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

Band: 5 (1956)

Rubrik: Structures in reinforced and prestressed concrete

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: 29.12.2025

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

CONSTRUÇÕES DE BETÃO ARMADO E PREESFORÇADO

CONSTRUCTIONS EN BÉTON ARMÉ ET EN BÉTON PRÉCONTRAINT

STRUCTURES IN REINFORCED AND PRESTRESSED CONCRETE

BAUWERKE IN EISENBETON UND VORGESPANNTEM BETON

Leere Seite
Blank page
Page vide

V

Questões especiais relativas ao betão armado e preesforçado

Questions spéciales relatives au béton armé et au béton précontraint

Special problems of reinforced and prestressed concrete

Charakteristische Gesichtspunkte im Eisenbeton und im vorsgespannten Beton

Relator Geral
Rapporteur Général
General Reporting Member
Generalreferent

PROF. DR. E. TORROJA
Madrid

Va

Fissuração (Utilização dos aços de alta resistência ou de grande aderência, ancoragens, repartição das armaduras, esforço cortante)

Fissuration (Utilisation des aciers à haute résistance ou à haute adhérence, ancrages, répartition des armatures, effort tranchant)

Crack formation (Use of high-tensile steels and steels with high bond strength, end anchorages, distribution of reinforcement, shear strength)

Rissebildung im Eisenbeton (Anwendung hochwertiger Stähle und Stähle mit grossem Haftvermögen, Endverankerungen, Verteilung der Bewehrung, Schubspannungen)

Vb

Alteração das construções sob a influência dos agentes atmosféricos e das variações de temperatura

Altération des constructions sous l'influence des agents atmosphériques et des variations de la température

Influence of atmospheric actions and of temperature changes on the behaviour of structures

Einflüsse atmosphärischer Einwirkungen und von Temperaturänderungen auf das Verhalten von Tragwerken

Vc

Segurança (cálculo à fissuração, à rotura, etc.)

Sécurité (Calcul à la fissuration, à la rupture etc.)

Safety (calculation against cracking, rupture etc.)

Sicherheit (rechnerische Risse- und Bruchsicherheit usw.)

V a 1

Critical remarks on the effect of bent-up bars and stirrups in reinforced concrete beams

Kritische Bemerkungen über die Wirkung von aufgebogenen Eisen und Bügeln

Crítica do efeito das armaduras oblíquas e dos estribos em vigas de betão armado

Critique de l'effet des barres obliques et des étriers dans les poutres en béton armé

PROF. DR. K. W. JOHANSEN
Copenhagen

In a reinforced concrete beam we have the compression zone and the tensile zone. When the tensile strength of the concrete is neglected, the tensile zone is the reinforcement alone.

Between these zones we have the shear zone. The compression force and the tensile force constitute a couple, the bending moment. When

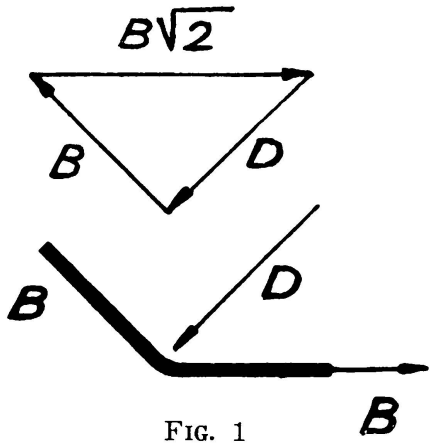


FIG. 1

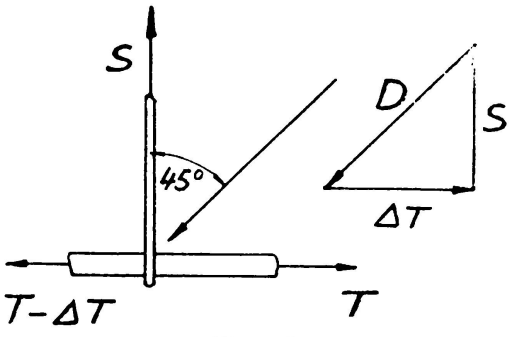


FIG. 2

the moment varies, so do these forces and the difference of the compressive forces is transmitted to the shearing zone, where it equalizes the difference in the tensile forces also transmitted to the shearing zone.

theory deals with the strength of the three zones mentioned and the trans-
theory deals with the strengh of the three zones mentioned and the trans-
mission of force between the zones. Very important is the transmission of the forces from the tensile zone, the reinforcement, to the shear zone. Let us consider a bent up bar fully utilized before the bend. After the bend the tensile force is diminished by the force B in the bar, and not B $\sqrt{2}$ as postulated in the orthodox theory. The bent up bar and an oblique compression force in the shear zone might transmit B $\sqrt{2}$, but 0,41 B must be transmitted from the other bars and at the bend, as the first mentioned bar is assumed to be fully utilized. But this very local transmission through the concrete is evidently impossible.

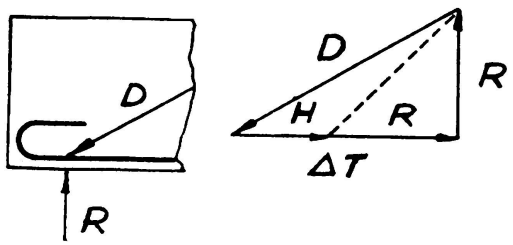


FIG. 3

A bent up bar transmits only its own force, independently of the angle of bending.

The last mentioned fact is very valuable in designing in cases where bending at 45° may give practical troubles.

The transmission of force by stirrups is attained by tension S in the stirrup and an oblique compression D in the concrete. When the direction of this compression is assumed to be 45°, (corresponding to the coefficient of friction) the force transmitted is equal to the force S in the stirrups in agreement with the orthodox theory.

At the end of a simply supported beam the reaction R acts as a stirrup and consequently transmits the force R. This is completely neglected in the orthodox theory. The hooks transmit a force H. The load on the top of cantilever beams also acts as stirrups. A uniformly distributed load w transmits forces wx (x distance from free end) given by a straight line (ordinate W = = wl at the end).

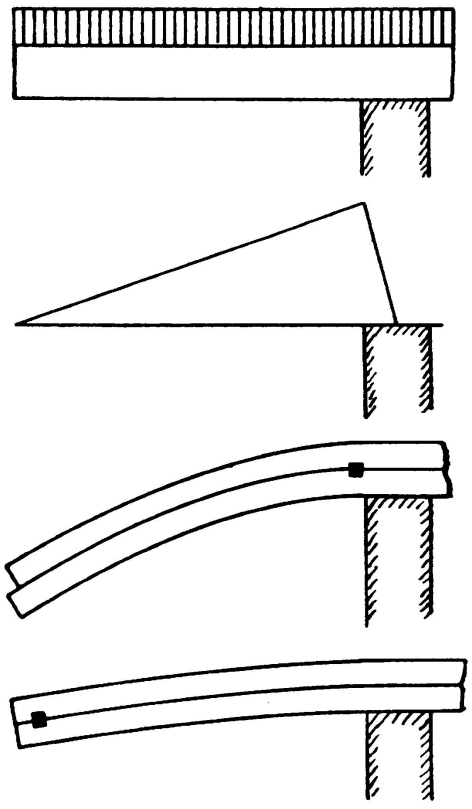


FIG. 4

Assuming a cantilever beam divided in two parts sliding on each other, the greatest slip is found at the free end and not at the fixed end. Consequently shear reinforcement at the fixed end is only of little value, but at the free end it will be efficient. In the same way, in a continuous, beam the greatest slip is found at the inflexion point which will be the best location for shear reinforcement. The postulate of the orthodox

theory, that the shear reinforcement should be placed according to the shearing forces is evidently incorrect.

The neccessary amount of the tensile force T is given by the bending moment. The shear reinforcement at any place must not diminish the tensile force by more than what corresponds to the decrease in bending moment, that is the T-line corresponding to the bending moment must be inside the T-line corresponding to the shear reinforcement.

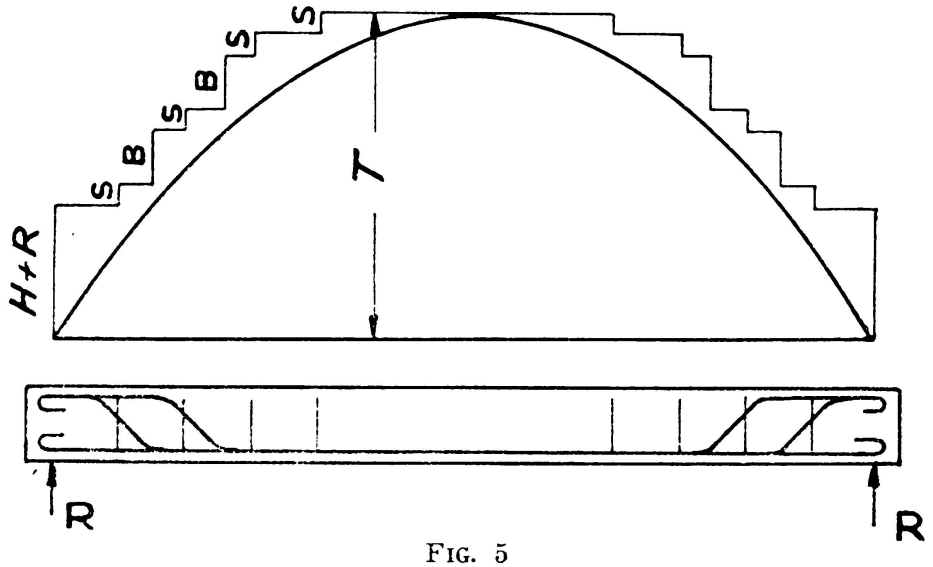


FIG. 5

The shear reinforcement may be placed ad libitum between the «free points» and the end in a simply supported beam, between the «free points» and the free end in a cantilever beam and between the «free points» and the bending moment zero in a continuous beam. In the latter case the bars ought to be totally discharged at the zero, as the stressed part of a bar may not continue into the compression zone on the other side of the zero. The shear reinforcement may be concentrated at the free end in a cantilever beam and at the moment zero, the inflexion point, in a continuous beam just as the above geometrical considerations have shown. It is of some practical value to know that the shear reinforcement must not be concentrated at the support of a continuous beam, where the column reinforcement may already give trouble for correctly casting the concrete.

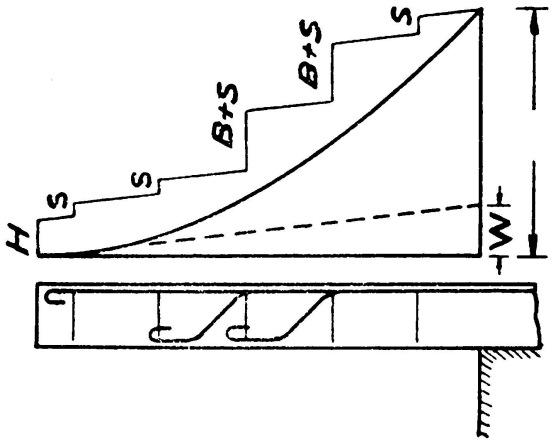


FIG. 6

In a beam without shear reinforcement or where all shear reinforcement is concentrated at the end, the variation of the bending moment

is caused by varying arm of the moment which leads to the arch effect if the reinforcement is anchored in a reliable way. This depends mainly on the hooks and the reaction and tests show that a safe limit of the anchoring force for bars with hooks is

$$A = H + R = 3{,}5\ c\ a_o + R$$

(c = concrete's compressive strength in bending, a_o = area of bars at the support, R = reaction). The first term is the effect of the hooks, the last the effect of the reaction corresponding to a coefficient of friction equal to 1.

In a simply supported beam with an area of reinforcement a, area of bent up bars b, area of stirrups s and yield stress r, the greatest tensile

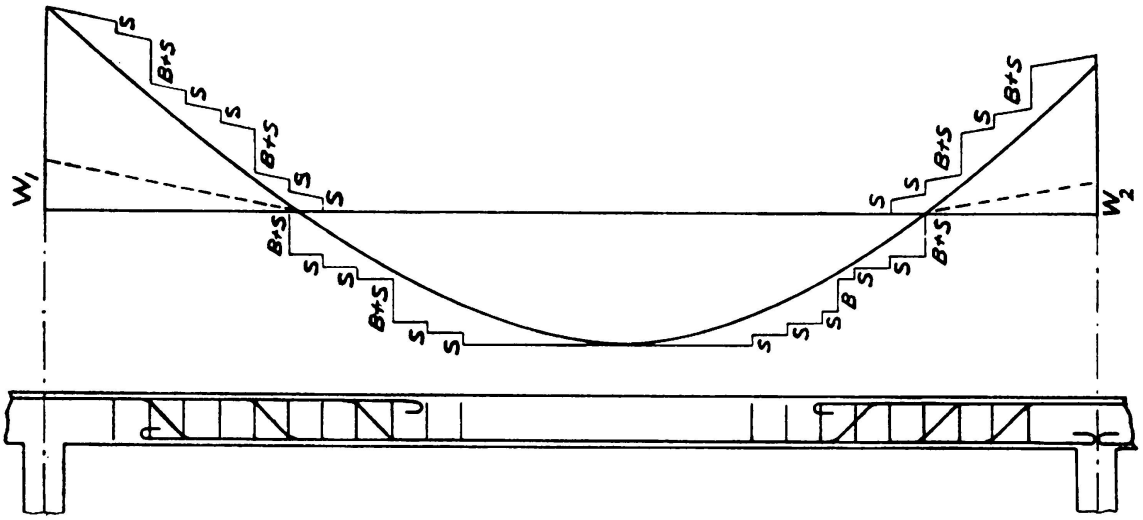


FIG. 7

force is ra which the bent up bars reduce by rb and the stirrups by rs (b and s correspond to a half part). At the support the force is reduced to

$$A = r\ (a - b - s) = 3{,}5c\ (a - b) + R$$

or

$$s + \frac{R}{r} = (a - b)\ (1 - 3{,}5\ \frac{c}{r}).$$

giving the amount of stirrups.

In a cantilever beam the load L on the upper side substitutes the reaction R and then

$$s + \frac{L}{r} = (a - b)\ (1 - 3{,}5\ \frac{c}{r}).$$

In a continuous beam the part between the support and the moment zero is treated as a cantilever beam and the part between the zeros as a simply supported beam with R = 0. Only the shear reinforcement at the zeros

can be considered common for both parts. Consequently it is more economical to concentrate it there. Fig. 10 shows the extreme case where all shear reinforcement is concentrated at the moment zeros.

Shear tests are always more or less confused by the tensile strength of the concrete, neglected in the theories, but existing in reality, but many

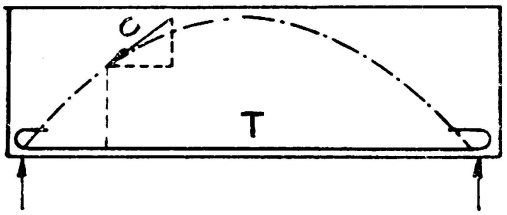


FIG. 8

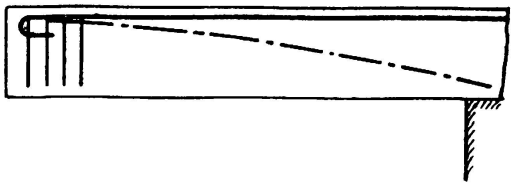


FIG. 9

tests verify this theory and it is a well known fact, that the orthodox theory is not verified by the tests. In this connection it should be emphazised that most of the efforts to get an agreement between tests and theories in the case of concrete shall be in vain as long as the strength

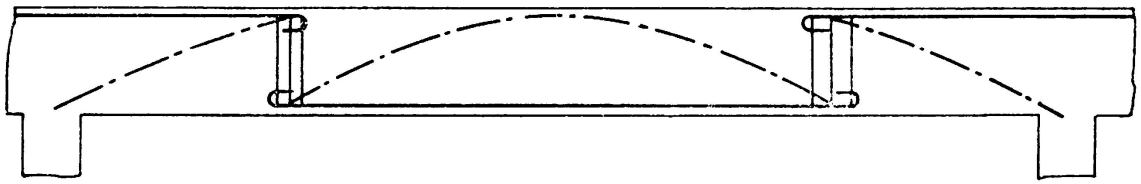


FIG. 10

of the concrete is expressed by only one magnitude, the cube strength or similar. The simplest condition of failure in concrete involves three magnitudes: coefficient of interior friction, compressive and tensile strength.

SUMMARY

It is shown and verified by test results that the orthodox conception of the effect of shear reinforcement has serious faults. The main points are:

1. The effect of bent up bars does not correspond to $\sqrt{2}$ x (area) but only to 1 x (area) and is independent of the angle.
2. The distribution of the shear reinforcement does not correspond to the distribution of the transverse forces.
3. The reactions at the beam ends actuate as stirrups.

ZUSAMMENFASSUNG

Es wird gezeigt und durch Versuchsresultate nachgewiesen, dass die bisherige Vorstellung von der Wirkung der Schubsicherung ernst zu nehmende Mängel aufweist. Die wichtigsten davon sind:

1. Die Wirkung der aufgebogenen Eisen ist nicht proportional zu $\sqrt{2}$ mal der Fläche sondern nur direkt proportional und zudem unabhängig vom Winkel.
2. Die Verteilung der Schubsicherung entspricht nicht der Verteilung der Querkräfte.
3. Die Reaktionen an den Balkenenden wirken als Bügel.

RESUMO

Resultados de ensaios mostram e verificam que o conceito ortodoxo do efeito das armaduras de corte apresenta erros graves. Os pontos principais são:

1. O efeito de armaduras oblíquas corresponde, não a $\sqrt{2}$ x (área), mas apenas a 1 x (área) e é independente do ângulo.
2. A distribuição das armaduras de corte não corresponde à distribuição dos esforços transversos.
3. As reações nas extremidades das vigas actuam como estribos.

RÉSUMÉ

Les résultats d'essais montrent et vérifient que la conception orthodoxe de l'effet des armatures de cisaillement présente de sérieuses erreurs. Les points principaux sont:

1. L'effet des barres obliques ne correspond pas à $\sqrt{2}$ x (surface) mais à peine à 1 x (surface) et est indépendant de l'angle.
2. La distribution de l'armature de cisaillement ne correspond pas à la distribution des efforts tranchants.
3. Les réctions aux appuis des poutres agissent comme des étriers.

V a 2

Calcul des pistes en béton précontraint

Design of prestressed concrete runways

Die Berechnung von Pisten in vorgespannten Beton

Cálculo de pistas de betão preesforçado

PIERRE D. COT
Directeur Général de l'Aéroport de Paris
Paris

Les procédés traditionnels employés pour la construction des revêtements routiers ne sont pas bien adaptés à la construction des revêtements destinés à supporter les avions les plus lourds. Il semble que seul l'emploi de matériaux plus nobles que les matériaux routiers traditionnels peut conduire à une solution satisfaisante. C'est pourquoi, dès 1945, Monsieur Freyssinet a songé à utiliser le béton précontraint.

En 1947 une section de piste en béton précontraint de 400 m de longueur, 60 m de largeur et 16 cm d'épaisseur a été construite à l'aéroport d'Orly. Ce revêtement expérimental, qui fut une réussite technique, ne pouvait concurrencer économiquement les procédés traditionnels. En 1952 nous avons repris ce problème et nous avons abouti à un procédé nouveau mis au point en 1953, lors de la construction d'Orly, sur un tronçon de voie de circulation.

Description de la voie de circulation

Cette voie a une longueur de 430 m, une largeur de 25 m et une épaisseur de 18 cm. Elle a été construite par bandes longitudinales de 5 m de large. Le béton, dosé à 330 kg par m^3, a la composition des bétons usuels employés à Orly pour les revêtements en béton ordinaire. La précontrainte transversale de 18 kg/cm^2 après retrait du béton et fluage des aciers est obtenue par des câbles transversaux de 12 fils de 7 mm de diamètre espacés de 1,33 m passant à mi-épaisseur du revêtement dans des trous cylindriques de 5 cm de diamètre, ancrés sur les bords longitudinaux du revêtement.

La précontrainte longitudinale est obtenue par l'action de vérins plats «Freyssinet» dénommés «joints actifs». Chaque joint actif comporte 3 vérins plats placés en série. Un seul est utilisé pour la mise en compression. Le revêtement comporte à ses deux extrémités, deux culées qui ont la même largeur que la voie de circulation.

Effets des variations thermohygrometriques

Les contraintes de compression longitudinale introduites dans le revêtement par l'action des joints actifs et la mise en tension des câbles de culées varient, lorsque des variations thermohygrométriques affectent le revêtement. Les défauts mécaniques ou physiques de construction du revêtement pourraient provoquer, dans certains cas, le flambement longitudinal des petites parties du revêtement. Ce sont les joints actifs qui, pratiquement, peuvent introduire des excentrements des compressions longitudinales suffisants pour compromettre la stabilité du revêtement; c'est pourquoi des dispositions spéciales ont été prévues pour ces joints lors de la construction de la piste en béton précontraint d'Alger Maison-Blanche.

Essais de chargement

La voie de circulation a été soumise à des essais de chargement. Sept essais ont été effectués. Chaque essai consiste à charger, puis à décharger un même point du revêtement, un certain nombre de fois N_1 par une charge P_1; après ces N_1 cycles de chargement, on effectue au même point N_2 cycles de chargement pour une valeur de la charge P_2 supérieure à P_1 et enfin, éventuellement, N_3 cycles de chargement pour une charge P_3 supérieure à P_2.

Calcul des revêtements en béton précontraint

Nous considérerons seulement le cas où la charge appliquée est située à une distance supérieure à 2 ou 3 m du bord du revêtement le plus voisin. Le revêtement se comporte alors comme s'il avait des dimensions infinies puisqu'en raison des précontraintes, les joints n'introduisent pratiquement pas de discontinuité notable dans le comportement du système, c'est le cas de charge «au centre».

Lorsque la charge P est modérée (45 t au plus) le revêtement se comporte comme un corps homogène et les methodes de calcul classiques de Westergaard, Burmister ou Hogg lui sont applicables. Lorsque P est plus élevée, il n'en est plus ainsi; des fissures se produisent à la partie inférieure du revêtement tout le long des rayons passant par le centre de charge; les moments fléchissants rayonnants (correspondant aux contraintes se développant sur les éléments dirigés suivant les rayons) ne peuvent dépasser une certaine valeur qui peut varier selon l'importance de la déformation. Cette fissuration rayonnante s'étend jusqu'à un cercle dont le rayon C est fonction de la valeur de la charge appliquée P. Au-delà

de ce cercle, les contraintes dans le revêtement sont en général au plus égales à la valeur qui provoque le début de fissuration dans le revêtement, alors les déformations sont proportionnelles aux contraintes.

Par définition de ce cercle (de rayon C) la contrainte de traction sur les éléments radiaux situés à la distance C du centre de la charge est égale à la résistance à la traction du béton, augmentée de la précontrainte; pour une charge donnée, la valeur de C est déterminée.

Le principe du calcul est le suivant:

On écrit:

1°) les conditions d'équilibre de la zone intérieure au cercle de rayon C, à partir d'hypothèses vérifiées par la concordance entre les calculs et les résultats expérimentaux; le moment fléchissant sur les éléments tangentiels tout le long de ce cercle de rayon C s'exprime en fonction de deux paramètres qui sont:

— la déformation verticale
— et la pente de la méridienne des déformations tout le long de ce cercle.

2°) les conditions d'équilibre de la zone extérieure au cercle de rayon C, définies par l'équation de Lagrange; le moment fléchissant sur les éléments tangentiels tout le long de ce cercle; s'exprime en fonction des deux paramètres mentionnés ci-dessus.

3°) que le moment fléchissant sur les éléments tangentiels a la même valeur, qu'il soit calculé à partir de la zone intérieure ou de la zone extérieure au cercle de rayon C.

4°) que la contrainte sur les éléments radiaux tout le long du cercle de rayon C est la contrainte qui provoque la fissuration (par définition de ce cercle).

On obtient ainsi les équations du problème.

Pour les résoudre on se donne alors une valeur numérique pour le rayon C, on en déduit la charge totale P correspondante, les moments fléchissants et les déformations.

Représentation graphique des résultats du calcul

Les calculs ont été effectués pour 2 valeurs de K, module de réaction de la fondation,

à savoir: $K = 5$ kg/cm³ et $K = 2{,}5$ kg/cm³

et pour diverses valeurs du rayon C.

Les résultats du calcul sont représentés par les graphiques suivants:

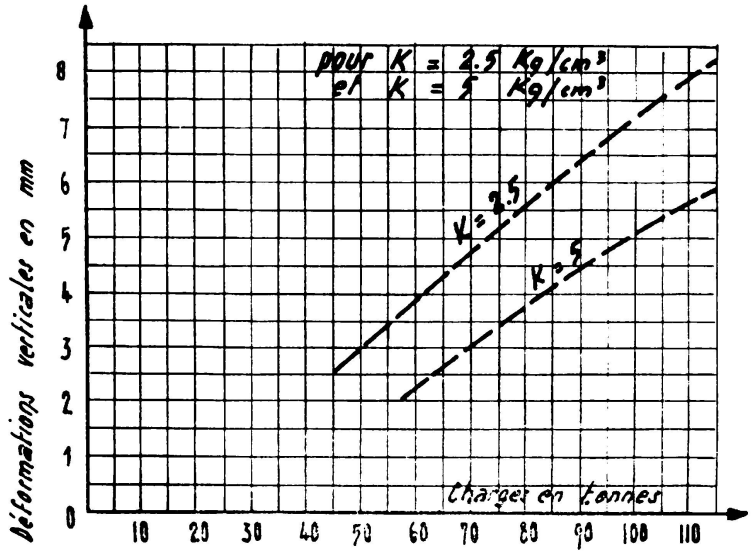


FIG. 1.

Fig. 1. Déformations verticales au centre de la charge.

Sur ce graphique on a porté les déformations verticales au centre de la charge appliquée, exprimée en tonnes pour les valeurs de K sus mentionnées.

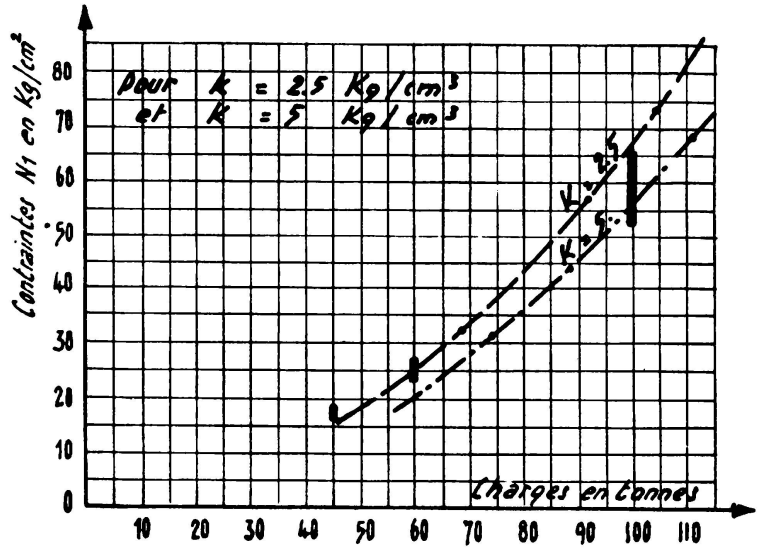


FIG. 2.

Fig. 2. Contrainte maxima N_1.

Ce graphique donne pour les valeurs de K précitées, les valeurs des contraintes maxima de traction à la partie supérieure du revêtement en fonction des charges. On constate que l'augmentation de la contrainte N_1

due à une diminution de K est relativement faible. Les valeurs des contraintes déduites des mesures pour les cycles de chargement correspondant aux charges de 45 — 60 et 100 t, sont représentées par des traits forts verticaux.

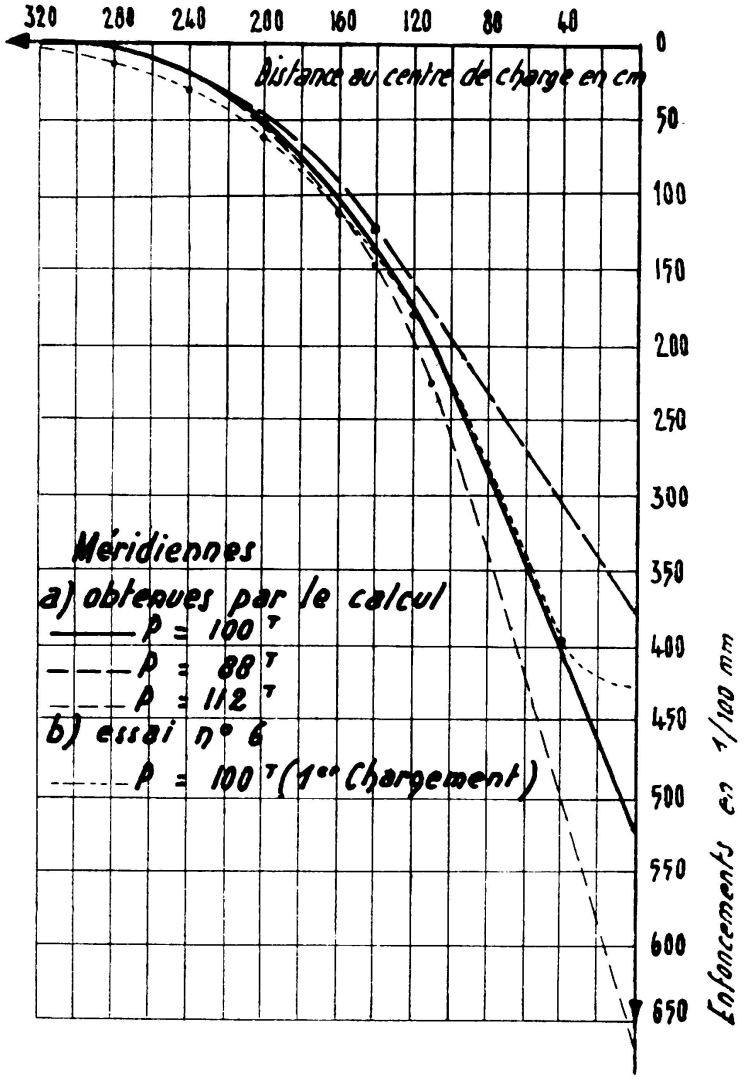


FIG. 3.

Fig. 3. Méridiennes pour K = 5.

On a représenté les méridiennes calculées pour les charges de 88 t et 112 t et la méridienne correspondant à la charge de 100 t qui en a été déduite par interpolation. La courbe en pointillés représente la méridienne obtenue expérimentalement pour la charge de 100 t.

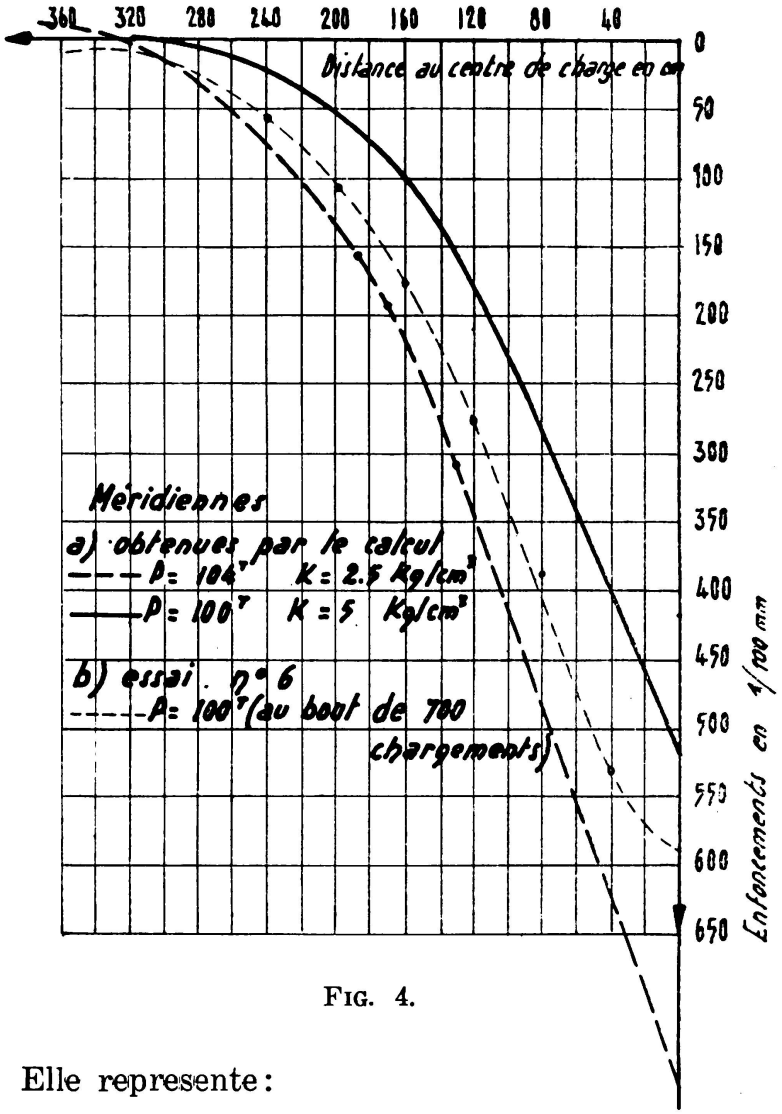


FIG. 4.

Fig. 4. Elle represente:

la méridienne calculée pour P = 100 t K = 5 kg/cm³
la méridienne calculée pour P = 104 t K = 2,5 kg/cm³
Ces deux méridiennes encadrent la méridienne obtenue expérimentalement au bout de 700 chargements sous une charge de 100 t.

Les valeurs obtenues par le calcul sont dans l'ensemble voisines des résultats expérimentaux et la méthode peut être considérée comme satisfaisante; les hypothèses utilisées pour appliquer cette méthode sont bien vérifiées pour le cas d'espèce, toutefois suivant les propriétés des sols et pour des dalles d'épaisseurs différentes de celles que nous avons utilisées il pourrait s'avérer nécessaire d'apporter quelques retouches à ces hypothèses.

Etat du revêtement sous la charge

En ce qui concerne la détermination de l'état du revêtement du sol dans la zone d'application de la charge, les essais ont montré qu'au bout de 700 chargements à 100 t, la valeur du raccourcissement unitaire atteignait 760 10^{-6}.

Le rayon de courbure de la méridienne déterminée expérimentalement était de 160 mètres environ. Le revêtement a bien supporté ces grandes déformations. On peut en conclure qu'il n'y a pas à se préoccuper des déformations qui se produisent dans la zone d'application de la charge.

En ce qui concerne la rupture effective, il faut s'attendre à ce que le comportement des revêtements précontraints se révèle plus satisfaisant que ne le laisserait supposer la théorie présente.

RÉSUMÉ

Les essais de chargement réalisés à l'Aéroport d'Orly montrent que le revêtement en béton précontraint peut supporter un trafic pratiquement illimité de roues isolées de 60 t. (pression de gonflage 13 kg/cm²) et un trafic peu élevé de roues isolées de 100 t. (pression de gonflage 22 kg/cm²).

Ils confirment que le béton précontraint est un matériau capable de supporter, sans dommage, des répétitions, en nombre pratiquement illimité, de grandes déformations accompagnées de fissuration.

SUMMARY

Load tests carried out at Orly Airport show that the prestressed concrete lining can carry a practically unlimited traffic of isolated 60 t. wheels (13 kg/cm² inflating pressure) and a limited traffic of isolated 100 t. wheels (22 kg/cm² inflating pressure).

Those tests confirm that prestressed concrete is capable of supporting, without damage, a practically unlimited number of recurring large deformations with crack formation.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Belastungsversuche, die im Flughafen von Orly angestellt wurden, zeigen, dass die Pisten in vorgespanntem Beton einen praktisch unbegrenzten Verkehr mit Einzelraddrücken von 60 t (Rad-Luftdruck 13 atü) ertragen können und einen wenig starken Verkehr mit Raddrücken von 100 t (Rad-Luftdruck 22 atü).

Die Versuche bestätigen, dass der vorgespannte Beton ein Material darstellt, das imstande ist, ohne Schaden eine praktisch unbegrenzte Zahl von grossen Verformungen, begleitet von Rissebildungen zu ertragen.

RESUMO

Os ensaios de carga realizados no Aeroporto de Orly mostram que o revestimento de betão preesforçado pode suportar um tráfego pràticamente ilimitado de rodas isoladas de 60 t. (pressão de enchimento 13 kg/cm²) e um tráfego pouco elevado de rodas isoladas de 100 t. (pressão de enchimento de 22 kg/cm²).

Os ensaios confirmam que o betão preesforçado é um material capaz de suportar sem estragos, um número pràticamente ilimitado de repetições de deformações importantes acompanhadas de fissuração.

Leere Seite
Blank page
Page vide

V b 1

Processus divers d'altération des ouvrages en béton armé

Various processes of alteration of reinforced concrete structures

Beschädigung der Bauwerke in Eisenbeton

Diversos processos de alteração das obras de betão armado

PROF. F. CAMPUS
Liège

Dans un rapport présenté au Congrès de Cambridge en 1952, nous avons examiné particulièrement un processus d'altération des ouvrages en béton armé résultant d'actions mécaniques engendrées par les agents atmosphériques et les variations de température. D'après cette explication, la formation des fissures parallèles aux armatures précéderait la corrosion de l'armature; elle serait la cause et non la conséquence de la rouille. Nous l'appellerons processus M. Nous avons indiqué que certains envisageaient une voie inverse, suivant laquelle de l'eau atmosphérique parviendrait aux armatures par percolation, provoquerait la rouille, dont l'expansion engendrerait la séparation de la couverture de béton. Nous l'appellerons processus P.

Récemment, nous avons trouvé un exemple qui s'écarte des deux explications précédentes et qui comporte une dénudation de l'armature par une altération en ordre principal chimique du béton de recouvrement. Nous appellerons ce processus C.

Nous avons immergé en 1934 dans l'avant-port d'Ostende de nombreuses éprouvettes de mortiers, de béton et de béton armé [1]. Un nouveau prélèvement d'éprouvettes a été affectué en septembre 1954.

Il a été procédé lors du prélèvement à l'inspection des éprouvettes de béton armé. Ce sont des cylindres standard américains armés de quatre barres longitudinales de 10 mm de diamètre, distantes de la surface externe du cylindre respectivement de 1, 2, 3 et 5 cm. Ces cylindres ont été confectionnée au moyen de bétons contenant 350 kg par m^3 de ciments différents. Un jeu de cylindres a été exposé à l'atmosphère marine, au- dessus des plus hautes marées. Un autre a été exposé à mi-marée; les cylindres sont immergés et émergés deux fois par jour. Enfin un dernier jeu avait été disposé sous les marées les plus basses; il n'a

malheureusement pas été retrouvé en 1954. On présume qu'il aura été emporté par la marée tempête calamiteuse du 1er février 1953.

En septembre 1945, après onze ans d'exposition, aucune fissuration n'avait été constatée. Seuls les cylindres immergés à mi-marée présentaient quelques altérations superficielles pour les ciments les plus riches en chaux, certains sur une profondeur de 5 à 8 mm, mais aucune barre n'était dénudée. Nous avons déjà fait remarquer que ce résultat était surprenant et en contradiction avec ceux d'essais britanniques effectués à Sheerness [2].

Lors de l'inspection de septembre 1954, les cylindres exposés au-dessus des plus hautes marées étaient toujours indemnes. Pour ceux immergés à mi-marée, les dégradations superficielles étaient légèrement augmentées par rapport à celles constatées en 1945. Il n'y avait pas de fissuration mais dans le cylindre le plus altéré, correspondant au ciment portland le plus riche en chaux, la barre la plus proche de la surface (1 cm) était mise à nu sur 5 cm de longueur environ (figure 1).

Il est à remarquer que l'immersion à mi-marée soumet les éprouvettes aux effets de l'eau marine, des lames, de l'air, du vent, de la pluie, de l'insolation et du gel. Ce sont donc des actions atmosphériques renforcées. Cependant, après vingt années, on n'a pas constaté de traces des processus M et P, qui se manifestent généralement plus tôt sur des constructions aériennes. L'altération d'ordre principalement chimique était déjà manifeste après onze ans; elle aura localement réduit à quelques mm seulement l'épaisseur du béton couvrant l'armature la plus proche de la surface. Dès lors, l'armature presque mise à nu aura été localement attaquée et aura fait sauter la mince pellicule de béton qui la recouvrait encore. Cette dégradation doit naturellement progresser avec le temps, mais dans les conditions où elle a été observée, sur cinq centimètres de longueur seulement, la progression ne semble pas être très active.

Le cas est certes assez particulier, mais il existe et il relève certes du processus C. L'humidité constamment entretenue éliminait le retrait, un agent principal du processus M, que les variations de température et le gel n'ont pas été suffisants à déclencher. Les alternances d'immersion et d'émersion jointes à la nature de l'eau semblaient devoir favoriser le processus P; il ne s'est pas manifesté. Les faibles recouvrements du béton (1 cm = 1 fois le diamètre) n'ont pas été préjudiciables, alors que les spécialistes jugent nécessaire un recouvrement de 4 à 8 cm. (3, b). Le dosage à 350 Kg de ciment par m^3 est inférieur à ce que les spécialistes jugent recommandable [3], [4]. Faut-il admettre comme explication la qualité élevée du béton d'éprouvettes confectionnées au laboratoire? Il faut remarquer qu'il en a été confectionné 54, exposées de manières diverses, et qu'une seule a été dégradée, de la manière indiquée ci-dessus.

Nous avons eu l'occasion d'observer des dégradations survenues à des réfrigérants hyperboliques situés sur un plateau découvert et exposé aux intempéries du nord-est de la Belgique. Moins de huit ans après leur construction, sur toute la surface intérieure se détachent de nombreuses écailles elliptiques, le plus souvent au droit des armatures, mais également là où il n'y a pas d'armatures.

Il n'y a pas de fissures parallèles aux armatures et les écailles de béton portent des traces de rouille très marquées, établissant que l'armature était corrodée avant le détachement de l'écaille. (figure 2). L'épaisseur des parois est de l'ordre de 10 cm, le recouvrement des armatures de 1 cm environ. L'analyse à postériori d'un fragment du béton a donné les résultats suivants:

Jours des tamis (mm) 18,85; 9,40; 4,70; 2,36; 1,17; 0,589; 0,295; 0,147
Refus cumulés % 21,5; 48,3; 63,7; 74,8; 83,0; 91,7; 97,9; 99,3
Module de finesse 5,80.

La quantité de ciment est, d'après l'analyse, voisine de 250 Kg/m^3. La résistance à la compression, mesurée sur une éprouvette cylindrique

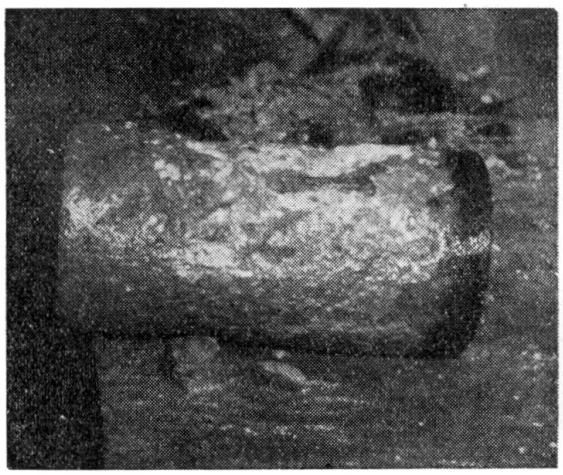


FIG. 1

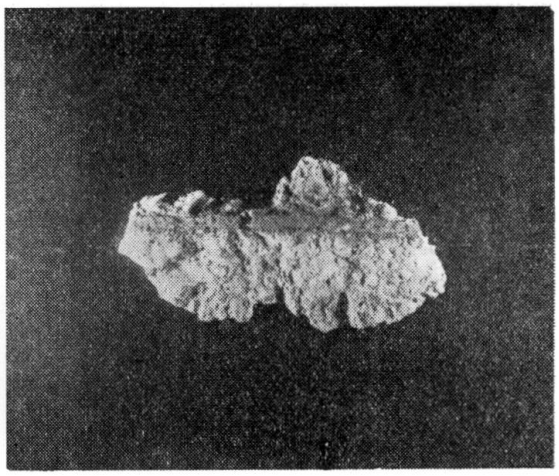


FIG. 2

de 50 mm de diamètre et 50 mm de hauteur a été trouvée égale à 289 Kg/cm^2.

Selon toutes apparences, on a affaire à un béton assez médiocre, poreux et gélif. La granulométrie n'est pas mauvaise, mais le gravier est plutôt gros (20 % de plus de 20 mm, 50 % de plus de 10 mm). Il en résulte que près des parois internes et externes, le béton est formé des éléments les plus fins. Il est de ce fait plus poreux que la composition moyenne. Les plaques d'écaillage ont l'apparence de mortier, contenant parfois quelques fins graviers de moins de 10 mm. Ainsi qu'il a été indiqué, les dégradations se marquent surtout à la paroi intérieure, mais nous avons constaté qu'elles commencaient à apparaître sous la même forme à la paroi extérieure.

Près des barres, le processus de destruction semble bien être du type P. Mais ce processus ne peut pas expliquer la chute d'écailles là où il n'y a pas de barres (figure 3) ; en ces endroits, les causes ne peuvent être que mécaniques. Le ruissellement de l'eau de condensation à l'intérieur du réfrigérant y maintient une assez grande humidité et une température suffisante pour protéger du gel. L'hétérogénéité du béton en

surface est-elle suffisante pour produire une différence de retrait et des différences de dilatation thermique susceptibles, par effet de répétition et de durée, de produire l'écaillage? Il semble bien que toute réaction des granulats avec le ciment soit exclue. On remarquera que les dégradations ont été assez précoces. Nous avons l'impression que la couche superficielle interne du béton aurait pu être le siège d'une expansion plutôt que d'un retrait.

Enfin, nous avons été informé récemment de dégradations relevées sur des tuyaux circulaires en béton armé d'un vaste réseau de canalisations. Les diamètres varient de 1,10 à 2,40 mètres. Les dégâts, relativement peu importants, concernent surtout des tuyaux fabriqués vers 1931 et mis en oeuvre en 1932. Les plus récents étaient fabriqués en 1938 et mis en oeuvre en 1941-1942. Les dégradations se rencontrent uniquement dans des conduites qui écoulent des eaux assez propres, principalement météoriques. Les canalisations du même réseau qui écoulent des eaux généralement très souillées sont recouvertes d'un enduit organique qui empêche apparemment toute dégradation du béton sous-jacent. Cette pellicule n'existe pas dans les tuyaux dégradés, qui écoulent surtout des eaux météoriques.

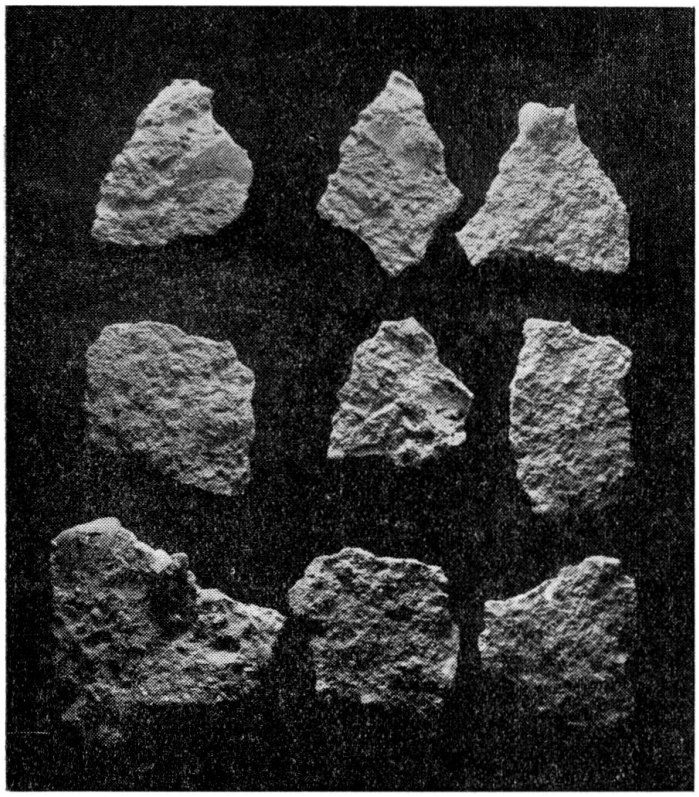


FIG. 3

Les dégradations sont principalement localisées aux hanches, moins à la partie inférieure, presque pas à la partie supérieure.

Dans la canalisation la plus abîmée, une cause spéciale de corrosion a été reconnue; une usine y déverse des eaux très chargées d'acides.

Le béton est attaqué superficiellement (comme l'éprouvette du port d'Ostende). Les tuyaux, fabriqués en 1937 et mis en oeuvre en 1938, ont été confectionnés au moyen d'un ciment spécial réputé résistant aux eaux sulfatées, mais la teneur excessive en acide en a eu raison. (figure 4).

Les fragments superficiels que l'on peut en détacher sont inconsistants et tombent en poussière. Là où la couverture des armatures est inférieure à 1 cm (elle descend parfois à 4 ou 5 mm), l'armature a fina-

lement été attaquée et a fait sauter la pellicule restante de béton de couverture. Il s'agit donc du processus C.

Les autres conduites évacuent des eaux qui ne sont pas agressives et de débit très variable avec les pluies. Il s'agit dans la plupart des cas de tuyaux posés depuis plus de 20 ans, pour d'autres depuis environ 15 ans. Les dégradations se manifestent d'une manière assez analogue à celle des réfrigérants dont il a été question plus haut, mais d'une manière plus continue. (figure 5).

Des écailles de béton se détachent au droit des armatures qui semblent avoir rouillé auparavant; ces écailles sont résistantes, comme celles des réfrigérants (fig. 6). Ces écaillages se produisent aux endroits où les cerces d'armature sont recouvertes de moins de 1 cm de béton (souvent 4 à 5 mm seulement). Il semble donc s'agir du processus P, comme dans le cas des réfrigérants. D'ailleurs ces tuyaux sont enfouis et leur atmosphère intérieure est toujours humide. Ils sont donc soustraits aux variations thermiques et hygrométriques; la seule variation provient du degré de remplissage variable selon le débit des pluies.

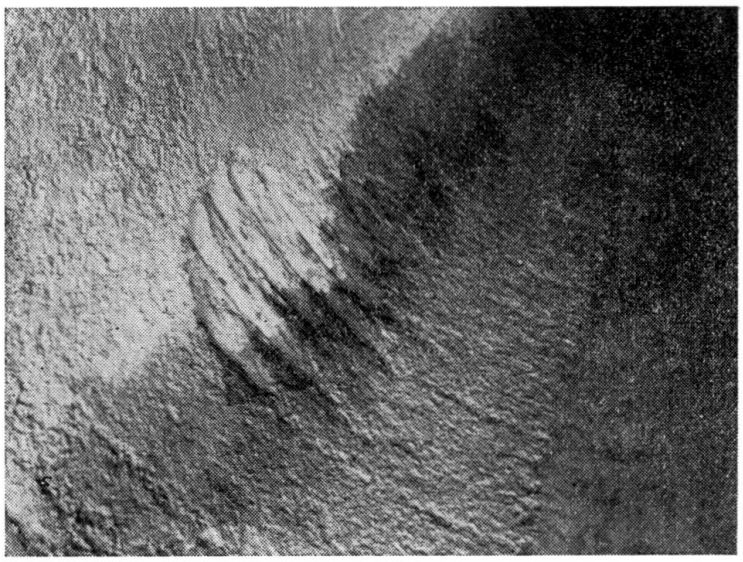


FIG. 4

Tous ces tuyaux sont de fabrication antérieure à 1947. Avant cette date, les dispositions adoptées pour assurer un centrage convenable des armatures dans les moules et une distance suffisante de ces armatures aux parois n'étaient pas efficaces. Le recouvrement théorique était de 20 mm, mais par décentrement de l'armature, il a pu être réduit à 4 ou 5 mm. Il existe encore en dépôt sur un chantier extérieur des tuyaux de cette ancienne fabrication, qui ont été soumis aux intempéries et qui présentent des dégradations surtout aux endroits où l'épaisseur du béton couvrant les armatures est insuffisante. Les principales sont à la paroi extérieure; les dégradations à la paroi intérieure sont moindres et moins fréquentes. On observe des écaillages très étendus au droit des barres, mais aussi des fissures au droit des barres, sans écaillage. Nous avons observé, parmi un groupe d'écailles de béton retirées de conduites en service, une écaille fissurée au droit de l'armature (épaisseur du béton 6 mm environ). Ceci nous fait croire que les processus M et P auraient pu intervenir chacun, éventuellement en combinaison. Depuis

1947, des dispositifs plus efficaces ont été utilisés pour assurer une épaisseur de couverture de 19 à 22 mm selon les cas, près de toutes les parois. Des dégradations n'ont été constatées sur aucun tuyau de cette nouvelle fabrication, plus récente il est vrai. En tous cas il n'est apparu de dégradations qu'aux endroits où les armatures étaient recouvertes de moins d'un centimètre de béton (1). Les nouvelles dispositions adoptées réalisent exactement les épaisseurs de recouvrement de 19 à 22 mm. Le béton des tuyaux est dosé avec précision, mis en oeuvre sec par une vibration bien appliquée en usine. Il n'a pas été constaté de dégradations

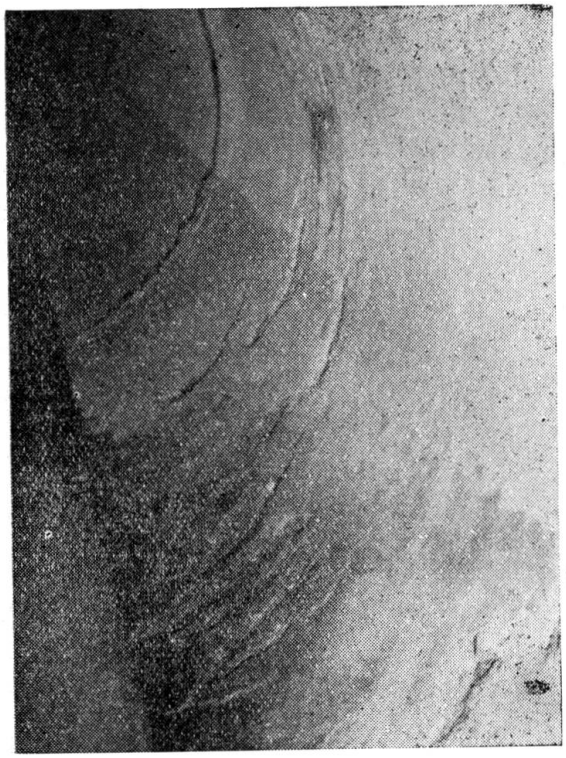


FIG. 5. Les lignes continues du haut de la photographie sont des joints, non des fissures

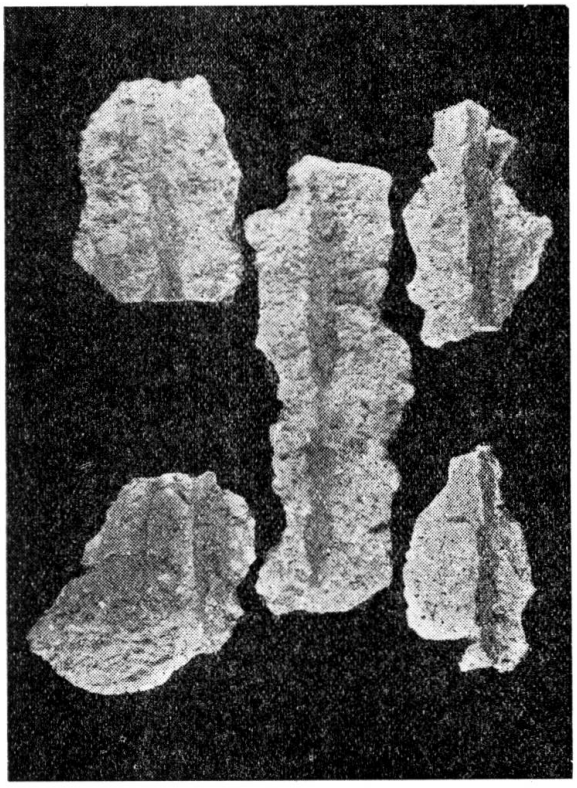


FIG. 6

là où il n'y avait pas d'armatures, sauf le cas exceptionnel des eaux très acides relaté ci-dessus.

En conclusion, il semble donc qu'il n'y ait pas un processus unique de dégradation du béton armé; nous en avons relevé trois ci-dessus:

a) le processus M, caractérisé par l'action d'influences mécaniques entraînant la formation de fissures parallèles aux armatures, par où peut prendre ensuite naissance la corrosion des armatures. Le processus peut résulter d'actions mécaniques proprement dites, indépendantes au milieu [5].

(1) Nous avons cependant observé à la face interne d'un tuyau stocké en plein air au dépôt une fissure, qu'un sondage a révélé située au droit d'une armature, recouverte de 22 mm de béton et assez peu rouillée (figure 7).

b) le processus P, caractérisé par la pénétration de l'eau agressive à travers le béton jusqu'aux armatures. La rouille qui se développe sur celles-ci fait éclater ensuite le béton de couverture sous forme d'écailles ou d'esquilles plus ou moins continues (2).

c) le processus C, caractérisé par une attaque progressive du béton à partir de la surface, qui finit par atteindre l'armature et la fait rouiller, ce qui entraîne sa dénudation mais sans détachement d'éclats ou d'esquilles solides. L'apparence de la dégradation est celle d'un chancre.

FIG. 7

Peut-être existe-t-il des variantes de ces processus. De plus, il nous semble que ces divers processus puissent se combiner d'une manière variable.

Mais dans tous les cas, les dégradations semblent favorisées par une épaisseur insuffisante de béton couvrant les armatures et une qualité insuffisante du béton près de la surface. Il est à remarquer que si le gravier est un peu gros, par effet de paroi la granulométrie du béton à la surface comportera un excés de fin, si même elle ne présente pas de nids de gravier. Il faut qu'il existe une relation entre le recouvrement minimum des barres et l'épaisseur des éléments les plus gros du béton. La surface sera aussi lisse et étanche que possible; depuis longtemps on préconise à cet effet les coffrages métalliques, notamment pour les ouvrages maritimes [3]. La vibration de coffrages paraît favorable aussi, pour autant qu'elle ne puisse favoriser la ségrégation par effet de paroi comme il a été envisagé ci-dessus.

BIBLIOGRAPHIE

1. F. CAMPUS — *Essais sur la résistance des mortiers et bétons à l'eau de mer. Synthèse des résultats de 1934 à 1945.* (Annales des Travaux Publics de Belgique, Bruxelles, n.° 4, août 1947).

(2) Il n'est pas exclu que ce processus caractéristique par son apparence puisse être favorisé par un caractère légèrement expansif du béton de couverture.

2. F. CAMPUS — *Détérioration des constructions en bois, métal ou béton exposées à l'action de l'eau de mer.* Résumé et commentaire du 15e Rapport du Comité Spécial de l'Institution of Civil Engineers de Londres: *Deterioration of structures of timber, metal and concrete exposed to the action of sea-water,* publié sous les auspices du Département de la Recherche scientifique et industrielle à Londres. (Annales des Travaux Publics de Belgique, Bruxelles, n.° 3, juin 1936).
3. F. CAMPUS — XVIIe Congrès international de Navigation, Lisbonne 1949. Section II. Navigation maritime. Communication 2: *Constatations récentes, précautions nouvelles à l'égard de la décomposition des mortiers et bétons dans l'eau de mer.*

a) Rapports et Rapport Général (Publications du Congrès).
b) Recommandations et voeux (Compte-rendu des travaux du XVIIe Congrès, Lisbonne, 1949, pp. 261-262).

4. A. COYNE — *Le Pont en béton armé Albert Louppe sur l'Elorn entre Brest et Plougastel* (Le Génie Civil, Paris, n.° 14, 4 octobre 1930, p. 325).
5. F. CAMPUS — *Dégradation des pieux en béton armé par le battage.* (Annales des Travaux Publics de Belgique, Bruxelles, n.° 1, février 1936).

RÉSUMÉ

Les altérations des ouvrages en béton armé peuvent se produire suivant des processus divers. Sur la base de constatations faites sur des éprouvettes et des ouvrages, trois processus distincts sont définis, l'un de caractère mécanique (M), un autre provenant de la porosité ou de la percolation (P), enfin un troisième résultant d'une altération chimique superficielle du béton (C). Ces processus peuvent se combiner.

SUMMARY

Alterations of reinforced concrete structures may follow different processes. Based on conclusions drawn from observations on test pieces and structures, three different processes are defined, one of mechanical character (M), another resulting from the porosity or percolation (P), and a third one resulting from a superficial chemical alteration of concrete (C). These three processes may be combined.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Beschädigung der Bauwerke in Eisenbeton kann aus verschiedenen Vorgängen resultieren.

Auf Grund der Feststellungen an Probekörpern und Bauwerken sind 3 deutlich voneinander verschiedene Vorgänge zu unterscheiden, nämlich einer von mechanischer Art (M), einer der von der Porosität oder der Durchlässigkeit (P) herrührt und endlich sin Dritter, der von einer chemischen Korrosion der Betonoberfläche (C) stammt.

Diese drei Vorgänge können kombiniert auftreten.

RESUMO

As alterações das obras de betão armado podem produzir-se segundo diversos processos. Na base de constatações feitas sobre provetes e obras, definem-se três processos distintos, um de carácter mecânico (M), outro proveniente da porosidade ou da percolação (P), enfim um terceiro resultando duma alteração química superficial do betão (C). Estes três processos podem combinar-se.

Leere Seite
Blank page
Page vide

V b 2

Untersuchungen über die Frostempfindlichkeit der Einpressmörtel bei vorgespanntem Beton

Sensibilidade ao gelo da argamassa comprimida no betão preesforçado

Frost sensitivity of compressed mortar in prestressed concrete

Sensibilité au gel du mortier comprimé dans le béton précontraint

DR. ING. A. RÖHNISCH
Technische Hochschule
Stuttgart

Die im Vorbericht dargelegten «Untersuchungen über die Frostempfindlichkeit der Einpressmörtel bei vorgespanntem Beton» konnten wegen des festgesetzten Einsendetermins naturgemäss nur diejenigen Ergebnisse und Erfahrungen berücksichtigen, die bis zu diesem Zeitpunkt vorlagen. Inzwischen sind aufgrund der vorliegenden Erkenntnisse in Deutschland «Vorläufige Richtlinien für das Auspressen von Spanngliedern mit Zementmörtel» (1) herausgegeben worden, die auf den Spannbeton-Baustellen seitdem angewendet und erprobt werden.

Neben der Festlegung der Anforderungen an einen einwandfreien Einpressmörtel (Wasserabsetzen, Fliessvermögen, Druckfestigkeit, Frostbeständigkeit), ferner der Zusammensetzung, Aufbereitung und Verarbeitung der Einpressmörtel enthalten die Richtlinien vor allem Angaben über die durchzuführenden Eignungsprüfungen, so dass nunmehr einheitliche Arbeitsmethoden und allgemeingültige Prüfverfahren zur Anwendung kommen. Von besonderer Bedeutung ist die Tatsache, dass nach Ziff. 3.2 der Richtlinien bei Verwendung von Zusatzmitteln diese u. a. *möglichst treibende* Eigenschaften besitzen sollen.

Die Abb. 1 – 3 zeigen die für die Wasserabsetzprobe (6.1), zur Feststellung des Fliessvermögens (6.3) und der Frostbeständigkeit (6.4) durch die Richtlinien eingeführten Prüfgeräte. Die Wasserabsetzprobe wird in handelsüblichen 1 kg Konservendosen (ϕ 99 mm, h = 123 mm) festgestellt. Die Wasserabsonderung ist nach 3 Stunden zu messen, sie

(1) «Vorläufige Richtlinien für das Auspressen von Spanngliedern mit Zementmörtel» Beton- und Stahlbetonbau 1956 - Heft 9 - S. 215/16.

darf nicht mehr als 2 Volumenprozente betragen. Bei Verwendung von Treibmitteln soll sich mindestens eine 2 %–ige Volumenzunahme, bezogen auf die ursprüngliche Gesamtmenge (einschl. Wasser) einstellen.

Die Druckfestigkeit wird an den Zylinderproben geprüft, die sich nach 7 bzw. 28 Tagen aus den Konservendosen ergeben.

Das Fliessvermögen des Einpressmörtels wird mit Hilfe des Durchflussgeräts nach Prof. Walz (Abb. 2) festgestellt, in dem ein zylindrischer

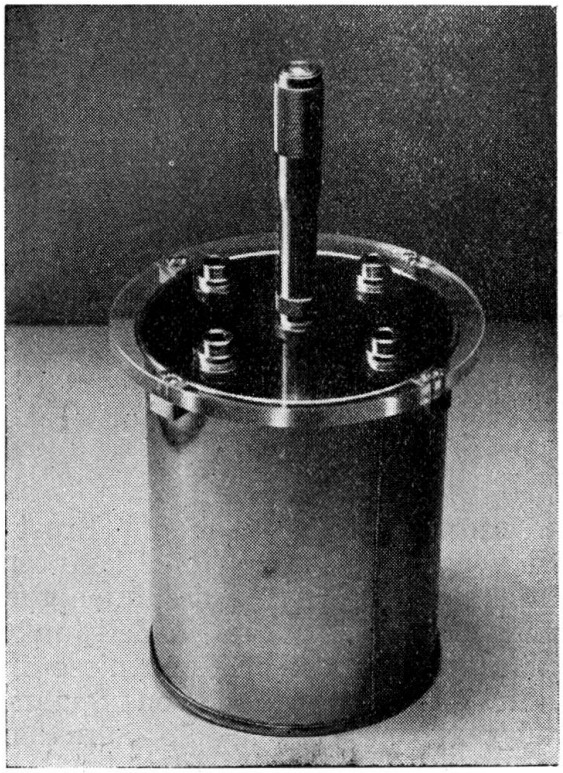


ABB. 1. Gerät zur Messung des Absetzens (Mikrometer)

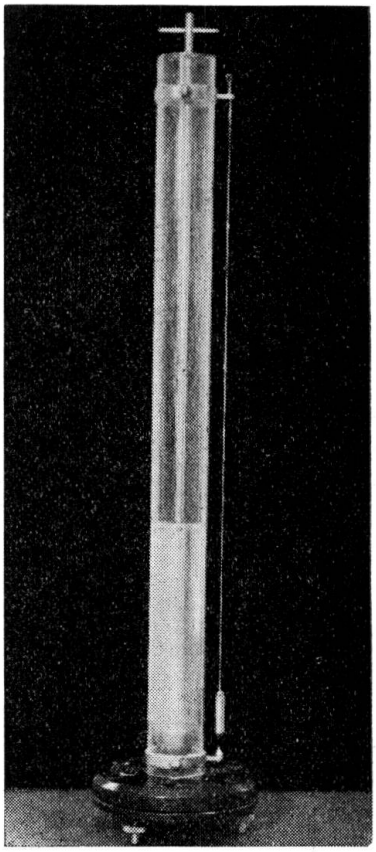


ABB. 2. Durchflussgerät (Viscosimeter)

Tauchkörper eine bestimmte Messstrecke im Einpressmörtel zurücklegt. Die hierbei festgestellte Zeit ist kennzeichnend für das jeweilige Fliessvermögen des Einpressmörtels.

Die Frostbeständigkeit wird mit Dilatometern festgestellt. Das in Abb. 3 dargestellte Gerät ist eine Weiterentwicklung des im Vorbericht beschriebenen Geräts.

Die Anwendung der «Vorläufigen Richtlinien» hat eine Reihe von Problemen aufgeworfen, die hier kurz zusammengefasst werden sollen.

1. *Auswahl der Zemente*

Für die Herstellung von Einpressmörtel ist nur eine recht kleine Auswahl von Zementen *besonders* geeignet. Tonerdeschmelzzemente sollten

nur in Sonderfällen, z. B. bei tiefen Temperaturen (nach Ziff. 5 der vorl. Richtlinien) zur Anwendung gelangen. In der Hauptsache sind Portland- und Hochofenzemente Z 225 und 325 verwendet worden. Nach den bisherigen Feststellungen haben sich Schachtofenzemente besser bewährt als Drehofenzemente.

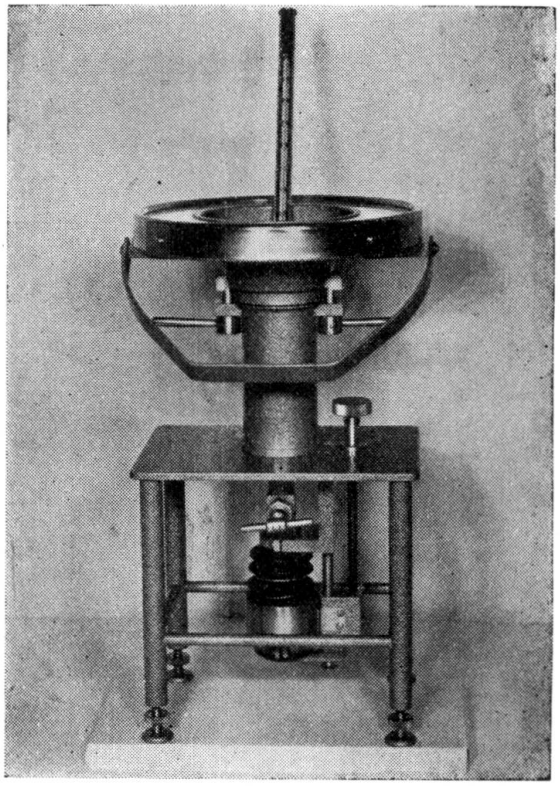


ABB. 3. Dilatometer

2. *Zuschlagstoffe*

Die Zugabe von Steinmehlen ist geeignet, das Schwinden und die Festigkeit des Einpressmörtels günstig zu beeinflussen. Bewährt hat sich die Zugabe von Quarzmehl, Mahlung G 2 mit einem Rückstand von etwa 50 v.H. auf dem 4900-Maschensieb (0,09 mm) in einem Mischungsverhältnis Zement: Quarzmehl = = 5:1 oder 20 v.H. des Zementgewichts.

3. *Zusatzmittel*

Zur Verbesserung des Fliessvermögens von Einpressmörtel sowie zur Sicherung der Frostbeständigkeit wird die Verwendung geeigneter Zusatzmittel empfohlen. Nach Ziff, 3.2 der «Vorläufigen Richtlinien» zusammengesetzte Einpressmörtel konnten

ohne Quarzmehl	mit W/Z = 0,36 — 0,38	je nach Länge der Spannglieder
bei Zugabe von 20 v. H. Quarzmehl	mit W/Z = 0,39 — 0,41	

einwandfrei aufbereitet und verpresst werden. Die so hergestellten Einpressmörtel zeichnen sich durch frühe Frostbeständigkeit aus und ergeben hohe Festigkeiten. Die Wirkung der Zusatzmittel ist recht anschaulich in den Abb. 4 – 7 zu erkennen.

a) Da die Vergrösserung des Volumens von Einpressmörtel bei Verwendung von Treibmitteln im Spannkanal im allgemeinen behindert ist, wurden Versuche bei behinderter Ausdehnung durchgeführt. Tafel I zeigt die Versuchsergebnisse. Hieraus kann gefolgert werden, dass die Festigkeit von Einpressmörtel bei behinderter Ausdehnung z. T. erheblich gesteigert wird, weiterhin aber auch, dass die Absetzmasse ebenfalls zunehmen. Aufgrund dieser Erfahrungen ist allgemein, insbesondere aber bei konzentrierten Spanngliedern, zu empfehlen, an geeigneten

TAFEL I

Vergleich von Festigkeitsprüfungen bei behinderter und unbehinderter

1	2	3	4	5	6	7
Probe Nr.	Gemisch PZ 325, ohne Zuschläge + 1 % Tricosal–H 181 W/Z = 0,40	Menge des abgesonderten Wassers in % des eingefüllten Mörtels	ΔV der ursprünglichen Probemenge bezogen auf den Spiegel des abgesonderten Wassers in %	ΔV der ursprünglichen Probemenge bezogen auf die feste Mörtelmasse in %	Rohgewichte r g/cm³	Druckfestigkeit W_7 kg/cm²
1.1	Proben in dichten Stahlformen ø 50 mm, h = 120 mm F = 19,63 cm² Ausdehnung behindert	a) —	a) —	a) + 3,53	1,87	oben: 162, 183
					1,90	unten: 448, 336
1.2	Proben mit unbehinderter Ausdehnung ø 50 mm, h = 120 mm F = 19,63 cm²	a) —	a) —	a) + 3,53	1,84	oben: 186, 181
					1,88	unten: 205, 227
						W_{28}
1.3	in dichten Stahlformen ø 100 mm, h = 100 mm F = 78,5 cm² Ausdehnung behindert	b) 3,56	b) — 3,14	b) — 6,70	2,04	560

a) = gemessen in der Konservendose 4 Stunden nach Einbringen.
b) = gemessen nach 7 Tagen bei öffnen der gasdichten Form.

Stellen der Spannkanäle Entlüftungsrohre anzuordnen, die etwa 1 – 2 Stunden nach erfolgter Verpressung geöffnet werden müssen, damit der treibende Effekt derartiger Zusatzmittel alle Hohlräume im Spannkanal

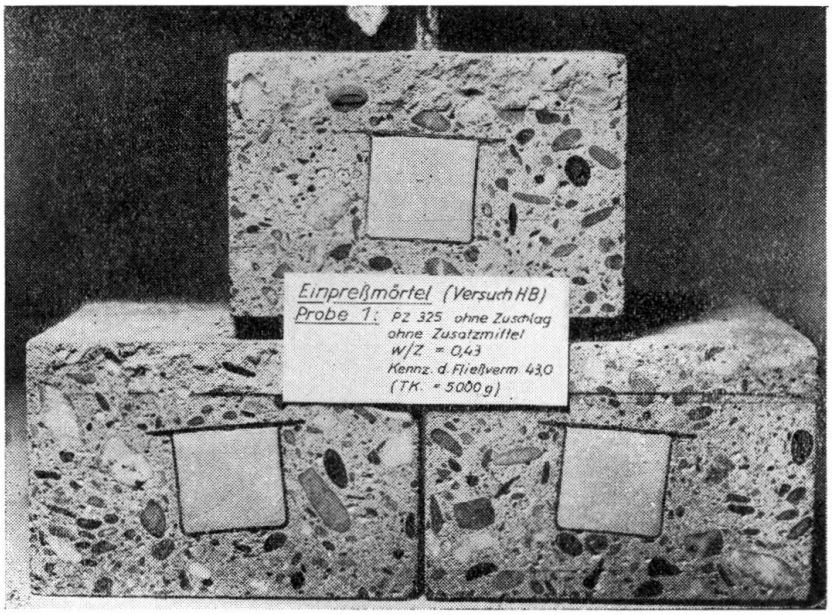


ABB. 4. Einfluss der Zusatzmittel auf den Einpressmörtel

ausfüllen und das abgesetzte Wasser durch die Entlüftungsrohre abführen kann. Andernfalls erzeugt die Treibwirkung einen Innendruck auf den Einpressmörtel, wodurch zusätzlich Hohlräume zwischen dem Einpressmörtel und Spannkanal entstehen können.

b) Die von den treibenden Zusatzmitteln ausgehenden Drücke im Einpressmörtel wurden mit Manometer und Quecksilbersäule gemessen. Die Drücke sind in erster Linie abhängig von der Menge des von den Treibmitteln entwickelten Gases und dem im Frischmörtel vorhandenen Luft- oder Gasvolumen. Aufgrund dieser Feststellungen sind bei völlig geschlossenen Spannkanälen Innendrücke bis 10 atü möglich.

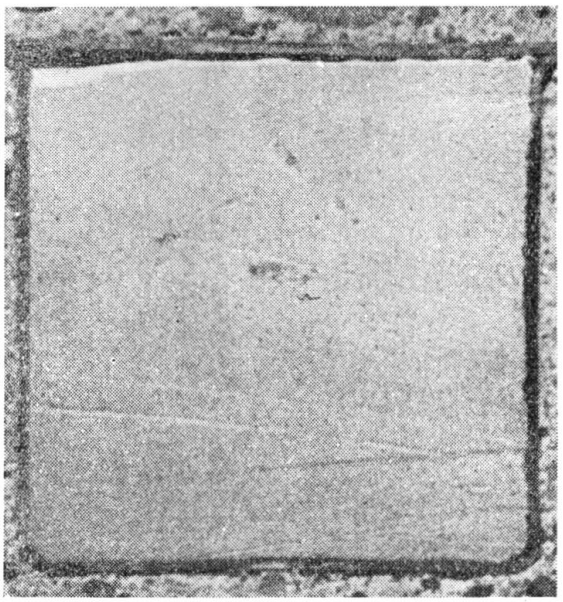


ABB. 5. Einfluss der Zusatzmittel auf den Einpressmörtel

4. *Mischen des Einpressmörtels*

a) Bei Prüfung des Fliessvermögens verschiedener Einpressmörtel wurde festgestellt, dass das Fliessvermögen weitgehend von der Mischdauer und Intensität des Mischens abhängig ist. Es wurden daher mit

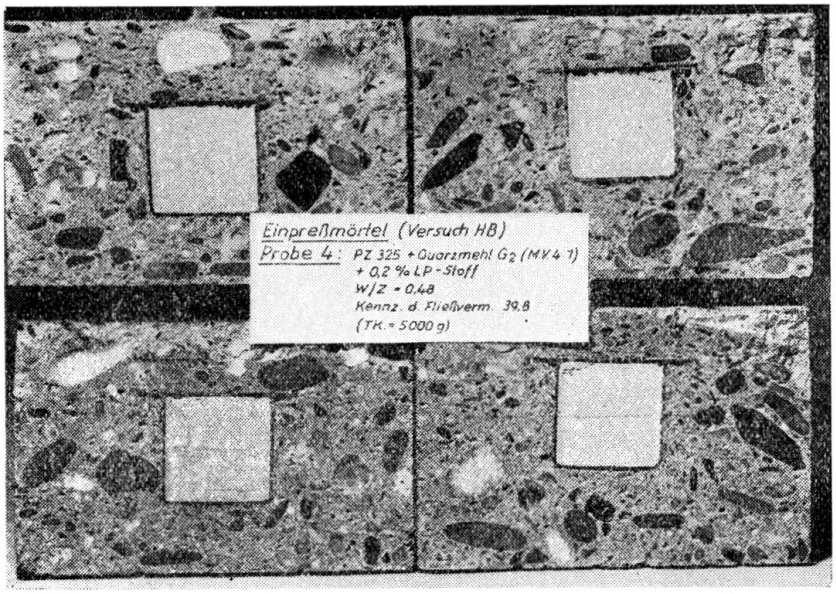


ABB. 6. Einfluss der Zusatzmittel auf den Einpressmörtel

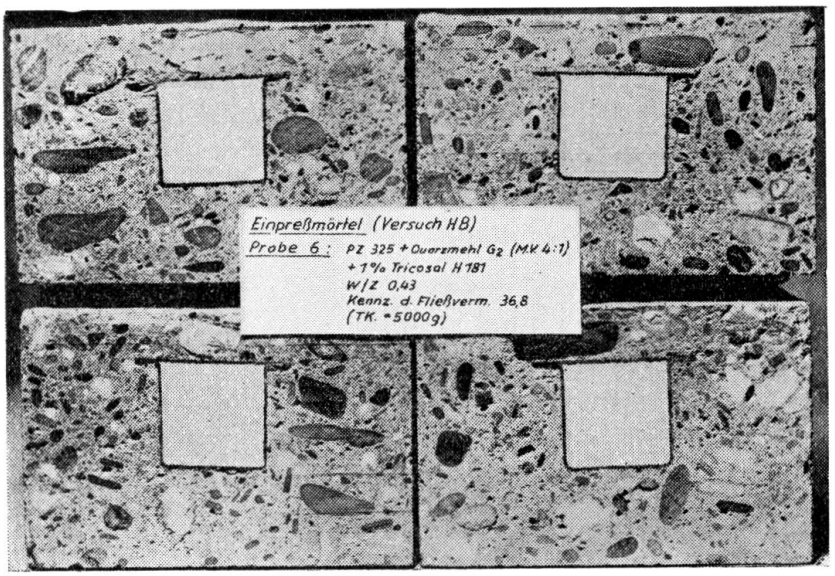
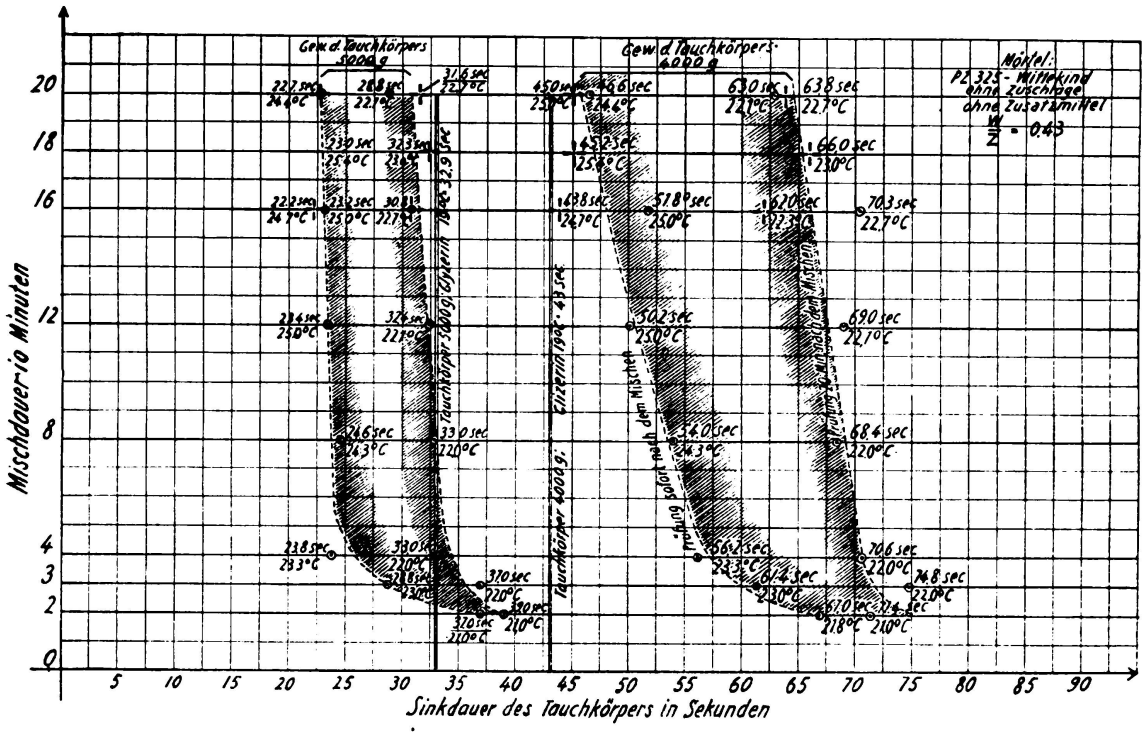


ABB. 7. Einfluss der Zusatzmittel auf den Einpressmörtel

dem Laboratoriumsmischer der Baustoffprüfanstalt der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Münster und der Mörtelzusammensetzung PZ 325 Wittekind, ohne Zuschläge, ohne Zusatzmittel, W/Z = 0,43 Mischversuche 20 Minuten nach Beendigung des Mischens eine weitere Messung des durchgeführt, bei denen der Einfluss verschiedener Mischzeiten (3, 4, 12 und 20 Minuten) festgestellt werden sollte. Ausserdem wurde jeweils

Fliessvermögens vorgenommen. Während dieser Zeit (identisch mit der Verarbeitungszeit auf den Baustellen) wurde das Gemisch durch langsames Rühren von Hand in Bewegung gehalten. Abb. 8 zeigt die Ergebnisse dieser Versuche. Hieraus folgt, dass durch Verlängerung der Mischzeit die an den Feinstteilen des Gemisches haftende Luft verdrängt wird und

EINFLUSS DER MISCHDAUER AUF DAS FLIESSVERMÖGEN VON EINPRESSMÖRTEL



Bemerkung: Für jede Mischdauer wurde neuer Mörtel angemacht. Die Tauchgeräte wurden gleichzeitig mit Mörtel gleicher Aufbereitung beschickt.

Temperaturen: Zement + 21° C, Wasser + 19° C, Luft + 19,5° C

ABB. 8. Prüfung des Fliessvermögens

das Fliessvermögen z. T. beträchtlich verbessert werden kann. Bei der Feststellung des Fliessvermögens wurden 2 verschieden schwere Tauchkolben verwendet (4000 und 5000 gr). Das jetzt eingeführte Durchflussgerät ist mit einem Tauchkolben von 4500 gr. ausgestattet.

b) Seitens einiger namhafter Spannbetonfirmen wurden Einwendungen gegen die grundsätzliche Anordnung von Maschinenmischung bei der Aufbereitung von Einpressmörtel erhoben. Die für diesen Zweck durchgeführten Versuchsmischungen hatten die in Abb. 9 aufgezeichneten Ergebnisse. Hieraus kann fast durchweg eine Überlegenheit der Maschinenmischung abgeleitet werden. Mit Rücksicht auf eine möglichst gleichmässige Aufbereitung des Einpressmörtels ist die Anordnung in den «Vorläufigen Richtlinien» daher durchaus berechtigt.

5. *Weitere Versuche*

Um das Verhalten von Einpressmörtel in Spannkanälen mit nachträglichem Verbund bei Dauerbeanspruchung zu klären, wurden in der Baustoffprüfanstalt der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Münster Versuche

Festigkeitsprüfung - Einpreßmörtel

Bezeich. der Proben	Mörtel-Mischung	W/Z	Art der Aufbereit.	Temperatur der Mischung	Festigkeiten Biegezug 7 Tage kg/cm²	Biegezug 28 Tage kg/cm²	Druck 7 Tage kg/cm²	Druck 28 Tage kg/cm²
111	PZ 425 -ohne-	0,50	Hand.	18°-21°	81,2	86,5	449	585
			Masch.	18°-21°	71,2	104,2	476	641
211	PZ-325 -ohne-	0,41	Hand.	18°-21°	67,1	81,4	346	484
			Masch.	18°-21°	90,3	102,1	389	517
232a	PZ 325 + Quarzmehl 4:1 + 0,5 % LP-A	0,48	Hand.	18°-21°	53,2	60,5	222	332
			Masch.	18°-21°	58,9	69,5	245	326
511	HOZ 325 -ohne-	0,45	Hand.	18°-21°	68,5	95,0	415	613
			Masch.	18°-21°	84,2	111,3	424	647
532a	HOZ 325 + Quarzmehl 4:1 + 0,5 % LP-A	0,48	Hand.	18°-21°	60,2	63,5	317	474
			Masch.	18°-21°	73,2	81,8	387	565
6001	HOZ 325 + Flugasche 3:1 + 0,6% Intrusion-Aid	0,63	Hand.	18°-21°	52,2	70,3	251	409
			Masch.	18°-21°	65,3	83,0	262	424
7001	HOZ 325 + 3 % Intraplast	0,40	Hand.	18°-21°	92,0	114,7	497	729
			Masch.	18°-21°	100,8	106,7	562	746
600	PZ 325 + Flugasche 3:1 + 0,6 % Intrusion-Aid	0,63						
			Masch.	18°-21°	43,2	66,2	186	324
700	PZ 325 + 3% Intraplast	0,40						
			Masch.	18°-21°	69,0	87,1	401	529

ABB. 9. Vergleich von Hand- und Maschinenmischung

eingeleitet, die bis zum Beginn des V. Kongresses der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Lissabon leider erst teilweise abgewickelt werden konnten. Hierüber wie auch über die Weiterentwicklung des Einpressmörtels soll im nächsten Band der «Abhandlungen» berichtet werden.

ZUSAMMENFASSUNG

Um aus dem Vorbericht zu dem vorstehenden Thema trotz der technischen Weiterentwicklung der Einpressmörtel in jedem Fall auch für die Gegenwart die jeweils richtigen Erkenntnisse zu vermitteln, wird eine kurze zusammenfassende Ergänzung für notwendig und zweckmässig gehalten. In dieser Ergänzung wird zunächst ein allgemeiner Überblick

über die im Juli 1955 in Deutschland herausgegebenen «Vorläufigen Richtlinien für das Auspressen von Spanngliedern mit Zementmörtel», dann aber auch über die vorliegenden theoretischen und praktischen Erfahrungen des letzten Jahres gegeben. Zum Abschluss wird die wichtige Frage der Dauerbeanspruchung von Einpressmörtel behandelt und auf die in der Baustoffprüfanstalt der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Münster eingeleiteten Versuche hingewiesen.

RESUMO

Apresenta-se um curto resumo de aditamento à contribuição apresentada pelo autor sob este título na «Publicação Preliminar», tornado necessário pelos progressos realizados no domínio do comportamento da argamassa comprimida e pelos conhecimentos rigorosos adquiridos ùltimamente. Analisa-se primeiro ràpidamente a publicação «Regulamentos prévios para a injecção dos cabos em tensão com argamassa de cimento», editada na Alemanha em Julho de 1955, apresentando-se a seguir os trabalhos práticos e teóricos efectuados o ano passado. Em conclusão apresenta-se o importante problema das solicitações de longa duração da argamassa comprimida e indicam-se os ensaios realizados pelo Instituto de Ensaios de Materiais de Construção da Direcção dos Transportes Terrestres e Marítimos de Münster.

SUMMARY

A short summary is presented, supplementing the author's contribution presented in the «Preliminary Publication» and rendered necessary by the progress made in the field of the behaviour of the compressed cement mortal and by the accurate knowledge acquired recently. The publication «Preliminary Standards for the injection of stressed cables with cement mortar», edited in Germany in July 1955, is rapidly dealt with, and the practical and theoretical work carried out last year is presented. Concluding, the important problem of long time loading of compressed mortar is studied and the tests carried out by the Institute of Testing of Building Materials of the Land and Sea Transport Authority in Munster are described.

RÉSUMÉ

L'auteur présente une courte communication, qui est un supplément à sa contribution figurant dans la «Publication Préliminaire», et qui est rendue nécessaire par les progrès realisés dans le domaine du comportement du mortier comprimé et par les connaissances rigoureuses acquises dernièrement. Il étudie d'abord rapidement la publication «Règlements préliminaires pour l'injection des câbles en tension avec du mortier de ciment», editée en Allemagne en Juillet 1955, et présente ensuite les travaux pratiques et théoriques effectués l'année dernière. En conclusion, l'auteur présente l'important problème des sollicitations de longue durée du mortier comprimé et décrit les essais réalisés par l'Institut d'Essais de Matériaux de Construction de la Direction des Transports Terrestres et Maritimes de Munster.

Leere Seite
Blank page
Page vide

V c 1

Safety against cracking and permissible stresses in prestressed concrete

Rissicherheit und zulässige Spannungen im Spannbetonbau

Segurança contra a fissuração e tensões admissíveis no betão preesforçado

Sécurité contre la fissuration et contraintes admissibles dans le béton précontraint

P. W. ABELES

London

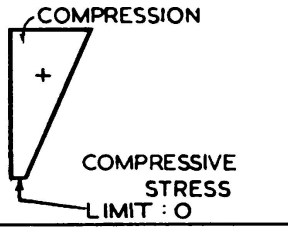
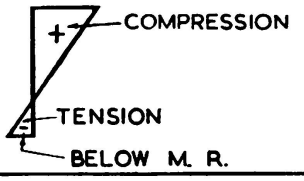
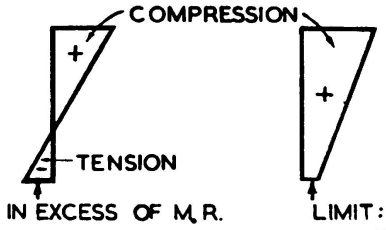
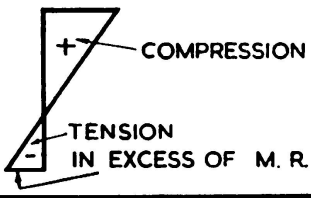
At the 3rd Congress at Liege 1948 the author presented two contributions [1, 2], in which the behaviour of prestressed concrete, after cracking, was described and the resultant economy of partial prestressing was expounded. Special reference was made to a bridge design of British Railways, Eastern Region, in partially prestressed concrete which provides for freedom from cracks. Such a design had originally been excluded at the Congress from the definition of prestressed concrete, but on the author's suggestion it was eventually embodied in the wording of the «Conclusions and Suggestions» of the Final Report, 1949.

The British «First Report on Prestressed Concrete» [3] which appeared in 1951 was very progressive with regard to new developments. In this Report three types of structures are distinguished (see Fig. 1). Type (iii) should be used only where there is no danger of fire, corrosion or fatigue. There are two alternatives of type (i) : (A) fully prestressed structures in which tensile stresses are not permitted (e. g. railway underbridges with heavy impact) ; and (B) partially prestressed structures in which tensile stresses below the modulus of rupture are allowed by the «First Report». The present contribution deals mainly with type (i) (B) which has been developed by the Chief Civil Engineer's Dept., British Railways, Eastern Region, since 1948. An interim report appeared in the 2nd Volume of the Publications about the experience gained from 1948 to 1952 [4] (1).

(1) In this paper a composite partially prestressed bridge design was described which has been used for 14 bridges 1949-1952 and in three standard sizes for approximate spans of 20, 30 and 50 ft. They were designed for a permissible tensile stress of 500 lb/in², but freedom from visible cracking was ascertained by acceptance tests at which the test load corresponded to a tensile stress of 750-800 lb/in².

After fatigue tests [5] had proved that for a range of 750 lb/in², visible cracks do not develop even after 1 million cycles between loads corresponding to a compressive stress of 100 lb/in² and a tensile stress of 650 lb/in², the permissible tensile stress under working load was increased to 650 lb/in² in 1952, and since then approximately some further 50 bridges have been built and a great number will be built in the near

THREE TYPES OF PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURE

NO.	CHARACTERISTICS		WORKING LOAD STRESS	CONDITION	TYPE OF PRESTRESS
i	ALWAYS FREE FROM CRACKS	A		TRULY MONO-LITHIC	FULLY PRESTRESSED
				NON MONO-LITHIC	
		B		TRULY MONO-LITHIC	PARTIALLY PRESTRESSED
ii	TEMPORARY HAIRCRACKS UNDER RARE MAXIMUM WORKING LOAD FREE FROM CRACKS UNDER ORDINARY WORKING LOAD				
iii	FINE HAIR CRACKS UNDER WORKING LOAD. DEFLECTION CONTROLLED				PRESTRESSED REINFORCED HIGH STRENGTH CONCRETE

M. R. = MODULUS OF RUPTURE

FIG. 1

future. The design has been standardised and employed also for bridges under railways (Fig. 2); in this case under working load, tensile stresses do not occur at the soffite but appear in the additional concrete which fully co-operates and is prevented from the development of visible cracks

because the tensile skin is still compressed and the composite slab deforms only slightly at that stage.

Already in the paper [4] the use of partially prestressed concrete for roof construction was shown. Tensile stresses of 750 lb/in^2 were permitted under working load for factory made members with pre-tensioned wires and 650 lb/in^2 for beams with post-tensioned well grouted cables. The same permissible stresses, which are in accordance with the «First Report», have been used also for later work carried out since 1952.

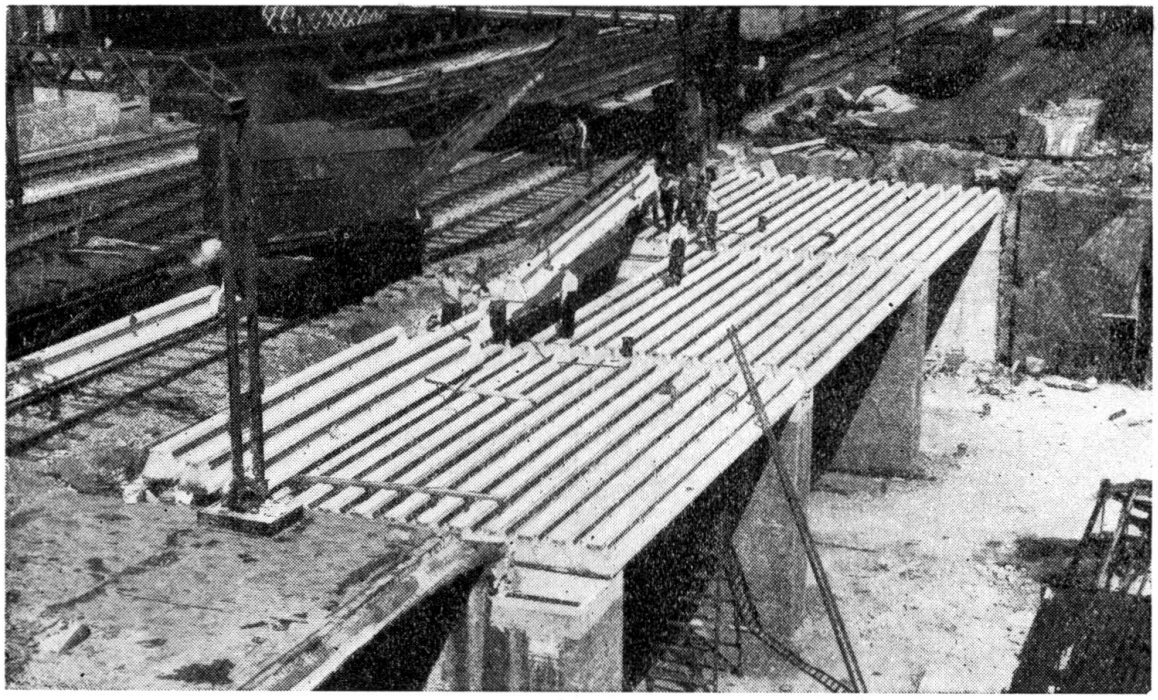


FIG. 2. Bridge under Railway siding at Fenchurch Street Station, London

Among the constructions, the precast roof beams for Sheffield Victoria Station of 85 ft. span is shown in Fig. 3.

Under [6] a report appears about the conditions of bridges and roof structures after several years use, based on inspections carried out in the autumn 1954 and spring 1956. These constructions have proved to be entirely satisfactory, and comprehensive experience has been gained between 1948 and 1956; it seems, therefore, to be appropriate to investigate the margin of safety against cracking of such partially prestressed structures and to enquire into the reason why this type of structure is viewed with disfavour by some authorities, whilst approbation is expressed only when constructions appear, in a calculation, to be fully prestressed though based on certain assumptions, quite disregarding whether they are fulfilled or not (e. g. whether the proper losses have been taken into account or monolithic behaviour is obtained).

A partially prestressed structure according to type (i) (B) (Fig. 1) must be monolithic, (i. e. any shrinkage cracks before prestressing must be avoided or any mortar joints must have a definite strength) (2).

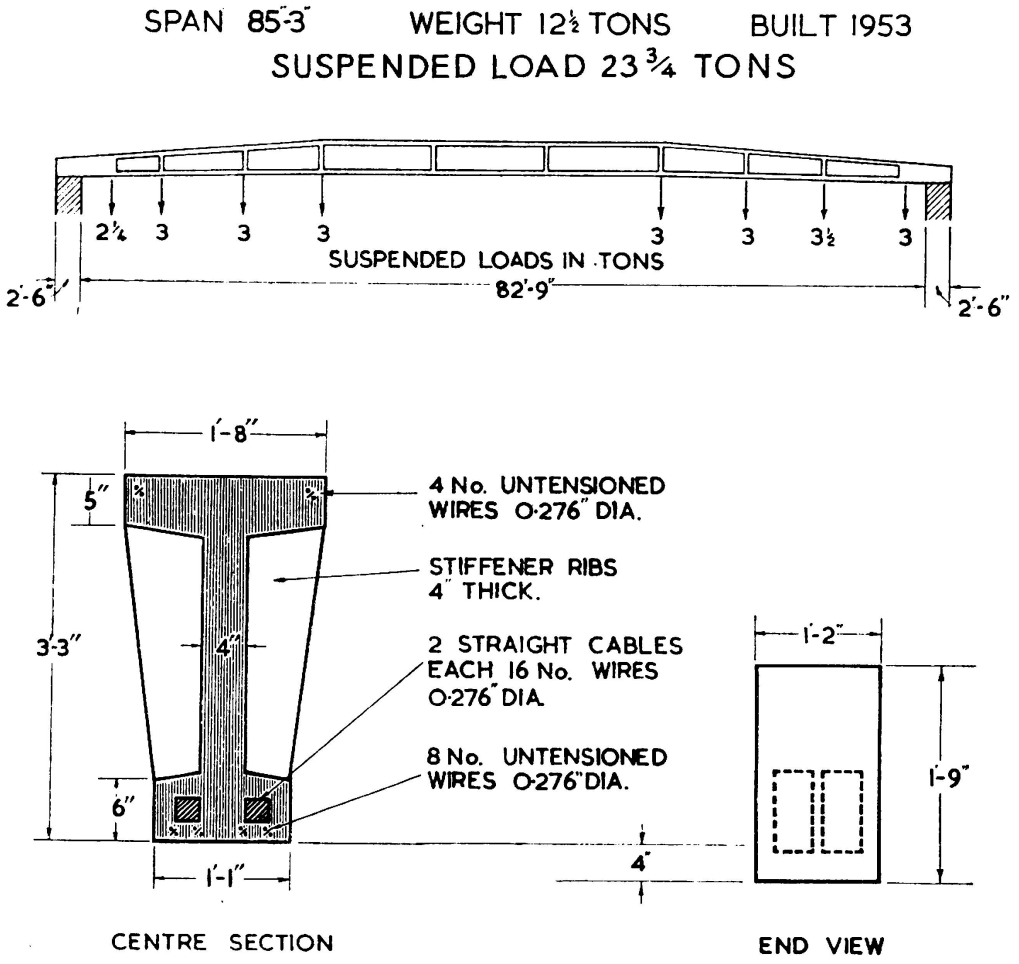


FIG. 3. Roof beams Sheffield, Victoria Station

In Figure 4 a comparison is shown between a non-monolithic type (i) (A) and a monolithic type (i) (B), each designed for the same factor of safety against cracking, or opening of cracks, of 1.25 (3) and a range of live load corresponding to a stress of 1,000 lb/in². In the first case residual compressive stresses of 250 and 1,250 lb/in² are required under live and dead load respectively, whereas with the partially prestressed

(2) If this is ascertained by loading tests carried out on a number of specimens selected at random, then a certain factor of safety against cracking can be obtained. On the other hand, unless such performance tests are carried out no safeguard against cracking is obtained, notwithstanding that only compressive stresses appear in a calculation.

(3) A factor of safety of 1.25 does not appear to be very large, but it is fully sufficient to ensure full freedom from cracks. The ratio of the two factors of safety against failure and cracking should be large, say 2, if the structure is to be capable of absorving impact; Factors of 1.25 on the one hand and 2.5 on the other hand might be recommended. Obviously, it is also possible to provide a greater factor of safety against cracking if at the same time also the factor of safety against failure is increased, (e. g. 1.5 and 3 respectively).

type (i) (B) a tensile stress of 750 lb/in² is permissible under live load and the resultant compressive stress under dead weight is 250 lb/in².

Relatively small pre-compression combined with great ductility are advantageous to obtain a great resilience, particularly with bending moments of opposite direction, as may occur with overhead masts and

FACTORS OF SAFETY AGAINST CRACKING

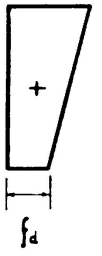
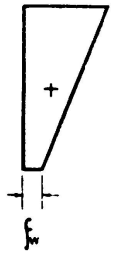
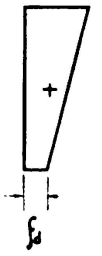
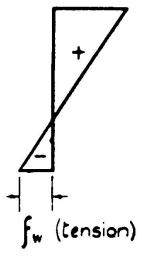
TYPE	A. (NON-MONOLITHIC)		B. (MONOLITHIC)	
	DEAD LOAD	WORKING LOAD	DEAD LOAD	WORKING LOAD
STRESS DISTRIBUTION	 f_d	 f_w	 f_d	 f_w (tension)
LIMIT	$f_w = 0$		$f_w = f_r$ f_r = rupture stress (Modulus of Rupture)	
RANGE	$f_d - f_w$		$f_d + f_w$	
FACTOR OF SAFETY	$\frac{f_d}{f_d - f_w}$		$\frac{f_d + f_r}{f_d + f_w}$	
	LIMIT $f_w = 0$ F. of S. = 1		LIMIT $f_w = f_r$ F. of S. = 1	
EXAMPLE	$f_d = 1250$ (87½ kg/cm²) $f_w = 250$ lb/in² (17½ kg/cm²) F. of S. $= \frac{1250}{1000} = 1{\cdot}25$		$f_d = 250$ (17½ kg/cm²) $f_w = 750$ lb/in² (52½ kg/cm²) $f_r = 1000$ lb/in² (70 kg/cm²) F. of S. $= \frac{250 + 1000}{250 + 750} = 1{\cdot}25$	

FIG. 4

cantilever sheet piles (Fig. 5). In the event of an unforeseen slip of the retained earth of greater extent than anticipated, a re-adjustment would take place and the safety of the construction would not be impaired. All these constructions have been designed for the condition that only compressive stresses occur under dead load. Thus, any cracks which may develop in a member due to an unforeseen excess loading will close on removal of the load, that is after the slip has been corrected.

In view of the satisfactory use of partial prestressing during the last eight years, when tensile stresses from 500 to 750 lb/in² were allowed, as permitted by the «First Report», and freedom from cracking obtained, any objections to these stresses for type (i) (B) would not be justifiable, and it is to be hoped that further progress in this direction will not be hindered by unrealistic restrictions.

If rare maximum working load and ordinary working load are considered for type (ii) (Fig. 1), there is obviously no safety against cracking

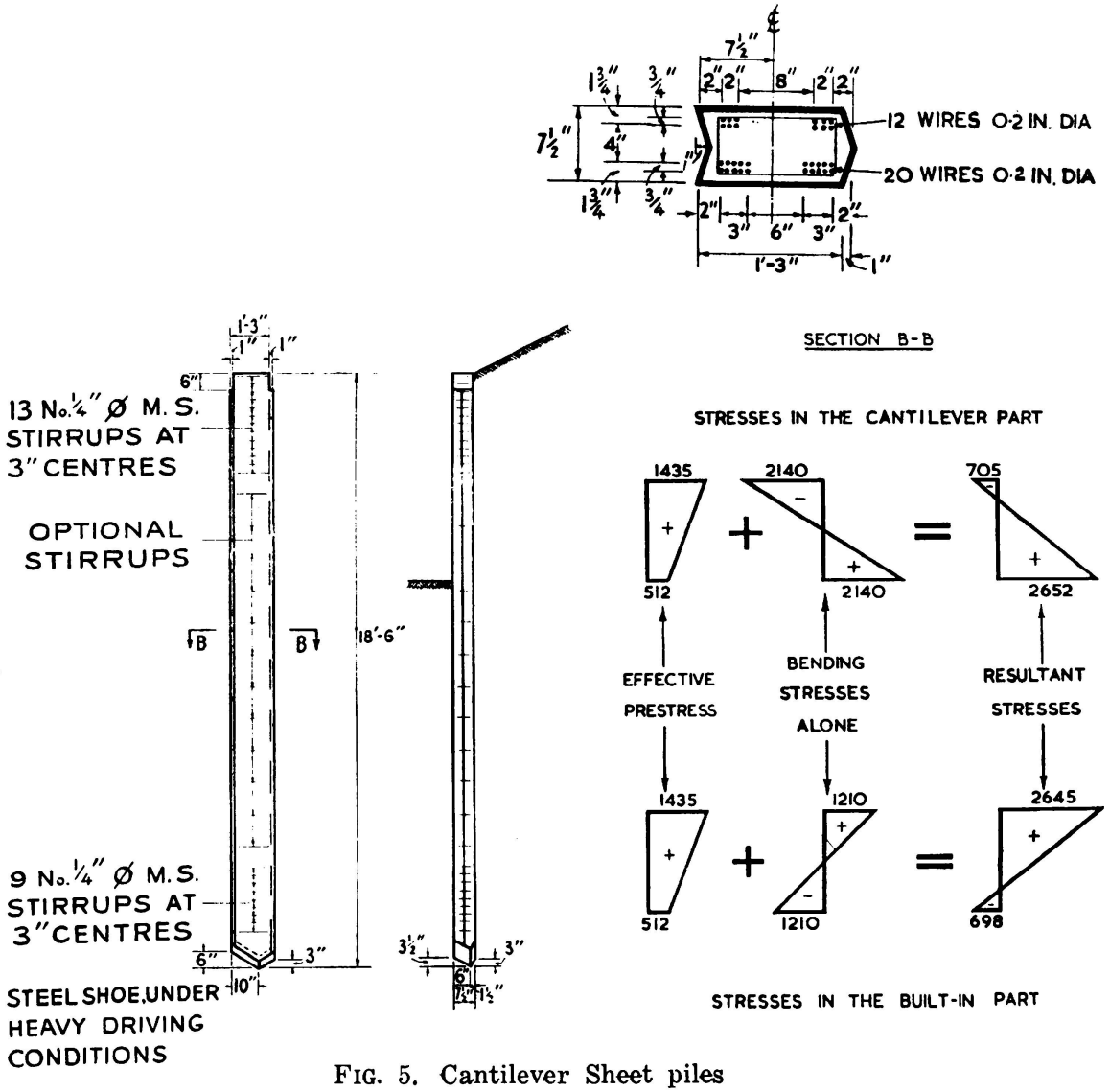


FIG. 5. Cantilever Sheet piles

with regard to the rare load: but an effective though small residual compressive stress is obtained under load, and consequently any fine hair cracks which might have occurred under the rare load will remain completely closed under ordinary load. Consequently, type (ii) represents a very important development of prestressed concrete, since full freedom from visible cracks is obtained under ordinary conditions and

full advantage is taken of the greatest phenomenon of prestressed concrete, i. e. its complete reversibility of behaviour. It depends now entirely on the designer what he considers as «rare» maximum working load. Based on the test results discussed before, the cracks will close completely even after millions of repetitions, as discussed above. Thus, there need not be too great an anxiety about the definition of what is considered as «rare» loading It seems, however, advisable to provide suf-

APPROX. WIDTH OF FLEXURAL CRACKS

No.	STAGES	WIDTH[1]	NOTES
1	LOCAL MICROSCOPIC CRACK	OF LIMITED LENGTH $\frac{1}{15000}$ IN. $\frac{1}{600}$ MM.	APPEARS AT TENSILE STRESS APPROX. ½ M.R. (DOES NOT AFFECT DEVELOPMENT OF NOTICEABLE CRACKS).
2	CRACK JUST APPEARING.	AT RE-OPENING OF CRACK $\frac{1}{2000}$ IN. $\frac{1}{80}$ M.M.	NOTICEABLE AT RE-OPENING OF CRACKS, WHEN POSITION IS KNOWN.
	NOTICEABLE BUT HARDLY MEASURABLE.	AT FIRST CRACKING $\frac{1}{1000}$ IN. $\frac{1}{40}$ M.M.	APPEARS AT M.R.[2] (NOTICEABLE WITH SKILLED EYE OR MAGNIFYER).
3	PERMISSIBLE TO AVOID CORROSION	$\frac{1}{100}$ IN. $\frac{1}{4}$ M.M.	NO DANGER OF CORROSION IF CONCRETE IS DENSE. [3]
4	DANGEROUS WIDTH	$\frac{1}{10}$ IN. = 2½ M.M.	DEVELOPS BEFORE FAILURE IN UNDER-REINFORCED BEAMS.
(1) THE INCREASE IN WIDTH BETWEEN STAGES 2 & 4 DEPENDS ON STEEL DISTRIBUTION AND BOND RESISTANCE (CRACK PATTERN).	(2) M. R. = MODULUS OF RUPTURE ; ITS MAGNITUDE DEPENDS ON CONCRETE STRENGTH AND STEEL DISTRIBUTION. HIGHER WITH 'A' & 'C' (e.g. 1000 lb/in², i.e. 70 kg/cm²) THAN WITH 'B' (e.g. 850 lb/in², i.e. 59½ kg/cm²) A B C TENSILE FLANGES OF SECTION	(3) IF CONCRETE IS POROUS, CORROSION WILL OCCUR WITHOUT CRACKS EVEN IF CONCRETE COVER IS VERY LARGE.	

P. W. A.

FIG. 6

ficient steel reinforcement by supplementary non-tensioned wires to obtain the required factor or safety against failure related to the «rare» loading. By such an arrangement the width of cracks is reduced as seen from Figure 5 of publication [7].

Fig. 6 shows various widths of cracks. Visible cracks occur when the modulus of rupture is reached which is not affected by the previous development of microscopic cracks.

There is obviously no safety against cracking for type (iii), but the position is, in any case, better than with ordinary reinforced concrete (4). It would be possible to base the design of type (iii) on a limited maximum width of cracks and controlled maximum deflection, although the average working load steel stress in a cracked section would be as high as 80,000 – – 100,000 lb/in^2. Such a structure would be more economical than prestressed concrete and preferable to ordinary reinforced concrete, particularly when compared with concrete structures containing non-tensioned high tensile reinforcement which in some countries is stressed up to 60,000 lb/in^2. (In the latter case a satisfactory crack pattern may be achieved, but the deformation is likely to be excessive).

The author is obliged to the Chief Civil Engineer, British Railways, Eastern Region, Mr. A. K. Terris, M. I. C. E., for the permission to use the particulars shown.

BIBLIOGRAPHY

1. *Behaviour of Prestressed Concrete at Cracking* — Final Report, Congress Liege, I. A. B. S. E., 1949.
2. *The Economy of Prestressed Concrete* — Final Report, Congress Liege, I. A. B. S. E., 1949.
3. *First Report on Prestressed Concrete* — Institution of Structural Engineers, London, 1951.
4. *Partially Prestressed Concrete Constructions Built in the Eastern Region of British Railways, 1948-52* — 12th Volume, Publications I. A. B. S. E., 1952.
5. *Fatigue Tests on Partially Prestressed Concrete Members* — Final Report, Congress Cambridge, 1953. I. A. B. S. E.
6. *The Conditions of Partially Prestressed Concrete Structures after Several Years' Use* — Contribution to Theme VI, Final Report, Congress Lisbon, I. A. B. S. E.
7. *Cracks in Prestressed Concrete Beams* — Preliminary Report Congress, Lisbon, I. A. S. B. E., 1956.
8. *Fatigue Resistance of Prestressed Concrete Beams, and Impact Resistance of Masts* Contribution to theme I (b). Final Report, Congress Lisbon, I. A. B. S. E.

SUMMARY

Safety against cracking is obtained in truly monolithic structures for appreciable concrete tensile stresses under working load, as ascertained by British Railways, 1948-56; but with non-monolithic structures a residual compressive stress under working load would be required to obtain the same safety. The subject of the contribution is discussed for various types of structures.

---

(4) Reference may be made to the satisfactory experience with spun concrete poles [8] exposed in the open air to atmospheric influences during the last 20-40 years. It may be pointed out that these spun concrete masts contain relatively thin high strength steel reinforcement (yield point approximately 88,000 lb/in^2, diameter 0.2-0.3 in.). The development of permanently visible hair cracks cannot be avoided with such masts and these cracks do not close, as is the case with prestressed concrete. Nevertheless, the masts have stood up very satisfactorily even in districts where chemical influences occur in industrial districts.

ZUSAMMENFASSUNG

In wirklich monolithischen Konstruktionen kann selbst bei bedeutenden Biegezugspannungen Rissicherheit unter Gebrauchslast erzielt werden, wie Versuche der Britischen Bahnen 1948-56 bewiesen haben. Aber in nicht monolithischen Konstruktionen würde eine bedeutende bleibende Druckspannung nötig sein, um denselben Sicherheitsgrad zu erzielen. Diese Frage ist für verschiedene Typen von Konstruktionen besprochen.

RESUMO

Observações efectuadas pelos Caminhos de Ferro Britânicos em 1948--1956 mostram que as estruturas verdadeiramente monolíticas apresentam, para valores apreciáveis das tensões de tracção no betão correspondentes às cargas de serviço, um bom coeficiente de segurança contra a fissuração; em estruturas não-monolíticas tornar-se-ia necessário dispor, sob a carga de serviço, de uma tensão de compressão residual para obter o mesmo coeficiente de segurança. Este problema é discutido no caso de vários tipos de estruturas.

RÉSUMÉ

Des observations effectuées par les Chemins de Fer Britaniques en 1948-56 montrent que les structures vraiment monolithiques présentent, pour des valeurs appréciables des contraintes de traction dans le béton correspondant aux charges de service, un bon coefficient de sécurité contre la fissuration; dans le cas de structures non-monolithiques, il serait nécessaire, pour obtenir le même coefficient de sécurité, de disposer, sous la charge de service, d'une contrainte de compression résiduelle. Ce problème est discuté pour divers types de structures.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Vc 2

Le calcul à la rupture par flexion et par effort tranchant dans les pièces en béton armé

Flexural and shear rupture calculation of reinforced concrete elements

Die Berechnung des Bruchzustandes infolge Biege- und Querkraft in Bauteilen aus Eisenbeton

Cálculo à rotura por flexão e por esforço cortante de elementos de betão armado

R. CHAMBAUD

Conseiller scientifique de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics

Paris

Dans deux communications présentées au Congrès de Liège en 1948, en collaboration avec M. M. Lebelle et Pascal (Publication Préliminaire et Rapport Final), j'ai exposé mes premières recherches sur le calcul à la rupture, qui datent de 1947.

Je me propose d'indiquer ici, sommairement vu le cadre très limité de ce rapport, les résultats complémentaires ou nouveaux obtenus dans la poursuite de ces études, au cours des huit années écoulées, études qui, sous le patronnage de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics et de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé, ont abouti à une méthode suffisamment simple, précise et générale pour être applicable en bureau d'études.

La base de la méthode est la prise en considération d'un état de référence directement contrôlable par l'expérience, a partir duquel les autres états intéressants (concernant durée des charges, répétitions, alternances, fissuration, etc...) se déterminent par application de coefficients. Ce état de référence est celui qui correspond au maximum d'effort marqué par la machine de charge (en principe un vérin) au cours d'un essai à la rupture de courte durée, par charges progressivement croissantes. Une telle définition n'a pas été adoptée au hasard: c'est la seule qui corresponde à un phénomène précis, indiscutable et susceptible d'être reproduit expérimentalement et rapidement à peu de frais.

D'autres états, sans signification bien nette et aux désignations fantaisistes, ont été parfois mis en avant, mais ils ne sauraient résoudre la question, faute d'une possibilité de contrôle expérimental. En particulier, la notion vague d'«épuisement» — qui heureusement ne compte plus guère de défenseurs — aurait des conséquences nuisibles par l'imprécision qu'elle est susceptible d'entretenir dans tous les calculs.

Le problème essentiel qui se pose est de déterminer, avec autant de précision que possible la charge de rupture pour une pièce donnée.

Un contrôle expérimental très poussé nous a permis d'arriver par retouches successives à un procédé de calcul répondant à cet objet d'une façon satisfaisante.

Après quoi se déduisent les charges admissibles par application de coefficients appropriés à la nature de l'ouvrage et au genre de sollicitations envisagées.

On obtient ainsi un coefficient de sécurité choisi à l'avance, et l'on réalise en moyenne des économies importantes de métal et de béton par rapport au calcul classique.

La rupture peut se produire *par flexion ou par effort tranchant.*

En ce qui concerne la *flexion,* j'ai complété la théorie sur différents points, à savoir:

— la fixation des pourcentages critiques inférieurs et supérieurs;
— l'étude des cas où, avant rupture, l'acier travaille au delà de sa limite élastique, tant pour les aciers à palier de ductilité que pour les aciers sans palier;
— la flexion composée;
— les sections de forme quelconque;
— enfin, l'utilisation des aciers comprimés.

La méthode qu'on en déduit se justifie par confrontation avec l'expérience. Nos comparaisons statistiques ont porté sur quelque 200 expériences françaises et 700 expériences étrangères et ont donné les résultats suivants.

La charge de rupture calculée a coïncidé avec la charge observée:

— à moins de 10 % près, dans 83 % des cas;
— avec un écart de 10 à 15 %, dans 12 % des cas;
— avec un écart de 15 à 20 %, dans 4 % des cas;
— avec écart légèrement supérieur à 20 % (dans le sens de la sécurité), dans 1 % des cas seulement.

Quant à la question de l'*effort tranchant,* elle m'a mis en présence d'un problème nouveau que j'ai abordé récemment et dont l'étude est encore en période d'évolution.

Lorsqu'on essaie à rupture des pièces qui ont été calculées suivant les règles classiques, la rupture se produit presque toujours par flexion et pour ainsi dire jamais par effort tranchant (ceci nonobstant le fait que

les ruptures par insuffisance de résistance au cisaillement sont plus brutales, plus dangereuses et causent plus d'accidents).

Quand d'autre part une poutre d'essai est constituée pour se rompre par effort tranchant, ce qui a lieu si l'armature transversale est suffisament faible par rapport à l'armature longitudinale, on constate que la résistance observée au cisaillement est souvent très supérieure à la résistance estimée d'après le calcul classique supposé donner une sécurité égale à deux. Le rapport entre ces deux résistances qui est loin d'être constant, varie du simple au quintuple. Il dépend, entre autres paramètres, de la contrainte de référence $T/b'z$ et augmente quand elle diminue. En particulier, dans les poutres courantes de planchers, il atteint fréquemment deux ou trois unités. Autrement dit, dans ces planchers, les ligatures sont souvent deux ou trois fois plus fortes au voisinage de l'appui, qu'il ne serait nécessaire, et cela se produit notamment quand les armatures de flexion régnent à pleine section sur toute la portée et que la contrainte de référence définie ci-dessus ne dépasse pas 10 kg/cm^2 environ, sous charges de service.

Ces faits expérimentaux sont le point de départ de nos études sur l'effort tranchant. Je n'ai traité jusqu'ici que les cas de flexion simple avec ligatures verticales sans barres relevées et des sections de poutres rectangulaires ou nervurées.

L'ensemble de ces faits suggére fortement une explication d'après laquelle, en cas d'existence de ligatures, et après fissuration à peu près à 45°, une redistribution des effortes est possible où les choses se passeraient comme si la résistance était assurée grâce à des bielles de béton plus inclinées sur la fibre moyenne, la pièce se comportant à certains égards comme un arc sous-tendu, et à d'autres égards comme un treillis multiple avec éléments comprimés inclinés à plus de 45°, les éléments tendus restant verticaux.

En définitive, trois conditions interviendraient pour déterminer la résistance ultime à l'effort tranchant:

1° la résistance du béton des bielles en compression;

2° la résistance des ligatures à leur limite élastique sur une longueur de poutre correspondant à l'inclinaison des bielles. Celle-ci serait une fonction croissante de la densité des ligatures. Elle pourrait aller, dans les cas extrêmes, jusqu'à 5 de base pour 1 de hauteur;

3° la résistance des armatures de traction agissant comme sous-tendeur; et c'est ainsi que les armatures longitudinales réagissent sur la résistance à l'effort tranchant, conformément à un fait d'expérience constaté.

Effectivement, en cours d'essai, lorsque certaines conditions prévues par le calcul sont remplies, on voit s'établir, après apparition d'un premier réseau de fissures à 45° environ, un nouveau réseau nettement plus incliné et s'accentuant de plus en plus jusqu'à rupture, alors que le premier réseau cesse d'évoluer. C'est là un fait curieux, jusqu'ici peu signalé, et qui, à ma connaissance, n'avait pas encore reçu d'interprétation satisfaisante.

En l'absence de ligatures au contraire, la rupture suit de très près la fissuration à 45°; la redistribution d'efforts n'est plus possible, et la rupture survient par insuffisance de résistance du béton à la traction.

Il existe un seuil inférieur pour le pourcentage des ligatures, en-dessous duquel celles-ci sont sans effet ou de peu d'efficacité. Ce seuil est de l'ordre de 2 pour 1000 dans les cas ordinaires.

Une théorie établie sur ces bases m'a conduit à une méthode de calcul permettant de prévoir la charge de rupture par effort tranchant avec une bonne approximation dans les différents cas:

Les résultats statistiques justifiant la méthode ont porté jusqu'ici sur 215 essais de rupture par effort tranchant et sont les suivants.

La charge de rupture calculée coïncide avec la charge observée:

— à moins de 10 % près, dans 72 % des cas;

— avec un écart de 10 à 20 % dans 21 % des cas;

— avec un écart supérieur à 20 % (dans les sens de la sécurité), dans 7 % des cas.

Ces premiers résultats sont très encourageants et nous pensons arriver, grâce à une expérimentation complémentaire qui reste à entreprendre, à donner à la théorie une cohésion du même ordre que pour la flexion, encore qu'il ne faille pas espérer la même précision, vu le rôle complexe et aléatoire du retrait du béton dans les phénomènes de cisaillement.

RÉSUMÉ

L'auteur signale les développements qu'il a eu l'occasion de donner à sa théorie du calcul à la rupture depuis ses premières communications de 1948 au Congrès de Liège.

L'étude des phénomènes de *flexion* a été généralisée.

Une étude entièrement nouvelle de la rupture par *effort tranchant* a été entreprise récemment et se poursuit, dont les résultats actuellement acquis sont satisfaisants.

Les statistiques de comparaison entre charges observées et calculées pour de nombreux essais, montrent la précision de la méthode. Celle-ci permet de réaliser des économies appréciables sur les calculs classiques.

SUMMARY

The author describes the developments undergone by his theory for the collapse calculation of structures since his early contributions in 1948 at the Liège Congress.

The study of the *flexural* phenomenae has been generalized.

An entirely new study of rupture through *shearing* has been recently undertaken and is being carried on; results available at present are satisfactory.

Comparison statistics between observed and computed loads for a large number of tests show the precision of this method which, compared to the classical methods makes substantial economies possible.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Autor orientiert über die Entwicklungen seiner Berechnungsmethode im Bruchzustand seit seinen ersten Mitteilungen am Kongress von Lüttich im Jahre 1948.

Die Untersuchungen über die Verhältnisse bei der *Biegung* wurden verallgemeinert.

Eine vollständig neue Untersuchung des Bruches infolge *Querkraft* wurde kürzlich angestellt und wird gegenwärtig weitergeführt; die Resultate dieser Untersuchungen sind bis jetzt zufriedenstellend.

Vergleichsberechnungen zwischen beobachteten und berechneten Belastungen an zahlreichen Versuchen beweisen die Genauigkeit der Methode. Diese gestattet bedeutende Einsparungen zu machen gegenüber der klassischen Berechnungsmethode.

RESUMO

O autor indica o desenvolvimento dado à sua teoria de cálculo à rotura desde as suas primeiras comunicações em 1948 ao Congresso de Liège.

O estudo dos fenómenos de *flexão* foram generalizados.

Um estudo inteiramente novo da rotura *por corte* foi recentemente iniciado e está a ser desenvolvido, sendo os resultados obtidos até à data muito satisfatórios.

As estatísticas de comparação entre as cargas observadas e calculadas em numerosos ensaios mostram o rigor deste método que permite, comparado aos métodos clássicos, realizar apreciáveis economias.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Discussão livre

Discussion libre

Free Discussion

Freie Diskussion

Leere Seite
Blank page
Page vide

V 1

The use of high tensile steel as reinforcement of concrete

Der hochwertige Stahl als Bewehrung des Eisenbetons

Emprego de aço de alta resistência nas armaduras para betão

Emploi de l'acier à haute résistance dans les armatures à béton

DR. ENG. K. HAJNAL-KÓNYI
London

The importance of the use of high tensile steel as reinforcement of concrete is now internationally recognised. Out of 9 papers in Section Va, 6 are devoted to this question. These 6 papers originate from 5 different countries. France is represented by 2 contributions, Austria, Great Britain, Germany, Hungary, each by one. The papers deal with a great variety of types of steel regarding both shape and quality.

I wish to refer first to the contribution by M. LAZARD who reports on comparative tests on good quality mild steel and Torsteel respectively in beams of unusually large size. His conclusions should therefore be particularly convincing. May I quote the last sentence of his summary (p. 761) :

> «Use of Tor 40 reinforcement bars for working stresses of 20 kg/mm² (= 28,450 psi) seems absolutely justified for bridge beams submitted to aggressive fumes of steam railway engine smoke» (1).

This conclusion is of very great importance since there are still many engineers who believe that the best way to avoid corrosion is to use plain mild steel bars and limit the stress to 1400 kg/cm² (20,000 psi), or even less. This view is convincingly refuted in Mr. SZÉPE'S paper (p. 851) :

> «It has to be stated that the older regulations which try to achieve freedom from cracks in reinforced concrete or crack control by limiting the tensile stress in the steel and in the concrete, have gone the wrong way».

---

(1) In his verbal contribution at the Congress M. LAZARD has stated that the stress in Torsteel 40 actually adopted by the French Railways is now 21 kg/mm² (= 29,870 psi).

The real cause of corrosion is not the occurrence of transverse cracks but lack of cover and porosity of the concrete. The paper by Messrs. ROBINSON and PELTIER, which is the continuation of a paper submitted by M. ROBINSON in Cambridge 4 years ago, seems to go to the root of the defects commonly known in every country. It is obvious from this research that corrosion cannot be prevented by a limitation of tensile stresses and is bound to occur under certain conditions even if the stresses are nil or compressive. In his verbal contribution at the Congress M. ROBINSON has referred to tests in which corrosion occurred first as a consequence of the porosity of concrete and cracks were a secondary effect caused by corrosion.

Whilst considerable effort is being made in various countries to restrict the width of cracks, it would appear that another important aspect of the admission of high tensile stresses has not received sufficient attention.

The serviceability of a structure depends not only on cracking but probably even more on deformation. With mild steel at working stresses of the order of 1400 kg/cm² (20,000 psi) deformations are rarely relevant. When we come into the range of working stresses of 1800 to 2500 kg/cm² (25,600 to 37,000 psi) as usual with steels of what I would call medium quality i. e. with a yield point or proof stress of the order of 40 to 50 kg/mm² (57,000 to 71,000 psi) conditions become more critical, but in the range of working stresses of 3500 to 4500 kg/cm² (50,000 to 64,000 psi) as adopted in Austria for Torsteel 60 and bi-steel (p. 748) respectively, the deformation must be the primary consideration of the designer, particularly the deformation under sustained loading [1] [2]. Since the modulus of elasticity of these special steels is not higher than that of mild steel, it is obvious that the deformation of structures with working stresses of this order may be 2 to 3 times greater than the deformation of structures with mild steel. Other conditions being equal, the substitution of a great number of small size bars for a small number of large size bars improves the crack control but has very little influence on the deflection under sustained loading. Consequently such high stresses must be restricted to exceptional cases where the depth/ span ratio is very favourable. It is interesting to note that based on his tests on beams reinforced with Torsteel 60 and 80 respectively which were otherwise similar to the beams discussed on his paper (Va 4) (²). M. LAZARD has come to the conclusion that «the practical interest of the Torsteels 60 and 80 is slight».

M. SAILLARD has included in his paper two tables (pp 837-8) in which the steel stresses are set out as a function of the diameter of the bars and of the maximum crack widths which can be tolerated. I think that a similar table or graph is necessary to limit the deformation of structures so that the permissible steel stress becomes a function of the slenderness ratio of the member in which the steel is used, of the percentage of reinforcement and of the modulus of elasticity of the concrete.

It may be seen from M. SAILLARD'S table on p. 837 that the stresses in plain round bars are very much restricted by the crack widths. In order

---

(²) Ratio effective depth/span of the order of 1/9.

to use higher stresses, bars with protrusions must be adopted. Torsteel is one solution but according to M. SAILLARD (p. 820) the optimum crack control cannot be achieved with bars having only 2 or even 4 helical nibs. It is clear from the paper by Professor RÜSCH, Figs. 2 & 3, (pp. 795-6) that deformed bars are more efficient for controlling the crack widths. His proposition to standardize the pull-out tests is very good, but I should like to suggest two modifications:

1 – Professor RÜSCH suggests that prisms without any transverse reinforcement should be used (p. 795). From my experience, which is common with that of many other research workers, prisms without transverse reinforcement are bound to burst at a very small movement of the bar which is to be pulled out.

This tendency of bursting the concrete has also been pointed out by M. SAILLARD (p. 820). Indeed, the better the bond, i. e. the more efficient the bar, the greater is the tendency of bursting. A pull-out test which ends by the splitting of the concrete is, in my opinion, most unsatisfactory. The bar should be either pulled out or fractured but the specimen must not burst.

It is, of course, essential that the bursting of the concrete should be prevented in structures and for this reason transverse reinforcement must be provided wherever deformed bars end. Pull-out tests on prisms without transverse reinforcement would therefore not be representative of the correct use of deformed bars.

2 – My second point of disagreement with Professor RÜSCH is the magnitude of the slip at the unloaded end at which the bond stresses should be compared. Professor RÜSCH has suggested a slip of 0.1 mm (p. 796). Admittedly, the magnitude of the slip at which stresses are compared is as arbitrary as the elongation of cold worked bars to which the proof stress is related. However, since we can tolerate crack widths of even 0.3 mm in certain cases, I do not see the reason for adopting a slip of only 0.1 mm in general. I suggest that the pull-out tests should be so standardized that stresses are compared at slips of 0.1, 0.25 and 0.5 mm. This would give a much better idea of the performance of the bar since it would show to what extent the resistance of the bar against being pulled out is increased with increasing slip. With plain bars, the increase is nil, with Torsteel and square twisted bars it is very small, but with deformed bars of suitable shape it is considerable.

Finally, I wish to refer to Professor TORROJA's remark about «the most appropriate types of bar for reinforced concrete» (p. 703).

Regarding the shape I think that the provisions of ASTM [3] should be either adopted or taken as a basis of further research if this is deemed to be necessary. The American Standard is based on very comprehensive research and this should not be ignored.

Regarding the quality of the bars, I am of the opinion that cold worked deformed bars in which sharp edges are avoided and which are not overworked so as to become brittle at low temperatures are preferable to bars having a natural yield point. The lack of a definite yield point is a great advantage from the point of view of the mode of failure, as may be seen from the results of M. LAZARD (p. 761, Conclusions, 4 th. paragraph) and of M. LEWIS (pp 771, 779).

REFERENCES

1. WASHA, GEORGE W. — *Plastic Flow of Thin Reinforced Concrete Slabs.* Journal of the American Concrete Institute, Vol. 19 No. 3, Nov. 1947 p. 237.
2. WASHA, GEORGE W. and FLUCK, P. G. — *Effect of Compressive Reinforcement on the Plastic Flow of Reinforced Concrete Beams.* Journal of the American Concrete Institute, Vol. 24 No. 2, Oct. 1952 p. 89.
3. ASTM — *A 305-53 T.* Tentative Specifications for Minimum Requirements for the Deformations of Deformed Steel Bars for Concrete Reinforcement.

SUMMARY

It is submitted that the limiting factor for the admission of high working stresses in the tensile reinforcement is the deformation of the structure and that the bond strength of deformed bars should be determined on prisms with transverse reinforcement at slips of the unloaded end of 0.1, 0.25 and 0.50 mm respectively.

ZUSAMMENFASSUNG

Es wird vorgeschlagen, dass die zulässigen Zugspannungen in der Bewehrung durch die Formänderung der Bauteile beschränkt werden müssen und dass die Haftfestigkeit von Rippenstählen an Prismen mit Bügelbewehrung bei Gleitwegen des freien Endes von 0,1, 0,25 und 0,50 mm bestimmt werden soll.

RESUMO

O autor é da opinião de que o emprego de tensões de trabalho elevadas nas armaduras de tracção é limitado pela deformação da estrutura e de que a força de aderência de armaduras deformadas deveria determinar-se em prismas armados transversalmente para escorregamentos medidos na extremidade de 0,1, 0,25 e 0,50 mm.

RÉSUMÉ

L'auteur est d'avis que l'emploi de contraintes de travail élevées dans les armatures de traction est limité par la déformation des structures et que la force d'adhérence des armatures déformées devrait être determinée sur des prismes armés transversalement pour des glissements mesurés à l'extremité libre de 0,1, 0,25 et 0,50 mm.

V 2

Verbesserung der elastischen Eigenschaften der kaltverformten Stähle

Melhoramento da elasticidade das armaduras deformadas a frio

Amélioration de l'élasticité des armatures déformées à froid

Improvement of the elasticity of cold worked deformed reinforcement bars

DR. G. DE KAZINCZY
Stockholm

Die Rissbreite im Stahlbeton hängt — bei einem Betonstahl mit guter Haftung — unter gleichen Umständen, von der totalen Verlängerung des Stabes ab. Kaltverformte Betonstähle werden vorwiegend durch Verwinden hergestellt, oder wird die Verformung durch Verwinden abgeschlossen. Durch diese Behandlung verliert aber der Stahl seine ursprüngliche ausgeprägte Streckgrenze und bleibende Verlängerungen treten schon bei geringen Spannungen auf. Die Rissbreite ist also bei gleicher Spannung bei verwundenen Stäben grösser, als bei warmgewalzten.

Der Verfasser hat nachgewiesen, dass durch eine mässige Reckung nach dem Verwinden die Elastizitätsgrenze erhöht und dadurch die Rissbreite im Beton verringert werden kann. Die Reckung kann bei Spannbeton auch während des Spannens der Einlagen durchgeführt werden.

Im Bild 1 zeigt A die Arbeitslinie eines warmgewalzten Stahles. Durch eine Kaltverformung, die aus Reckung und nachfolgender Verwindung bestand, wurde Linie B erhalten. Verwindung allein gibt einen ähnlichen Verlauf, wie Linie B. Stab C wurde genau im selben Mass bearbeitet wie B, jedoch zuerst verwunden und nachher gereckt. Die Streckgrenze liegt um 15-30 % höher als bei B. Ein legierter Stahl mit höherer ursprünglicher Streckgrenze kann durch Verwindung die selbe 0,2-Grenze erreichen wie B, in dem Falle verläuft die Arbeitslinie wie D.

Man sieht, dass die Verlängerung und so die Rissbreiten, die mit W_m proportional sind, bei nur–verwundenem Stahl grösser sind.

Im Bild 2 ist die Durchbiegungs-Linie von zwei Stahlbetonbalken zu sehen. Der Balken B ist mit verwundenem und der Balken C mit nachher gerecktem Stahl bewehrt. Die Durchbiegung vor dem Bruch ist bei Balken C grösser, als bei B. Die Risse im Balken C (gestrichelte Linie) sind schmäler und beginnen nur nach Durchschreiten des Punktes x sich stark zu öffnen, so bleibt die «Warnung» nicht aus.

Es hat sich weiters gezeigt, dass die abschliessende Reckung nicht nur die Elastizitätsgrenze und die 0,2–Grenze erhöht, sondern auch die

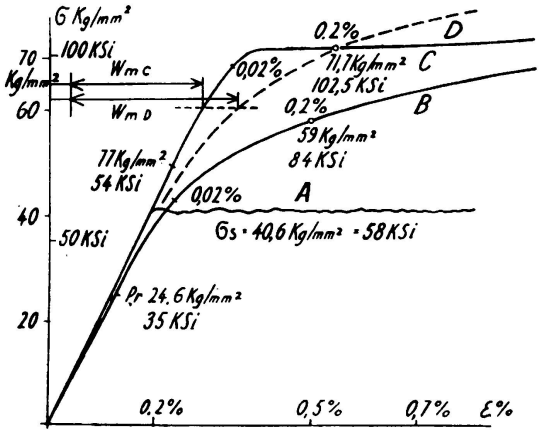


BILD 1

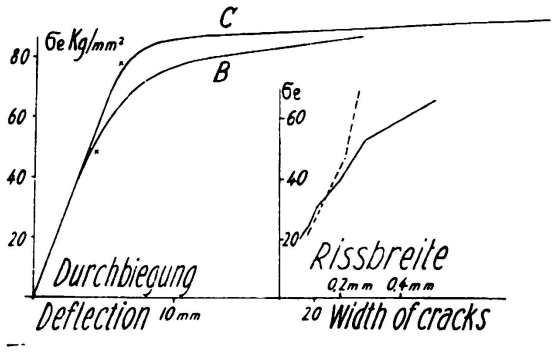


BILD 2

Kerbempfindlichkeit (Sprödbrüchigkeit) gewisser Stahlsorten (z B. Thomasstahl) günstig beeinflusst, so dass dieses Verfahren bei gerippten Stäben besonders günstig ist.

Aus legiertem Stahl mit $\sigma_s = 60$ kg/mm² kann man nach diesem Verfahren einen sehr geeigneten Spannbetonstahl auch mit Durchmesser ø 16-25 mm mit etwa 100-110 kg/mm² 0,2–Grenze herstellen, der höhere Elastizität- und Kriechgrenze besitzt, als die bekannten kaltbearbeiteten Stähle.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Elastizitätsgrenze des kaltverwundenen Betonstahles kann durch eine abschliessende, mässige Reckung bedeutend erhöht werden. Die Rissbreite im Stahlbeton wird dadurch bei der selben Belastung geringer und höhere Spannungen können zugelassen werden.

RESUMO

O limite de elasticidade das armaduras para betão, deformadas a frio, pode ser consideràvelmente aumentado por meio de estiramento. Para cargas idênticas a largura das fissuras diminui podendo-se portanto admitir tensões mais elevadas.

SUMMARY

The yield stress of cold worked deformed reinforcement bars for concrete can be considerably increased through stretching. For identical loads the width of the cracks is smaller, thus allowing higher permissible stresses.

RÉSUMÉ

La limite d'élasticité des armatures pour béton déformées à froid peut être considérablement augmentée au moyen d'un étirage. A charge égale la largeur des fissures est plus faible, ce qui permet d'admettre des contraintes plus élevées.

Leere Seite
Blank page
Page vide

V 3

Efficacité des armatures de torsion

Efficiency of torsion reinforcement bars

Wirksamkeit von Torsionsarmierungen

Efeito das armaduras de torsão

ANDRÉ PADUART
Professeur à l'Université Libre
Bruxelles

Il est curieux de constater que, dans l'étude des constructions en béton armé, l'attention se porte avant tout sur la résistance à la flexion et, dans une mesure moindre, sur le problème de l'effort tranchant. Quant à la sollicitation par torsion, il est bien rare de trouver dans la littérature technique un article qui lui soit consacré.

Aussi est-ce avec beaucoup d'intérêt que nous avons pris connaissance du mémoire V a 6 du Prof. Dr. Ing. E. Rausch, consacré aux armatures de torsion dans les constructions en béton armé. Il faut savoir gré à cet auteur d'avoir, en quelques pages, fait le point de la question et d'avoir rassemblé les formules nécessaires au calcul soit des armatures en hélice, soit des grillages.

L'auteur étudie le rôle de ces armatures à partir de la *force tangentielle* K (Tangentialkraft), qui agit en tout point de la surface latérale de la pièce, et il procède par décomposition vectorielle de cette force suivant des directions à 45° et suivant l'axe longitudinal.

Nous estimons cependant que cette façon de procéder ne fait pas suffisamment ressortir la différence d'efficacité des hélices et des grillages et, pour notre part, nous préférons raisonner à partir des *contraintes tangentielles.*

Le moment de torsion fait naître en chaque point un état double de tension composé de deux contraintes principales, égales et opposées, agissant sur des facettes à 45°. Si l'on place une armature normalement à la facette sollicitée par la traction, cette hélice intervient dès le début de la mise en charge et elle empêche l'ouverture des fissures microscopiques du béton. En écrivant que l'hélice doit reprendre la somme des tractions qui agissent sur le béton qui l'entoure, on retrouve la formule (2) du Prof. Rausch.

Si l'on remplace l'armature hélicoïdale par un grillage composé d'étriers et de barres longitudinales, la théorie de l'élasticité montre que ces armatures ne reprennent aucune contrainte normale de sorte que leur efficacité est nulle aussi longtemps que la pièce ne s'est pas fissurée.

Dès que la traction limite du béton est atteinte, la pièce se découpe en hélices de béton comprimé qui assurent à elles seules la résistance à la torsion. Les armatures ne participent donc pas directement à cette résistance; leur rôle devient de second plan et consiste à assurer en tout point l'équilibre des hélices comprimées: la poussée latérale résultant de la courbure des hélices est à reprendre par les étriers et la poussée axiale doit être absorbée par des barres longitudinales.

La traction des barres longitudinales produit une augmentation de la distance séparant deux sections transversales voisines. Pour que les hélices de béton puissent entrer en compression, il est nécessaire que ces sections tournent l'une par rapport à l'autre d'une quantité qui n'est pas négligeable. Les fissures s'ouvriront donc avant que les armatures orthogonales puissent intervenir efficacement.

Il est cependant un cas particulier où les étriers suffisent pour empêcher la fissuration de la pièce: c'est lorsque celle-ci est sollicitée en outre par une compression longitudinale d'origine extérieure (précontrainte ou poteau) suffisante pour équilibrer la composante longitudinale des hélices de béton, c'est-à-dire au moins égale à $\frac{M}{r}$, r étant le rayon moyen de la section transversale. Dans ce cas, la rotation relative des sections dont il était question ci-dessus ne se produit pas; de plus, il est inutile d'ajouter les barres longitudinales.

En conclusion de cette note, nous constatons donc:

— que les armatures hélicoïdales empêchent la fissuration.
— que les grillages n'entrent en jeu qu'après l'apparition de fissures importantes.
— que dans le cas où la pièce subit une compression longitudinale au moins égale à M/r, les étriers suffisent pour empêcher l'ouverture des fissures capillaires.

RÉSUMÉ

En basant l'étude des armatures de torsion dans les constructions en béton armé sur la contrainte tangentielle et non sur la force tangentielle comme le fait le Prof. Dr. Ing. E. Rausch, dans le mémoire Va 6, il est facile de comparer l'efficacité des types différents de ferraillage utilisés. On constate ainsi que les armatures hélicoïdales empêchent la fissuration, tandis que les grillages d'armatures croisées n'entrent en jeu qu'après l'apparition de fissures importantes sauf si la pièce subit une compression longitudinale suffisante.

SUMMARY

If the design of torsion reinforcement in concrete structures is based upon shear stress and not shear force as Prof. Dr. Eng. E. Rausch does in his paper Va 6, it becomes easy to compare the efficiency of the

different types of reinforcement. It is thus seen that helical reinforcement bars avoid cracking while grill shaped reinforcement networks only actuate after larger crack formation except in cases where the element is submitted to a sufficiently large longitudinal compression.

ZUSAMMENFASSUNG

Gründet man die Untersuchung von Torsionsarmierungen des Eisenbetons auf die Tangentialspannung anstelle der Tangentialkraft, wie durch Prof. Dr. Ing. E. Rausch in der Abhandlung Va 6. gezeigt wird, so ist es einfach, die Wirksamkeit der verschiedenen Armierungstypen zu vergleichen. Man stellt dann fest, dass die Spiralarmierungen die Rissebildung verhindern, während die Netzarmierungen aus Bügeln und Längseisen erst nach dem Auftreten von deutlich sichtbaren Rissen wirksam werden. Eine Ausnahme liegt vor, wenn der Bauteil eine genügend grosse, längs gerichtete Druckspannung erleidet.

RESUMO

Baseando o estudo das armaduras de torsão das estruturas de betão armado na tensão tangencial e não no esforço tangencial, como faz o Prof. Dr. Eng.º E. Rausch na sua contribuição Va 6, torna-se fácil comparar o efeito das diferentes formas de armaduras utilizadas. Verifica-se assim que as armaduras helicoïdais impedem a fissuração ao passo que as armaduras cruzadas em forma de rede só actuam depois da formação de fissuras importantes, salvo quando o elemento é submetido a uma compressão longitudinal suficiente.

Leere Seite
Blank page
Page vide

V 4

Zur Drillbewehrung im Stahlbetonbau

Diskussion

As armaduras de torsão nas construções de betão armado

Discussão

Les armatures de torsion dans les constructions en béton armé

Discussion

Torsion reinforcement bars in reinforced concrete structures

Discussion

PROF. DR. ING. ERNST RAUSCH
Kettwig (Ruhr)

Zu den Bemerkungen von Herrn Prof. Paduart nehme ich wie folgt Stellung:

Es ist richtig, dass die Spiralbewehrung bei Belastung von Anfang an mitwirkt, da die Bewehrung in Richtung der Hauptzugspannungen

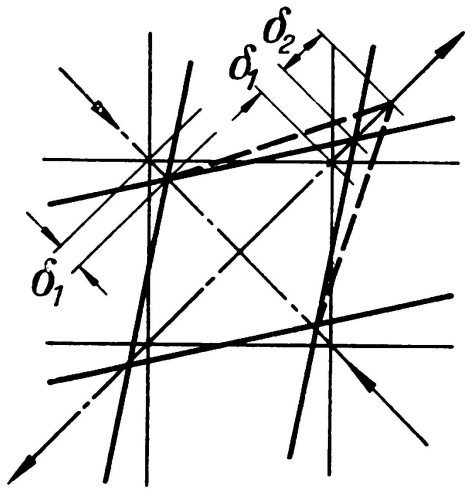


ABB. 1. Dehnungen der Bewehrungen vor der Rissbildung

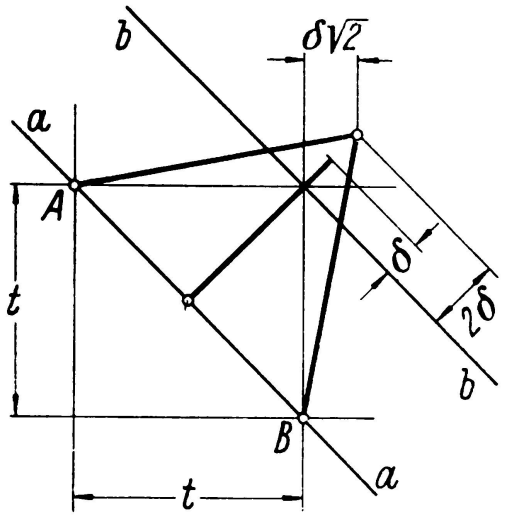


ABB. 2. Dehnungen der Bewehrungen nach der Rissbildung

liegt, die Netzbewehrung sich dagegen zunächst spannungsfrei rhombusartig verformt (ε_1 in Abb. 1). Vor Erreichung der Betonzugfestigkeit

wird jedoch die Dehnung in der Zugrichtung relativ grösser (δ_2 in Abb. 1). An dieser zusätzlichen Dehnung nimmt auch die Netzbewehrung teil, sodass auch sie in Spannung kommt, wenn auch weniger als die Spiralbewehrung. – Eine erhebliche Verzögerung der Rissbildung dürfte nach bisherigen Versuchen auch bei Spiralbewehrung nicht zu erwarten sein.

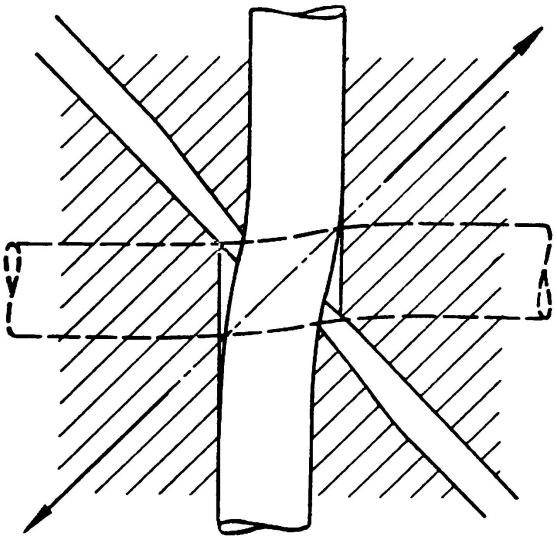


ABB. 3. Verformung der Netzbewehrung am Schrägriss

Nach dem Auftreten feiner Risse unter 45° bis zur Vollbelastung (Stahlspannung σ_e in den Spiralen ebenso, wie in den Stäben der Netzbewehrung) dehnen sich die Bewehrungen zwischen zwei Schrägrissen a und b nach Abb. 2. Die Rissweite wird also bei Netzbewehrung doppelt so gross wie bei Spiralbewehrung. Die Verkürzung der Beton-Druckdiagonale AB (Abb. 2) verursacht eine zusätzliche Dehnung in der Zugrichtung, die jedoch schätzungsweise weniger als 10 % von 2δ beträgt.

Wieweit die grössere Dehnung der Netzbewehrung und örtliche Verformungen nach Abb. 3 die Tragfähigkeit beeinflussen, ist durch Versuche noch nicht genügend geklärt, weitere Versuche wären erwünscht. Die Netzbewehrung ist aber jedenfalls weniger wirksam als die Spiralbewehrung, ähnlich, wie die Bügel bei der Schubsicherung eines auf Biegung mit Querkraft beanspruchten Balkens weniger wirksam sind als die Schrägeisen.

Für die Bauausführung kommt m. E. trotzdem hauptsächlich die Netzbewehrung in Betracht, aus den auf Seite 786 des Vorberichtes bereits genannten Gründen, und da die Konstruktion, zeichnerische Darstellung und räumliche Biegung einer Spiralbewehrung der Praxis nicht zumutbar sind. Sie behindert ferner die Verlegung sonstiger Bewehrungen (Biegebewehrung).

Wenn auf den Stahlbeton-Hohlzylinder nach Abb. 4 ausser einem Drillmoment M auch eine achsiale Druckkraft N einwirkt (Drillung mit achsialer Vorspannung [1]), vgl. Abb. 6), dann entsteht an einer beliebigen

---

[1]) Rausch: «Drillung (Torsion), Schub und Scheren im Stahlbetonbau», 3. Auflage 1953, im Vertrieb Deutscher Ingenieur-Verlag, Düsseldorf

Stelle des Mantels der mit Hilfe des Mohr'schen Spannungskreises in Abb. 5 dargestellte Spannungszustand mit der Hauptzugspannung $\sigma_I = -\sigma/2 + \sqrt{(\sigma/2)^2 + \tau^2}$. Auf eine Umfangsstrecke t wirken die Tangentialkraft $K = M\ t/(2F)$ und die achsiale Druckkraft $L = N\ t/U$ (U = Umfang), demnach $\tau = K/(td)$ und $\sigma = L/(td)$. Es ist dann $Z_I = \sigma_I\ t\ d = L/2 + \sqrt{(L/2)^2 + K^2}$ und die Schrägzugkraft $Z_s = \sigma_I\ d.\ (t \cos \gamma) = Z_I \cos \gamma$ (vgl. Abb. 6) für die Bemessung eines zur Umfangsstrecke t gehörenden Stabes der Spiralbewehrung. Wie man sieht, ist sie geringer als ohne Achsialkraft und die Spiralen verlaufen flacher. Für den Winkel γ ergibt sich aus Abb. 5: $\operatorname{tg} \gamma = \tau/\sigma_I = K/Z_I$. Bei Netzbewehrug erhält man zur Strecke t waagerecht (Ringe) wie lotrecht (Längseisen) $Z_w = Z_I = Z_I$, also ein waagerecht und lotrecht gleich starkes Bewehrungsnetz, da ein solches Netz beliebig gerichtete Zugspannungen in gleicher Weise aufnehmen kann. Für einen Schrägriss nach Abb. 7 von der Länge l ist $Z_s' = \sigma_I\ d$; Zugkraft für waagerechte Bügel: $Z_s' \sin \gamma$, je Längeneinheit: $Z_s' . \sin \gamma / \sin \gamma = \sigma_I\ d$, für die Länge t dementsprechend: $Z_w = \sigma_I\ t\ d = Z_I$; ebenso für die lotrechten Längseisen (cos statt sin).

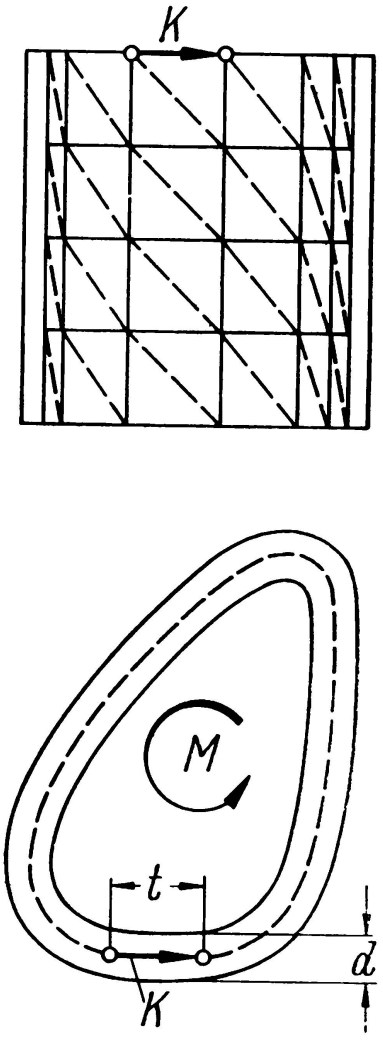


ABB. 4. Auf Drillung (Torsion) beanspruchter Stahlbeton-Hohlzylinder

Die von Herrn Paduart erwähnte zusätzliche Achsialkraft M/r bedeutet Gleichsetzung der Achsialkraft L mit der Tangentialkraft K (L = K). Für diesen Fall erhält man Z_I = ca. 0,62 K; $\operatorname{tg} \gamma$ = ca. 1,6; γ = ca. 58°; $\cos \gamma$ = ca. 0.53; für die Bemessung der Spiralbewehrung demnach: Z_s = ca. 0,33 K (statt ca. 0,70 K ohne Achsialkraft), für die Netzbewehrung: $Z_w = Z_I$ = ca. 0,62 K (statt K ohne Achsialkraft).

Durch Anbringung der achsialen Druckkraft L = K werden also die Längseisen der Netzbewehrung nicht entbehrlich, obwohl die Druckkraft L ebenso gross ist wie die ohne Achsialkraft ermittelte Zugkraft K der Längseisen. Dieser scheinbare Widerspruch besteht nicht, wenn man bedenkt, dass wir bei Drillung ohne Längskraft von Zugrissen unter 45° ausgehen, bei Drillung mit Längskraft jedoch von flachen geneigten Rissen (andere Kraftzerlegung).

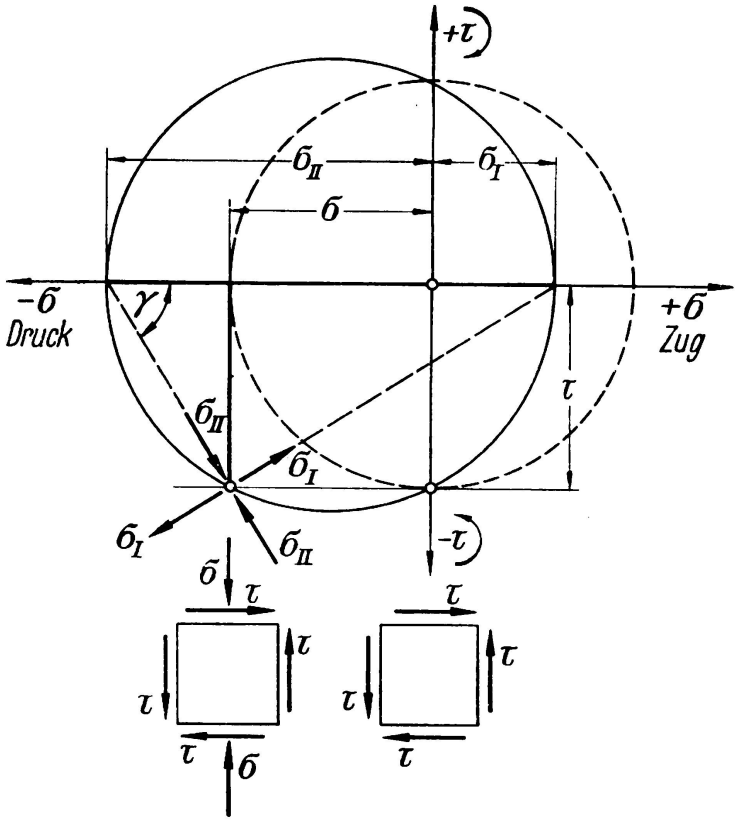


ABB. 5. Mohr' sche Spannungskreise für Drillung (Torsion) allein (gestrichelt) und Drillung mit Achsialdruck (ausgezogen)

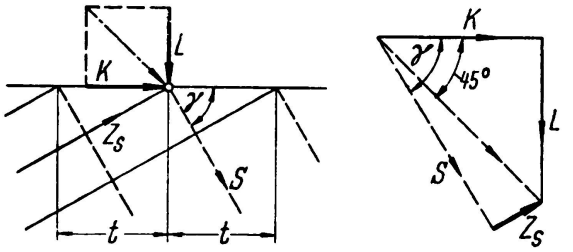


ABB. 6. Kräftespiel für Spiralbewehrung bei Drillung (Torsion) mit Achsialdruck

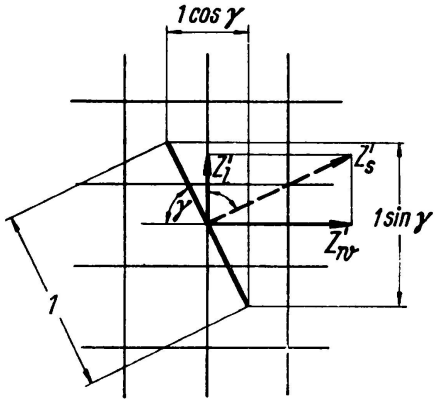


ABB. 7. Kräftespiel für Netzbewehrung bei Drillung (Torsion) mit Achsialdruck

ZUSAMMENFASSUNG

1. Vor der Rissbildung beteiligt sich auch die Netzbewehrung an der Beanspruchung, jedoch weniger als die Spiralbewehrung; eine erhebliche Verzögerung der Rissbildung ist auch bei Spiralbewehrung nicht zu erwarten.

2. Nach erfolgter Rissbildung öffnen sich die Risse bei Netzbewehrung etwa zweimal so stark wie bei Spiralbewehrung, sie ist weniger wirksam, ähnlich, wie Bügel zur Schubsicherung bei Biegung weniger wirksam sind als Schrägeisen.
3. Für die Bauausführung kommt trotz dieser Nachteile hauptsächlich die Netzbewehrung in Betracht.
4. Bei zusätzlicher achsialer Druckkraft (Vorspannung) sind die Längseisen der Netzbewehrung nicht entbehrlich, es ist ein nach beiden Richtungen gleich starkes Bewehrungsnetz erforderlich, jedoch mit geringerem Eisenquerschnitt.

RESUMO

1. Antes do aparecimento de fissuras as armaduras em forma de rede suportam também uma parte da solicitação, embora menor do que a suportada pelas armaduras helicoidais; estas no entanto não trazem uma diminuição sensível da fissuração.
2. Com armaduras em forma de rede as fissuras são cerca de duas vezes mais importantes do que com armaduras helicoidais; o efeito relativo dos dois tipos de armaduras pode ser comparado ao dos estribos e dos ferros oblíquos no caso da flexão.
3. Na prática, no entanto, apesar destes inconvenientes, consideram-se principalmente as armaduras em forma de rede.
4. No caso de esforços de compressão axiais (Betão preesforçado) os ferros longitudinais são indispensáveis, o que torna então necessário prever redes com armaduras igualmente importantes em ambas as direcções, sendo no entanto menor a secção de aço.

RÉSUMÉ

1. Avant l'apparition de fissures les armatures en forme de grillage supportent aussi une part de l'effort, cette part étant néanmoins inférieure à celle prise par les armatures hélicoïdales; celles-ci n'entraînent cependant pas une diminution sensible de la fissuration.
2. Dans le cas d'armatures en forme de grillage les fissures sont environ deux fois plus importantes que dans le cas d'armatures hélicoïdales; l'effet relatif des deux types d'armatures peut être comparé à celui des étriers et des barres obliques dans le cas de la flexion.
3. Dans la pratique, néanmoins, malgré ces inconvénients, on considère surtout les armatures en forme de grillage.
4. En présence d'efforts de compression axiaux (Béton précontraint) les barres longitudinales sont indispensables, ce qui rend donc nécessaire de prévoir des grillages aux armatures également importantes dans les deux sens, la section d'acier étant toutefois moindre.

SUMMARY

1. Before the formation of cracks, grill-shaped reinforcement networks also carry part of the load, although in a smaller proportion than helical ones; these, nevertheless, do not noticeably improve crack formation.
2. With grill-shaped reinforcement networks cracks are approximately twice as large as with helical ones; the relative effect of both types of reinforcement can be compared to that of stirrups and bent up bars in the case of flexural loading.
3. In spite of all those drawbacks, grill-shaped reinforcement networks are currently considered in practice.
4. When there are axial compression loads (Prestressed concrete), longitudinal reinforcement becomes indispensable and it is then necessary to have grill networks with equally important reinforcement in both directions; the necessary reinforcement area is nevertheless smaller.

V 5

Remarks about the design of reinforced concrete beams

Zur Bemessung von Stahlbetonbalken

Observações acerca do dimensionamento de vigas de betão armado

Remarques sur le calcul de poutres en béton armé

FERRY BORGES
Research Engineer

ARGA E LIMA
Assistant Engineer

Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisbon

1. *Introduction*

The remarks in this paper are the result of preliminary studies carried out with a view to revising the Portuguese reinforced concrete code and introducing into it clauses which make it possible to take full advantage of the strength of the steels available at present.

As the ruin of reinforced concrete beams may be caused by excessive cracking, deformation or rupture, some considerations about the behaviour of reinforced concrete in relation to these three features are presented.

Mention is also made of the results obtained by tests on some concrete beams reinforced with mild steel and plain twisted steel (1). These tests were carried out with a view to permitting the manufacture in Portugal of steels hardened by twisting. By means of tests the indispensable experimental basis was sought for a better understanding of the existing bibliography.

Simple bending tests were carried out on 14 beams with a span of 2.8 m. The beams were 20 cm wide and 30 cm deep. The percentages of the reinforcement were 0.47 % (8 ϕ ¼"), 0.70 % (3 ϕ ½") and 1.59 % (3 ϕ ¾"). The loads were applied at a quarter span.

Half the beams were reinforced with mild steel (minimum yield stress of 24 kg mm^{-2}) and the other half with twisted steel (minimum conventional stress of proportionality at 0.2 % of 42 kg mm^{-2}).

---

(1) Mr. Augusto Tavares de Castro, Assistant Engineer of the L. N. E. C., was in charge of the tests.

Fig. 1 shows one view of the arrangement for testing the beams.

The Laboratório Nacional de Engenharia Civil has obtained steels from various origins and with different mechanical properties, on which tests are to be carried out with a view to confirming the conclusions presented.

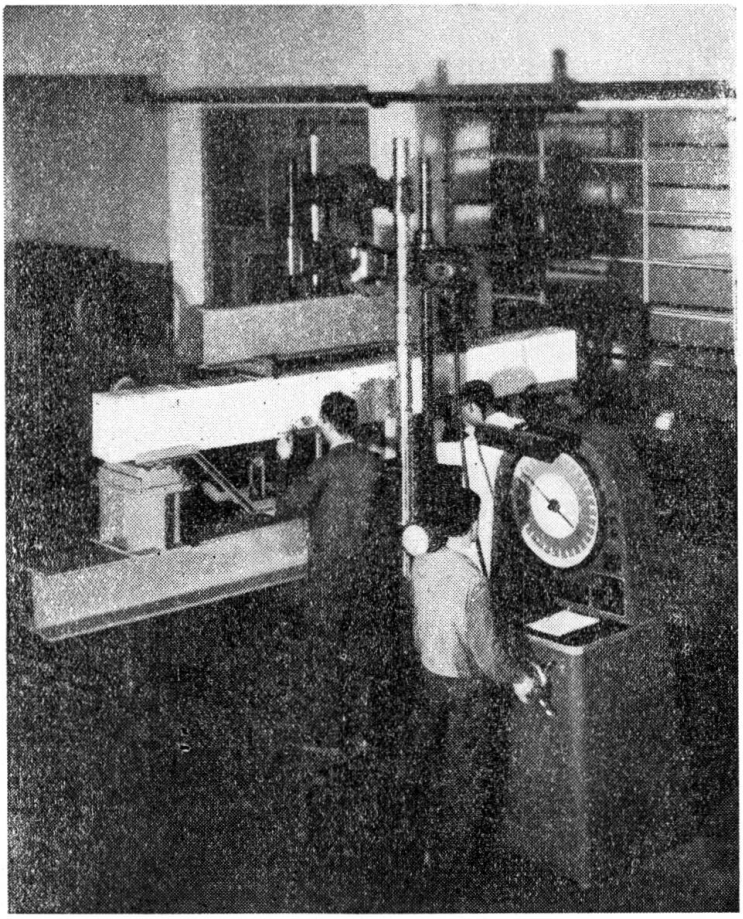


FIG. 1. Test of a beam

2. *Cracking*

Figs. 2 and 3 show some results in relation to cracking of beams observed during these tests. Fig. 2 gives the widest crack observed as a function of the stresses in the steel, calculated in accordance with the classic design method for reinforced concrete ($m = 15$). As an analysis of this figure shows, in the mild steel beams, the width of the widest cracks remained below 0.25 mm up to stresses in the neighbourhood of the yield stresses for the steel.

In the twisted steel beams, the width of the cracks of 0.25 mm corresponds to stresses in the steel lying between 30 and 40 kg mm^{-2}.

In fig. 3 the width of the cracks was plotted against the percentages of the ultimate bending moment. The analysis of this figure also shows that at 50 percent of the bending moments for twisted steel the widest cracks are 0.25 mm whilst those for mild steel beams are about half this value. When the comparison is made in this way, the cracks in the twisted steel beams are seen to be greater than those in the mild steel ones, but it must be remembered that for the same percentage of the

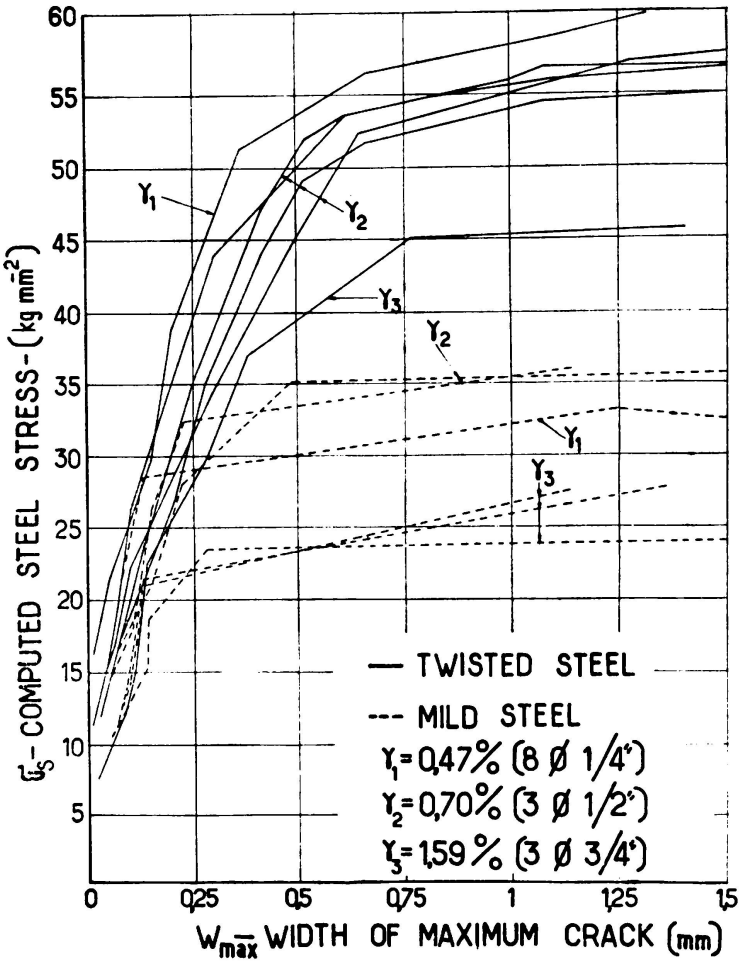


FIG. 2. Width of maximum crack in function of the computed steel stress

ultimate bending moments the stresses in the twisted steel are much greater than in the mild steel.

To interpret the results obtained in relation to cracking the method given by Rüsch (1) was followed.

---

(1) Rüsch, H. — Der Zusammenhang zwischen Rissbildung und Haftfestigkeit unter besonderer Berücksichtigung der Anwendung hoher Stahlspannungen-Preliminary Publication, Fifth Congress — International Association for Bridge and Structural Engineering, Lisbon, 1956.

Fig. 4 shows a diagram in which the mean distances between the cracks, a, are taken as ordinates and as absissae the values of a parameter H defined by the expression:

$$H = \frac{\tau_{0.1}}{0.1\sigma_{cc}} \quad \frac{u}{A_{tc}}$$

where

$\tau_{0.1}$ = the mean adherence stress obtained in a pull-out test, as described in the publication mentioned and for a displacement of 0.1 mm at the free end of the bar.

$0.1\sigma_{cc}$ = the estimate of the tensile strength of concrete, which is equal to one tenth of the cube strength.

u = perimeter of the cross section of the reinforcement.

A_{tc} = the area of the tensile zone of the cross section of the beam, calculated by the classical method of design of reinforced concrete.

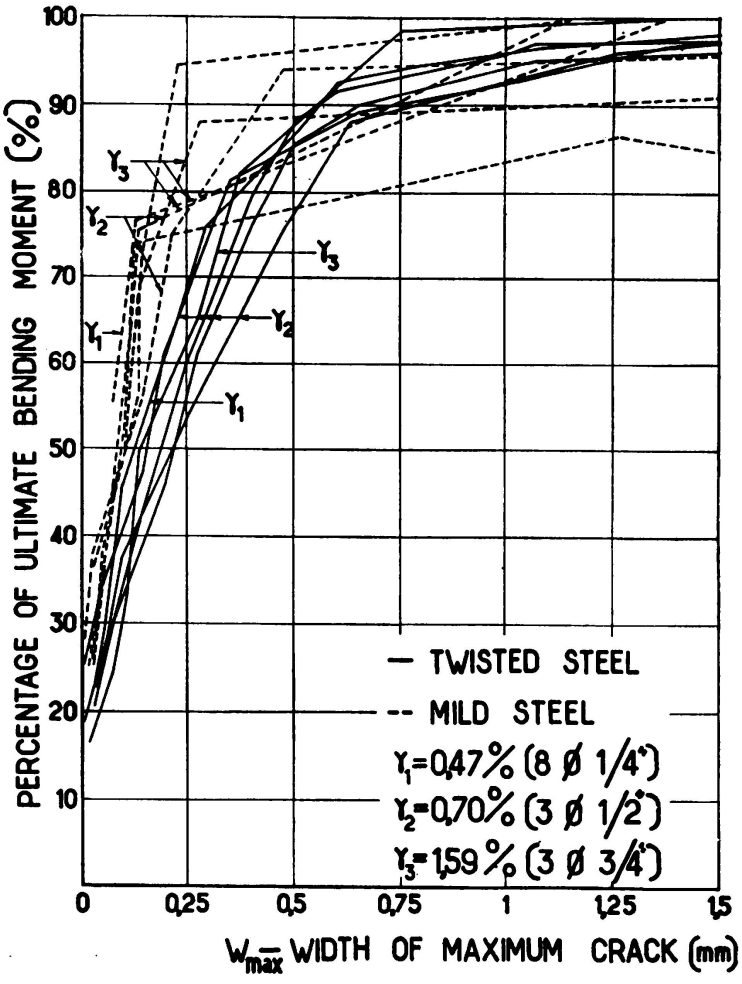


FIG. 3. Width of maximum crack in function of the percentage of ultimate bending moment

As the same quality concrete was used in all the beams, σ_{cc} was given a mean value of 250 kg cm^{-2}. For $\tau_{0.1}$ also a mean value of 25 kg cm^{-2} was taken for both mild and twisted steel. The tests showed that the adherence for twisted steel was greater than that of the mild steel for

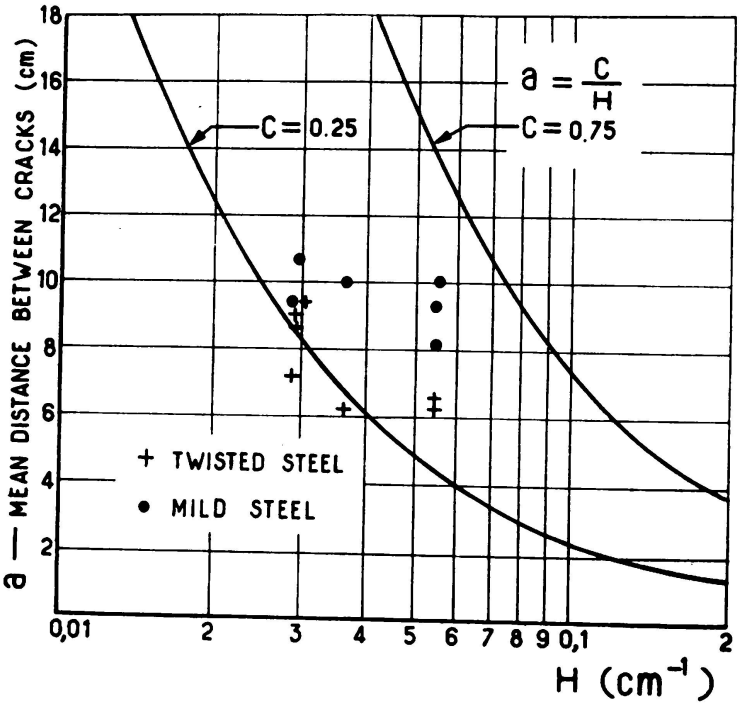


FIG. 4. Interpretation of cracking results (Rüsch's analysis)

high values of slip (inspite of the twisted steel not having fillets). For a slip of 0.1 mm the difference between the two steels was not appreciable and therefore the same value was adopted for the two types.

The analysis of fig. 4 shows that the results come out approximately between the curves given by Rüsch, the twisted steel beams showing less spacing between cracks than the mild steel ones, which is proof of greater adherence. On the other hand smaller distances between cracks do not correspond to greater values of H which is not surprising, for, as the author referred to says, for high values of H the expression deduced by Kuuskoski, $a = \frac{c}{H}$, no longer has significant value. It can also be seen in Rüsch's diagram that for values of $H > 0.05$, a no longer decreases.

To check if the results confirm the hypothesis that the maximum width of the crack, W max, is practically proportional to the mean distance, a, and to the stress in the steel, σ_s, the diagram of fig. 5 was plotted, taking as ordinates the values $K = \frac{W_{max}\, E}{a\, \sigma_s}$ and as absissae the values of the stresses calculated in the steel.

The analysis of this diagram shows that roughly for stresses at which the number of cracks is stable, K is found to be between 1 and 2,

which agrees with Rüsch's results. It is to be noted, however, that the scatter of the values is relatively high and cannot be only considered as random, as the greater ratios between the areas and the perimeters of the reinforcements correspond to great values of K. This fact is also seen in fig. 2, where for the same stresses wider cracks were observed in beams having larger diameter bars. This variation, however, is small for the beams tested.

The analysis of the relation between the greatest width and the mean width of the cracks shows that the relation is approximately cons-

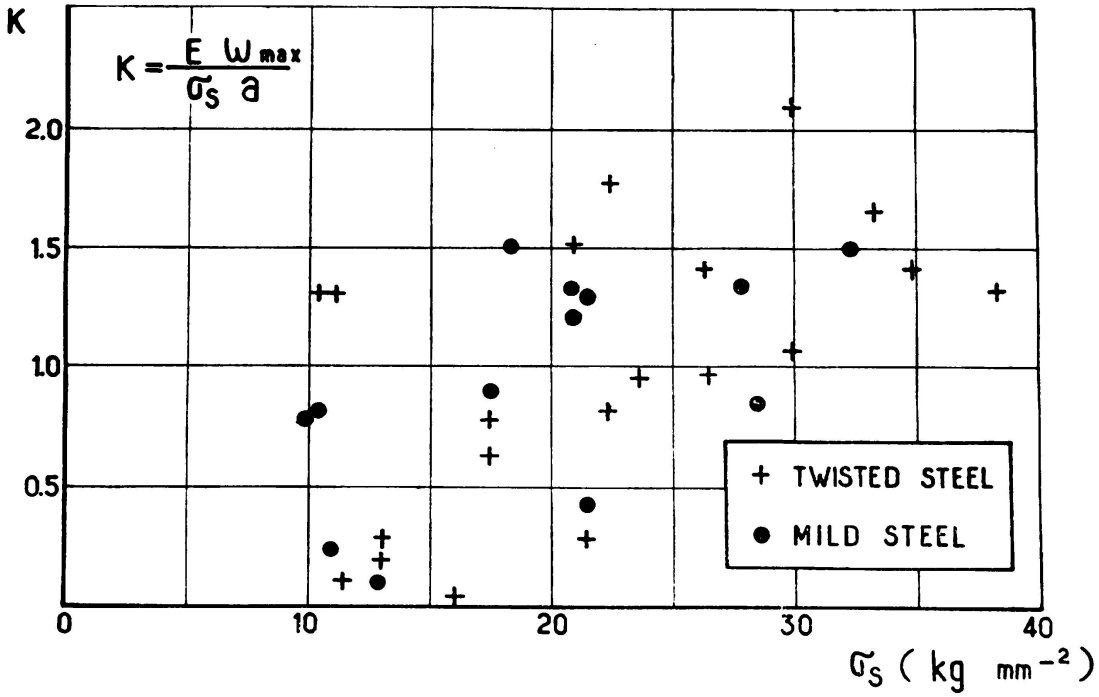


FIG. 5. Relation between spacing and maximum width of cracks

tant for the range of stresses in the steels concerned and for the different types of beams. The values obtained lie between 1.5 and 2.0.

Rüsch's diagram for the relation between a and H shows that for low values of H, $H < 0.05$, the relation given by Kuuskoski holds and therefore the spacing between cracks increases as H decreases.

The conclusion, in accordance with the above remarks, is that for a given maximum steel stress, σ_s, in order to limit the maximum width of cracks, there must be a maximum permissible spacing of the cracks. It was also seen that for low values of H the spacing was influenced by the quocients $\frac{\tau_{0.1}}{\sigma_{cc}}$ and $\frac{u}{A_{tc}}$. Hence the limitation of spacing should be made for the different values of $\frac{\tau_{0.1}}{\sigma_{cc}}$ and by the limitation of the quocient $\frac{u}{A_{tc}}$.

For practical purposes it would be helpful to substitute a more easily calculable value for the relation $\frac{u}{\Lambda t_c}$. It can be shown that the expression given above $a = \frac{C}{II}$ with C = 0.50 is equivalent to the following $a \quad 0.0075 \frac{\sigma_{cc}}{\tau_{0.1}} \frac{d}{\gamma}$

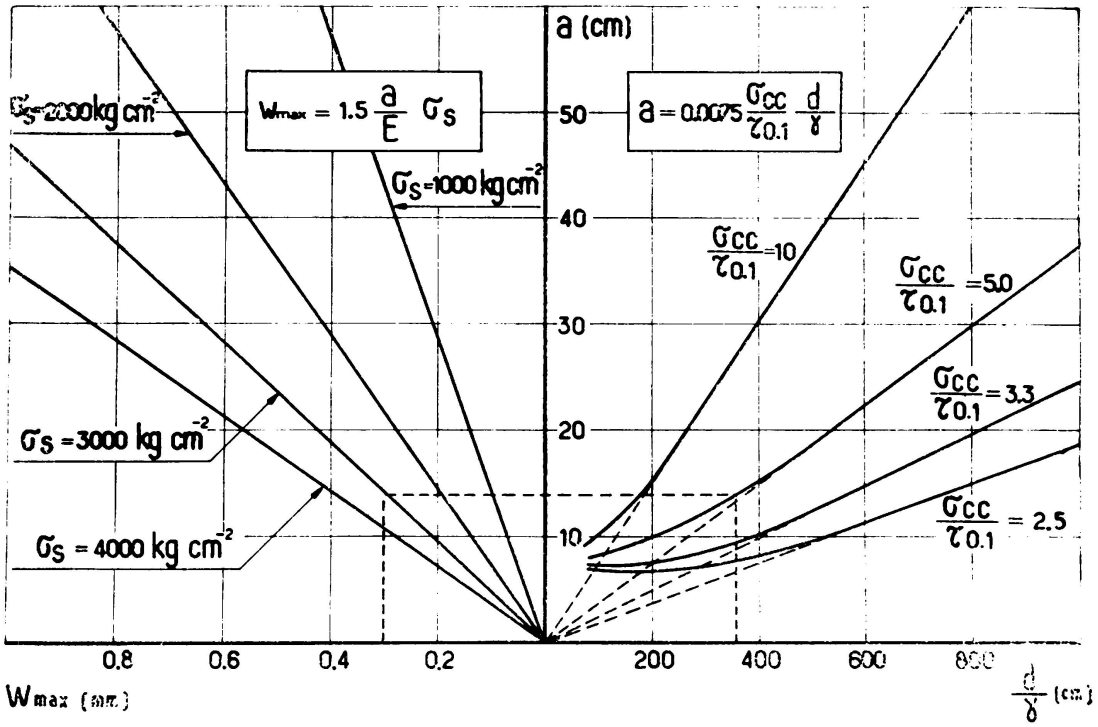


FIG. 6. Diagram connecting maximum width of cracks with $\frac{d}{\gamma}$

where

d = diameter of reinforcing bars
γ = percentage of reinforcement in relation to the area b h (b = width of the web of the beam, h = effective depth).

When establishing the last expression it was assumed that A_{tc} could be approximately calculated by the expression, $A_{tc} = 0.6$ b h.

For the spacing to be less than a given limit it is necessary for the values of $\frac{d}{\gamma}$ (quocient of the diameter of the bars and the percentage of the reinforcement) not to exceed certain limits.

A diagram in which the values of W_{max}, a and $\frac{d}{\gamma}$ respectively are marked is plotted in fig. 6.

The lines plotted correspond to different values of σ_s and $\frac{\sigma_{cc}}{\tau_{0.1}}$. It is easy to determine by this diagram the value of $\frac{d}{\gamma}$ which should not be exceeded in order to limit the maximum crack width. Taking, for example, $W_{max} = 0.3$ mm and $\sigma_s = 3000$ kg cm^{-2}, a becomes 14 cm and for $\frac{\sigma_{cc}}{\tau_{0.1}} = 5.0$, $\frac{d}{\gamma}$ becomes approximately 400 cm.

The limitation of the values of $\frac{d}{\gamma}$ does not, from the cons-

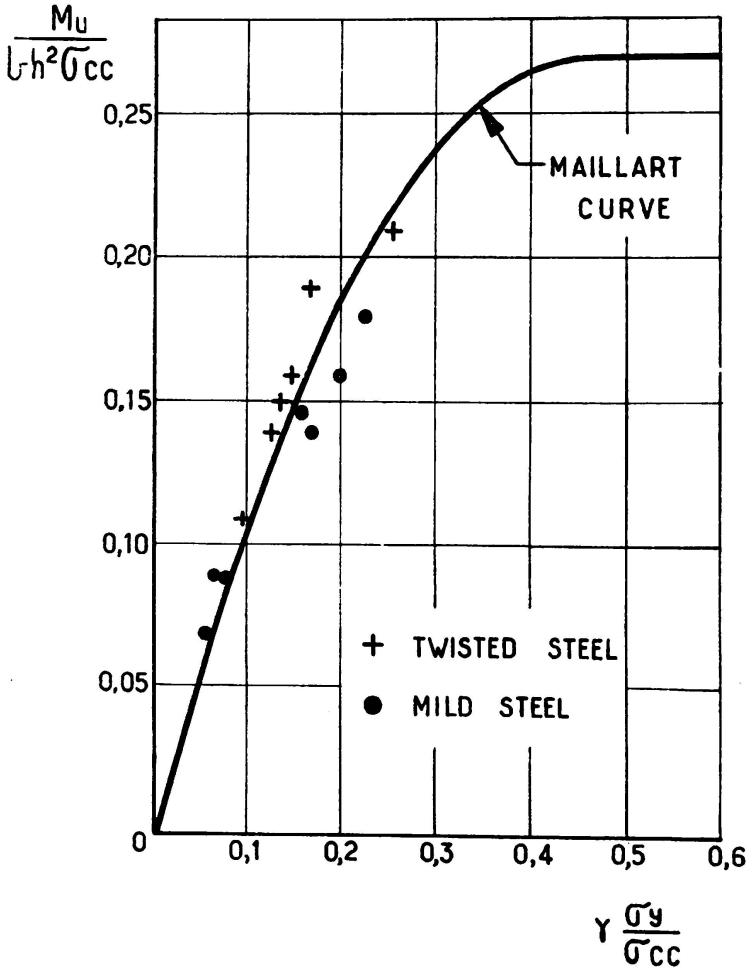


FIG. 7. Analysis of the ultimate bending moments

truction point of view, impose large restrictions and it would be a simple and efficient method to limit the width of cracks, especially when high stresses are adopted for the steel.

3. *Deformability and ultimate strength*

The analysis of the results obtained showed that the ultimate bending moments, Mu, reached were in agreement with those derived by present day theories.

In fig. 7 the values of $\frac{M u}{b\ h^2\ \sigma_{cc}}$ were taken as ordinates and those of $\gamma \frac{\sigma_y}{\sigma_{cc}}$ as absissae where σ_y is the yield stress of the steel. As was to be expected, agreement was found between the experimental results and the curve established by Maillart, the variations being explainable by the randomness of the mechanical properties of the materials.

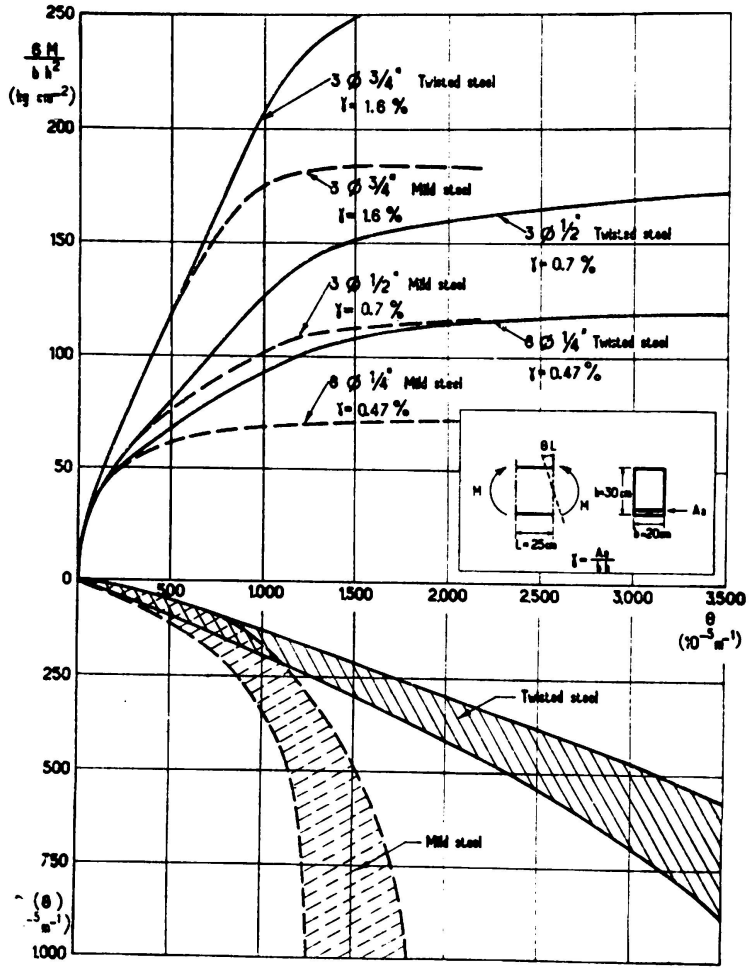


FIG. 8. Analysis of the deformability of the beams

The diagram of fig. 8 was plotted to analyse the deformability of the beams, taking as ordinates the values of $\frac{6\ M}{b\ h^2}$ (M = applied bending moment) and as absissae the mean values of the rotation per unit of length. These rotations were measured in each beam between 6 cross sections, 25 cm apart from each other.

As in each beam various measurements of rotations were made and as various beams were tested it was possible to calculate the standard deviations of the rotations and plot them against their mean values, as can be seen in the bottom part of fig. 8. The analysis of this diagram shows that for small deformations the rotations have a coefficient of variation

which is practically constant and equal for beams with mild steel and twisted steel. As the rotations increase, a considerable increase in their scatter is seen for the mild steel beams, whilst the coefficient of variation for the twisted steel remained constant even for high values of rotations.

The scatter of the deformability depends to a great degree on the beam dimensions, a factor which cannot be ignored when studying this scatter.

The results given show that for reinforced structures with mild steel it would be difficult to foresee the deformation for advanced stages, near the rupture, because the values are very scattered. This does not happen in the case of high tensile steel, as the coefficient of variation remains constant for large deformations and these can consequently be foreseen with satisfactory precision.

4. *Conclusions*

The considerations presented are an attempt to demonstrate that with current cases it is possible to make full use of the capacity of the available steels without being limited by phenomena of cracking.

To avoid excessive cracking limits have to be given to the relation $\frac{d}{\gamma}$ between the diameter of the bars and the percentage of reinforcement. The limits will have to be estalished principally as a function of the working stresses adopted for the steel and the degree of adherence between steel and concrete.

In structures not needing to be watertight or which do not have to stand severe corrosive ambient conditions, the limitations to be established for $\frac{d}{\gamma}$ do not restrict the planning of structures very much. It seems to be advisable to introduce clauses relative to the limitations of these values into the codes.

As far as cracking is concerned it would be of value to proceed with experiments principally with a view to studying the influence of adherence for high values of $\frac{d}{\gamma}$.

With regard to ultimate strength, the existing theories are perfectly satisfactory and it is not considered necessary to seek further experimental confirmation. It seems however that there would be advantages in studies on the relation between the randomness of the mechanical properties and that of the behaviour of the beams. These studies would contribute towards improving the probabilistic criteria for defining the safety of reinforced concrete structures and would be of interest not only in relation to ultimate strength but particularly in relation to deformation.

SUMMARY

Some results of bending tests of concrete beams reinforced with normal and twisted steel are presented. Interpretation is made of cracking, deformability and rupture.

As for cracking it is verified that, in order to prevent too wide cracks, it is necessary to limit the ratio between the diameter of the bars and the percentage of reinforcement.

Concerning deformability, the analysis of dispersions that it was possible to make, has shown that the dispersions were considerably different for the beams reinforced with mild and twisted steel.

Finally, regarding rupture, the results obtained agree with those foreseen by the existing theories.

It seems of interest, nevertheless, to carry out studies that, taking into account the randomness of the mechanical properties of the materials, allow to foresee the statistic behaviour, not only in relation to rupture but particularly in relation to deformation.

RESUMO

Os resultados obtidos pelo ensaio à flexão de algumas vigas de betão, armadas com aço normal e aço torcido liso, são interpretados em relação à fendilhação, deformabilidade e rotura.

Em relação à fendilhação verifica-se que, para evitar largura excessiva das fendas, se torna necessário limitar a relação entre o diâmetro dos varões e a percentagem de armadura.

Quanto à deformabilidade, a análise que foi possível fazer relativamente a dispersões mostrou que estas eram bastantes diferentes para as vigas com aço macio e aço torcido.

Finalmente, no que se refere à rotura, os resultados obtidos concordaram com os previstos por teorias existentes.

Considera-se, no entanto, que haveria interesse em realizar estudos que, entrando em consideração com a aleatoriedade das propriedades mecânicas dos materiais, permitissem prever probabilìsticamente o comportamento não só em relação à rotura mas particularmente em relação à deformação.

RÉSUMÉ

On présente les résultats obtenus lors de l'essai à la flexion de quelques poutres en béton, armées avec de l'acier normal et de l'acier torsadé, et l'on fait leur interprétation du point de vue de la fissuration, de la déformabilité et de la rupture.

En ce qui concerne la fissuration, on constate que, pour éviter une largeur excessive des fissures, il faut limiter le rapport du diamètre des ronds au pourcentage de renforcement.

Pour la déformabilité, l'analyse que l'on a pu faire par rapport aux dispersions a montré que celles-ci sont bien différentes pour les poutres armées d'acier normal et d'acier torsadé.

Finalement, pour la rupture, les résultats des essais sont en accord avec les résultats fournis par les théories existantes.

On considère que, tenant compte du caractère aléatoire des propriétés mécaniques des matériaux, il serait toutefois intéressant de faire des études pour la prévision probabiliste du comportement, en ce qui concerne non seulement la rupture mais surtout aussi la déformabilité.

ZUSAMMENFASSUNG

In der vorliegenden Arbeit werden die Ergebnisse der Biegeversuche einiger Stahlbetonbalken (mit Normal- und gedrilltem Stahl bewehrt) in bezug auf Rissbildung, Verformung und Bruch dargestellt.

Zur Frage der Rissbildung ist festzustellen, dass der Quotient zwischen Durchmesser der Rundstäbe und Bewehrungsgehalt begrenzt werden muss, um eine unzulässige Breite der Risse zu vermeiden.

Soweit es in der Verformungsuntersuchung möglich war, eine Analyse der Streuungen durchzuführen, zeigte sich, dass diese Streuungen für Normal- und gedrillten Stahl ziemlich unterschiedlich sind.

Was den Bruch anbetrifft, stimmten die Ergebnisse der Versuche mit den auf Grund der laufenden Theorien zu erwartenden Werte überein.

Es wäre jedoch interessant, weitere Versuche durchzuführen, welche, unter Berücksichtigung der Streuung mechanischer Eigenschaften der Baustoffe, eine Wahrscheinlichkeitsvoraussage des Verhaltens der Balken in bezug auf Bruch und ganz besonders auf Verformung ermöglichen.

V 6

Problems of limit analysis of orthothropic and non-homogeneous plates

Probleme der Grenzlasttheorie von orthotropen und nicht homogenen Platten

Problemas relativos à teoria da carga limite de placas ortotrópicas e não-homogéneas

Problèmes de la théorie de la charge limite des plaques orthotropes et non-homogènes

PROF. W. OLSZAK
D. Sc., Member of the Polish Academy of Sciences
Warsaw

Our attention in Poland, particularly of my co-workers and myself, was drawn in the last few years on problems of the limit analysis of plates.

Experience shows that about 70 to 75 % of all structural elements in civil and structural engineering are plates. So we thought it useful to devote more attention to questions connected with the theory and design of plates.

Our research work has been extended to anisotropic plates of the «single» and «double» type of anisotropy. Such «double» (or «laminar») anisotropy is, as a rule, executed in practice. This means that, in such cases, the orthotropy coefficient $\varkappa$ has two different values in accordance with the fact that «doubly» orthotropic slabs have other mechanical anisotropic properties in their «upper» layer (e.g. over the supports), and other still in their «lower» layer (e.g. in the middle of the span).

For practical purposes specially important are slabs which are orthogonally anisotropic or, as they are called, orthotropic.

In this way, we succeeded in obtaining some new solutions for the ultimate load carrying capacity of plates of various shapes, for various boundary conditions, and for various loads, [1; 2; 3; 6; 7], as for instance, for an orthotropic elliptic plate loaded by a concentrated force at an arbitrary point [2b; 3c].

This theory is now being generalized to flat slabs and to orthotropic shells — however, at present only to shells of simple types, like cylindrical orthotropic shells and axisymmetrical shells.

Recently the problems of limit analysis of orthotropic plates have been approached in a somewhat more general way, namely by also taking their non-homogeneity into consideration. As a matter of fact, nearly all practically executed plates are not only orthotropic, but — at the same time — non-homogeneous. Indeed, if e. g., the percentage of the reinforcement in the middle of the span is different from the percentage near the supports of the plate, we just vary the mechanical properties of the plate; this means that these properties are functions of the coordinates of the point considered or, in other words, the plate is non-homogeneous.

In order to establish such a general theory we start from the fundamental equations for plastically non-homogeneous bodies. The foundations of this theory have been recently developed and published in several papers [3a,d; 6a,b].

The theoretical results thus obtained were experimentally verified. A good agreement was found between the theoretical results and experimental data obtained [5].

In addition, graphs and tables were computed in order to facilitate the task of designing orthotropic plates of various shapes and various boundary conditions, from the point of view of their ultimate load carrying capacity (a suitable margin of safety being, obviously, taken into account).

We hope to be able to introduce this kind of design on a comparatively wide scale into current engineering practice, the methods of limit analysis having been accepted by our official specifications and codes.

Recently we have tackled the problem of limit states of circular plates with an eccentric hole as a problem of the theory of plasticity. (The case of a circular plate of concentric annular shape is, of course, one of the possible limit cases of this more general scheme).

However, we have found, that the general solutions for this type of plates is — so far — not known for the range of elastic deformations. That is why we have first solved the elastic problem [4] and only afterwards approached the plastic problem.

This analysis is based on the application of a special type of conformal mapping, the so-called transformation of inversion (or transformation by inverted radii).

The middle surface of the plate is assumed to be a plane of the complex variable $z = x + iy$. Every point of this plane is mapped into a point $Z = X + iY = f(x + iy)$ of a corresponding complex variable plane by the use of the analytic function

$$Z = \frac{k^2}{\bar{z} + h}, \qquad \text{where} \quad z = x + iy \quad \text{and} \quad \bar{z} = x - iy$$

are conjugate complex variables.

Thus we map, for instance, the eccentric annulus on a concentric annulus (Fig. 1), the semi-infinite plane with a circular hole (Fig. 2) being a limit case of the general scheme and its solutions being contained

in the former as a special case (the parameters of the transformation being chosen in such a way as to make the outer circle degenerate into a straight line).

The use of this method makes it possible to reduce the more complicated problem to a simpler one for which the boundary conditions can easily be formulated.

The elastic problem was solved for different boundary conditions, for instance, for the edges (both interior and exterior) clamped, for the edges (interior and exterior) alternatively clamped and free, and so on,

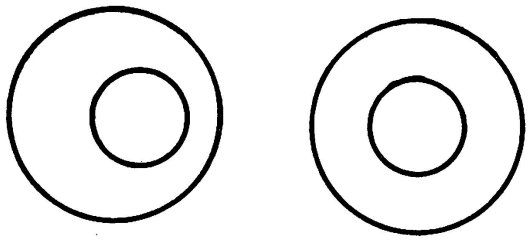


FIG. 1

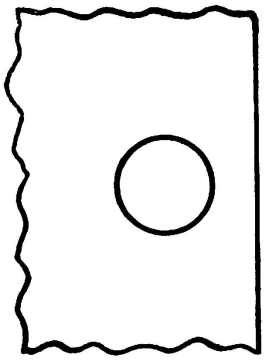


FIG. 2

and at the same time, for different loading schemes, as, for instance, for a uniformly distributed transverse load, q = const., or a continuously variable load, q = q (X, Y), or, finally, for a concentrated load at any point (Green's function).

Thus, starting from an analogous transformation, we are now investigating the problem of the ultimate load carrying capacity of plates of eccentric annular shapes with different boundary conditions and subjected to different loading schemes. These problems are treated as those of limit equilibrium of the theory of plasticity, with the introduction of a suitably formulated yield condition (1).

Of course, problems of the theory of plasticity are essentially non-linear because of the non-linearity of the basic equations. However, it is possible to give the solution of the discussed problem in a comparatively simple form.

We think the methods of limit analysis and design of anisotropic and non-homogeneous plates and shells are very important both from the theoretical point of view, as well as for practical purposes; we consider them to indicate the right way to give our structures the desired degree of safety.

---

(1) The solution presents certain analogies with the plane problem of the eccentric ring, which, for the elastic-plastic range, was treated by the author in another paper (1957).

REFERENCES

1. M. KWIECINSKI — *Solution of continuous orthotropic plates according to the limit design theory* (in Polish), Zesz. Nauk. Pol. Warsz. Budown. No. 6, 1956, pp. 93-110.
2. D. NIEPOSTYN, — a) *Limit design of rectangular orthotropic plates.* (in Polish), Zesz. Nauk. Pol. Warsz., Budown. No. 6, 1956, pp. 61-92; b) *Spiral and elliptic yield patterns in plates subjected to concentrated loads* (in Polish); c) *Ultimate load carrying capacity of non-homogeneous rectangular plates* (in Polish), Rozpr. Inz.; d) *The limit analysis of an orthotropic circular cylinder,* 9th Intern. Congr. Appl. Mech., Brussels 1956, and Arch. Mech. Stos., 1956, No. 4, pp. 565-580.
3. W. OLSZAK — a) *Thick-walled reinforced concrete pipes; Proposals for increasing their statical efficiency.* Final Report, 2nd Intern. Congr. Bridge Struct. Eng., 1936; b *Limit analysis of orthotropic plates* (in Polish), Budown. Przem. 1953, pp. 254-265; c) *The problem of orthotropy in the limit analysis of plates* (in Polish), Arch. Mech. Stos., 1953, No. 3, pp. 329-350; *Sur la théorie de la charge limite des plaques orthotropes,* Bull. Acad. Pol. Sci., Cl. IV, 1954, No. 1, pp. 3-8; d) *On the fundamentals of the theory of non-homogeneous elastic-plastic bodies* (I),Arch Mech. Stos., 1954, No. 3, pp. 493-532; Bull. Acad. Pol. Sci., Cl. IV, 1955, No 2, pp. 45-49. (II) Arch. Mech. Stos., 1954, No. 4, pp. 639-656, Bull. Acad. Pol. Sci., Cl. IV, 1954, No. 3, pp. 111-117; *The plane problem of the theory of plastic flow of non-homogeneous bodies,* Bull. Acad. Pol. Sci., Cl. IV, 1955, No. 3, pp. 119-124; *On a classification of non-homogeneous elastic-plastic bodies,* Bull. Acad. Pol. Sci., Cl. IV, 1956, No. 1, pp. 29-35.
4. W. OLSZAK and Z. MRÓZ — *The method of inversion in the theory of plates,* Intern. Assoc. Bridge Struct. Eng., Publ. vol. XVI, (1956).
5. W. OLSZAK and A. SAWCZUK — *Experimental verification of the limit analysis of plates,* Rozpr. Inz. 1955, No. 2, pp. 179-253; Bull. Acad. Pol. Sci., Cl. IV, 1955, pp. 195-200.
6. W. OLSZAK and W. URBANOWSKI — a) *Orthotropy and non-homogeneity in the theory of plasticity* (in Polish), Arch. Mech. Stos., 1956, No. 1, pp. 85-110; b) *The plastic potential and the generalized distortion energy in the theory of non-homogeneous anisotropic elastic-plastic bodies,* 9th Intern. Congr. Appl. Mech., Brussels 1956, and Arch. Mech. Stos., 1956, No. 4, pp. 671-694; c *Thick-walled elastic-plastic non-homogeneous cylinder* (in Polish), Arch. Mech. Stos., 1956, No. 3, pp. 315-336; d) *Thick walled elastic-plastic spherical non-homogeneous shell* (in Polish), Rozpr. Inz., 1956, No. 1, pp. 25-41.
7. A. SAWCZUK — a) *Linear transformation as applied in the theory of limit design of plates* (in Polish), Zesz. Nauk. Pol. Warsz., Budown. No. 3, 1955; b) *Problems of ultimate load carrying capacity of tensioned and bent structural elements* (in Polish), Rozpr. Inz. 1955, No. 2, pp. 255-284; c *On practical applications of the limit analysis of plates* (in Polish), Arch. Inz. Lad., 1956, No. 1, pp. 139-183; d) *Some problems of simultaneous operation of concentrated and continuous loads in the theory of limit design of plates* (in Polish), Zesz. Nauk. Pol. Warsz. Budown. 1956, No. 6, pp. 41-59; e) *Some problems of load carrying capacity of orthotropic and non-homogeneous plates,* 9th Intern. Congr. Appl. Mech., Brussels 1956, and Arch. Mech. Stos. 1956, No. 4, pp. 549-564.

SUMMARY

The importance of a general theory of the ultimate load carrying capacity of anisotropic and, at the same time, non-homogeneous plates is stressed, for, as a rule, nearly all practically executed plates are both anisotropic and non homogeneous. Research work on the fundamentals of such a general theory, its results and their practical applications are discussed.

ZUSAMMENFASSUNG

Die wissenschaftliche und praktische Bedeutung einer allgemeinen Grenzlasttheorie von anisotropen und dabei gleichzeitig nicht homogenen Platten wird dargelegt; in der Tat werden fast alle Platten sowohl als anisotrope als auch als nicht homogene Konstruktionselemente praktisch ausgeführt. Arbeiten über die Grundlagen einer derart allgemeinen Theorie, ihre Resultate und deren praktische Anwendungsmöglichkeiten werden besprochen.

RESUMO

Põe-se em evidência a importância de uma teoria geral da carga limite das placas anisotrópicas e, simultâneamente, não homogéneas; com efeito, quase todas as placas executadas na prática são caracterizadas pelas suas anisotropia e não-homogeneidade mecânicas. Discutem-se os trabalhos relativos à elaboração das bases dessa teoria geral, os seus resultados e as suas aplicações práticas.

RÉSUMÉ

On met en évidence l'importance d'une théorie générale de la charge limite des plaques anisotropes et, en même temps, non-homogènes; en effet, presque toute réalisation pratique des plaques est marquée par leur anisotropie et non-homogénéité mécaniques. On discute les travaux portant sur les bases d'une telle théorie générale, ses résultats et leurs applications pratiques.

Leere Seite
Blank page
Page vide

V 7

Der Einfluss von Einzellasten auf die Festigkeit der Biegedruckzone

Influência das cargas concentradas na resistência da zona de compressão em flexão

Influence des charges concentrées sur la résistance de la zône comprimée en flexion

Influence of concentrated loads on the resistance of the compression zone in bending

PROF. DR. - ING. H. RÜSCH
Technische Hochschule
München

Bei der Prüfung von Balken durch 2 symmetrische Einzellasten entsteht in der Nähe der Lasteintragungsstelle eine spürbare Hebung der neutralen Achse. In Bild 1 kann man diese Hebung deutlich an dem Verlauf der oberen Enden der Risse erkennen. Nachstehend soll eine

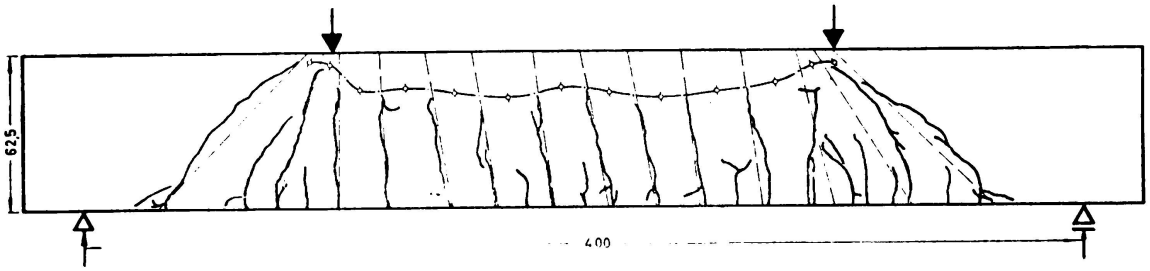


BILD 1

Erklärung für die Ursache dieser merkwürdigen Erscheinung versucht werden.

In dem zwischen den beiden Einzellasten liegenden Bereich wird ein solcher Balken durch ein konstantes Moment beansprucht. Deshalb verlaufen hier die Risse annähernd parallel. Unter dieser Voraussetzung kann man die Höhe der neutralen Achse mit Hilfe der auf die Längen-

einheit bezogenen Stauchung ε_b des Betons am Druckrand und der bezogenen Dehnung des Stahles ε_e in der Zugzone bestimmen. Es ist dann

$$x = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b + \varepsilon_e} h = \frac{h}{1 + \frac{\varepsilon_e}{\varepsilon_b}} \qquad \text{(vergl. Bild 2)}$$

Unter der Wirkung der Einzellast entsteht im Schubbereich ein rascher Übergang der senkrechten Biegerisse zu schrägliegenden Schubrissen. In diesem Bereich darf man die Lage der neutralen Achse nicht

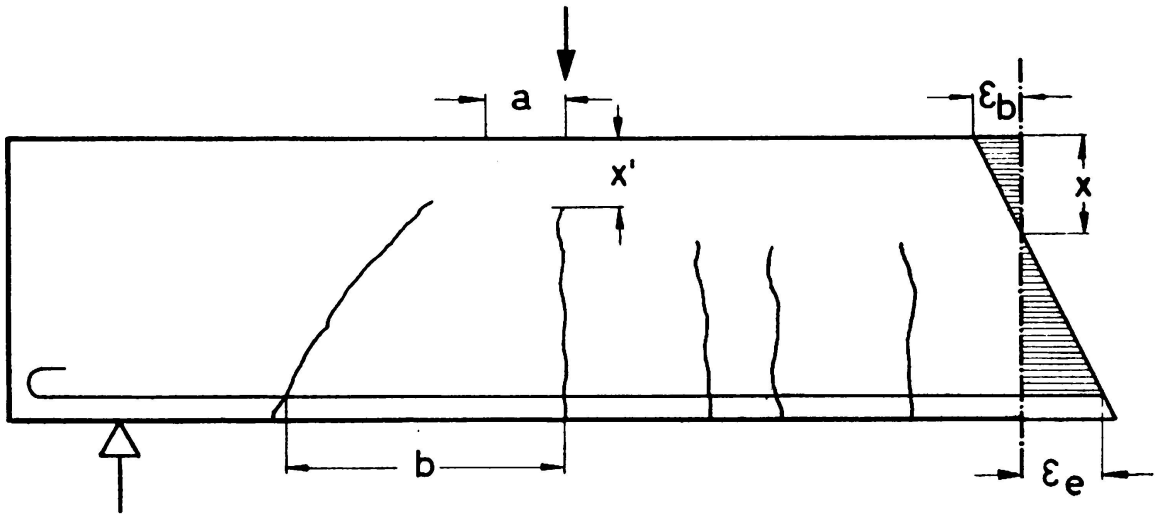


BILD 2

mehr aus den bezogenen Dehnungen bestimmen, sondern muss berücksichtigen, dass die zwischen den Rissen liegenden Balkenelemente keilförmig sind (vergl. Bild 2). Die Lage der neutralen Achse ergibt sich dann aus der Gleichung

$$x' = \frac{a\,\varepsilon_b}{a\,\varepsilon_b + b\,\varepsilon_e} h = \frac{1}{1 + \frac{b}{a}\frac{\varepsilon_e}{\varepsilon_b}} h = \frac{h}{1 + k\frac{\varepsilon_e}{\varepsilon_b}}$$

Der in der letzten Form dieser Gleichung erscheinende Faktor $k = \frac{b}{a}$ hängt von der Neigung der Risse ab. Um ihn zu bestimmen, braucht man nur dem Rissbild die Abstände a und b zu entnehmen (vergl. Bild 3). Mit Hilfe von k kann man den ganzen Verlauf der neutralen Achse berechnen. Die Bilder 1 und 3 zeigen das Ergebnis einer solchen Untersuchung. In Feldmitte und an der Stelle der Einzellast sorgfältig durchgeführte Dehnungsmessungen für einen Belastungsgrad, der etwa 75 % der Bruchlast entspricht, haben die Richtigkeit dieser Werte bestätigt. Es zeigte sich dabei, dass die Risse nicht ganz bis an die gemessene Lage der neutralen Achse heranreichten.

Sehr interessante Ergebnisse liefert eine Untersuchung der Abhängigkeit des k-Wertes vom Belastungsgrad. Bis zum Beginn der Rissbildung ist k = 1,wächst aber darüber mit steigender Last rasch an.

Dadurch entsteht die schon beschriebene Krümmung der neutralen Achse. In der Nähe der Bruchlast kann man aber wieder ein Strecken der neutralen Achse beobachten. Die Ursache hierfür kann nicht in einer Veränderung des Beiwertes k gesehen werden. Man muss vielmehr annehmen, dass die Bruchstauchung ε_b unter der Einzellast wesentlich grösser werden kann als in Balkenmitte und zwar wegen der Querpressung, welche die Belastungsplatten in der Druckzone erzeugen. Es entsteht dadurch ein zweiachsiger Spannungszustand, der ein Ausbrechen des Betons verhindert und auf diese Weise ein ähnliches Anwachsen der Verformung erlaubt, wie man es in einer umschnürten Säule beobachten kann.

Trotz dieser Erscheinung wird in der Nähe des Bruches die Druckzone unter der Einzellast immer noch kleiner sein als in Balkenmitte. Ausser-

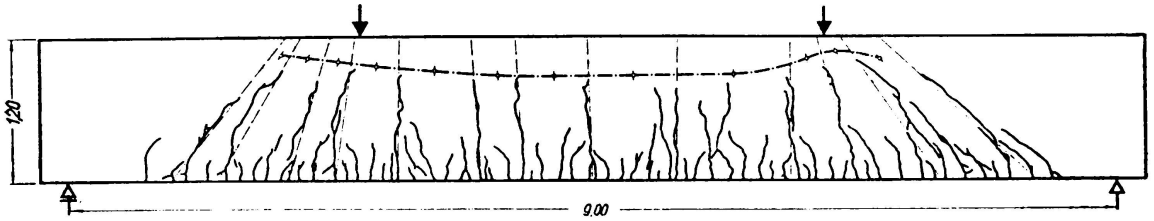


BILD 3

dem erhält die Druckzone an dieser Stelle noch eine erhebliche Beanspruchung durch die Querkraft. Daraus erklärt sich, dass der Bruch bei solchen Balkenversuchen meist unmittelbar unter der Einzellast erfolgt, obwohl die beschriebene Querpressung eine spürbare Erhöhung der Festigkeit der Druckzone herbeiführen kann.

ZUSAMMENFASSUNG

Wenn ein Stahlbetonbalken durch Einzellasten beansprucht wird, beobachtet man eine spürbare Anhebung der neutralen Achse in der Umgebung der Einzellasten. Für diese Erscheinung wird eine Erklärung gegeben.

RESUMO

O autor explica a razão pela qual, numa viga de betão armado solicitada por uma carga concentrada o eixo neutro sofre, na vizinhança da carga, um deslocamento sensível na direcção da fibra superior.

RÉSUMÉ

L'auteur explique la raison pour laquelle, dans une poutre de béton armé soumise à une charge concentrée, l'on observe un soulèvement de l'axe neutre au voisinage de la charge.

SUMMARY

The author explains the reason why, in a reinforced concrete beam submitted to a concentrated load, the neutral axis is moved upwards in the neighbourhood of the load.

Leere Seite
Blank page
Page vide

V 8

The safety of prestressed concrete as affected by creep and fatigue

Discussion

Die Sicherheit beim vorgespannten Beton unter Berücksichtigung des Kriechens und der Materialermüdung

Diskussion

Efeito da fluência e da fadiga sobre a segurança das estruturas de betão preesforçado

Discussão

Influence du fluage et de la fatigue sur la sécurité du béton précontraint

Discussion

A. J. HARRIS
B. Sc (Eng.) M. I. C. E.
Consulting Engineer
London

Professor Freudenthal's remarks on the safety of prestressed concrete as affected by creep and fatigue are of a speculative nature.

Now speculation is of value in inverse proportion to the number of facts available.

It so happens that there is a large body of experimental facts concerning creep of concrete, cracking load and fatigue strength of concrete beams in existence; these facts have been built up continuously over the last 30 years and more. Speculation on these subjects which takes no account of these facts is impermissible.

In particular, Professor Freudenthal suggests that a prestress of more than 0.25 fc will result in loss of security against cracking. It is common practice to prestress to much higher stress values than this; if Professor Freudenthal believes that such stress values are harmful to security against cracking he must prove it, either by quoting tests which have already been carried out (and we have noted that there are many such) or by arranging tests himself.

The divergence between fact and speculation is even more startling when we consider Professor Freudenthal's remarks on fatigue. An appre-

ciable number of fatigue tests have been carried out, very few have caused fatigue failure and their general import seems to be that the fatigue strength of prestressed concrete relative to its static rupture strength is higher than that of any other structural material. It may be noted in passing that it is rare that there is any appreciable variation in stress in the anchorage zones of prestressing tendons.

SUMMARY

Professor Freudenthal's statement on the safety of prestressed concrete as affected by creep and fatigue is indefensible.

His remarks on rupture and working loads are particularly startling and are contrary to all experimental results obtained so far.

ZUSAMMENFASSUNG

Die von Professor Freudenthal vertretene Auffassung betreffend der Sicherheit von vorgespanntem Beton im Zusammenhang mit dem Kriechen und oft wiederholter Beanspruchung ist nicht haltbar.

Im Besonderen sind die Bemerkungen über die Bruchsicherheit und die Arbeitsfestigkeit erstaunlich und widersprechen jeden bisherigen Versuchsergebnissen.

RESUMO

A comunicação do Professor Freudenthal acerca do efeito da fluência e da fadiga sobre a segurança das estruturas de betão preesforçado não é defensável.

As observações apresentadas acerca das cargas de rotura e das cargas de serviço são particularmente surpreendentes e contradizem todos os resultados experimentais obtidos até hoje.

RÉSUMÉ

La communication du Professeur Freutenthal concernant l'influence du fluage et de la fatigue sur la sécurité du béton précontraint n'est pas défendable.

Les observations presentées sur les charges de rupture et de service sont particulièrement surprenantes et contredisent tous les résultats expérimentaux obtenus jusqu'à présent.

V 9

Risques de fissuration et de rupture dans le béton précontraint

Danger of crack formation and collapse in prestressed concrete

Risse - und Bruchrisiko in vorgespannten Beton

Risco de fissuração e rotura do betão preesforçado

R. LÉVI
Directeur à la S. N. C. F.
Paris

Je voudrais seulement présenter une observation que m'a sugérée la lecture des rapports préliminaires et l'audition des exposés.

A l'origine du béton précontraint, on s'est beaucoup préoccupé du risque de fissuration. On reconnaît maintenant que l'apparition de fissures fines n'est pas suffisante pour produire des désordres et laisse subsister une large marge de déformation avant la rupture. Il semble donc que l'on puisse reprendre la détermination des règles de sécurité en reportant presque uniquement l'attention sur le risque de ruine.

Il y a quelques années, j'avais constaté qu'on arrivait à des résultats à peu près équivalents en cherchant

— pour la ruine, une probabilité de 1/100 000
— pour la fissuration occasionnelle dans les conditions les plus défavorables, une probabilité de 1/1 000.

Mais cette dernière considération introduit parfois des restrictions que j'estime maintenant exagérées. Il semblerait possible d'admettre pour la fissuration occasionnelle une probabilité de l'ordre de 1/10, ce qui permettrait souvent des diminutions du prix de revient sans qu'il en résulte un accroissement véritable du risque.

RÉSUMÉ

Tandis que l'on s'était, tout d'abord, beaucoup préoccupé du risque de fissuration, il est actuellement admis qu'entre l'apparition de fissures fines et la rupture il existe une grande marge de déformation. Les règles

de sécurité pourraient donc être définies presque uniquement à partir du risque de rupture, en cherchant pour celle-ci une probabilité de 1/100.000. Pour la fissuration occasionnelle on peut rechercher une probabilité de 1/10.

SUMMARY

While at first the danger of crack formation was considered as most important, it is now admitted that between the formation of fine cracks and collapse lies a wide margin of deformation. Safety rules could therefore be defined almost exclusively from the risk of collapse aiming at a probability of 1/100,000. For the occasional crack formation a probability of 1/10 could be aimed at.

ZUSAMMENFASSUNG

Während früher der Rissegefahr besondere Beachtung geschenkt wurde, erkennt man heute, dass zwischen dem Auftreten von feinen Rissen und dem Bruchzustand eine grosse Deformationsspanne liegt. Es scheint daher zu genügen, die Sicherheit auf den Bruchzustand allein zu definieren. (Wahrscheinlichkeit 1:100.000). Für die Rissebildung dürfte eine Wahrscheinlichkeit von 1:10 zulässig sein.

RESUMO

Ao passo que anteriormente se considerava o risco de fissuração como muito importante, admite-se actualmente que entre a aparição das fissuras finas e a rotura existe uma grande margem de deformação. As regras de segurança poder-se-iam portanto definir considerando quase ùnicamente o risco de rotura, procurando para esta uma probabilidade de 1/100.000. Para a fissuração ocasional pode procurar-se uma probabilidade de 1/10.

V 10

Methode de calcul de hourdis de ponts en béton précontraint

Method of calculation of prestressed concrete bridge slabs

Berechnungsmethode von Brückenträgern aus vorgespanntem Beton

Método de cálculo de lages para pontes de betão preesforçado

Y. GUYON
Paris

Cette méthode de calcul dérive des principes faisant l'objet de la communication V. c. 2. de la Publication Préliminaire, et des considérations suivantes:

1. – La plupart des règlements interdisent la prise en compte de la résistance à la traction. Ceci peut être justifié pour une poutre (défaut local), mais non pour une dalle, une fissure ne pouvant s'ouvrir sans mettre en jeu la résistance à la traction des bandes adjacentes.

   C'est donc la résistance moyenne, et non la résistance minimum qui compte.

   De ce fait, la probabilité d'une fissure sous une contrainte égale à environ 1/3 de la résistance moyenne à la traction ne dépasse pas l'ordre de grandeur tolérable.
2. – Au cas où cette fissure se produirait, elle resterait très fine et le câble ne peut être en danger si elle n'atteint ou ne dépasse pas le niveau de celui-ci.
3. – Si ces fissures se produisaient au centre, il en résulterait une modification du fonctionnement, avec augmentation des moments sur appuis.

   L'expérience montre que sous une augmentation de charges, l'épaisseur de la fissure n'augmente pas au centre; elle ne devient visible que lorsque l'appui se trouve à son tour sur le point de se fissurer par suite de cette augmentation de moment.

4. – Dès que cette double fissuration, non dangereuse, se produirait (au centre et sur appui), un nouveau système porteur serait mis en jeu. Ce sont les bielles de compression dans le sens de la portée, issues de la charge et prenant appui sur les bords, que mentionne la communication précitée.
5. – La charge à laquelle la dalle peut résister sans fissuration préjudiciable (et souvent sans fissuration visible, tout au moins à l'oeil nu) grâce à la résistance de ce nouveau système porteur est notablement supérieure à celle correspondant à la fin de la phase 3. (Dans nos essais elle a atteint le double, sous une charge concentrée au milieu).
6. – Il reste encore une réserve de résistance très importante entre la fin de la phase 5 et la rupture (coefficient de l'ordre de 3 dans nos essais).

Nous dimensionnons nos dalles de façon à nous placer au début de la phase 4, dans le cas où les probabilités joueraient d'une façon défavorable dans la phase 1 et en conséquence dans les phases 2 et 3;

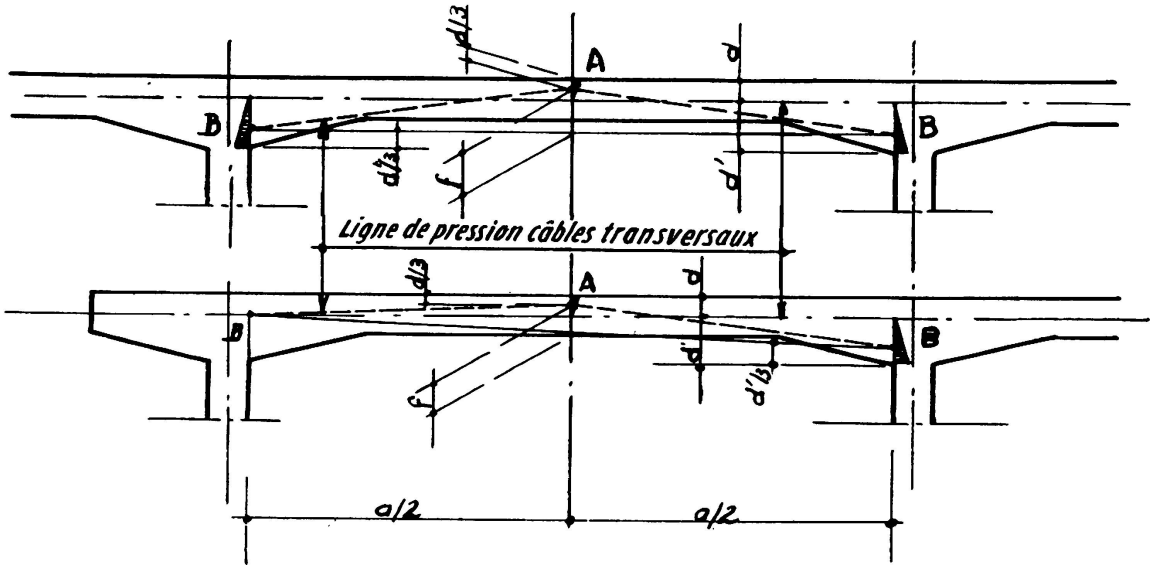


FIG. 1

c'est-à-dire que nous supposons que les bielles 4 commencent à fonctionner.

Nous admettons conventionnellement que la résistance à la traction est nulle et que, dans cette hypothèse la fissure atteint le niveau du câble.

Nous admettons d'autre part que le système de bielles, soustendu par la précontrainte, équilibre les moments qui se produiraient dans la dalle *articulée* de mêmes portées que la dalle.

La fig. 1 représente les axes de bielles admis: (a) dans le cas d'une dalle courante (points de passage sur appuis au niveau du 1/3 inférieur du diagramme triangulaire de contrainte atteignant le câble); (b) dans

le cas d'une dalle de rive (point de passage du câble). Ces schémas donnent la flèche f de la ligne de pression; d et d'étant les distances du câble aux parois: supérieure au centre, inférieure à l'appui, $f = \frac{2}{3}(d + d')$ dans le cas a; $f = \frac{2}{3}d + \frac{1}{3}d'$ dans le cas b.

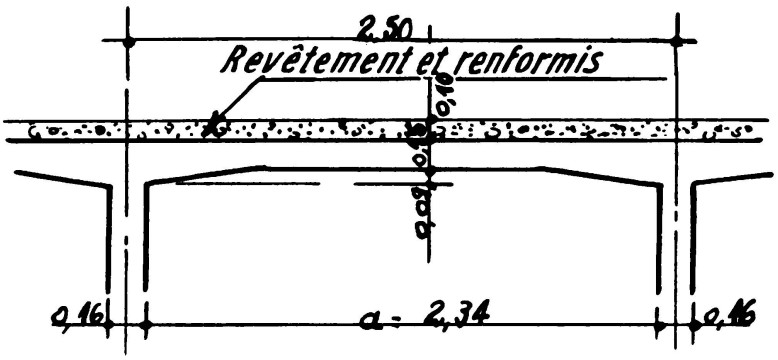
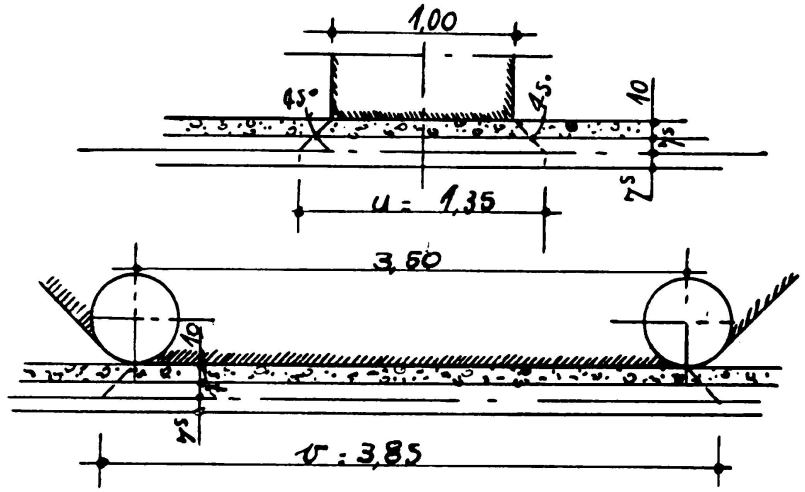


FIG. 2

Connaissant par les abaques usuels le moment M par unité de longueur, l'effort F de précontrainte nécessaire par unité de longueur est $F = \frac{M}{f}$. D'autre part pour que la contrainte admissible R du béton ne soit pas dépassée il faut que $\frac{F}{d} < \frac{R}{2}$.

EXEMPLE. – *Panneau courant de pont suivant fig. 2.* –

Entr'axe poutres 2,50 m; entr'axe entretoises 9,60 m; Charges permanentes par m² (hourdis et renformis): 0,580 t/m². Surcharges S sui-



$u = 1,00 + (2 \times 0,10 + 0,15) = 1,35$

$v = 3,50 + (2 \times 0,10 + 0,15) = 3,85$

FIG. 3

vant fig. 3: S = 40 t. majorations pour effet dynamique comprises, appliquée sur un rectangle (chenille) de 1,00 × 3,50 m.

Flèche f (pour une dalle courante) : $f = \frac{2}{3}(0{,}075 + 0{,}075 + 0{,}09)$
$= 0{,}16$ m.

Moments: Portées nettes: a = 2,34 m. b = 9,36 m. $\frac{a}{b} = 0{,}25$

Côtés u et v du rectangle chargé (sur le feuillet moyen) $\begin{matrix} u = 1{,}35 \text{ m.} \\ v = 3{,}85 \text{ m.} \end{matrix}$

Calcul par les abaques PIGEAUD: M_1 et M_2 désignant les moments par unité de largeur dans le sens de la portée et dans le sens du grand axe (coefficient de POISSON négligé).

Sous charges permanentes (a × b = 21,90 m²).

$P = 21{,}9 \times 0{,}580 = 12{,}7$ t; $M_1 = 12{,}7 \times 0{,}030 = 0{,}381$ t $M_2 = 0$.

Sous surcharges (S = 40 t.).

$M_1 = 40 \times 0{,}090 = 3{,}6$ t $M_2 = 40 \times 0{,}012 = 0{,}48$ t

Total: $M_1 = 0{,}381 + 3{,}6 = 3{,}981$ t $M_2 = 0{,}48$ t

Du fait de la flexion longitudinale du tablier, le hourdis est soumis à une compression longitudinale telle que la décompression dûe au moment M_2 n'est généralement pas dangereuse. Nous vérifierons uniquement la résistance sous le moment M_1.

Effort de précontrainte F nécessaire: $\frac{M}{f} = \frac{3{,}981}{0{,}16} = 24{,}9$ t/m. lin.

Contrainte n du béton (d = 7,5 cm) $n = \frac{24{,}900 \times 2}{100 \times 7{,}5} = 66{,}4$ k/cm².

Dans le cas où la charge peut se trouver sur un panneau de rive, $f = \frac{2}{3} \times 0{,}075 + \frac{1}{3} \times 0{,}065 = 0{,}105$.

F = 37,9 t/m. lin. et n = 100 k/cm²

REMARQUE

Nous vérifions ainsi que, même si le fonctionnement supposé, qui admet la fissuration, se produisait, il resterait une large sécurité vis à vis de la fissuration préjudiciable.

RÉSUMÉ

Méthode de calcul de hourdis tenant compte de la possibilité d'un deuxième fonctionnement élastique.

SUMMARY

Method of calculation of a slab taking into account the possibility of a second elastic behaviour.

ZUSAMMENFASSUNG

Berechnungsmethode von Brückenträgern unter Berücksichtigung der Möglichkeit eines weiteren elastischen Verhaltens.

RESUMO

Método para o cálculo de lages entrando em conta com a possibilidade de existência de um segundo comportamento elástico.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI

Prática do betão armado e preesforçado

Pratique du béton armé et du béton précontraint

Practice of reinforced and prestressed concrete

Praxis des Eisenbetons und des vorgespannten Betons

Relator Geral
Rapporteur Général
General Reporting Member
Generalreferent

PROF. DR. G. WÄSTLUND
Stockholm

VIa

Realização das construções (Andaimes, cofragens, fabricação e controle de betão, transporte do betão, ligação de elementos prefabricados, observação, controle e conservação das obras)

Réalisation de la construction (Echafaudages, coffrages, fabrication et contrôle du béton, transport du béton, liaison d'éléments préfabriqués, observation contrôle et entretien des ouvrages)

Execution of the structures (formwork, shuttering, placing and control of concrete, transport of concrete, jointing of prefabricated elements, observation, control and maintenance of structures)

Ausführung der Tragwerke (Lehrgerüste, Schalungen, Herstellung und Kontrolle des Betons, Betontransport, Verbindung von vorfabrizierten Elementen, Beobachtung, Kontrolle und Unterhalt der Bauten)

VIb

Aperfeiçoamentos recentes

Développements nouveaux

New developments

Neue Entwicklungen

VI a 1

Some formworks for concrete arch bridges

Einige Lehrgerüste für Betonbogenbrucken

Alguns cimbres de pontes em arco de betão

Quelques cintres de ponts-arc en béton

GEORG ENSKOG
Bromma

During 1951-1952 a concrete railway bridge was built in Northern Sweden with an arch span of 112 m, designed by the construction office of the Royal Board of Swedish State Railways.

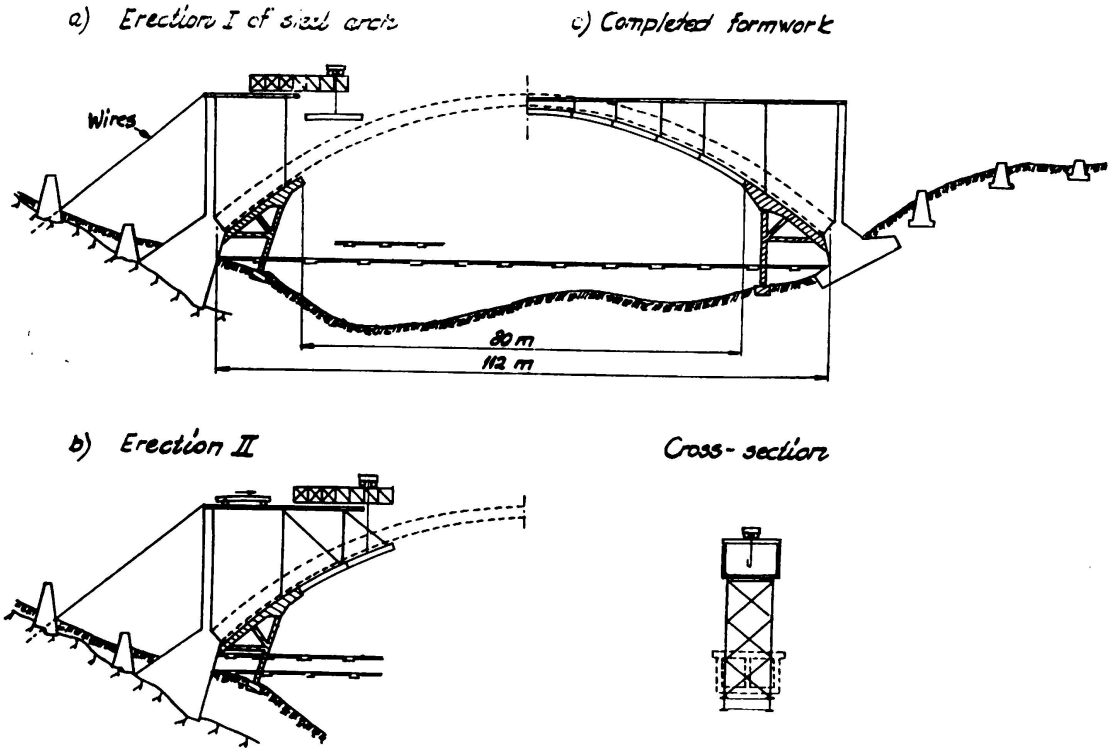


FIG. 1. Formwork for a 112 m concrete arch

For several reasons no supports for the falsework could be placed in the deep parts of the river. Up to a distance of 15 m from the abutments, the shuttering for the arch rested on provisional concrete falseworks which were, at the same time, abutments for a steel arch with a span of 80 m. This all-welded arch constituted the rest of the formwork. For the erection of the steel arch an I-beam structure was placed on the permanent abutment-column and on a steel support, resting on the provisional concrete falsework. It was anchored back on wires

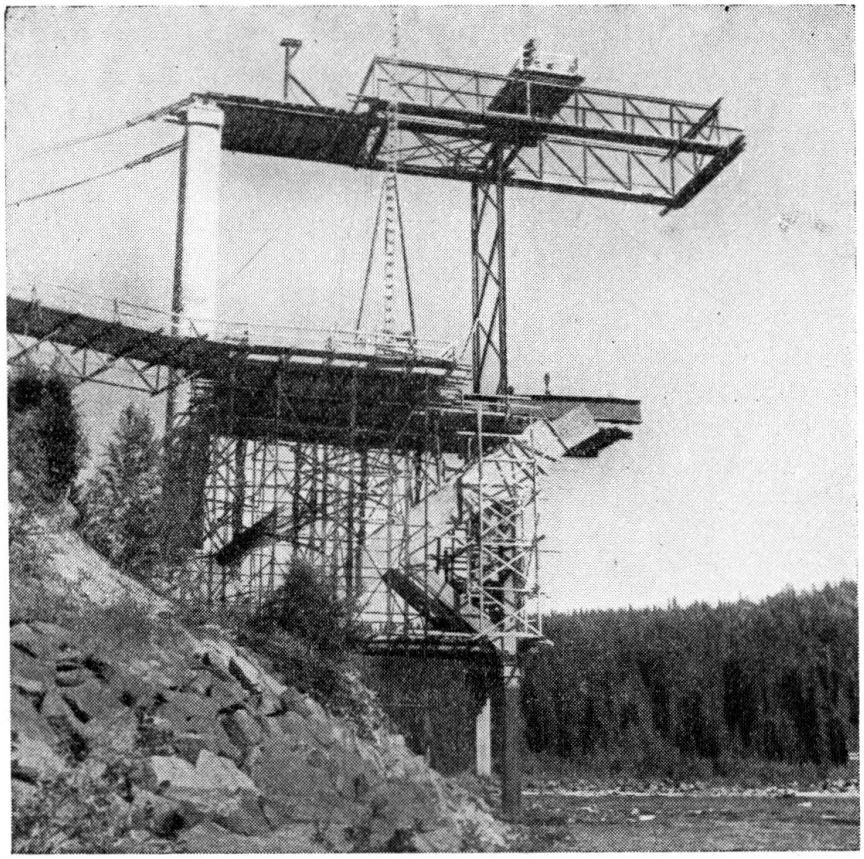


FIG. 2. Erection of steel arch

as shown in fig. 1. Upon this upper structure a light bridge, provided with a travelling hoist, was mounted. The first elements of the steel arch, about 10 m long, were taken to the upper structure, placed under the travelling hoist and finally lowered into position and bolted to the concrete structure, fig. 2. After inserting the diagonals, a new vertical support was erected and the upper I-beam structure extended. The mobile bridge could now be pushed forward and the former procedure repeated. Before moving this bridge forward again, the points between the arch

elements were welded. After completing the erection of the steel arch, the anchoring wires and the diagonals were taken away.

The upper I-beam structure was later used for transporting materials when concreting the arch span and was finally used as a support when the superstructure was built.

After finishing the concrete work the steel arch was cut at the welded joints and stored. It has been used again later on for building an identical concrete arch in another place.

The designer of the falsework was docent S. Kasarnowsky.

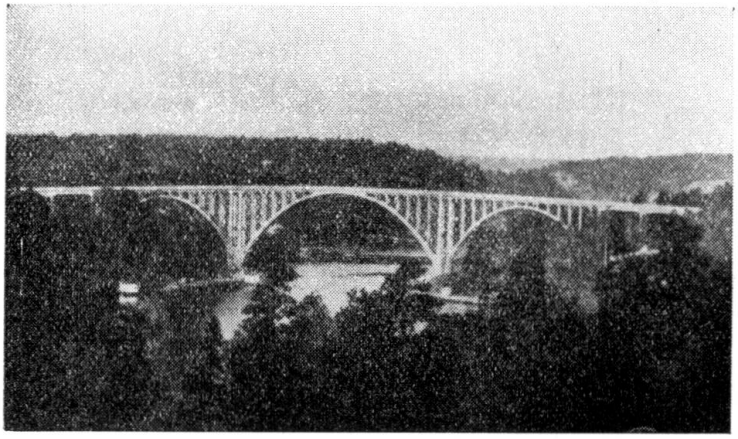


FIG. 3. The Skuru bridge, constructed in 1914-1915

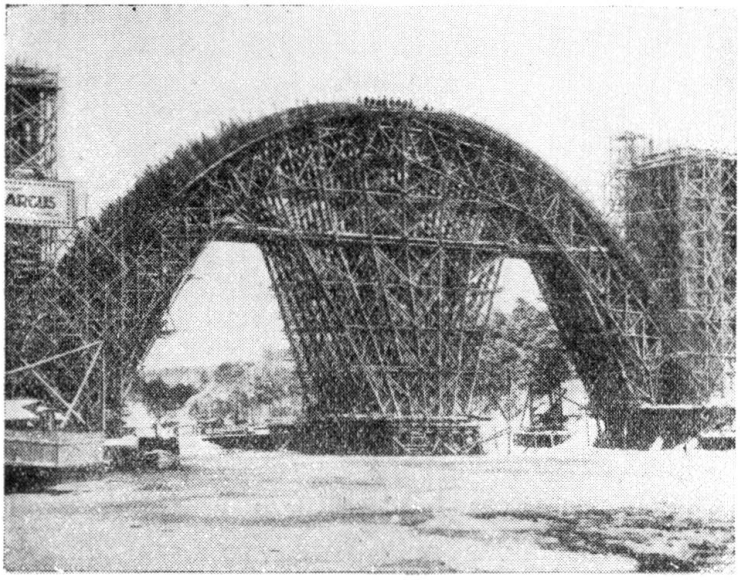


FIG. 4. Fan-shaped scaffolding 1914

Some 40 years ago, one of the largest concrete bridges of that time was built over the Skuru Sound near Stockholm. It has a total length

of 280 m and a main span of 72 m, fig. 3. This beautiful bridge, however, has proved too narrow for the increasing traffic. An identical bridge has therefore been built alongside the former one to be used for traffic in one direction, the old bridge, together with a new dilated roadway, taking the traffic in the other direction.

In 1914 a fan-shaped timber scaffolding for the main arch was used, taking a large amount of wood and working hours, fig. 4. In 1954

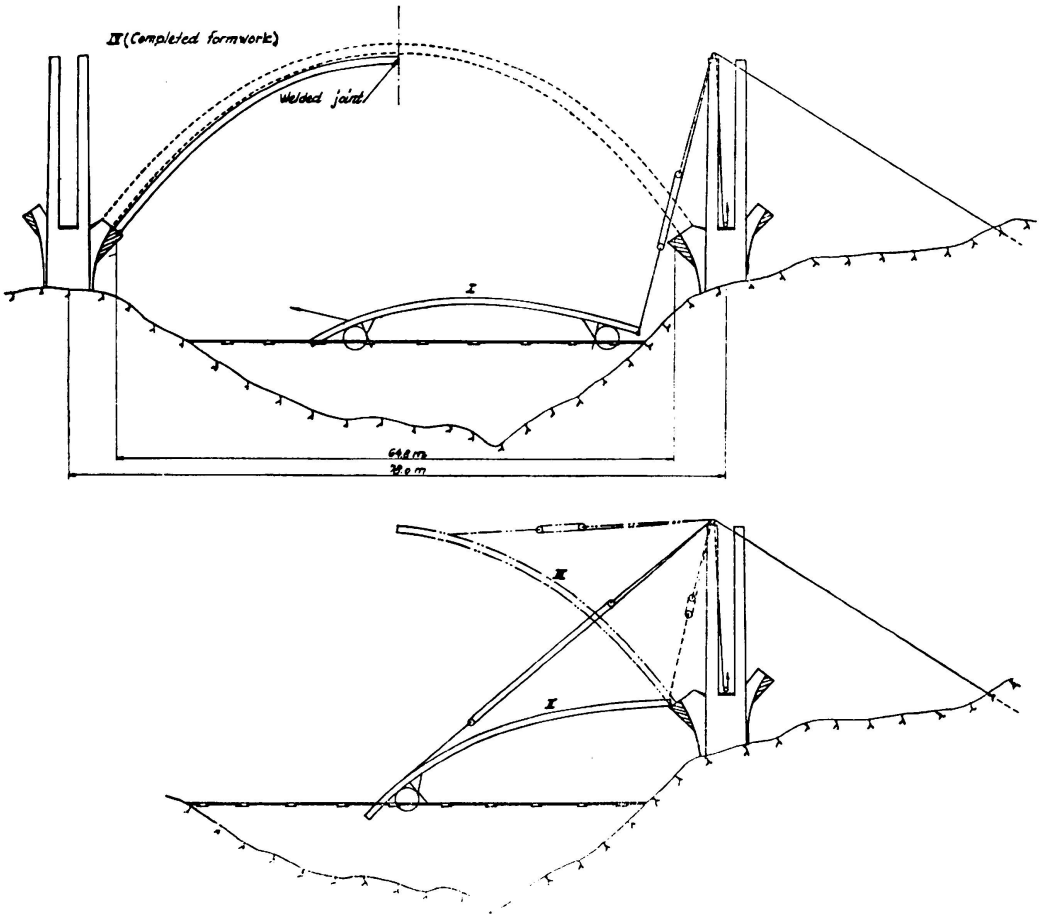


FIG. 5. Erection of falsework

another solution had to be found. Again welded steel arches were used. They were shop assembled in two halves and towed to the site. At the site both halves were lifted at the abutment ends to provisional hinges and then hoisted into final position as shown in fig. 5 and 6. Here again the abutment columns had to be concreted before the erection of the steel arches.

Designers of the bridge and falsework were Nya Asfalt AB, Stockholm, contractors of those bridges. The Royal Swedish Board of Roads and Waterways projected the new Skuru bridge.

FIG. 6. First part of the arch in its final position, the second being hinged at the abutment

SUMMARY

The author describes the formwork for a 112 m concrete arch with no provisional supports in the river.

Falseworks for a 72 m arch of a bridge built in 1914 and for an identical arch built in 1954 are also described.

ZUSAMMENFASSUNG

Beschreibung des Lehrgerüstes für einen Betonbogen von 112 m Spannweite, der den Fluss ohne Zwischenstützen überspannt.

Lehrgerüst für einen Bogen von 72 m einer Brücke aus dem Jahre 1914 sowie für einen gleichen Bogen, der im Jahre 1954 erbaut wurde.

RESUMO

O autor descreve a cofragem de um arco de 112 m. de vão, construído sem auxílio de apoios intermédios no rio.

Também descreve os cimbres de um arco de 72 m de uma ponte construída em 1914 e de um arco idêntico construído em 1954.

RÉSUMÉ

L'auteur décrit le coffrage d'un arc de 112 m. de portée, construit sans appuis provisoires dans la vallée.

Les cintres d'un arc de 72 m d'un pont construit en 1914 et d'un arc identique construit en 1954 sont également décrits.

VI a 2

Erfahrungen bei der konstruktiven Durchbildung von schiefen Plattenbrücken

Disposições construtivas dos projectos de pontes-laje oblíquas

Dispositions constructives des projets de ponts-dalle obliques

Constructive dispositions in the design of skew slab-bridges

H. VOGT
Eckernförde

Es werden heute mehr und mehr schiefe Plattenbrücken über ein Feld und über mehrere Felder durchlaufend geplant. Die Momente schiefer Brücken weichen in Grösse, Verlauf und Richtung erheblich von den bekannten Verhältnissen bei rechtwinkligen Brücken ab. Diese Abweichungen müssen bei der Anordnung der Bewehrung berücksichtigt werden.

In der letzten Zeit hatte ich Gelegenheit, eine Reihe von schiefen Brücken zu bearbeiten. Hierbei konnten wertvolle Erfahrungen bei der konstruktiven Durchbildung gesammelt werden.

Ich befasse mich zunächst mit den nicht vorgespannten Plattenbrücken. Hier zeigt es sich, dass es bei Einfeldplatten zweckmässig ist, die Hauptbewehrung in die Hauptrichtung zu legen. Hierdurch treten Ersparnisse im Stahlverbrauch ein. Bei der Formgebung der Eisen ist zu beachten, dass die Stelle des maximalen Momentes je nach Schiefe mehr zur stumpfen Ecke hin rückt. Die Querbewehrung wird zweckmässig senkrecht zur Hauptbewehrung gelegt. An den freien Rändern ist besonders auf die Deckung der negativen Randmomente zu achten. In der stumpfen Ecke empfiehlt sich die Anordnung einer besonderen Zulagebewehrung zur Deckung der hohen negativen Momente in der Ecke.

Bei Plattenbrücken über mehreren Feldern ist es dagegen oft vorteilhafter — weil die Bewehrungseisen von einem Feld in das andere übergreifen — die Hauptbewehrung in Richtung des freien Randes zu legen. Der Mehrbedarf an Bewehrung durch die Abweichung der Bewehrungsrichtung von der Hauptmomentenrichtung ist zu berücksichtigen. Bei der Formgebung der Eisen ist darauf zu achten, dass die spitze und stumpfe Ecke einen sehr unterschiedlichen Momentenverlauf

zeigen. Auch bei den Plattenbrücken über mehreren Feldern ist für die Deckung der Quermomente des freien Randes zu sorgen.

Die Untersuchungen an schiefen Platten zeigen, dass mit zunehmender Schiefe die Momente in Längsrichtung an Bedeutung abnehmen und die Quermomente an Bedeutung zunehmen. Bei stark schiefwinkligen Brücken ist daher eine Vorspannung in nur einer Richtung wenig sinnvoll. Die Vorspannrichtung und die Hauptmomentenrichtung werden in den einzelnen Punkten verschieden grosse Abweichungen zeigen. Statisch sehr unklare Verhältnisse treten dadurch auf. Wenn eine schiefe Brücke vorgespannt werden soll, ist es daher konstruktiv eindeutiger und klarer, sie in zwei Richtungen vorzuspannen. Da die Kabel in der einen Richtung meistens sehr kurz werden, ist bei schiefen Brücken oftmals die nicht vorgespannte Ausführung billiger als die vorgespannte.

Es ist zweckmässig, Längs- und Quervorspannung senkrecht zueinander anzuordnen. Um statisch klare Verhältnisse zu bekommen, legt man die Längsvorspannung meistens parallel des freien Randes. Beim Nachweis der Bruchsicherheit ist besonders auf die stumpfen Ecken bei durchlaufenden Plattenbrücken zu achten. Das extreme positive und negative Moment liegt hier sehr nahe beieinander. Eine zusätzliche schlaffe Bewehrung wird meistens erforderlich.

ZUSAMMENFASSUNG

Es wird über Erfahrungen bei der konstruktiven Durchbildung von schiefen Plattenbrücken über ein Feld und über mehrere Felder berichtet. Hierbei wird besonders eingegangen auf die zweckmässige Anordnung der Bewehrung bei nicht vorgespannten schiefen Brücken und auf die zweckmässige Anordnung der Vorspannkabel bei vorgespannten schiefen Brücken.

RESUMO

O autor descreve as disposições construtivas dos projectos de pontes-lage oblíquas de um ou mais tramos. Frisa em especial a importância de dispor cuidadosamente as armaduras nas pontes oblíquas de betão armado ou os cabos nas de betão preesforçado.

RÉSUMÉ

L'auteur décrit les dispositions constructives des projets de ponts-dalle obliques à une ou plusieurs travées. Il souligne, en particulier, l'importance d'ordonner soigneusement les armatures dans les ponts obliques en béton armé ou les cables dans ceux en béton précontraint.

SUMMARY

Constructive dispositions in the design of single or multiple-span slab-bridges are described. The convenience is particularly shown, of carefully locating, either the reinforcement bars in un-prestressed skew bridges, or the cables in prestressed ones.

VI a 3

Training in reinforced and prestressed concrete practice

Kurse über Eisenbenton und vorgespannten Beton

Cursos práticos de betão armado e preesforçado

Cours pratiques de béton armé et précontraint

A. W. HILL
London

The rapid development of new structural techniques and the increased use of concrete for all types of constructional work since the war, has focused attention on the need for improvement in the standard of concrete construction practice in Great Britain. The Cement and Concrete Association instituted its Training Courses in 1950 with two main objects — to raise the general standard of concrete work and to help Engineers, Architects and Supervisors to keep abreast of new developments. In the past 6 $^1/_2$ years nearly 4000 people have attended one or more of these courses.

The Training Courses normally commence on Monday mornings and end at mid-day on the following Friday. The theoretical and laboratory work is done at the Training Centre, and the practical work and demonstrations at the Research Station. Lectures, illustrated with films and slides, are generally given by the Association staff, but outside lecturers, who are experts in their particular fields, assist in maintaining the highest possible standard of instruction. One of the aims of the courses is to give those attending practical experience in the latest methods and types of equipment employed in concrete work, and participants can gain experience in working with each process as well as seeing the latest developments. The numbers on each course are usually between 40 and 45.

The courses, though short, are intensive and while most cover a fairly wide syllabus, some deal with more specialised subjects. Most courses are held at two levels, one for engineers, the other for supervisory grades, and the syllabuses are changed from time to time in order to keep them uptodate. It is realised that these courses alone cannot deal adequately with the training of all the supervisory grades employed on concrete constructional work, but the trained engineers

return equipped with the latest information to pass on to their own staff and workmen on the site, so extending the field of education. Thus, while the Association's Training Courses cater for between 200 and 250 supervisors a year, the extension of the knowledge imparted to a similar number of engineers can reach many thousands each year.

Details have been given in my paper of the scope of these courses and the standards aimed at for both lectures and practical work. While the syllabus for the supervisors is similar in many respects to that for engineers, there is a different approach towards the improvement of general supervision and the avoidance of faults in construction. The courses have an essentially practical outlook.

Modern concrete practice is a skilled or semi-skilled job and the operatives need to be trained either beforehand or on the works. Supervisors need training even more and the courses therefore emphasise not only the correct way to do a specific job, but the reasons for so doing and what happens if other practices are followed.

These courses are providing engineers and supervisors in the concrete industry with uptodate information on the latest techniques in design and construction and the results of recent research, in a way in which industry is able to contribute and to benefit by the assimilation of new ideas. Each year since their inception the numbers making application far exceed the available capacity, usually twice the vacanies are applied for.

In recent years a few courses on somewhat similar lines have been organised by the provincial universities in conjunction with the Cement and Concrete Association, but mainly for engineers. In some cases lectures are held weekly over a period of two or three months, and in others, are arranged daily over a shorter period. Periods for practical instruction are also included. These enable practising engineers to attend refresher courses in the latest techniques and to equip themselves for passing on the information to their staff on the sites. There are in addition to lectures, courses on Concrete Technology which are a feature of many of the Technical Colleges programme of evening lectures for young engineers.

For a long time various other organisations in Great Britain have felt the need for some system of instruction in concreting techniques for those engaged on sites in a lower supervisory capacity, and especially the Reinforced Concrete Association, but great difficulty has been experienced in organising any systematic training. The unsuccessful efforts before and immediately after the war are described in my paper, and it was not until 1953 when the City and Guilds of London Institute was approached that real progress was made. A syllabus was drawn up and notes for the guidance of lecturers, which are given in detail in my paper, and arrangements made for instruction courses to be held at Technical Colleges.

The City and Guilds of London Institute now offer after examination a Certificate in Concrete Practice. Courses are held at over 50 Technical Colleges during the winter months consisting of 24 two hour lectures held weekly. The syllabus for each individual lecture has been drawn up in detail so that, if their work demands it, participants from one

College can change to another without loss of continuity. In 1955, 496 candidates entered for the written and oral examinations from 52 Colleges, and 374 (or 75 % of the entrants) successfully passed the examination.

These courses were directed to the foreman and potential foreman engaged on site work although they were open to other persons. Due to the sucess of this Grade 1 course, a rather more advanced course has been started at 28 colleges during last winter and the syllabus for this course is shown in Appendix 1 below. The award of an officially recognised certificate of proficiency for concrete supervisors and foremen by the City and Guilds of London Institute is an important development. A knowledge of good concreting practice by the site worker has previously been a matter of gradually gaining experience rather than of any definite training. This new project should produce a class of men who will not only know how good concrete is made, but will be able to pass on their knowledge to the men under their control. This innovation will benefit both employer and employee, the former because his product will gain in quality and his task of supervision will be made easier; the employee will find his work more interesting and the certificate will open up prospects of promotion. Concreting on the site is essentially the work of a team and the leaders of the team, the general and trades foremen and charge hands, should therefore be fully instructed in the elements and principles of concreting operations.

It may be some time before the full impact of these innovations will be measured on the site, but all sections of the building industry in Great Britain now have available suitable instruction courses in the latest techniques of concrete practice which must ultimately result in improvement on site works.

Appendix 1

CONCRETE PRACTICE COURSE
SYLLABUS FOR SECOND YEAR

LECTURE 1. *Introduction* — General introduction to course and recapitulation of salient points dealt with in first-year course.

LECTURES 2 and 3. *Properties of Plain and Reinforced Concrete* — Strength of concrete in tension and compression; drying shrinkage; moisture movement; creep; permeability; temperature effects; bond; abrasion, etc.

LECTURE 4. *Materials* — Cements, natural and artificial aggregates; particle shape; grading charts. Types of steel reinforcement.

LECTURE 5. *Admixtures* — Calcium chloride; wetting and air entraining agents; fly-ash, etc.

LECTURE 6. *Concrete* — Water/cement ratio, workability and segregation. Factors affecting slump; compacting factor test.

LECTURE 7. *Concrete* — Mix design and control. Methods based on accepted practice.

LECTURE 8. *Concrete* — Yield; estimation of quantities; effect of changes in proportions, effect of vibration and air entrainment.

LECTURES 9 and 10. *Formwork* — Elementary design; weight of, and pressure exerted by, concrete; working stress in timber and steel; struts and props. Simple examples; common errors. Care, maintenance and re-use of formwork.

LECTURES 11 and 12. *Plant* — Batching plants and mixers; concrete pumps; skips, conveyors and transporters; truck mixers; vibrators.

LECTURES 13 and 14. *Precast Products* — Variations in mixes for different kinds of products; variation in mould design to suit different methods of casting; use of admixtures; tolerances permitted; importance of correct placing of steel; machines and plant for making and handling products. Typical layouts of factories.

LECTURE 15. *Cast Stone* — Ways of producing decorative finishes. Application of cast stone to structural concrete and use as permanent formwork. Correct methods of repairing damaged units.

LECTURE 16. *Lightweight Concrete* — Clinker; foamed slag, 'no-fines', foamed concrete. Manufacture, properties and applications.

LECTURE 17. *Concrete Floor Surfaces and External Finishes* — Granolithic finish; mixing, laying and curing; joints; admixtures; non-slip treatments. Form-linings; decorative finishes; finishes to provide key. Repairs.

LECTURE 18. *Concrete Roads* — Preparation of subgrade; mixing concrete; laying; compaction; joints; finishing; curing.

LECTURE 19. *Loading* — Design loads for structures; incidental loading during construction.

LECTURE 20. *Elementary Principles of Reinforced Concrete* — Columns; beams and slabs (free spans and cantilevers).

LECTURE 21. *Joints* — Expansion joints; function, type and position. Construction joints. Bonding new concrete to old; bonding concrete to rock faces.

LECTURE 22. *Prestressed Concrete* — Detailed description of the various systems; practical factors relevant to prestressed work.

LECTURES 23 and 24. *Revision.*

SUMMARY

A description is given of the Training Courses provided since 1950 by the Cement and Concrete Association for Engineers, Architects and Supervisors on the latest developments and techniques available in concrete construction, and of similar courses now provided at some of the Universities. The introduction of further courses for Supervisors and those engaged in the making and placing of concrete on the site at Training Colleges throughout Great Britain has been successfully accomplished by the Reinforced Concrete Association in conjunction with the City and Guilds of London Institute, and details of the courses are described.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Aufsatz gibt eine Beschreibung der Ausbildungskurse, wie sie seit 1950 durch die Cement and Concrete Association für Ingenieure, Architekten und Bauführer über die neuesten Entwicklungen im Betonbau durchgeführt werden und behandelt ähnliche Kurse, die neuerdings an einigen Universitäten abgehalten werden. Die Einführung weiterer Kurse für Bauführer und Poliere an Bauschulen in ganz England wurden erfolgreich abgeschlossen durch die Reinforced Concrete Association in Verbindung mit dem City and Guilds of London Institute. Die Kurse werden detailliert beschrieben.

RESUMO

O autor descreve cursos organizados desde 1950 pela Cement and Concrete Association, destinados a Engenheiros, Arquitectos e Capatazes, e tratando das técnicas e desenvolvimentos mais recentes das construções de betão, bem como cursos semelhantes organizados ùltimamente em

algumas Universidades. A Reinforced Concrete Association em colaboração com a City and Guilds of London Institute também organizou nas Escolas Técnicas Britânicas outros cursos destinados a Capatazes e aos que trabalham na fabricação e colocação do betão nas obras. O autor indica ainda pormenores referentes aos programas dos cursos.

RÉSUMÉ

L'aueur décrit des cours organisés depuis 1950 par la Cement and Concrete Association, à l'usage des Ingénieurs, Architectes et Contremaîtres, et traitant des techniques et des développements les plus récents de la construction en béton armé, ainsi que des cours semblables organisés dans quelques Universités. La Reinforced Concrete Association, en collaboration avec la City and Guilds of London Institute, a également organisé dans les Ecoles Techniques Britanniques, d'autres cours à l'usage des Contremaîtres et de tous ceux qui s'occupent de la fabrication et de la mise en place du béton dans les chantiers. L'auteur donne encore des détails concernant les programmes des cours.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI a 4

The condition of partially prestressed concrete structures after 3 to 7 years' use

Der Bauzustand von teilweise vorgespannten Beton-Konstruktionen nach 3-7 Jahren Gebrauch

Estado de conservação de estruturas de betão parcialmente preesforçadas depois de 3 a 7 anos de utilização

Etat de structures de béton partiellement précontraintes après 3 à 7 ans d'usage

P. W. ABELES
London

In [1] the author has referred to a partially prestressed concrete structure type (i) (B) introduced by the Chief Civil Engineer's Department of British Railways, Eastern Region. In this case freedom from cracks is obtained in spite of relatively high concrete tensile stresses appearing under working load, i. e. 650 to 750 lb/in^2, for bridges and roof constructions respectively. It is believed that this kind of design, which was originally considered by many experts as inadequate, is unique

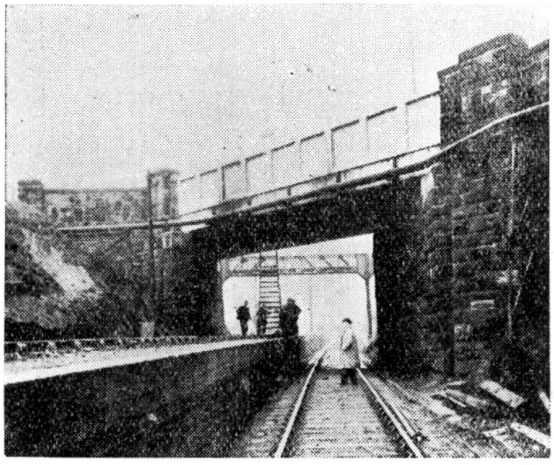


FIG. 1

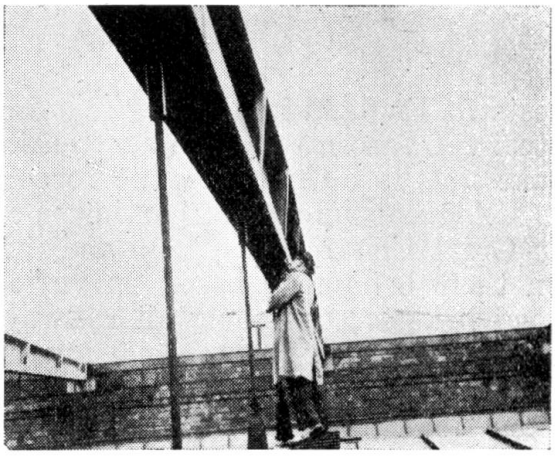


FIG. 2

except for certain constructions built in Germany where a somewhat similar type was introduced under the name «Beschränkte Vorspannung» (limited prestress) for which concrete tensile stresses up to 560, 700 and 850 lb/in² (40, 50 and 60 kg/cm²), corresponding to the concrete strength, were permitted for structures strained in bending in one direction. However, it is required in the German case that sufficient non-tensioned conventional reinforcement is available to carry the *entire* tensile force which would occur for the resultant elastic stress distribution if the concrete tensile zone did not co-operate. An appreciable amount of non-tensioned steel has thus to be provided which is in fact not required, as extensive

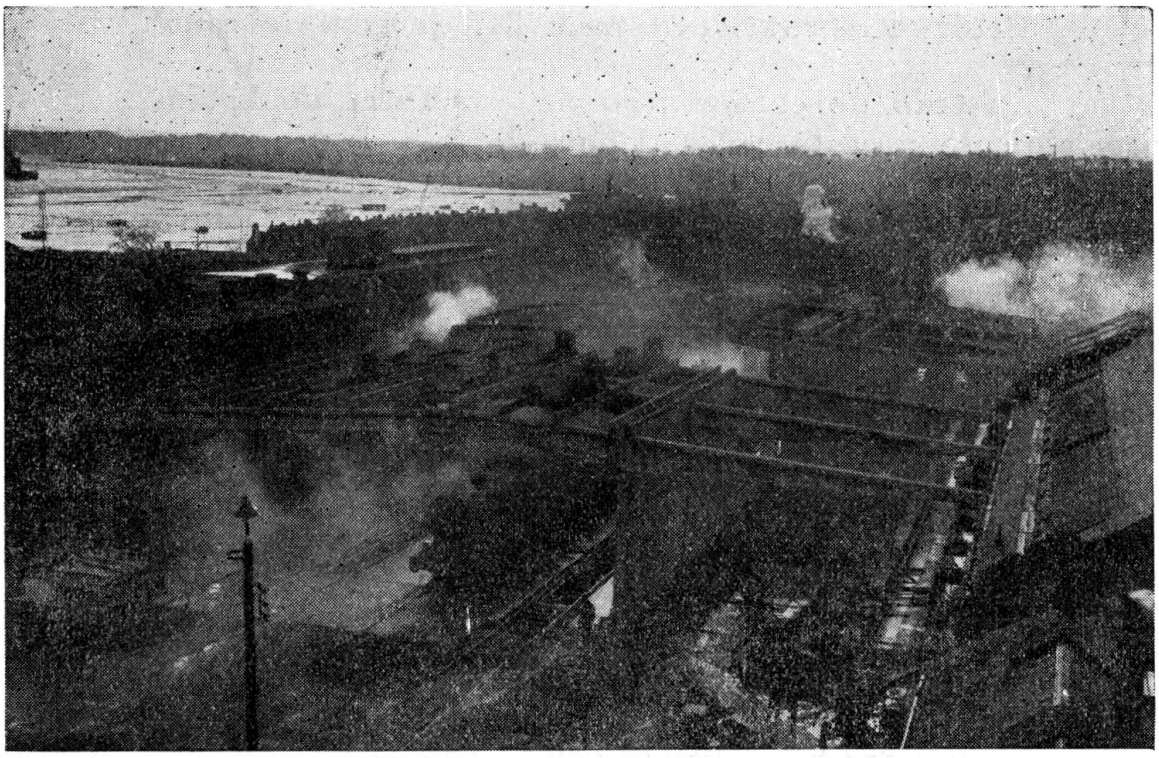


FIG. 3. Smoke development in Engine Shed, Ipswich

tests in England have shown; it is in fact only necessary that the entire steel reinforcement, whether tensioned or non-tensioned, is sufficient to take up the ultimate tensile force at failure.

A great number of partially prestressed constructions have been built in Great Britain since 1949 and it may therefore be of interest to report on their behaviour based on various inspections. First, with regard to road bridges; obviously all railway-owned road bridges are inspected at certain intervals, but special investigations were made at two bridges in September 1954; the soffites of the bridge constructions were carefully examined when at the same time a heavy lorry, corresponding to the maximum loading, crossed the bridges. Another examination was carried out early in 1955 when a loading test was carried out together with

deflection measurements [2]. A further inspection in May 1956 related to a skewed bridge of 50 ft. span which is particularly affected by smoke owing to the continual passing and repassing underneath of a colliery steam shunting locomotive at a pit near Rotherham (Fig. 1). Also this examination was very satisfactory (1).

Another application relates to roof constructions for which the required live load is 15 lb/ft² for snow and wind, because the roofs are not accessible. It is true that in England snow occurs rather intermittently, nevertheless this must be considered since full snow load may take place for a considerable time occasionally. For example, in the winter

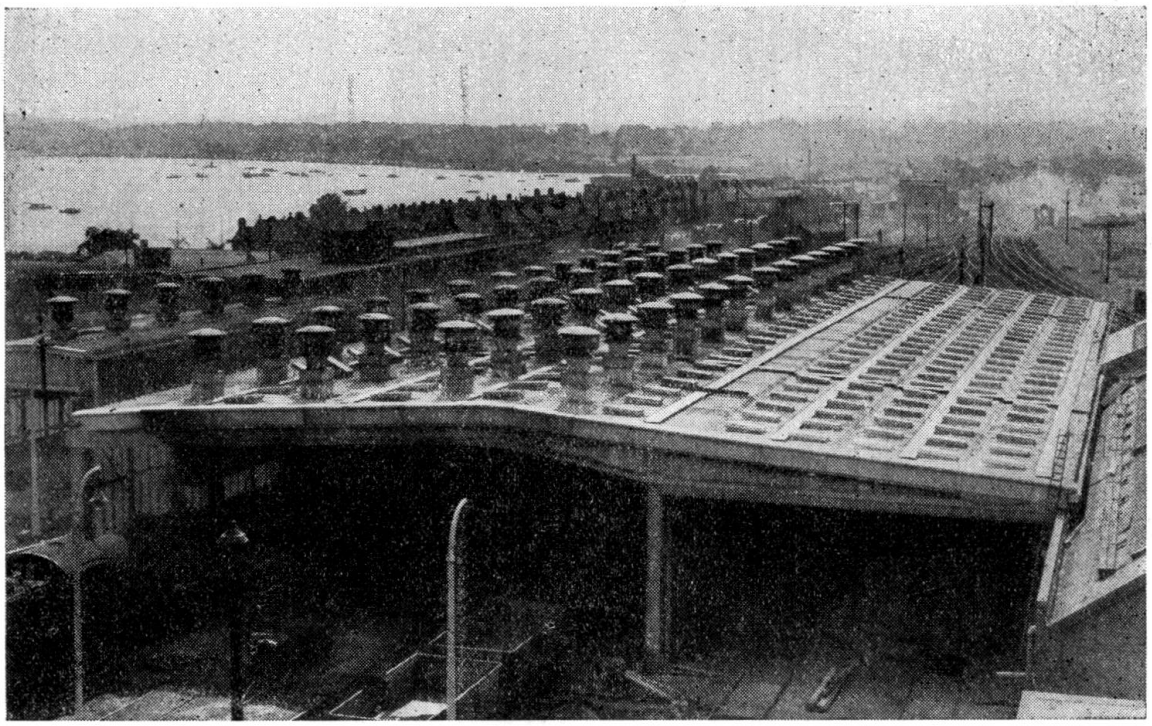


FIG. 4

of 1955/56, snow remained one to two months on most of the roofs discussed in the following. An inspection took place in April 1956 of the several roof constructions, e. g. of the Depot at Bury St. Edmunds built in 1952, described in [3]. Particulars of the examination in May 1956 of the main beams of 85 ft. span on the Victoria Station Roof Sheffield, built in 1953, are seen in Fig. 2.

Figs. 3 and 4 are views of the Engine Shed, Ipswich, built in 1953, which was examined this year and proved fully satisfactory (2). This

(1) All these bridges, except that at Rotherham, were built to obtain greater head room for the overhead wire required for electrification of the railways. However, much steam traffic still occurs and instead of smoke plates metallurgical supersulphated cement has been successfuly used. No sign of any damage due to smoke has been noticed.

(2) In some quarters it is thought that a particularly high factor of safety against cracking would be necessary where heavy smoke occurs, such as in an Engine Shed. However, any snow will immediately melt as long as the engine shed is in use and thus little such live load will occur. On the other hand, snow may remain on the roof when the engine shed is temporarily out of use.

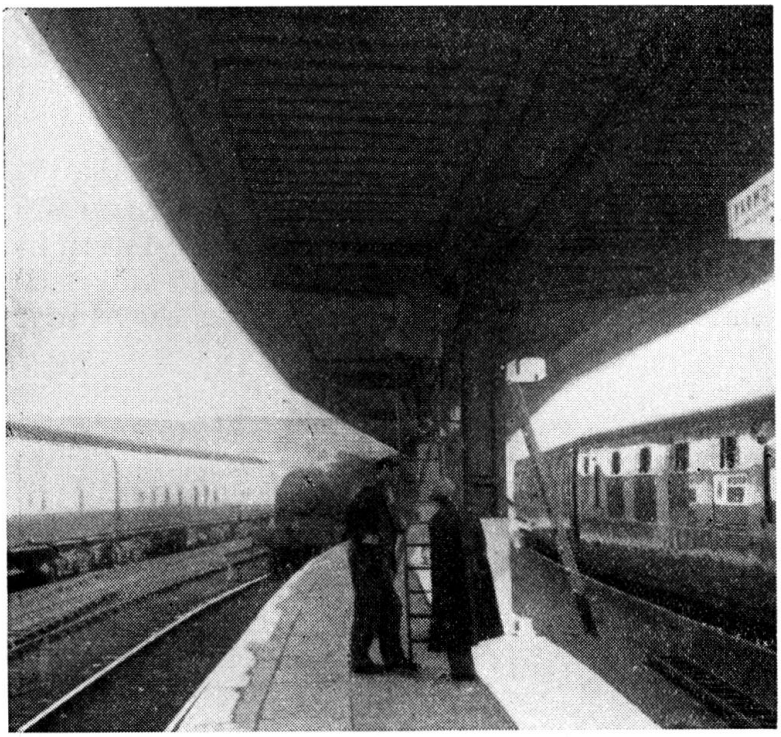


FIG. 5

roof contains 102 ft. long precast roof beams with post-tensioned cables and precast purlins with pre-tensioned wires. Fig. 5 shows the inspection of the platform roof at Yarmouth, built in 1953, containing 40 ft. long purlins 14 in. deep with pre-tensioned wires. In this case, both smoke and sulphate in sea air has not noticeably affected the construction. In Fig. 6 the platform roof at Grays built in-situ in 1953/54 is seen, which was inspected in 1955 with satisfactory results. The construction is a cantilever slab with a maximum free cantilever of 18 ft. 6 in. length and a depth of 4 to 5 in.

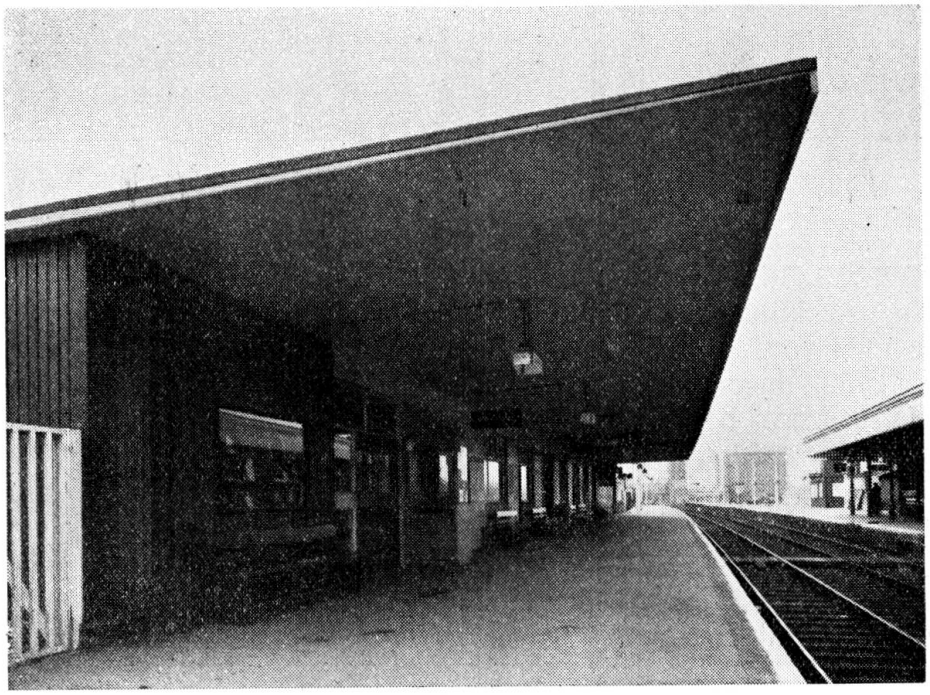


FIG. 6

By the choice of permissible tensile stresses in all these roof structures of 650 (for post-tensioned cables) to 750 lb/in^2 (for pre-tensioned

wires) freedom from visible cracking is obtained. In addition, as a further precaution all the constructions discussed have been designed on the condition that concrete tensile stresses do not occur under dead weight. Thus, any crack which might have occurred due to unforeseen excessive loading will nevertheless be closed under dead weight ([3]).

Summing up, it can thus be stated that the practical experience with partially prestressed concrete structures introduced since 1949 has proved very satisfactory. The advantage of this type of design is the possibility of a lighter or shallower construction which presents all the advantages of a fully prestressed construction except that the factor of safety against cracking is reduced. In consequence of the reduction of the prestressing force also the camber is decreased. In view of these satisfactory experiences with constructions of type (i) (B) is is hoped that its further development will no be hindered by unrealistic restrictions.

The author is obliged to the Chief Civil Engineer of British Railways, Eastern Region, Mr. A. K. Terris, M. I. C. E., for the permission to publish the photographs in this paper.

BIBLIOGRAPHY

1. ABELES P. W. — *Safety against Cracking and Permissible Stresses in Prestressed Concrete.* Contribution to Theme V(b). Final Report 5th Congress Lisbon, I. A. S. B. E., 1956.
2. WEST, J. — Contribution to *Prestressed Units for Short-Span Highway Bridges* by A. D. Holland. Road Paper No. 46. Inst. of Civil Eng. (30.11.54).
3. ABELES P. W. — *Partially Prestressed Concrete Constructions Built in the Eastern Region of British Railways, 1948-1952,* 12th Volume Publications I. A. B. S. E., 1956.

ACKNOWLEDGMENT

The successful experience with partially prestressed bridge and roof constructions over a number of years was only possible by the fact that the Chief Civil Engineer's Dept. of British Railways, Eastern Region, was prepared to introduce this type of construction in 1948, after having been satisfied about its adequacy by satisfactory test results. A certain opposition against this type of construction was counteracted by the kind assistance of the Association to include partial prestressing in the general definition after the Congress at Liege in 1949, as mentioned in [1]. The author would like to acknowledge this with thanks.

([3]) Obviously, in all these cases a certain supervision is required to ensure that the construction is truly monolithic; the main requirement is to avoid the development of any shrinkage *before* prestressing. Such a supervision is, *generally*, advisable with prestressed concrete to obtain full agreement between finished construction and design assumption. Otherwise, the design would be based only on imaginary conditions. An arbitrary increased factor of safety does not give any measurable margin against disagreements between design and execution and can, therefore, not be considered as a replacement of supervision. Performance tests carried out at random before acceptance prove that the required prestress is effective and that the structure is truly monolithic.

SUMMARY

The conditions of various partially prestressed bridges and roof constructions built in 1948-1953 were recently investigated; these inspections proved that the state of the constructions was very satisfactory in spite of the fact that some structures were exposed to heavy smoke.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Bauzustand von verschiedenen, in den Jahren 1948-1953 hergestellten teilweise vorgespannten Brücken und Dachkonstruktionen wurde kürzlich untersucht und hierbei festgestellt, dass derselbe äusserst zufriedenstellend ist, wobei kein Zeichen einer Rissbildung wahrnehmbar war, trotzdem die Konstruktionen heftigen Raucheinwirkungen ausgesetzt waren.

RESUMO

Examinou-se recentemente o estado de conservação de várias pontes e coberturas parcialmente, preesforçadas, construídas no período 1948--1953; estes exames permitiram verificar que o estado dessas estruturas era muito satisfatório apesar de algumas estarem submetidas a fumos.

RÉSUMÉ

L'état de plusieurs ponts et couvertures partiellement précontraints, construits en 1948-1953, a été examiné récemment; ces examens ont permis de constater que leur état était très satisfaisant bien que certaines de ces structures soient exposées à la fumée.

VI a 5

Correction de la granulométrie des sables

Correction of grading of sand

Korrektur der Kornzusammensetzung des Betonsandes

Correcção da granulometria das areias

I. LEVIANT
Paris

Pour les gros agrégats, on dispose de moyens bien connus permettant un classement et une correction de la courbe granulométrique.

Il en était tout autrement, jusqu'à présent, pour les sables dont la classification par tamis, à l'échelle industrielle, n'est pas faisable.

Nous décrirons plus loin les appareils et les méthodes de traitement nouvellement créés qui permettent d'amener la courbe granulométrique d'un sable à se rapprocher suffisamment d'une ligne idéale choisie.

Analysons ici les transformations que ce traitement doit apporter à la ligne granulométrique du sable brut initial:

1°) Toutes les particules de sable d'un calibre inférieur à d doivent être séparées et rejetées; c'est ce que l'on appelle «l'élimination des poussières».

2°) Le sable — libéré de ces poussières — est habituellement séparé en deux fractions que l'on remélange dans des proportions telles que la courbe granulométrique du nouveau mélange soit aussi proche que possible de la courbe idéale recherchée. Généralement, on prend pour calibre-frontière de cette séparation une valeur voisine de 1 mm.

L'élimination des poussières réduit de façon sensible la teneur en eau qu'il est nécessaire de prévoir au gachage et dans ces conditions, la même consistance du béton est obtenue avec un rapport E/C moindre; ceci est évidemment favorable à la qualité du béton.

Dans de nombreux cas, on a intérêt à utiliser des entraîneurs d'air dans la confection du béton. L'élimination préalable des poussières — dont les calibres sont du même ordre — libère une place que les bulles d'air peuvent occuper, et facilite la dispersion régulière de ces dernières.

En ce qui concerne le remélange des deux fractions — sable fin et sable gros — qui bien entendu, après leur séparation, sont silotés séparément, il est fait avec contrôle pondéral. Ainsi, non seulement on obtient

une courbe granulométrique meilleure pour le sable mais encore une courbe beaucoup plus stable puisque le pourcentage correspondant au calibre-frontière (1 mm généralement) est invariablement maintenu.

Séparateurs Rheax

Tant l'élimination des poussières que le fractionnement du sable dépoussiéré en deux se ramènent à des opérations de «séparation» — où il s'agit, avec le maximum de précision, de séparer les grains inférieurs au calibre-frontière des grains supérieurs.

Partant des problèmes de l'industrie du kaolin, un Ingénieur autrichien, le Dr. Eder, a, au cours de ces dernières années, conçu et mis au point des séparateurs hydrauliques auxquels il a donné le nom de «Rheax», du grec «rheos» (mouvement).

Il y a, en fait, plusieurs appareils Rheax, correspondant à des caractéristiques différentes.

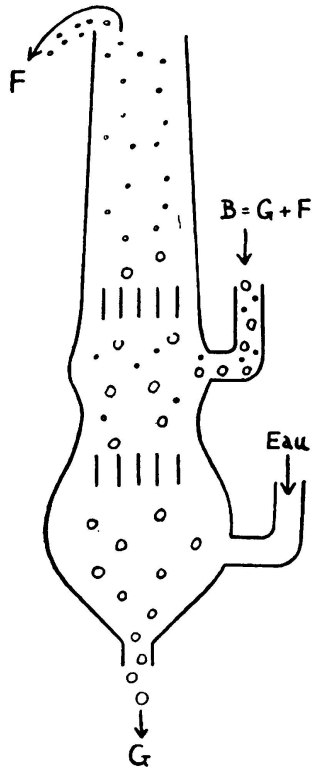


FIG. 1. Séparateur Rheax vertical type RV

Principe de fonctionnement

a) *Séparateurs verticaux* —

Ces séparateurs peuvent opérer pour les calibres-frontière compris entre 0,4 et 2 mm (soit entre 400 et 2000 microns). Leur capacité varie entre 6 et 40 tonnes de sable brut à l'heure. Leur précision est particulièrement grande.

b) *Séparateurs horizontaux* —

Les séparateurs horizontaux sont indiqués pour des séparations à faible calibre-frontière, compris entre 0,02 et 0,3 mm (20 et 300 microns). La capacité des séparateurs horizontaux varie de 1 à 100 tonnes à l'heure. (Des separateurs dits «compound» recyclent plusieurs fois grains gros et grains fins).

c) *Séparateurs combinés* —

Spécialement à l'usage du traitement des sables de bétonnage, a été conçu un type de séparateur dit combiné, comportant un séparateur horizontal à deux étages construit autour d'un séparateur vertical. Un tel appareil effectue donc à lui seul l'ensemble des opérations habituelles de traitement d'un sable de bétonnage.

Tous les types de séparateurs Rheax sont à fonctionnement continu, c'est-à-dire que les grains formant la fraction des gros et ceux formant la fraction des fins sortent des appareils de façon continue, par deux exutoires distincts. Ils sortent entraînés par un courant d'eau et sont

conduits dans des bacs de décantation de dimensions réduites, sauf la fraction des grains les plus fins, s'ils sont rejetés (cas des poussières du sable). Des racleurs à fonctionnement continu sortent les grains déposés dans ces bacs.

Les séparateurs ne comportent pas de tamis, ni non plus de parties mobiles. Ils n'impliquent habituellement l'emploi d'aucun produit chimique adjuvant. Leur consommation d'énergie est très limitée: dans les séparateurs horizontaux et verticaux, elle n'a pour but que de maintenir la circulation de l'eau; dans les séparateurs compound, outre cette circulation, est

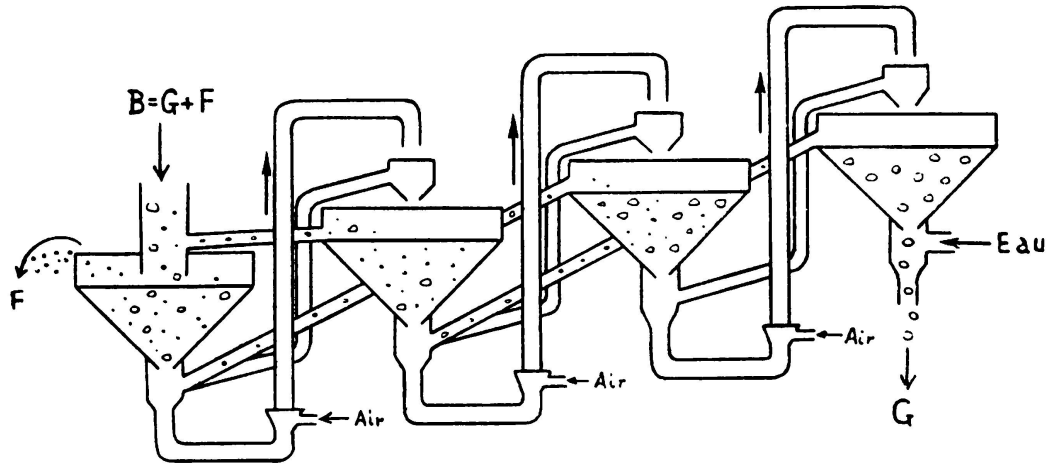


FIG. 2. Séparateur Rheax compound type RCO4

Principe de fonctionnement

B: Matériau brut
G: Fraction des grains gros
F: Fraction des grains fins

maintenu le mouvement de trémie à trémie des gros grains déposés dans les trémies précédentes, réalisé par envoi d'air surpressé dans le circuit. (Pour ce qui est du mouvement inverse des grains fins, il a lieu dans le sens descendant avec le courant d'eau).

Quelques résultats

Le graphique joint montre, en (A), la granulométrie d'un sable brut comportant un excès de poussières et de fines ainsi que celle, (B), du sable corrigé.

Notons que simultanément avec l'élimination des poussières — à un calibre de 100 microns par exemple — les paillettes de mica, si elles existent, sont éliminées jusqu'à un calibre de 300 microns.

La résistance à la compression des bétons confectionnés avec des sables traités est accrue de 30 à 40 kg/cm^2. La résistance à la traction

est évidemment améliorée aussi — indépendamment de la réduction du E/C — par l'élimination de toute couche d'argile sur les agrégats fins.

La résistance au gel est très notablement améliorée.

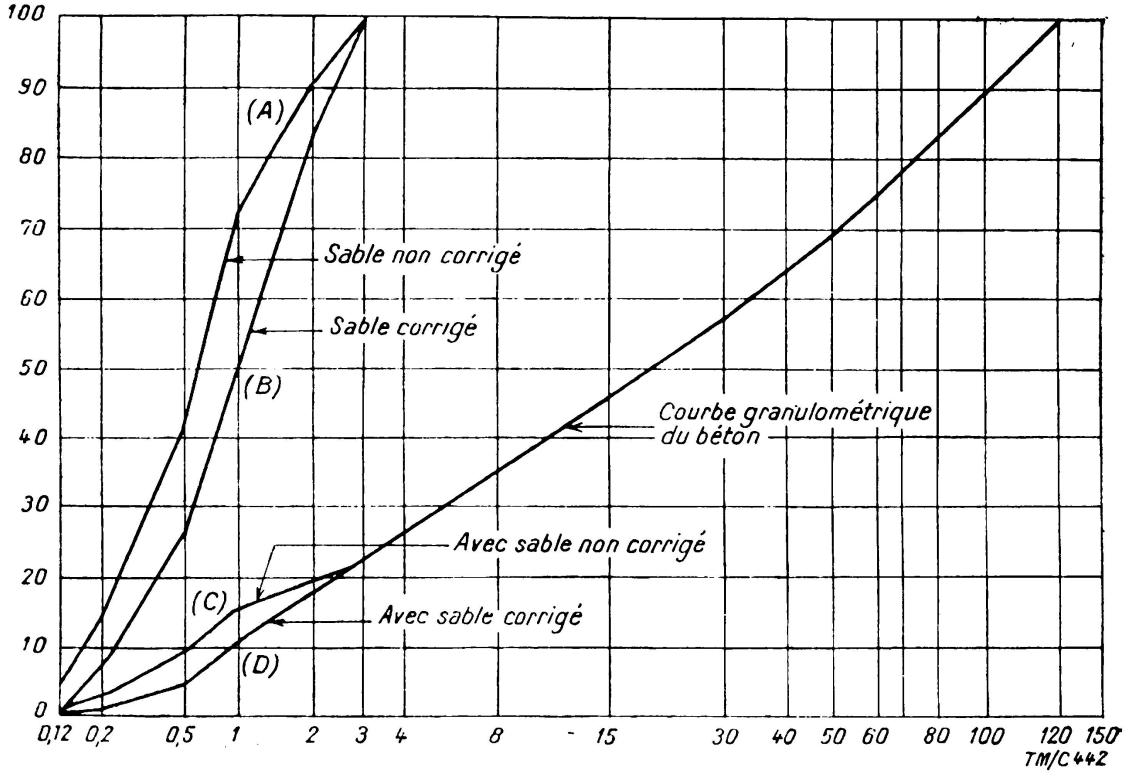


FIG. 3. Courbes granulométriques avec sable corrigé et non corrigé

RÉSUMÉ

L'auteur décrit un nouveau procédé hydraulique de traitement des sables — appelé «Rheax» — qui a été développé en Autriche par le Dr. Eder.

Ce procédé permet, avec une très grande précision et de façon économique, de corriger la granulométrie des sables de bétonnage et d'assurer la constance de cette granulométrie. De nombreux chantiers en Europe ont déjà appliqué ce procédé.

SUMMARY

The author describes a new hydraulic process, called «Rheax» for the treatment of sand, which was developed in Austria by Dr. Eder.

This process makes it possible to correct, economically and with a high degree of precision, the grading of sand used for concrete and to ensure its constancy. This process has been used in numerous European works.

ZUSAMMENFASSUNG

Die vorliegende Arbeit beschreibt ein neues hydraulisches Verfahren für Behandlung des Betonsandes, genannt «Rheax», das durch Herrn Dr. Eder in Oesterreich entwickelt worden ist.

Durch dieses Verfahren kann mit sehr grosser Genauigkeit und auf wirtschaftliche Art die Kornzusammensetzung des Betonsandes korrigiert und ihre Gleichmässigkeit gewährleistet werden. Das Verfahren wurde bereits auf zahlreichen Bauplätzen angewendet.

RESUMO

O autor descreve um novo processo hidráulico de tratamento de areias, chamado «Rheax», desenvolvido na Áustria pelo Dr. Eder.

Este processo permite corrigir, com grande precisão e de maneira económica, a granulometria das areias para betão e de assegurar a constância dessa granulometria. Este processo já foi aplicado em grande número de obras na Europa.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI a 6

Verbindungen von Stahlbetonfertigteilen in der Montagebauweise

Ligações de montagem de elementos de betão armado prefabricados

Assemblage au montage d'éléments en béton armé préfabriqués

Erection assembly of prefabricated reinforced concrete elements

PROF. ERNST LEWICKI
Technische Hochschule
Dresden

In der Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen hängt der Erfolg in hohem Masse von der Ausbildung der Verbindungen der Einzelteile ab.

Die Verbindungen müssen folgende Forderungen erfüllen:

1. Einwandfreie Aufnahme der Schnittkräfte.
2. Wirtschaftliche Vorfertigung der Teile.
3. Einfacher Transport und Stapelung der Teile.
4. Einfache Montage, besonders Vermeidung behelfsmässiger Unterstützungen.
5. Standsicherheit auch im Montagestadium.
6. Schnelle Kraftschlüssigkeit zur beschleunigten Freimachung der Montagegeräte.

Die verschiedenen in der ganzen Welt in Anwendung befindlichen Verbindungen sind:

I. solche, die kein Biegemoment aufnehmen können:

1. Reibung
2. Dollen
3. Verschraubung durch Stahl-Schraubenbolzen

II. Verbindungen, die Biegemomente aufnehmen können:

4. Verbolzung mittels Stahlbetonbolzen
5. Herausstehende Bewehrungsschleifen
6. Überdeckung herausstehender Bewehrungsstäbe und nachträgliches Einbetonieren derselben
7. Verschweissung herausstehender Stahlteile, und zwar
   7.1 Bewehrungsstäbe
   7.2 Formstahl- oder Stahlblechteile, die mit der Bewehrung verschweisst sind
8. Verschraubung herausstehender Stahlteile, die mit der Bewehrung verschweisst sind
9. Keilverbindung
10. Vorspannung

Verbindungen der Gruppe I haben den Vorteil einfacher Herstellung der Teile. Sie erfordern weiterhin wenig nachträglichen Schalungsaufwand zum Einbetonieren der Verbindungsstellen.

Sie haben aber den Nachteil, dass das mit ihnen hergestellte Tragwerk keine zusätzlichen Tragfähigkeitsreserven besitzt, wie dies bei der Anwendung der Verbindungen der Gruppe II der Fall ist.

Die Wahl der Verbindung nach I oder II ergibt sich aus den statischen und konstruktiven Forderungen des Bauwerkes.

Einige der wichtigsten Verbindungen der Gruppe II sind folgende:

Verbolzung mittels Stahlbetonbolzen **(Ziff. 4)**

Nachdem diese Verbindung schon um 1951 in Ungarn angewandt worden war, führte Dr.-Ing. HERRMANN (Dresden) auf meine Anregung hin in den Jahren 1953 bis 1955 Grossversuche durch. Bild 1 stellt die Verbindung von Balken dar, die auf einer Stütze gestossen sind. Ausbildung als Scherenkupplung. Oben die Ansicht, unten die Draufsicht. Links der Zapfenteil, rechts der Scherenteil. Um die Bolzenlöcher herum im Fertigteil Bewehrungsschleifen aus Rundstahl.

In Bild 2 sieht man die Bewehrung der Stahlbetonbolzen. 6–16 Längsstäbe ø 10–16 mm sind durch Spiralbewehrung ø 7 mm verbunden. Im Innern der Bolzen liegen ausserdem noch in zwei rechtwinklig zueinanderstehenden Ebenen zwei «Winkelbinder» aus ø 6 mm.

Vorteile dieser Verbindung:

Einwandfreie Kraftübertragung,
leichte Herstellbarkeit,
keinerlei Transportschwierigkeiten,
leichte Montage,
sofortige Kraftschlüssigkeit durch Einsetzen von Stahlkeilen zwischen Bolzen und Lochleibung.

Überdeckung der Bewehrungsstäbe (Ziff. 6)

Diese Verbindung ist lange Zeit die gebräuchlichste gewesen und wird auch heute noch viel angewandt. Dr.-Ing. RABICH (Dresden führte Grossversuche durch und konnte nachweisen, dass Tragwerke aus so

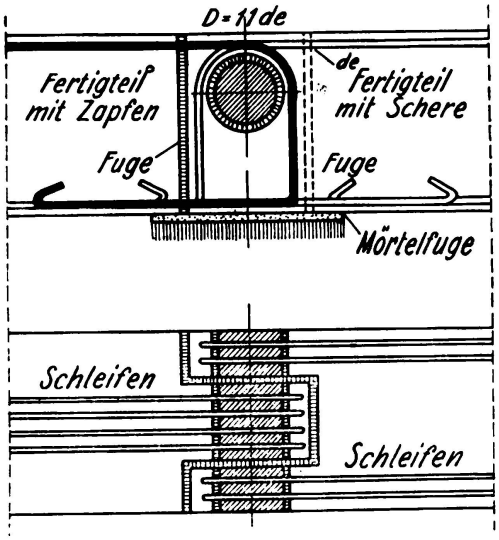


BILD 1. Balkenstoss mittels Stahlbetonbolzen nach Dr.-Ing. Herrmann (Scherenkupplung)

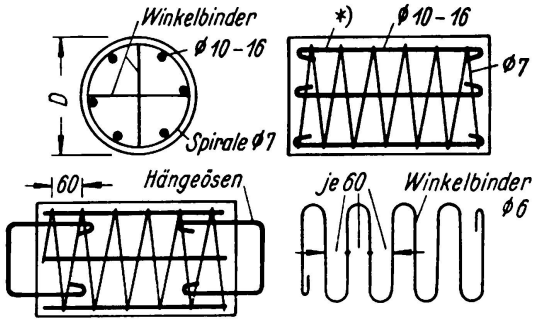


BILD 2. Bewehrung eines vorgefertigten Stahlbetonbolzens nach Dr.-Ing. Herrmann

verbundenen Einzelteilen hinsichtlich Formänderung und Bruchlast monolithisch hergestellten Tragwerken gleichwertig sind [2].

Bild 3 stellt die Ausbildung eines Knotenpunktes von Stütze, Tragbalken, Deckenplatten und Versteifungsbalken dar, welche nach meinem Vorschlag im Jahr 1951 beim Bau eines grossen Industrie-Stockwerkbaues mit schweren Verkehrslasten in Dresden angewandt wurde [3]. Stützen-, Balken-und Deckenplatten-Verbindungen durch Überdeckung der Bewehrungsstäbe. Die Druckplatte der Balken wird erst nach der Montage in der durch geeignete Formgebung der Deckenplatten gebildete Kastenform am Orte hergestellt und mit den Balkenfertigteilen durch die aus diesen herausstehenden Bügel und aufgebogenen Bewehrungsstäbe verbunden. Während die Balkenfertigteile nur die Eigenlasten und die Lasten des Baubetriebes tragen können, ist der endgültige Plattenbalken-T-Querschnitt in der Lage, die Gesamtlasten einschliesslich der hohen Verkehrslasten aufzunehmen. Diese Konstruktion wird noch heute in der DDR gern für derartige schwerbelastete Decken angewendet.

Nachteile der Verbindungen durch Überdeckung der Bewehrungsstäbe:

Stahlmehrverbrauch und die erst verhältnismässig spät nach Erhärtung des Vergussbetons eintretende Kraftschlüssigkeit.

Verschweissung **(Ziff. 6)**

Um die Nachteile der noch oft verwendeten Verbindungen durch Überdeckung des Bewehrungsstabes zu vermeiden, werden besonders in der Sowjet-Union und in Ungarn in ausgedehntem Masse Schweissverbindungen angewandt. Hierfür kommt nur die elektrische Lichtbogen-

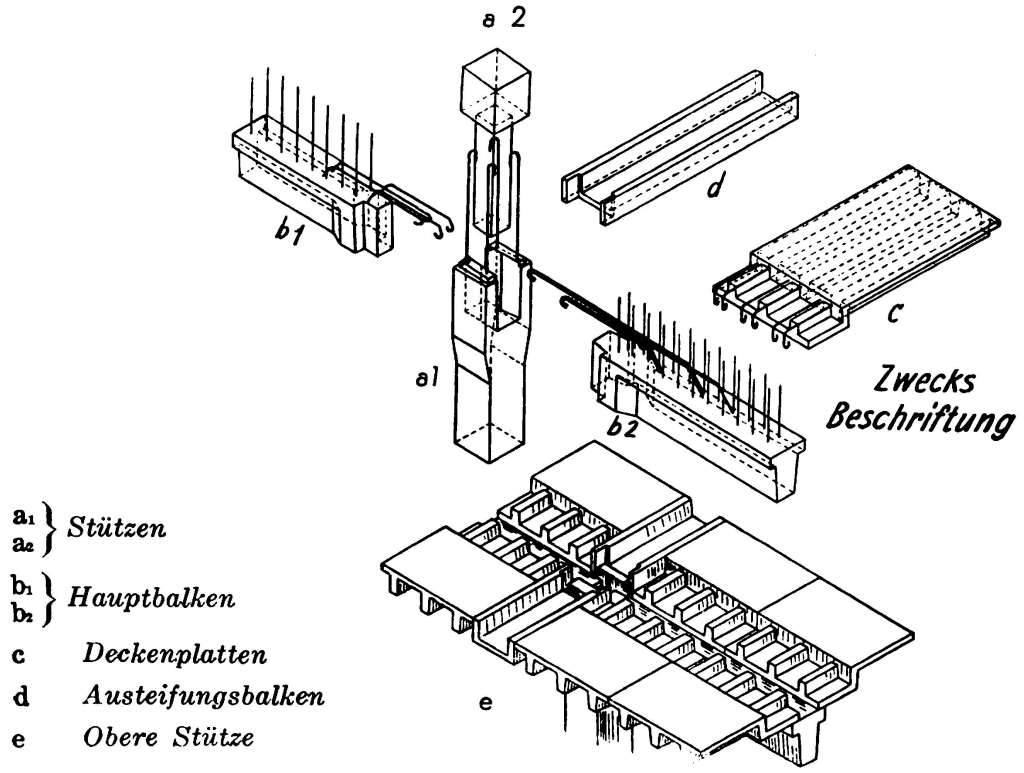


BILD 3. Knotenpunktausbildung in einem Industrie-Stockwerkbau nach Prof. Lewicki

schweissung in Frage. MENDE und KORNOSZ (beide Deutsche Bauakademie zu Berlin) haben 1954 und 1955 diese Art der Verbindung eingehend untersucht [4].

Es kommt darauf an, die Kraftschlüssigkeit der Verbindung sofort nach der Verschweissung zu erhalten, also ehe noch der Vergussbeton eingebracht ist. Die zunächst freiliegenden verschweissten Bewehrungsstab-Enden müssen also auch Druck knicksicher übertragen. Dies kann erreicht werden durch Beschränkung des Abstandes der Stirnflächen der Fertigteile auf das für das Schweissen unbedingt erforderliche geringste Mass, welches bei 50 mm tief liegenden Bewehrungsstäben mit 70 mm festgestellt wurde (Bild 4). Ausserdem wird durch die neuerdings angewandte, auf Bild 4 und 5 zu sehende Halbschalenlasche die Knicksicherheit der Verbindung erhöht. Bild 5 zeigt die Ansicht einer derartigen Schweissung mit Halbschalenlasche und schrägem oberen Schweissschnitt.

Vorteile der Schweissverbindungen:

Einsparung von Stahl durch Wegfall der Überdeckungslängen,
schnelle Kraftschlüssigkeit,
leichte Herstellung und Montage.

Zum Schluss möchte ich nur noch darauf hinweisen, dass man bei allen Arten von Verbindungen zur Vermeidung von Misserfolgen der

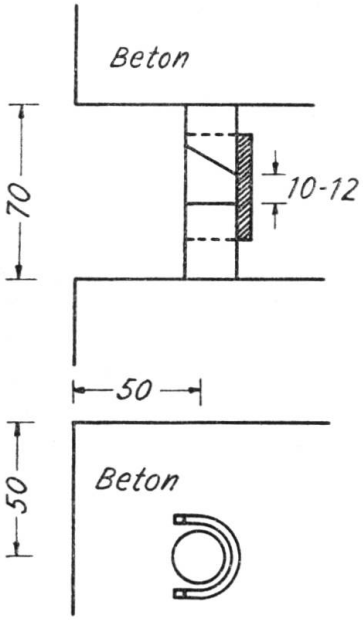


BILD 4. Rundstahlstoss als Stielstoss unter Verwendung von Halbschalenlaschen

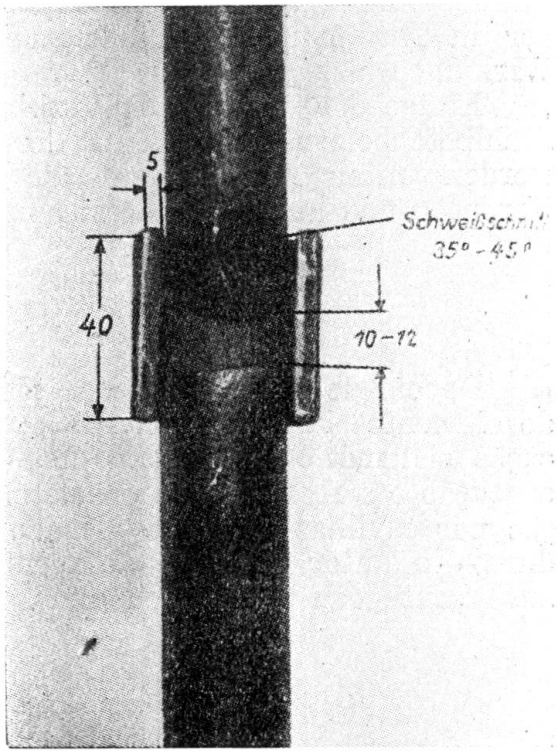


BILD 5. Senkrechter Schweisstoss von Rundstählen unter Verwendung der Halbschalenlasche

einwandfreien Übertragung der Druckkräfte in den Stossfugen durch gute Ausfüllung derselben mit Zementmörtel grösste Beachtung schenken muss. Leider wird in dieser Beziehung sehr viel gesündigt.

LITERATUR

1. HERRMANN, W. — *Verbindung von Stahlbetonfertigteilen mit vorgefertigten Stahlbetonbolzen.* Bauplanung – Bautechnik, Berlin 10 (1956), H. 4, S. 148-153.
2. RABICH, R. — *Die monolithische Verbindung von Stahlbetonfertigteilen.* Bauplanung – Bautechnik, Berlin 6 (1952) H. 15, S. 541 – 546 und 8 (1954), H. 6, S. 253-262.

3. LEWICKI, E. — *Bau eines vierstöckigen Industriegebäudes mit Beton-Fertigteilen.* Planen und Bauen, Berlin 5 (1951), H. 4/5, S. 103-107.
4. MENDE, H. und KORNOSZ, TH. — *Über das Schweissen von Montagestössen für Stahlbetonfertigteilen im Wohnungsbau:*
Bausplanung und Bautechnik, Berlin 8 (1954), H. 4, S. 170-174,
» » » » 9 (1955), H. 3, S. 109-114,
» » » » 9 (1955), H. 8, S. 366-370.

ZUSAMMENFASSUNG

Nach Erwähnung der Forderungen, die an die Verbindungen von Stahlbetonfertigteilen zu stellen sind, wird eine systematische Gliederung der in Anwendung befindlichen Verbindungen nach Ausführung und Wirkungsweise gegeben.

Einige der wichtigsten Verbindungen, und zwar Verbolzung mittels Stahlbetonbolzen, Überdeckung der Bewehrungsstäbe und Verschweissung, werden unter Hinweis auf die zu ihrer Entwicklung ausgeführten Versuche und unter Aufzeigung ihrer Vor- und Nachteile kurz erläutert.

RESUMO

Depois de indicar as condições a que devem satisfazer as ligações de elementos de betão armado prefabricados, o autor faz uma classificação sistemática dos meios de ligação mais usuais, segundo o tipo de execução e a forma como resistem. Acerca dos mais importantes — ligação por cavilhas de betão armado, sobreposição das armaduras e soldadura — o autor descreve de forma sucinta os ensaios efectuados e as suas vantagens e inconvenientes.

RÉSUMÉ

Après avoir indiqué les conditions auxquelles doivent satisfaire les assemblages d'éléments de béton armé préfabriqués, l'auteur procède à un classement systématique des moyens d'assemblage les plus courants selon leur exécution et leur mode de résistance. Il décrit, de manière succinte, les essais effectués et les avantages et inconvénients des assemblages les plus courants tels que goujons en béton armé, recouvrement des armatures et soudage.

SUMMARY

After mentionning the requirements with which assemblies of prefabricated reinforced concrete elements must comply, the author proceeds with a systematic classification of the current types of assemblies according to their execution and their form of operation. Tests, as well as the advantages and disadvantages of the most important types such as reinforced concrete pin connections, overlap of reinforcing bars and welding, are also briefly described.

VI a 7

Variation dans le temps de l'effort de précontrainte d'un pont en poutre caisson continue

Time variation of prestressing forces in a bridge with continuous box beam

Die zeitliche Aenderung der Vorspannkraft in einer durchlaufenden Balkenbrücke mit Kastenquerschnitt

Variação com o tempo da tensão de preesforço de uma ponte com viga contínua em caixão

E. DEHAN
Ingénieur en Chef-Directeur des Ponts et Chaussées
Liège

H. LOUIS
Professeur à l'Université de Liège
Liège

Le pont en béton précontraint construit en 1949 sur la Meuse à Sclayn (entre Namur et Liège) est une poutre caisson continue de 127 mètres de longueur, à deux travées égales. La hauteur de la poutre varie de 1,40 mètre au droit des appuis extrêmes à 4,75 mètres au droit de l'appui central; la section transversale est divisée en trois cellules par deux cloisons longitudinales; cinq voiles transversaux relient d'une manière continue ces cloisons et les parements latéraux. L'armature de précontrainte, *placée à l'intérieur des caissons,* est constituée par 1728 fils de 7 mm de diamètre ayant toute la longueur de l'ouvrage. Rectilignes dans les travées, ils présentent un changement de direction peu important au droit de la pile. La tension de précontrainte est de 85 Kg/mm^2.

En raison des dimensions de cet ouvrage, importantes et inusitées à l'époque de la construction, et dans un but de recherche, l'Administration Belge des Ponts et Chaussées décida de procéder à la mesure de l'effort de précontrainte réellement appliqué et des fluctuations de cet effort dans le temps. L'enrobage de l'armature s'effectuant immédiatement après l'application de la précontrainte, la mesure périodique des relaxations impliquait la présence d'une armature supplémentaire destinée aux essais, surabondante pour la résistance de l'ouvrage et accessible à tout moment; les fils pouvaient donc seulement être peints mais non enrobés de mortier.

Ces fils identiques à ceux de l'armature effective sont aussi tendus à raison de 85 Kg/mm². Ils sont répartis en quatre câbles: deux de 16 fils dans la cellule centrale, deux de 8 fils dans les cellules latérales. Pour des raisons d'accessibilité, ces câbles sont placés au-dessus de l'armature effective; l'écartement de leurs fils est de 40 mm.

Les mesures et surtout leur interprétation sont faites sur la base des causes connues de la variation de l'effort de précontrainte:

— allongement progressif ou fluage de l'acier;
— raccourcissement du béton sous l'effet de son retrait et de son fluage;
— influences diverses dont l'action ne suit pas de lois discernables: variation du degré hygrométrique de l'air, variation de la température, écarts de température entre les diverses parties de l'ouvrage, etc.

Les procédés de mesure utilisés sont les suivants (*):

1) La mesure de l'effort total de chacun des 4 câbles témoins et de la variation de cet effort est faite au moyen d'un dynamomètre cylindrique interposé entre le béton de la face terminale du pont et le dispositif d'ancrage des fils (fig. 1). Ce dynamomètre est un tube de 116 ou de 91 mm de diamètre et de 3 mm d'épaisseur en acier électrique auto-trempant spécial au Ni, Cr, Mo, dénommé infatigable, de 120 Kg/mm² de limite élastique et soumis en service à une tension maximum de 50 Kg/mm². Chaque dynamomètre est équipé de cordes vibrantes, d'extensomètres ohmiques et de comparateurs au 1/1000ème de millimètre.
2) La mesure de l'effort sollicitant les fils périphériques des câbles témoins sert de contrôle aux indications des dynamomètres; elle est obtenue de deux manières:

   a) par détermination de la fréquence de vibration transversale du fil;
   b) par mesure de la flèche transversale que prend le fil sous l'effet d'un effort transversal connu appliqué à mi-distance entre deux points en lesquels le fil est appuyé.

La précision des mesures est de l'ordre de 2 Kg/mm².

3) Les variations de la longueur du pont sont relevées, ainsi que la déformée de l'ouvrage qui est déterminée par nivellement et contrôle des rotations en divers points.

La mesure des efforts dans les fils témoins et de la variation de longueur de l'ouvrage, le tracé de la déformée ont lieu simultanément à des dates déterminées: 33 mesures on été faites depuis la construction du

---

(*) H. LOUIS et E. DEHAN — Annales des Travaux Publics de Belgique, 1950, fascicule 3: Mesures des efforts et de la variation des efforts dans les câbles accessibles des ouvrages en béton précontraint.

pont en 1949; la fréquence des mesures faites immédiatement après la mise en précontrainte étant évidemment plus élevée (1 mesure par mois pendant 6 mois) qu'actuellement (1 mesure environ tous les 6 mois). Il convient de signaler que les mesures aux extensomètres ohmiques ont

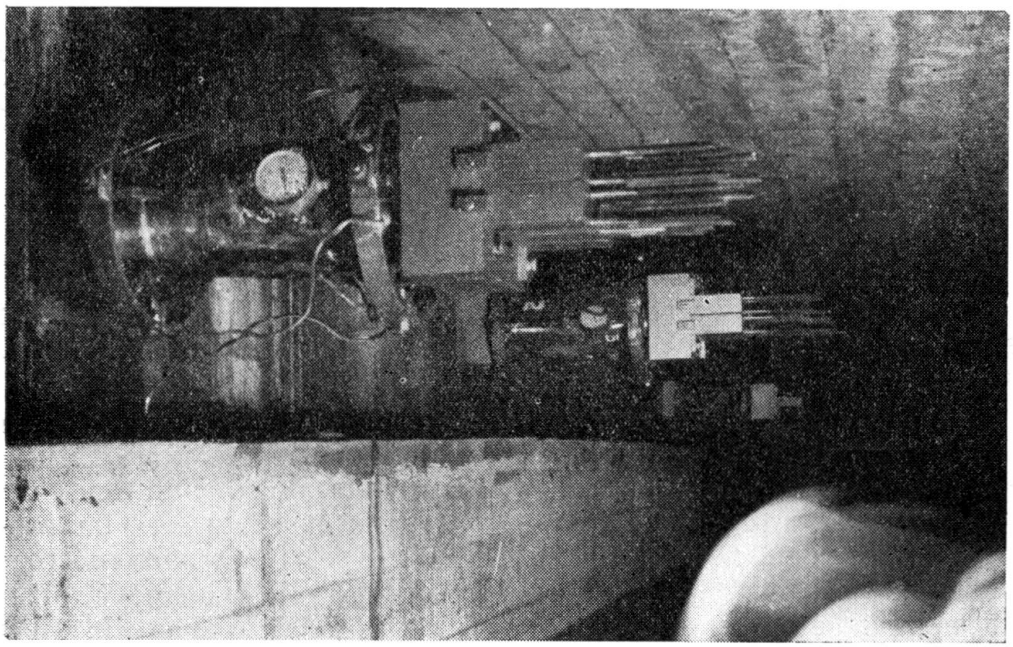


FIG. 1. Cylindres dynamométriques placés à une extrémité des 4 cables temoins

seulement pu être faites tout au début de la recherche. Après quelques mois, seules la mesure par cordes vibrantes de l'effort des dynamomètres et la mesure de la fréquence de vibration des fils se sont révélées fidèles et précises.

Interprétation des résultats des mesures

1) *Mesures effectuées lors de la précontrainte*

Les contrôles effectués sur les fils lors de la mise en précontrainte ont mis en évidence le peu de garantie qu'offre la mesure de l'allongement des fils comme élément d'appréciation de l'effort de précontrainte. Les tensions mesurées sur un grand nombre de fils de l'armature effective, avant leur enrobage, accusent une dispersion importante; elles s'échelonnent de 60 à 100 Kg/cm^2, la moyenne correspond cependant à la valeur imposée de 85 Kg/mm^2.

Quant aux quatre câbles témoins, les mesures, plus précises que pour l'armature effective, effectuées après mise en traction et blocage ont

donné comme sollicitation moyenne des fils de chacun des câbles: 82, 90, 93 et 91 Kg/mm^2.

Cette dispersion peut être attribuée à plusieurs causes:

— le mou du fil non tendu, particulièrement dans les ouvrages en caisson contribue à cette dispersion malgré les précautions prises lors de l'opération de mise en traction,

— l'hétérogénéité des caractéristiques des fils d'acier, en particulier du module d'élasticité est une autre cause d'écarts importants quand l'effort est déterminé par la mesure de l'allongement du fil,

— le glissement du fil dans les dispositifs d'amarrage donne encore lieu à une certaine imprécision, relativement faible cependant pour un ouvrage de grande longueur comme le pont de Sclayn.

Ces causes agissent généralement dans le sens d'une diminution de la tension, sauf l'hétérogénéité du module d'élasticité qui agit aussi bien dans le sens d'une augmentation.

L'incertitude au sujet de la valeur de l'effort de précontrainte mesuré par allongement des fils est plus à craindre que les relaxations possibles dans le temps. Aussi à la suite des essais faits au pont de Sclayn et sur d'autres ouvrages, l'Administration des Ponts et Chaussées impose-t-elle que l'effort du vérin de traction soit contrôlé par un dynamomètre précis et fidèle, régulièrement taré et que le contrôle de l'allongement soit exercé simultanément au cas où, pour des raisons accidentelles, le fil serait bloqué en un point quelconque de sa longueur.

2) *Résultats de l'auscultation périodique*

a) *Variations de température* (figure 2)

Le diagramme des températures correspond aux valeurs relevées à l'intérieur du pont dans le couloir central, au moment des autres opérations de mesure. Ces valeurs ne fournissent que des indications imparfaites sur la température de la masse de l'ouvrage. L'enregistrement de la température à l'extérieur de l'ouvrage a montré l'existence d'un déphasage d'environ 12 heures entre cette température et la température mesurée à l'intérieur de l'ouvrage. Cette constatation permet de conclure que le gradient de température du béton même est instable et que l'état thermique de l'ouvrage n'est pas directement lié à la température lue à un instant donné mais à l'évolution de cette température pendant les heures et les journées précédentes; cette conclusion est particulièrement valable pendant l'hiver.

Ces considérations ne peuvent être perdues de vue lors de la recherche d'une corrélation possible entre l'évolution des caractéristiques géométriques et tensométriques du pont et la variation de la température. Il serait hasardeux de vouloir corriger trop systématiquement les diagrammes de ces caractéristiques, des influences probables des modifications thermiques, celles-ci étant mal connues.

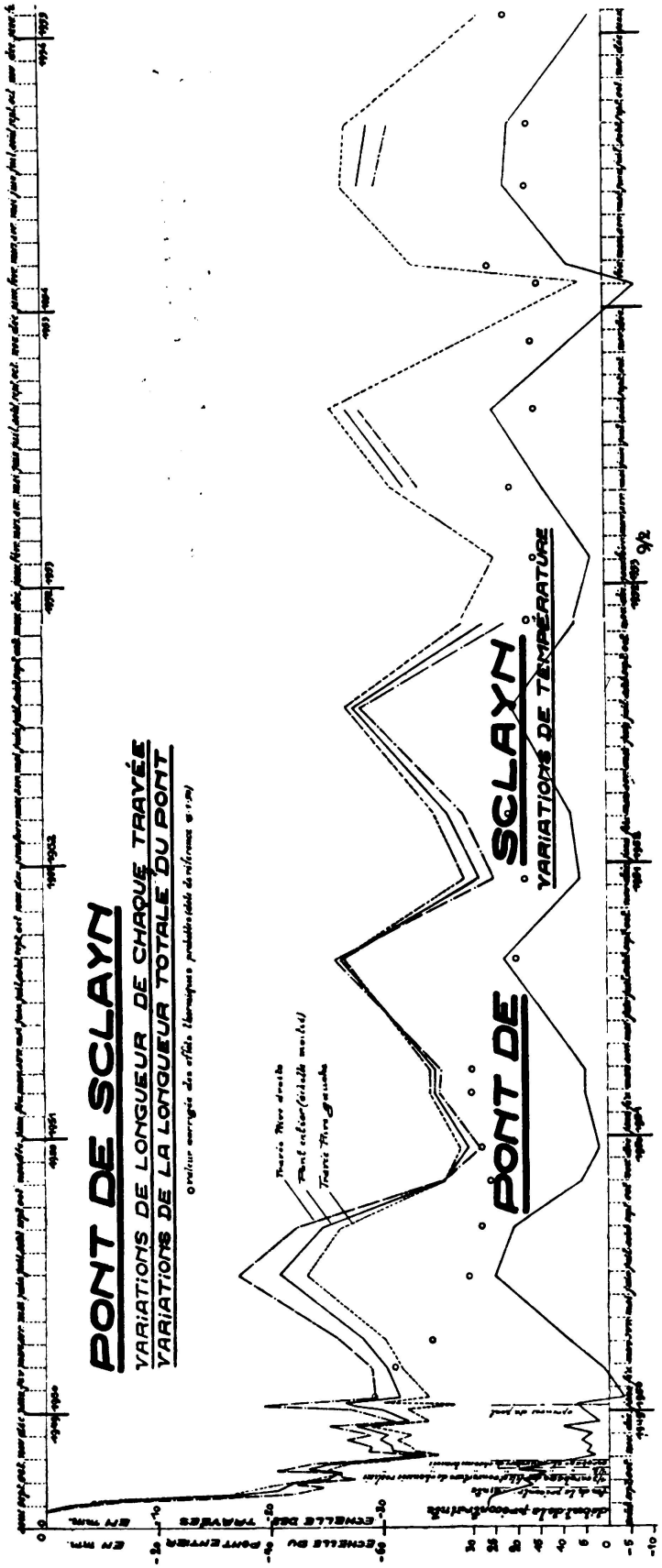

PONT DE SCLAYN
VARIATIONS DE LONGUEUR DE CHAQUE TRAVÉE
VARIATIONS DE LA LONGUEUR TOTALE DU PONT
PONT DE SCLAYN
VARIATIONS DE TEMPÉRATURE

FIG. 2

b) *Variations de longueur de l'ouvrage* (figure 2)

Au début de la période d'auscultation (mois de septembre 1949) la température à l'extérieur a peu varié, tandis qu'elle restait pratiquement constante (18°) à l'intérieur de l'ouvrage. Les variations de longueur du pont pendant cette période (un mois) correspondent donc aux effets du retrait, de l'effort de précontrainte et de la déformation verticale des travées. Le raccourcissement est de 40 mm, il y correspond une perte de tension de 6,3 Kg/mm² dans les *premiers fils tendus* (les câbles témoins ont seulement été placés à ce moment).

Dans la suite le diagramme de la figure 2 montre la continuation de l'influence du retrait et du fluage du béton car pour des températures estivales constantes de l'ordre de 25° C, la longueur du pont ne cesse de diminuer jusqu'à la fin de l'année 1952. Il semble que depuis cette date les variations de longueur sont presqu'entièrement d'origine thermique, et les mesures conduisent à admettre pour l'ouvrage un coefficient de dilatation thermique égal à $1{,}07 \times 10^{-5}$.

Sur la base de ce coefficient, la correction du diagramme du raccourcissement du pont à partir de la température pour les relevés postérieurs au mois de janvier 1950 conduit aux valeurs du raccourcissement représentées par de petits cercles sur la figure 2. Malgré la dispersion des résultats, le diagramme corrigé montre que le retrait et le fluage ont provoqué un raccourcissement important, de l'ordre de 9 centimètres, jusqu'à la fin de l'année 1952, c'est-à-dire trois ans après l'exécution du pont.

c) *Déformées verticales de l'ouvrage*

La figure 3 donne quelques déformées relevées à différentes dates, les flèches renseignées étant relatives à la déformée après précontrainte, prise comme état de référence. L'allure de la déformée ne varie guère tandis que les amplitudes des déformations croissent légèrement avec le temps et ne sont pas égales dans les deux travées.

d) *Effort des câbles témoins*

Les diagrammes de la variation, relevée aux cylindres dynamométriques, de la tension moyenne des fils de chaque câble témoin (figure 4) montrent dans les premiers jours qui suivent la mise en traction une perte de tension de 1 à 1,5 Kg/mm² due vraisemblablement au fluage des fils. Le diagramme moyen des quatre câbles — courbe E — réflète la variation de l'effort de chacun des câbles d'essai.

Après la diminution de 1,5 Kg/mm² après la mise en traction, aucune diminution n'est plus enregistrée jusqu'au mois de mars 1950. Ce résultat s'explique si l'on considère que pendant la période d'hiver la perte de tension due au retrait du béton et au fluage du béton et de l'acier est compensée par l'effet de la diminution de la température: en effet, le coefficient de dilatation thermique de l'acier est plus élevé que celui du béton et en outre l'inertie thermique et d'ailleurs aussi l'exposition des

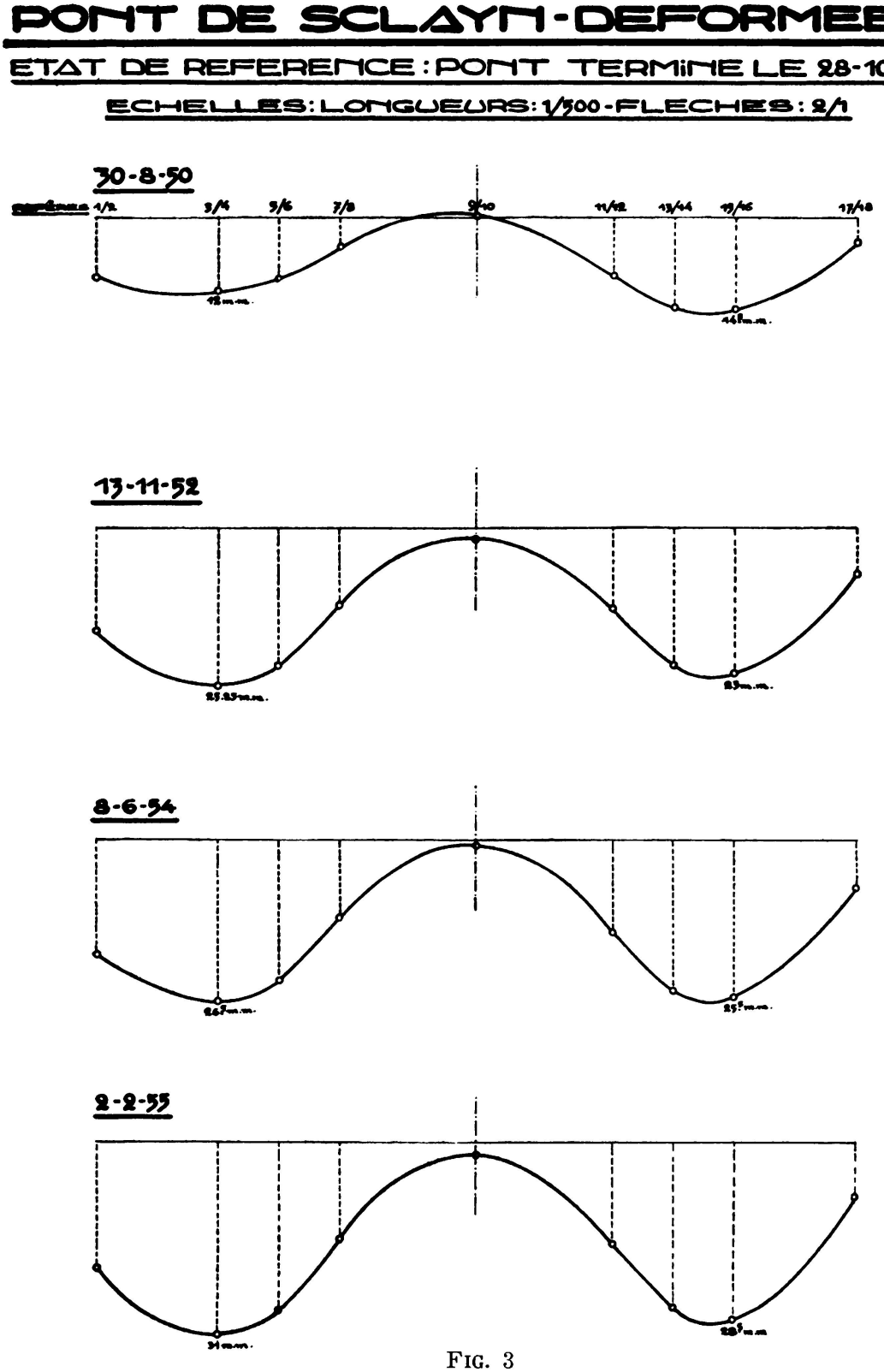

PONT DE SCLAYN - DEFORMEES
ETAT DE REFERENCE : PONT TERMINE LE 28-10-49
ECHELLES : LONGUEURS : 1/500 - FLECHES : 2/1
30-8-50
13-11-52
8-6-54
2-2-55

FIG. 3

câbles témoins et du béton de l'ouvrage ne sont pas comparables. Il est impossible, faute de données précises, de corriger les courbes des effets thermiques et hygrométriques.

A partir du mois de mars 1950, la température augmentant, on note une diminution rapide de la tension des fils jusqu'à la fin du mois d'août 1950. Par la suite jusqu'à la fin de l'année 1950 la tension croît à nouveau (pendant la période d'hiver) sans atteindre évidemment les tensions initiales. L'allure du phénomène semble pouvoir être représentée d'une manière approximative par une succession de courbes correspondant à des périodes d'un an, dont la concavité est orientée vers les pertes de tension et dont les ordonnées maxima se disposent approximativement sur une courbe asymptotique à une droite parallèle à l'axe des temps. Les mesures devenant moins précises dans les dernières années, cette allure ondulée des diagrammes n'est plus apparente.

Les courbes précédentes (A à E –figure 4) donnent la tension moyenne dans les fils des câbles témoins, calculée à partir de l'effort total des câbles relevé aux cylindres dynamométriques: la perte de tension est de l'ordre de 8 à 10 Kg/mm^2. Ces courbes sont confirmées par la courbe F (figure 4) qui reproduit les variations de la tension des fils déterminée par la mesure de la fréquence propre de vibration sur base réduite. Les ordonnées de la courbe F correspondent à la moyenne, pour les quatre câbles, des mesures effectuées à une même date. Ces résultats sont évidemment moins précis du fait qu'ils correspondent seulement aux fils périphériques; ils sont cependant en bonne concordance avec ceux du diagramme E (moyenne des efforts des quatre dynamomètres).

Les principales conclusions tirées de cette auscultation périodique qui dure depuis plus de six années sont les suivantes:

— la comparaison des diagrammes de la variation de l'effort des câbles témoins et du raccourcissement du pont montre que la perte de tension dans les câbles est surtout à attribuer au raccourcissement de l'ouvrage dû au retrait du béton et à son fluage sous l'effet de la précontrainte;
— Les mesures permettent seulement de déterminer les variations globales de tension et des déformations sans qu'il soit possible d'établir une discrimination entre les effets des différentes causes;
— la plus grande partie du fluage de l'acier semble se produire peu de temps aprè la mise en traction; le fluage de l'acier conduit à une faible relaxation, de l'ordre de 1,5 Kg/mm^2;
— après six ans la perte de tension totale est de l'ordre de 8 à 10 Kg/mm^2 soit environ 12 % de la tension moyenne de précontrainte. La perte de tension n'a pas encore atteint son maximum, mais il semble qu'elle ne doive plus croître que très lentement;
— les flèches des deux travées se sont accentuées d'année en année. Les câbles effectifs étant solidaires du béton, cette déformation verticale n'est pas dangereuse pour autant qu'elle ne prenne pas des valeurs excessives;
— l'incertitude qui règne au sujet de la valeur de la tension appliquée aux fils lors de l'application de la précontrainte malgré le soin apporté à cette opération est plus à craindre que l'effet des causes possibles de relaxation. Il est indispensable de mesurer d'une

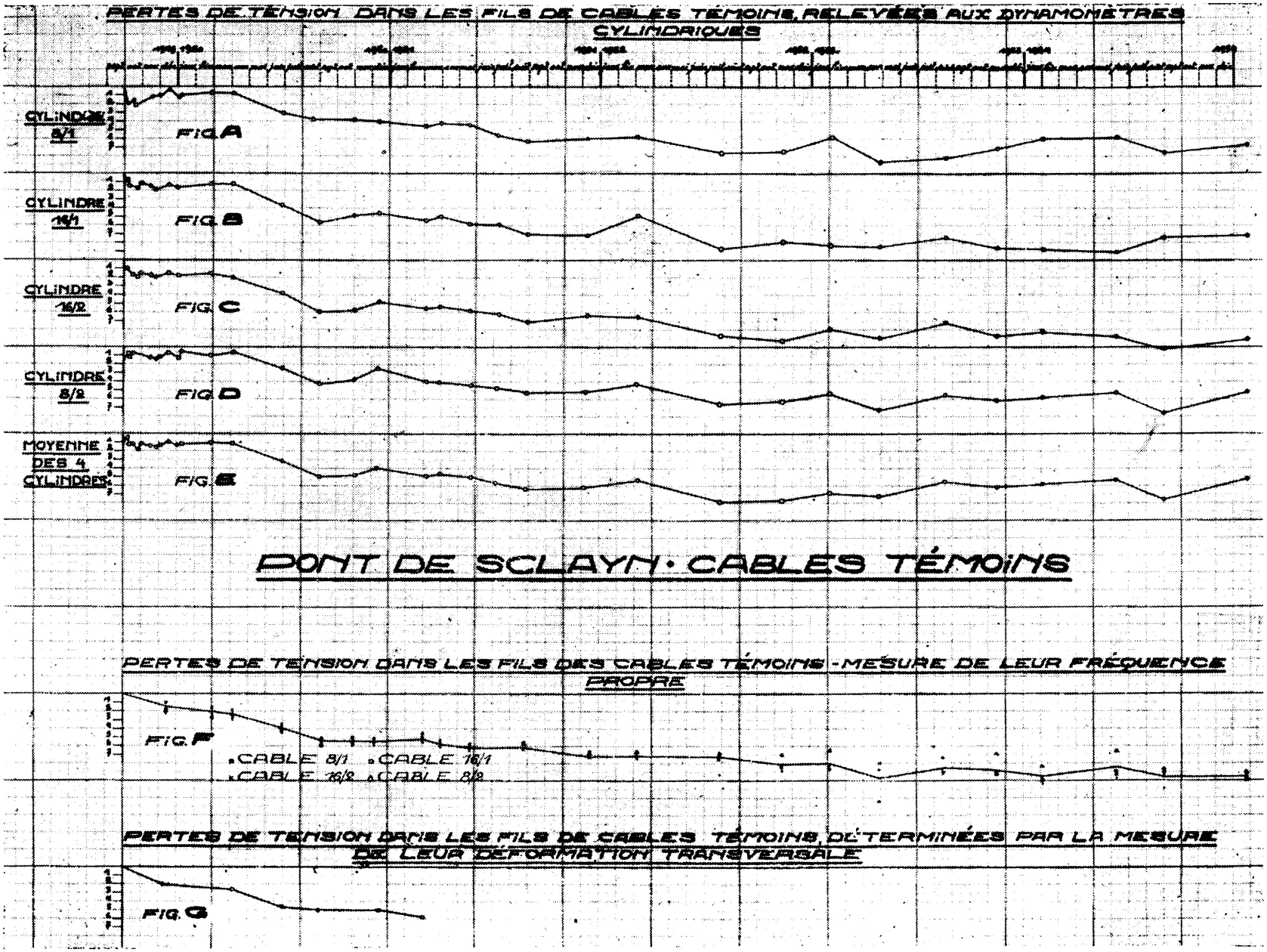

PERTES DE TENSION DANS LES FILS DE CABLES TÉMOINS, RELEVÉES AUX DYNAMOMÈTRES CYLINDRIQUES
CYLINDRE 8/1
FIG. A
CYLINDRE 16/1
FIG. B
CYLINDRE 16/2
FIG. C
CYLINDRE 8/2
FIG. D
MOYENNE DES 4 CYLINDRES
FIG. E
PONT DE SCLAYN · CABLES TÉMOINS
PERTES DE TENSION DANS LES FILS DES CABLES TÉMOINS - MESURE DE LEUR FRÉQUENCE PROPRE
FIG. F
• CABLE 8/1 ◦ CABLE 16/1
× CABLE 16/2 △ CABLE 8/2
PERTES DE TENSION DANS LES FILS DE CABLES TÉMOINS, DÉTERMINÉES PAR LA MESURE DE LEUR DÉFORMATION TRANSVERSALE
FIG. G

FIG. 4

manière précise *l'effort réellement* appliqué aux fils et de relever simultanément l'allongement correspondant, cette manière de procéder s'impose particulièrement dans les ouvrages en caisson dans lesquels les fils d'armature sont relativement plus libres que dans les poutres massives contenant des gaines.

RÉSUMÉ

Il est rendu compte de l'étude, pendant 6 ans, du comportement d'un pont en béton précontraint en poutre en caisson continue de 127 mètres de longueur. La variation de l'effort de précontrainte a été déterminée suivant plusieurs méthodes de mesure; la perte de tension, dont l'analyse des causes est envisagée, est de l'ordre de 8 à 10 Kg/mm² soit 12 % environ de la tension initiale.

SUMMARY

The authors describe the observation, carried out for 6 years, of the behaviour of a prestressed concrete bridge with a continuous, 127 m long, box beam. The variation of the prestress was measured by different methods; loss of prestress, the cause of which is discussed, is approximately 8 to 10 Kg/mm², about 12 % of the original prestress.

ZUSAMMENFASSUNG

Während 6 Jahren wurde das Verhalten einer vorgespannten, durchlaufenden Brücke von 127 Metern Länge untersucht. Die Aenderung der Vorspannkraft wurde nach verschiedenen Messverfahren bestimmt; der Vorspannverlust betrug 8 bis 10 Kg/mm² was ca. 12 % der Initialvorspannung entspricht.

RESUMO

Os autores descrevem o estudo, efectuado durante 6 anos, de uma ponte de betão preesforçado com viga contínua em caixão de 127 m de comprimento. A variação da tensão foi determinada por vários métodos; a perda de tensão, cujas causas são discutidas, é da ordem de 8 a 10 Kg/mm², ou seja cerca de 12 % da tensão inicial.

VI b 1

Neuere vorgefertigte und vorgespante Betonkonstruktionen in Ungarn

Novas estruturas prefabricadas e preesforçadas na Hungria

Nouveaux ouvrages préfabriqués et précontraints en Hongrie

New prefabricated and prestressed structures in Hungary

PÁL VAJDA
Budapest

In der Anwendung der vorgefertigten und vorgespannten Konstruktionen ist in Ungarn in den letzten Jahren ein Fortschritt zu verzeichnen, besonders bei den Decken und Wandkonstruktionen von Wohngebäuden, sowie bei den Hauptträgern von Hallenbauten. Von diesen sollen einige ausgeführte oder versuchsweise erprobte Konstruktionen — die durch den Verfasser und seine Mitarbeiter ausgearbeitet wurden — im Folgenden bekanntgegeben werden.

Vorgespannte Stahlbetonrippendecke

Die Decke besteht aus folgenden Teilen (Bild 1). Die Hauptrippen sind vorgespannte Balken mit I-Querschnitt, aus Beton B 500, mit gewellter und vorgespannter Bewehrung aus St 150, ø 5 mm. Die schief abgeschnittene poröse und unbewehrte Ziegelplatte schliesst sich mittels Zementausgusses zu der unteren Gurtplatte des Balkens. Zur Sicherung der Zusammenarbeit der Hauptrippen dienen die monolithisch ausgebildeten Stahlbetonquerträger. Die Konstruktionshöhe der Decke ist 30 cm mit einem Gesamtgewicht von 350 kg/m². Das Tragvermögen der Ziegelplatte betrug nach den durchgeführten Probebelastungen über 3000 kg/cm², somit kann die Decke durch leichte Wände überall belastet werden. Das Gewicht der Balken ist 25 kg/lfm und ihr Versetzen kann mit mässiger Mechanisierung durchgeführt werden. Der Bau der Decke erfordert weder ein Gerüst, noch irgendwelche Schalung. Der Materialbedarf ist bei einer Spannweite von 5,0 m: Beton 3 cm/m², Stahl 2 kg/m². Das sichert eine bedeutende Ersparnis bezüglich Material, Arbeitsaufwand und Kosten.

Stahlbeton-Deckenpanele

Bei vollmechanisierten Wohnhausbauten ermöglicht die Verwendung von Deckenpanelen mit grösseren Ausmassen die Verminderung der Baustellenarbeit. Der auf Bild 2 und 3 gezeigte Versuchs-Deckenpanel besteht aus Hauptrippen mit Viereckquerschnitt, aus 2 Randrippen und aus einem Querträger, unten mit 6 cm starken, bewehrten Schlackenbetonplatten. Die Rippen sind aus Beton B 300 mit Bewehrung St 75

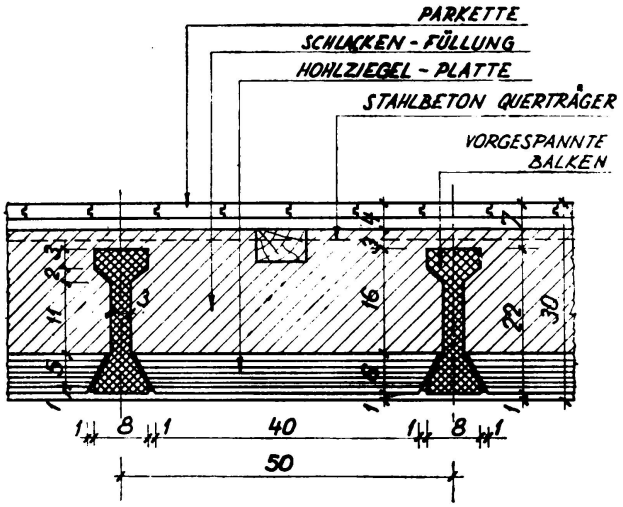


BILD 1. Vorgespannte Stahlbetonrippendecke

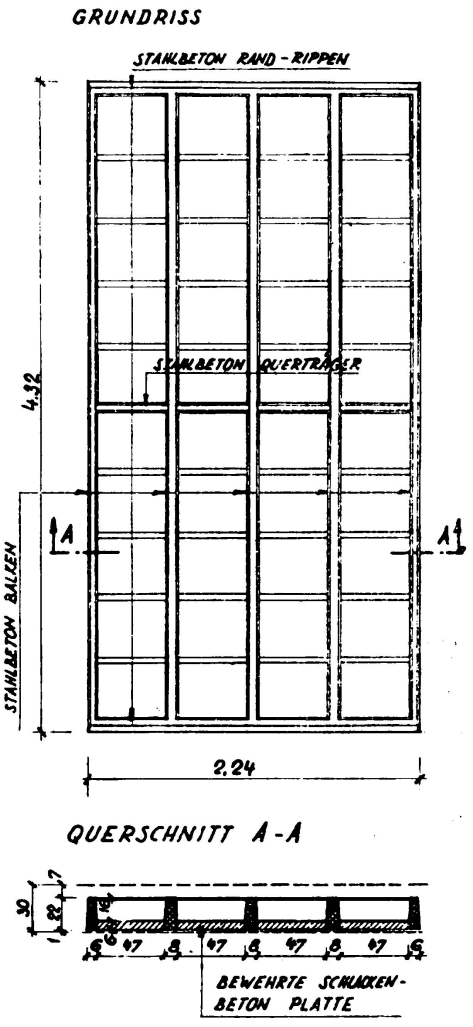


BILD 2. Stahlbeton Deckenpanel

hergestellt. Das Gewicht eines Panels ist rund 1,5 Tonne und der Transport kann mit Lastkraftwagen, das Versetzen mit einem Turmdrehkran durchgeführt werden.

Wohngebäude mit Wandplatten aus Schlackenbeton

Das Bild 4 zeigt den Grundriss und Querschnitt einer Wohnung in einem dreistöckigen Wohngebäude. Sowohl die Quer-, wie auch die Längswände sind aus stockwerkshohen, vorgefertigten, unbewehrten,

vollen Wandplatten aus Schlackenbeton hergestellt. Die Deckenpanele sind dieselben, wie die im vorigen Abschnitt beschriebene. Der Zuschlagstoff des Schlackenbetons ist gesiebte, rote Schlacke, als Bindemittel

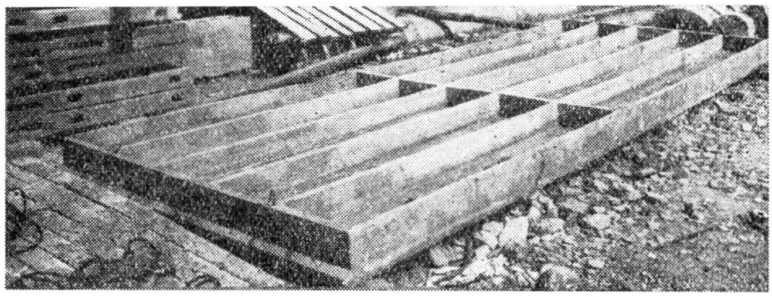


BILD 3. Versuchsstück eines Deckenpanels

wird pro m³ 90 kg Kalkhydrat und 120 kg Portlandzement verwendet. Das Raumgewicht des Schlackenbetons ist 1600 kg/m³, seine Würfelfestigkeit 100 kg/cm². Die Tragfähigkeit der 3 m hohen Wandplatten bei zentrischer Belastung entspricht — wie es Laboratoriums-Versuche beweisen — einer Wandfestigkeit von 80 kg/cm². Nach den durchgeführten Rechnungen ist die Wandplatte auch in den untersten Etagen eines 8 stöckigen Gebäudes als Tragwand anwendbar.

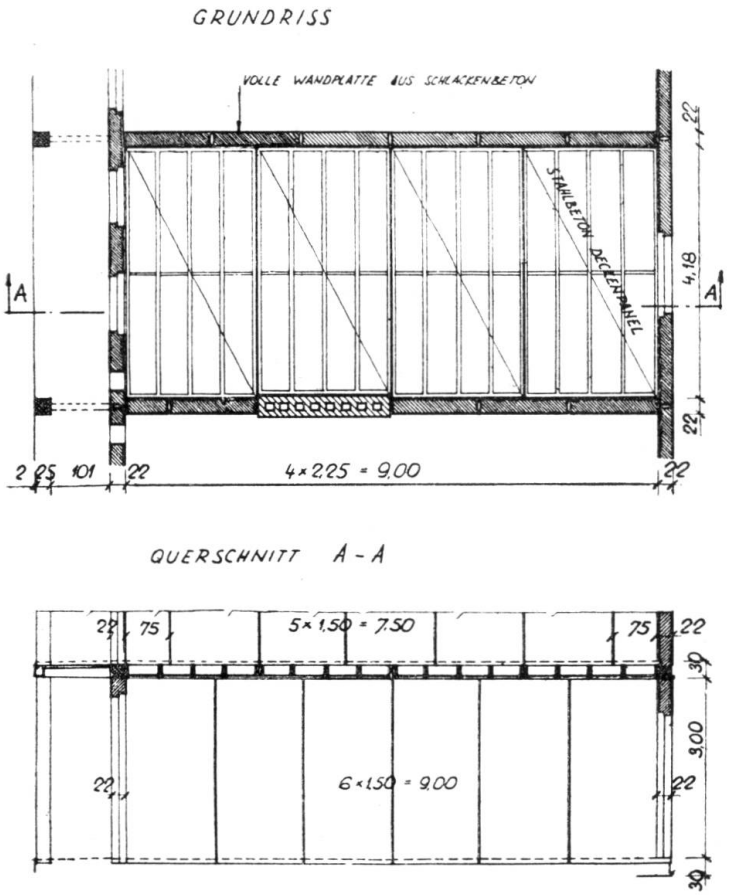


BILD 4. Wohngebäude mit Wandplatten aus Schlackenbeton

Wohngebäude mit Wandpanelen

Bei einem anderen Wohngebäude mit ähnlichem Grundriss, sind vorgefertigte Wandpanelen mit Stahlbetonrippen angewendet worden (Bild 5). Der Zwischenraum der Stahlbeton Rand- und Querrippen ist mit einem Leichtbeton — (Schaumsilikat) — Füllkörper von 700 kg/m³ Raumgewicht ausgefüllt. Die Montage erfolgte mit Turmdrehkran. Das genaue Einstellen der Wandpanelen wurde mit Stahlrohren, die mit Schraubenmuttern ausgestattet sind, durchgeführt (Bild 6).

Zweischiffige Halle mit vorgefertigten Rahmen

Auf dem Bild 7 ist der Querschnitt der zweischiffigen Halle eines Aluminium-Betriebes ersichtlich. Die Hauptträger sind unten eingespannte zweifeldrige Rahmen mit 20 m Spannweite, mit Vierendeel-Säulen und mit I-Querschnitt Riegel. Der Rahmen wird liegend in zwei Teilen

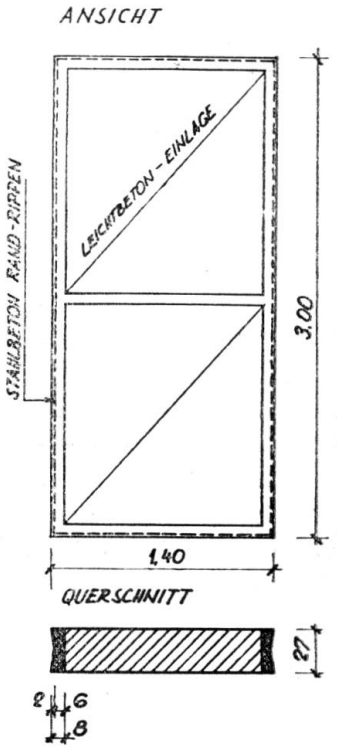


BILD 5. Wandpanel mit Stahlbetonrippen

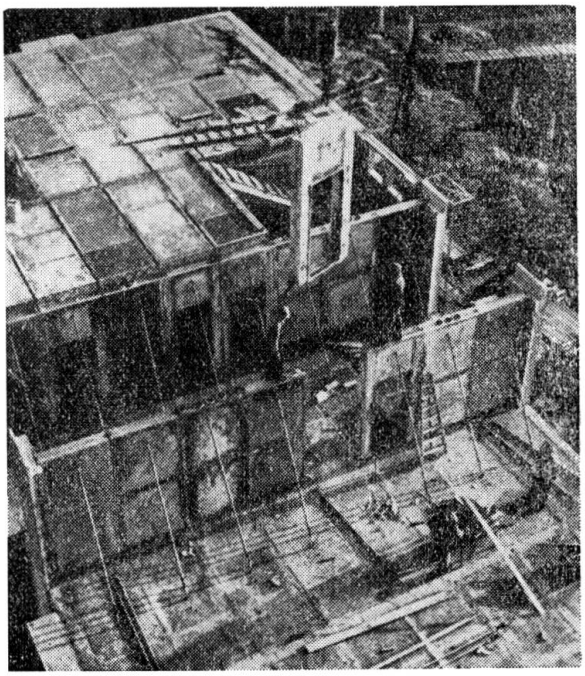


BILD 6. Montage von Panele

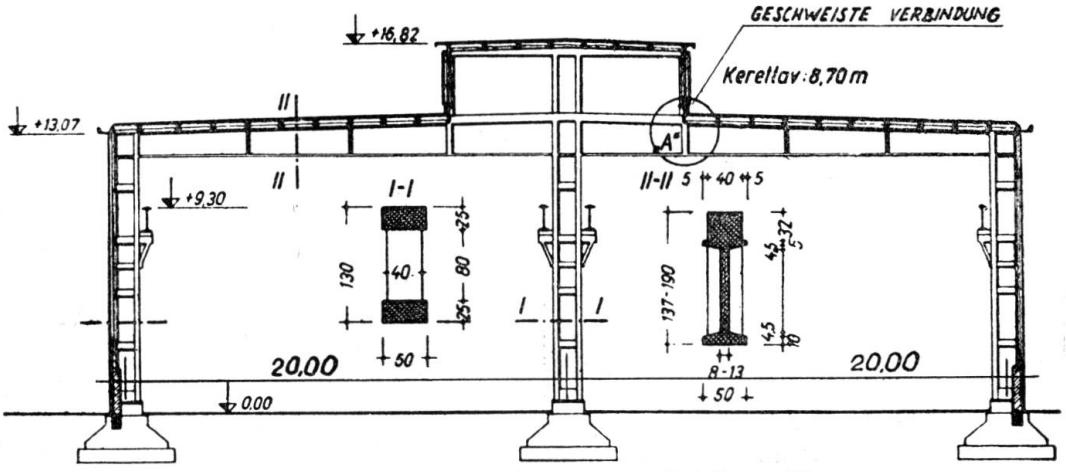


BILD 7. Querschnitt einer zweischiffigen Halle

vorgefertigt und zwar ein zweistieliger Rahmen mit einseitiger Konsole und ein L förmiges Element. Beide Teile sind im minimalen Momenten-Punkt verbunden. An dem Bild 8 ist das Heben des 40 ton. schweren

zweistieligen Rahmenteiles durch einen Spezial-Hebekran zu sehen. Um Überanstrengungen des Riegels beim Heben vorzubeugen, wurde er an 5 Stellen aufgehängt. Das Vorfertigen der Rahmen mit Vierendeel-Säulen ist einfacher, der Materialbedarf geringer und die ästhetische Wirkung günstiger, als bei Säulen mit I Profil. Die Herstellung des zweifeldrigen Rahmens in zwei Teilen bedarf bei den Rahmenbalken nur einer Verbindung.

BILD 8. Montage des zweistieligen Rahmens

Einschiffige Halle mit vorgefertigten Bogenträgern

Das Bild 9 führt uns den Querschnitt einer einschiffigen Halle einer Lokomotiv-Werkstatt vor. Die Bestandteile der in einem Abstande von 8 m verlegten Binder sind vorgefertigte, unten eingespannte Säulen mit I-Profil und der Zweigelenk-Bogen mit Zugband aus Spannbeton. Die 34 m langen Bogenträger werden in waagrechter Lage in einem Stück mit dem Zugband vorgefertigt. Die Bogen haben einen ⊥ Querschnitt, an deren unteren Flanschen die vorgefertigten Dachpanelen aufliegen. Das Aufrichten und Aufheben der Bogenträger von 25 t Gewicht geschieht durch zwei Stahl-Hebeböcke, mit Zweipunktfassung.

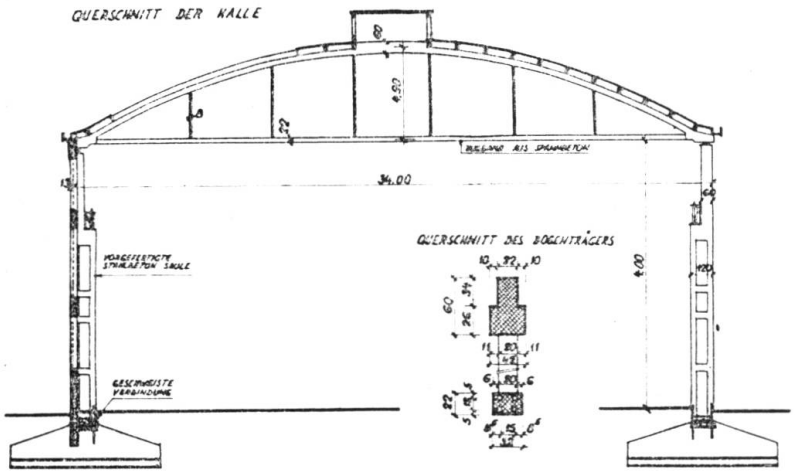


BILD 9.

Querschnitt einer einschiffigen Halle

Im Zugband von viereckigem Querschnitt sind vier Spannkabel untergebracht mit je 18 Stück Stahldrähte von ϕ 5 mm. Die Vorteile der geplanten Hauptträger sind die folgenden: das gespannte Zugband

sichert dessen vollkommene Rissfreiheit und minimalste Dehnung. Das Vorfertigen des Bogenträgers in einem Stücke ist günstiger als diejenige Lösung, bei der 2 Halbbögen mit drei Gelenken und Zugbänd ausgestaltet werden, weil weder ein provisorisches Gerüst, noch nachträgliche Verbindungen benötigt werden. Der Materialbedarf des Bogenträgers ist günstig: Beton 3,5 cm, Stahl 7,5 kg/m².

ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser und seine Mitarbeiter haben zum Zwecke einer entsprechenden Ausgestaltung der Decken- und Wandkonstruktionen und Hallen--Binder eingehende Studien angestellt. — Auf Grund der durchgeführten Vergleichsberechnungen, Laboratoriumsversuchen und Bauerfahrungen haben sich folgende Konstruktionen als die wirtschaftlichsten erwiesen:

a) Für Wohnungstrenndecken: Stahlbetonrippendecken mit in 50 cm Entfernung verlegten vorgespannten I Profilbalken mit unbewehrten Hohlziegelplatten und Stahlbetonquerträgern aus Ortsbeton.

b) Für Tragwände von Wohnhäusern: vorgefertigte, stockwerkshohe, volle Wandplatten aus B 100 Schlackenbeton.

c) Für Hauptträger von Hallenbauten mit einer Spannweite von 15-20 m: liegend vorgefertigte Stahlbetonrahmen mit I-Riegeln und Vierendeel-Stielen.

d) Für Hauptträger von Hallenbauten mit einer Spannweite von 25-35 m: liegend vorgefertigte Stahlbeton-Bogenträger mit Zugband aus Spannbeton.

RESUMO

O autor e os seus colaboradores apresentam um estudo pormenorizado do desenvolvimento conjunto da construção de lages e paredes, bem como de vigas de grande vão. Baseando-se nos cálculos comparativos, nos ensaios de laboratório e nos resultados práticos obtidos, propõem as seguintes estruturas como sendo as mais económicas:

a) Para divisórias de casas de habitação: lages nervuradas de betão armado com vigas preesforçadas em I afastadas de 50 cm, placas de enchimento ôcas não armadas e nervuras tranversais de betão armado vasado no local.

b) Para vigas-paredes de casas de habitação: pilares prefabricados e placas de enchimento maciças de betão de jorra B 100.

c) Para o vigamento principal de edifícios com vãos de 15 a 20 m: pórticos de betão prefabricados com perfis I e tirantes Vierendeel.

d) Para o vigamento principal de edifícios com vãos de 25 a 35 m: vigas em arco de betão armado, prefabricadas com tirantes de betão preesforçado.

RÉSUMÉ

L'auteur et ses collaborateurs présentent une étude détaillée du développement d'ensemble de la construction de dalles et de parois ainsi que de poutres de halles. En se fondant sur les calculs comparatifs, les essais en laboratoire et les résultats pratiques obtenus, ils proposent les ouvrages suivants comme étant les plus économiques:

a) Pour les cloisons de maisons d'habitation: dalles nervurées en béton armé avec poutres I en béton précontraint, espacées de 50 cm, dalles de remplissage creuses, non-armées, et poutres transversales en béton armé coulé sur place.

b) Pour les parois portantes de maisons d'habitation: piliers préfabriquée et dalles de remplissage massives en béton de cendre B 100.

c) Pour les poutres principales de halles de 15 à 20 m de portée: portiques en béton, préfabriqués, à section en I et tirants Vierendeel.

d) Pour les poutres principales de halles de 25 à 35 m de portée: poutres en arc en béton armé, préfabriquées, avec tirants en béton précontraint.

SUMMARY

The author and his collaborators report a detailed survey of the joint development of slab and wall contruction as well as hall-beams. Based upon the comparative analysis, laboratory research and practical results, they propose the following elements as being the most economical:

a) For slabs in buildings: reinforced concrete ribbed slabs incorporating I shaped prestressed beams 50 cm apart, hollow, non-reinforced filling-slabs and transverse, reinforced concrete, site-poured beams.

b) For loadbearing walls in buildings: prefabricated columns and solid, B 100 slag-concrete, filling slabs.

c) For 15 to 20 m. span hall main beams: prefabricated concrete portals, with I shaped beams and Vierendeel tie rods.

d) For 25 to 35 m. span hall main beams: prefabricated reinforced concrete arched beams with prestressed concrete tie rods.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI b 2

Dywidag-Spannbeton und freier Vorbau Weiterentwicklung und Erfahrungen

Betão preesforçado e montagens por andaimes móveis sistema Dywidag – Progressos e experiência

Béton précontraint et montages par echaffaudages mobiles système Dywidag – Progrès et expérience

Dywidag prestressed concrete and mobile scaffolding erection system – Progress and experience

ULRICH FINSTERWALDER
München

Mit meinen Ausführungen schliesse ich an meine Vorträge über «Die Anwendung von hochwertigem Stahl im Eisenbeton» auf dem 2. Kongress der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau 1936 in Berlin und über «Spannbeton und Freivorbau mit Stahl 90» auf dem 4. Kongress der I. V. B. H. 1952 in Cambridge an. Die in diesen Vorträgen entwickelten Gedanken haben zu dem bekannten DYWIDAG-Spannbeton geführt, über dessen weitere Entwicklung im allgemeinen und im Hinblick auf den Freivorbau bei Brücken im besonderen berichtet wird.

Das vom Hüttenwerk Rheinhausen entwickelte naturharte Stahlmaterial mit der Bezeichnung «Stahl 90» mit einheitlichem Stabdurchmesser von 26 mm und aufgerollten Gewindeenden hat sich ausgezeichnet bewährt. Durch besondere Sorgfalt bei der Herstellung des Materials konnte die Mindestfestigkeit auf 10 500 kg/cm² gebracht werden. Die Streckgrenze wurde durch ein verhältnismässig geringes Recken von 12 ‰ auf 8000 kg/cm² erhöht. Die Streckgrenze wurde so eingestellt, dass die in den deutschen Normen DIN 4227 festgelegte Ausnützbarkeit des Stahls mit 55 % der Bruchgrenze (σ_B) bezw. 75% der Streckgrenze (σ_B) etwa den gleichen Wert ergibt. Die nach der vorgenannten Reckung verbleibende Verformbarkeit des Stahls hat sich in der Praxis als völlig ausreichend erwiesen. Sprödbrüche sind niemals aufgetreten.

Abb. 1 zeigt am Proportionalstab und an einem 19 m langen Stab die Spannungsdehnungslinie von St 60/90 und St 80/105 bis zum Bruch. Die Spannungsdehnungslinie am langen Stab schaltet den Einfluss der Dehnung infolge der Einchnürung aus, so dass die auf die ganze Länge gleichmässige Dehnung verbleibt.

Für die Verankerung wurde das Prinzip der Betonmutter neu entwickelt. An Stelle der bisher verwendeten Bundmutter mit Ankerplatte tritt ein kleiner mit Gewinde versehener Sperrkörper mit einer 14 cm im

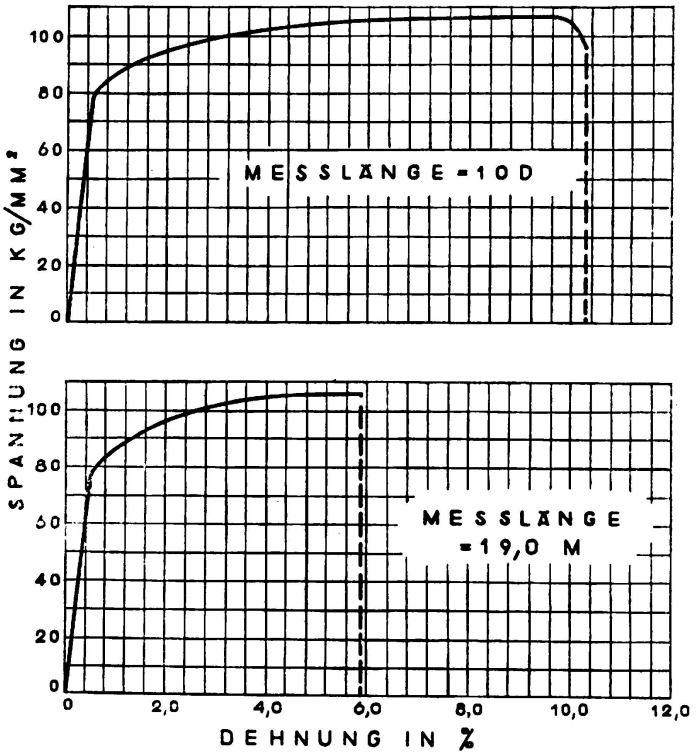


ABB. 1. Spannungsdehnungslinie des angelassenen Stahls am Proportionalstab und am 19,00 m langen Stab

Durchmesser messenden Wendelbewehrung. Der Sperrkörper hat die Form eines auf 60 mm Durchmesser vergrösserten Gewindezahns. Durch die auf ihn kegelförmig wirkende Druckkraft werden die Gewindegänge

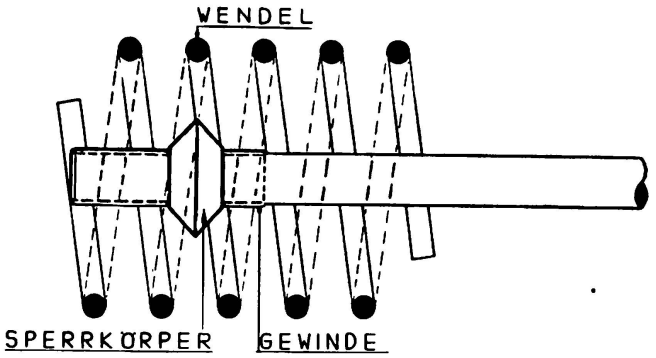


ABB. 2. Betonmutter B

gleichmässig auf diejenigen des Stabs gedrückt. Im Gegensatz zu einer Mutter muss der Sperrkörper keine Ringkräfte aufnehmen. Er kann deshalb einen Längsschnitt erhalten, der die Montage beträchtlich erleichert (Abb. 2).

Bei der Belastung wird der Beton rund um den Sperrkörper in radialer und tangentialer, also in zwei rechtwinklig zueinander stehenden

Richtungen auf Druck beansprucht. Erfahrungsgemäss ist die Festigkeit des Betons unter einer solchen Beanspruchung besonders hoch. Sie erreicht ein Vielfaches der Würfelfestigkeit, so dass ein solcher Sperrkörper viel kleiner als eine Verankerungsplatte ausgebildet werden kann. Die Wendelbewehrung kann die vom Sperrkörper ausstrahlenden Druck-

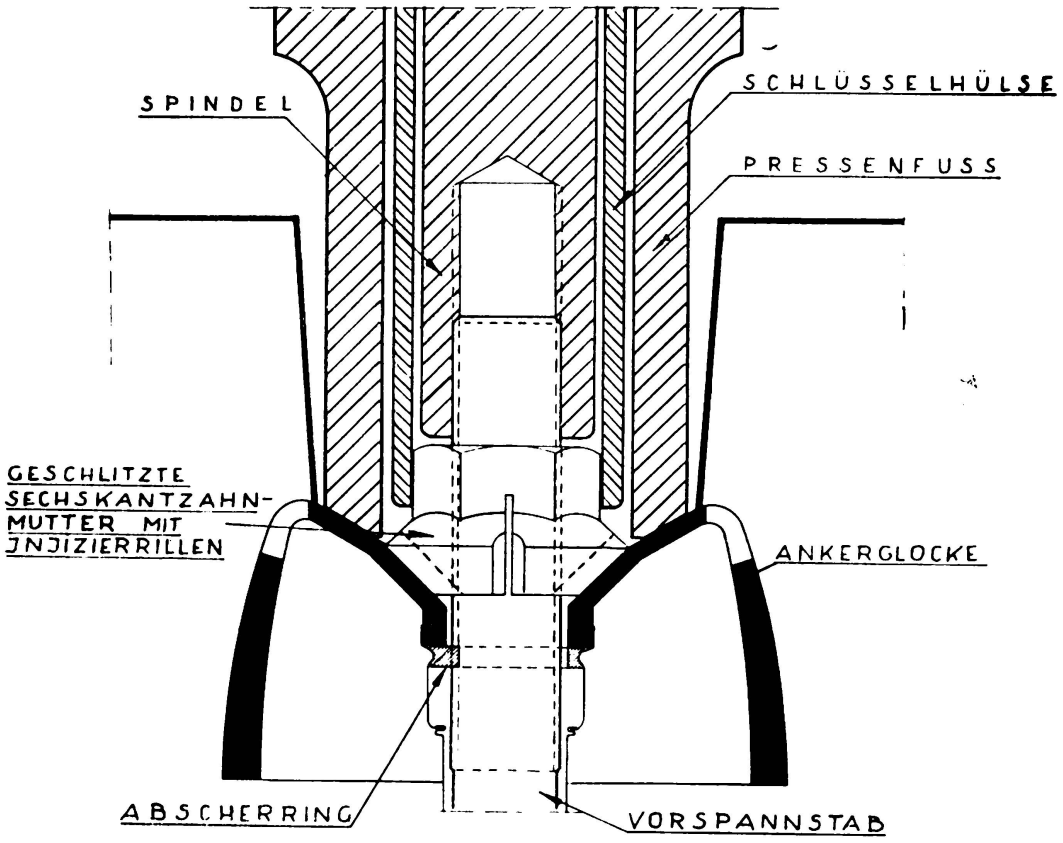


ABB. 3. Betonmutter A (Teller)

kräfte parallel zur Stabachse umlenken. An Stelle der Wendelbewehrung kann auch ein entsprechend geformter tellerförmiger Stahlkörper verwendet werden (Abb. 3).

Diese Verankerung hat im Dauerschwingversuch bei einer unter Spannung σ_u von 55 % der Bruchgrenze die gegenüber einer Mutterverankerung um 40 % erhöhte Schwingungsfestigkeit von 1100 kg/cm² erreicht. Die günstige Einführung der Ankerkraftbewirkt, dass der Beton bis zum Erreichen der Streckgrenze des Spannstabes keine Risse zeigt, so dass die bei Ankerplatten notwendige Querbewehrung entfällt.

Die Spannpresse kann in eine 11 cm breite runde Aussparung im Beton eingeführt und auf die verlängerte Kegelfläche des Sperrkörpers angesetzt werden.

Durch diese Entwicklungen ist die Wirtschaftlichkeit des DYWIDAG-Spannbetons ganz erheblich verbessert worden.

Um eine Kontrolle der in der DIN 4227 niedergelegten Annahmen für die Berechnung zu erhalten, wurde das Schwinden und Kriechen des Betons an einer grösseren Anzahl von Bauwerken beobachtet, worüber

ich in einem Aufsatz in der Zeitschrift «Beton- und Stahlbetonbau» 1955/1 eingehend berichtet habe. Als Messeinrichtung hat sich das Einlegen eines mit einer Zeigervorrichtung versehenen spannungslosen Stabes im Beton bewährt. Die in den deutschen Spannbetonvorschriften DIN 4227 angegebenen Werte für das Schwinden und Kriechen sind in dem bis zu 4 Jahren betragenden Beobachtungszeitraum zu 70-100 % erreicht worden. In Abb. 4 sind die Werte der Gänstorbrücke in Ulm a. d. Donau angegeben. Nach 4 Jahren ist ein Stillstand der plastischen Verkürzung erreicht worden. Sie beträgt bei 96 m Messlänge 26 mm und entspricht

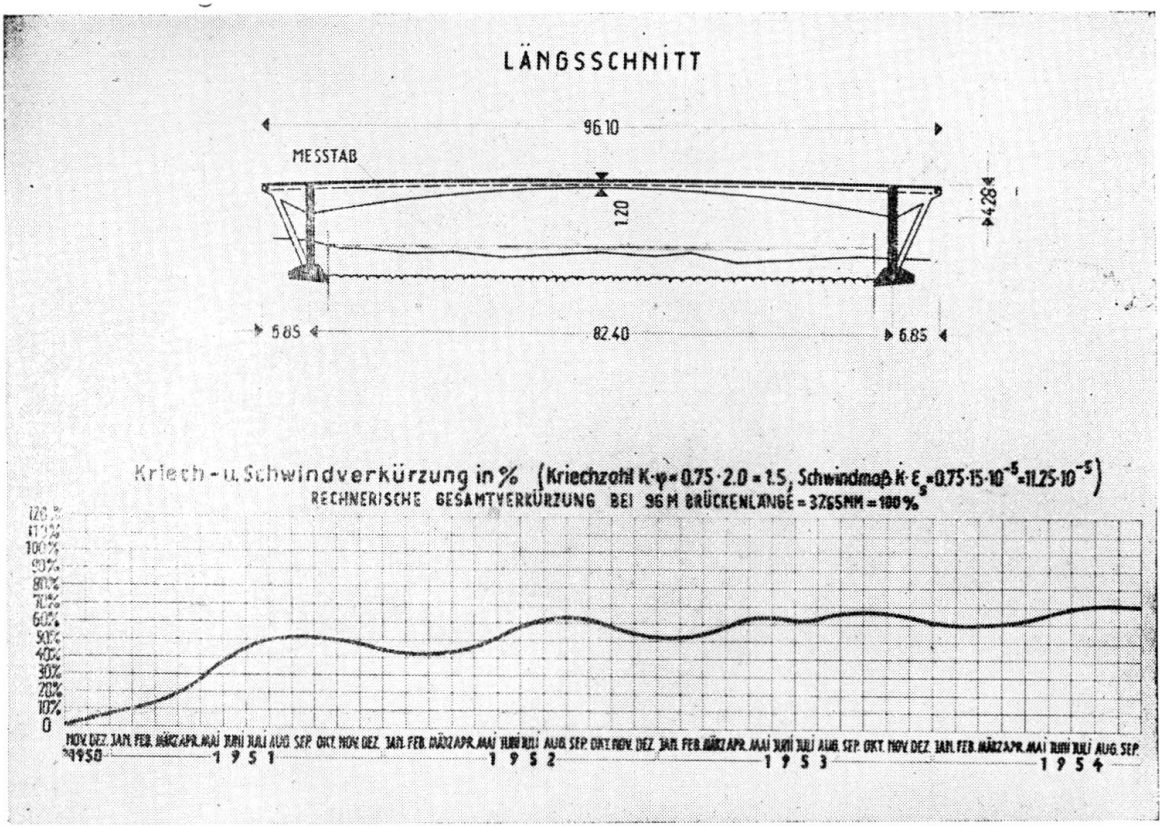


ABB. 4. Gänstorbrücke Ulm — Kriechen und Schwinden

einem Schwindmass von 8° sowie einem Kriechmass von 105 % der elastischen Verkürzung. Da die Resultate der Messungen im allgemeinen sehr gleichmässig sind, ist der Schluss erlaubt, dass bei diesen Bauten eine gleichmässig hohe Betonqualität erreicht wurde. Bei weniger guter Betonqualität dürften die Werte der DIN 4227 keinesfalls zu hoch sein.

Gerechnete und gemessene Formänderungen der Bauwerke haben sowohl während des Baues als auch im Lauf der Jahre eine sehr befriedigende Übereinstimmung gezeigt.

Um die Reserven festzustellen, die in einer Spannbetonkonstruktion enthalten sind, wurde in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart eine 3 m lange und 20 cm dicke mit 50 kg/cm² vorgespannte Platte Betongüte B 450 unter verschiedenen Laststufen dynamisch fortschreitend bis zum Bruch beansprucht. Im Bereich der beschränkten Vorspannung traten Haarrisse

von 0,04 mm Breite auf, die nach Entlastung nicht mehr feststellbar waren. Bei rechnerischen Zugspannungen von 94 kg/cm² arbeitete die Platte bei 5,5 Millionen Lastwechseln voll elastisch, was auf einen einwandfreien Verbund schliessen lässt. Eine Lockerung des Verbunds trat erst bei Haftspannungen von 19 kg/cm² ein. Die in normalen Bauwerken auftretenden Haftspannungen liegen dagegen in der Grössenordnung von nur 3 kg/cm². Die Betondruckzone blieb in Ordnung, bis bei einer rechnungsmässigen Kantenpressung die Dauerfestigkeit mit 330 kg/cm² erreicht wurde. Die Belastung betrug hierbei das 2,6-fache der rechnungsmässig zulässigen. Diese Versuche haben gezeigt, dass der eingepresste Zementleim einen einwandfreien Verbund zwischen Stahl und Beton herstellt, der für die Sicherheit von grosser Wichtigkeit ist.

Die Erfahrung hat gezeigt, dass das Anpressen der Umhüllungsrohre mit Zementleim besondere Sorgfalt erfordert. In einzelnen seltenen Fällen

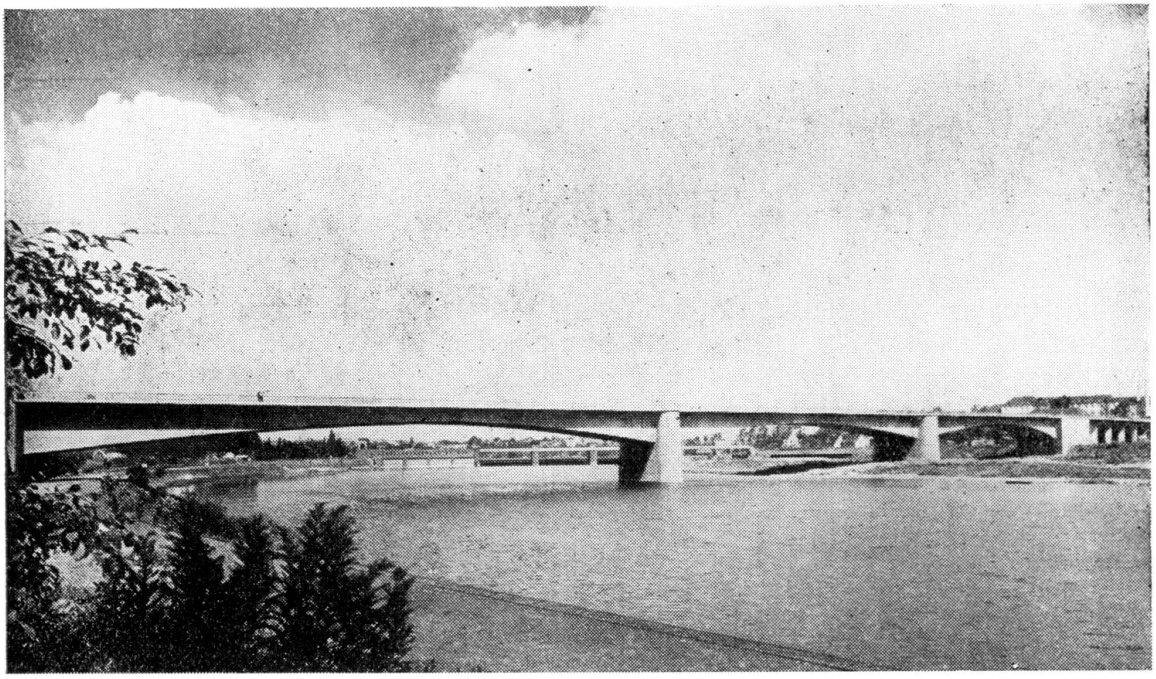


Abb. 5. Fertigbild der Brücke Koblenz

ist nach der Wasserspülung die Injizierung mit Zementleim unterblieben. Durch Eisbildung ergaben sich dann Risse von 0,2 mm Breite, die durch nachträgliches Injizieren repariert wurden.

Die während des letzten Kongresses im Bau befindliche Rheinbrücke in Worms ist im gleichen Jahre fertiggestellt worden. Eine noch grössere Brücke über die Mosel in Koblenz mit Spannweiten von 101 – 114 – 123 m wurde in den Jahren 1952-1953 erbaut. Auch diese Brücke kragt, wie die Wormser Brücke, aus den Pfeilern bezw. den Widerlagern frei aus. Die Länge des grössten Kragarmes beträgt 65,00 m. Dieser wurde in 21 Abschnitten von je 3 m Länge in 11 Wochen vorgebaut. Die Zeit für das Herstellen eines 3 m langen Bauabschnittes betrug einschliesslich der

Erhärtungszeit des Betons nur 3 Tage. Um die Eigenspannungen beim Anbetonieren des neuen Bauabschnitts an den bereits erhärteten in Grenzen zu halten, wurde die Temperatur des erhärtenden Betons durch Kühlung geregelt.

Die Kühlung wurde mit eisgekühltem Wasser vorgenommen, das in isolierten Blechbehältern von je 100 Litern Inhalt gespeichert war. In den Wänden eines 3 m langen Vorbauabschnitts wurden je 8 lotrechte Löcher von 30 mm ϕ ausgespart, die unten verschlossen waren und von je 4 Behältern bedient wurden. Das Kühlwasser wurde von oben durch

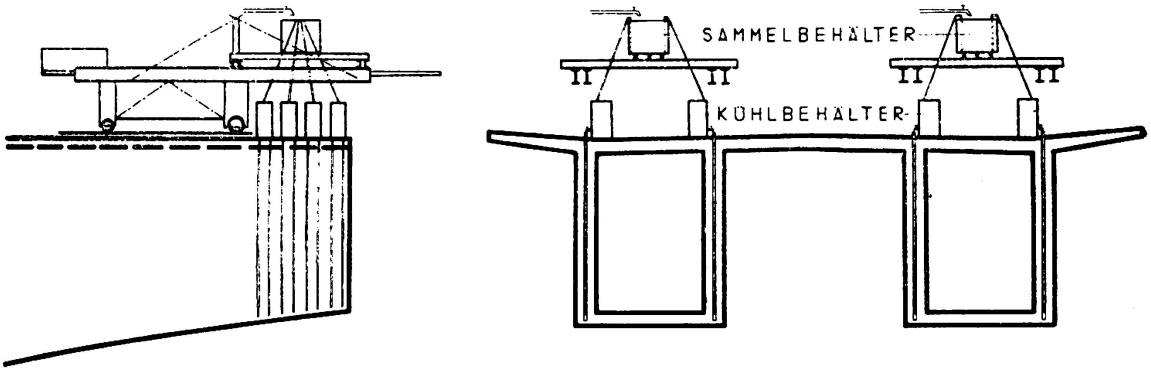


ABB. 6. Kühlen des Betons

Schläuche am unteren Ende des Lochs eingeführt und gelangte im Gegenstrom nach oben, wobei es sich um ca. 10° erwärmte. Die Kosten der Kühlung betragen DM 4, — pro m³ gekühlten Beton.

Diese Brücke ist ein Ersatz für die 1934 erbaute und im Krieg zerstörte Bogenbrücke, die zu ihrer Zeit die Bogenbrücke mit der grössten Kühnheitszahl war (¹). Obwohl Pfeiler und Widerlager dieser Brücke erhalten waren, war es billiger, die neue Spannbetonbrücke zu bauen, deren Konstruktionshöhe statt 12 m nur 7 m beträgt, deren Horizontalschub aufgehoben ist und deren Widerlager neu gebaut werden mussten. Bei einer Brücke über den Main bei Karlstadt wurde das Verfahren des freien Vorbaues weiter entwickelt. Die Brücke hat 4 Öffnungen zu 40 m. Die erste Öffnung wurde auf Gerüst gebaut. Anschliessend wurde die zweite Öffnung in Abschnitten von 3 m mit einem Hilfspylon einseitig vorgebaut. Die einzelnen Brückenabschnitte wurden mit Rundstäben aus St 90 über den Pylon nach rückwärts in den Träger verankert. Die beim Betonieren auftretenden Durchbiegungen wurden durch Verkürzen der Hängestäbe ausgeglichen. Der vorberechnete Bauvorgang konnte ohne jede Korrektur durchgeführt werden.

Der ursprüngliche Plan, der sich besonderer Umstände halber nicht durchführen liess, sah den abschnittsweisen Vorbau über 160 m von einem Ende der Brücke zum anderen vor.

Ein weiterer neuartiger Freivorbau konnte bei der im Jahre 1954 erbauten Ringbrücke in Ulm durchgeführt werden. Diese dreifeldrige

(¹) Vgl. Dischinger, «Die zweite feste Strassenbrücke über die Mosel bei Koblenz», erschienen in der Zeitschrift «Die Bautechnik» 1934, Heft 12 ff.

Strassenbrücke von 25 m Breite hat Spannweiten von 31, 72 und 38 m. Über den Mittelpfeilern sind Rahmenstiele aus Fachwerkdreiecken nach dem Muster der Gänstorbrücke in Ulm (2) ausgebildet. Die Brücke wurde — beginnend vom rechten Widerlager bis zur Flussmitte und anschliessend nach Herstellung des linken Feldes auf Gerüst vom linken Pfeiler bis zur Mitte— frei vorgebaut. Die beiden Kragarme wurden zusammen-

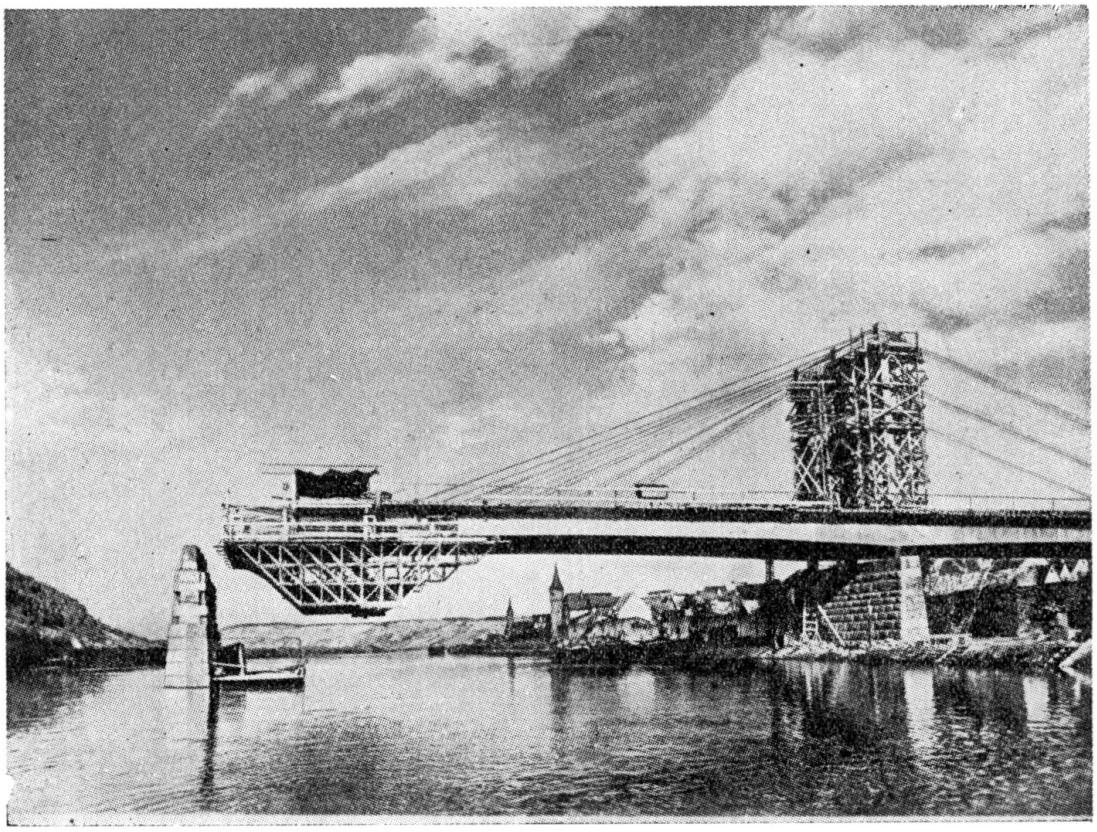


Abb. 7. Mainbrücke Karlstadt

betoniert, so dass im Endzustand ein gelenkloser Rahmen entstand, dessen Stiele im Bauzustand nur senkrechte Kräfte und unter dem Einfluss des Schwindens und Kriechens sowie bei Verkehrslast auch Horizontalschübe auf die Pfeiler abgeben. Die Brückenmitte konnte dadurch sehr schlank gehalten werden.

Im ersten Brückenfeld wurde jeder fertiggestellte 3 m lange Abschnitt mit dicken Holzpfosten unterstützt, die beim Vorbau der Mittelöffnung entfernt wurden. Mit dieser Methode wurde auch über den Pfeiler weggebaut. Die Rahmenstiele wurden erst nach dem Passieren des Vorbauwagens ausgeführt. Insgesamt wurden mit einer Vorbaueinrichtung 30 Abschnitte hintereinander hergestellt, wofür 133 Kalendertage

(2) Vgl. Finsterwalder-König, «Die Donaubrücke beim Gänstor in Ulm», erschienen in der Zeitschrift «Der Bauingenieur», 1951/10.

benötigt wurden. Erschwerend war die Schiefe der Brücke mit 70°. Die gesamte Bauzeit vom Beginn der Fundierung bis zur Inbetriebnahme der fertigen Brücke betrug nur 10 Monate.

Eine weitere bemerkenswerte, jedoch auf Gerüst hergestellte Brücke ist die Nord-Süd-Bahnbrücke am Horremer Tunnel bei Köln. Mit einer grössten Spannweite von 86,80 m und einer Belastung von 19,50 t/m übertrifft sie weit die bis dahin ausgeführten Eisenbahnbrücken aus Spannbeton. Die Hauptbrücke von 144 m Länge ist ein fünffach statisch unbestimmter dreifeldriger Rahmen mit Kastenquerschnitt. Durch genaue

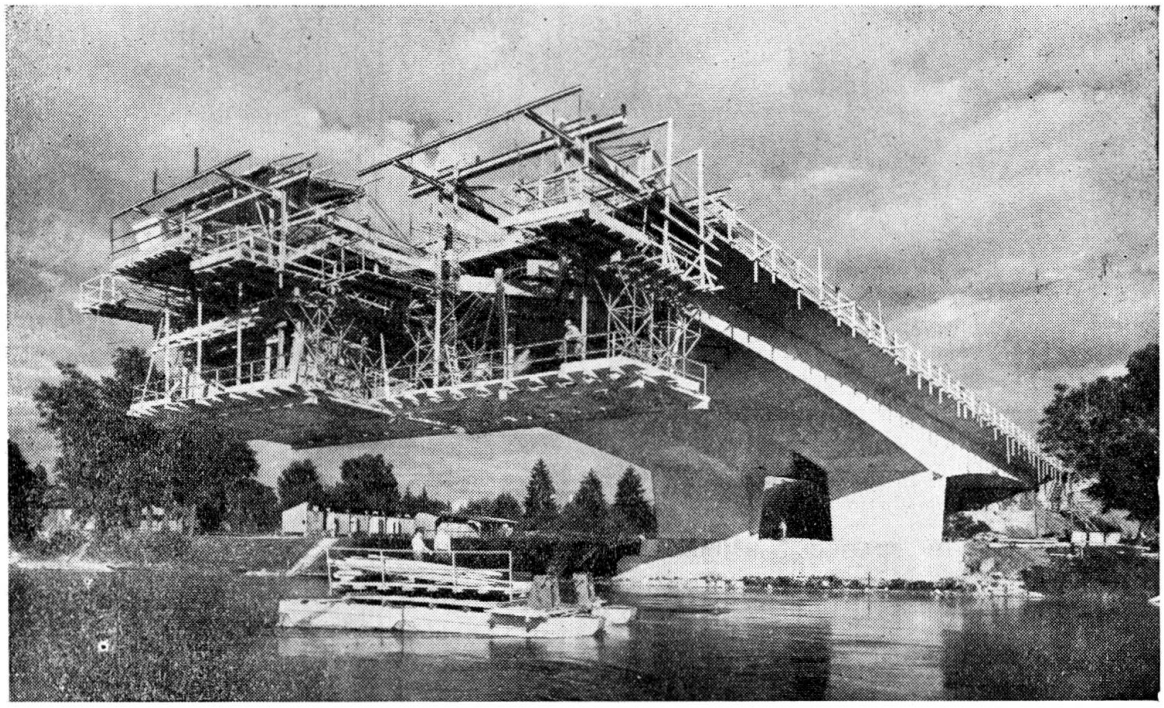


ABB. 8. Ringbrücke Ulm während des Vorbaues

Anpassung sämtlicher Querschnitte an die zulässigen Beanspruchungen konnten Gelenke vermieden werden.

Die Erfahrungen bei Konstruktion, Bau und Unterhaltung von Spannbetonbrücken geben zu folgenden Betrachtungen Anlass:

Die Wirtschaftlichkeit der beschriebenen weit gespannten Spannbetonkonstruktionen im Vergleich mit den für diese Aufgaben bisher allein üblichen Stahlkonstruktionen kann für deutsche Verhältnisse als erwiesen gelten. Ihre Sicherheit ist auf der Betonseite genau so hoch wie diejenige der ebenso hoch beanspruchten schlaff bewehrten Stahlbetonkonstruktionen. Bei der Herstellung im freien Vorbau liegen durch die häufige Wiederholung gleicher Arbeitsvorgänge günstige Arbeitsbedingungen vor. Aus diesem Grund konnten die Brücken in Worms und Koblenz mit einer Belegschaft von 80 % langjähriger Erwerbsloser gebaut werden, die durch die Wiederholung der gleichen Arbeit vollwertige Leistungen erzielten. Die Sicherheit des Bauvorgangs hat sich durch den

Wegfall der Gerüste und des Ausrüstungsvorgangs als besonders hoch, die Unfallgefahr als bemerkenswert gering erwiesen. Die Unterhaltungskosten der Spannbetonbauwerke sind gering, da die Haupttrageisen durch den Vorgang des Injizierens gegen Rosten zuverlässig geschützt sind.

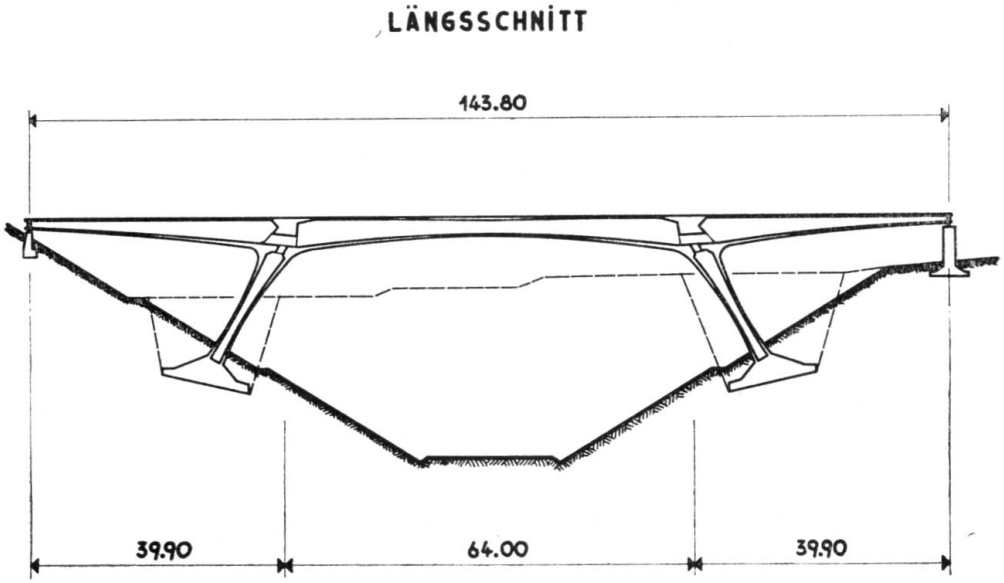


ABB. 9. Längsschnitt Brücke Horrem

Festigkeitsuntersuchungen an Spannstäben haben gezeigt, dass die Sicherheit des Stahls weniger von seiner absoluten Spannung als von den Spannungsschwankungen abhängt. Diese treten nur unter Verkehrslasten ein und sind verhältnismässig gering, da die Spanneisen einbetoniert sind. Die Dauerschwingfestigkeit der Verbindungen und Verankerungen bietet gegenüber dieser Beanspruchung eine hohe Sicherheit.

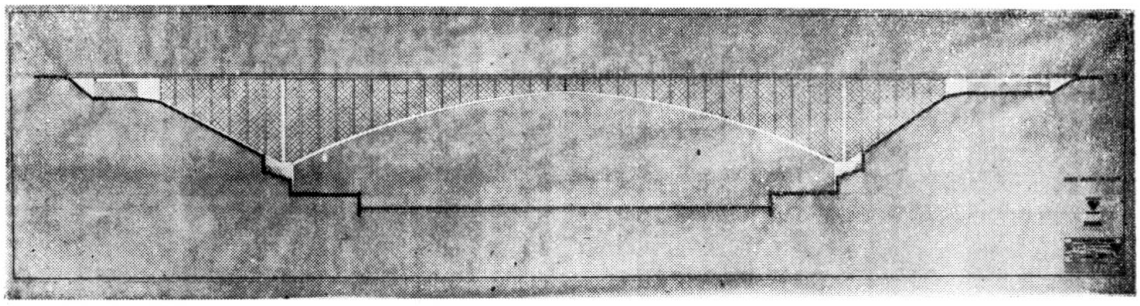


ABB. 10. Brücke Porto — Bausystem

Eine Aufgabe, für die der Bau mit Gerüsten erfahrungsgemäss grosse Gefahren in sich birgt, ist der Bau von grossen Bogenbrücken, deren hervorragendstes Beispiel die Sandöbrücke in Schweden ist. Nicht nur das Gerüst eines so weit gespannten Bogens, das aus Gründen der Wirtschaftlichkeit möglichst leicht gebaut werden muss, sondern auch der Bogen selbst bieten eine Gefahrenquelle. Wegen der Schlankheit

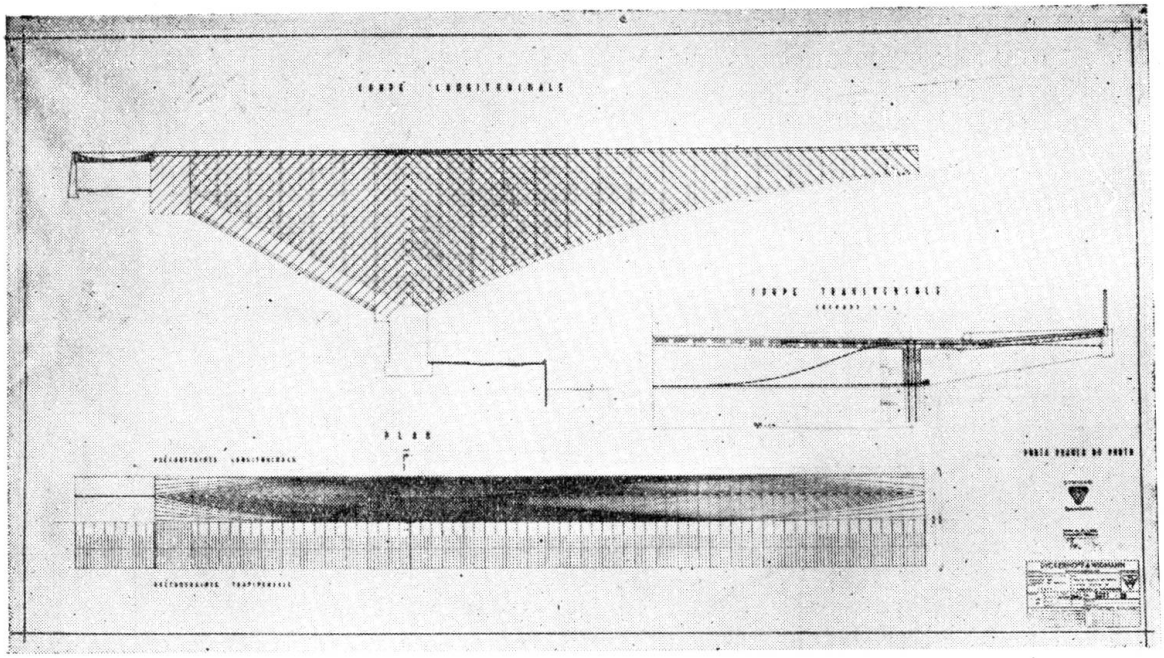


ABB. 11. Brücke Porto — Spannbewehrung

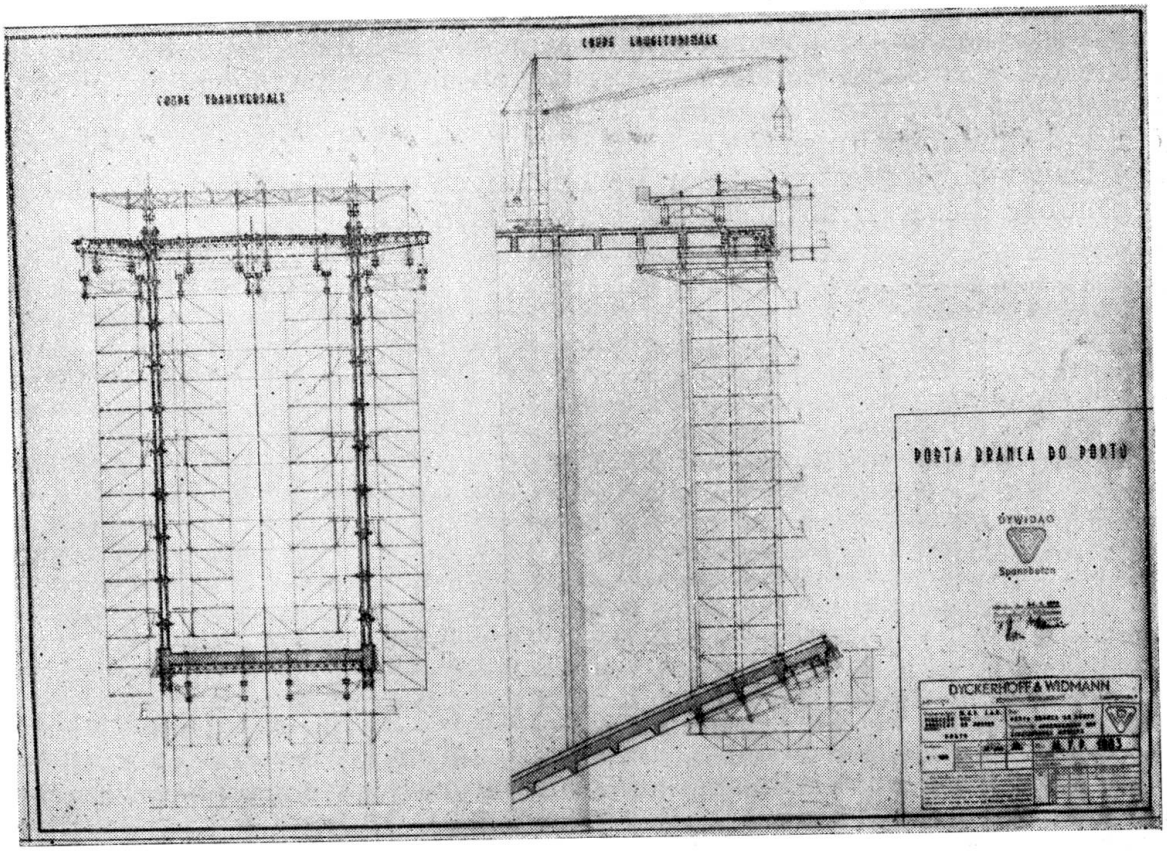


ABB. 12. Brücke Porto — Vorbaueinrichtung

eines weitgespannten Bogens führen die unvermeidlichen Biegungsmomente zu Änderungen der Form des Bogens, welche ihrerseits Anlass zur Bildung weiterer Biegungsmomente sind. Unter dem Einfluss des Kriechens des Betons können diese sich stark steigern und zum Bruch führen. Diese Verhältnisse sind rechnerisch schwierig zu verfolgen, da die Werte für das Kriechen des Betons im Bauwerk unter so hohen Dauerspannungen noch nicht genügend bekannt sind.

Insbesondere führen Modellversuche leicht zu einer falschen Beurteilung der Verhältnisse, da wegen der grossen Formänderungen keine Proportionalität zwischen Belastungen und Formänderungen vorhanden ist, die bei Modellversuchen meistens vorausgesetzt wird.

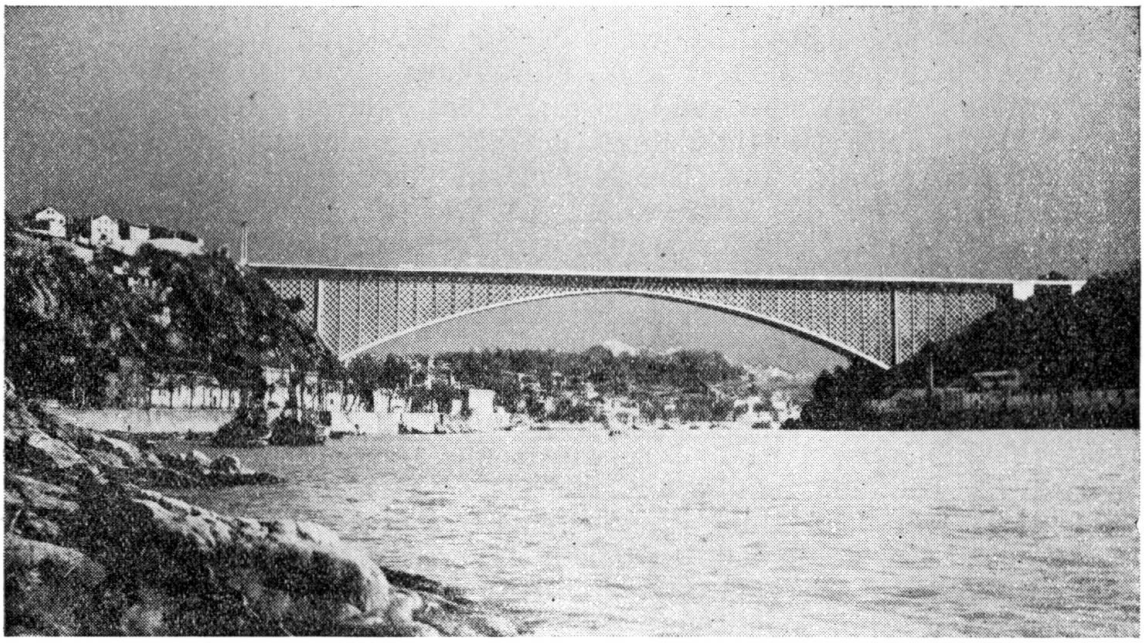


ABB. 13. Brücke Porto — Landschaftsbild (Photomontage)

Das Projekt einer 280 m weit gespannten Bogenbrücke in Porto wurde zum Anlass, eine Studie auszuarbeiten, mit dem Ziel, unter Beibehaltung der Bogenform, jedoch durch Änderung des Bogensystems in ein Paar von Kragarmen die Sicherheit der Betonkonstruktion zu gewährleisten und Herstellung des Bauwerks im freien Vorbau zu ermöglichen.

Die Bilder zeigen das vorgeschlagene Bausystem, die Spannbewehrung, die Vorbaueinrichtung und an Hand einer Photomontage die Einfügung des Bauwerks in die Landschaft.

Die Kragarme bestehen aus dem gewölbeartigen Druckgurt, dem die Fahrbahnplatte bildenden Zuggurt und zwei perforierten Tragwänden, welche die Schubverbindung zwischen Druckgurt und Zuggurt herstellen. Die Form des Kragarms ist so gewählt, dass unter den ständigen Lasten in den Wänden möglichst gleichmässige Zug- und Druckkräfte entstehen, die von den unter 45° gegen die Vertikale gerichteten Fachwerkstäben aufgenommen werden. Vertikalstäbe in 10 m Abstand steifen die hohen

Wände gegen Kräfte aus, die rechtwinklig zu ihrer Ebene wirken und dienen zur Einführung der Querkräfte in das Fachwerk. Am Kämpfer nehmen Pfeiler die Querkräfte der Wand auf. Mit Rücksicht auf die Wiederverwendung der Schalung im freien Vorbau ist die Neigung der Schrägstäbe konstant. Da die Schnittpunkte der Fachwerkstäbe nicht genau mit der Achse des Untergurtes zusammenfallen, treten in diesem Biegespannungen auf, die wegen der hohen vorhandenen Druckkräfte ohne Bedeutung sind.

Auf diesem Weg dürften wesentlich grössere Brückenbauaufgaben als bisher wirtschaftlich und mit der notwendigen Sicherheit gelöst werden können.

ZUSAMMENFASSUNG

Das naturharte Stahlmaterial mit der Bezeichnung «Stahl 90» hat sich ausgezeichnet bewährt. Für die Verankerung wurde das Prinzip der Betonmutter neu entwickelt und die Ankerplatte durch einen Sperrkörper in der Form eines Gewindezahnes ersetzt, der eine um 40 % erhöhte Schwingfestigkeit gegenüber der Mutterverankerung erreicht.

Eine Lockerung des Verbundes zwischen Stahl und Beton, der durch eingepressten Zementleim hergestellt wird, erfolgt, wie Versuche ergeben haben, erst etwa bei 19 kg/cm^2.

Weitere Erfahrungen im freien Vorbau wurden beim Brückenbau über die Mosel in Koblenz gesammelt. Diese Brücke kragt aus den Pfeilern frei aus mit einem grösstem Kragarm von 65 m. Um die Eigenspannungen beim Anbetonieren des neuen Abschnittes an den bereits erhärteten in Grenzen zu halten, wurde die Temperatur des erhärteten Teiles durch Kühlung reguliert.

Eine Weiterentwicklung des Systems bedeutet der Brückenbau über den Main bei Karlstadt. Die einzelnen Abschnitte von 3 m wurden über einen Hilfspylon nach rückwärts in den Träger verankert. Auch die Ringbrücke in Ulm, über deren Mittelpfeilern Rahmenstiele aus Fachwerkdreiecken ausgebildet wurden, ist ein Beispiel eines freien Vorbaues.

Es hat sich gezeigt, dass die Wirtschaftlichkeit solcher Spannbetonkonstruktionen im Vergleich zur Stahlbauweise für deutsche Verhältnisse als erwiesen gelten darf. Im freien Vorbau liegen zudem durch die häufige Wiederholung gleicher Arbeitsvorgänge günstige Verhältnisse vor, da auch ungeschultes Personal nach kurzer Zeit vollwertige Leistungen erzielt.

Die Möglichkeit der Anwendung des freien Vorbaues bei Bogenbrücken zeigt eine Studie eines 280 m gespannten Bogens in Porto, wo unter Beibehaltung der Bogenform, jedoch durch Aenderung des Systems in 2 Kragarme die Lösung gefunden wurde.

RESUMO

O aço auto-temperado St 90 tem provado muito bem. Nas ancoragens o sistema de porcas de betão foi revisto e as placas substituídas por uma manga roscada em dente de serra que permite aumentar de 40 % a resistência às vibrações.

Por meio de injecções de cimento consegue-se aumentar a tensão de destruição da ligação entre o betão e o aço para 19 kg/cm², como se mostrou experimentalmente.

Adquiriu-se maior experiência em montagens por andaimes móveis na ponte sobre o Mosela em Coblença. Esta ponte que sai dos apoios em consola tem um comprimento máximo de 65 m. Para reduzir as tensões internas quando da betonagem de novos elementos sobre elementos já betonados, a temperatura destes foi regulada por meio de arrefecimento.

Outro aspecto deste sistema de construção encontra-se na ponte sobre o Meno em Karlstadt, em que secções parciais de 3 m. foram ligadas à viga por meio de um pilar auxiliar. Também a ponte de Ulm sobre cujos pilares centrais se construiram cofragens com vigas trianguladas, é um exemplo de montagem em consola.

Estas estruturas de betão preesforçado apresentam nas condições existentes na Alemanha, vantagens económicas em relação às estruturas metálicas. A montagem por andaimes móveis tem também a vantagem de, pelo facto dos mesmos processos de trabalho se repetirem frequentemente, permitir a pessoal sem preparação especial atingir ràpidamente o seu pleno rendimento.

As possibilidades da montagem por andaimes móveis em pontes de arco são demonstradas num estudo de um arco preesforçado no Porto para o qual o problema foi resolvido, mantendo, a forma do arco mas modificando o sistema para duas consolas.

RÉSUMÉ

L'acier auto-trempé St. 90 a donné d'excellents résultats à l'usage. Pour les ancrages, le système d'écrous de béton a été revu et les plaques ont été remplacées par un manchon fileté en dents de scie, permettant d'augmenter la résistance aux vibrations de 40 %.

Des essais ont démontré que les injections de lait de ciment permettent d'augmenter la contrainte de destruction de la liaison béton-acier jusqu'à 19 kg/cm².

L'expérience des montages par echaffaudages mobiles a été encore étendue par l'éxécution du pont sur la Moselle, à Coblence. Ce pont, qui part des appuis en console, a un porte-à-faux maximum de 65 m. Les tensions internes, lors du bétonrage de nouveaux éléments sur d'autres déjà exécutés ont été réduits en réglant la température de ceux-ci au moyen d'un refroidissement.

Un autre aspect de ce genre de construction se présente dans le pont sur le Main, à Karlstadt, où des sections élémentaires de 3 m. ont été liées aux poutres au moyen d'un pilier auxiliaire. Un autre exemple de montage par echaffaudages mobiles est fourni par le pont de Ulm, sur les piliers centraux duquel l'on a construit un coffrage avec des poutres triangulées.

Dans les conditions actuelles en Allemagne, ces structures en béton précontraint présentent, par rapport aux structures en acier, des avantages économiques indéniables. Le montage en console, du fait de la répétition fréquente des mêmes procédés de travail, présente encore l'avan-

tage de permettre à une main d'oeuvre non specialisée d'atteindre rapidement son plein rendement.

Les possibilités du montage par echafaudages mobiles appliqué aux ponts en arc sont indiquées dans l'étude d'un arc précontraint à Porto, où le problème a été résolu en maintenant la forme de l'arc mais en modifiant le système par l'introduction de deux consoles.

SUMMARY

St. 90 self-tempered steel has given satisfactory results. Anchoring devices have been revised and concrete nuts were replaced by threaded sleeves thus allowing an increase of 40 % of the resistance to vibration.

Experiments have shown that the concrete-steel bond destruction stress can be increased to 19 kg/cm² by means of injections.

Experience in mobile scaffolding erection methods has been acquired at the Mosel bridge in Coblence; this bridge has cantilever elements at the supports, with a maximum overhang of 65 m. In order to reduce internal stress while building new elements on elements already concreted, the latter's temperature has been controled by means of cooling devices.

The Main bridge in Karlstadt shows yet another aspect of this type of construction, where elementary units, 3 m. long, were connected to the beam by means of an auxiliary pier. The Ulm bridge, on the central piers of which truss beamed shutterings were built, is also an example of mobile scaffolding erection methods.

Under the present existing conditions in Germany, these prestressed concrete structures present, as compared to steel structures, definite economic advantages. A further advantage lies in the fact that the same working processes are often repeated thus allowing unskilled labour to rapidly reach full efficiency.

Mobile scaffolding erection possibilities when applied to arch-bridges are shown in the study of a prestressed arch in Oporto, this particular problem being solved by retaining the arch shape but modifying the system to two cantilever elements.

Discussão livre

Discussion libre

Free Discussion

Freie Diskussion

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI 1

Einige Besonderheiten des Eisenbetonbrückenbaus in der UdSSR

Algumas particularidades na construção de pontes de betão armado na URSS

Quelques particularités de la construction de ponts en béton armé en URSS

Particularities of reinforced concrete bridge construction in the USSR

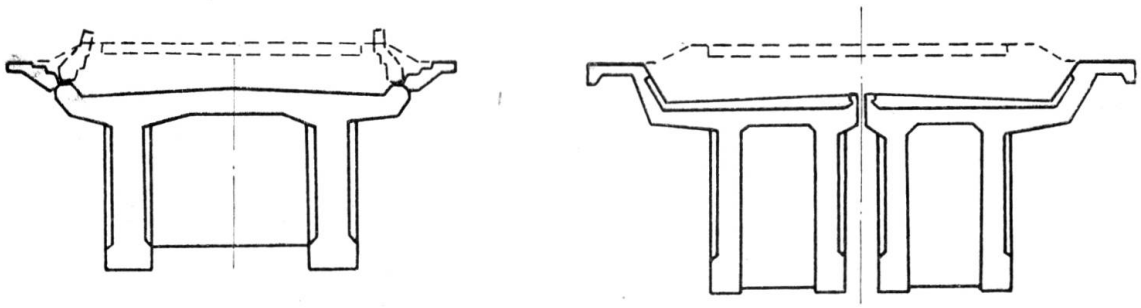
PROF. E. KHLEBNIKOW
Staatl. Forschungsinstitut für Transport-Bauwesen
Moskau

Während des letzten Jahrzehntes wurden in der Sowjetunion zahlreiche neue Eisenbetonbrücken für Eisenbahnlinien und Autostrassen gebaut. Viele von ihnen sind sowohl ihrer konstruktiven Lösung nach, als auch, hinsichtlich des Bauverfahren bemerkenswert.

In dieser Zeit wurden besonders viele Balkenbrücken aus gewöhnlichem Eisenbeton sowie aus vorgespanntem Beton mit Spannweiten von vorwiegend etwa 50 Meter gebaut. Die sowjetischen Brückenbau-Ingenieure richteten ihr Augenmerk auf die Verwendung von Fertigteilen, deren Herstellung in spezialisierten Betrieben erfolgt, die sich gewöhnlich recht weit von den Baustellen befinden. Abmessungen und Gewicht der Fertigteile solcher Konstruktionen werden gewöhnlich durch die Raummasse der Verkehrsmittel wie auch durch die Montagevorrichtungen begrenzt.

Ausserdem werden diese Konstruktionen so entwickelt, dass sich am Bauplatz das Betonieren der Verbindungsstellen erübrigt, bezw. äusserstenfalls auf ein Mindestmass reduziert wird. So haben z. B. die Eisenbahnbalkenbrücken Querschnitte nach Fig. 1. Die Balkenkonstruktion der Type a wird in fertiger Form transportiert und hat keine Montagefugen, doch wird ihre Breite nach den Vorschriften des Eisenbahngabarits auf Kosten der Drehkonsolen vermindert. Während des Eisenbahntransportes nehmen die Konsolen die punktiert angezeigte Stellug ein, nach der Montage befinden sie sich in der mit der durchgehenden Linie angegebenen Stellung. Bei Spannweiten von mehr als 15 m wird die Baukonstruktion in zwei Blöcke mit einer Längsfuge zwischen

ihnen (s. Type b) geteilt. Diese Lösung ergibt sich aus der Notwendigkeit, das Gewicht der Fertigteile zu vermindern. Jeder Block verfügt über eine ausreichende Standfestigkeit und erfordert keine Verbindung mit



a) Konstruktion aus einem Fertigteil

b) Konstruktion aus zwei Fertigteilen

FIG. 1. Querschnitte von Einheits-Eisenbahnbalkenbrücken

dem benachbarten. Die Naht zwischen den Blöcken wird mit Stahlblech überdeckt.

Auf den Eisenbahnlinien haben beim Bau montierbarer Eisenbetonbrücken die sogenannten Konsolkrane auf Fahrschienen weite Ver-

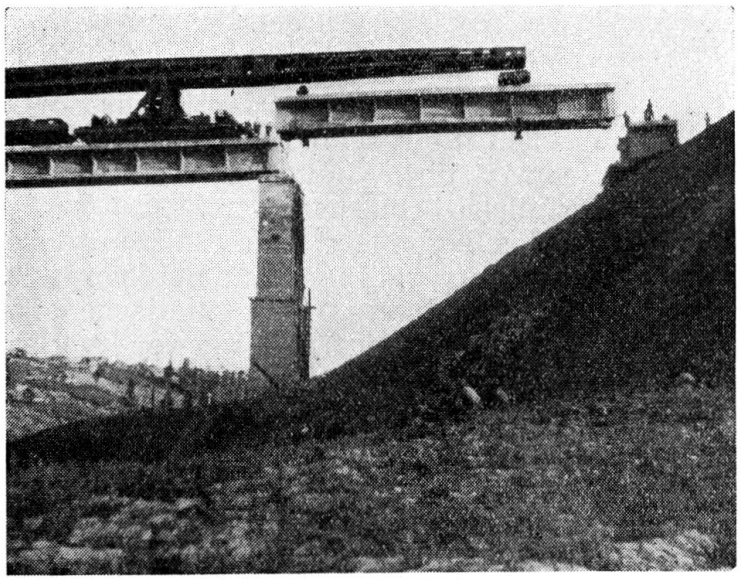


FIG. 2. Montage einer Eisenbetonbalkenbrücke mit Konsolkran

breitung gefunden. Ihre Tragfähigkeit beträgt vorwiegend 50-70 t, wobei die Ausleger über mehr als 20 m hinausreichen (Fig. 2). Besonders interessant sind die 120-130-Tonnen-Krane. Mit solchen Kranen werden gewöhnlich die Brückenpfeiler aus den Fertigteilen montiert und die mehr als 30 m langen Träger gelegt. Der Kran bewegt sich auf den bereits montierten Trägern und arbeitet nach vorn.

Für Autobahn-Brücken, bei denen die beschriebenen Krane wegen des hohen Räderdrucks ungeeignet sind, wurden andere originelle Krantypen entwickelt.

So werden bei Einsenbetonbalken bis zu 42 m Spannweite und 87 t Gewicht als Fachwerkträger ausgeführte Spezialkrane verwendet, die

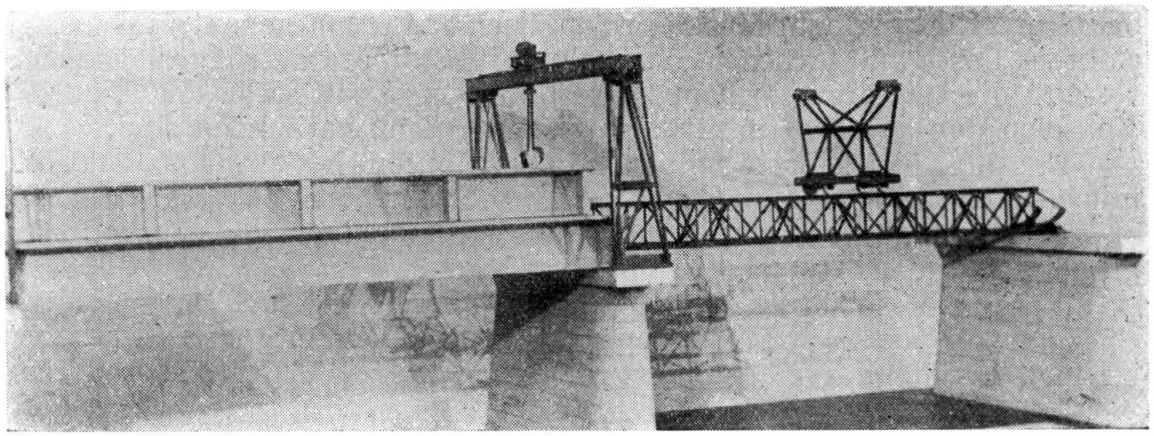


FIG. 3. Hilfsfachwerk und Montagekrane für eine Autobahnbrücke

sowohl auf dem bereits montierten Brückenteil, wie auch auf der vorderen Stütze ruhen. Der Eisenbetonträger wird an Fahrgestellen aufgehängt und zwischen dem Fachwerk bewegt. Bei der Verlagerung über den jeweiligen Pfeiler hinaus verwandeln sich diese Krane in Konsolkrane.

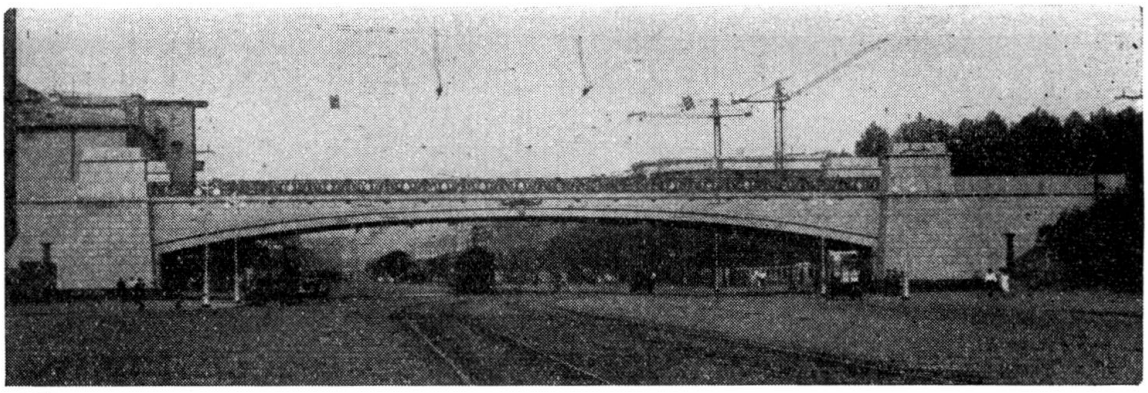


FIG. 4. Vorgespannte Rahmenbrücke aus Fertigteilen mit einer Spannweite von 55 m für 4 Eisenbahngleise

Ein anderes Bauverfahren besteht darin, dass man oberhalb fahrende Fachwerkträger verwendet. Auf so einem Fachwerk, das sich auf nur einem Schienenstrang bewegt, werden die Träger auf Fahrgestellen befördert, die dann in der Querrichtung bewegt werden, und zwar mit Hilfe von Portalkranen, die auf den Pfeilern stehen (Fig. 3).

Die Portalkrane werden mit Hilfe einer fahrbaren Spezialkonstruktion von einem Pfeiler zum anderen fortbewegt.

Eines der interessantesten Beispiele mag die Montage einer im Rahmensystem ausgeführten Eisenbeton-Überführug mit einer Spannweite von 55 m unter vier Eisenbahngleisen sein (Fig. 4). Diese Konstruktion wurde mit einem Konsolkran aus Fertigteilen montiert, die halb so lang waren wie die Stützweite und je 90 t wogen. In der Mitte der Unterführung wurde ein provisorischer Pfeiler gebaut. Die aufgestellten Fertigteile wurden oberhalb mit Stahldrahtsträngen versehen, worauf die letzteren gespannt wurden. Am Ende stellt der Bau zwei Konsolen dar, die in der Mitte durch ein Gelenk verbunden sind.

Zu den Besonderheiten der vorgespannten Brückenkonstruktionen mit nachfolgender Spannung gehört die weitgehende Verwendung sehr starker Stränge, die durch hydraulische 60- und 90-Tonnen-Pressen gespannt werden.

Entsprechend diesen grossen Spannkräften in den Strängen werden Spezialanker als Rohrstäbe verwendet, in denen die mit Haken versehenen Drahtenden einbetoniert werden (Fig. 5). Ein Teil der Stränge

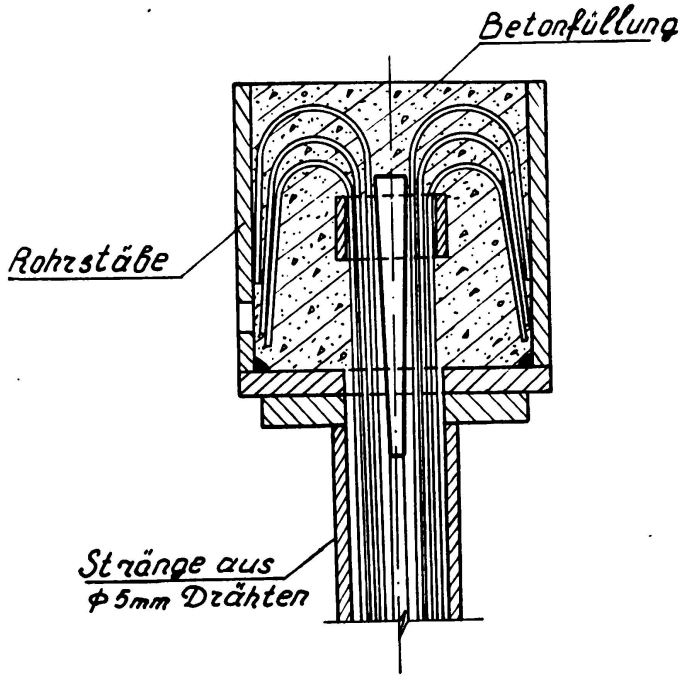


FIG. 5. Anker für starke Stränge

endet im Träger und hat sogenannte Endanker in Form geschlossener Schleifen. Ausser Brückenkonstruktionen mit Nachspannung werden auch solche verwendet, in denen die Bewehrung vor dem Betonieren gespannt wird. In diesem Verfahren wurden einige Eisenbahnbrücken die Balkenbrücken mit kleinen und mittleren Spannweiten, sondern auch ausgeführt.

Das Fertigteilverfahren findet in der Sowjetunion nicht nur für die Balkenbrücken mit kleinen und mittleren Spannweiten, sondern auch für Bogenbrücken immer grössere Verwendung. Vor allem wurden Fertigteilkonstruktionen für die Stützen und die Fahrbahn über den Eisenbetonbögen verwendet.

Ein hervorragendes Beispiel dieser Konstruktion ist eine Eisenbahnbrücke mit zahlreichen Bögen zu je 52 m Spannweite. In diesem Fall bestand die Fertigteilkonstruktion über den Monolith-Bögen aus

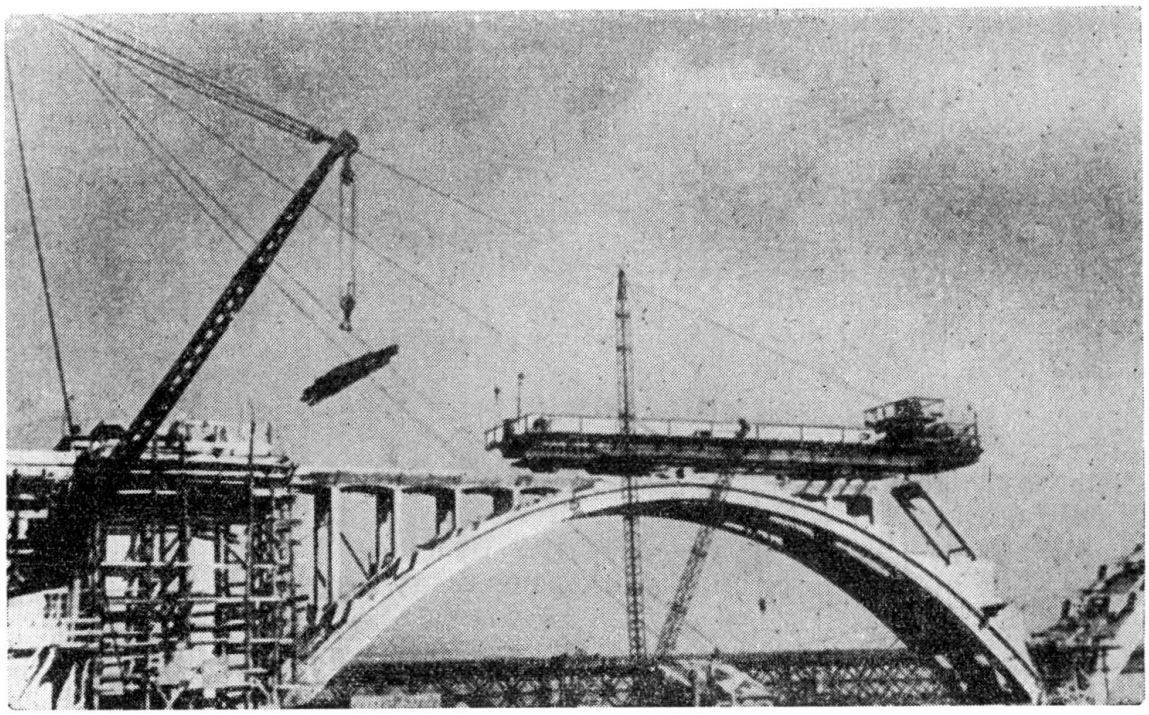


FIG. 6. Montage einer Fahrbahnfertigkonstruktion unter einem Bogen mit Hilfe eines Spezialkrans

Querrahmen und Fertigteilen der Fahrbahn, die sich auf die Rahmen stützten. Die hohen Rahmen waren durch ihre Stützen starr mit den Bögen verbunden, die niedrigen hatten Gelenkverbindung. Die als Rippenplatte gestaltete Fahrbahn stellt, wenn sie montiert ist, einen durchlaufenden Träger dar, der durch Gelenke auf den Querrahmen gestützt ist. Für die Montage dieser Konstruktionen deren Fertigteile bis zu 14 t wogen, wurde eigens ein Spezialkonsolkran origineller Bauart angefertigt (Fig. 6).

Zu vermerken ist auch die Verwendung eines Typs von Konsolkranen für die Montage von Dreigelenkbogen (Fig. 7). Der erste Halbbogen war nach der Montage auf einem Kämpfergelenk durch Abspannseile verfestigt. Nach der Montage des zweiten Halbbogens war das System geschlossen. Das Fertigteil bestand aus zwei Bogenrippen mit Windquerstäben zwischen ihnen und wog 50 t.

Wie die sowjetischen Bauerfahrungen lehren, sind solche Fertigteilkonstruktionen sehr vorteilhaft. Die Ausgaben für die Schalung werden

stark vermindert, die Baufristen verkürzt, sowie die Bauverhältnisse im Winter erleichtert.

Von den grossen Monolith-Eisenbetonbrücken dürften einige grosse Bogenbrücken interessant sein.

Gemeinsam ist für alle diese Brücken, dass die üblichen Hilfskonstruktionen aus Holz, und zwar Bogengerüste, durch Stahlfachwerk

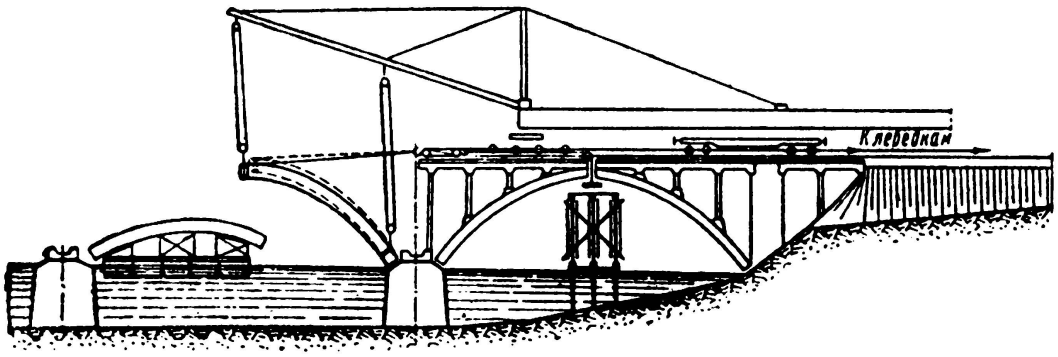


FIG. 7. Montage von Dreigelenkbögen

ersetzt wurden, die ständiges Inventar darstellen und mehrfach, d. h. beim Bau verschiedener Brücken, Verwendung finden. In der UdSSR wurden recht interessante Konstruktionen dieses Inventars entwickelt, die jetzt bei den meisten im Bau befindlichen Brücken weitgehend angewandt werden. Ein Teil dieser Fachwerkelemente ist für den Bau der Lehrge-

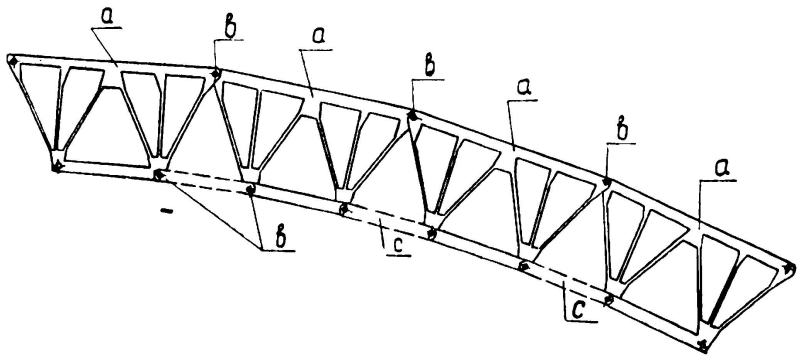


FIG. 8. Fertigteile von Inventar-Bogengerüsten. *a)* Hauptteil. *b)* Gelenk. *c)* Untergurtelement von veränderlicher Länge

rüste, provisorischen Stützen und dgl. geeignet. Ein anderer Teil ist eigens für die Bogengerüste geschaffen worden. Diese interessanten Konstruktionen ermöglichen es, Bögen mit 20-200 m Spannweite bei verschiedener Pfeilhöhe und Bogenbreite ohne Pfeiler zu bauen.

Das grundsätzliche Schema der Fachwerkkonstruktionen für solche Bogengerüste zeigt Fig. 8. Das Hauptelement des Inventars ist das

trapezförmige Fachwerk a. Die benachbarten Fachwerkträger werden durch die Gelenke b und die Stäbe c miteinander verbunden. Durch Veränderung der Länge der Letzteren ändert sich die Bogenkrümmung, so dass diese Konstruktion für Bögen verschiedener Form Verwendung finden kann. Mit verschiedenen Kombinationen der Hauptelemente kann die Spannweite der Bogengerüste verändert werden. Die Zahl der Flachfachwerke im Querschnitt ergibt sich aus der Belastung der Bogengerüste.

Eine Eisenbahnbrücke, die insgesamt etwa 1,5 km lang ist und über 30 Bogen mit verschiedener Spannweite hat, wurde restlos unter Benutzung von Inventar-Bogengerüsten gebaut. Jeder Satz der Bogengerüste wurde bei dieser Brücke mehrmals verwendet und später,

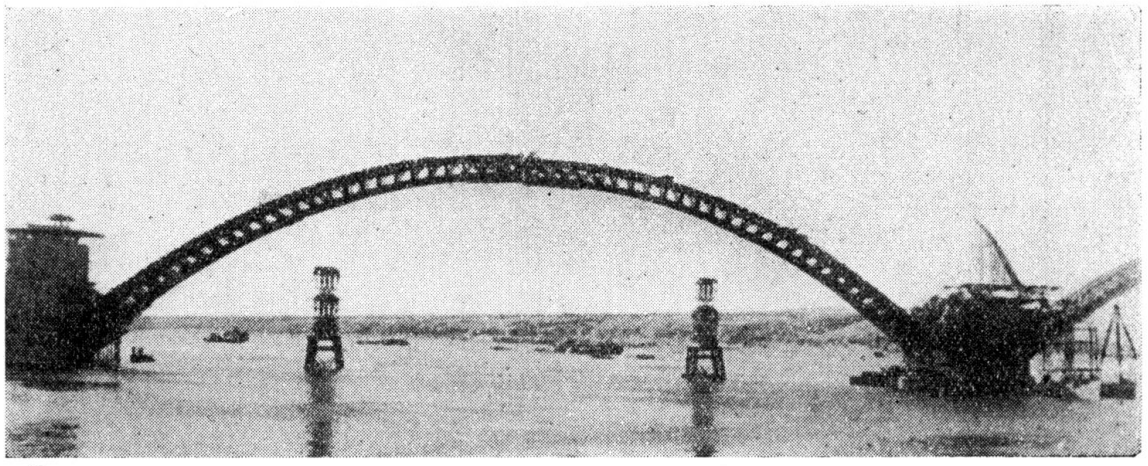


FIG. 9. Gesamtansicht von 140 m langen Bogengerüsten

nachdem sie abgebaut waren, nach anderen Bauplätzen gebracht. Beachtenswert ist bei dieser Brücke das Betonierverfahren für die Fahrbahn, die unter Bögen mit einer Spannweite von 100 m angehängt ist. Nach dem Betonieren der Bögen und dem Abbau der Stahlbogengerüste wurde die Schalung für die schwere Fahrbahn an das Tragwerk angehängt.

Eine andere Brücke hat mehrere 140 m weit gespannte Bögen. Das ist eine Brücke für zwei Eisenbahngeleise und eine Autofahrbahn mit zweigeschössiger Anordnung. Die 11 m breiten kastenförmigen Gewölbe wurden über Bogengerüsten sowie auf stählernen Lehrgerüsten mit provisorischen Stützen betoniert. Beim Betonieren wurde ein Teil des Querschnitts der Bögen und Bogengerüste gemeinsam beansprucht.

Für die Ausrüstung war im Eisenbetonbogenscheitel die Scheitelkraft mit hydraulischen Pressen vorgenommen worden.

Fig. 9 zeigt die Gesamtansicht von Bogengerüsten mit 140 m Spannweite. Die provisorischen Zwischenpfeiler dienten für die Montage der Bogengerüste. Für den Abbau wurde die Scheitelkraft im Eisenbetonbogenscheitel mit hydraulischen Pressen erzeugt.

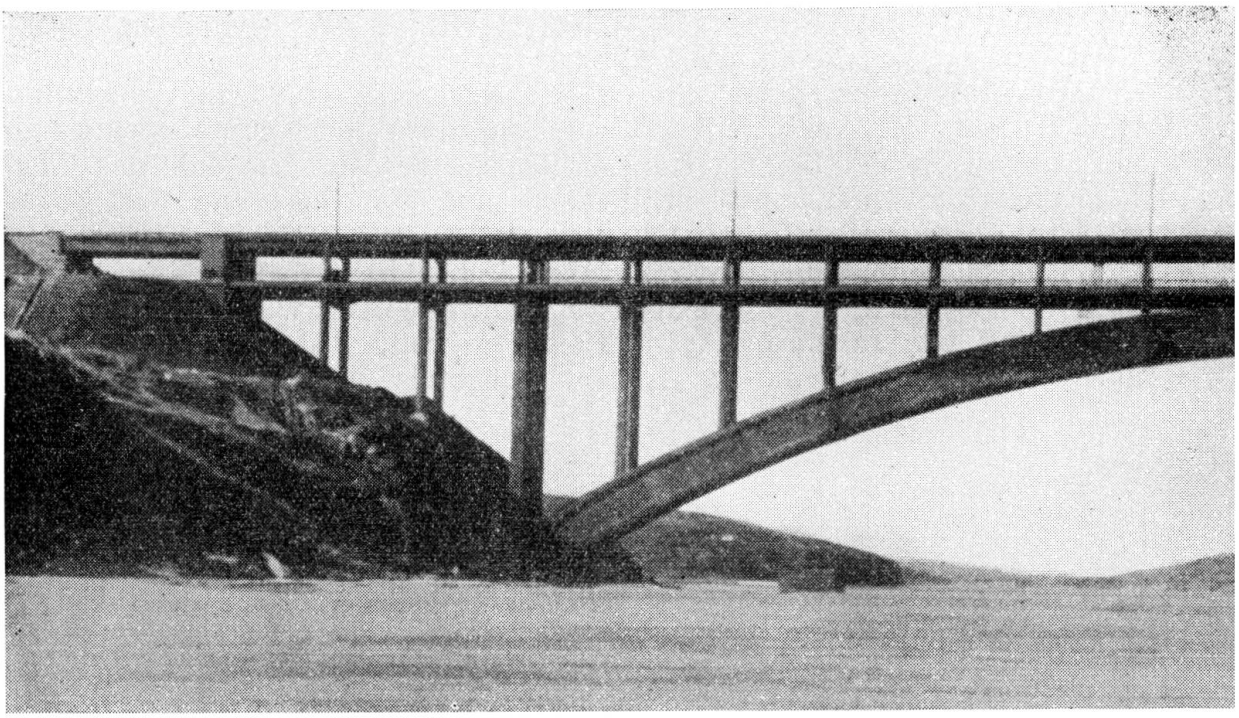


FIG. 10. Gesamtansicht einer

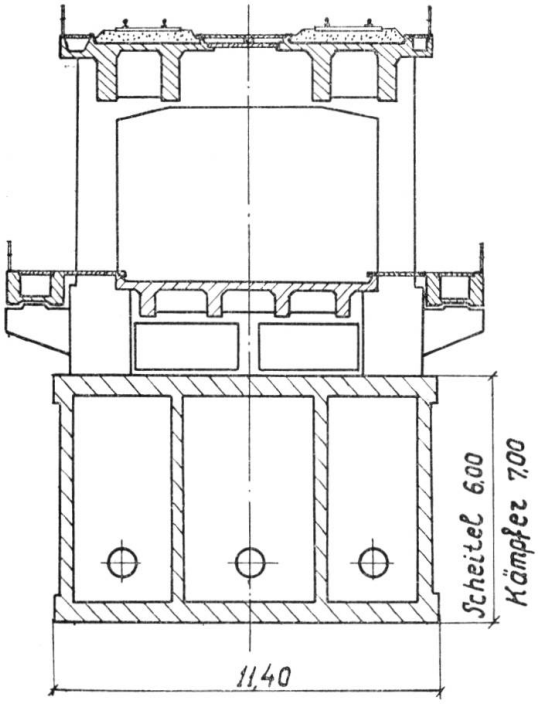
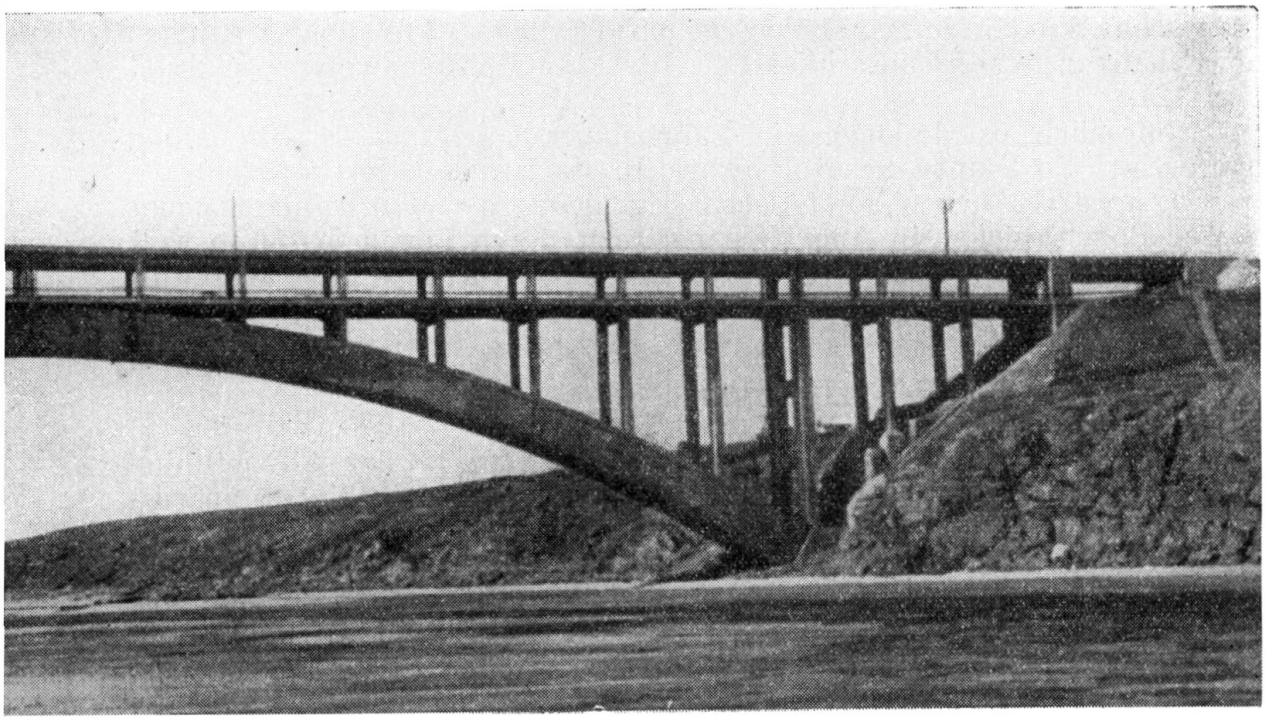


FIG. 11. Querschnitt am Scheitel

Noch eine andere grosse Brücke von der gleichen Bauart, jedoch mit eingespanntem 228 m langem Bogen ist zu erwähnen. Die Gesamtansicht dieser Brücke zeigt Fig. 10, ihren Querschnitt am Scheitel Fig. 11. Die Schlankheit beträgt 1:6,7.

Der Bogen wurde schrittweise, in mehreren Schichten, unter Verwendung von eisernen Bogengerüsten mit provisorischen Zwischenpfeilern betoniert. Für die Träger wurden zum Teil Fachwerkträger von Eisenbahnbrücken benutzt. Für den Abbau der Bogengerüste wurden am Scheitel der Eisenbetonbogen Pressen mit einer Gesamtleistung von 20 000 t eingesetzt.

Wegen der Grösse der Stützen über den Bögen sowie wegen der schweren Konstruktionen der Fahrbahn mussten ungewöhnliche Bauverfahren angewandt werden. Für



it Bogenspannweite von 228 m

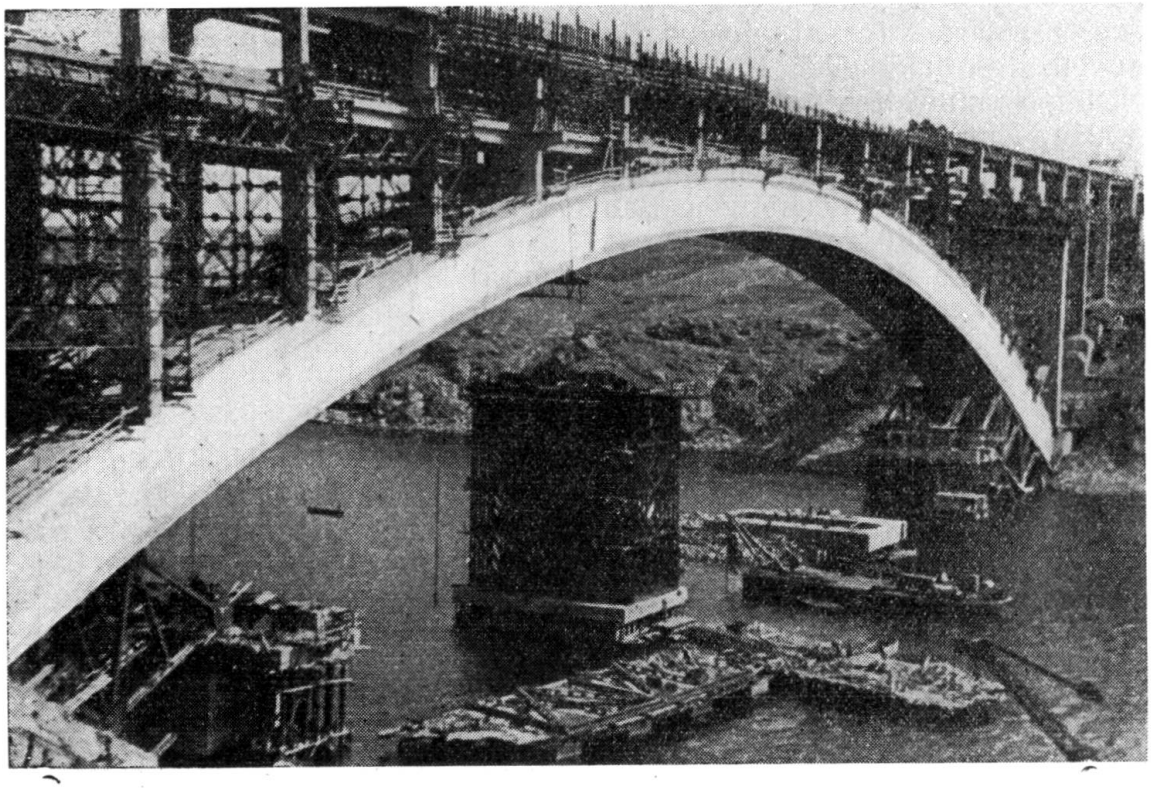


FIG. 12. Inventargerüste für die Fahrbahn

die Stützen verwendete man eine gleitende Metallverschalung, die durch elektrische Winden immer höher gehoben wurde. Für das Abstützen der Fahrbahn wurde ausschliesslich Inventar-Stahlfachwerk verwendet (Fig. 12).

Schliesslich wurde auch die Fahrbahn mit Inventar-Stahlschalung angefertigt. So konnte der Holzverbrauch stark vermindert werden.

Gegenwärtig haben sowjetische Ingenieure den Bau einiger neuer grosser Bogenbrücken in Angriff genommen, deren Bögen je 150 m weit gespannt sind, sowie grosser Balkenbrücken mit vorgespannter Armatur, die ohne Lehrgerüste betoniert werden sollen.

ZUSAMMENFASSUNG

Für den Bau von Eisenbahnbrücken werden in der Sowjetunion weitgehend verschiedene Arten von Fertigteilen sowie Spezialausrüstungen für deren Montage verwendet. Die für diese Zwecke entwickelten Konsolkrane ermöglichen die Montage von Eisenbetonteilen bis zu 130 t Gewicht. Das bewirkt eine wesentliche Beschleunigung und Verbilligung der Bauarbeiten.

Konstruktionen aus Fertigteilen werden nicht nur bei Balkenbrücken, sondern auch bei Bogenbrücken erfolgreich angewandt, und zwar für die Fahrbahn sowohl wie für Dreigelenkbögen. Die Erfahrungen beim Bau einer sehr grossen Zahl von Mehrpfeilerbrücken mit Fertigteilfachwerk über den Monolithbögen lehren, dass diese Lösungen überaus wirtschaftlich sind.

Für den Bau grosser Monolihtbrücken, besonders bei weitgespannten Bögen, ist bezeichnend, dass sämtliche Hilfskonstruktionen aus Holz durch stählernes Inventarfachwerk ersetzt wurden. Die für diese Zwecke entwickelten originellen Inventar-Bogengerüste können bei den verschiedensten Spannweiten sowie bei verschiedener Bogenkrümmung verwendet werden. Zur Zeit liegen die Erfahrungen der Verwendung solcher Inventarkonstruktionen beim Bau von Dutzenden von Brückenbögen vor. Beachtenswert sind die neuartigen Bauverfahren bei Brücken mit Pfeilerabständen von 140 m und 228 m.

Alle diese Massnahmen schaffen neue Möglichkeiten einer vorteilhaften Verwendung des Eisenbetons im Brückenbau.

RESUMO

Na construção de pontes de caminho de ferro na União Soviética é cada vez mais corrente o emprego de elementos prefabricados de diversos tipos e de meios especiais de montagem. As gruas estudadas para este fim permitem montar elementos de betão até 130 toneladas de peso. A construção torna-se assim notàvelmente mais rápida e barata.

O emprego de elementos prefabricados verifica-se não só nas pontes de tramos rectos mas também nas pontes em arco onde são utilizados tanto nos tabuleiros como em arcos de três articulações.

A experiência obtida na construção de numerosas pontes de vãos múltiplos com estruturas prefabricadas sobre arcos monolíticos mostra que esta solução é econòmicamente interessante.

Nas grandes pontes monolíticas, especialmente no caso de arcos de grande abertura, os cimbres de madeira foram substituídos por estruturas metálicas.

Estes cimbres, especialmente estudados para este fim, podem utilizar-se para diversos vãos e curvaturas. Até à data, a experiência adquirida no emprego destas estruturas abrange um grande número de pontes em arco. De especial interesse são os novos métodos de construção aplicados em pontes com vãos de 140 e 228 metros.

Todos estes processos abrem novas possibilidades de emprego do betão armado na construção de pontes.

RÉSUMÉ

En Union Soviétique, les éléments préfabriqués de divers types et les moyens spéciaux de montage deviennent d'un emploi courant dans la construction des ponts de chemin de fer. Des grues, étudiées à cet effet, permettent la mise en place d'éléments en béton, pesant jusqu' à 130 tonnes. La construction devient ainsi considérablement plus rapide et meilleur marché.

Les éléments préfabriqués sont employés non seulement dans les ponts-poutre mais aussi dans les ponts en arc où ils sont utilisés dans les tabliers ainsi que dans des arcs à trois articulations. L'expérience obtenue lors de la construction de nombreux ponts à arcs multiples avec structure préfabriquée reposant sur des arcs monolithiques montre qu'il s'agit d'une solution économiquement intéressante.

Dans les grands ponts monolithiques, en particulier dans le cas des arcs à grande portée, les cintres en bois ont été remplacés par des structures métalliques. Ces cintres, spécialement étudiés à cet effet, peuvent être utilisés pour des portées et des courbures différentes. L'expérience acquise à ce jour porte sur de nombreux ponts en arc. Les nouvelles methodes de construction appliquées à des ponts de 140 et 228 mètres de portée sont particulièrement intéressantes.

Tous ces procédés offrent de nouvelles possibilités à l'emploi du béton armé dans la construction des ponts.

SUMMARY

In the Soviet Union, prefabricated elements of different types and special erection equipment are being currently used in railway bridge construction. Especially designed cantilever cranes can place concrete elements weighing up to 130 tons. Construction is thus speeded up and cost is lowered.

Prefabricated elements are used, not only in beam bridges, but also in arch bridges in which they are to be found in decks as well as in three hinged arches. Experience in the construction of many multiple-arch bridges with prefabricated structures on monolithic arches shows that it is an economical solution.

In large monolithic bridges, particularily for large span arches, wooden formworks have been replaced by steel structures. These formworks, designed especially for the purpose, can be used for different spans and curvatures. To this day experience with these structures includes a large number of arch bridges. Construction methods used for 140 and 228 metres span bridges are particularily interesting.

All these methods open up new prospects for the use of reinforced concrete in bridge construction.

VI 2

Activities of the «Reinforced Concrete Association»

Tätigkeit der «Reinforced Concrete Association»

Actividades da «Reinforced Concrete Association»

Activités de la «Reinforced Concrete Association»

FREDERICK S. SNOW

O.B.E., M.I.C.E., P.P.I. Struct. E., M. Cons. E., M. Soc. C.E. (France)

London

As President of the Reinforced Concrete Association of Great Britain, which Mr. Hill has referred to in his paper, I feel you might like to know something of this Association and its activities.

The Reinforced Concrete Association exists to develop and foster the use of *good* reinforced concrete, including of course prestressed concrete and any developments. It is unique of its kind and consists of designers, consulting engineers, architects, contractors, suppliers of materials and suppliers of plant. It issues a badge of identification to its members and the display of this emblem on notepaper, or in any other form, is a sign of quality in anything appertaining to the reinforced concrete industry.

Naturally, it takes great interest in education and it is almost solely responsible, with the Cement and Concrete Association, for the development of courses for technicians at present being carried out under the auspices of the City and Guilds Institution mentioned by Mr. Hill. It has, of course, taken many years to develop these courses even though it is fully realised that good design and workmanship can be ruined by unintelligent control at the concrete mixer.

The Reinforced Concrete Association has taken the lead in giving prizes annually to students at technician level at the various Technical Schools, and courses for craftsmen of this type are being carried out at the Hammersmith School of Building and Arts and Crafts, Great Britain.

Should any of the members of the International Association for Bridge and Structural Engineering be visiting Great Britain at any time, and if he will communicate with the Secretary or myself at

The Reinforced Concrete Association,
York Mansion,
94-98 Petty France, London, S. W. 1.

we shall be most happy to arrange for him to visit any reinforced concrete works being carried out in Great Britain, also to effect any necessary introductions.

SUMMARY

The author, as President of the «Reinforced Concrete Association», referred particularly to the efforts of the Association in connection with the training of Managers and Foremen, especially to those courses being held under the auspices of the «City and Guilds Institute» and the «Hammersmith School of Building and Arts and Crafts».

ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser, der Präsident der «Reinforced Concrete Association», berichtet ausführlich über die Bemühungen der Vereinigung um die Ausbildung der Bauführer und Vorarbeiter; speziell erwähnt er die Kurse vom «City and Guilds Institute» und der «Hammersmith School of Building and Arts and Crafts».

RESUMO

O autor, na sua qualidade de presidente da «Reinforced Concrete Association»,, descreve a actividade desenvolvida pela associação no que se refere à formação de dirigentes e capatazes, e os cursos dados sob o patrocínio da «City and Guilds Association» e da «Hammersmith School of Building and Arts and Crafts».

RÉSUMÉ

L'auteur, en sa qualité de président de la «Reinforced Concrete Association», décrit l'activité de l'Association en ce qui concerne la formation de dirigeants et de contremaîtres et les cours donnés sous les auspices de la «City and Guilds Association» et de la «Hammersmith School of Building and Arts and Crafts».