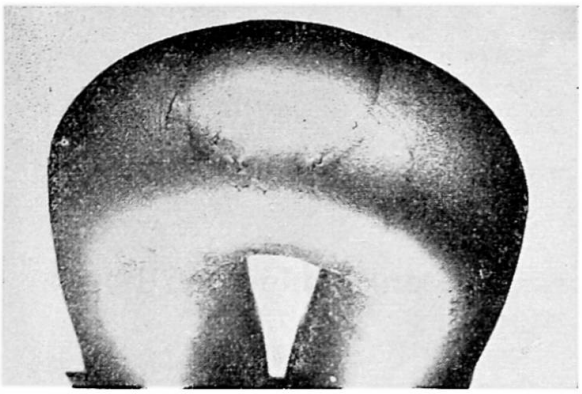


Fig. 1. Pliage à bloc d'un joint soudé par soudure à l'arc d'une barre de 50 mm de diamètre.

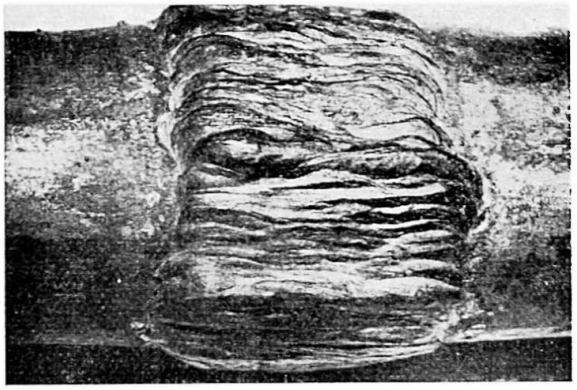


Fig. 2. Aspect d'un joint soudé par soudure à l'arc d'une barre de 50 mm de diamètre.

Une attention spéciale est encore accordée à l'aspect macrographique des barres, bien qu'aucune clause relative à cet aspect ne soit imposée lors de la commande.

Les prescriptions relatives aux électrodes sont communes à celles prévues pour toutes les constructions soudées de l'Administration; il est surtout spécifié que les caractéristiques mécaniques du métal déposé doivent se rapprocher, autant que possible, des caractéristiques du métal de base.

Les soudeurs qui seront utilisés pour l'exécution des soudures sont soumis à des épreuves qui consistent à faire trois joints réalisés dans les conditions du chantier, mais reliant des tronçons de barre de 300 millimètres de longueur. Les trois éprouvettes sont soumises aux essais suivants, après avoir été radiographiées :

1. Un essai de traction statique : la soudure restant brute, la rupture doit avoir lieu en dehors du joint;
2. Un essai de pliage : la surépaisseur de la soudure est enlevée par usinage, la barre doit pouvoir être pliée sans crique ni fissure sur un mandrin de diamètre égal à deux fois le diamètre de la barre (fig. 1);
3. Un essai de fatigue par traction pulsatoire sur un joint resté brut de soudure. La traction varie entre deux tensions extrêmes égales respectivement aux contraintes minima et maxima, majorées de 50 %, de l'acier dans l'ouvrage en service.

L'éprouvette ainsi sollicitée doit résister à 2×10^6 pulsations.

Pour que le soudeur soit agréé, il faut que les résultats des trois essais ci-dessus soient satisfaisants et que le diagnostic de la radiographie des trois joints soit favorable. La durée de l'exécution de chaque soudure d'essai est soigneusement notée, car il est apparu que cet élément constituait un facteur important de l'efficacité du contrôle sur chantier.

Les prescriptions de l'Administration imposent une préparation très soignée de l'exécution des chanfreins, ceux-ci sont toujours prévus en X, la soudure des barres étant seulement autorisée par le procédé manuel à l'arc, pour des épaisseurs supérieures à 20 millimètres. Le chanfrein doit avoir des faces parfaitement planes et comporter une arête vive; il en résulte que sa préparation se fait par sciage ou par découpage au chalumeau à

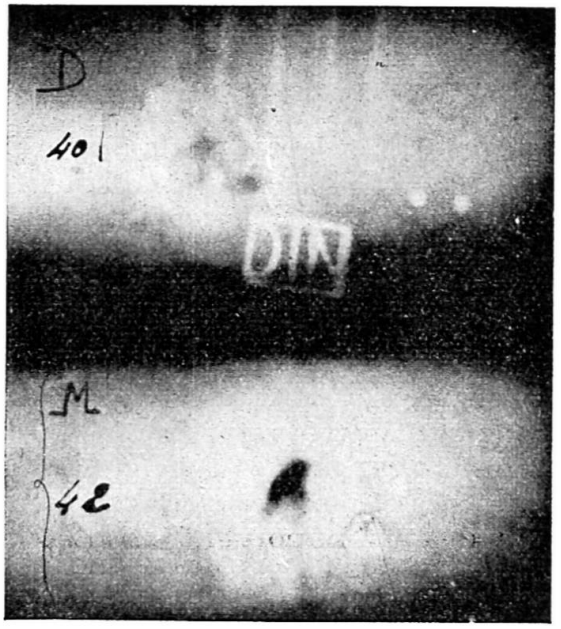


Fig. 3. Radiographie de barres de 35 mm :
40 : léger défaut;
42 : défaut d'angle important.

main, suivi d'un meulage particulièrement soigné. Des indications sont données quant à la disposition des cordons pour différents diamètres de barres; les cordons superficiels ne peuvent être transversaux par rapport à l'axe longitudinal de la barre; ils doivent au contraire constituer une sorte de manchon longitudinal se raccordant progressivement et sans entaille au diamètre de la barre (fig. 2). Il est encore imposé pour faciliter le retrait du joint soudé de poser les barres à assembler sur des tronçons de barres, assez rapprochés, constituant galets de roulement.

La soudure est en principe effectuée en position dite à plat et avant la mise en place dans les coffrages; il a cependant été dérogé à cette règle lors de la remise en état d'ouvrages en béton partiellement sinistrés.

Il est aussi recommandé d'exécuter la soudure avant tout pliage des barres; lorsque cette recommandation n'est pas suivie, il est imposé que les arêtes des chanfreins se trouvent dans le plan des pliages et des crochets éventuels, et, dans ce cas, il faut exécuter quatre cordons dans la première moitié du chanfrein, avant de procéder au premier retournement. L'angle d'ouverture des chanfreins est généralement de 70°; l'écartement des arêtes est de 2 à 3 millimètres.

La soudure est exécutée avec des électrodes d'un diamètre minimum de 4 millimètres; l'utilisation d'un diamètre inférieur est proscrite, afin d'éviter l'exécution de premiers cordons trop minces et par conséquent susceptibles de fissuration sous l'effet du retrait. L'inconvénient parfois invoqué d'une pénétration insuffisante due à l'utilisation d'électrodes de 4 millimètres n'est pas à retenir, car la reprise à l'envers est toujours imposée.

Nous croyons intéressant de relater certaines circonstances d'exécution et de contrôle de barres de 35 millimètres soudées manuellement à l'arc électrique. Ces barres étaient pliées suivant les indications du plan d'armature et munies de leurs crochets d'extrémités, préalablement à l'exécution de la soudure. Afin de supprimer les manipulations importantes qu'auraient entraîné les retournements en cours de soudure, suite à l'existence de barres pliées, une dérogation fut apportée aux prescriptions et les arêtes des chanfreins furent réalisées perpendiculairement au plan des tronçons pliés et des crochets, ceux-ci reposant à plat sur le sol par l'intermédiaire de rondins. La soudure a donc été exécutée verticalement; l'agréation des soudeurs fut faite dans ces mêmes conditions de soudage. Au cours des épreuves, qui furent pleinement concluantes, la durée moyenne d'exécution des joints fut de 35 minutes. Au cours du travail sur chantier, les soudeurs diminuèrent rapidement cette durée, jusqu'à atteindre 15 minutes par joint. Il était évidemment à craindre que cette augmentation anormale du rende-

ment ait comme contrepartie une diminution correspondante de la qualité des soudures. C'est ce qu'a fait apparaître le contrôle radiographique qui eut lieu sur chantier, après l'exécution de 370 soudures. Notons en passant que la radiographie d'une barre cylindrique, comme d'ailleurs de tout élément d'épaisseur variable, se fait aisément en noyant cette barre dans du sulfate de barium parfaitement pulvérisé. Le diagnostic des 370 soudures a été le suivant : 95 soudures qualifiées bonnes, 138 soudures qualifiées douteuses, pour lesquelles le film décelait un défaut d'angle assez peu important et quelques inclusions de laitier, 126 soudures qualifiées défectueuses parce que contenant un défaut d'angle très grave et des inclusions importantes, 11 soudures qualifiées extrêmement défectueuses, pour lesquelles les défauts précédents étaient plus prononcés encore. La figure 3 montre des radiographies types correspondant à la classification du diagnostic : les images D 40 et M 42 représentent respectivement une soudure douteuse et défectueuse. Comme il était prévu que chaque joint présentant des défauts importants serait entièrement recommencé après découpage et exécution d'un nouveau chanfrein, l'acceptation des soudures qualifiées douteuses fut subordonnée à la réussite d'un essai de traction pulsatoire, réalisée dans les conditions prévues pour l'agréation des soudeurs. L'essai fut entrepris sur quatre soudures, choisies parmi celles de la catégorie douteuse qui présentaient les défauts les plus importants. Le résultat fut satisfaisant pour les quatre joints, dont aucun n'était rompu après deux millions de pulsations entre une tension minimum de 10,5 kg/mm² et une tension maximum de 18 kg/mm². L'investigation mécanique fut poursuivie sur la catégorie des soudures qualifiées défectueuses, parmi lesquelles on en choisit quatre qui présentaient les défauts les moins graves. Aucune, parmi ces quatre, n'a satisfait à l'essai de fatigue, les soudures se sont rompues respectivement après 1 476 300, 1 323 900, 774 000, 622 000 pulsations. Chaque fois la rupture s'est amorcée dans le défaut d'angle (fig. 4).

Le cas qui vient d'être décrit semble montrer qu'un diagnostic qualitatif de l'image radiographique du joint soudé peut correspondre à une classification des soudures au point de vue de leur résistance mécanique. Cette classification est cependant assez restreinte, elle semble seulement se confirmer pour les soudures sans défaut et pour les soudures défectueuses.

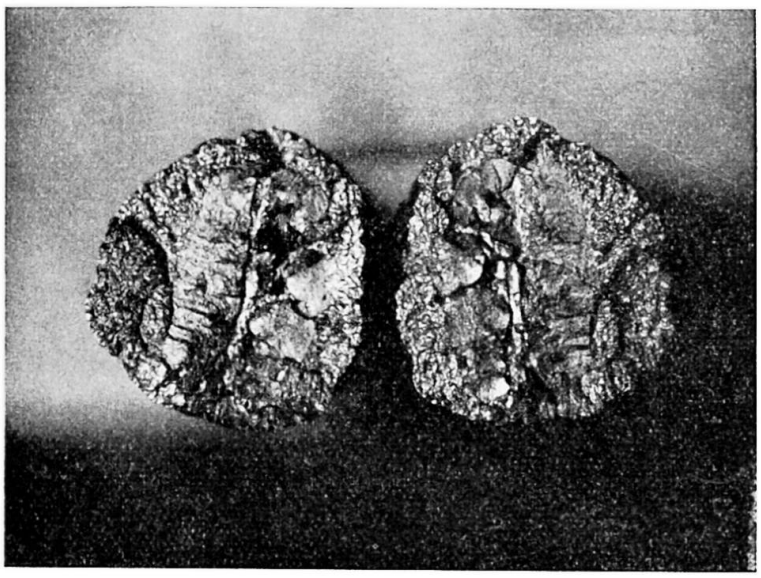


Fig. 4. Rupture par fatigue d'une soudure présentant un défaut d'angle.

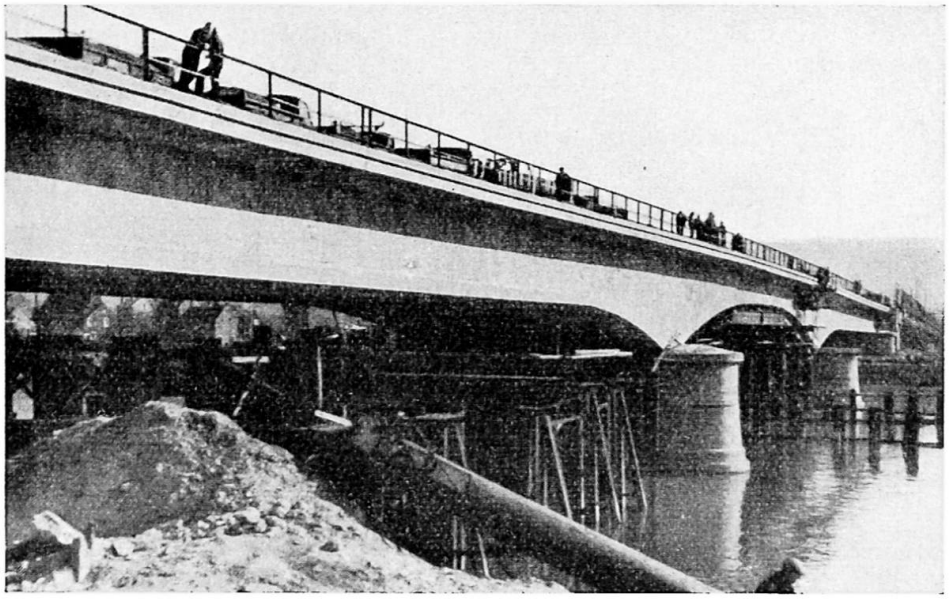


Fig. 5. Pont sur la Meuse à Wandre.

La soudure des barres d'armature par le procédé manuel à l'arc électrique est actuellement parfaitement au point, tant en ce qui concerne le processus d'exécution sur chantier que la qualité des liaisons et la sûreté du contrôle. Son coût particulièrement élevé en main-d'œuvre nécessaire à la préparation des chanfreins et à l'exécution des joints risque de faire perdre une grande part de l'économie qu'il est possible de réaliser par la suppression des recouvrements et des crochets.

Aussi, lorsque les entrepreneurs disposaient d'un matériel suffisant, l'Administration des Ponts et Chaussées a-t-elle autorisé l'exécution des soudures par les procédés dits par résistance et par étincelage. Des prescriptions réglementaires n'existent pas encore, elles sont en voie d'élaboration, mais elles recevront seulement une consécration officielle lorsque les données statistiques des résultats d'essais seront suffisantes.

Le procédé appelé généralement soudure bout à bout simple ou par résistance a été employé au pont sur la Meuse à Wandre. Cet ouvrage du type Cantilever a une longueur totale de 189 mètres, répartie en trois travées égales de 63 mètres (fig. 5). Les armatures principales sont constituées par des barres de 35 millimètres de diamètre, livrées en tronçons de 18 mètres de longueur, cisaillés au laminoir; ces tronçons ont été soudés entre eux de manière à réaliser des barres de 105 mètres. Le mode de soudure par résistance exige une préparation minutieuse des extrémités à souder. Les faces doivent être autant que possible en contact; les coupes brutes de cisaillage sont meulées aussi parfaitement que possible. Sur chantier, on a constaté, malgré les précautions prises, que les deux surfaces à souder n'étaient pas absolument parallèles, mais qu'elles portaient en un point ou suivant une arête, l'écart maximum entre les deux surfaces étant de l'ordre de trois millimètres. Les barres étant pincées dans les mâchoires de la machine à souder et amenées en contact, on pratiquait quelques rares étincelages immédiatement au début de l'opération, de manière à diminuer et même à supprimer l'écart des barres et en vue d'assurer un échauffement uniforme des deux faces. Malgré une légère prédominance de chauffe au joint, due à la résistance de contact, le chauf-

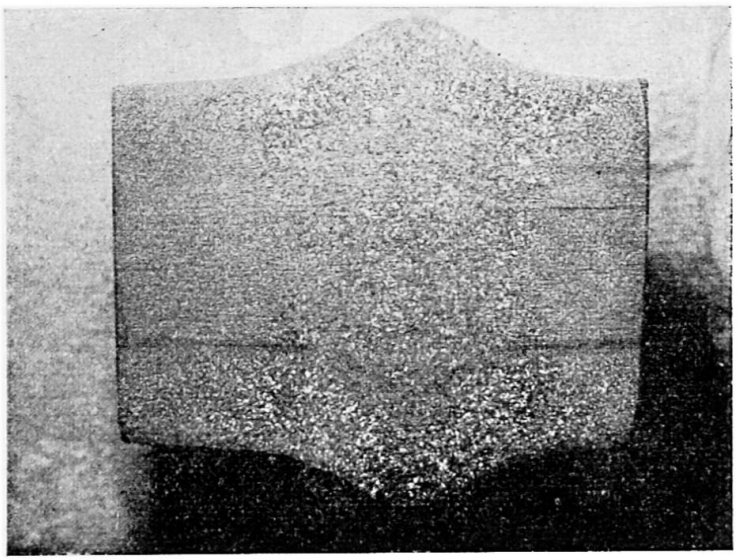


Fig. 6. Coupe longitudinale et macrographie d'un joint soudé par résistance.

fage est relativement uniforme sur la portion des barres comprises entre les mâchoires. Dès qu'une température de 1 150 à 1 250° est atteinte au droit du joint, on rapproche les mâchoires de la machine. Les extrémités des barres s'évasent par refoulement, la soudure est ainsi réalisée; elle est caractérisée par la présence d'un bourrelet important au droit du joint. Pour des barres de 35 millimètres, le raccourcissement plastique en fin d'opération est de l'ordre de 15 millimètres, le bourrelet a un diamètre variant entre 45 et 48 millimètres (fig. 6). Un maintien trop prolongé du chauffage ou une durée trop importante de la mise à température des barres provoquent soit la brûlure de l'acier qui se manifeste par l'apparition d'étincelles caractéristiques, soit un grossissement anormal du grain de l'acier. De toute façon, ce grossissement tend à se produire; nous en eûmes la confirmation lors de la mise au point du procédé et nous lui attribuâmes la plupart des résultats défavorables des essais mécaniques exécutés sur les premières éprouvettes. Le grossissement anormal du grain a été évité en refroidissant rapidement la zone chauffée à l'aide d'un jet d'air comprimé, à la température ambiante; l'effet de trempe n'était pas à craindre, en raison de la basse teneur en carbone des aciers utilisés. La durée d'exécution du joint constitue un facteur très important. De la même manière que pour la soudure manuelle à l'arc, le respect de la durée optimum d'exécution pour un diamètre donné est un gage de réussite. La détermination de ce facteur pour chaque joint est un moyen de contrôle qui s'est généralement avéré très efficace. Un temps insuffisant mis à la confection des joints est la cause de la présence de collages et d'une structure imparfaite; un temps trop long permet d'expliquer les brûlures généralement superficielles qui amorcent la rupture. De plus, un chauffage trop prolongé conduit à une différence de plasticité entre la zone centrale ségrégée de la barre et la couche externe non ségrégée. La conséquence en est que le degré de refoulement est différent pour ces deux zones : la partie centrale se refoule en premier lieu et de la manière la plus importante, empêchant ainsi une soudure suffisante de la zone annulaire extérieure; celle-ci peut même être le siège d'un collage continu sur toute son épaisseur. Dans les conditions du chantier de Wandre, le temps optimum de réalisation des soudures de barres de 35 millimètres fut de 50 secondes.

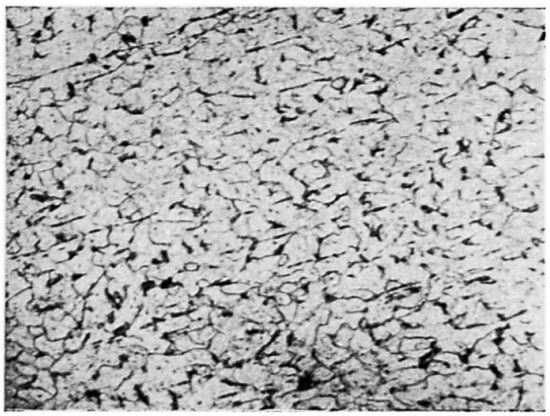
Indépendamment du soin apporté à la préparation des sections à souder et de la régularité dans la durée d'exécution du joint, il est apparu absolument indispensable de procéder à une contrôle permanent des joints réalisés. La qualité de ces joints dépend en effet du soin apporté par l'ouvrier préposé à la manipulation de la machine à souder. Celui-ci doit respecter la durée prescrite pour l'exécution d'un joint, en tenant compte des caractéristiques du courant électrique fourni au chantier; tout changement dans ces caractéristiques a une influence importante sur la qualité du joint, car il peut être cause de brûlures de l'acier ou de collages. Les barres fixées dans les mâchoires doivent être exactement dans le prolongement l'une de l'autre, tandis que les faces à souder doivent être parfaitement normales à l'axe des barres. Dans le cas contraire, on assiste à la venue d'un bourrelet excentrique pour les deux barres et incliné d'un angle important sur l'axe longitudinal.

On peut déduire des observations qui viennent d'être présentées, quelques règles de bonne pratique qui sont d'ailleurs à la base du contrôle permanent exercé au pont de Wandre sur l'exécution des soudures. Indépendamment de l'examen de la perpendicularité sur l'axe de la section et de l'état de préparation des sections à souder, du contrôle de la durée de réalisation des joints, il s'impose de prélever des joints et de les soumettre à des essais mécaniques. Ce prélèvement a été fait à Wandre, en observant certains critères; les joints destinés aux essais étaient choisis pour la forme défectueuse du bourrelet ou en raison de la présence de zones brûlées ou d'amorces de décollage. Il a cependant été décidé de contrôler les caractéristiques d'au moins 3 % de l'ensemble des soudures. Chaque essai impose le découpage d'un tronçon de 600 millimètres, ce qui a pour effet d'augmenter d'une unité le nombre total des joints d'une barre d'armature pour chaque prélèvement dont elle est l'objet. Les essais effectués sont en principe les mêmes que ceux en vigueur à propos de l'agréation des soudeurs pour la soudure manuelle à l'arc : essai de traction statique, essai de pliage, essai de fatigue par traction. Ce dernier essai a cependant été rarement prévu lors du contrôle au chantier, il a surtout été exécuté lors de la mise au point du procédé. La radiographie des soudures en bout par résistance ne paraît guère possible, en raison de la présence du bourrelet localisé qui rend difficile, sinon illusoire, un diagnostic sérieux. Un contrôle radiographique efficace nécessiterait l'enlèvement par usinage de tous les bourrelets, ce cas ne peut évidemment être envisagé; 99 joints furent prélevés à Wandre, dont 91 ont été soumis à l'essai de traction statique; 5 à l'essai de fatigue par traction, les limites de tension étant respectivement 10,5 et 18 kg/mm²; 3 à l'essai de pliage, après enlèvement du bourrelet par usinage.

Parmi les 91 joints soumis à l'essai de traction, 6 se sont rompus dans le joint, soit que celui-ci était très oblique par rapport à l'axe des barres, celles-ci ayant été mal centrées, soit qu'une importante brûlure superficielle du bourrelet ait été constatée; dans un cas, un grossissement anormal du grain a été observé.

La rupture des autres assemblages s'est produite en pleine barre à une distance du joint variant entre 125 à 200 millimètres, la valeur moyenne de cette distance étant égale à 160 millimètres. Les caractéristiques de la barre non soudée étaient E : 24,4 kg/mm², R : 35,13 kg/mm², A : 36 % sur 7,25 *d*.

Les caractéristiques moyennes des essais de traction avec rupture en



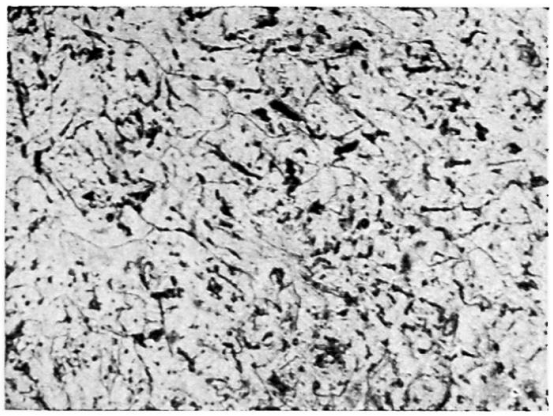


Fig. 7 et **8.** Zone non surchauffée (structure perlite-ferrite normale) et zone surchauffée (structure perlite-ferrite à grains fortement grossis) d'un joint soudé par résistance.

dehors du joint étaient E : 24,8 kg/mm², R : 36,5 kg/mm², A : 20 % sur 7,25 *d*. La chute d'allongement s'explique évidemment par la présence du bourrelet à mi-longueur de l'éprouvette.

Lors des cinq essais de fatigue, deux joints se sont rompus après 471 000 et 1 600 000 pulsations, l'un présentant une importante excentricité et l'autre une amorce de décollage superficielle; trois autres joints n'étaient pas rompus après deux millions de mises en charge.

Le résultat des essais de pliage s'avère moins favorable que pour les soudures réalisées manuellement à l'arc. Aucun des trois essais n'a pu être conduit jusqu'à obtention d'un rayon de courbure égal à deux fois le diamètre des barres; ce rayon atteignait 3 à 4 diamètres lors de l'apparition des premières déchirures dans le joint. Ce manque de ductilité du joint constitue, à notre sens, un facteur défavorable par rapport à la soudure à l'arc; il est nécessaire de poursuivre les essais à ce sujet. Les figures 7 et 8 donnent une image moyenne de l'aspect métallographique de l'acier dans la zone surchauffée et en dehors de cette zone.

Le procédé de soudure bout à bout par étincelage a été appliqué au pont des Arches sur la Meuse à Liège [1] : ouvrage en trois travées inégales de 33,64 et 33 mètres d'ouverture, comportant huit poutres continues de hauteur variable (fig. 9). Tandis que le soudage par résistance implique l'application de l'effort de refoulement après chauffage des barres et dès qu'une température suffisante est atteinte, le soudage bout à bout par étincelage se caractérise par une suite ininterrompue d'étincelages, immédiatement suivie du refoulement.

Le soudage par étincelage n'avait pu être pratiqué au pont de Wandre, en raison de la puissance insuffisante de la machine à souder; dans ce procédé, en effet, la puissance instantanée absorbée est très grande, surtout si les pièces à relier sont massives.

La préparation des extrémités ne requiert pas un soin aussi minutieux que pour le soudage par résistance. Un contact imparfait des extrémités est même souhaitable, car les irrégularités des faces facilitent la naissance des arcs électriques. Les barres sont également pincées dans les mâchoires

---

[1] A. Hormidas, *Le pont des Arches sur la Meuse et le pont de Herstal sur le canal Albert*, Thème IId. *Publication préliminaire.*

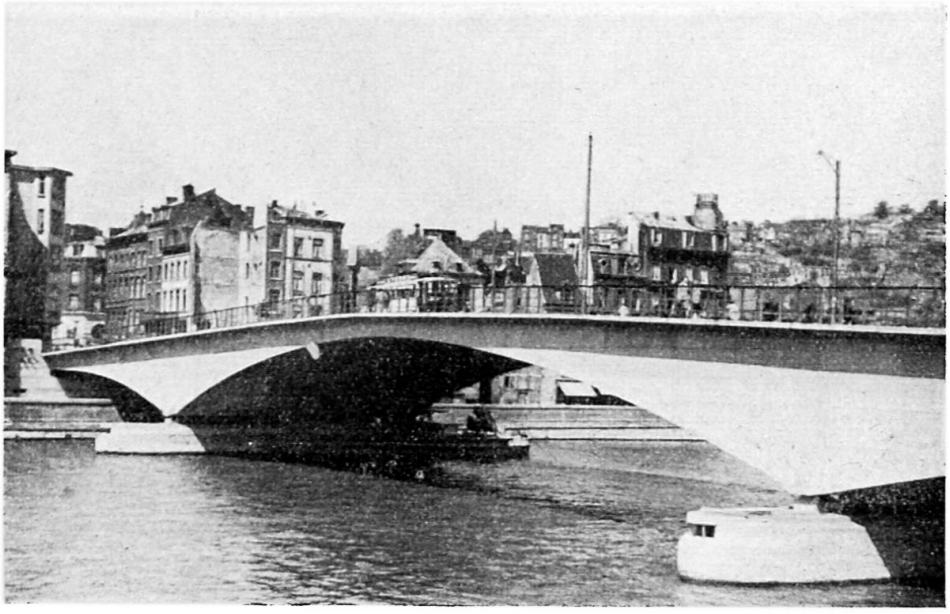


Fig. 9. Pont des Arches sur la Meuse.

de la machine; le contact des abouts des barres étant seulement assuré par quelques aspérités, celles-ci sont le siège d'une densité de courant considérable. Des arcs jaillissent et chassent violemment vers l'extérieur le métal fondu; les arcs se multiplient et gagnent, finalement toute la surface à souder qui se couvre d'une mince pellicule de métal fondu.

L'étincelage est poursuivi sans interruption, jusqu'à la période finale de refoulement qui assure la soudure des barres. La multiplication du nombre d'étincelages a pour effet :

1. D'éviter une surchauffe importante du joint;
2. De corriger les défauts éventuels de préparation des surfaces en contact;
3. D'expulser en dehors du joint des oxydes qui pourraient s'y être formés.

Après refoulement, la soudure est caractérisée par la présence au droit du joint d'une collerette assez mince de métal à l'aspect vitrifié (fig. 10). Le chauffage étant moins important que dans le cas de la soudure par résistance, le risque du grossissement anormal du grain n'est plus aussi grand, à moins de prolonger exagérément la durée d'exécution, et il ne semble pas nécessaire d'assurer un refroidissement rapide du joint. La durée constitue donc encore un facteur important de la qualité de la liaison et il importe de la contrôler soigneusement, en tenant compte de la variation éventuelle des caractéristiques du courant fourni au chantier. Pour les barres de 35 millimètres soudées au pont des Arches, la durée optimum de réalisation d'un joint fut de 60 secondes et les soudures ne furent pas soumises à un refroidissement spécial. Un contrôle des caractéristiques mécaniques a été établi d'une manière comparable à celle pratiquée au pont de Wandre; il s'est étendu à 3 % des joints. Le prélèvement portait sur des assemblages dont l'aspect faisait présumer de l'existence d'un défaut. Au cours du contrôle, il est apparu, en effet, qu'une relation, toutefois encore incertaine, paraissait s'établir entre l'aspect extérieur du joint et

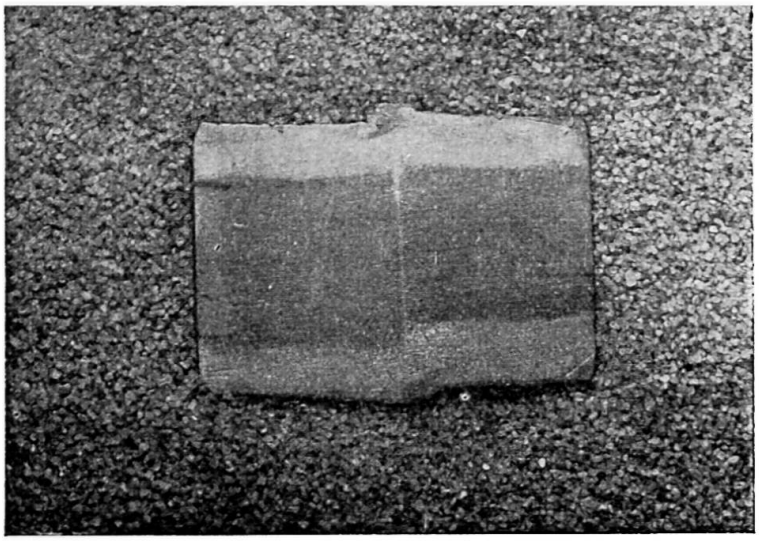


Fig. 10. Coupe longitudinale et macrographie d'un joint soudé par étincelage.

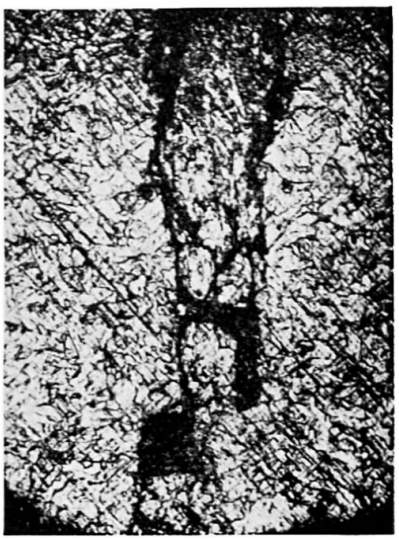
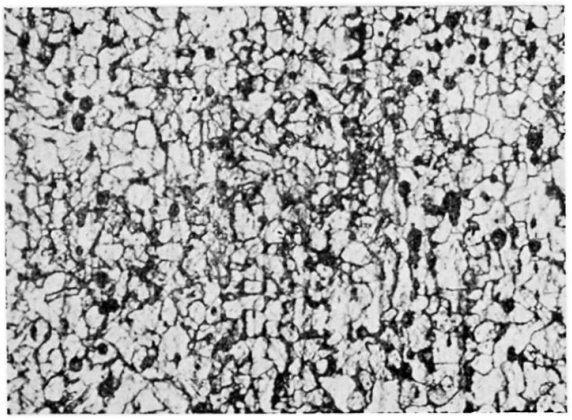


Fig. 11. Collage dans la zone de jonction d'un joint soudé par étincelage.

sa résistance. Une soudure dont la collerette mince, régulière, présente un aspect de métal vitrifié, satisfait en général aux essais. Une collerette épaisse, irrégulière et partiellement constituée de gouttes de métal fondu est l'indice d'un joint défectueux dont la soudure a été mal conduite et dont le métal a subi une surchauffe importante. On trouve, à l'origine, un nombre insuffisant d'étincelages, d'où résulte un chauffage trop important ou une durée d'exécution dépassant la valeur optimum. Le contrôle radiographique des soudures au chantier ne peut donner aucun résultat, la présence de la collerette ne permettant en aucun cas de donner une interprétation correcte du film.

Cinquante-huit joints choisis parmi ceux dont l'aspect était le plus défavorable d'après les critères décrits ci-dessus ont été soumis à l'essai de traction statique; 16 ruptures se sont produites dans le joint, accusant



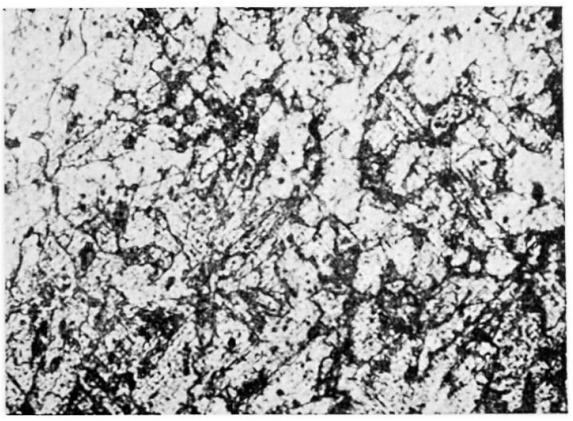


Fig. 12 et **13.** Zones non surchauffée à proximité immédiate du joint (structure ferrite-perlite normale avec nombreuses impuretés) et surchauffée (structure ferrite-perlite à grains assez gros avec quelques impuretés) d'un joint soudé par étincelage.

ainsi la présence de collages (fig. 11), de zones brûlées ou d'une structure à très gros grains. Lors des ruptures en dehors du joint, les caractéristiques mécaniques étaient pratiquement identiques à celles mentionnées à propos des assemblages soudés bout à bout par résistance. Un seul essai de fatigue a été fait entre deux tensions, respectivement égales à 13 et 19 kg/mm². L'aspect micrographique des joints est satisfaisant; les figures 12 et 13 donnent deux des aspects rencontrés dans la zone de surchauffe.

Les conclusions de l'expérience faite par l'Administration des Ponts et Chaussées, de la soudure des barres réalisées suivant les procédés par résistance et par étincelage, à propos de l'exécution de deux ouvrages importants, s'avèrent réconfortantes.

Il importe cependant d'attirer l'attention sur la nécessité absolue d'exercer au chantier un contrôle permanent de tous les stades d'exécution de chaque joint et de faire consacrer ce contrôle par des essais mécaniques (statiques et dynamiques) et micrographiques. Signalons cependant que ces deux procédés, tout en étant au point technologiquement, demandent encore à être étudiés au point de vue de la qualité des assemblages qu'ils permettent de réaliser; il y aurait lieu d'envisager notamment l'augmentation de la ductilité dans la zone du joint, ductilité à mettre en évidence par la réussite d'essais de pliage sur éprouvettes dont le bourrelet et la collerette sont enlevés par usinage.

L'Administration des Ponts et Chaussées s'intéresse aussi au soudage au chalumeau, par pression, des barres à béton; elle n'a encore aucune expérience de ce procédé, mais il résulte de certaines études qu'il conduit à d'excellents résultats, toutefois conditionnés, semble-t-il, par la qualité de la préparation des bords à assembler et le parallélisme absolu des deux faces en présence.

Résumé

Des barres à béton de 35 à 50 millimètres de diamètre soudées en bout à l'arc électrique et par résistance ont été mises en œuvre en Belgique dans la construction d'ouvrages en béton armé.

Des prescriptions provisoires ont été élaborées relativement aux barres soudées à l'arc électrique.

Les auteurs signalent les précautions prises dans la préparation des extrémités des barres, dans l'exécution et dans le contrôle des joints soudés.

Ils rendent compte des résultats d'essais mécaniques et micrographiques exécutés sur les joints.

Ils montrent qu'une relation existe probablement entre, d'une part, la résistance mécanique du joint et, d'autre part, l'aspect extérieur du joint soudé par résistance ou l'image radiographique du joint soudé à l'arc.

Zusammenfassung

Betoneisen von 35-50 mm Durchmesser mittels Lichtbogen- und Widerstandsschweissung stumpf geschweisst, wurden in Belgien für Eisenbetonkonstruktionen vielfach angewendet.

Für die elektrisch geschweissten Stähle wurden provisorische Vorschriften ausgearbeitet.

Die Verfasser beschreiben die Massnahmen, die bei der Vorbereitung

der Endquerschnitte der Stähle, bei der Ausführung und bei der Kontrolle der geschweissten Verbindungen getroffen wurden.

Sie berichten über die Resultate der mechanischen und mikrographischen Untersuchungen an den Stössen.

Sie zeigen ferner, dass möglicherweise eine Beziehung existiert zwischen der mechanischen Festigkeit der Verbindung und dem äusseren Aussehen der Schweissstelle bei der Widerstandsschweissung oder dem Röntgenbild bei der Lichtbogenschweissung.

Summary

Reinforcement rods of 35 to 50 millimetres diameter butt-welded by electric arc and by resistance have been used in Belgium in the construction of reinforced concrete structures.

Provisional prescriptions have been worked out concerning rods welded by electric arc.

The authors point to the precautions taken in preparing the ends of the rods, in laying them down and in controlling the welded joints.

They give an account of the results of mechanical and micrographical tests made on the joints.

They show that a relation probably exists, on the one hand, between the mechanical resistance of the joint and the outer aspect of the joint welded by resistance or the radiographical picture of the arc-welded joint.

IId1

Ponts en béton précontraint

Brücken aus vorgespanntem Beton

Prestressed concrete bridges

E. FREYSSINET
Paris

Le sujet est si vaste que je ne pourrai évidemment que l'effleurer.

Les supériorités du béton précontraint sur le béton armé, en matière de ponts, résultent de multiples facteurs, qui, eux-mêmes, dépendent du mode d'exécution envisagé.

1° Les ponts en béton précontraint peuvent être coulés en place sur des charpentes provisoires, dans des coffrages, comme des ponts en béton armé ordinaire;

2° Ils peuvent être constitués par des poutres ou fermes associées après coup, grâce à des précontraintes transversales aux ouvrages, ces poutres pouvant elles-mêmes être précontraintes par des armatures tendues sur moule avant coulage, ou tendues sur le béton après son durcissement;

3° Les poutres elles-mêmes peuvent être constituées par des éléments préfabriqués assemblés par précontrainte.

Ces divers systèmes sont tous employés; chacun comportant des avantages particuliers. Tous sans exception bénéficient de ces deux faits :

1° La limite de résistance d'une dalle précontrainte est théoriquement égale au produit de la section de la dalle par la résistance de son béton, et par la distance de l'armature de précontrainte à son centre de gravité, soit $\frac{R\,b\,a^2}{2}$. La résistance théorique d'une dalle en matière homogène $\frac{R\,b\,a^2}{6}$ est trois fois plus faible, quoique déjà bien supérieure à celle d'une dalle armée. Si, au lieu de dalles pleines, il s'agit de sections évidées, ces avantages diminuent mais demeurent importants.

2° Le second avantage théorique du béton précontraint est que vis-à-vis des poids propres permanents, les sections tendues des poutres peuvent être limitées à leurs armatures, dont le poids est très faible. D'où des possibilités d'allégement considérables par rapport à tous les autres systèmes de construction, métal ou béton, notamment pour les poutres de grande portée.

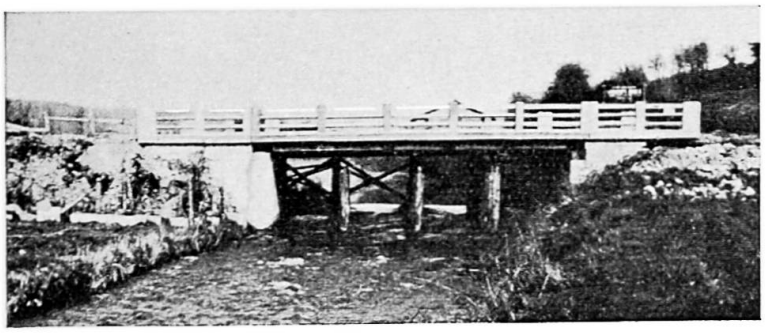


Fig. 1. Pont d'Elbeuf-sur-Andelle.

Ces avantages, dont l'origine est purement théorique, peuvent être augmentés par d'autres avantages résultant des conditions pratiques d'exécution du béton.

Le fait que les résistances d'un ouvrage précontraint sont exactement proportionnelles aux résistances unitaires du béton qui le constitue (ce qui n'est pas vrai pour le béton armé, dans lequel l'augmentation de module élastique du béton détermine une aggravation des contraintes) incite les techniciens à faire appel à des bétons de haute qualité, et la simplicité de formes et d'armatures des ouvrages en béton précontraint en facilite l'obtention.

En fait, des résistances de 500-550 kg à moins de 90 jours sont couramment obtenues sur les chantiers de ponts en précontraint coulés en place, ce qui autorise l'utilisation de contraintes de l'ordre de 140-160 kg/cm².

Mais dans le cas où l'on emploie des éléments préfabriqués en usine, en béton soumis dans l'ensemble de sa masse à des vibrations et compressions intenses, ces avantages deviennent beaucoup plus nets : la résistance du béton pouvant être relevée considérablement, jusqu'au voisinage de celle des bons agrégats.

En sorte que le moment maximum que puisse supporter une dalle précontrainte peut théoriquement atteindre quelque 20 fois le maximum de celui qui peut être supporté par une dalle armée de *même poids*.

Ceci ne veut pas dire qu'on a intérêt à utiliser ces possibilités extrêmes, ce qui impliquerait une exagération de la dépense de métal, pas toujours justifiée. Mais ces indications suffisent à faire pressentir les caractères spéciaux des ponts précontraints; les épaisseurs y sont moindres, les silhouettes plus plates, les formes plus simples que dans les ouvrages établis selon d'autres techniques.

Un exposé quelque peu détaillé des techniques actuelles et des possibilités envisagées pour les ponts en béton précontraint exigerait un gros volume et sortirait complètement des limites de la présente note; je me bornerai donc à des indications sommaires dont le but essentiel est de faire connaître l'existence et les possibilités principales des techniques qui se développent sur la base de l'idée de précontrainte.

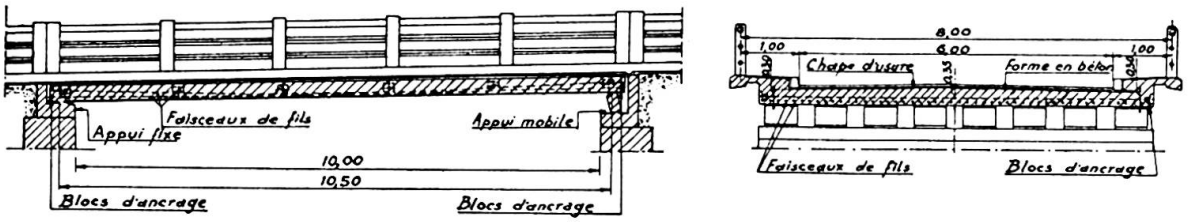


Fig. 2. Plan et coupe du pont d'Elbeuf-sur-Andelle.

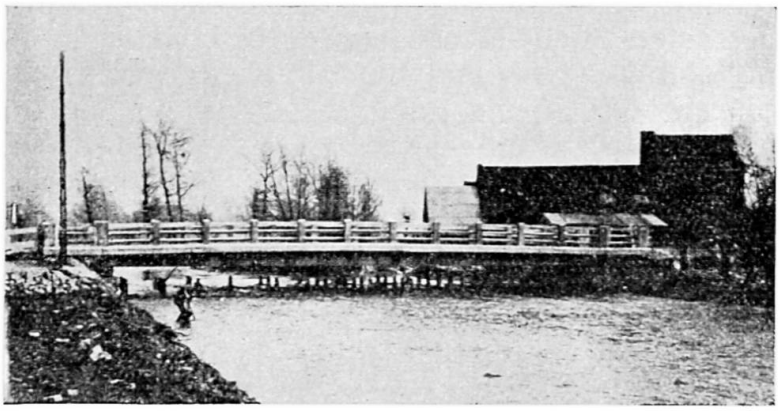


Fig. 3. Pont de Longroy.

Ponts coulés sur place

A. Ponts - Dalles

L'exécution de ces ouvrages est d'une très grande simplicité. Plusieurs sont déjà en service; d'autres sont en cours d'exécution; beaucoup sont en étude et près d'être réalisés.

Les deux premiers ponts-dalles ont été exécutés, l'un sur l'Andelle à Elbeuf-sur-Andelle, l'autre sur la Bresle à Longroy en 1942-1943.

Le pont d'Elbeuf-sur-Andelle, d'une portée de $10^{m}50$ entre appuis, donne passage à une chaussée de 6 mètres de largeur et deux trottoirs de 1 mètre; celui de Longroy, d'une portée de 20 mètres entre appuis, donne passage à une chaussée de 3 mètres et à deux trottoirs de $1^{m}25$ de largeur (photos 1 à 4).

La dalle de Longroy soulevée par l'explosion d'une culée minée est retombée sur ses appuis sans dommage et a aussitôt livré passage à des tanks du modèle le plus lourd, pour lesquels elle n'avait certainement pas été prévue.

Quand il n'existe pas de difficultés d'établissement des coffrages, ce type d'ouvrages permet de réaliser facilement avec des épaisseurs de l'ordre du 1/30e des portées (en dalle sur appuis simples), des travées de l'ordre de 20 à 25 mètres, et même 30 mètres en travées encastrées.

L'exécution en est très facile. Sur le coffrage, on dispose les armatures qui reçoivent la forme de câbles à profil droit ou parabolique, formés de fils d'acier dur, parallèles.

Dans une des techniques que nous avons développées, ces câbles sont isolés du béton, pour éviter l'adhérence, soit par des tubes en acier mince, soit par un simple bitumage complété par un guipage en papier lui-même enduit de bitume.

Les fils de chaque câble sont groupés autour d'un ressort hélicoïdal à grand pas en fil d'acier dur, qui réserve un vide central destiné à être

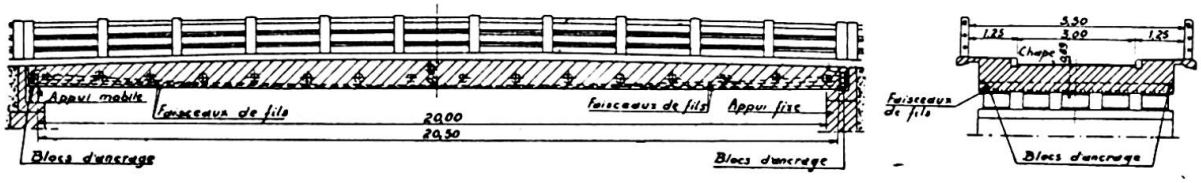


Fig. 4. Plan et coupe du pont de Longroy.

rempli par une injection de ciment sous pression, après la mise en tension des aciers. Celle-ci est faite après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur le béton à l'aide de vérins spéciaux et d'ancrages à cône maintes fois décrits.

Ces dispositions des câbles et ancrages simples et économiques assurent une excellente protection des aciers. On peut naturellement en employer d'autres. Dans certains cas, les fils ont été disposés dans des alvéoles rectangulaires par nappes parallèles dans lesquels les fils sont séparés les uns des autres par des intervalles ultérieurement remplis de mortier.

Le mode de mise en tension est également susceptible de variantes. En général, en plus des câbles longitudinaux pour assurer la répartition transversale des efforts, on doit prévoir dans les dalles quelques câbles de précontrainte transversaux.

Ce type de pont, extrêmement robuste, convient particulièrement bien pour des ouvrages sous voie ferrée; il demeure en ce cas économique pour des portées qui peuvent dépasser 30 mètres; en raison des épaisseurs plus grandes qui sont alors justifiées.

En Belgique, M. le Professeur Magnel a exécuté, sous licence de mes brevets, deux tabliers sous voie normale de portée 20 mètres qu'il a décrits dans diverses publications.

B. Ponts à poutres coulées en place

Il est évident qu'un système analogue à celui qui vient d'être décrit peut être appliqué pour l'exécution d'ensembles de poutres de formes diverses. La seule différence est que les câbles plus nombreux devront en général être groupés dans la partie centrale des semelles basses. D'autre part, au lieu de les conduire tous de bout en bout de l'ouvrage, on peut les relever comme des armatures de béton armé et les ancrer en divers points de la semelle supérieure. Du même coup, on réalise des armatures de poids minima, et on crée des compressions à composantes verticales antagonistes des efforts tranchants. Il faut seulement prendre garde de ne pas plier les câbles selon des angles trop petits et des courbes de trop faible rayon. On ne peut donner à ce sujet de règles absolues; rayons et angles dépendent des précautions prises pour assurer le glissement facile des câbles dans les courbes.

Ponts à poutres préfabriquées assemblées après coup

A. Poutres dont les armatures ont été tendues sur un moule résistant avant coulage du béton

La première poutre ainsi exécutée a été décrite bien des fois et notamment dans mon ouvrage *Une Révolution dans les Techniques du Béton.*

C'était une maquette au 1/3 d'une poutre de 60 mètres, destinée à l'exécution d'une grande halle à Francfort. Elle a été réalisée une première fois à Francfort, une seconde fois à Stuttgart, d'après des dessins établis par moi-même, par l'entreprise Wayss & Freitag, et ces deux réalisations ont été soumises par les ingénieurs allemands à une foule d'essais et de contrôles expérimentaux qui ont donné lieu à plusieurs publications en langue allemande.

Le premier moule réel a été construit en France; il a servi à exécuter les éléments des vannes de 19 mètres de portée du barrage de prise d'eau

des conduites forcées de l'Oued Fodda, et un tablier de pont appuyé sur les piles de ce même ouvrage. Après tension des aciers sur sa base, ce moule permettait de réaliser la vibration et la compression du béton de la semelle inférieure dans laquelle on scellait des armatures secondaires verticales; on tendait celles-ci avant le coulage du reste du béton; lui-même était vibré, comprimé et chauffé pour hâter son durcissement.

Ces moules reproduits en Allemagne avant 1939 y ont reçu de nombreuses applications, jusqu'à des portées de l'ordre de 50 mètres.

Ce système a un défaut : l'importance des moules, qui devient prohibitive pour les grandes poutres très fortement chargées. Il a perdu beaucoup de son intérêt du fait de la mise au point des ancrages par cône survenue en 1939.

Mes concessionnaires, auxquels sont venus s'ajouter pendant la guerre des contrefacteurs aux ordres de la Wehrmacht, ont exécuté de divers côtés des poutres à armatures parallèles tendues avant coulage sur toute leur longueur, souvent même sur la longueur de plusieurs poutres bout à bout, sans armatures secondaires ou avec armatures secondaires non tendues. Ce système, qui serait peu économique pour de grandes poutres, a été largement utilisé pour de petits ouvrages et des ponts provisoires.

L'utilité théorique de la tension des armatures secondaires est plus grande encore que celle des armatures principales; mais dans les petites poutres, elle est fort difficile à réaliser. On obtient des constructions donnant une sécurité suffisante en utilisant pour armatures transversales des aciers doux travaillant avec de faibles taux de contraintes; mais cela conduit à des poids d'acier importants. La suppression des armatures secondaires est évidemment peu recommandable dès que les portées et les efforts sont assez grands pour que le béton travaille notablement en traction; il est à remarquer toutefois que la compression longitudinale réduit beaucoup les composantes de traction.

Les poutres précontraintes préfabriquées peuvent être associées de beaucoup de manières :

1° En les accolant avec interposition de béton ou mortier entre leurs parties saillantes, leur réunion étant assurée par une précontrainte transversale à l'aide de câbles traversant ou les membrures ou des organes spéciaux. C'est la solution la plus rationnelle que je conseille toujours;

2° En les surmontant d'un tablier qui doit être bien relié aux semelles supérieures. C'est une solution médiocre; et je n'en parle que parce que mes concessionnaires allemands en ont fait un grand emploi;

3° En les enrobant dans des masses de béton, dont elles constituent pour ainsi dire l'armature. Cette solution peut être satisfaisante, si on prend les précautions nécessaires pour assurer une bonne liaison des éléments ainsi associés.

Ces divers principes d'exécution peuvent donner lieu à des modalités en nombre infini; et telle, qui ne vaut rien dans beaucoup de cas, peut se trouver parfaitement adaptée à certains problèmes particuliers. Il ne faut jamais perdre de vue qu'en construction, les principes ne valent qu'en fonction du soin apporté aux réalisations.

B. Ponts à poutres coulées sur berge ou sur passerelle de service avant tension des armatures et mises en place par un transporteur

Les conditions d'exécution des poutres de ces ponts ne diffèrent pratiquement pas de celles des ouvrages coulés sur place. Ce procédé n'a d'autre

intérêt que de faire réaliser des économies de cintre, de sujétions et de risques.

Pratiquement, on a atteint par ce procédé des portées assez importantes (54 mètres) et qui sont loin de constituer un maximum. Des circonstances favorables se présentant, des portées de 80 mètres et même plus pourraient être réalisées. Ce procédé permet naturellement les mêmes modalités d'association des poutres entre elles, que les précédents.

Ponts formés de poutres constituées par des éléments préfabriqués

Dans la plupart des ouvrages dont j'ai parlé jusqu'ici, les conditions d'exécution du béton rappellent d'assez près celles du ciment armé. Sans doute on y utilise des qualités de béton nettement supérieures aux bétons moyens du béton armé, mais l'amélioration obtenue à cet égard est limitée.

La division des poutres en éléments préfabriqués relève beaucoup cette limite : pour du béton fabriqué en usine les moyens modernes de serrage permettent d'obtenir des résistances que le perfectionnement des techniques rapproche de plus en plus de la résistance propre des agrégats en masse. En outre, le contrôle de la qualité des pièces peut toujours précéder leur utilisation, comme pour le métal d'une charpente.

Au pont de Luzancy, nos résistances dépassaient déjà 600 kg/cm²; ce chiffre est bien loin d'être une limite. Nous avons, dans des fabrications de tuyaux, atteint régulièrement 1 200 kg/cm²; il n'y a pas de raison que ce chiffre ne puisse être atteint et même dépassé, pour des éléments de ponts.

Or un béton à 1 250 kg/cm² de densité 2 500 remplace à poids égal un acier de résistance $\frac{1\,250 \times 7\,800}{2\,500} = 3\,900$ kg/cm². Encore faudrait-il qu'il s'agisse d'un acier soudé et à formes particulièrement simples. La charpente ordinaire implique rivets, trous de rivets, couvre-joints et une masse de goussets et autres organes inutiles à la résistance; alourdissements que le béton précontraint ignore. En sorte que, le poids d'acier correspondant à un mètre cube de métal réellement utile dépasse souvent 11 000 kg. De plus, j'ai déjà indiqué que, dans les organes tendus des ponts précontraints, les sections relatives aux efforts permanents se réduisent à leurs armatures; enfin, dans la plupart des cas, il est possible de considérer les bétons des hourdis sous chaussées comme un élément essentiel des sections travaillantes.

On peut admettre le même coefficient de sécurité par rapport à la rupture, pour l'acier ou le béton exécuté en usine. Il en résulte que, si l'on compare les poids d'un ouvrage en acier à ceux d'un ouvrage en béton préfabriqué, celui-ci aura presque toujours l'avantage, dès que les résistances du béton sont de l'ordre de 800 kg/cm²; chiffre qui, dans l'avenir, sera très souvent et très largement dépassé.

On doit donc s'attendre à voir des ouvrages construits avec des éléments de béton préfabriqués et précontraints, se substituer de plus en plus aux ouvrages en charpente métallique, même pour des portées supérieures aux plus grandes que l'on ait atteintes jusqu'ici; les difficultés de montage paraissent devoir être plutôt moindres pour le béton précontraint que pour l'acier, elles se réduisent à l'exécution de joints en mortier et à la mise en tension de certains câbles.

L'outil essentiel des poutres par éléments préfabriqués c'est le câble

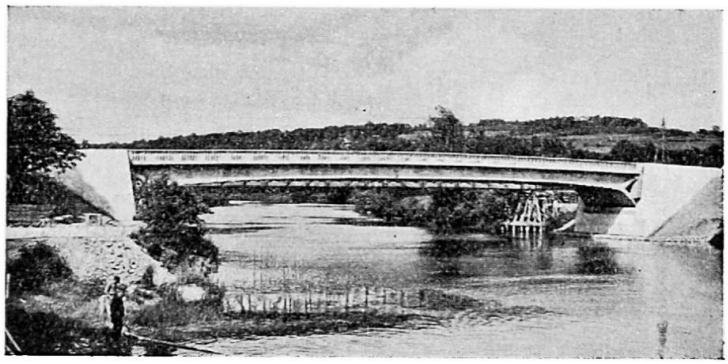


Fig. 5. Pont de Luzancy.

traversant les éléments successifs de béton moulé, en empruntant des évidements de formes et dispositions infiniment variables : câbles ancrés aux deux extrémités grâce à des ancrages à cônes ou équivalents noyés dans le béton dans la première et la dernière des pièces qu'ils relient. Ce type de poutres a donc pris naissance avec les ancrages à cônes eux-mêmes.

Le premier brevet relatif à ces ancrages date de 1939; leurs premières réalisations pratiques de 1940; mes premières propositions pour des ouvrages construits par blocs préfabriqués sont de la même année.

Les Services français des Ponts et Chaussées comprirent immédiatement l'intérêt de cette technique, et décidèrent l'exécution du pont de Luzancy qui, commencée sous l'occupation en 1941, gênée par des difficultés multiples dues aux circonstances, puis arrêtée par les autorités allemandes, ne fut reprise qu'après la libération; ce qui lui a permis de bénéficier d'importantes améliorations de technique surtout dans le domaine de la mise en place des poutres.

Il a fait l'objet d'un très bel article de M. Lalande, responsable de son exécution pour le compte des Entreprises Campenon Bernard; je ne saurais rien y ajouter d'utile.

Ce pont de 55 mètres de portée détient actuellement, mais vraisemblablement pour très peu de temps, le record de portée des ponts en béton précontraint (photo 5).

Il n'est pas le premier en date des ponts à éléments préfabriqués en usine. Les Entreprises Campenon Bernard possèdent en Afrique du Nord une puissante organisation dirigée avec beaucoup d'allant et d'intelligence par M. Safont, qui, à l'aide des renseignements que j'ai pu lui faire parvenir, a créé à l'usine de Oued Fodda une fabrication de cônes, vérins de tensions et blocs de très haute qualité.

Ces moyens ont permis à l'Administration des Ponts et Chaussées locale de projeter et de réaliser, dès la libération de l'Afrique du Nord, un grand pont par éléments préfabriqués (travée de 50 m, formée d'une poutre de 35 m sur consoles de $7^{m}50$ et travées d'équilibre de $16^{m}50$, à Djedeida, Tunisie) (photos 7 et 8)

Ce pont a été décrit dans *La Reconstruction des Ouvrages d'Art en Tunisie* par M. Mallet, Ingénieur en chef du Service des études et travaux en Tunisie, et dans le *Bulletin technique de la Suisse romande* du 15 mars 1947.

Un deuxième ouvrage à peu près identique, réalisé à Oued Saad, est cité dans le même ouvrage.

Ces ponts de l'Afrique du Nord ont été mis en place poutre par poutre, sans aucun échafaudage en rivière, à l'aide d'une passerelle de lancement supportant l'about des poutres.

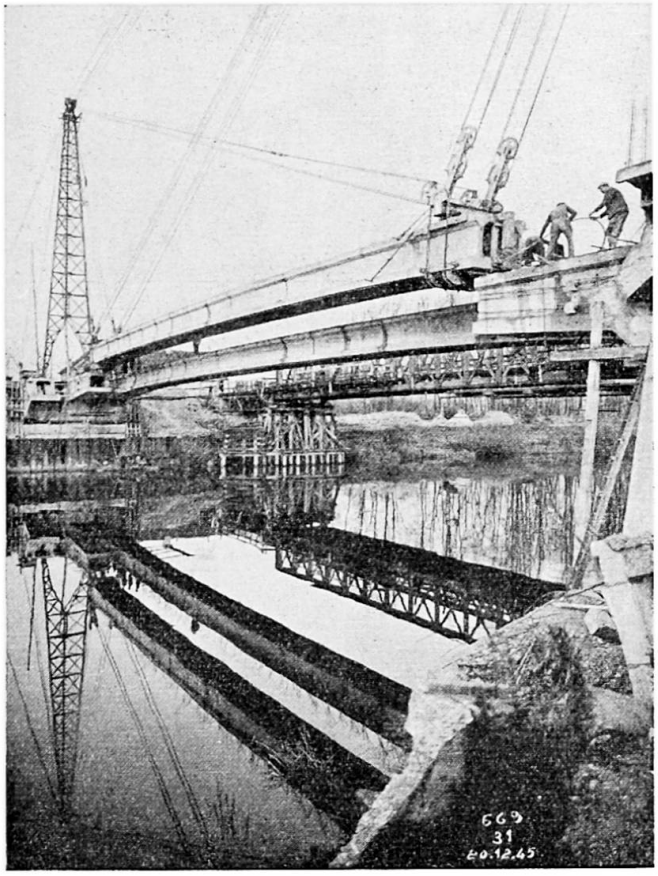


Fig. 6. Mise en place d'une poutre du pont de Luzancy.

Le pont de Luzancy est un pont à béquille qui a été mis en place poutre par poutre, à l'aide d'un transporteur à câbles que j'ai créé pour cet usage (photo 6). Ce même transporteur à peine modifié va être utilisé pour mettre en place sur la Marne cinq autres ponts de 75 à 78 mètres de portée entre nus des culées, dont les éléments seront fabriqués dans une usine créée à Esbly (Seine-et-Marne) sur le bord du canal, et, nous l'espérons, beaucoup d'autres ponts.

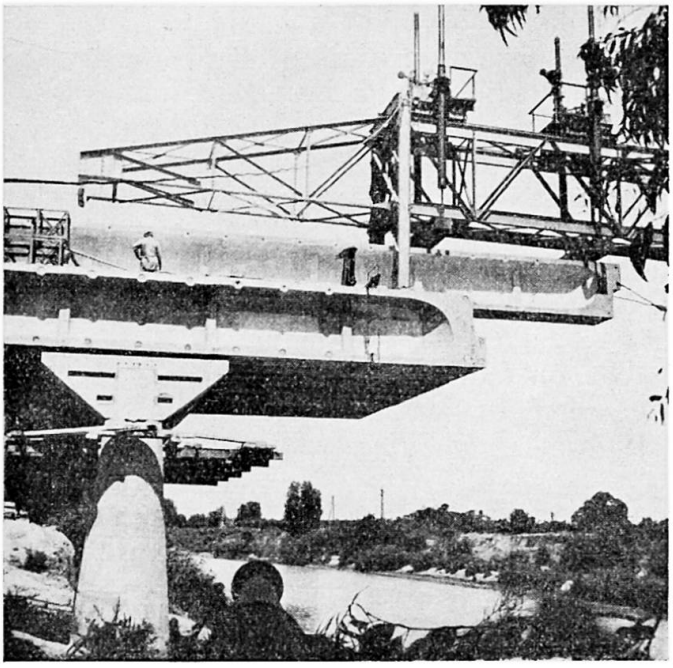


Fig. 7. Pont de Djedeida (Tunisie).

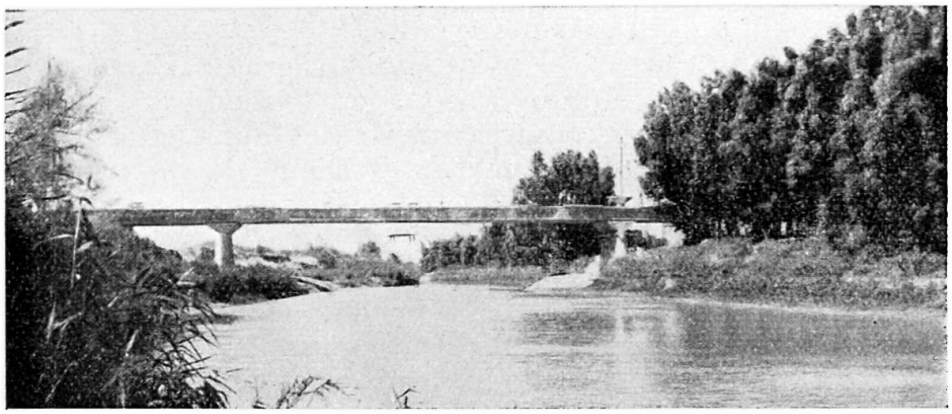


Fig. 8. Pont de Djedeida (Tunisie).

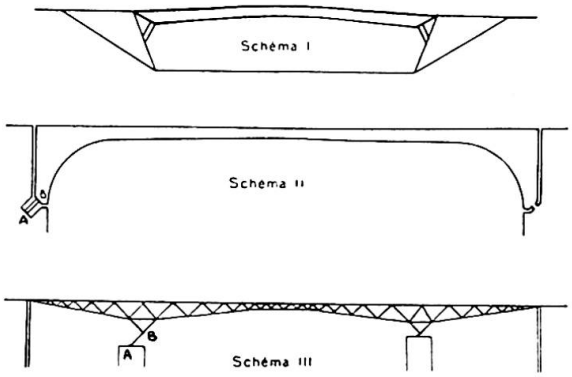
L'usine d'Esbly fabrique des éléments de 2 mètres de hauteur, de section variable, en béton soumis à une vibration qui réalise des accélérations de l'ordre de ± 5 à 6 g combinées avec des modes de pression faisant alterner celle-ci 3 000 fois par minute de 0 à 10 kg.

Ces éléments sont formés de deux tronçons de semelles, reliés par le tronçon d'âme correspondant. On coule d'abord les semelles munies de l'armature secondaire de l'âme; on les chauffe avec de la vapeur à 100°; environ une heure après le moulage leur durcissement est suffisant pour qu'on puisse, en augmentant leur distance par l'action de vérins, tendre ces armatures à 120 kg/mm². On coule alors le béton de l'âme, qui, après retrait et relaxation se trouve soumis à l'action d'armatures normales à la poutre tendues aux environs de 100 kg/mm² et peut ainsi être précontraint transversalement à 40 kg/cm², voire beaucoup plus si nécessaire. Un même moule peut faire plusieurs pièces dans une même journée. Il peut, grâce à des modifications instantanées, être utilisé pour des pièces de formes différentes.

Un type particulièrement satisfaisant est constitué par des arcs très fortement cambrés formés par l'association du hourdis supportant la chaussée avec un élément inférieur, grâce à des tympans pleins ou à des triangulations. Ce pont dans sa forme la plus simple est établi selon le schéma I qui est celui du pont de Luzancy et des cinq ponts en arc construits dans l'usine d'Esbly.

En munissant ce pont d'une bielle AB, on définit comme on le souhaite les rapports entre les moments positifs au milieu et négatifs aux appuis, non seulement pour les charges permanentes mais aussi pour les surcharges, et on le rend isostatique (schéma II).

Beaucoup d'autres combinaisons sont possibles; on peut notamment prévoir des travées d'équilibre dont l'importance peut être fixée à volonté (schéma III). Ces systèmes permettent d'insérer des poutres inférieures entre des gabarits de voie inférieurs et des profils de chaussée extraordinairement rapprochés



Cette usine vient seulement d'être mise en route; elle semble devoir fabriquer des produits de très haute qualité.

Les ponts précontraints en éléments préfabriqués peuvent recevoir les formes et les dimensions les plus variées, et toute forme d'ouvrage — ponts suspendus, cantilevers, poutres inférieures ou supérieures, arcs de toutes formes — peut être réalisée. Tout système de montage utilisable pour un pont en charpente peut être adapté au montage d'un pont en béton précontraint.

Au moment où j'écris, nous étudions un pont suspendu, de portée modeste à la vérité, mais qui peut être considéré, étant donné la nature des moyens employés, comme la maquette d'un pont de 1 000 mètres de portée. Dès 1940, j'avais étudié un pont à double cantilever de 700 mètres de portée.

Cependant, la très grande légèreté et la très grande rigidité spécifiques du béton précontraint en éléments préfabriqués, le prix relativement bas des résistances obtenues; la possibilité de noyer sans la moindre appréhension des articulations ou bielles articulées en béton fretté (photo 9) construites selon les moyens que j'ai décrits à propos du pont Candelier sur la Sambre (*Annales des Ponts et Chaussées*, mars-avril 1923) confèrent au béton précontraint une aptitude extraordinaire à la réalisation d'ouvrages à poutres inférieures, laissant les accès et les vues de tabliers complètement dégagés.

Nous avons établi plusieurs projets de ponts sur grands fleuves à navigation intense et très exigeante, comportant des travées qui peuvent atteindre plusieurs centaines de mètres, avec des hauteurs de chaussées, au-dessus du niveau moyen des eaux, souvent inférieures au dixième de la portée (au milieu de l'ouvrage, moins encore aux extrémités).

En général, ces tabliers peuvent être mis en place sans échafaudages, sans gêne pour la navigation et sans risques.

Commencé en

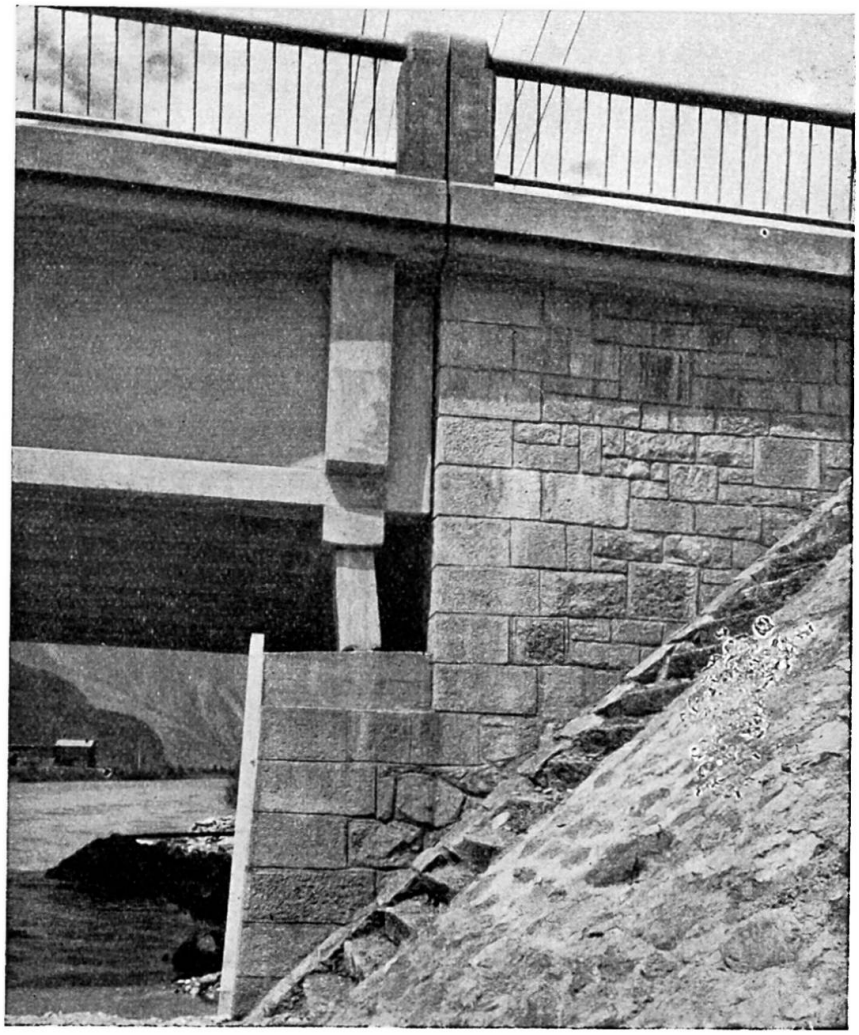


Fig. 9. Bielles d'articulation du pont de Bourg-d'Oisans sur la Romanche.

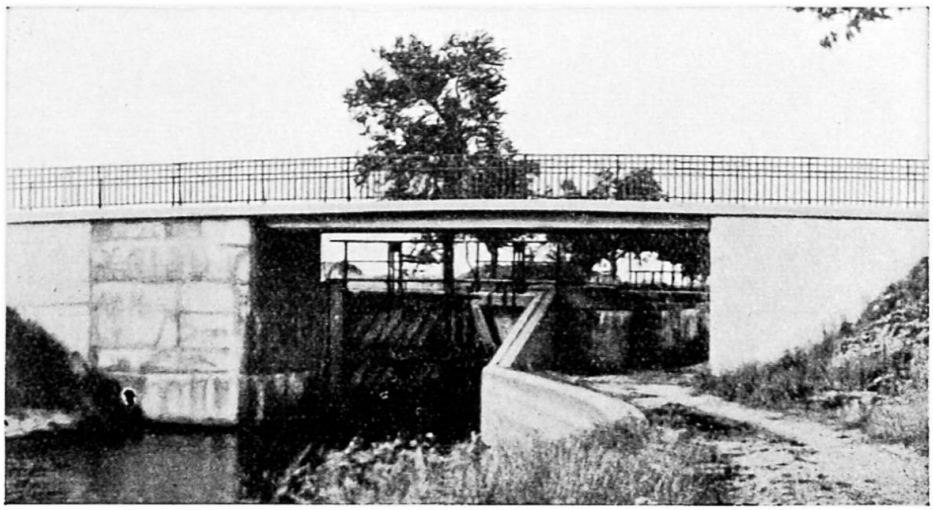


Fig. 10. Pont sur l'écluse n° 4 (Territoire de Belfort).

fait en 1945, à la Libération, le mouvement d'utilisation du béton précontraint pour les ponts s'étend très rapidement. Pour la France seule, dix-neuf ponts sont actuellement construits et en service :

Les ponts d'Elbeuf-sur-Andelle, de Longroy, de Luzancy, déjà mentionnés;

Cinq ponts-dalles dans le Territoire de Belfort, dont les portées s'échelonnent de $9^{m}20$ à $14^{m}75$ (photos 10 et 11);

Quatre ponts-dalles, portées $10^{m}60$, 11 m, 13 m et 20 m; pont de Flaugeac, portée 11 m (photo 12);

Cinq ponts à poutres droites de portées allant de 24 à 51 m; pont de La Vigne (Isère), portée $30^{m}60$ (photo 13); pont du Bourg-d'Oisans (Isère), portée 42 m (photos 14 et 15); pont de l'Hermillon (Savoie), portée $51^{m}40$ (photos 16 et 17).

D'autre part, quatorze ponts sont actuellement en cours d'exécution. Ce sont :

Quatre ponts-dalles dans le Territoire de Belfort, avec des portées de $7^{m}50$, 10 m, 11m;

Un pont-dalle de 9 m;

Trois ponts de 35 m, $46^{m}60$ et $51^{m}50$ à poutres droites;

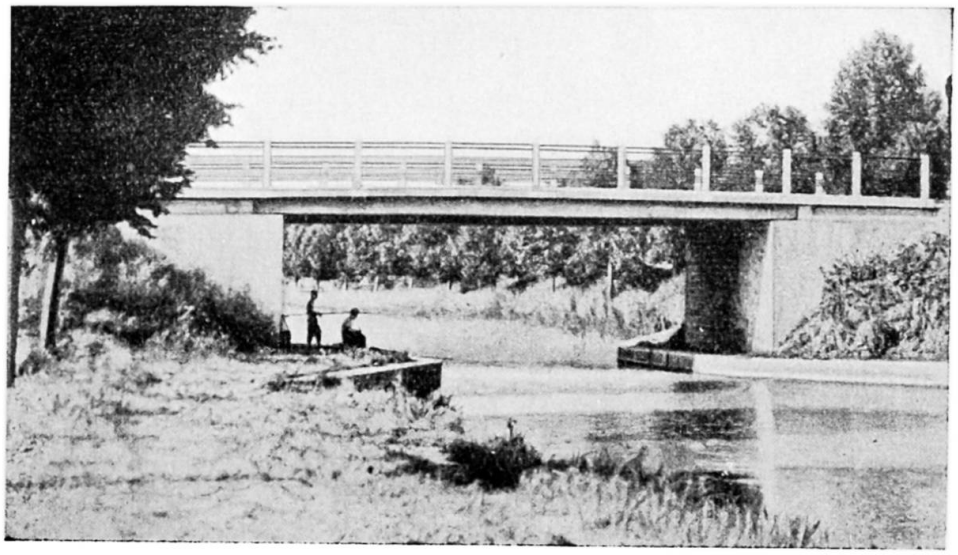


Fig. 11. Pont de Dorans (Territoire de Belfort).

Fig. 12. Pont de Flaugeac (Dordogne).

Un pont à poutres, avec neuf travées indépendantes de 20 m, 26 m, 29^{m}50, 30 m, 31 m de portée;

Enfin cinq ponts en arc sur la Marne de 75 à 78 mètres de portée.

Vingt-huit autres ouvrages dont les projets d'exécution sont établis doivent être entrepris cette année :

Quatorze ponts-dalles, sept dans le Territoire de Belfort, avec des portées comprises entre 6^{m}85 et 12 m, et 7 ayant des portées de 8^{m}66, 11^{m}60, 11^{m}23, 12^{m}60, 15 m, 18^{m}60 et 20 m;

Huit ponts à poutres droites de 24^{m}80, 25 m, 32^{m}40, 35^{m}05, 36^{m}20, 38 m, 38^{m}20, 61^{m}82;

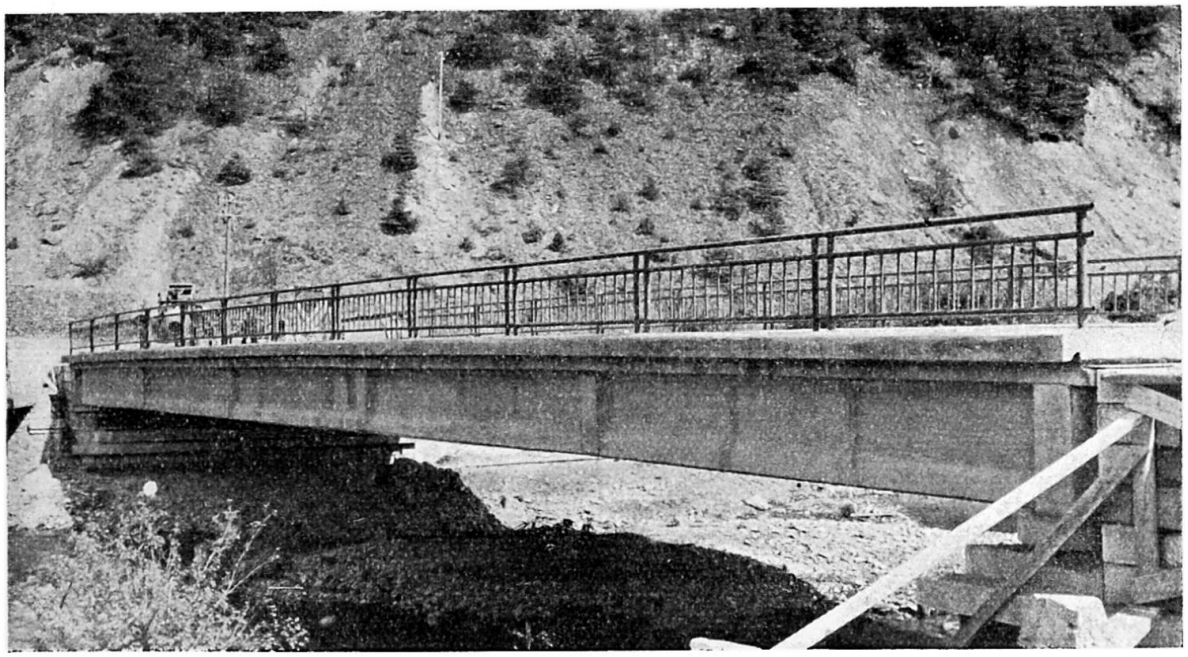


Fig. 13. Pont de La Vigne sur l'Eau d'Olle (Isère).

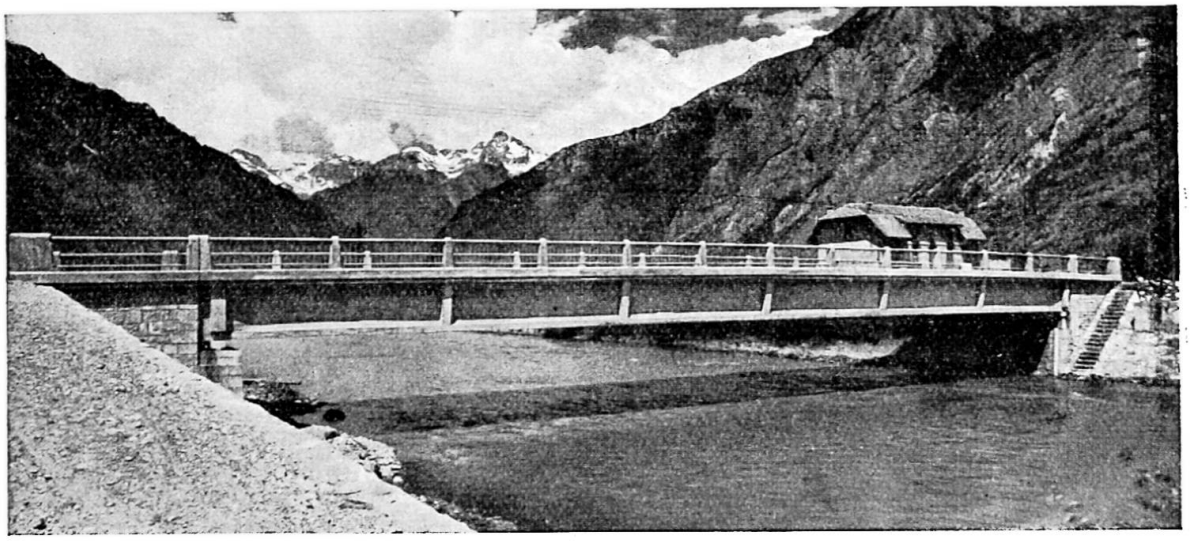


Fig. 14. Pont de Bourg-d'Oisans (Isère).

Sept ponts à trois travées indépendantes : une de $54^{m}60$ et deux de $45^{m}35$;

Un pont avec travée centrale de 52 m et deux travées cantilevers de $43^{m}50$;

Un pont en arc de 52 de portée;

Un pont-dalle à trois travées continues : deux travées latérales de 18 m et une travée centrale de 11 m;

Un pont-dalle à deux travées continues de $18^{m}40$ et $9^{m}40$;

Un pont-dalle à trois travées continues de $14^{m}85$, $16^{m}45$ et $21^{m}60$.

Nous faisons actuellement l'étude de très nombreux ponts. Plusieurs ponts ont été exécutés en Afrique du Nord. En outre, quatre ponts ayant des portée de 20 mètres, 13 mètres, $10^{m}80$ et 20 mètres et plusieurs passerelles ont été construits en Belgique.

En Allemagne, on peut citer deux ponts à poutres de 44 mètres et

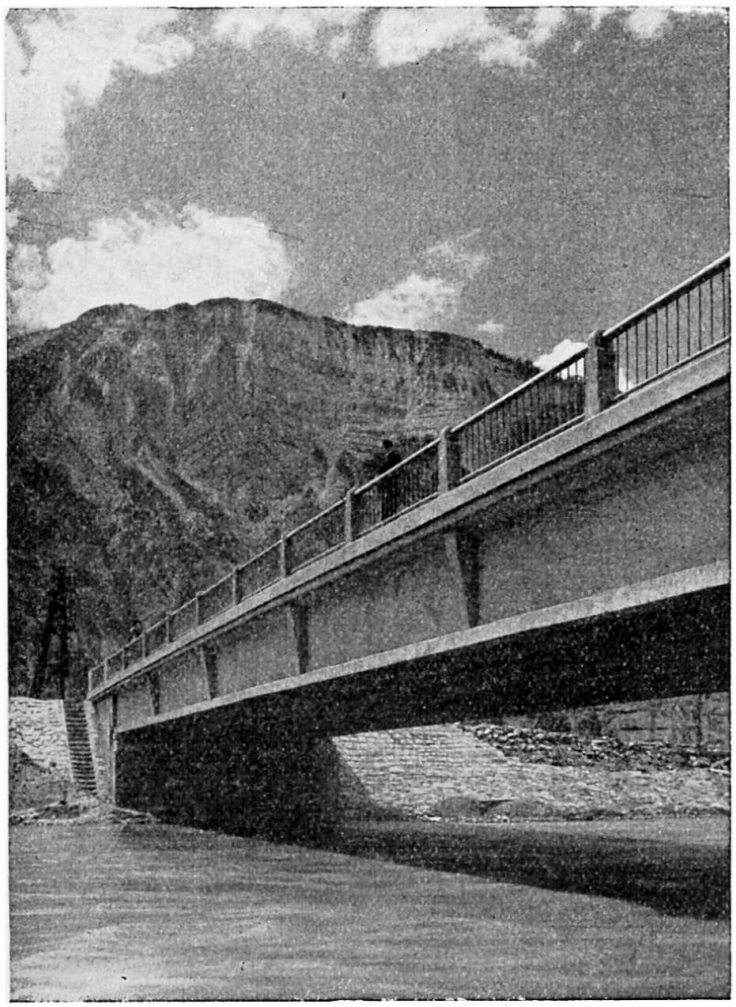


Fig. 15. Pont de Bourg-d'Oisans (Isère).

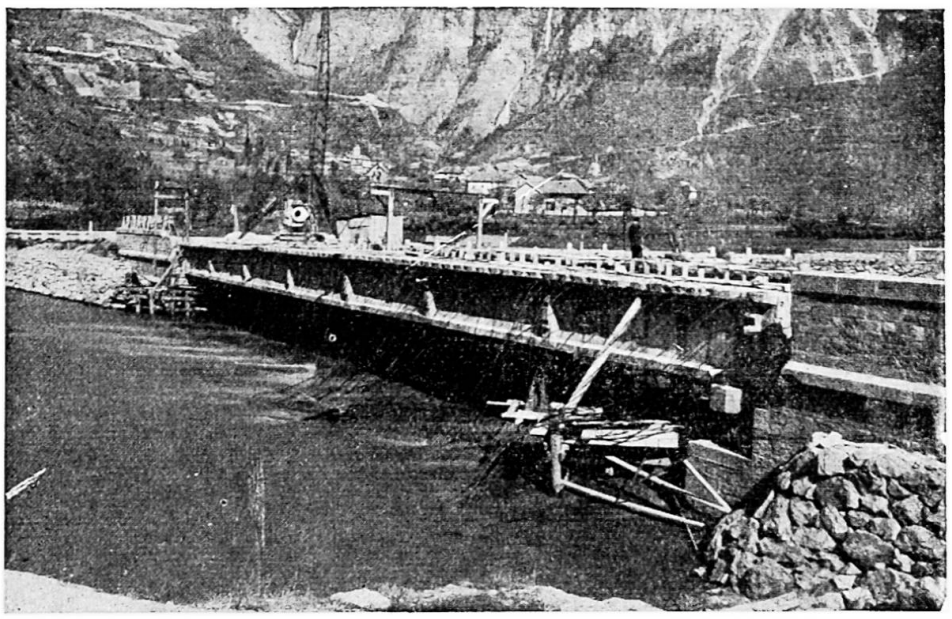


Fig. 16. Pont de l'Hermillon sur l'Arc (Savoie).

34 mètres de portée (photo 18); un pont à deux travées de 22^{m}80 et 28 mètres. Enfin, il faut mentionner un pont à poutres actuellement en construction au Brésil, de 329 mètres de longueur et 20 mètres de largeur, comportant treize travées indépendantes : deux de 28^{m}30, deux de 37^{m}20, huit de 19^{m}40 et une de 43^{m}40.

Enfin, on peut ajouter à ces ouvrages une galerie couverte en cours d'exécution à Rouen, qui est en fait un pont de 8 à 18 mètres de portée dont la largeur atteindrait 1 800 mètres.

Certains ont affirmé — et je me demande d'après quelles bases — que les ponts en béton précontraint coûtaient plus cher que les ponts en béton armé ou en charpente métallique. Cela ne saurait surprendre, en dépit des avantages théoriques du béton précontraint; car il livre bataille actuellement dans les plus mauvaises conditions : il emploie des matériaux créés pour d'autres industries; il a encore à former ses techniques et ses techniciens.

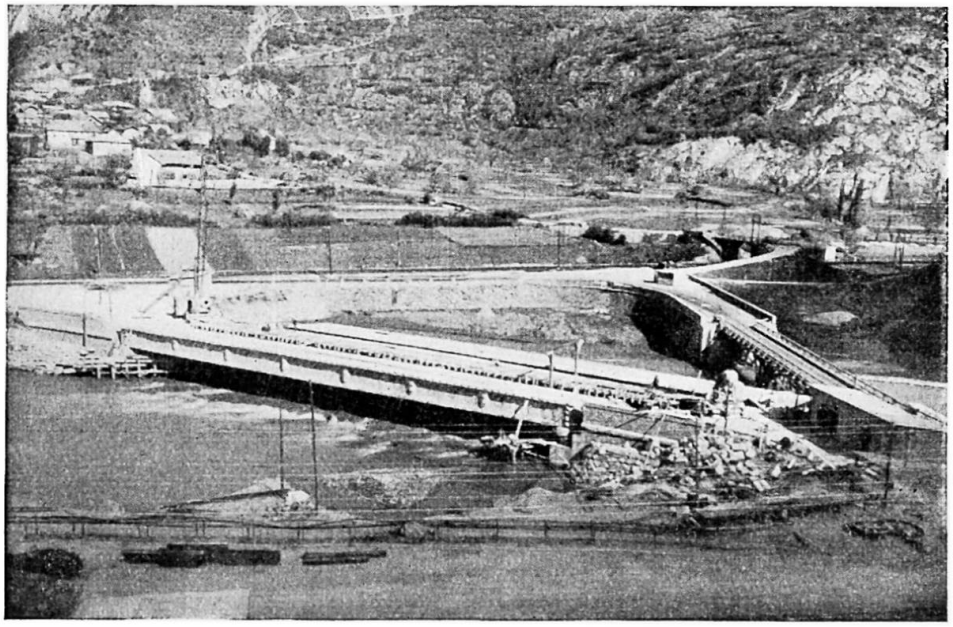


Fig. 17. Pont de l'Hermillon sur l'Arc (Savoie).

En fait, cela n'est pas; le développement rapide de ses applications le prouve abondamment.

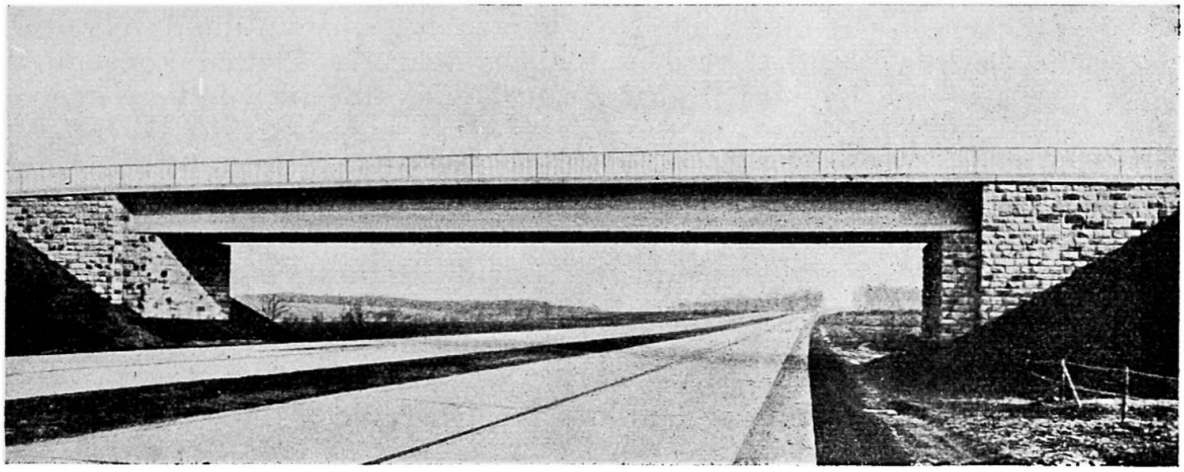


Fig. 18. Poutre de l'Oelde (Allemagne).

Le nombre et l'importance des études qui nous sont demandées croît à un rythme extraordinairement rapide, et je suis convaincu que, dans peu d'années, un très grande majorité de ponts sera exécutée par les méthodes du béton précontraint.

Résumé

L'auteur donne une vue générale des techniques actuelles et des possibilités envisagées pour la réalisation des ponts en béton précontraint.

Les procédés actuellement employés se divisent en trois grandes catégories :

1° Ponts coulés sur place dans des coffrages supportés par des charpentes provisoires et qui peuvent être réalisés soit sous forme de dalles d'épaisseur uniforme, soit sous forme de poutres moulées successivement avec réutilisation des coffrages;

2° Ponts à poutres préfabriquées assemblées après coup dont les aciers de précontrainte sont, soit tendus avant coulage du béton en prenant appui sur le moule très résistant, soit mis en place avant coulage, sans tension et entouré d'un revêtement antiadhérent, tendu après prise et durcissement du béton en prenant appui sur celui-ci, et ancrés à l'aide de cônes de béton frettés incorporés à la construction;

3° Ponts en poutres constituées par des éléments préfabriqués assemblés par précontrainte.

Dans ces deux derniers types de ponts, les poutres moulées sur la berge ou sur passerelle de service sont mises en place par transporteur ou passerelle de lancement et solidarisées entre elles par précontrainte transversale.

Quel que soit le procédé employé, les ponts ainsi obtenus possèdent en commun les avantages du béton précontraint, et en particulier la limite de résistance du tablier étant très supérieure à celle d'une dalle en béton armé de même poids, cette technique donne la possibilité d'alléger considérablement les constructions en respectant les conditions de sécurité.

Zusammenfassung

Der Verfasser gibt eine Uebersicht der heutigen technischen Methoden

und der Möglichkeiten zur Herstellung von Spannbetonbrücken. Die bis jetzt angewandten Verfahren können in die folgenden drei Gruppen eingeteilt werden :

1. Brücken an Ort und Stelle in Schalungen gegossen, die durch provisorische Gerüste gestützt werden. Sie bestehen aus Platten konstanter Dicke oder aus nacheinander gegossenen Balken, wobei die Schalung mehrmals verwendet wird;

2. Brücken aus vorfabrizierten Balken, welche nachträglich zusammengesetzt und deren Vorspannstähle entweder vor dem Giessen des Betons gespannt werden, indem sie sich auf eine besonders widerstandsfähige Schalung stützen, oder ungespannt mit einem die Haftung verhindernden Anstrich verlegt und erst nach dem Betonieren gespannt und im erhärteten Beton mittels vorher eingebetteten, mit Stahldraht umwickelten Betonkeilen verankert werden;

3. Brücken aus vorfabrizierten Balkenstücken, die durch Vorspannung zusammengehalten werden.

In den beiden letzteren Fällen werden die am Ufer oder auf einer Hilfsbrücke gegossenen Balken mittels Kran oder Hilfsboot an Ort und Stelle gebracht und durch Quervorspannung miteinander verbunden.

Die mit obigem Verfahren hergestellten Brücken besitzen alle Vorteile des Spannbetons. Die Widerstandsfähigkeit der Fahrbahn ist derjenigen, einer aus Eisenbeton hergestellten Platte weit überlegen. Trotz Innehaltung der Sicherheitsbedingungen erlauben diese Methoden das Eigengewicht der Konstruktion stark herabzusetzen.

Summary

The author gives a general picture of present day methods and of future possibilities for the construction of prestressed concrete bridges. Present day methods may be divided into three main groups :

1. Bridges cast in situ in moulds carried on temporary form-work, which can be built either as a slab of uniform thickness, or in the form of beams cast one at a time, using the same mould each time;

2. Bridges made of precast beams whose prestressing steel is either tensioned before concreting and depends on the strength of the mould for creation to this tension, or placed in position before concreting, covered with some anti-bond material, tensioned after the setting and hardening of the concrete, which, itself carries reaction to the steel, and anchored by means of reinforced concrete cones built into the structure;

3. Bridges made of beams of precast elements assembled by prestressing.

In the two latter types of bridge, the beams which are cast either on the bank or on a temporary service bridge, are placed in position by means of a transporter tackle or by launching, and are rigidly connected together by transverse prestress.

Whatever method is used, such bridges all have the advantages of prestressed concrete, and in particular, since the strength of the slab is much greater than one of the same weight in reinforced concrete, this technique makes possible the considerable reduction of weight of structures while still maintaining the same safety factor.

IId2

Le pont Furstenland près de St. Gall (Suisse)

Fürstenlandbrücke bei St. Gallen (Schweiz)

The bridge Fürstenland by St. Gall (Switzerland)

PROF. Dr K. HOFACKER
Zürich

Form und Knicksicherheit des Bogens, Modellversuche, Deformationsmessungen am Bauwerk

Die in den Jahren 1938-41 unter der Oberleitung von Prof. Dr. Max Ritter gebaute Strassenbrücke über die Sitter bei St. Gallen hat eine Totallänge von 500 m (Abb. 1). Sie übersetzt den Fluss mit einem grossen Bogen von 134 m Spannweite und 45 m Pfeilhöhe. Die Zufahrtsbrücken sind als durchlaufende Rahmen von 22 m Feldweiten mit 4 eingehängten Trägern ausgebildet.

Als Axe des Bogens wurde eine Parabel 4. Ordnung mit einem freien Parameter c derart gewählt, dass in den Vierteln die Bogenaxe und die Stützlinie aus ständiger Last, geführt durch Mitte Scheitel- und Kämpferfuge, gleiche Ordinaten aufweisen. Die Variation des Trägheitsmomentes entspricht dem Potenzgesetz (Abb. 2).

Zur experimentellen Bestimmung der Sicherheit des Zwillingsbogens gegen seitliches Ausknicken diente ein räumliches Modell 1 : 100 aus weissem Celluloid (Abb. 4*a*). Vorerst erfolgte der Bau und die Untersuchung nur *einer* Bogenrippe, belastet durch die horizontale Kraft von 100 g im Scheitel.

Alsdann wurde das Modell zum Zwillingsbogen mit Querrippen ergänzt und mit der Seitenkraft von 200 g im Scheitel belastet. Mit guter Annäherung kann die Seitenstabilität des Zwillingsbogens aus der einfacher berechenbaren Seitenstabilität des Einzelbogens bestimmt werden durch Multiplikation mit dem Verhältnis $y_1 : y_2$ der gemessenen oder berechneten Verschiebungen. Der Sicherheitsgrad des Zwillingsbogens gegen seitliches Ausknicken liegt je nach dem Wert des Elastizitätsmoduls zwischen 6,60 und 14,60 (Abb. 4*b*).

Das Modell diente auch zur Kontrolle der statischen Berechnungen. Als Beispiel betrachten wir die Einflusslinie für die Scheitelsenkung des freien Bogens als Biegungslinie infolge einer lotrechten Kraft im Scheitel.

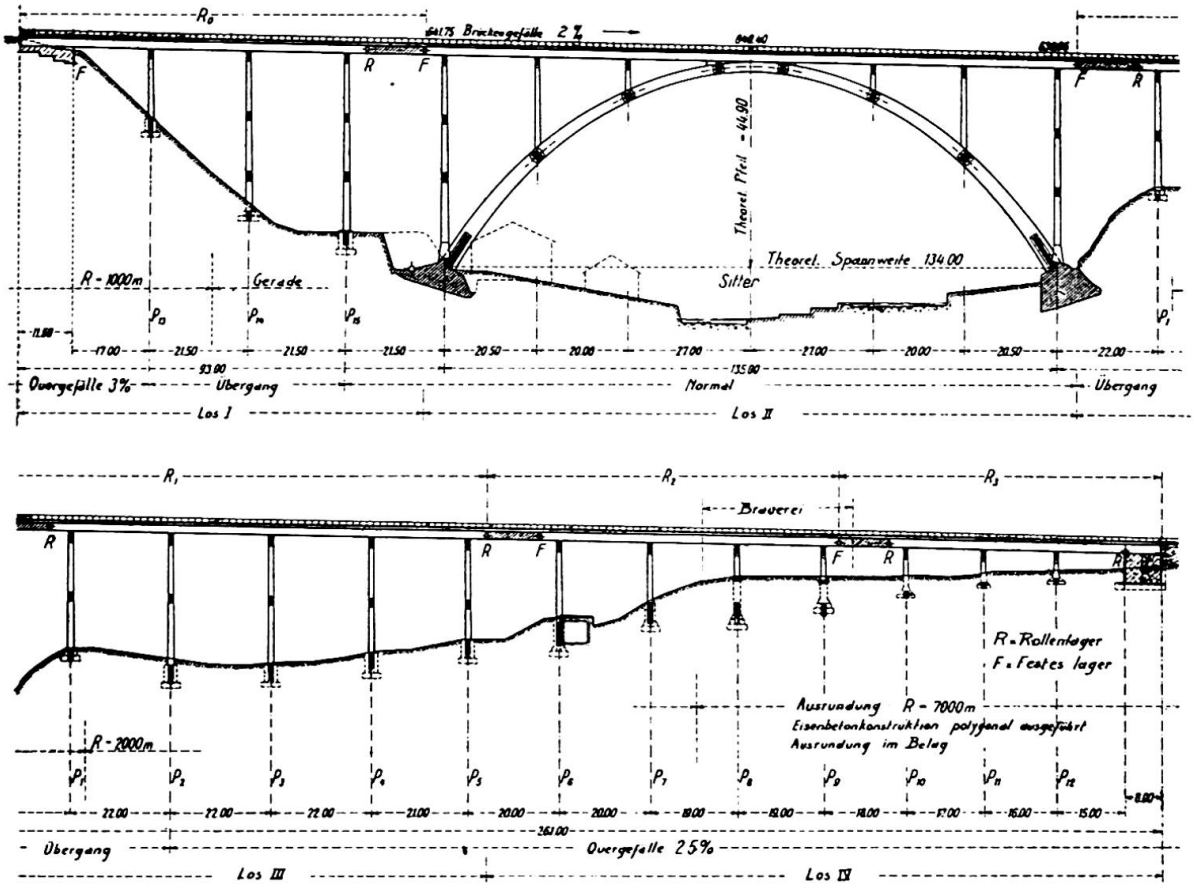


Abb. 1. Strassenbrücke über die Sitter bei St. Gallen.

Die Uebereinstimmung zwischen Rechnung und Modellmessung ist befriedigend (Abb. 5).

Mit Hilfe eines ebenen Modelles 1 : 200 (Abb. 6), das aus einer Celluloidplatte unter Einhaltung der wirklichen Verhältnisse der Steifigkeiten des Bogens und der Fahrbahn herausgesägt wurde, konnten die umfangreichen Berechnungen der statischen Mitwirkung des Aufbaues kontrolliert werden.

Trägt man für die Schnitte des Bogens unter den Säulen die am Modell gefundenen Einflusslinien für die Durchbiegungen des Bogens *mit* und *ohne* Aufbau auf, so ergeben sich Verhältniszahlen, die durch Messungen am Bauwerk bestätigt werden konnten. Als Beispiel halten wir die Zahl von 0,34 für den Scheitel fest (Abb. 7).

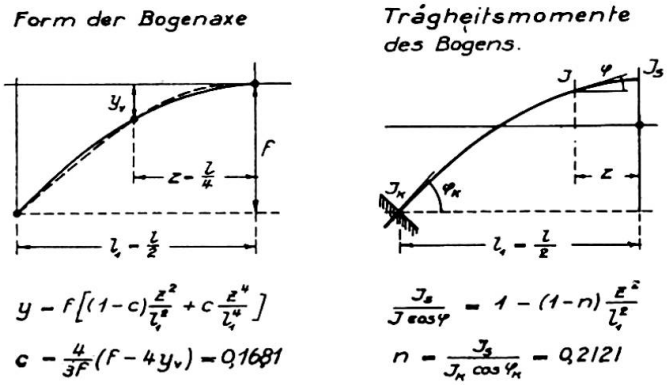


Abb. 2. Potenzgesetz für die Variation des Trägheitsmomentes.

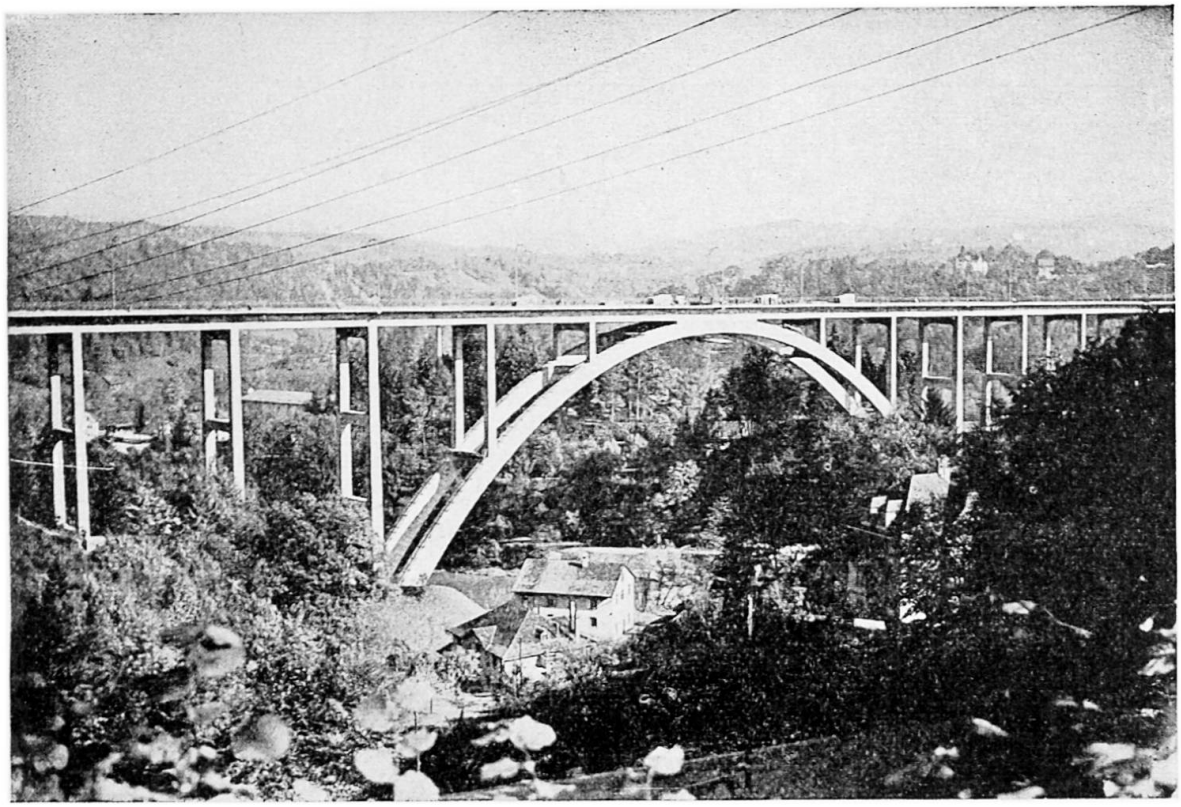
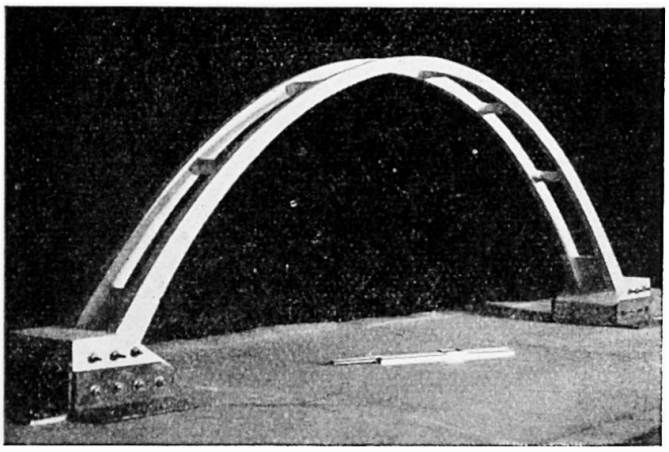


Abb. 3. Ansicht der Fürstenlandbrücke.

Für 2 Bogenschnitte S sind in Abbildung 8 die Einflusslinien der Biegungsmomente *ohne* und *mit* Berücksichtigung des Aufbaues dargestellt. Der versteifende Einfluss der Fahrbahnkonstruktion ist bedeutend. Die Untersuchungen erfolgten nach der Methode Beggs (1).

(1) *Mechanostatische Untersuchungen hochgradig statisch unbestimmter Tragwerke* (*Schweiz. Bauzeitung*, 1926).



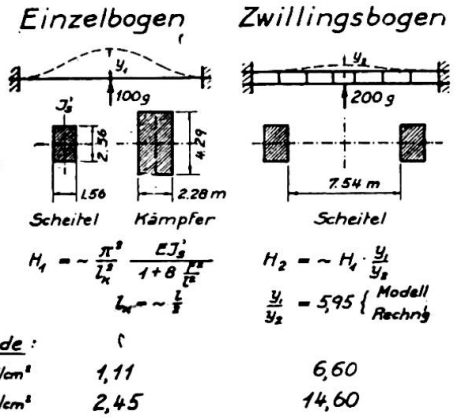


Abb. 4a (oben). Räumliches Modell aus Celluloid.

Abb. 4b (rechts). Grundriss und Querschnitte des räumlichen Modelles, Sicherheitsgrade gegen seitliches Ausknicken.

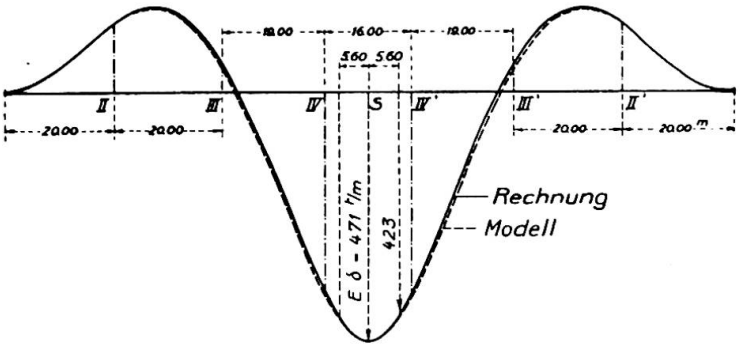


Abb. 5. Vergleich zwischen Rechnung und Messung.

Auf Abbildung 9 sind die Einflusslinien für die Biegungsmomente in 3 Schnitten S des Fahrbahnträgers dargestellt als Ergebnis einerseits der Berechnungen und anderseits der Modellmessungen nach Beggs. Die Uebereinstimmung ist sehr gut, abgesehen von der Scheitelpartie, wo sich die baulich begründeten Kontaktverhältnisse zwischen Bogen und Fahrbahn weder rechnerisch noch experimentell scharf erfassen lassen.

Die Probebelastung des freien Bogens erfolgte mit Einzellasten in Abständen von 5,60 m links und rechts vom Scheitel (Abb. 10).

Hölzerne Behälter konnten mit Hilfe des Bau-Kabelkranes mit Kies gefüllt werden in 23 Stufen von je 1/2 m³ (Abb. 11).

Die gemessenen Verschiebungen wuchsen linear mit der Belastung an und erreichten im Scheitel unter der Totallast von 77 t 3,50 mm (Abb. 12). Der Elastizitätsmodul berechnet sich an Hand der Einflusslinie für die Scheitelsenkung zu 465 000 kg/cm².

Berechnet man mit diesem Wert des Elastizitätsmoduls die Spannungen aus den gemessenen Dehnungen, so ergeben sich Werte, die befriedigend mit den rechnerisch ermittelten Werten der Spannungen übereinstimmen (Abb. 13).

Abb. 7 (rechts). Einflusslinien und Durchbiegungen des Bogens mit oder ohne Aufbau.

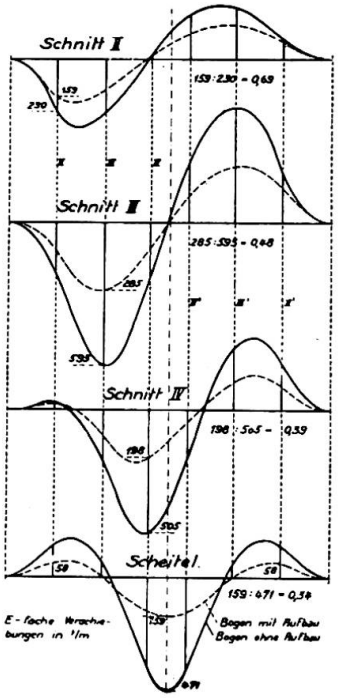
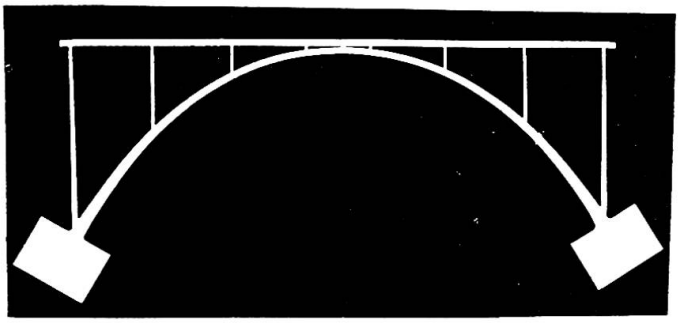


Abb. 6 (unten). Ebenes Modell aus Celluloid.



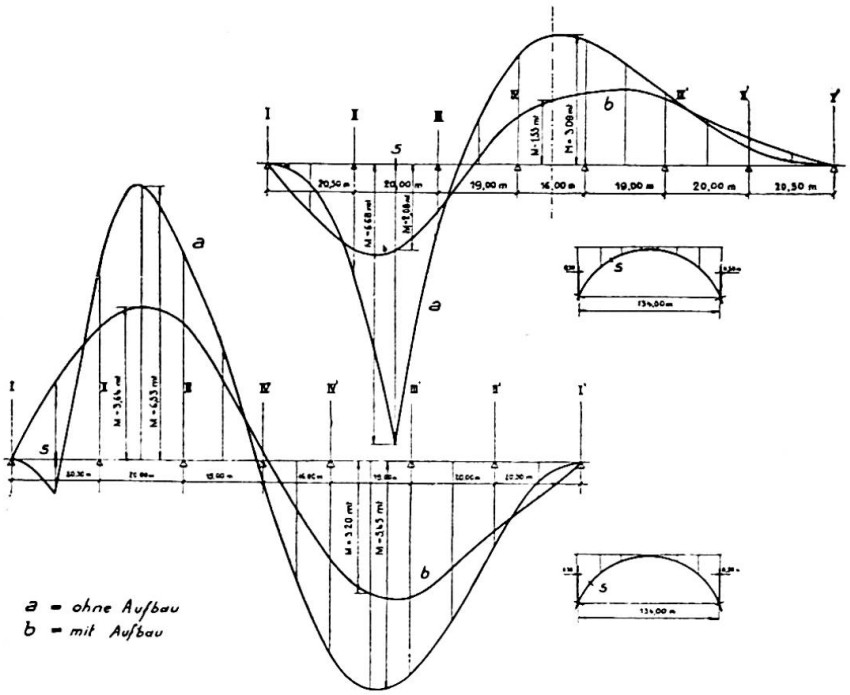


Abb. 8. Einflusslinien für Biegungsmomente in den Schnitten S des Bogens mit oder ohne Aufbau.

Nach Vollendung des Aufbaues erfolgte die Probebelastung der Brücke durch eine Gruppe von 8 Lastwagen zu 10 t in verschiedenen Stellungen (Abb. 14). Für den Scheitel ergab sich eine Verschiebung von 1,05 mm unter der Last von 80 t. Das Verhältnis der Scheitelsenkungen am Bauwerk *ohne* und *mit* Aufbau stimmt genau überein mit dem analogen Modellversuch (1).

(1) Es ist die Publikation einer Denkschrift der Fürstenlandbrücke geplant.

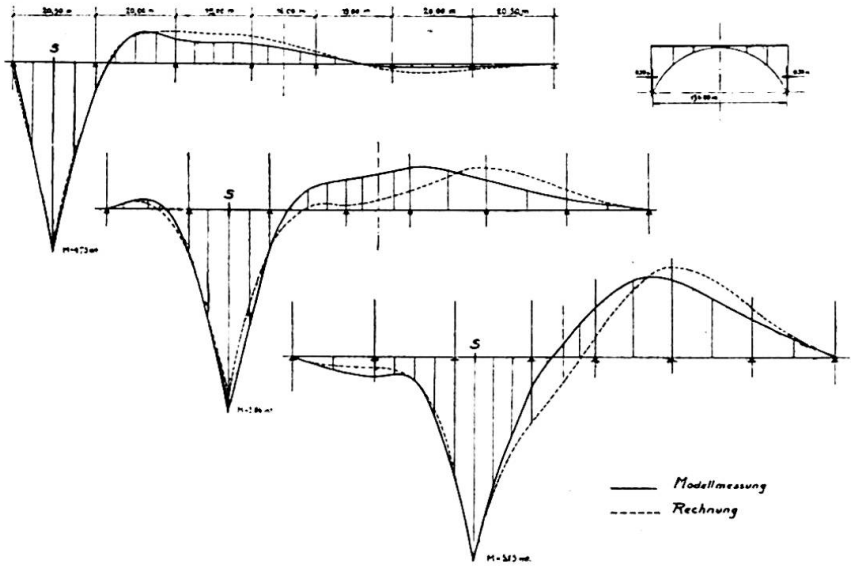
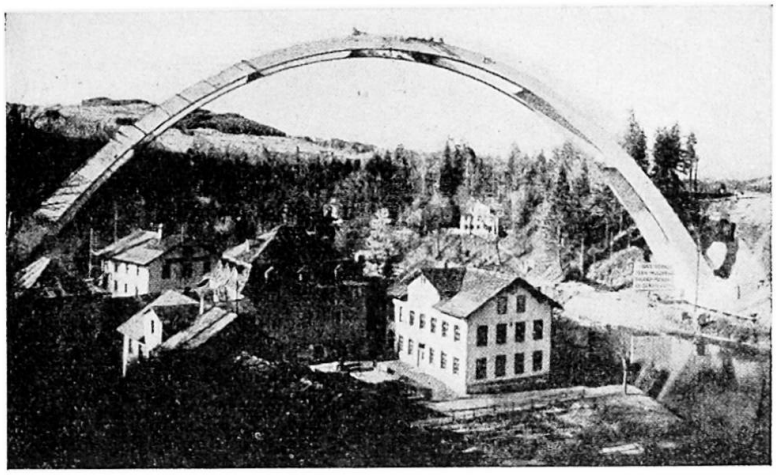


Abb. 9. Einflusslinien für Biegungsmomente in einigen Schnitten S des Fahrbahnträgers.



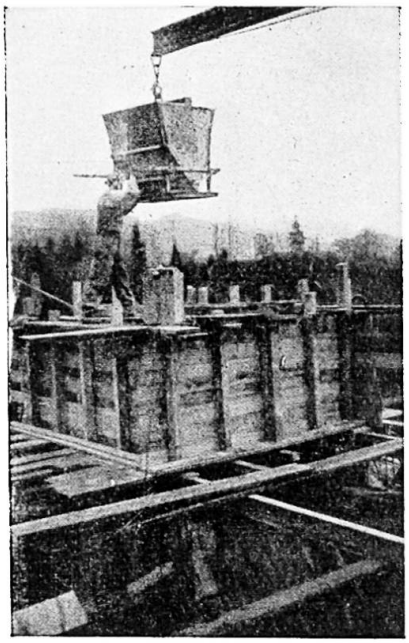


Abb. 10 und **11.** Probebelastung des freien Bogens mit Kiesbelastungen in hölzernen Behältern.

Schlussfolgerungen

Bei der Projektierung statisch komplizierter Tragwerke empfehlen sich Modellversuche zur Kontrolle der statischen Berechnungen, sowie zur Lösung solcher Aufgaben, die der rechnerischen Behandlung nicht, oder nur nach Einführung unsicherer Annahmen zugänglich sind.

Sehr zu empfehlen sind auch Messungen am ausgeführten Bauwerk, um die Arbeitsweise des Tragwerkes mit den gemachten Voraussetzungen vergleichen zu können. Insbesondere erlauben solche Messungen die Ermittlung des Wertes des Elastizitätsmodules von Beton und Eisenbeton und damit einen Schluss auf die Qualität des Baustoffes.

Die Voraussetzungen der Theorie elastischer Tragwerke erweisen sich als zutreffend. Mit solchen Messungen kann indessen nur der Einfluss einer kurzfristigen Nutzlast erfasst werden. Unter dem Einfluss der stän-

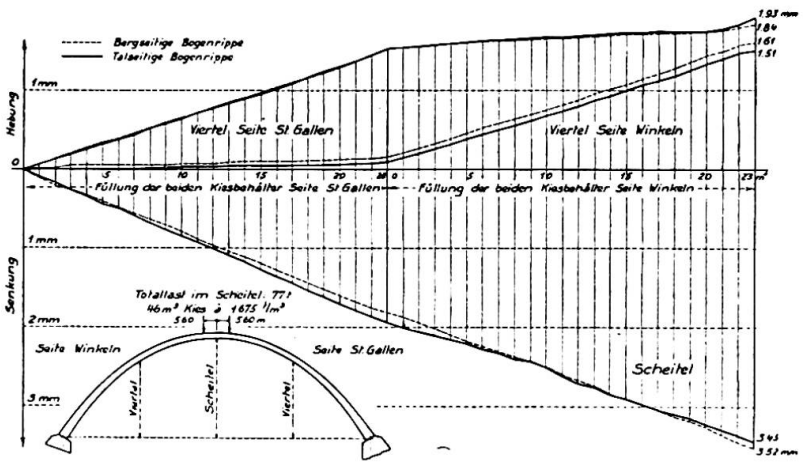


Abb. 12. Messungsergebnisse des belasteten Bogens.

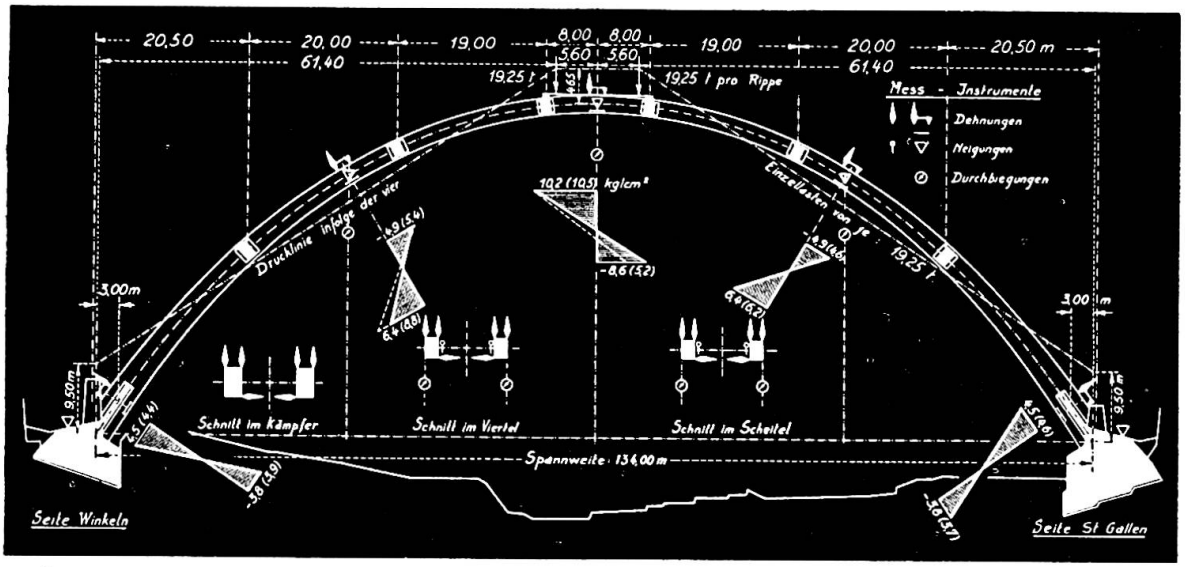


Abb. 13. Berechnung der Spannungen im Bogen.

digen Last werden die elastischen Deformationen durch plastische Formänderungen überlagert, die auf eine Verminderung der Grenzwerte der Beanspruchungen hintendieren.

Résumé

Comparaison des résultats d'essais effectués sur modèles d'un pont et sur le pont lui-même et avec les résultats des calculs statiques.

Zusammenfassung

Vergleich der Messungsergebnisse an Modellen und an der Brücke selbst untereinander und mit den Ergebnissen der statischen Berechnung.

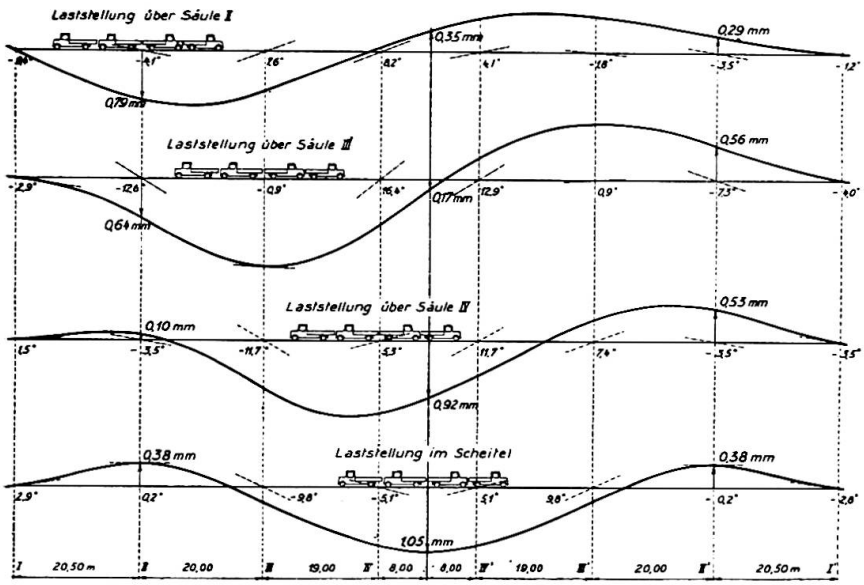


Abb. 14. Probebelastung der fertigen Brücke.

Summary

Comparison of the results of tests carried out on bridge models and on the bridge itself as well as with results of statical calculations.

IId3

Le bâtiment central de l'aéroport de Dublin

Das Aufnahmegebäude des Dubliner Flughafens

The terminal building at Dublin airport, Collinstown

KURT BILLIG
Chartered Civil Engineer, London

Collinstown airfield covers 267 acres, with 450 acres available for extension. Its main runway, a mile long, was put into service 1940 as a grass runway but it is now concreted. The other two runways are slightly shorter. The main buildings of the airport are the Terminal Building, a concrete hangar 140 ft $\times$ 110 ft and a steel hangar 210 ft $\times$ 110 ft.

The Terminal Building is a very striking structure and its architecture is regarded as one of the finest of its type in Europe. It is a monolithic reinforced concrete structure 380 ft long, 60 ft wide, and 65 ft high to the top of the control tower. See Fig. 1. It is curved in plan, convex to the airfield, to serve the maximum number of aircraft. The curved plan proved also advantageous during construction when a centrally placed derrick was able to deliver material to any part of the building. It is believed that Collinstown was the first airport with this type of curved Terminal Building which has since been widely adopted.

The structure rises in terraces from each end towards the central control room on the fourth floor, each terrace being used for promenades. See Fig. 2. The high central portion is separated from the lower wings by two expansion joints going right across the whole building from the foundations upwards. All drainage is provided internally.

The three main frames of the building run longitudinally and are curved to different radii. The beams between neighbouring columns are actually straight as the very slight difference did not warrant the additional expense for curved formwork. For the same reason the ribbed floors spanning across the building were kept parallel in each bay with a special panel to allow for the change in direction from bay to bay.

Interesting features in the detail design were : cantilever half-circular beams forming a promenade at the third floor level of each wing,

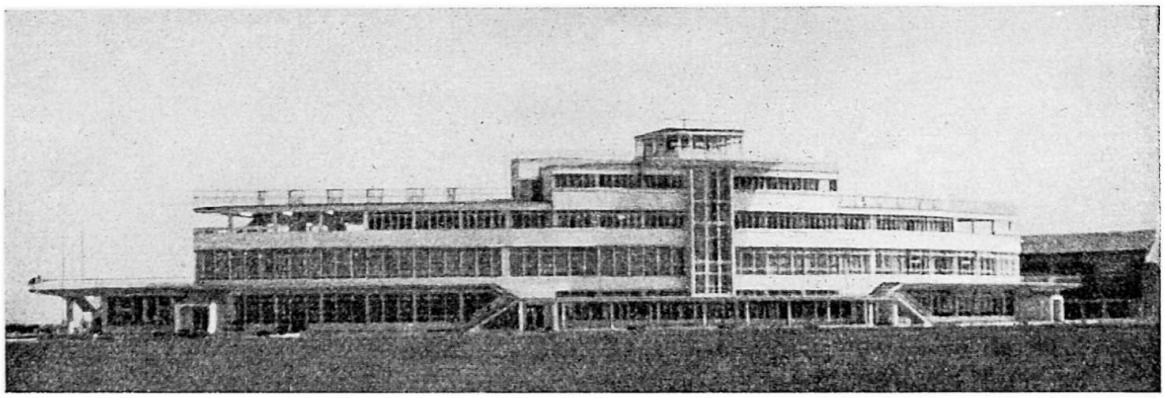


Fig. 1. Dublin Airport Terminal Building. Front elevation facing air field.

spiral stair cases, the high and very slender columns at the concourse, the cantilever roof over the control room carrying water tanks, etc.

The concrete specified and used was of high grade quality nominal mix 1 : 1 1/2 : 3, with a permissible compressive stress in bending of 1 100 lb per sq. in. The steel used consisted of cold worked ' Coverbond ' bars which are manufactured by twisting two bars together with their ends remaining free and shortening in lenght during twisting. The tensile stress permitted in this reinforcement was 25 000 lb per sq. in in slabs and 20 000 lb per sq. in in ribbed sections. Ordinary mild steel was used in columns.

The structural part of the Terminal Building was completed 1940.

Architect : D. Fitzgerald, A.R.I.B.A., of the Board of Works, Dublin.

Contractor : Murphy Bros Ltd., Dublin.

Sructural Design : The author of this Paper, for Messrs. Delap & Waller, Dublin.

Résumé

Le bâtiment de l'aérogare de Dublin, Collinstown, construit de 1939 à 1942, est une construction monolithique en béton armé de 115 mètres de longueur, 18 mètres de profondeur et d'une hauteur de 20 mètres du niveau du sol à la pointe de la tour de contrôle. Sa forme est courbe et sa convexité est tournée vers le terrain d'atterrissage, afin de desservir un plus grand nombre d'avions. Ce bâtiment est le premier possédant cette particularité qui a d'ailleurs été adoptée dans de nombreux cas. Les calculs statiques ont été exécutés sous la direction de l'auteur.

Zusammenfassung

Das Aufnahmegebäude des Dubliner Flughafens, Collinstown, erbaut in den Jahren 1939-1942, ist eine monolithische Eisenbetonkonstruktion von 115 m Länge, 18 m Breite und 20 m Höhe bis zur Spitze des Kontrollturmes. Es ist im Grundriss konvex gegen das Flugfeld gekrümmt, damit eine Grösstzahl von Flugzeugen bedient werden kann.

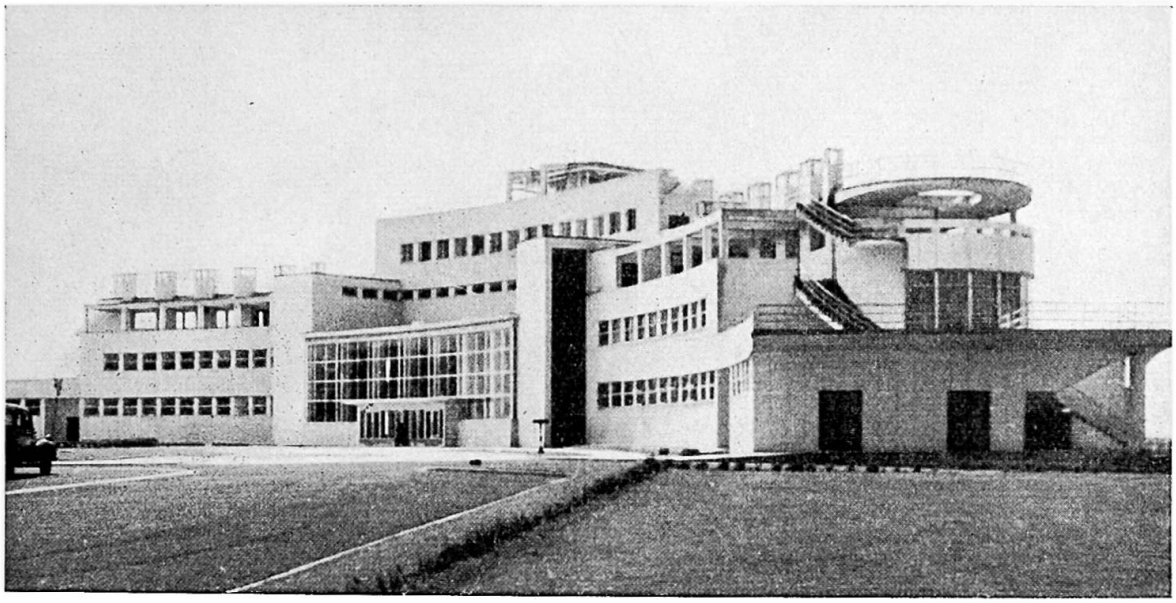


Fig. 2. Dublin Airport Terminal Building. Elevation facing approach road.

Es scheint, dass Collinstown der erste Flughafen ist, der ein gekrümmtes Aufnahmegebäude besitzt. Diese Anordnung wurde seither vielfach angewendet. Der statische Entwurf wurde durch den Verfasser ausgeführt.

Summary

The Terminal Building at Dublin Airport, Collinstown, constructed 1939-1942, is a monolithic reinforced concrete structure 380 ft long, 60 ft wide, and 65 ft high to the top of the control tower. It is curved in plan, convex to the airfield, to serve the maximum number of aircraft. Collinstown appears to be the first airport with this type of curved Terminal Building which has since been widely adopted. The structural design was made by the Author.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IId4

Dalles champignons

Pilzdecken

Mushroom slabs

MICHEL FAHMY
Constructional Engineer (Consulting), Cairo.

Vu le programme d'extension de ses Usines, la Société Misr, s'est trouvée dans la nécessité de construire de nouveaux entrepôts pour l'emmagasinage des cotons nécessaires à sa fabrication. La description ci-après concerne celui pour la filature et le tissage de l'usine de Mehalla-El-Kobra, en Egypte.

Le problème se pose ainsi : surcharge de 2 000 kg/m², pour une surface bâtie de 1 363 m²; le bâtiment étant à quatre étages comporte donc une surface totale de 5 452 m².

Pour compenser cette surcharge, on a choisi le type de plancher à champignons, qui présente quelques avantages par rapport au plancher ordinaire à nervures : le coffrage d'un hourdis uni est beaucoup plus simple que le coffrage d'un hourdis nervuré, et demande pour son exécution beaucoup moins de bois et de main-d'œuvre, ainsi qu'une économie sur la hauteur totale du bâtiment.

Méthodes de calcul

Les planchers sans nervures ou planchers champignons représentent les systèmes hyperstatiques, caractérisés par ce fait que les conditions statiques d'équilibre ne suffisent pas pour déterminer les moments fléchissants et efforts tranchants; il faut alors avoir recours aux équations de déformations.

La solution mathématique est très difficile, car le béton armé n'est pas un matériel homogène et la déformation du plancher se produit dans deux directions perpendiculaires. La question se complique encore parce qu'on ne connaît pas la valeur exacte du coefficient de Poisson. Pour ce motif, on peut dire que le calcul exact des planchers sans nervures n'existe pas encore. Quelle que soit l'exactitude de ce calcul, il doit avoir comme base l'étude de la déformation du hourdis des planchers. Il est donc très utile de se rendre compte de la nature de la déformation de ces planchers.

Les constructions à un degré élevé d'hyperstaticité, telles ces dalles, ne peuvent être calculées sans certaines hypothèses simplificatrices, à savoir :

Dalles d'épaisseur constante, répartition arbitraire des réactions d'appuis dans les champignons, et valeur arbitraire de la rigidité de ceux-ci.

1° Les moments maxima au milieu d'un panneau ou à mi-longueur entre deux colonnes ne sont pas essentiellement différents l'un de l'autre pour l'état de charge (charge uniformément répartie dans une série de panneaux alignée).

2° Les joints d'inflexion de la ligne élastique (pour le plan passant par l'axe des colonnes) c'est-à-dire les points de moments nuls, sont distants de 0,22 à 0,28 l des axes des dites colonnes.

3° Le moment fléchissant des colonnes en dessous et au-dessus de la dalle chargée uniformément dans une série de panneaux alignés vaut :

$$M = Mo + Mu = Pl^3/16{,}8.$$

Ce moment M doit être réparti sur les deux colonnes dans le rapport des valeurs l/h respectives.

Pour les colonnes anormalement fortes et des champignons considérablement développés, le moment fléchissant qui échoit aux deux colonnes atteint des valeurs sensiblement plus élevées et peut même dépasser la valeur correspondant à un encastrement absolu $M = Pl^3/12$.

Les parties hourdis entre les poteaux voisins sont soumises aux moments positifs et doivent comporter l'armature en bas. Le hourdis central est également sollicité par un moment positif; il s'ensuit la disposition de l'armature dans la partie inférieure de ce hourdis.

L'examen des déformations possibles d'un plancher sans nervures sous l'effet de la surcharge indique dans quelles sections il faut chercher les valeurs maxima des moments fléchissants positifs et négatifs.

En appliquant ce qui précède, nous aboutissons pour des panneaux de 6,00 $\times$ 6,50 aux résultats suivants :

1° Moment positif sur les bandes des poteaux $l = 6{,}50$ m

$$M = + 2\,700 \text{ kg/m};$$

2° Moment positif sur les bandes de poteaux $l = 6{,}00$ m

$$M = + 2\,360 \text{ kg/m};$$

3° Moment positif sur chaque diagonale

$$M = + 1\,680 \text{ kg/m};$$

4° Moment négatif au droit des chapiteaux

$$M = - 6\,700 \text{ kg/m};$$

5° Moment négatif d'encastrement autour du panneau central

$$M = - 1\,680 \text{ kg/m}.$$

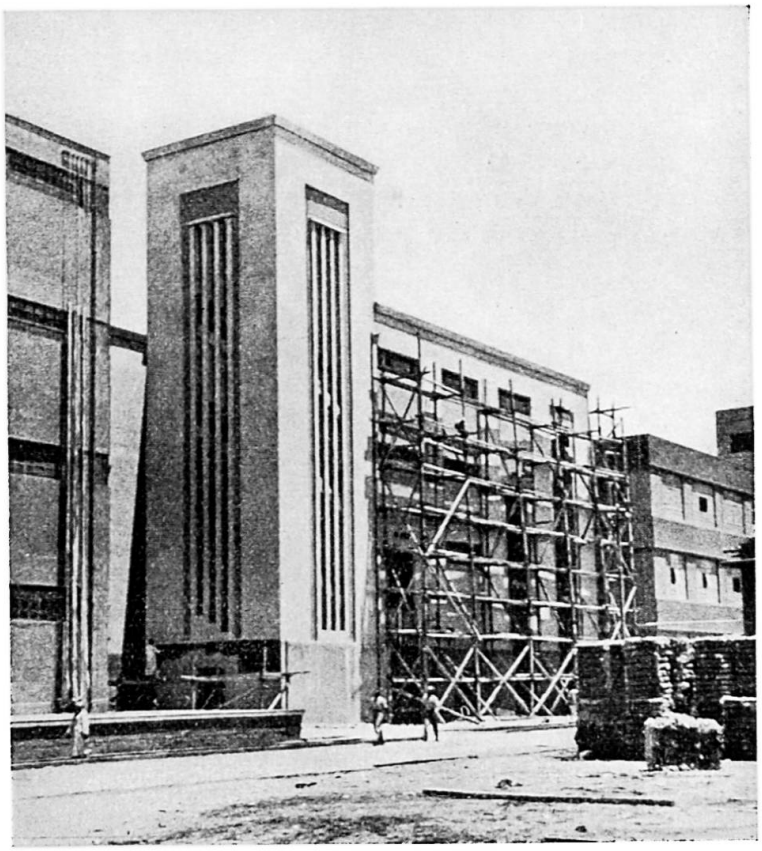


Fig. 1. Nouveau bâtiment à étages pour l'entreposage de cotons construit pour la Société Misr à l'usine de Mehalla - El - Kobra, en Egypte.

Répartition des matériaux suivant les éléments de construction

Béton maigre sous fondations	372 m³
Béton armé :	
Des semelles	371 m³
Colonnes et chapiteaux	428 m³
Hourdis et chaînages	1 309 m³
Escaliers et réservoir d'eau	93 m³

Le volume total de béton armé est de 2 200 mètres cubes et on a employé 245 tonnes de fer soit une proportion de 111,4 kg de fer par mètre cube de béton armé.

Résumé

Il résulte de ce qui précède que, pour tout entrepôt dont la surcharge est importante, on a intérêt à avoir recours, surtout dans le cas de plusieurs étages, aux planchers champignons, soit pour la facilité et l'économie dans l'exécution, soit pour les avantages qu'ils présentent pour l'installation des tuyauteries.

Zusammenfassung

Aus dem Vorhergehenden ergibt sich, dass für alle Lagerhäuser mit grossen Nutzlasten und vor allem für jene mit mehreren Stockwerken, Pilzdecken angewendet werden sollen. Sie erleichtern die Ausführung und bieten Vorteile bei der Installation der verschiedenen Leitungen.

Summary

The foregoing shows that, for any warehouse having a high live load, it is advisable to have recourse, especially when there are several storeys, to mushroom floors, either for ease and economy in construction or for the advantages they have for the installing of piping.

IId5

Poutres en sheds continues de trois travées de 20,80 m

Durchlaufende Sheddächer über drei Felder von 20,80 m

Sheds of continuous beams, three spans of 20 80 m

MICHEL FAHMY
Constructional Engineer (Consulting), Cairo.

La Société Misr pour la filature et le tissage avait construit ses salles de filature et de tissage pour son usine de Mahalla, en Egypte, avec une toiture en sheds métalliques (fig. 1) avec un plafond vitré à l'intérieur, pour intercepter les rayons solaires, et une double couche d'ardoise à l'extérieur, afin d'atténuer la chaleur.

Dans son programme d'après guerre afin de moderniser les installations, la question se posait ainsi :

1° Réaliser des salles à l'abri des rayons solaires et donnant un maximum d'éclairage naturel (fig. 3);

2° Installer le conditionnement d'air à l'intérieur des salles.

On construisit des sheds en béton armé (fig. 4) constitués par des hourdis cellulaires (fig. 5) et ayant un angle calculé et un auvent extérieur, afin que les rayons solaires ne puissent pénétrer, et afin d'économiser la force motrice nécessaire aux machines de réfrigération.

Mode de calcul

Pour couvrir les 21 000 m² on a eu recours aux sheds en béton armé, constitués par des poutres continues de trois travées de 20m80.

En effet, dans la construction en béton armé monolithe par sa conception, on ne rencontre que rarement des éléments pouvant être considérés comme poutre libre ou non encastrée (fig. 6).

Que la poutre continue soit calculée par la méthode de trois moments ou par la méthode graphique de Maurice-Lévy ou par des méthodes plus récentes basées sur des travaux d'autres auteurs, on arrive pratiquement au même résultat. Comme on ne dispose pas souvent du temps nécessaire pour faire des calculs compliqués, c'est pour me rapprocher davantage de la réalité que je me suis servi de la méthode des trois moments et de la méthode des lignes d'influence.

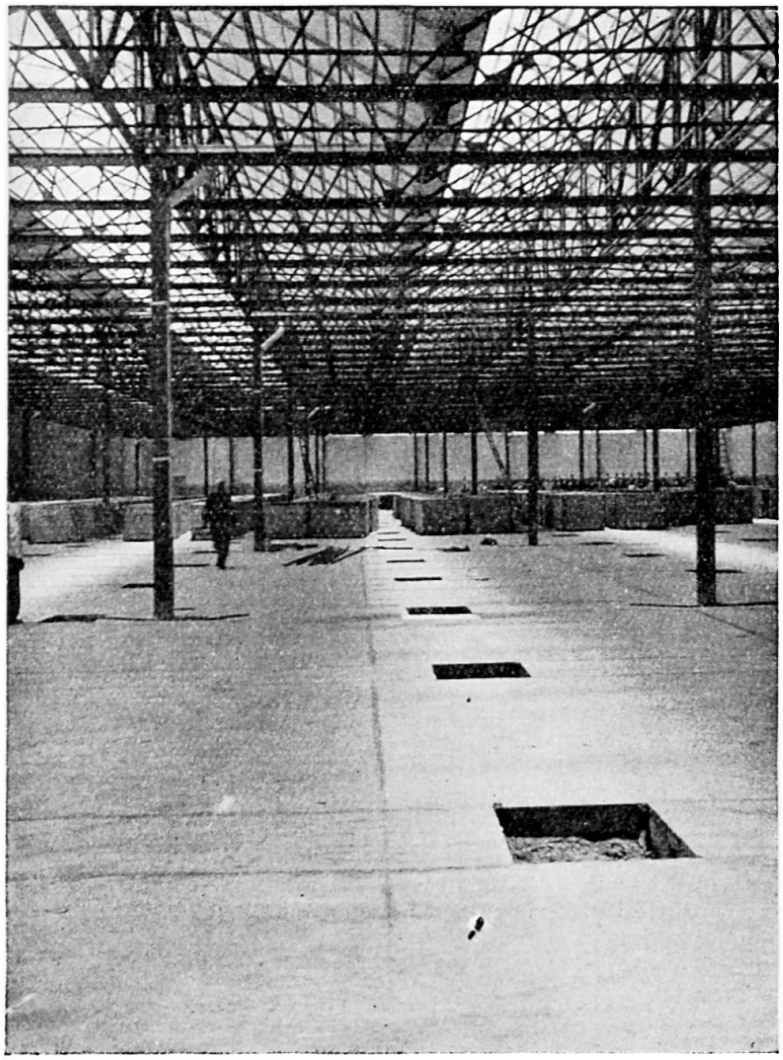
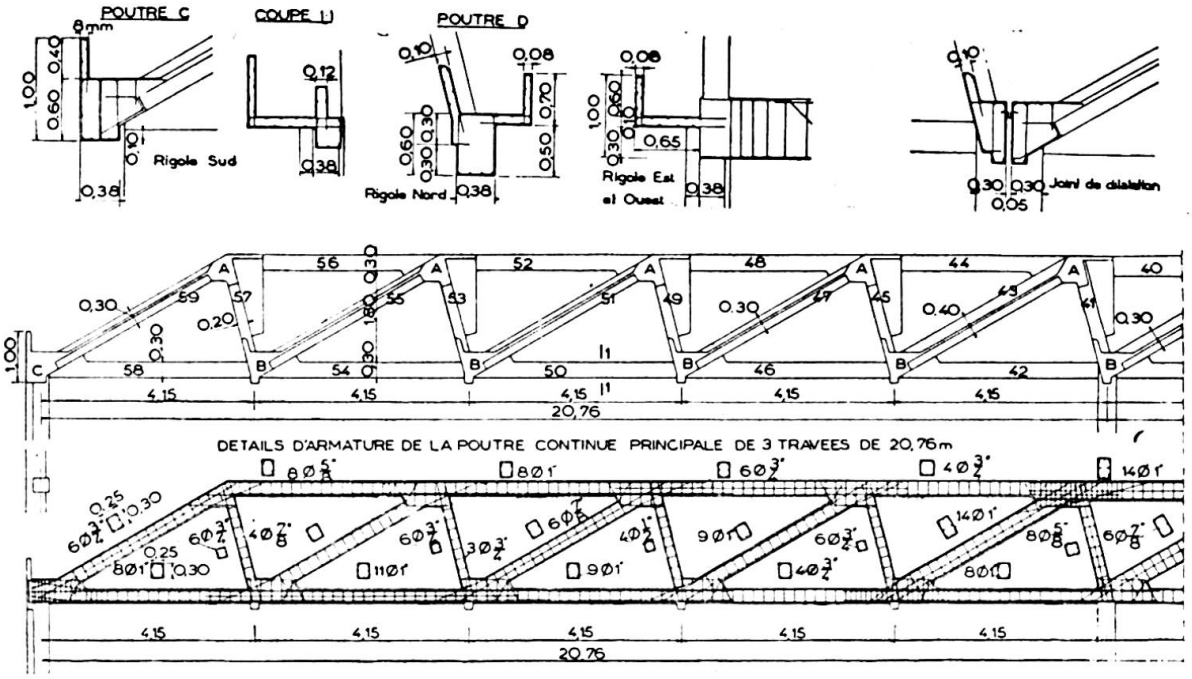


Fig. 1 (à gauche). Vue des sheds métalliques primitivement construits, et qu'on est en train de démonter.

Fig. 2 (ci-dessous). Dessin d'exécution de la première travée.



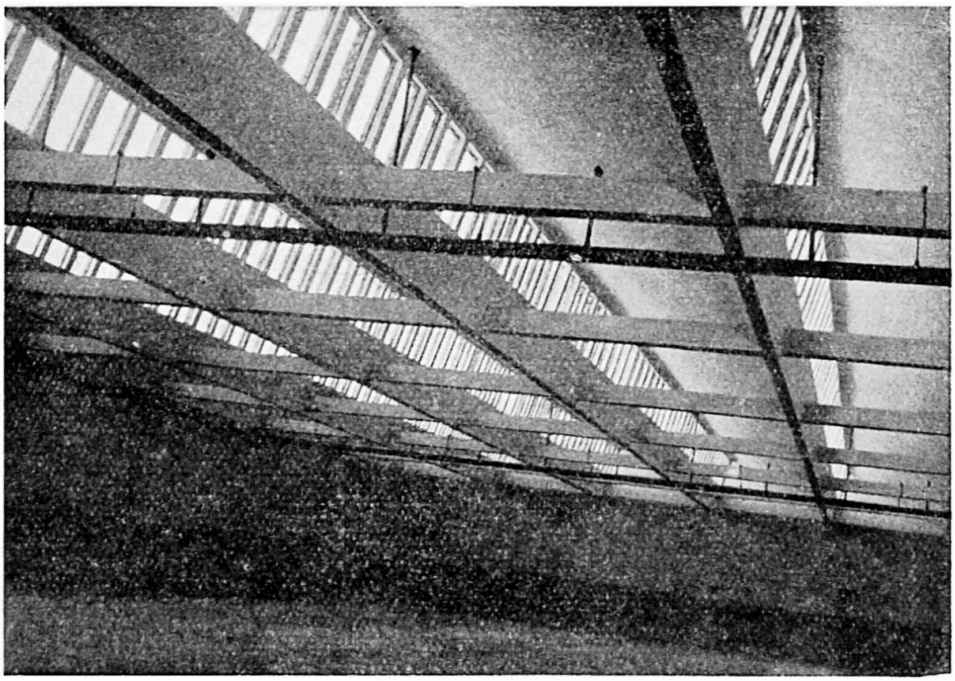


Fig. 3. Vue à l'intérieur après finissage.

Mo = Moment dans la travée indépendante correspondante;
M = Moment négatif sur appuis recherchés.

Dans le cas qui nous intéresse, on a des charges concentrées appliquées aux nœuds.

Mo se calcule facilement; quant à M, une fois la courbe des M tracée, on obtient facilement la surface de la dite courbe, ainsi que l'application de l'équation des trois moments, et de là on a la valeur du moment négatif sur l'appui.

L'effort (Z) de tension sur la membrure avec son signe opposé à l'appui de M/h.

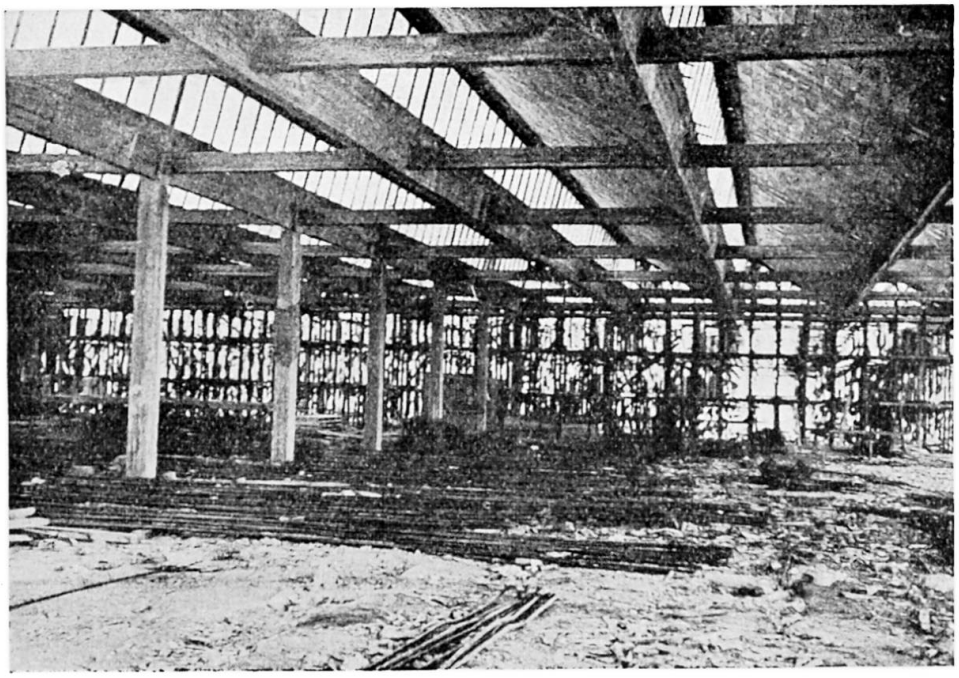


Fig. 4. Vue à l'intérieur après décoffrage.

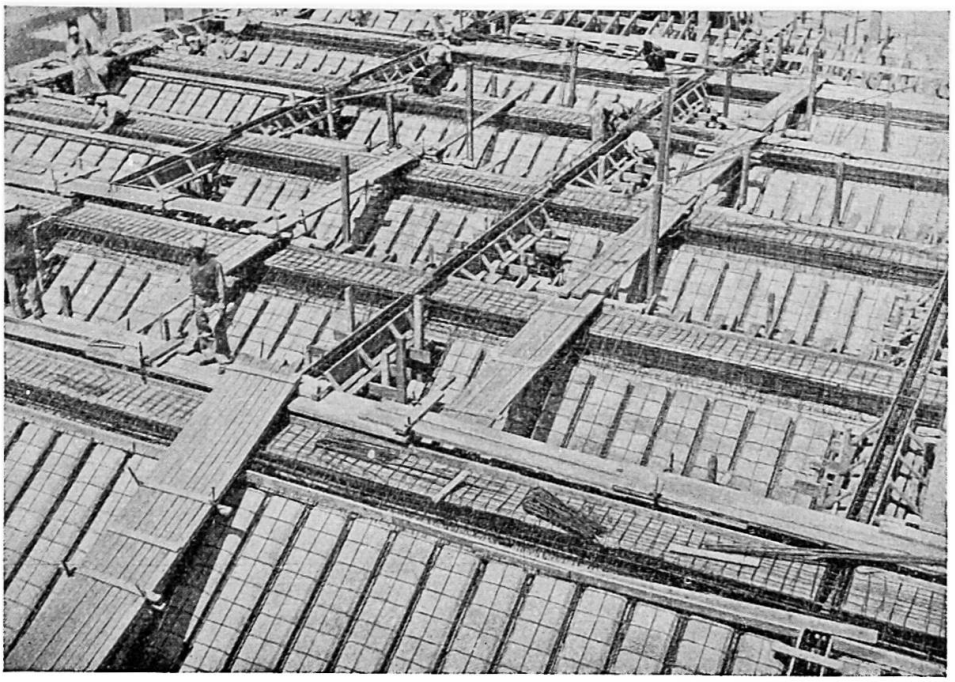


Fig. 5. Vue de la pose des hourdis cellulaires.

On a les efforts dans chaque membrure avec son signe par les lignes d'influences ainsi réalisées sur le graphique. Sur ce tableau on a marqué tous les résultats.

La figure 2 montre le dessin de la première travée et la figure 7 la poutre continue sur façade (le mur construit).

Pour le premier tronçon, exécuté pour 4 500 m², on a employé les matériaux suivants :

Bases en béton armé	59,50 m³
Colonnes	25,72 m³
Poutres principales et hourdis	1 145,55 m³
Aciers rond employés pour 1.230,77 m³	140 tonnes
Briquettes cellulaires de 0,15 × 0,25 × 0.50	25 200

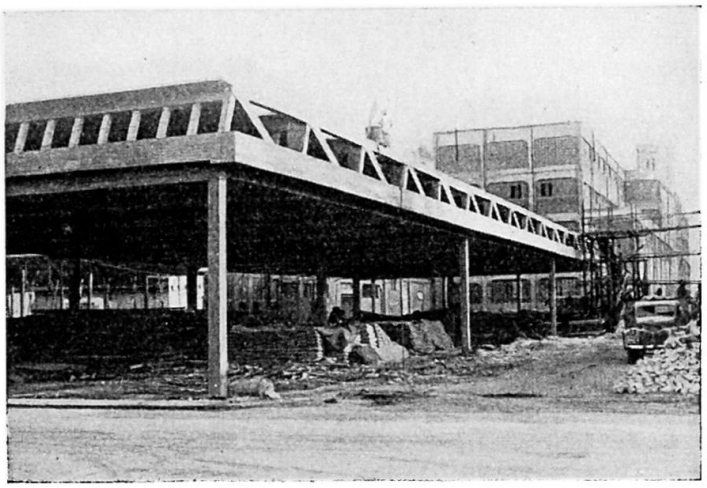


Fig. 6. Vue extérieure après décoffrage.

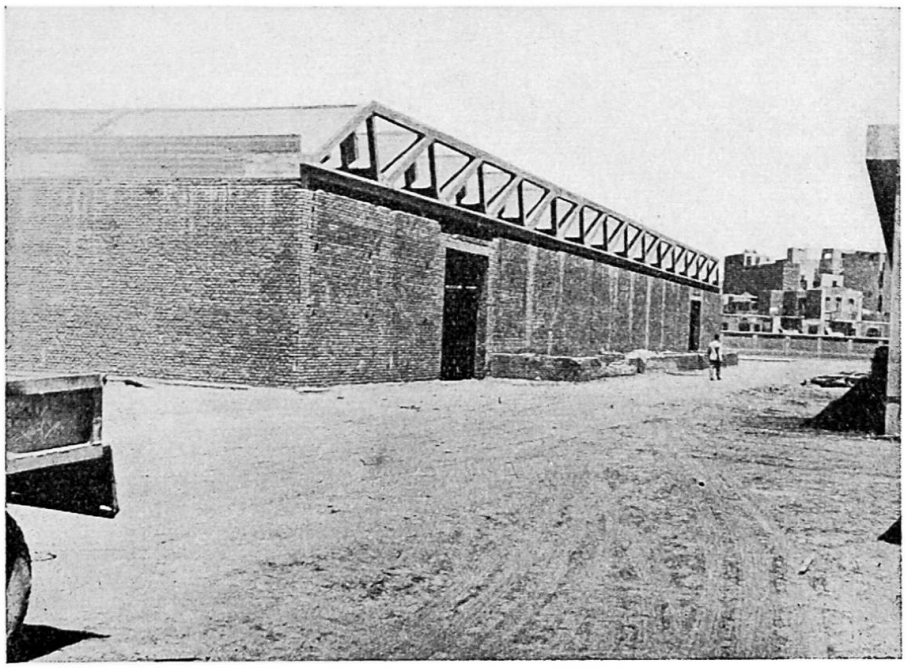


Fig. 7. Vue de la poutre continue sur façade.

Résumé

Les sheds en béton armé pour la couverture des grandes surfaces, et l'économie qu'on pourrait avoir par la réalisation de la poutre continue à grandes ouvertures, a montré dans notre cas les avantages qu'on a à tous les points de vue de s'en servir.

Zusammenfassung

Der Beitrag behandelt die Anwendung von Sheddächern aus Eisenbeton auf die Ueberdeckung von grossen Flächen. Es zeigt sich, dass sich wirtschaftliche Vorteile ergeben, wenn sie über grosse Spannweiten durchlaufend ausgeführt werden, wie im vorliegenden Falle.

Summary

Reinforced concrete sheds for covering large areas, and the economy of using continuous beams with long spans, has in our case shown the advantages there are from all standpoints in using these.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IId6

L'emploi de la précontrainte aux ponts à tablier solidaire des maîtresses-poutres

Die Anwendung der Vorspannung auf Brücken mit Verbundträgern

The application of prestressing at composite steel plate girder bridges co-operating with the overlying reinforced concrete slab

Dr CH. SZÉCHY AND Dr L. PALOTÁS
Budapest

Previous to the construction of the "Árpád" bridge (1) large-scale experiments were made with different types of light-weight deck constructions. All the tested types were based on an intensive co-operation between supporting steel ribs and covering plate and the overlying concrete filling or coating. First of all it was stated that sufficient co-operation might be secured between a steel plate and the overlying concrete layer by fairly simple means i.e. by steel hooks or stirrups, etc. affording an increase in the stiffness of 30-300 %. Furthermore the transversal distribution of point loads and actual stresses, set up in the single rib elements was considered of primary importance. As a result of the experiments it was concluded upon that the co-operative width of the R. C. slab stressed by the point-load is not constant but it is varying in proportion to the rigidity of the slab's support: e.g. where the steel-ribs (purlins) are directly supported by the cross girders this width is minimum and in the middle of the purlin-span it is maximum. Results were in fair conformity with the calculations when a rhomboidal area was taken into account as co-operating width. The maximum extension in transversal direction does not exceed two or three neighbouring bays according to the experiments and thus the width may be expressed by the equation (fig. 1):

$$S^2 = l\left(1 - \frac{x}{4\,a}\right).$$

(1) Ch. Széchy, *L'Ossature Métallique*, octobre 1947.

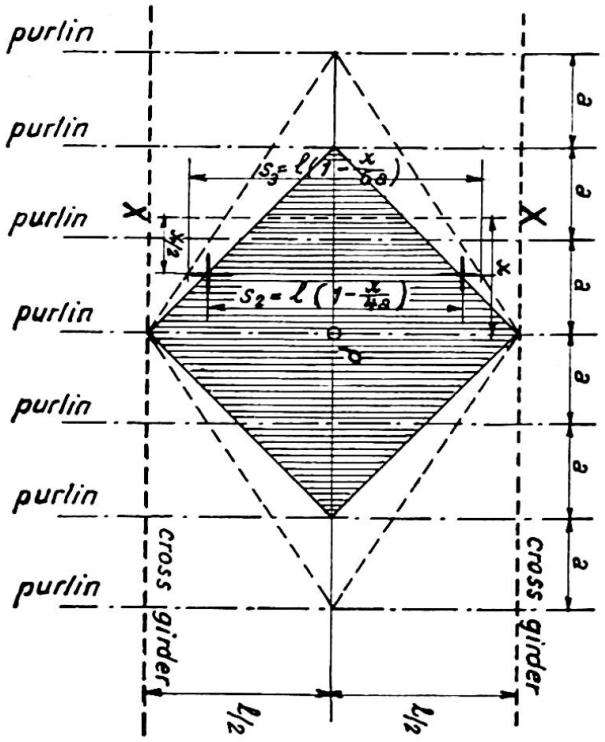


Fig. 1.

In the other direction the peaks of this surface will be situated at the cross-girders.

Very interesting observations were made with executed examples as to transversal load distribution. Figure 2 represents the test loading of a 16.50 m (33′) span grillage-beam bridge. As it is shown transversal load distribution was calculated in different ways.

1. The actual elasticity of load transmitting cross girders (cross beam + R. C. slab) was taken into account by their actual moment of inertia (Leonhardt).

2. The action of the cross beams would incur a transversal flexion of the longitudinal beams but this is greatly counteracted by the great torsional (grillage) resistance of the latter one. This resistance is revealed along the whole length of the longitudinal beams. Thus we are much nearer to the reality when assuming that the tangents at the end sections of the cross beams remain horizontal (fixed).

3. Infinitely rigid cross beams are assumed i.e. the transversal deflection line is linear.

Actual test loadings have proved that the behaviour of such grillage-beam constructions is much nearer to assumption 2 and 3 than to 1. (See fig. 2 with $E_1 = 400$ t/cm².) We have tried to make some formulae regarding the torsional resistance of grillage beams.

The effect of the torsional resistance of the main girders exerted upon the transversal load-distribution was computed by the well-known equation system of deformation set up by the unit forces acting upon the statically determinate ground-systems

$$\Sigma a_{im} X_i + a_{om} = 0$$

where

a_{im} denotes the displacement set up by $X_i = 1$ unit force at a place m of the determinate structure, if $i = 1, 2, \ldots$ and $m = 1, 2, \ldots$;

a_{om} denotes the displacement set up by the actual external loading at m if $m = 1, 2, \ldots$.

The calculation of the grillage-beam system presented below is solved only by approximation for sake of simplicity based on the following assumptions (fig. 3):

1. Only one cross beam of constant rigidity (J_k) was taken into account in the middle of the span. The transversal load distributing effect of several cross-beams or that of a co-operating slab was considered partly by the increase of the moment of inertia of the single central cross-beam ($d \cdot J_k$) and partly by the decrease of the length of torsion (h). The values of d may be taken according to Leonhardt [1] to 1, 1.6, 2 in the case of two, three and four, or five or more cross-beams; while the value of h is equal-according to the results of test-loadings in the case of a co-operating slab to the distance (λ) of the cross-beams themselves.

2. The grillage beam was assumed to be built up symmetrically i.e. that the distance (b) between the main girders is the same and the moment of inertia (J), the torsional coefficient (J_c) of the inner main girders is also identical, while as to the extreme girders their moment of inertia (J') and their torsional coefficient (J_c') are conforming to the ratio:

$$J = \varepsilon \cdot J' \quad \text{and} \quad J_c = \eta \cdot J_c' .$$

The torsional coefficient may be computed in general at the first approximation, by the formula:

$$J_c = \frac{1}{3} \Sigma s^3 \cdot m$$

where s and m are denoting the depth (smaller dimension) and respectively the width of the quadrangular elements of the cross section.

3. The main girders were regarded infinitely rigid against torsion at their supports, but with the assumption that they can freely move in their own plane i.e. that the bending stiffness of the cross beams applied over the support is infinitely big, but their torsional stiffness is practically negligible.

4. The X_i unknown quantities of the equation system are denoting bending moments acting upon the supported or fixed sections of the cross-beams and respectively torsional moments for the main girders. The computation is reduced to the computation of a continuous beam on elastic supports, where the elastic supports (main girders) are rigid against bending and torsion.

The terms used in the determinate structure with one single cross beam in the middle are the following (see fig. 3):

---

(1) See: A. F. Leonhardt, *Vereinfachte Trägerrostberechnung*, W. Ernst u. Sohn, 1940.

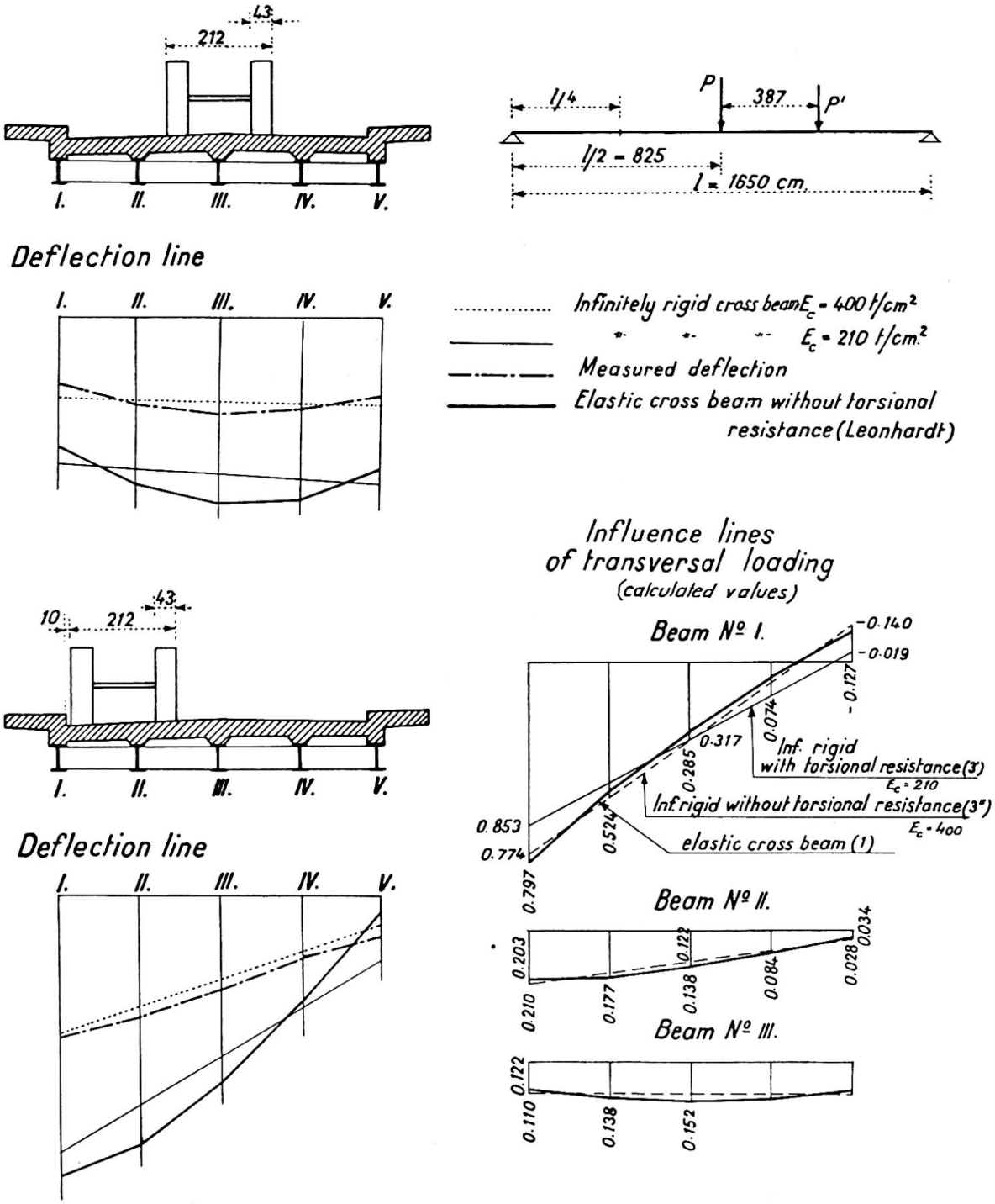


Fig. 2.

e : vertical displacement of the inner main girder in the middle of the main girder due to the effect of the unit force acting at the place of the central cross beam.

In the case of a freely supported beam :

$$e = \frac{l^3}{48\,\mathrm{EJ}}\ ;$$

$e' = \varepsilon \cdot e$ as above but for the extreme girders ;

$v = \dfrac{b^3}{6\,\mathrm{EJ}_k}$ the flexibility of the cross beam ;

		(a.) + (T)		(b.) + (T)		(c.) + (T)	
		σ_c kg/cm²	σ_s kg/cm²	σ_c kg/cm²	σ_s kg/cm²	σ_c kg/cm²	σ_s kg/cm²
Beam № I.	Section (A)	114·1	1140	57·7	2775	96·3	1728
	-//- (B)	66·3	1168	38·1	1978	67·1	1194
Beam № II.	-//- (A)	59·1	586	25·4	2862	48·6	1276
	-//- (B)	44·8	1242	28·0	2380	45·4	1191

See. fig. 2.

(a) Loading: Camber (prestressing) + dead weight (one central support)

(b) " Dead weight: joist + concrete (without support)

(c) " " " " " (staging over entire span)

(T) Surfacing + Live load

TABLE I

$z = \dfrac{e}{v}$ stiffness characteristic of grillage system with regard to the inner main girder.

In the case of a freely supported beam :

$$z = \left(\frac{l}{2\,b}\right)^3 \cdot \frac{J_k}{J} ;$$

$z' = \varepsilon \cdot z$ as above but for the extreme girders ;

$\vartheta = \dfrac{1}{4}\,\dfrac{h}{G \cdot J_c}$ angle of torsion on the inner girder due to the effect of a unit torsional moment acting in the middle ;

$\vartheta' = \eta\vartheta$ the same for the extreme girder ;

$u = \vartheta b^2$ torsional rigidity of inner girder ;

$u' = \eta b^2$ torsional rigidity of extreme girder ;

$G =$ modulus of torsion approximatively equal for steel and for concrete : 0.385 E ;

$w = \dfrac{u}{v}$ characteristic of torsional rigidity of grillage beam as regards to inner girder ;

$w' = \eta w$ as above but for extreme girder.

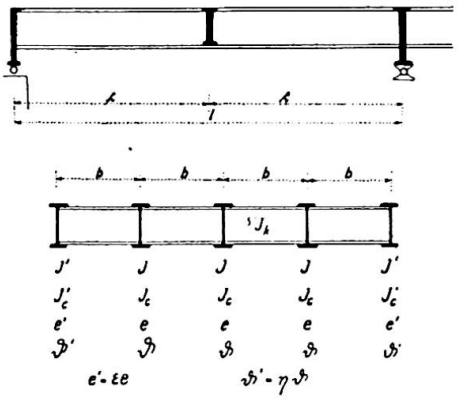
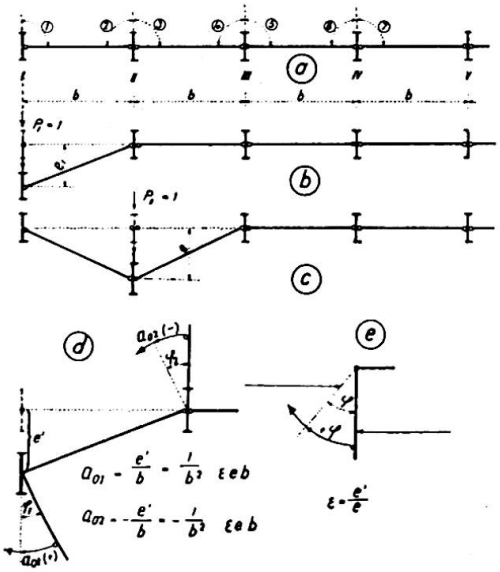
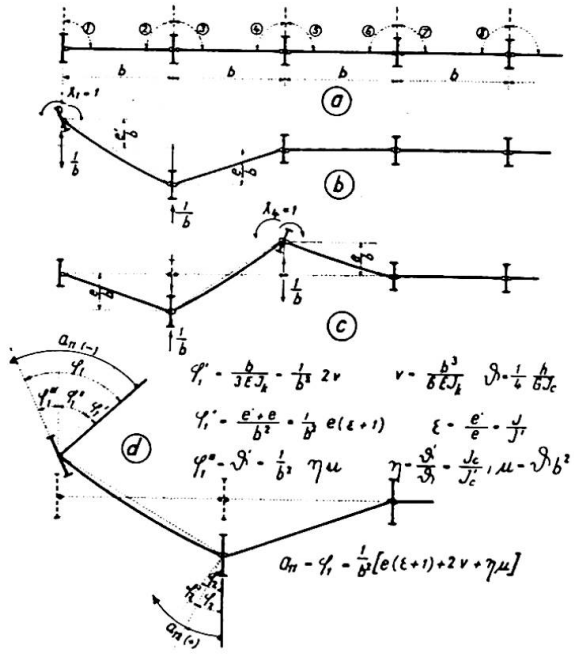


Fig. 3 (left, above).

Fig. 4 (left, below).

Fig. 5 (right, below).





With these designations and with the sign rule indicated on figure 4 and 5 we get the loading quantities and coefficients in the equation system after simplification (omitting the multiplicator $\frac{1}{b^2}$ in all members):

a) Quantities for the cases of figure 4 supposing that a unit concentric force is acting upon the main girder at the place of the cross beam :

Due to a force $P_1 = 1^t$:

$a_{01} = \varepsilon \cdot e \cdot b$ (respectively $\varepsilon \cdot z \cdot b$);

$a_{02} = -\varepsilon \cdot e \cdot b$ (respectively $-\varepsilon \cdot z \cdot b$).

Due to a force $P_4 = 1^t$:

$a_{01} = -e \cdot b$ (respectively $-zb$);

$a_{02} = e \cdot b$ (respectively zb);

$a_{03} = e \cdot b$ (respectively zb);

$a_{04} = -e \cdot b$ (respectively $-zb$).

b) Coefficients for the cases on figure 5 if at the places of the redundant joints $X_i = 1$ unit moments are acting upon the determinate structure :

For a moment $X_1 = 1$:

$$a_{11} = -[e(\varepsilon+1)+2v+\eta u] \quad \text{resp.} \quad -[z(\varepsilon+1)+2+\eta w];$$
$$a_{12} = e(\varepsilon+1)-v \quad \text{resp.} \quad z(\varepsilon+1)-1;$$
$$a_{13} = e \quad \text{resp.} \quad z;$$
$$a_{14} = -e \quad \text{resp.} \quad -z.$$

For a moment $X_4 = 1$:

$$a_{41} = -e \quad \text{resp.} \quad -z;$$
$$a_{42} = e \quad \text{resp.} \quad z;$$
$$a_{43} = 2e-v \quad \text{resp.} \quad 2z-1;$$
$$a_{44} = -(2e+2v+u) \quad \text{resp.} \quad -2(z+1)+w;$$
$$a_{45} = -(e-u) \quad \text{resp.} \quad -(z-w);$$
$$a_{46} = e \quad \text{resp.} \quad z.$$

From the moments X_i got from the solution of the equations we can derive first the reactions and acting forces of the continuous beam on elastic supports and afterwards we can get the ordinates of the load distribution influence lines.

In the case of an infinitely rigid cross beam a simple equation may be derived for the q ordinates of the load distribution influence line. With the designations of figure 6 the load distribution ordinates for the main girder k at the perpendicular of the extreme girders 1 and n, if $k = 1, 2, \ldots, n$

$$q_{1k-nk} = \frac{\varepsilon}{2+(n-2)\varepsilon} \pm \frac{3\,[n-(2k-1)]\,\varepsilon}{(n-2)(n-3)\,\varepsilon+6(n-1)+c}$$

where n : number of main girders,

c : a surplus from torsion

$$c = \frac{12}{(n-1)}\,\frac{\varepsilon}{\eta}\,\frac{e}{n}\,[2+(n-2)\,\eta]$$

and if $k = 1$, the value of $\varepsilon = 1$ is to be substituted in the numerator of the equation.

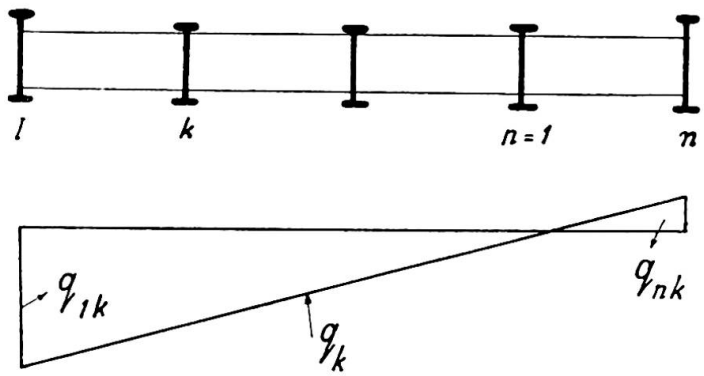


Fig. 6.

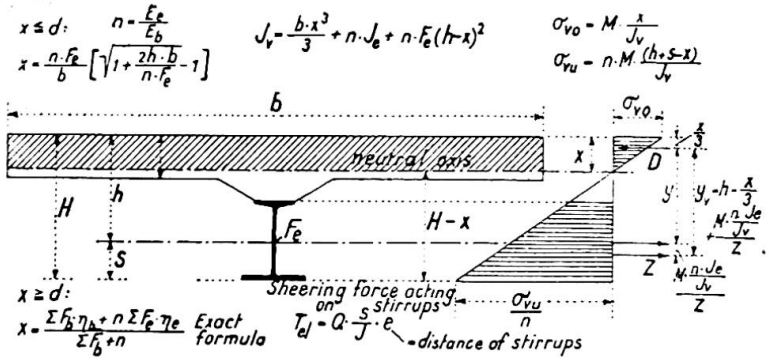


Fig. 7.

If $e' = e$ and $\vartheta' = \vartheta$ i.e. $\varepsilon = \eta = 1$

$$q_{1k-nk} = \frac{1}{n} \pm \frac{3\,[n - (2\,k - 1)]}{n\,(n + 1) + c}$$

where $c = 12\,\dfrac{e}{n}\,\dfrac{n}{n - 1}$.

If $c = 0$ and $\varepsilon = 1$ i.e. if we do not take torsion into account the above equation is transformed to the known formula :

$$q_{1k-nk} = \frac{1}{n} \pm \frac{3\,[n - (2\,k - 1)]}{n\,(n + 1)}\,.$$

Owing to the great advantages of the composite girders they find more and more widespread applications everywhere. The most frequent type is consisting of standard steel-joists bound by welded stirrups and hooks into the overlying R. C. slab, which is stressed consequently once transversely as a bent plate and longitudinally as the upper (compression) chord of the composite-girder (fig. 7). This double utilisation of the concrete results a considerable saving in steel consumption and a still greater one in scaffolding and in construction time. A further advantage is a possible reutilisation of the recuperated steel deck girders (cross-girders, purlins, etc.) of blown up steel bridges.

The execution of these bridges has inspired us to introduce a simple prestressing which affords further economy. Namely if the steel joists are just placed on the abutments without any staging or any temporary intermediate support they will have to carry alone the weight of the concrete slab thus securing composite action only against live-loading, whereas the steel joist itself has suffered a heavy overstressing from the dead weight of the fresh concrete. In order to avoid this overstressing it was necessary to provide at least for a temporary central support or for a light temporary supporting staging all over the span. This would secure composite action against dead load too. When arrived at that, we went a bit further and studied the possibility of raising slightly the joists in the middle and when tying them down to the abutments even a certain prestressing might be easily obtained introducing compression into the lower flange and tension to the upper flange (fig. 8). In this position the concrete is poured and when hardened, the temporary support removed. It is evident that the concrete slab will overtake a greater part of the stresses and will materially

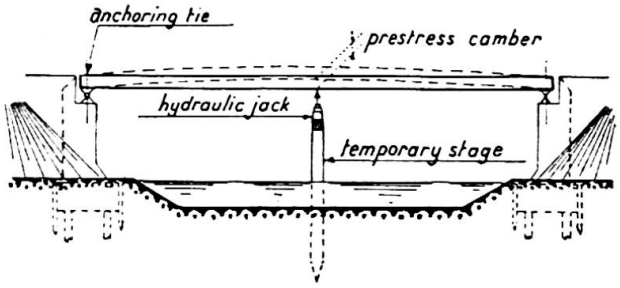


Fig. 8.

relieve the steel joist. For a given example table I is showing comparative numerical data of the stresses in concrete and in steel with and without prestressing and we can see that with prestressing the stress in concrete is 114.1 kg/cm² (1,630 lb/sq.in) and 1,140 kg/cm² (16,300 lb/sq.in) in steel, whereas without it, the stress in concrete is decreased to 57.7 kg/cm² (815 lb/sq.in) but in steel it is increased to 2,775 kg/cm² (40,000 lb/sq.in). Bearing in mind that the depth of the concrete slab is determined rather by its transversal than by its longitudinal rôle and never can be reduced below a certain practical dimension (15 cm = 6″) prestressing is always advantageous and by very simple means feasible.

Résumé

Essais effectués sur poutres composées travaillant solidairement avec le tablier en béton armé.

Résultats des essais de charge de ce type de pont pour lequel les maîtresses-poutres sont soumises à torsion. Formules approchées pour le calcul de ces effets.

Précontrainte simple de ces ponts par un appui central mobile.

Résultats économiques.

Zusammenfassung

Ergebnisse der Versuche an zusammengesetzten Trägern mit spezieller Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Zusammenwirkens mit der Eisenbetonplatte.

Resultate der Versuchsbelastungen von Verbundträgerbrücken, die die Querverteilung der Lasten infolge der Torsionsteifigkeit der Längsträger zeigen. Näherungsformeln für die Berechnung dieser Effekte.

Einfache Vorspannung der Verbundträgerbrücke durch eine verstellbare Mittelstütze.

Wirtschaftliche Erwägungen.

Summary

Results of the experiments made with composite-girders as regards the variation of co-operative width of R. C. slabs.

Test loading results of composite-girder bridges showing the trans-

versal load distributing effect of the torsional resistance of longitudinal beams. Approximative formulae for the computation of these effects.

Simple prestressing of the composite girder beam bridges by means of an adjustable central support.

Economic results.

IId7

La solidarisation du tablier avec l'arc des ponts surbaissés

Das Zusammenwirken der Fahrbahn mit dem Bogen bei flachen Brücken

Uniting the floor with the arch of a flat bridge

DOC. ING. Dr K. WAITZMANN
Ecole Polytechnique de Prague

La solidarisation du tablier avec l'arc des ponts surbaissés fut déterminée sur les modèles d'un pont construit en 1935 dont la disposition générale est représentée à la figure 1. Le pourcentage de l'armature est presque 1,5 %. La section à la clef de la voûte est sollicitée, dans le cas le plus défavorable, à 84,5 kg/cm².

La solidarisation du tablier avec les arcs fut déterminée par des essais sur quatre modèles différents (fig. 2) :

Voûte simple (modèle 1);

Modèle pour la détermination de l'arc virtuel équivalent, établi à la suite de la collaboration du professeur Rabut (fig. 2*a*);

Voûte (arc) et mur parallèle (sans tablier) (modèle 3*a*);

Modèle réduit à l'échelle un cinquantième pour la détermination de la solidarisation du tablier avec la voûte (modèle 3*b*);

Le modèle de la voûte était monolithique avec la partie inférieure empêchant tous les déplacements des appuis et facilitant en même temps l'articulation des appuis comme c'est le cas dans la construction.

Le modèle 3*b* représente une section en I de la voûte de 140 cm de largeur. Les dimensions de tous les modèles (les hauteurs et les largeurs) furent calculées en tenant compte de l'armature.

Les modèles furent découpés en papier *bakélitisé* « Trolitax », qui a d'excellentes propriétés mécaniques. Ses modules d'élasticité en compression, traction et en flexion sont presque les mêmes (180.000 kg/cm²) et la courbe déformation-tension est presque linéaire jusqu'à la rupture.

La solidarisation du tablier avec l'arc fut déterminée par la mesure des flèches du modèle placé en position verticale (fig. 3) et également par la détermination des lignes d'influence pour les valeurs hyperstatiques.

Les lignes d'influence des flèches de la construction furent déduites des courbes de flexion déterminées par

$$\eta_K = \eta_M \frac{P_K E_M \cdot m}{P_M E_K}$$

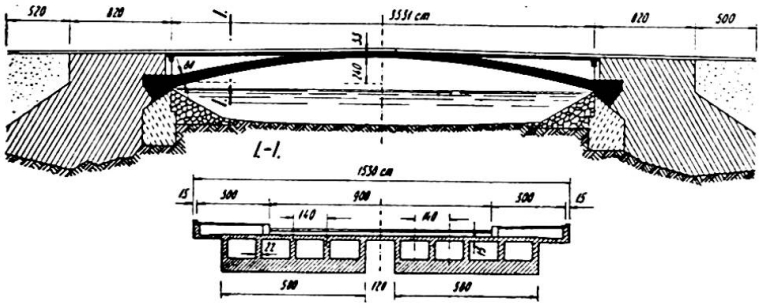


Fig. 1. Disposition générale du pont.

η_K = Flèche de la construction;
P_K = Charge de la construction;
η_M = Flèche du modèle;
P_M = Charge du modèle;
E_M = Module d'élasticité du modèle;
E_K = Module d'élasticité de la construction;
$\frac{1}{m}$ = L'échelle des largeurs des sections.

Pour l'essai de chargement du pont on a utilisé deux camions d'un poids total de 22 tonnes. La charge uniforme était produite par pierres de dallage rangées sur les trottoirs sur une longueur de 15 mètres au milieu de la travée du pont (charge spécifique de 600 kg/m²). La flèche était mesurée à la clef des arcs.

Les flèches déterminées à l'aide des lignes d'influence sur les modèles furent calculées pour la valeur du module d'élasticité de béton de E = 386.000 kg/cm² et pour la même charge qu'en cours d'essais.

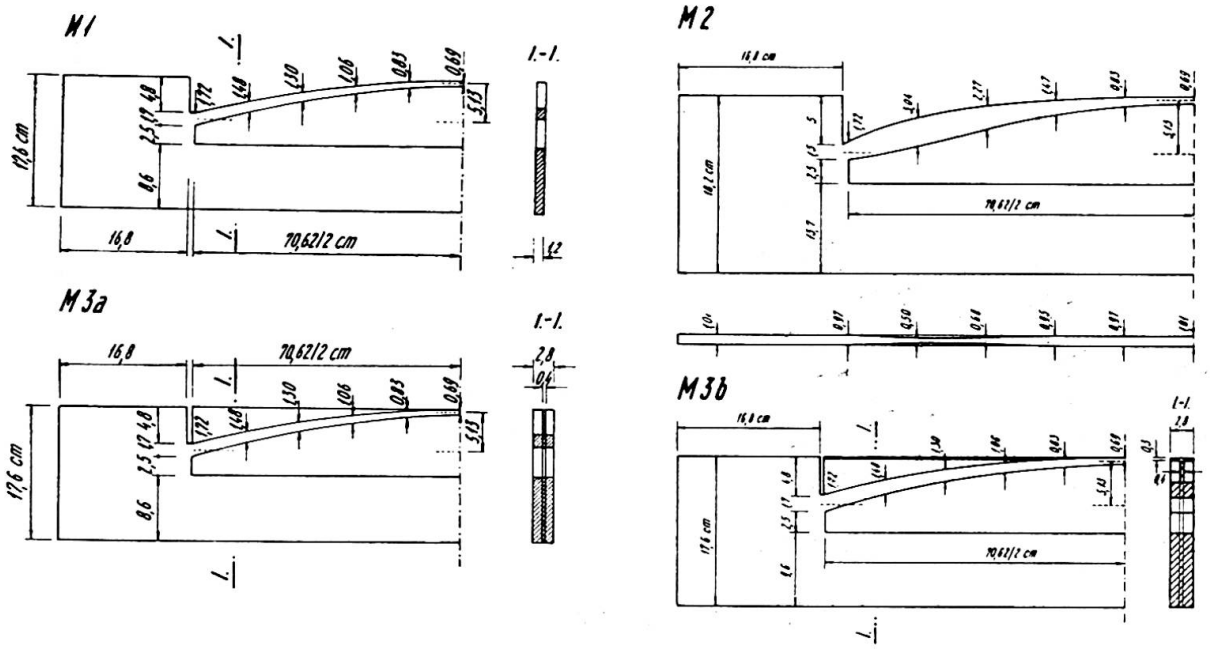


Fig. 2. Modèles utilisés.

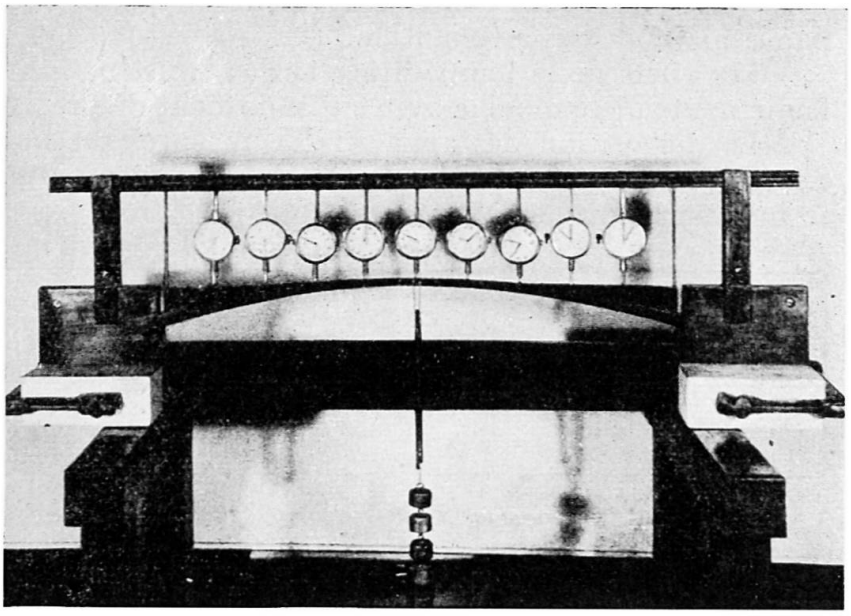


Fig. 3. Disposition utilisée pour la mesure des flèches.

	Pont	Modèle		
		2	3a	3b
Flèche à la clef . . . . . mm	2,225	2,002	2,318	1,977

TABLEAU 1. — *Les flèches déterminées par l'essai du pont et celles calculées d'après les essais sur modèles*

L'écart entre les flèches calculées d'après les résultats des mesures sur modèles et de celles déterminées au cours de l'essai du pont est d'environ 11 %.

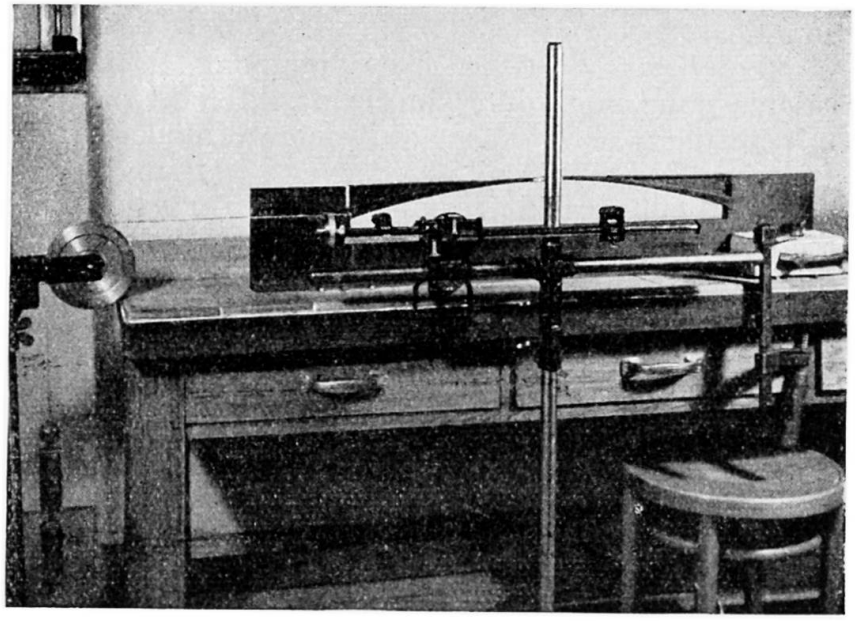


Fig. 4. Disposition des appareils pour mesure des effets de la baisse de la température.

Les lignes d'influence des valeurs hyperstatiques furent déterminées par la méthode des articulations [1].

Les effets de la température sur la construction peuvent se déterminer facilement sur le modèle avec suffisamment de précision.

La disposition des appareils de mesures est indiquée sur la figure 4. Les valeurs de la force horizontale calculées et mesurées pour les essais sur le modèle 1 correspondent.

	Calculée pour la voûte simple (modèle 1)	Mesurée		
		Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
Force horizontale . . . . . kg	120 000	119 200	133 700	137 000

TABLEAU 2. — *Force horizontale pour une baisse de température de 25° C.*

Conclusions

Par la comparaison des courbes de flexion et des lignes d'influence des valeurs hyperstatiques et des moments fléchissants des modèles 2 et 3*b* on voit (fig. 5, 6, 7) que les deux arcs sont bien pareils au point de vue statique. Les lignes d'influence des modèles 2 et 3*b* furent calculées des lignes d'influence des valeurs hyperstatiques pour la fibre moyenne virtuelle déterminée d'après le professeur Rabut.

L'effet à peine plus fort des parties plus rigides des appuis sur le modèle 2 peut être expliqué du fait que sur le modèle 3*b* une partie seulement de la section de tablier était en fonction. La section en I du modèle 3*b* n'est pas assez rigide par suite de la hauteur de son âme et la solidarisation parfaite du tablier ne peut être provoquée qu'en cas de son fonctionnement monolithique avec l'arc.

Par rapport à la voûte simple du modèle 1 l'arc creux et la voûte virtuelle équivalente d'après le modèle 2 ont une rigidité plus grande, ce qui apparaît à la baisse de la température par l'augmentation de la force horizontale.

Les lignes d'influence des moments fléchissants déterminées par les calculs pour une voûte simple ne diffèrent pas beaucoup de celles déterminées pour la voûte équivalente (modèle 2) ou pour l'arc creux (modèle 3*b*).

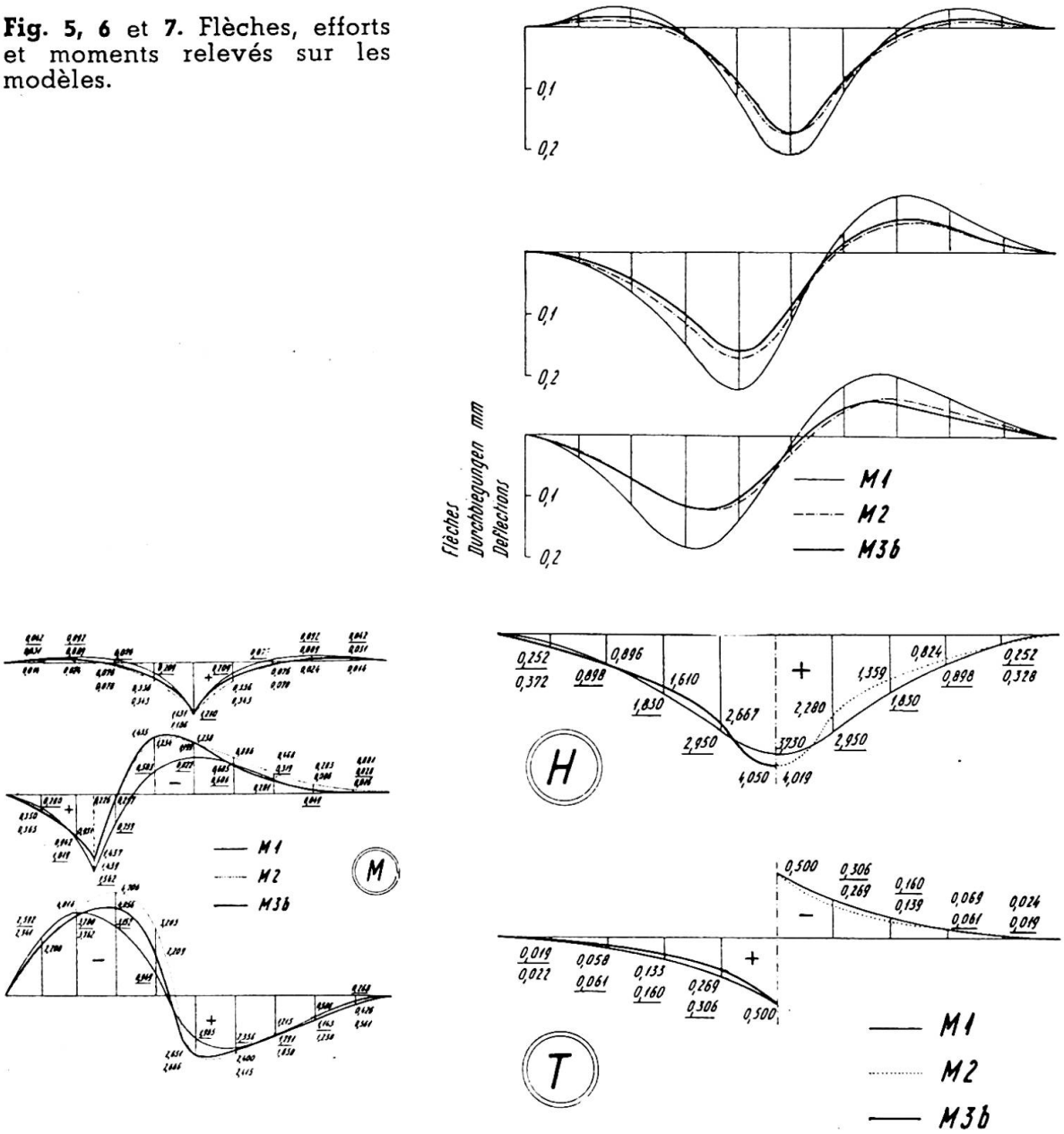
On peut en déduire une réduction considérable des tensions dans les sections où le tablier collabore partiellement ou parfaitement avec l'arc. Les moments fléchissants sont environ les mêmes ou légèrement supérieurs à ceux d'une voûte simple.

La force normale est environ la même pour les deux cas. Les moments d'inertie de la voûte avec le tablier solidaire sont considérablement plus grands. La tension provoquée par la force normale est réduite, étant donné que la section effective est très peu augmentée. La force normale est décisive pour les tensions finales ce qui est l'avantage principal de cette construction.

---

[1] Dr. Sayed ABD-EL-WAHED, *Die Gelenkmethode*, Springer, Berlin, 1931.

Fig. 5, 6 et **7.** Flèches, efforts et moments relevés sur les modèles.



Résumé

Les résultats du rapport ont montré :

1. Une très bonne concordance de la théorie du professeur Rabut avec des résultats des essais sur les modèles.

2. Une très bonne concordance des flexions déterminées sur les modèles avec les flexions mesurées pendant les essais réels du pont.

3. Une possibilité de résoudre des constructions complexes de ponts par les modèles avec de simples appareils de laboratoire.

Zusammenfassung

Die Ergebnisse des Beitrags zeigen :

1. Eine sehr gute Uebereinstimmung der Theorie von Prof. Rabut mit den Ergebnissen von Versuchen an Modellen.

2. Eine sehr gute Uebereinstimmung der an den Modellen gemessenen Durchbiegungen mit denjenigen der fertigen Brücke.

3. Die Möglichkeit, schwierige Probleme des Brückenbaus mit einfachen Laboratoriumsapparaten an Modellen zu untersuchen.

Summary

The results of the report have shown.

1. A very good concordance of the theory of Professor Rabut with the results of models tests.

2. A very good concordance of the deflections determined on models with the deflections recorded during actual tests of the bridge.

3. A possibility of solving complex bridge constructions by models with simple laboratory appliances.

IId8

Pont sur le Derwent River, près de Hobart (Tasmanie)

Brücke über den Derwent bei Hobart (Tasmanien)

Bridge over the River Derwent near Hobart (Tasmania)

Dr ING. H. GOTTFELDT, M. I. STRUCT. E.
London

The bridging of a wide river is in itself a fascinating problem for the structural engineer. The width is the most manifest obstacle, but there are usually many others, less obvious but equally hard to conquer. Wide rivers are frequently of a commensurate depth, perhaps of several hundred feet, and even at that depth the river bed may be utterly unsuitable to support the weight of a bridge pier. Currents, tides, and atmospheric conditions will have to be considered. Last, but not least, the demands of the traffic *across* the river are usually diametrically opposed to those of the navigation *along* it; if the surrounding country side is fairly flat the road user or railway engineer will ask for a crossing a few feet above the water level, so as to avoid the expenditure of money and energy on the climbing of long ramps, while sea-going ships require a clear headroom of 150 feet and more and, of course, a corresponding clear width.

All these difficulties presented themselves in full measure to the successive generations of engineers who planned to bridge the river Derwent, at a place near its mouth where it is almost 4 000 ft wide, with a view to connect Hobart, the capital of Tasmania, with its suburbs and generally with the East coast of the island. These plans remained a dream for almost a century, and only then a scheme was evolved that would not only overcome the technical difficulties but — and this is a further important consideration — would also be within the financial reach of a smallish community, the population of Tasmania being about 240 000, of whom one quarter live in the capital.

The first reaction of the modern engineer to such a problem would probably take the form of a sketch of a suspension bridge. The cost of such a design would, however, have been prohibitive, not only because the solid rock was in places no less than 200 ft below the water level, but also on account of the long ramps that would have been necessary to give a headroom of 150 ft for sea-going ships.

A poor alternative to such a design is a pontoon bridge, but here

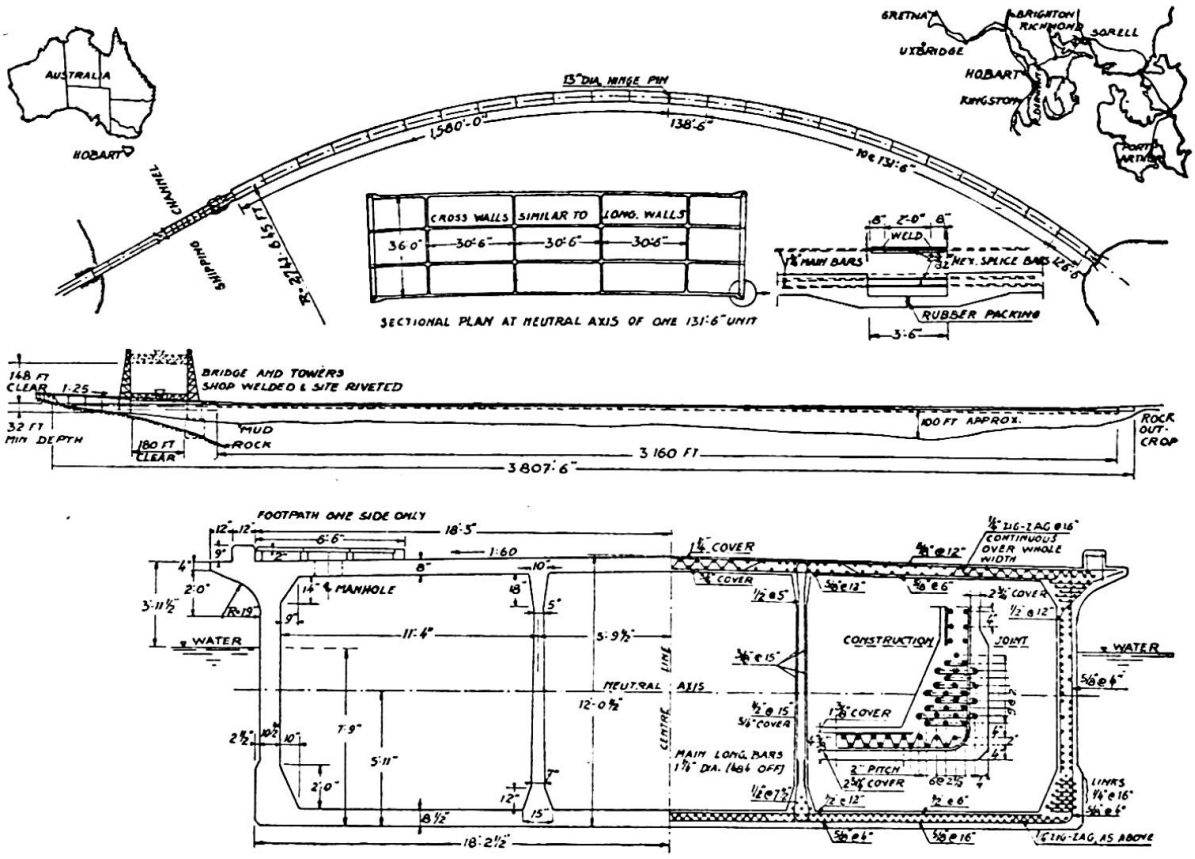


Fig. 1. Location, general arrangement and details of the brigde over the river Derwent.

again the anchoring of the pontoons and especially of the portion to be floated out for shipping purposes would have offered formidable, and, in view of the storms prevailing at some seasons of the year, perhaps insurmountable difficulties. The idea was therefore put forward to build the whole bridge in the form of one huge pontoon, with a lift bridge of appropriate dimensions at one end. If such a pontoon, of about 3 000 ft length, were to have been designed as one straight beam, spanning from shore to shore and resisting the horizontal pressure of wind, waves, currents, and tides, it would have required a width of anything between 200 and 300 ft, wholly unnecessary even for the heaviest traffic, and if built in reinforced concrete it would even then have been impossible to guarantee continued watertightness of the tension zone; the cost of such a structure would have been enormous.

It was therefore imperative to adopt a design that would ensure predominantly compressive stresses and the final answer was found in a huge horizontal floating arch. In this way the width could be reduced to reasonable dimensions, just sufficient to accommodate the required roadway of 30 ft width with a footpath of 6 ft on one side.

Figure 1 shows the general lay-out of this unique bridge and its main dimensions. A few short approach spans next to the Western shore are followed by the lift bridge which gives 148 ft headroom for a clear width of 180 ft at a minimum depth of water of 32 ft. The towers are about 180 ft high to centres of sheaves, the bridge has a span of 204 ft. The members of the towers as well as those of the bridge are of shop-welded design,

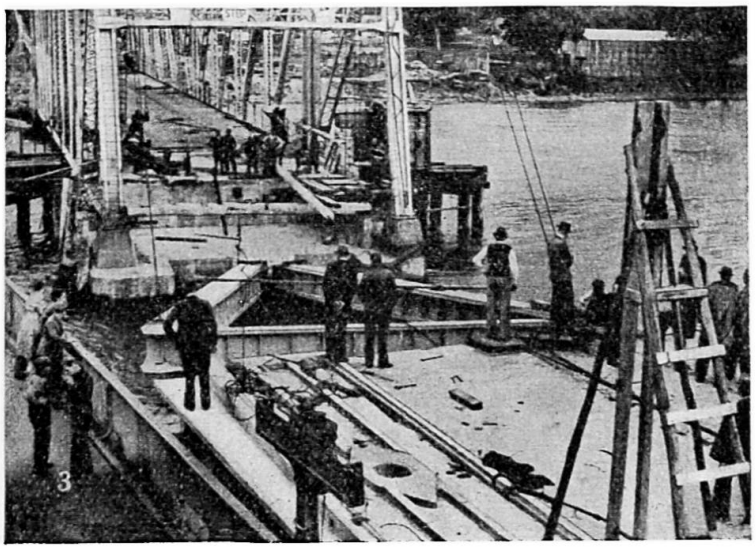


Fig. 2. View of the three-leg link of welded plate girder design.

with riveted connections at the nodes. The tower next to the shore rests on four reinforced concrete cylinders of 9 ft and 7 ft diameter respectively; the solid ground is here only 30 to 40 ft below the water line but falls rapidly away. The other tower stands on a mass concrete pier of 130 ft depth, with a base of 65 ft $\times$ 42.5 ft and a total weight of 18 000 tons.

This pier supports not only the tower of the lift bridge, but acts also as abutment for the floating arch. The latter is, however, not directly connected to it, as allowance had to be made for a normal tidal range of $\pm$ 3′ — 0″, a value that in extreme conditions may rise to $\pm$ 4′ — 6″. The necessary flexibility has been achieved by interposing a ramp of 60 ft length between arch and abutment, which is capable of following the rise and fall of the tide but does not transmit the thrust of the arch. The latter is taken up by a triangular linking arrangement underneath the ramp; the three legs of this link are of welded plate girder design (fig. 2). It is connected to the abutment by means of a single pin of 13″ diameter, weighing about 1.0 ton, and by two smaller pins to the end of the arch. A similar connection is provided at the other end of the bridge. Fortunately,

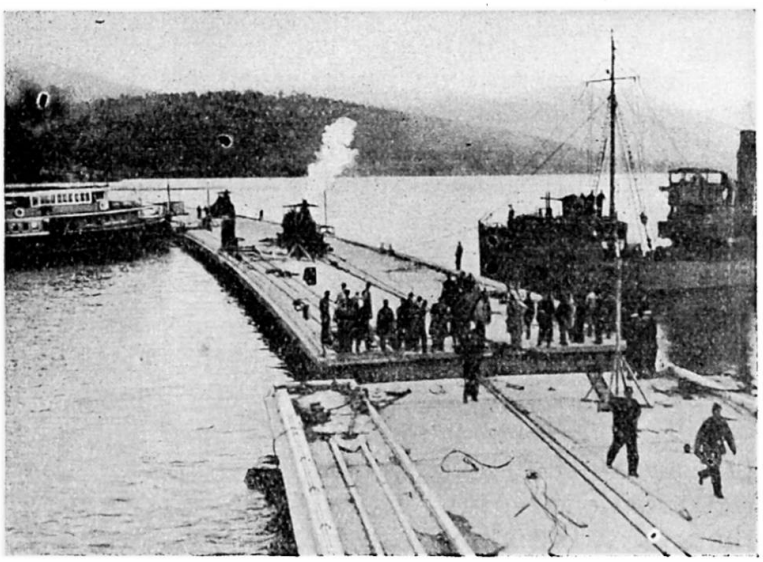


Fig. 3. Joining of the two halves at he centre.

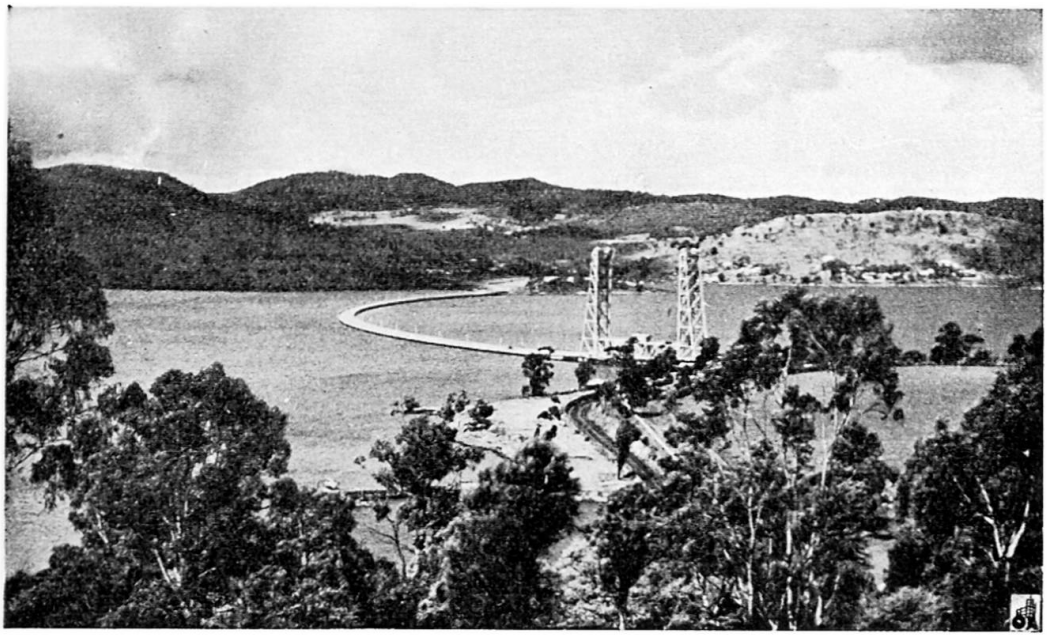


Fig. 4. View of the completed bridge.

the rock here comes to the surface and the anchorage of the arch offered no difficulties.

The floating portion is undoubtedly the most interesting and outstanding part of this bridge. It is in the form of a three-pinned arch of 2 740 ft radius, 3 160 ft length, and 443 ft ' rise '. The dimensions of the cross-section and details of the reinforcement are shown in figure 1, as is also a sectional plan of one of the 24 sections of which the arch was built; this shows the subdivision into cells by means of cross walls and longitudinal walls. These sections, of 131′ — 6″ length each, were built on land and their ends temporarily sealed so that they would float when launched. They were then temporarily bolted together, with rubber packings between adjacent ends so that the sealing walls could be removed. Suitable recesses had been provided at the ends into which the 484 longitudinal reinforcing bars of 1 1/4″ diameter projected and where they could be jointed by means of welding (see detail fig. 1). The recesses were then filled with concrete, so that by them two sections formed one monolithic unit of twice the length of the sections.

This process continued until all twelve sections of a half-arch had been moulded into one huge monolithic pontoon of 1 580 ft length with a weight of about 12 000 tons, that is 24 000 tons for the whole length of the arch; this figure includes 3 100 tons of steel reinforcement. It is interesting to compare the dimensions of this pontoon with the well known floating units of the Mulberry harbour. In cross-section the latter are much more impressive, as the largest of them had a width of 56 ft and a height of 60 ft. They were, however, ' only ' 204 ft long and had a displacement of no more than half that of the pontoon here described, namely 6 044 tons as compared with 12 000 tons.

The work so far described proceeded in a protected spot a few miles upstream. The structural and the launching difficulties that were encountered with this unprecedented design were by no means small and more than once the sceptics were on the point of being proved right; it took five months to get the first 1 000 ton section into its element. The lessons

were, however, soon learnt, and this time was later cut to only 20 days per section of 131′ — 6″ length.

After both halves had been completed they were towed to the site on two consecutive days and temporarily moored there, and the following day saw the delicate operation of assembling them in their final position and attaching them to each other and to the abutments. Figure 2 shows the arch approaching one of the abutments and gives at the same time a view of the triangulated linking arrangement previously described. In figure 3 the two halves are about to be joined at the centre, and figure 4 is a view of the completed bridge. The assembly on the site took place on the 23rd of October, 1943, and the bridge was officially opened for traffic on the 1st of January, 1944.

The author, who was not himself connected with the design of this bridge, is of the opinion that it represents an outstanding example of the art of the bridge builder, an example, moreover, where the designer has freed himself completely from all tradition and prejudice, has studied the particular problems right down to their roots, and has arrived at a unique and wholly unprecedented solution which deserves a foremost place amongst examples of long span reinforced concrete bridges.

The design is due to Mr. A. W. Knight, Chief Engineer of the Public Works Department, Hobart, Tasmania. The author is indebted to this

Fig. 5. Other view of the completed bridge, with lift bridge in the foreground.

department and to the Agent General for Tasmania in London, for their assistance in the preparation of this paper.

Résumé

Ce mémoire décrit une construction originale en béton armé sous la forme d'un pont flottant de 960 mètres de longueur et d'un rayon de 834 mètres, ce pont, d'une largeur de 11 mètres (chaussée de $9^{m}10$ et trottoir de $1^{m}90$), traverse le fleuve Derwent, en Tasmanie. L'auteur indique les raisons qui ont motivé ce choix et décrit quelques détails constructifs (y compris le pont levant partiellement soudé pour la passe navigable); il donne également les précautions prises pour le montage.

Zusammenfassung

Die Arbeit beschreibt einen einzig dastehenden Eisenbetonbau in der Form eines schwimmenden wagerechten Bogens von 960 m Länge und einem Halbmesser von 834 m, der zur Ueberführung einer 9,10 m breiten Strasse nebst einem 1,90 m breiten Fussweg über den Derwent in Tasmanien dient. Die Gründe, die zur Wahl dieses ungewöhnlichen Systems geführt haben, werden angegeben und einige Konstruktionseinzelheiten beschrieben (einschliesslich der teilweise geschweissten Hubbrücke für die Schiffahrt), ebenso auch die Massnahmen für den Zusammenbau.

Summary

The paper describes a unique reinforced concrete structure in the form of a floating horizontal arch of 3 160 ft developed length, with a radius of 2 740 ft, which carries a 30 ft roadway and a footpath of 6′ — 6″ width across the river Derwent in Tasmania. The reasons for the adoption of this unusual design are stated, and some structural details (including the partly welded lift bridge for shipping) are described, as also the assembly procedure.

IId9

Renforcement d'une tour d'église, en Angleterre, par la précontrainte

Die Verstärkung eines Kirchturms in England mittels Vorspannung

Strengthening a church tower in England by prestressing (Summer 1948)

PAUL WILLIAM ABELES
D. Sc. (Vienna), M. I. Struct. E. London

This is only a relatively small work and cannot be compared with all the large constructions shown here, but it may be of interest, since it relates to a novel application of prestressing to walls, whereby Prof. Magnel's sandwich plates were employed for the first time in Great Britain.

Due to mining subsidence the tower of St. Luke's Church, Silverdale, Staffs. had become tilted and the walls were seriously cracked.

In order to prevent further damage due to future settlement it was necessary to strengthen the walls of the tower. The design was prepared by the author in collaboration with Mr. Harold Goldstraw, A. R. I. B. A. and Mr. Harry Mason, M. I. Min. E. whereby the author's system of prestressing was applied. This is a composite construction comprising a concrete member or an assembly of bricks and a cement mortar filler in a groove or chase which contains tensioned steel. The principal idea of this solution is shown in figure 1 according to which beams were constructed within the walls.

Holes were bored in the walls and cement grout injected under pressure, until the masonry indicated by the shaded area was consolidated. Chases (*a*) were cut in both faces of the wall and a recess (*b*) was formed at each end. Wires (*c*), placed in the chases and attached by anchorages (*d*) to 10 in by 8 in steel strongbacks (*e*), were stretched and the reaction was taken by the strongbacks and transferred to the walls by distribution plates (*f*). In the event of further subsidence the compressed beam formed in the walls can act as a simply supported beam or as a cantilever with the risk of tensile stresses occurring in the masonry being considerably reduced.

In the sectional plan of the four walls of the tower (fig. 2) are shown

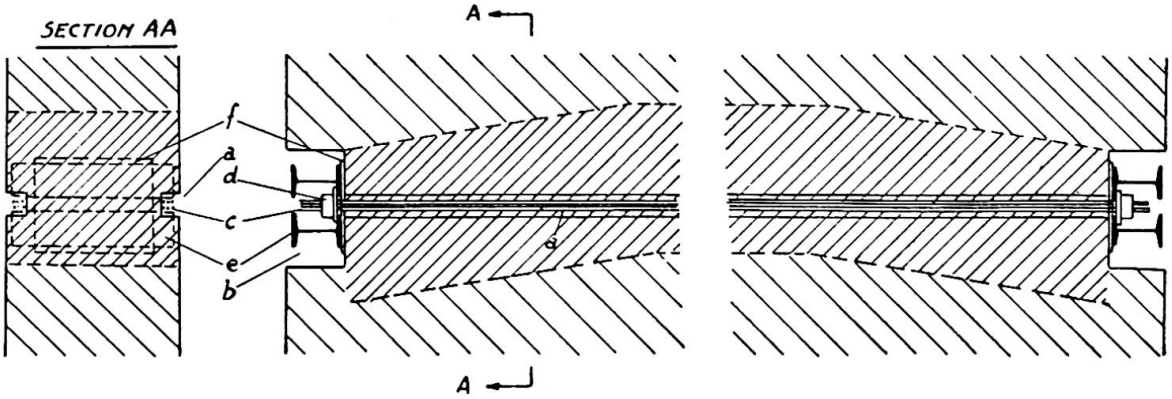


Fig. 1. Diagram showing the formation of a prestressed beam in a wall.

the chases (x) which are at slightly different levels in each wall (see vertical sections AA and BB), the recesses (y) and the openings (z) which were cut through adjacent walls to give access to the stretching devices. The space between the window and the plinth in one wall made it necessary to construct a reinforced concrete sill across the window opening, as seen in section AA, to provide a compression flange for the beam in the wall. A chase in the inner face of one of the walls, in which an arch had previously been bricked up, is shown in figure 3 with the wires in position.

Figure 4 is a view of the outer wall from South showing the chase and the wires before tensioning.

Figure 5 shows the strongbacks which were provided at each end of each wall. The inner flanges were cut off to permit access to the jack and transverse stiffening plates and angles were welded to the joists.

To offset the influence of creep of steel and to avoir any inexactness when reading the manometer the tension was increased by 5 per cent. Further a small extra tension was applied to the wires to offset the slip occurring at wedging, the amount of which was measured. This slip is

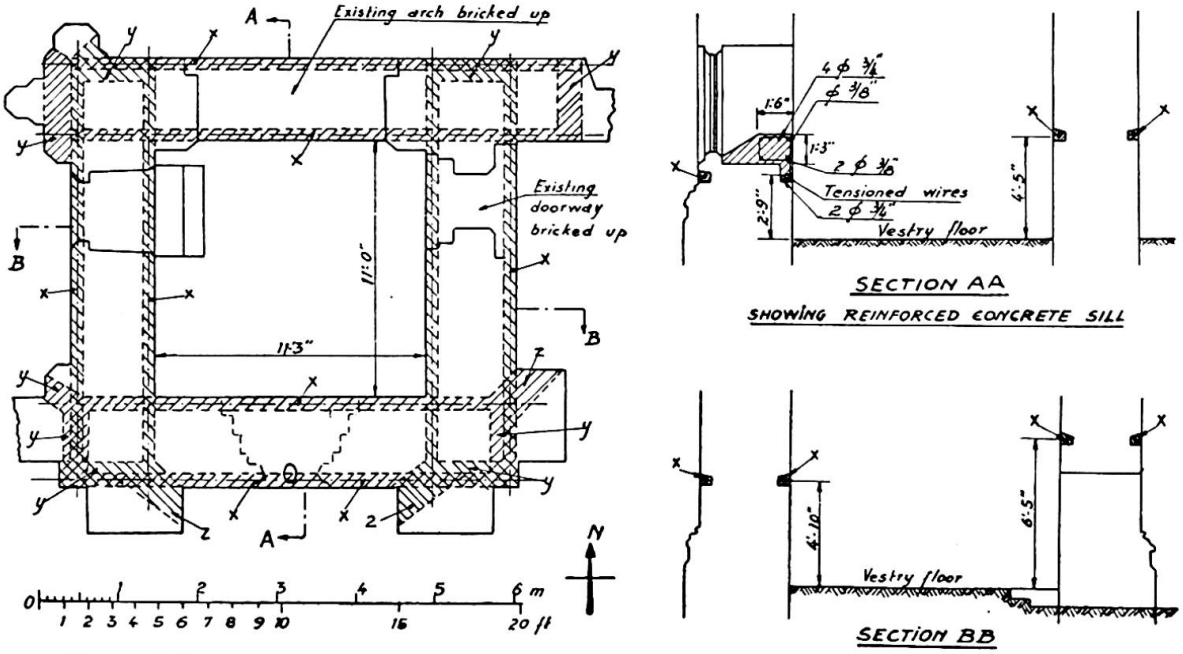


Fig. 2. Plan and vertical section of the church tower to be strengthened.

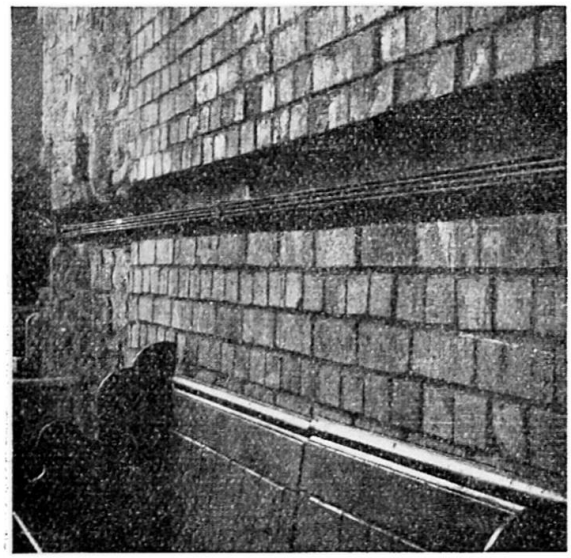


Fig. 3. Chase in the inner wall, where the opening had been bricked up.

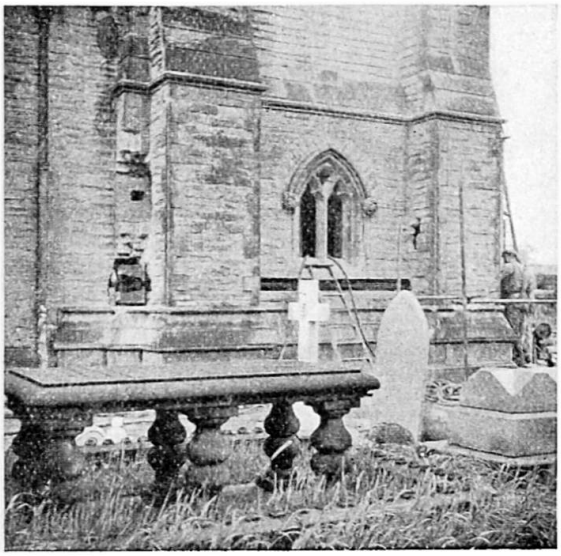


Fig. 4. Chase in the outer wall, with wires before tensioning.

very small and can generally be neglected, but is of some influence in a beam of limited length.

There are 32 wires in each chase and the total compressive force applied to each wall was 128 tons, that is 2 tons in each of 64 wires. The actual force induced in each wire was 2.1 tons. The wires are 0.2 in in diameter and are of hard cold drawn steel having a tensile strength of 100 tons per sq.in. Upon completion of the prestressing operations the wires were embedded in cement mortar that filled the chases.

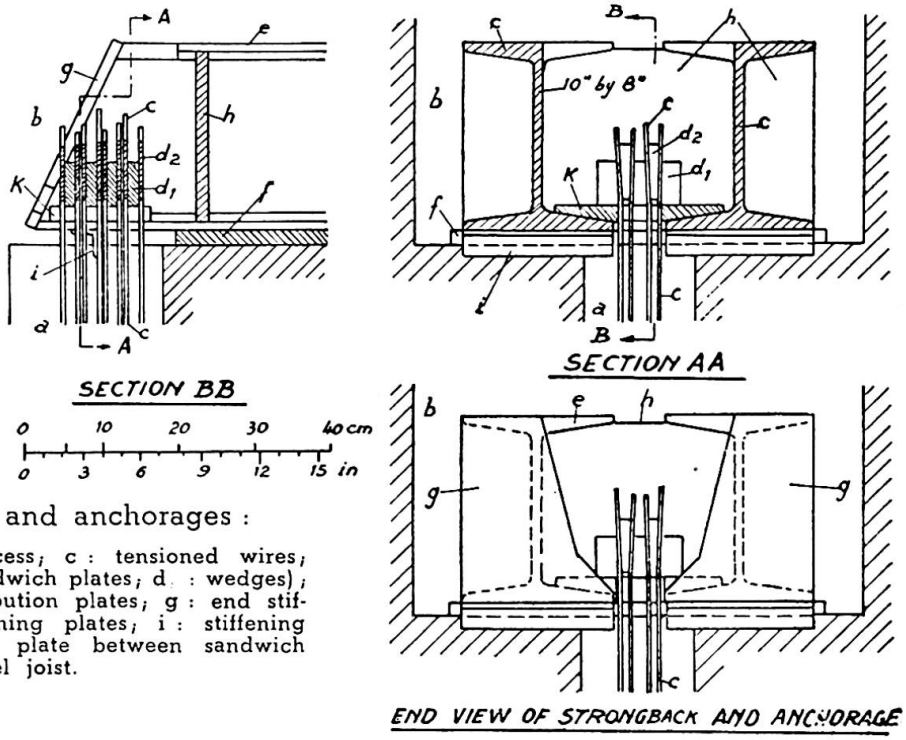


Fig. 5. Srong-backs and anchorages :

a : chase; b : end recess; c : tensioned wires; d : anchorages (d_1 : sandwich plates; d_2 : wedges); e : steel joist; f: distribution plates; g : end stiffening; h : cross stiffening plates; i : stiffening angle; k : intermediate plate between sandwich plate and flange of steel joist.

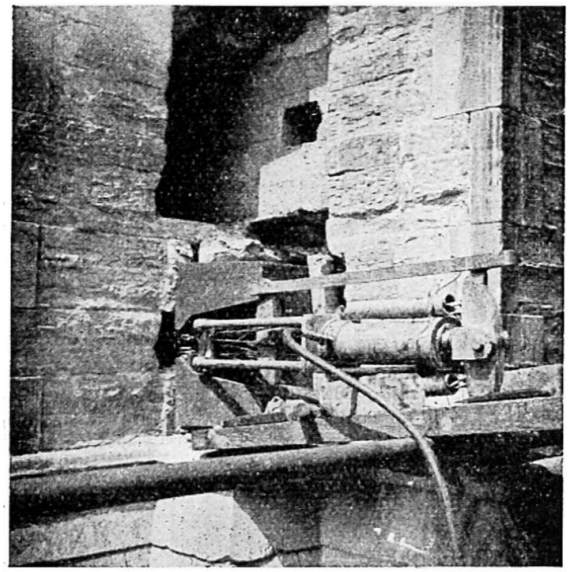


Fig. 6. Jack for tensioning at one end of the chase (see fig. 4).

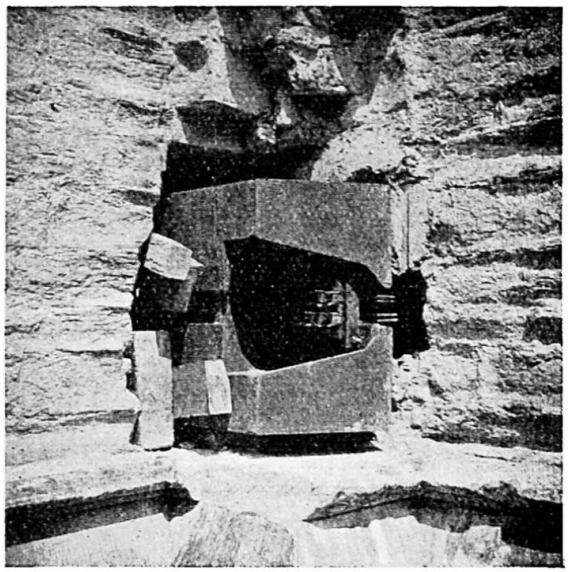


Fig. 7. Strongback with anchorages at one end of the chase (see fig. 4).

Prof. Magnel's method of tensioning 2 wires simultaneously using sandwich plates was employed.

Photo 6 shows the jack in position at the one end of the chase figure 4 whereas in figure 7 the opposite end is seen, the wires being wedged into the sandwich plates.

Photo 8 shows the end of chase, figure 3, after tensioning before the surplus ends of the wires were cut off.

In figure 9 this chase is seen filled with cement mortar, the strongbacks for the other walls being already placed and figure 10 is a view of the outer wall from south corresponding to figure 4. In this figure the stone facing is already fixed and the new reinforced concrete sill mentioned in connection with figure 2 can be seen.

The average width of the « beam » formed in the wall is 3′6″ and total depth about 4 ft. The eccentricity of the 64 stretched wires is about 10 in. The ultimate moment of resistance of the beam, when the stress in the wires is 100 tons per sq.in is 13 440 000 in-lb which is equivalent to the ultimate resistance of two 20 in by 7 1/2 in by 89 lb steel beams when stressed to the yield point stress of, say 40 000 lb per sq.in. The calculated stresses in the concrete due to the prestressing force alone, at the time the prestress is established are 318 lb per sq. in (compressive) at the bottom fibre and 34 lb per sq. in (tensile) at the top fibre. A maximum loss of prestress of only 10 per cent is assumed because the stretching force was increased by 5 per cent to counteract the creep of the steel and because there will be little shrinking or creep of the masonry. If it is assumed that the modulus of rupture is 250 lb per sq.in the moment of resistance when cracking is about to occur is $1/6\ (0.9 \times 318 + 250)\ 48^2 \times 42 =$ 8 550 000 in-lb. Thus cracking may occur at $\frac{8\ 550\ 000}{13\ 440\ 000} = 0.64$ of the ultimate load, and therefore an ample margin is afforded.

This method of prestressing could also be readily applied to creating carrying beams in foundations and to strengthening existing reinforced concrete beams.

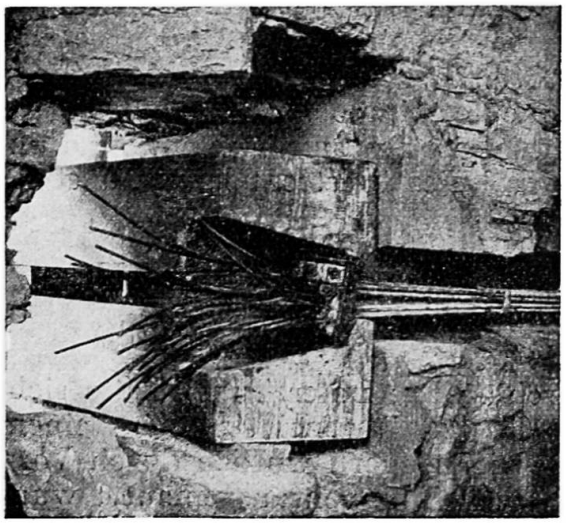


Fig. 8. Tensioned wires at the anchorage at the end of the chase (see fig. 3).

Résumé

A la suite de creusement de galeries souterraines, la tour d'une église anglaise (Staffordshire) s'est affaissée et inclinée et les murs présentaient des fissures importantes. Les quatre murs furent renforcés par la précontrainte, après briquetage et cimentation des ouvertures pour résister à la compression. Pour la première fois en Angleterre on utilisa la méthode du professeur Magnel par plaques sandwich, combinée avec l'idée de l'auteur qui consistait à prévoir aux deux côtés des rainures recevant les fils de précontrainte. Après tension, ces fils ont été ancrés dans les poutres de répartition de l'effort par des plaques sur tout le mur. De cette manière chaque pan de mur constitue, en association avec les

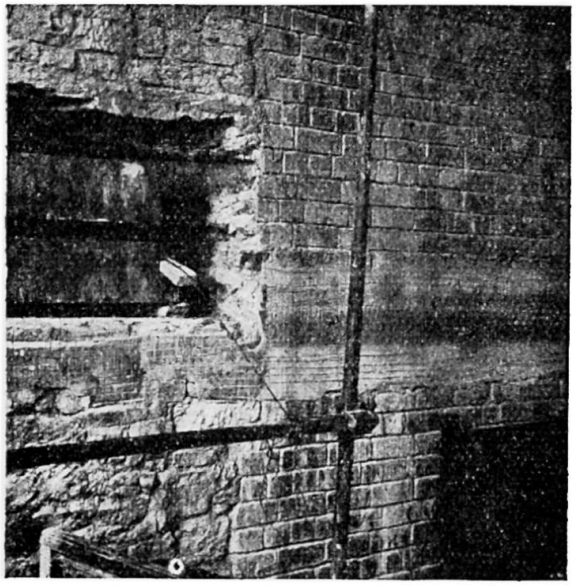


Fig. 9. Chase in inner wall (see fig. 3) filled with cement mortar after tensioning.

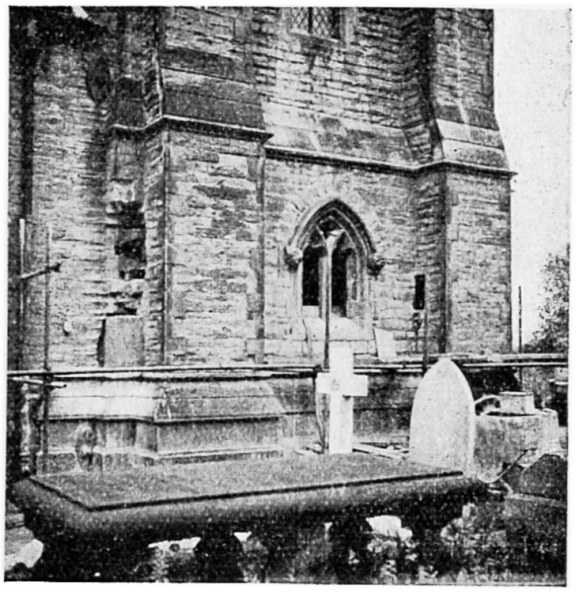


Fig. 10. The South side (see fig. 4) after replacing the stone covering, but before tensioning the wires in the Eastern and Western walls respectively.

fils tendus dans les rainures (bouchonnées après par du mortier de ciment), une poutre sollicitée comme poutre simplement appuyée ou comme poutre cantilever. La charge portante d'une telle poutre, équivalente à une grosse poutrelle métallique, est importante. D'autre part une poutrelle métallique aurait dû être supportée pour l'obtention d'un résultat semblable. Des dessins et photographies illustrent le projet et la réalisation de ces travaux.

Zusammenfassung

Infolge Senkungen (verursacht durch Abbau unter Tage) hatte sich der Turm einer Kirche in Staffordshire (England) geneigt und in seinen Mauern zeigten sich klaffende Risse. Alle vier Mauern wurden durch Vorspannung verstärkt, nachdem einige grosse Oeffnungen ausgemauert wurden und Zementmörtel in die Mauern injiziert worden war, um ihnen die zur Aufnahme des zusätzlichen Druckes notwendige Festigkeit zu geben. Man gebrauchte hier zum ersten Mal in England die Vorspannmethode mittels Sandwichplatten von Prof. Magnel. Ferner wandte man das System des Verfassers an, indem auf beiden Seiten der Mauern Nuten herausgespitzt wurden, in welche man die Drähte verlegte. Diese wurden angespannt und in den Widerlagerbalken verankert, welche durch Verteilplatten den Druck auf die Mauer übertragen.

Damit bildet jeder Mauerteil zusammen mit den gespannten Stählen in den Nuten (welche nachher mit Zementmörtel ausgefüllt wurden) einen Träger, der als einfacher Balken oder als Kragarm wirken kann. Die Tragkraft eines solchen Balkens ist beträchtlich und derjenigen eines schweren Stahlträgers gleichwertig. Zudem hätte beim Einziehen desselben das Mauerwerk unterfangen werden müssen. Zeichnungen und Photos illustrieren den Entwurf und die Ausführung.

Summary

Due to mining subsidence the tower of a church in Staffordshire (England) had tilted and the walls were seriously cracked. All four walls were strengthened by prestressing, after some openings had been bricked up and cement mortar injected into existing walls to make them capable of taking longitudinal compression. Prof. Magnel's method of tensioning using sandwich plates was employed for the first time in Great Britain and the author's system applied, according to which chases are cut at both faces of each wall, wires are placed in these chases, tensioned and anchored to strongbacks which transmit the precompression by means of distribution plates to the walls.

Thus a part of each wall together with the tensioned ties in the chases (which are filled with cement mortar) forms a beam capable of acting as a simply supported beam or as a cantilever. The carrying capacity of such a beam is considerable and equivalent to that of a rather heavy steel joist which would have had to be inserted by underpinning to obtain the same result. Drawings and photos illustrate design and execution.