

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

Band: 6 (1960)

Rubrik: IVa. Progress and failures in bridge building

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 16.01.2026

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

IVa1

The Narrows Bridge Over the Swan River, Perth, Western Australia

Le pont des «Narrows», Perth, Australie occidentale

Die Narrows-Brücke über den Schwan-Fluß, Perth, West-Australien

J. W. BAXTER

B. Sc., M.I.C.E.

E. M. BIRKETT

B. Sc., A.M.I.C.E., A.M.I.E. (Aust.),
Partners — G. Maunsell and Partners —
Consulting Engineers

E. W. H. GIFFORD

B. Sc., M.I.C.E. Senior Partner —
E. W. H. Gifford and Partners —
Consulting Engineers

The City of Perth, Western Australia, lies in a delightful situation on the North bank of the Swan River estuary. Suburban development has also taken place on the South bank of the river; communication had mainly depended on a ferry, but eventually a new bridge became essential for the proper development of the city. The site chosen was Mill Point, opposite the beautiful Kings Park, a prominent hill covered with mainly natural bush. The scheme for a new bridge here also envisaged the extension by filling of the banks on both sides and consequent narrowing of the river passage, and offered great possibilities for a bridge worthy of its beautiful setting (Fig. 1).

The consulting engineers were G. Maunsell & Partners; the design consultant for the deck structure was E. W. H. Gifford of Southampton; the consulting architects were William Holford & Partners. The general contractors were Christiani & Nielsen of Copenhagen in association with J. O. Clough & Son Pty. Ltd. of Perth.

The Government of Western Australia had originally proposed a crossing having a skew of about 30° . The Consulting Engineers, by means of adjustments to the shape of the filled approach banks, were able to avoid this skew completely, thus improving the appearance of the bridge and reducing its cost. They also obtained the Government's agreement to the use of B.S. 153 Highway Loading with a reduction factor of 80% instead of the Australian Standard. The latter is derived from the A.A.S.H.O. standard, in use in

North America, which is a somewhat arbitrary loading not dependent upon span, whereas the British Standard is a more logical interpretation of probable actual conditions and can be applied in proportion to local requirements. The design was also checked for a special vehicle weighing 75 tons.

The records of the borings show a layer of soft organic mud between 50 and 80 ft. thick overlying sands and clays which extend down to limestone bedrock 120 to 130 ft. below datum. The lower strata above bedrock provided a reliable founding layer and all the bridge piles reached their set in this stratum.

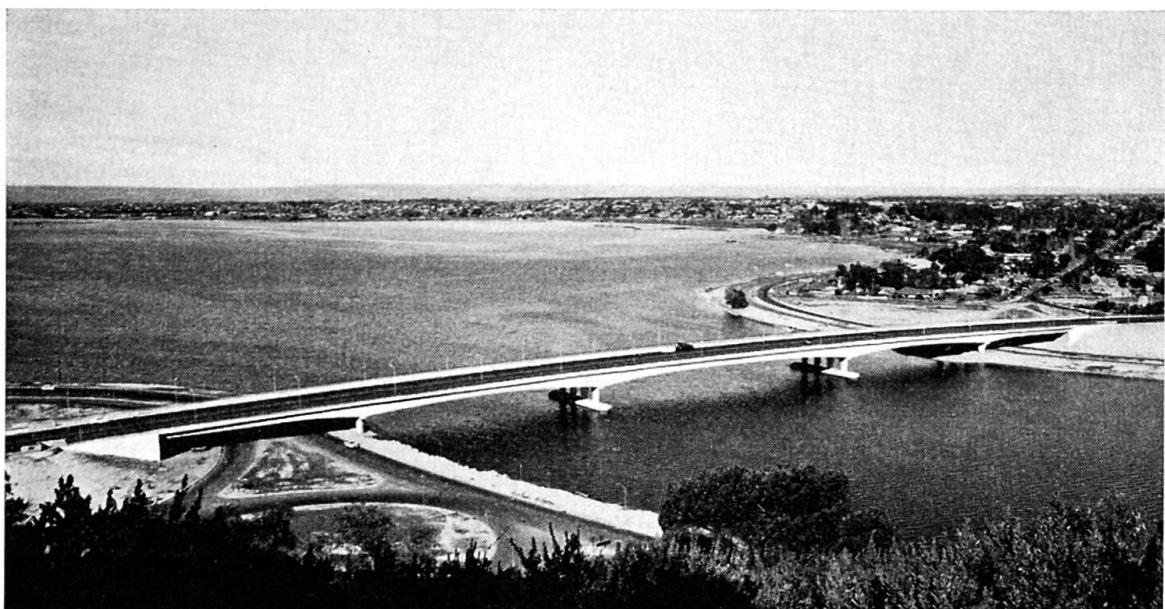


Fig. 1. View of Bridge.

It was necessary to provide for a six lane carriageway 70 ft. between kerbs with 8 ft. paths separated from a carriageway by 2 ft. kerbs and fences, and for a number of services. No median strip is used, so that the bridge may be operated on a four/two lanes basis as necessary. Navigation requirements were a height under the central span of 26 ft. above mean water level for a width of 230 ft. Tidal range is small and current low.

Several alternative designs, including one in steel, were considered; but a prestressed concrete design having five spans — of 160, 230, 320, 230 and 160 ft. — total 1,100 ft. — was finally chosen. The bridge, of deck girders, was built on formwork, and is fully continuous under live load, Fig. 2. It is anchored at the North abutment, all expansion movement being provided for at the South abutment by means of rocker bearings and a carriageway Demag joint. The columns, which are of reinforced concrete strengthened by means of cast steel double cantilever pieces, are arranged to rock, with stainless steel bearing plates top and bottom; and possible transverse movement is allowed

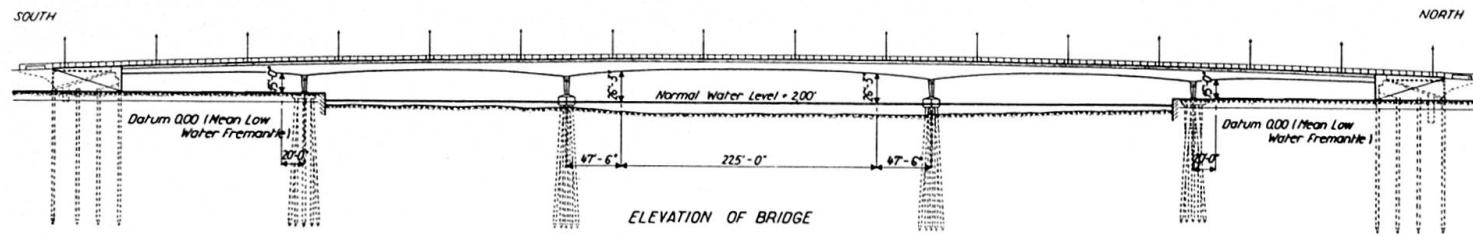


Fig. 2. Elevation.

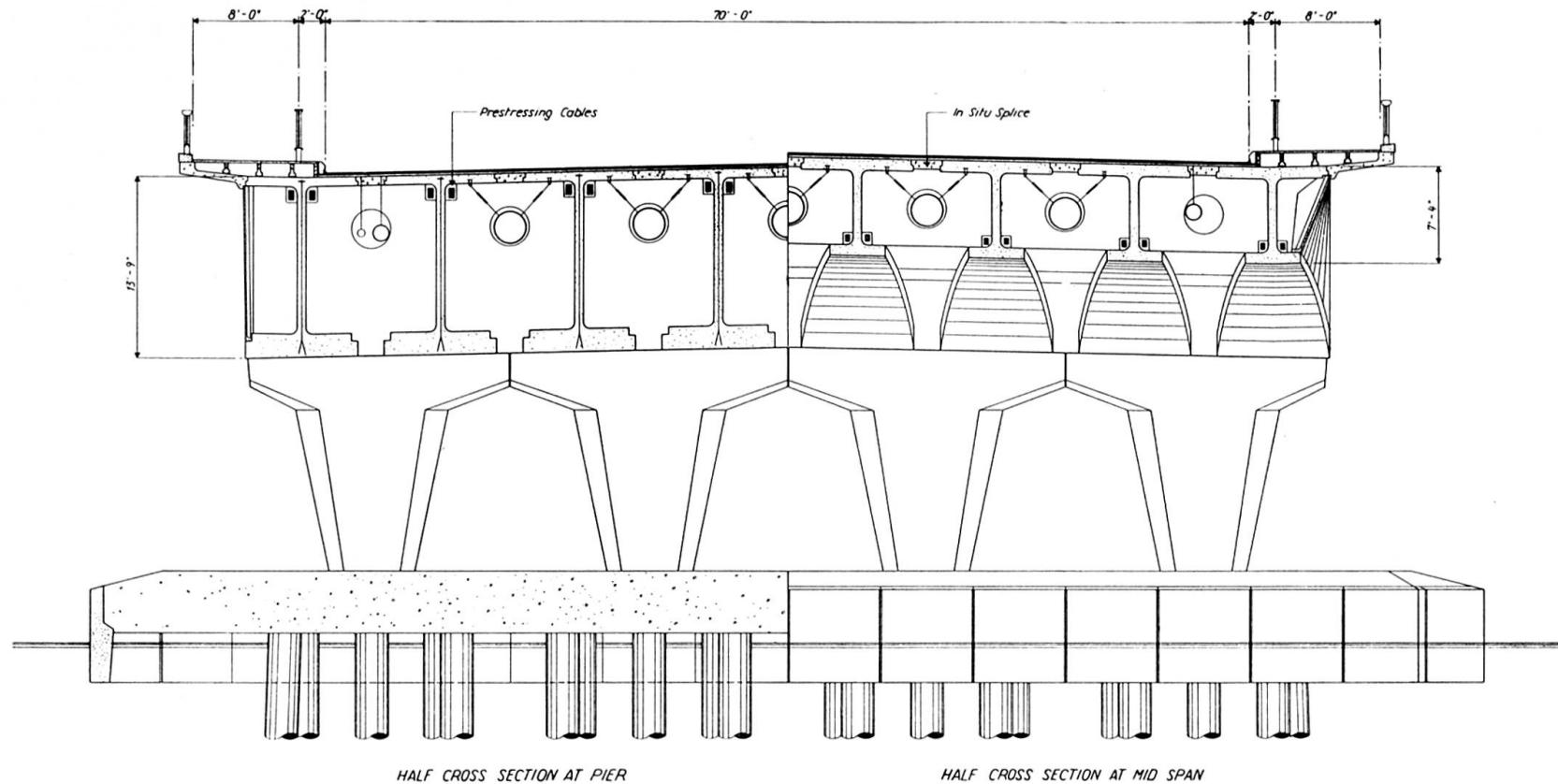


Fig. 3. Cross Section.

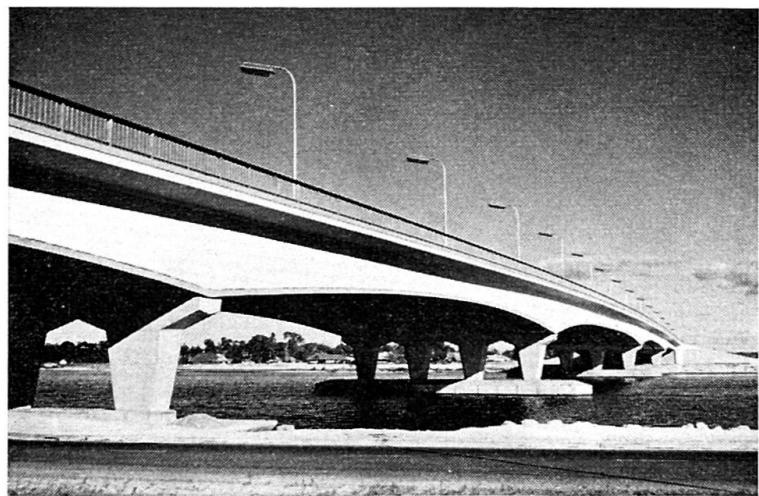


Fig. 4. Side View.

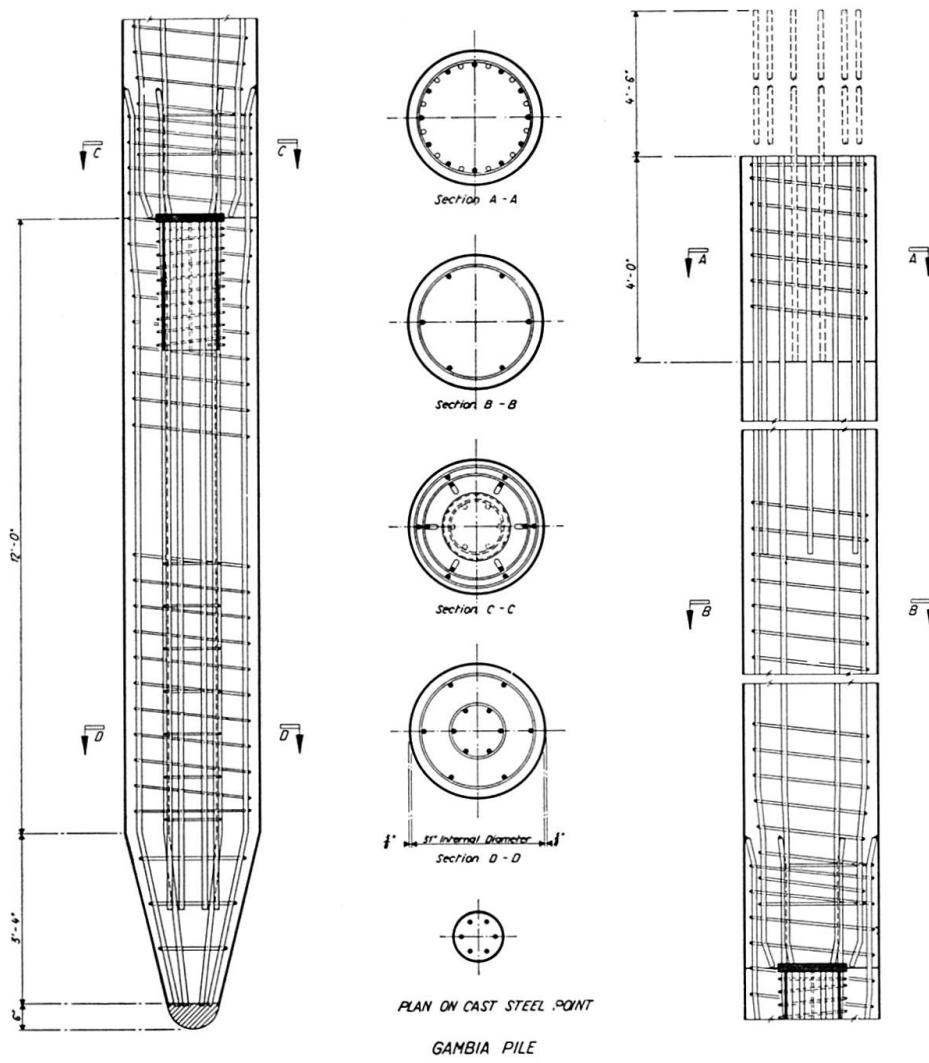


Fig. 5. Gambia Pile.

for by roller bearings. Bearing boxes are filled with "30 Equivalent Viscosity Temperature" tar to B.S. 76 type A or type B. The deck structure is of prestressed concrete, Fig. 3, and columns, piles and abutments of reinforced concrete; fences and lighting standards are of aluminium. The depth of filling material in the abutment is tapered from nil at the end of the bridge deck to the full height of the embankment at rear by means of a sloping slab.

Great care was taken over the appearance of the bridge; precast facing panels were used for the fascia beams, and for these and the footpath cantilevers white cement, white sand and crushed quartzite were used, Fig. 4. Similar materials were used for the abutments; all other concrete was made of normal Portland cement, river sand and crushed granodiorite to contrast with the white finish elsewhere.

Piling

The piles are of a type known as Gambia, Fig. 5. They consist of steel tubes of 31 in. inside diameter with conical steel points; the lowest 15 ft. of their length is filled with reinforced concrete. Driving was by a 10 or 12 ton cylindrical drop hammer on a coir packed anvil embedded in the top of this 15 ft. of reinforced concrete and the tube was lengthened as necessary during driving by welding on further lengths of tube. Hammer drops were limited to 4 ft. and were varied in proportion to the ease of driving. Finally cages or reinforcement were introduced and the pile filled with concrete. The lengths of the piles varied between 90 and 125 ft. Test piles were loaded to 400 tons but working loads do not exceed 250 tons.

The upper part of each pile was strengthened by the addition of extra reinforcement to cater for the bending moments to which this part of the pile was subject. The strength of the steel tube was ignored in design so that the structure would not be vulnerable to corrosion.

North Shore Problem

Prior to the letting of the Contract an extensive reclamation scheme was begun by pumping sand from the river bed, and this continued throughout the job. It was intended that this sand should replace the mud and that the North shore should ultimately consist of sand only down to the firm lower strata.

This was in fact generally achieved; but movement of temporary piles showed that a wedge of mud had been trapped near the North shore pier. To prevent future slips the area near the bridge was loaded temporarily with spoil while the approach banks were being built, and during this time many piles were driven. There was also considerable danger of sideways movement; and to meet this the local piles were specially designed. The lower part was

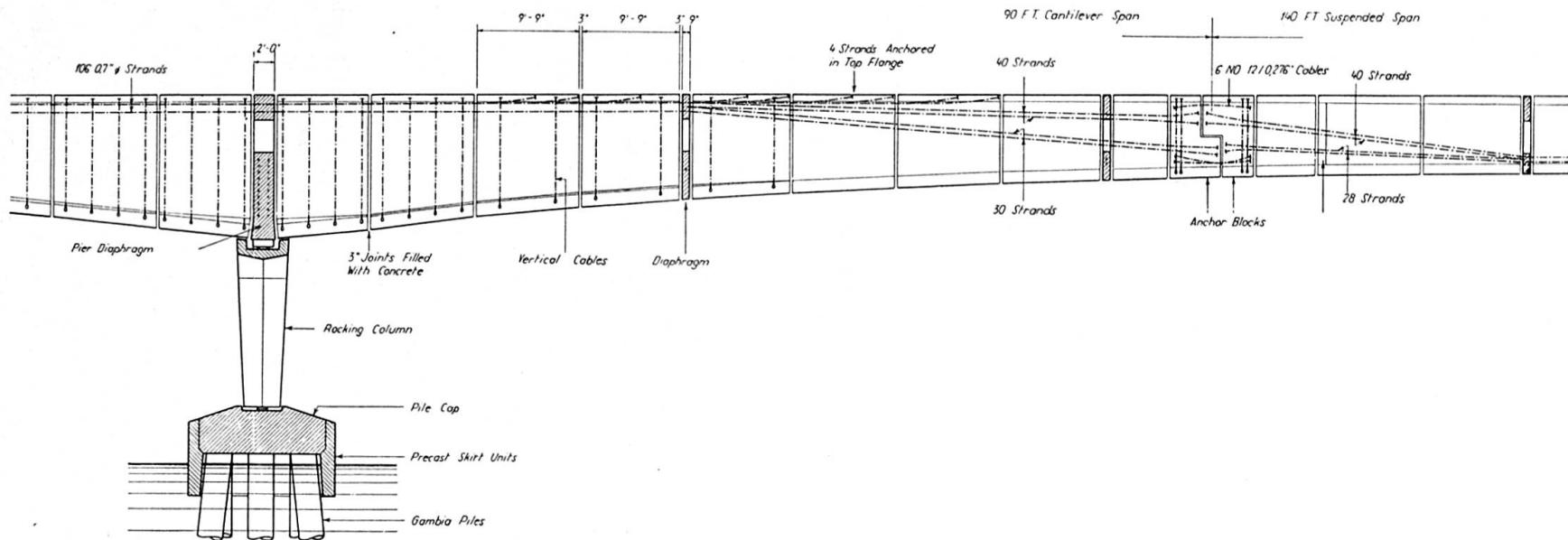


Fig. 6. Sectional Elevation of Main Beam at River Pier.

standard; but the upper tube was swaged out in two stages to 37 and 42 inches diameter. The upper part of the pile column was precast and set in position touching the South side of the tube. By this means there was sufficient tolerance to allow for considerable movement of the soil and the tube without affecting the pile itself.

Deck Structure

The structural depths at certain points were limited by the necessary clearance gradients and road levels; within these limits span lengths and proportions were so chosen as to present the best appearance. The main beams were designed for self weight as a system of double cantilevers and suspended spans. A more satisfactory dead load bending moment distribution could be obtained in this way, with a shallower mid-span construction depth, than could have been achieved had the design been on the basis of simple continuity. The bridge was made continuous for live load by clamping together the anchorage blocks of the temporary hinges with short cables (Fig. 6).

The search for strength weight efficiency led to the evolution of exceptionally thin I beam sections, which are a particular feature of the structure. As the thicknesses of web and flanges are reduced this efficiency rises, but it was thought desirable to impose a minimum thickness of 8". The beams were precast in 10 ft. long segments (Fig. 7) with separate diaphragms and anchor blocks.

It was not possible to accommodate within this thin section a cable big enough to carry the very large prestressing force, which was of the order of 2120 tons per beam. Internal ducts lead to the distortion of such a section and this greatly reduces efficiency. External cables were used chiefly to obviate this, though simpler casting and low cable friction were other reasons for their adoption.

In spite of the relief in shear force resulting from the slope of the bottom flange of the beam the thin webs needed vertical prestressing near the piers; and the vertical cables could be placed in ducts without difficulty because of the absence of internal main cables.

The problem of combined bending and shear at the piers was by no means an easy one. Elastic analysis was simple, because the vertical prestressing component could be adjusted sufficiently to keep the allowable principal tensile stress from shear below the chosen limit of 150 p.s.i. The principal tensile stress analysis of the whole section was, however, applicable to the elastic condition only, as the tensile cracks from bending which occur beyond the elastic range invalidated it. Since no published information on the ultimate behaviour of prestressed concrete beams subject to combined bending and shear appeared to exist, though many continuous and cantilever bridges had been built, a design procedure similar to that for normal reinforced con-

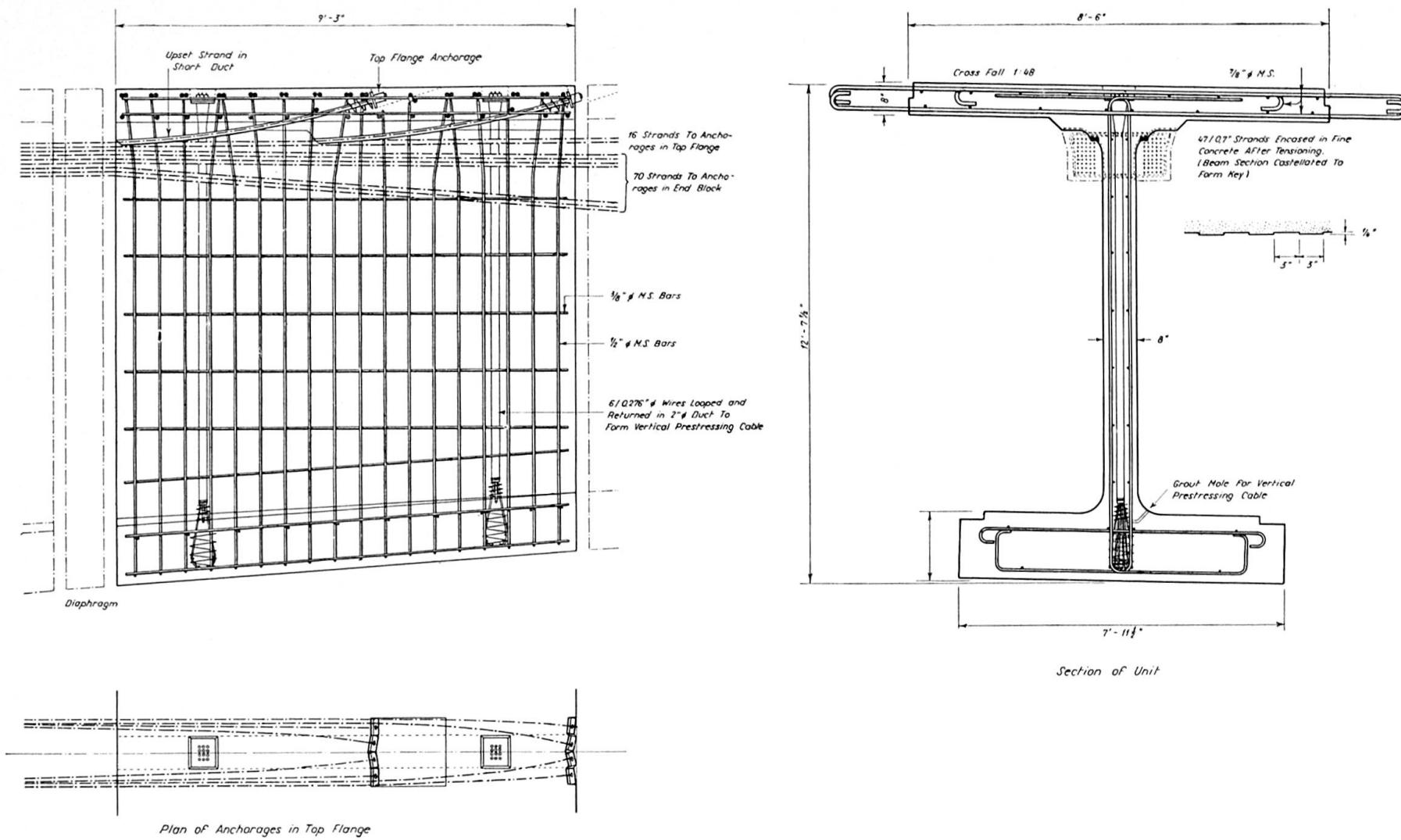


Fig. 7. Detail of Typical Beam Unit.

crete was used. A lattice system of compression in the concrete acting at an angle of 45° , and vertical tensile reinforcement, was assumed to act within the web. The vertical prestressing cables did not provide enough resistance at ultimate load, and they were therefore supplemented by normal mild steel stirrups. The net shear force acting on the beam was found by deducting from the total reaction the vertical components of the main cable force and the compression in the bottom flange resulting from the inclination of cables and flange to the beam axis.

It was decided to check design assumptions by testing a scale model, as little information appeared to exist on this subject. Such a test would also cover the validity of the assumptions made concerning bond in the main cable design. The model test not only showed that the assumptions made were on the safe side, but also that shear reinforcement was considerably over-estimated, since when the beam failed by simple bending the stirrups appeared still to be working within the elastic range. The test also showed, however, that the adoption of the principal tensile stress analysis only would have led to premature shear failure.

Summary

The Narrows Bridge, the largest continuous prestressed precast bridge in the world, was completed in 1959. It was designed by British engineers using a type of pile and methods of prestressing and equipment developed in Great Britain. It has five spans of 160 ft., 230 ft., 320 ft., 230 ft., and 160 ft. giving an overall length of 1,100 ft. between abutments. It carries a six lane highway 70 ft. wide with footpaths on each side and joins the main part of the City of Perth to the extensive suburban development on the south bank of the Swan River which has hitherto been served by a single bridge, a considerable distance upstream.

Construction in prestressed concrete was decided upon after comparison between the prestressed concrete design and a second design in structural steel had shown that the bridge would be cheaper to build in prestressed concrete in the first place and would also cost less to maintain in the future.

Since the bridge occupies a prominent place in one of the country's beauty spots great attention was devoted to its appearance and British architects were engaged as consultants to ensure that the design would enhance the fine view provided by the City of Perth and its surrounding countryside.

The cost of the bridge was approximately £ 1,250,000 sterling.

Résumé

Le Pont des Narrows, le plus grand pont continu précontraint et préfabriqué du monde, a été terminé en 1959. Il a été conçu par des ingénieurs bri-

tanniques qui utilisèrent un genre de pieux, des procédés de précontrainte et du matériel développés en Grande-Bretagne. L'ouvrage comporte cinq travées de 49, 70, 98, 70 et de 49 mètres; la longueur totale est donc de 336 m entre culées. Le pont supporte une route à six voies large de 21,4 m, avec banquettes de chaque côté. Il réunit la partie principale de la ville de Perth à la banlieue en plein développement sur la rive sud de la rivière Swan; cette région était desservie auparavant par un seul pont, situé en amont à une distance appréciable.

On décida de construire l'ouvrage en béton précontraint après avoir fait une comparaison entre un projet en béton précontraint et un autre projet en acier, comparaison indiquant qu'il serait plus économique de construire le pont en béton précontraint et que l'entretien serait bien moins onéreux dans l'avenir.

Comme le pont occupe une place très en vue dans une des régions pittoresques du pays, on a apporté beaucoup de soin à son aspect et des architectes britanniques ont été engagés à titre de conseils afin de garantir que l'ouvrage rehausse le beau paysage que représente la ville de Perth et la campagne voisine.

Le coût du pont s'est élevé à environ £ 1 250 000 sterling.

Zusammenfassung

Der Bau der Narrows-Brücke, die z. Z. größte durchlaufende, vorfabrizierte Spannbetonbrücke der Welt, wurde 1959 vollendet.

Die für den Entwurf verantwortlichen britischen Ingenieure verwendeten Spannverfahren und Ausrüstungen sowie einen Pfahltyp, die in England entwickelt wurden. Die 5 Felder von 49, 70, 98, 70 und 49 m geben der Brücke eine Gesamtlänge von 336 m zwischen den Widerlagern. Die überführte Straße mit einem Gehweg auf jeder Seite hat 6 Fahrbahnen mit einer Gesamtbreite von 21,4 m und verbindet den Hauptteil der Stadt Perth mit den weitausgedehnten Vororten am Südufer des Swan-Flusses, die bis anhin nur eine weit flussaufwärts liegende Brücke zur Verfügung hatten.

Die Ausführung in Spannbeton wurde beschlossen, nachdem ein Vergleich zwischen dem Spannbetonentwurf und einer Ausführung in Stahl gezeigt hatte, daß für die Spannbetonlösung 1. die Baukosten niedriger waren und 2. mit weniger Unterhaltskosten für die Zukunft zu rechnen ist.

Da die Brücke einen wichtigen Platz in einer außerordentlich schönen Landschaft einnimmt, waren die ästhetischen Belange von großer Bedeutung, so daß man englische Architekten als Berater zuzog, um sicherzustellen, daß der Entwurf das schöne Bild der City von Perth und ihrer Umgebung noch verbessern würde.

Die Kosten der Brücke beliefen sich auf ca. £ 1,25 Millionen.

IV a 2

Développements nouveaux dans la construction des ponts en Yougoslavie

Neue Entwicklungen im Brückenbau in Jugoslawien

New Developments in Bridge Building in Yugoslavia

B. ŽEŽELJ

Belgrade

Au Congrès, l'auteur a montré deux des plus importantes réalisations dans la technique yougoslave du béton armé et précontraint.

Le pont sur la Tissa, terminé en mai 1959, avec sa travée centrale de 154 m et un système de poutre rigide précontrainte et renforcée par un arc souple, est un exemple unique de l'application du béton précontraint dans la construction des ponts. Cette construction hardie et complexe a été réalisée par l'application de solutions nouvelles et originales dans la construction, surtout en ce qui concerne l'économie du cintre, les nouvelles méthodes de précontrainte et la réduction d'influences secondaires sur cette construction sensible.

Le pont de Novi Sad, encore en cours de construction et qui sera terminé vers le milieu de 1961, est le plus grand pont de chemin de fer du monde et se classe au deuxième rang de tous les ponts en béton. Cet ouvrage, de dimensions gigantesques, se distingue par sa haute conception technique et par plusieurs innovations techniques utilisées au cours de la construction. C'est un exemple intéressant d'un pont en arc en béton de grandes dimensions réalisé dans la plaine du Danube et fondé sur un terrain d'une résistance moyenne. Le cintre a été construit économiquement, calculé pour 40% du poids des arcs, ce qui impliquait un procédé original de bétonnage. Le cintre au-dessus de la voie navigable a été réalisé par un arc à deux articulations de 108 m de portée, composé d'éléments préfabriqués construits en encorbellement. La partie suspendue du tablier est exécutée par montage, ainsi que les contreventements.

Ces deux ponts ont été exécutés selon les études et projets de l'auteur.

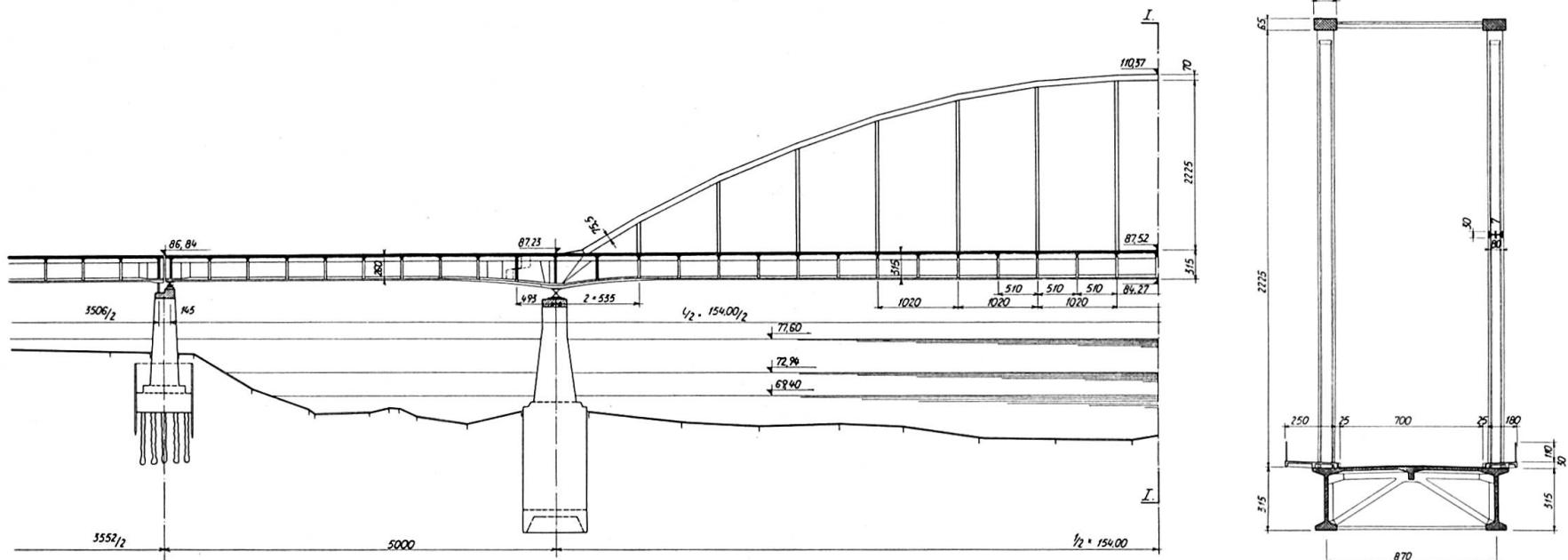


Fig. 1.

I. Le pont sur la Tisa à Titel

Le nouvel ouvrage, situé sur les piles de l'ancien pont, est composé de deux constructions parallèles — routière et ferroviaire; le pont-route, dont nous parlons, est en béton précontraint et présente une longueur totale de 400 m (fig. 1 et 2). De toute la construction c'est la partie centrale, avec ses trois travées de $50 + 154 + 50$ m, qui est la plus intéressante. La travée centrale, de 154 m, est une poutre rigide précontrainte et renforcée par un arc souple. La poutre est continue sur les trois travées. Au cours de l'exécution, on a prévu des joints de montage dans les travées latérales, à 5 m des piles médianes. De cette façon, l'ouvrage n'est continu que pour la charge mobile.

Le tablier a une largeur utile de 10 m, soit 7 m pour la chaussée et 2,50 m pour chaque trottoir.

Dans le projet, on a tâché d'obtenir le minimum de poids propre, en employant un béton de haute qualité — dans les arcs 600 kg/cm^2 , avec des contraintes admissibles atteignant 150 kg/cm^2 . La poutre principale de rigidité



Fig. 2.

a une section en forme de double T, avec une âme mince; les entretoises sont en forme de treillis. L'épaisseur de la dalle du tablier est réduite au minimum.

La directrice de l'arc a une forme polygonale avec un surbaissement de 1 : 6,4. Les arcs sont écartés de 8,80 m; leur hauteur varie de 65 cm à la clef à 75 cm aux naissances avec une largeur constante de 1,20 m.

Les arcs sont contreventés par des treillis composés d'éléments préfabriqués en béton précontraint et ils sont reliés par trois raidisseurs transversaux disposés au-dessous du tablier.

Les suspentes, de section en double T, sont aussi préfabriquées et espacées de 10,20 m. Les câbles sont disposés à l'extérieur des âmes des suspentes et protégés par du gunite.

Les deux poutres principales ont une hauteur de 3,15 m, avec des membrures de 1,10 m et 1,30 m de large: l'épaisseur de l'âme est de 16 cm. Les câbles sont disposés à l'extérieur des âmes.

Le tablier est composé de dalles à armature croisée s'appuyant sur les poutres principales, le longeron et les entretoises. Les entretoises et la dalle

sont précontraintes transversalement, ce qui assure une liaison parfaite entre les deux poutres principales.

Comme le système statique est très sensible aux influences provenant du retrait et du fluage, il était nécessaire de soutenir pendant quelques mois les arcs par des vérins, disposés à la clef et qui compensaient ainsi la majeure partie de ces influences. Comme la section de l'arc à la clef était restreinte, on ne pouvait pas relever toute la construction par les vérins, mais seulement les poutres et les arcs, sans dalle et sans entretoises.

Ce sont ces principes qui inspirèrent toute la conception du projet et même de l'exécution.

Le calcul de l'ouvrage a été divisé en 7 cas de charge, ce qui a provoqué le changement du système élémentaire de la construction même.

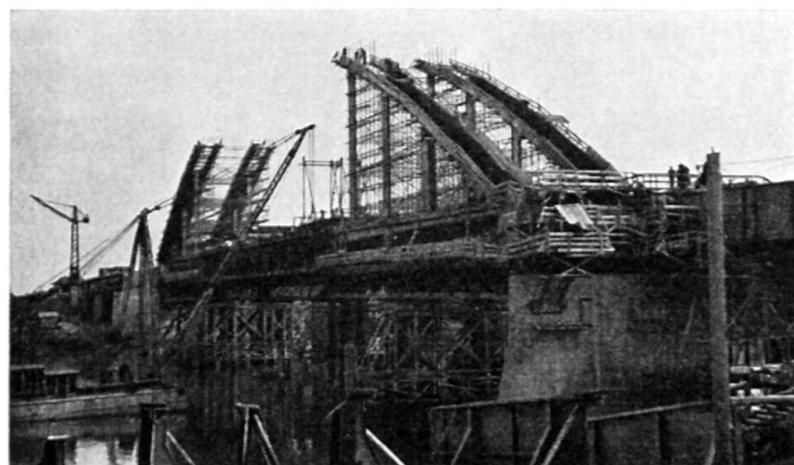


Fig. 3.

On a bétonné d'abord les poutres de rigidité. Après leur mise en précontrainte, elles continuèrent de s'appuyer sur les quatre piles d'échafaudage. On a ainsi obtenu — dans cette phase — deux poutres continues, précontraintes par 1100 t chacune, supportant au cours de l'exécution, le poids de l'échafaudage tubulaire et le poids du béton des suspentes, des arcs et des contreventements.

Pour la réalisation de la précontrainte des poutres (voir fig. 3) on a utilisé des câbles de 6 fils de 5 mm disposés en deux couches et placés à l'extérieur de l'âme de la poutre — 50 câbles dans chaque couche — disposés librement le long de la poutre. On a obtenu la position verticale désirée de chaque couche de câbles en tirant le faisceau de 50 câbles aux endroits prévus. La position des couches des câbles changeait au cours de différentes phases d'exécution. La protection a été obtenue par gunitage de chaque couche de câbles séparément.

L'application de vérins aux clefs des arcs permit le décintrement. La clef n'était bloquée qu'après 4 mois. Après blocage des arcs aux clefs, on a procédé

au montage des éléments préfabriqués des entretoises et au bétonnage de la dalle. On a effectué en même temps le reste de la précontrainte des poutres, par une nouvelle force de 1100 t, ce qui fait au total 2200 t pour chaque poutre.

Enfin on a monté les poutres dans les travées latérales sans la dalle du tablier. Ces poutres ont été bétonnées sur les ouvrages des travées d'inondation. La mise en place a été exécutée par ripage longitudinal à l'aide d'un chaland.



Fig. 4.

A la fin, on a bloqué les joints provisoires dans les travées latérales.

L'essai de charge du pont a été réalisé à l'aide de trois paires de camions lourds avec leurs remorques. Le comportement du pont s'avéra conforme aux hypothèses du calcul et presque totalement élastique.

II. Pont sur le Danube à Novi Sad

Le pont traverse le Danube dans le port de Novi Sad à l'endroit où le lit du fleuve présente une courbure très accentuée. Le gabarit de navigation de 190 m était exigé sur la rive gauche. Le pont est prévu pour la circulation routière et ferroviaire.

L'ouvrage, d'une longueur totale de 466 m (fig. 5 et 6), est exécuté en béton armé et en béton précontraint. La grande travée a une portée de 211 m et une flèche de 32 m, la petite travée une portée de 166 m.

La largeur totale du tablier est de 20,15 m avec une bande ferroviaire de 4,40 m, une chaussée de 9 m et deux trottoirs d'une largeur totale de 6 m.

Les deux arcs sont construits d'après le même principe: encastrés, surbaissés au 1 : 6,5, section en caisson, avec moments d'inertie variables. L'écarte-

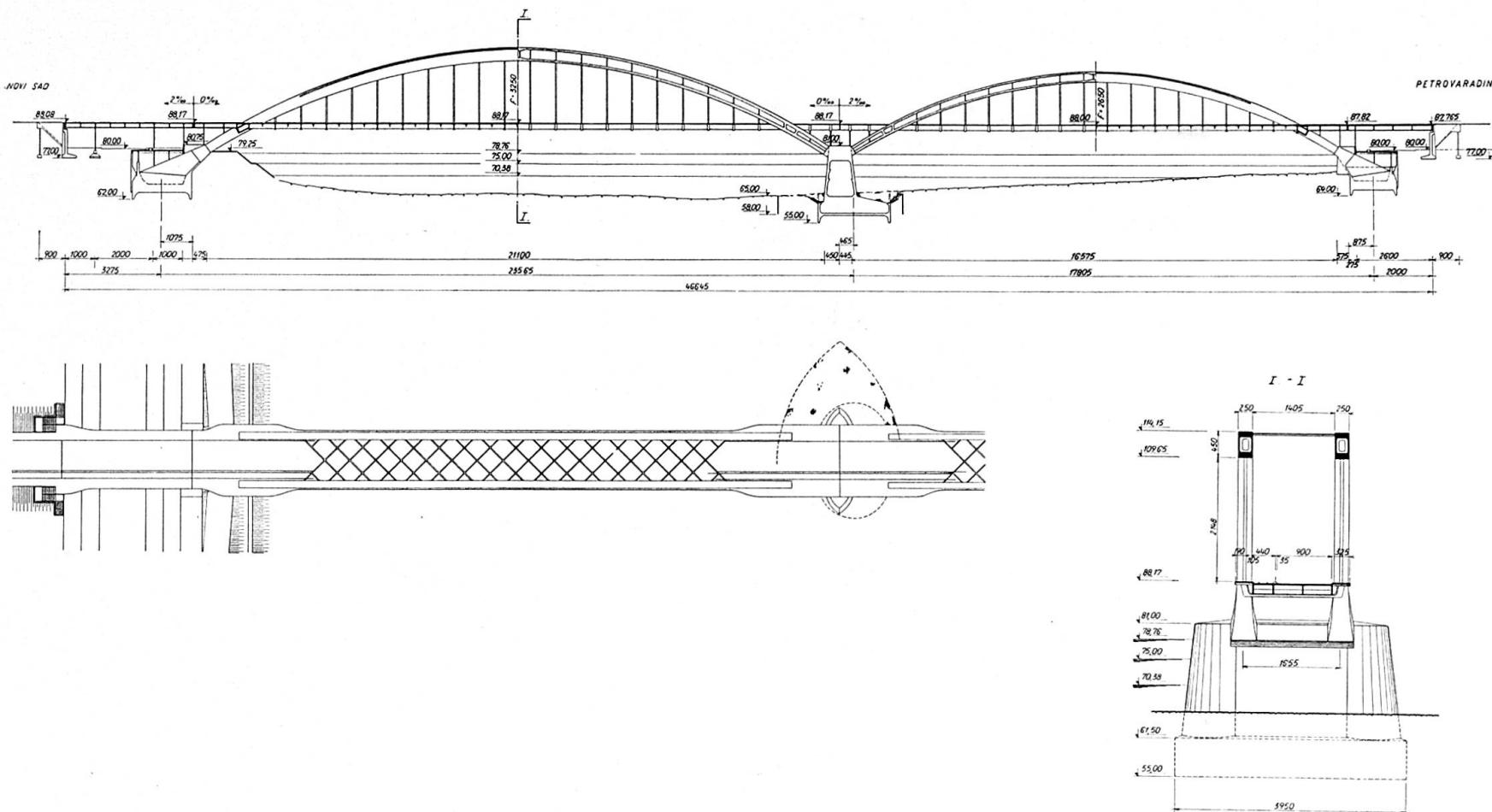


Fig. 5.

ment des arcs est de 16,55 m. La hauteur du caisson dans la grande travée varie de 4,40 m à la clef à 3,20 m aux naissances. Sa largeur est de 2,50 m, mais — au-dessous du tablier — elle augmente jusqu'à 4,70 m. L'épaisseur des dalles est en moyenne de 80 cm. Les voiles longitudinaux ont une épaisseur constante de 25 cm.

Les arcs sont contreventés par des treillis composés d'éléments préfabriqués en béton précontraint. Au-dessous du tablier, les arcs sont liés entre eux par une entretoise en caisson et forment ainsi un cadre rigide capable de résister aux forces horizontales agissant sur le tablier.

Les suspentes, écartées de 8,70 m, sont préfabriquées, en béton précontraint et ancrées dans les entretoises principales, également préfabriquées et



Fig. 6.

en béton précontraint. Le tablier est composé de dalles à armature croisée, s'appuyant sur les quatre longerons, les entretoises principales et les entretoises secondaires.

Le tablier est divisé par des joints de dilatation prévus au dessus des poteaux et au milieu de chaque portée.

La fondation des trois piles principales est effectuée à l'aide de caissons à air comprimé.

Les piles extrêmes sont sollicitées par des forces horizontales de 8700 et de 5600 t. Elles sont en béton armé de dimensions 25/20 m et de 24/16 m. Derrière ces piles, on a prévu des voiles en béton armé, s'appuyant aux piles par intermédiaire de neuf vérins hydrauliques. On obtient ainsi la possibilité d'activer la butée derrière les culées — jusqu'à 4000 t, avec une compression du terrain sablonneux en trois phases, avant de claver les arcs.

La pile intermédiaire est sollicitée par des forces horizontales inégales. Le caisson de dimensions 39/24 m et d'une surface de 833 m², est exécuté en béton précontraint. Le caisson et la pile ont la forme d'une caisse renforcée par des voiles verticaux. Les vides du caisson sont remplis de béton, tandis que la pile est restée vide.

Le couteau, la dalle inférieure et les parois extérieures, prolongées jusqu'à 9,80 m, ont été exécutés sur la rive gauche.

Le caisson, d'un poids de 3200 t, a été noyé pneumatiquement jusqu'à la profondeur de flottage, après que l'on eût creusé la rive, le caisson a ensuite été remorqué jusqu'à son emplacement définitif et fondé sur une couche de gravier, à 15 m sous l'étiage.

Pendant les travaux, on devait maintenir la navigation sur une passe de 100 m. — Dans la grande travée, le cintre (fig. 7) a été réalisé par un arc à

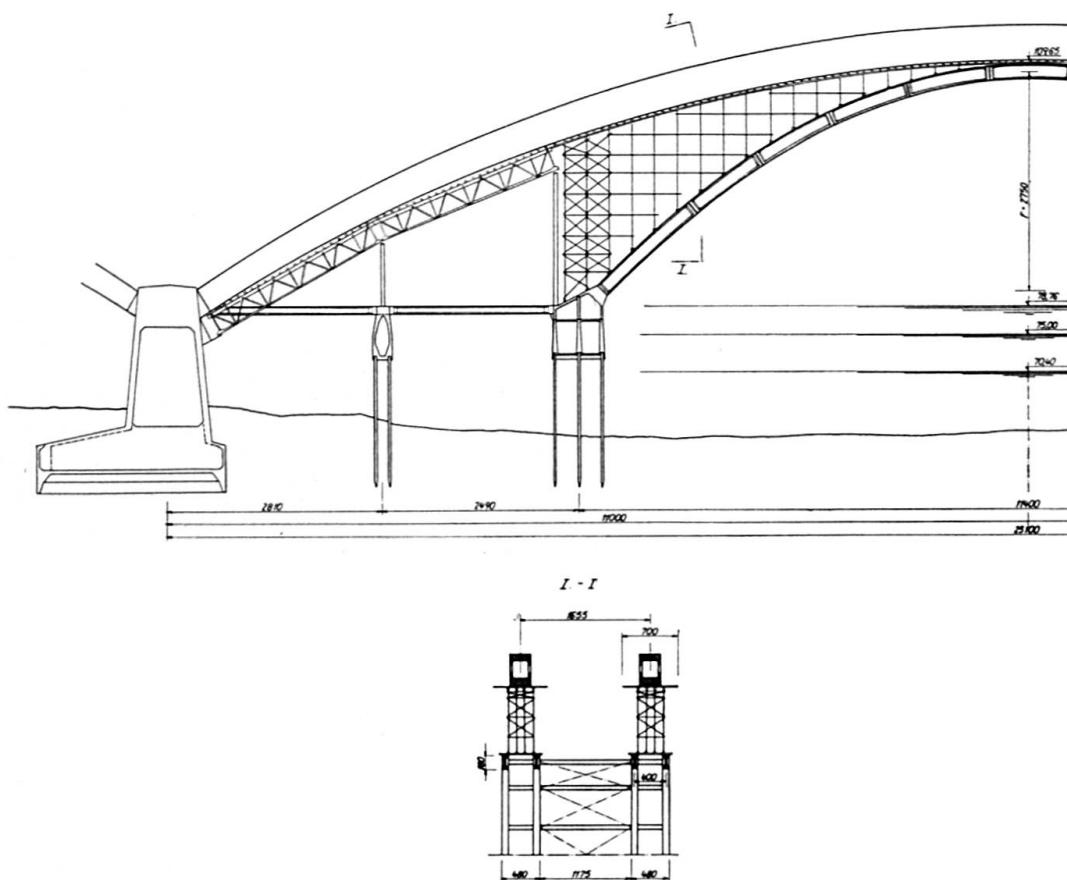


Fig. 7.

deux articulations de 108 m de portée — composé par des éléments préfabriqués. Les poussées de ces arcs sont transmises aux culées du pont par l'intermédiaire de poutres en béton armé. Les quatre arcs sont liés entre eux par des poutrelles préfabriquées et par des diagonales croisées, formées de câbles mis en tension.

L'assemblage de ces arcs a été effectué par montage en porte à faux (voir fig. 8). Chaque élément — d'un poids de 16 t — s'appuie à l'aide d'une articulation sur l'élément précédent, et est accroché aux câbles à son extrémité supérieure. Quand le montage du dernier élément à la clef est terminé, tous les joints entre les éléments sont articulés, pour que l'on puisse régler le poly-

gone funiculaire à l'aide des tirants en acier. Après le réglage, on bloque les joints par du mortier vibré et par des boulons en acier.

Dans la travée de 166 m et dans les parties latérales de la grande travée, on a utilisé des anciens treillis du génie, appuyés sur des poteaux en béton armé fondés sur pieux.

La partie supérieure du cintre était constituée de tubes d'acier.



Fig. 8.



Fig. 9.

Le cintre n'a été calculé que pour 40% du poids des arcs. Cette économie de cintre a exigé un procédé spécial de bétonnage des arcs. Après le bétonnage du premier anneau — on a appliqué à la clef, par des vérins, une force égale à la poussée horizontale due au poids du premier anneau.

La force appliquée à la clef provoqua des déformations élastiques et plastiques dans le premier anneau. Pour cette raison, le hourdis supérieur a dû être bétonné sans liaison avec le hourdis inférieur, pour que le second anneau ait la possibilité d'effectuer les déformations correspondantes, sans nuire à la

liaison entre les anneaux. C'est pour cela qu'on a bétonné les voiles longitudinaux en troisième phase, après que le béton du premier et du deuxième anneau eût subi la majeure partie des effets du retrait et du fluage.

Pour mieux assurer la liaison entre les trois phases, on a mis les voiles longitudinaux en précontrainte.

Après le décintrement, les arcs resteront en charge pendant six mois. Il est possible de compenser dans cette période la majeure partie des déformations dues au retrait, au fluage et au déplacement des appuis. On n'a prévu de vérins que pour le poids des arcs, des suspentes et des entretoises principales — mais non celui des dalles.

Les arcs terminés, on procède au décintrement et à la libération du lit du fleuve. Les suspentes et la chaussée doivent être exécutées au montage.

Les suspentes et les entretoises sont préfabriquées sur la rive avant le transport. Les suspentes sont mises en précontrainte partielle, tandis que la mise en précontrainte des entretoises principales est effectuée complètement sur la rive. La partie préfabriquée des entretoises est construite de manière à servir d'appui aux coffrages des dalles et des longerons du tablier.

Le montage du contreventement, des suspentes et des entretoises s'effectue à l'aide de deux grues improvisées (fig. 9), se mouvant sur des rails posés sur la face supérieure des arcs.

Résumé

L'auteur décrit deux ouvrages importants, caractérisés par l'utilisation de nouvelles méthodes de construction en béton armé et en béton précontraint.

Il s'agit du pont sur le Tisa, une poutre précontrainte de 154 m de portée renforcée par un arc souple, et du pont de Novi Sad avec deux arcs de 211 et 166 m en béton armé.

Zusammenfassung

Der Verfasser beschreibt zwei wichtige Bauwerke, zu deren Herstellung man neue Methoden des Eisenbeton- und Spannbetonbaues benützte.

Es handelt sich um die Brücke über die Tisa, ein Langerscher Balken aus Spannbeton mit einer Mittelöffnung von 154 m und um die Novi-Sad-Brücke, eine zweifeldrige Eisenbetonbogenbrücke mit 211 und 166 m Spannweite.

Summary

The author gives a description of two important structures in which new methods in reinforced and prestressed concrete are employed.

The bridge over the river Tisa, a prestressed bow-string arch structure with a span of 154 and the Novi Sad bridge in reinforced concrete with two arches spanning 211 and 166 m.

IV a 3

Entwicklungen im Massivbrückenbau

Developments in the Construction of Concrete Bridges

Développements dans la construction des ponts en béton

ULRICH FINSTERWALDER
München

Mit meinen Ausführungen schließe ich an meine Vorträge auf den Tagungen der IVBH 1936 in Berlin, 1952 in Cambridge und 1956 in Lissabon an und berichte über die weitere Ausgestaltung des bekannten DYWIDAG-Spannbetons sowie über neue, nach dieser Bauweise entwickelte Konstruktionsformen.

Die Erfahrungen mit dem durch einen Reckvorgang mit anschließendem Anlassen auf 80 kg/mm^2 Streckgrenze gebrachten naturharten Stahl St 105 sind weiterhin günstig. Insbesondere haben sich in der Praxis keinerlei Sprödbrüche ergeben.

Um die Schwingungsfestigkeit des Spannstabes zu verbessern, wurde das



Fig. 1. Hochstraße Ludwigshafen.

metrische Rollgewinde durch ein Sondergewinde mit größerem Ausrundungshalbmesser im Gewindegrund ersetzt. Die Schwingungsfestigkeit konnte hierdurch um 30% auf 1400 kg/cm gesteigert werden.

Eine neue Konstruktionsform verlangt die Projektierung von Hochstraßen.

Unter Hochstraßen werden im neuzeitlichen Straßenbau Brückenstraßen verstanden, die im allgemeinen unmittelbar über dem Verkehrsraum der normalen Straßenebene liegen und beliebig lang sein können. Das Bauwerk «Hochstraße» muß der normalen Straßenebene weitgehend Planungsfreiheit belassen, d. h. möglichst an allen Stellen und in beliebigen Winkeln Kreuzungen ermöglichen. Der Raum unter der Hochstraße muß als Fahrbahn in Längsrichtung, zur Ausbildung der Anschlüsse an Stadtstraßen, als Parkplatz

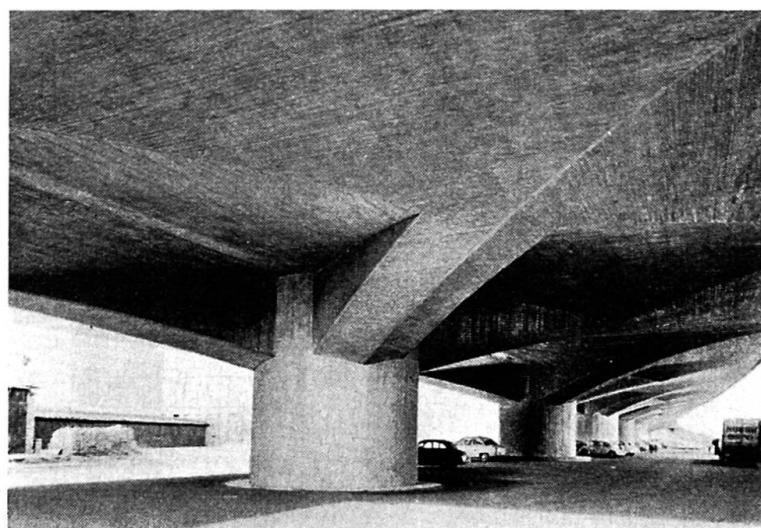


Fig. 2. Hochstraße Ludwigshafen (Untersicht).

und generell als überdeckter Raum verwendet werden können. Dazu sind mittig angeordnete Pfeiler vorteilhaft, die als Ordnungsprinzip dienen und den Raum unter der Straße in bestmöglicher Weise verfügbar machen. Das als Hochstraße ausgeführte Rampenbauwerk der Rheinbrücke in Ludwigshafen ist eine Aneinanderreihung von Platten, die jeweils aus einem Pfeiler auskragen. Das Konstruktionsprinzip am Beispiel eines Einzelpilzes einer Hochstraße von 32 m Breite ist im Bild mit Diagonalschnitt und Untersicht dargestellt. Die in der Untersichtdarstellung mit Schichtlinien gezeichnete Spannbetonplatte ist an den Rändern sowie längs der seitenparallelen Mittellinien 30 cm dick. Sie ist gegen die Viertelpunkte des Grundrisses pyramidenförmig auf 1 m verstärkt. Die Pyramidenflächen sind ganz flach zylindrisch gewölbt und setzen sich in der Unterfläche der diagonal angeordneten Kragrippen bis zum Schnitt mit der runden Mittelstütze fort. Diese Form bildet die Stützfläche für das quadratische Netz der Spannglieder, welches unter der Oberfläche der Fahrbahnplatte liegt. Die unter der Belastung auftretenden

Spannungen wurden an einem Modell 1:40 im Institut von Prof. RÜSCH an der Techn. Hochschule München ermittelt.

Benachbarte Pilze sind durch Fugen voneinander getrennt. Wie die Fig. 3 zeigt, sind die Endverankerungen der Spannglieder an diesen Stellen zur Aufnahme von Querkräften ausgebildet.

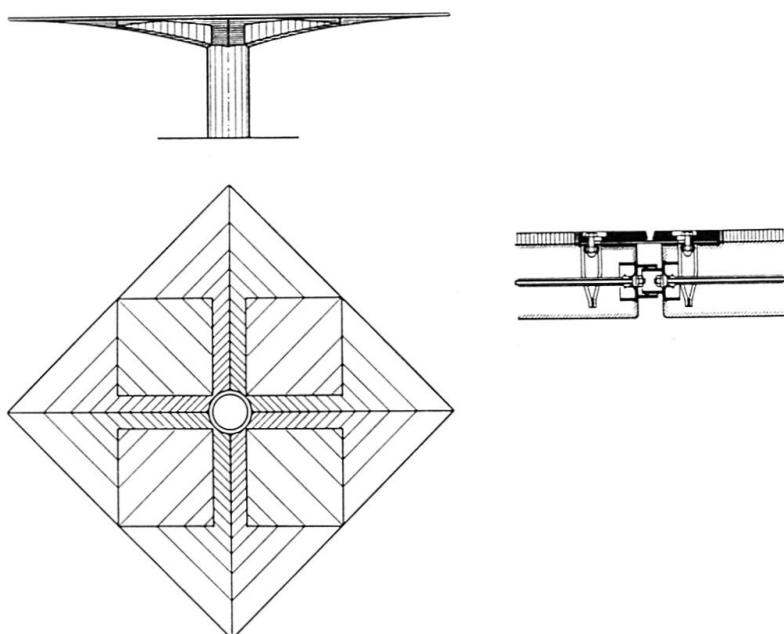


Fig. 3. Ansicht und Untersicht, Detail: Fugenkonstruktion und Endverankerung.

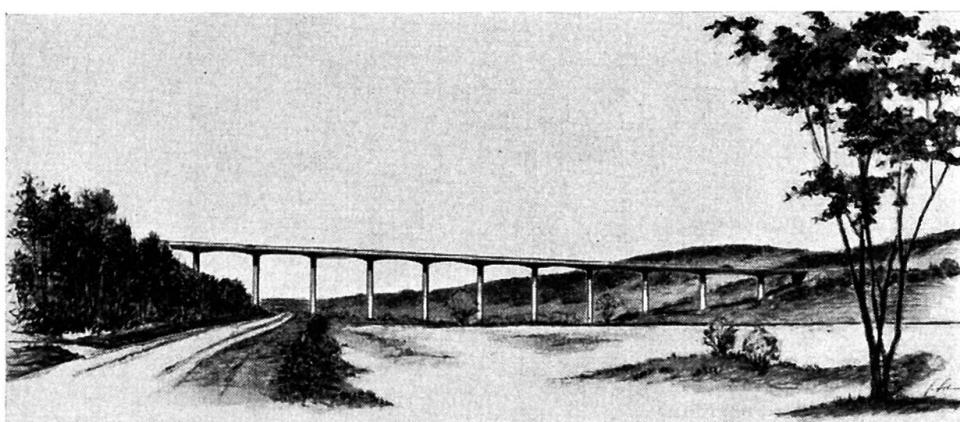


Fig. 4. Fechingertalbrücke (Projekt).

Die Anpassungsfähigkeit der Pilzlösung geht daraus hervor, daß die 28 Pilze der Ludwigshafener Hochstraße in der Breite von 12 bis 30 m variieren. Sie liegen auch im Gefälle und in der Kurve mit starker Querneigung. Aber auch bei großen Höhen und gleichmäßigen Fahrbahnbreiten ist diese Konstruktionsform insbesondere bei schrägen Talüberquerungen und Hangstraßen anwendbar und sogar eine besonders wirtschaftliche Lösung. Ihr eigener Reiz

liegt in der durch die Anordnung der Mittelstützen erreichten Eleganz der Trassierung, aber auch in der Unterstreichung des Stützenrhythmus durch die sich zu flachen Bogen ergänzenden Pilze.

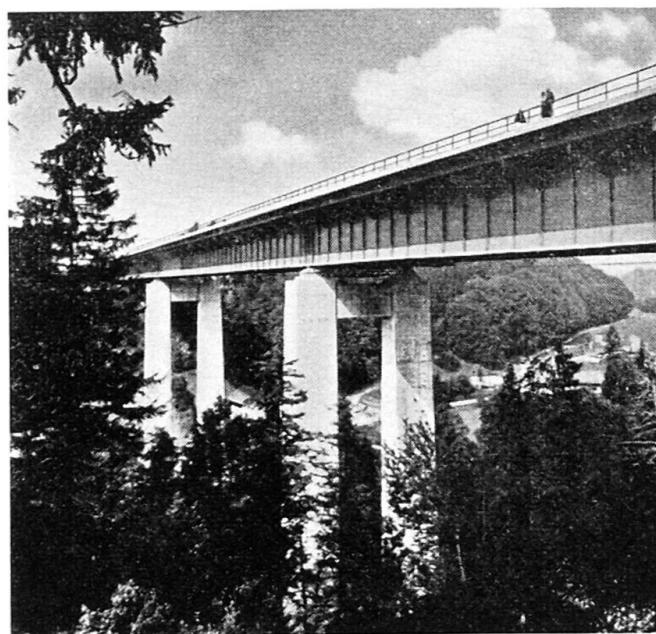


Fig. 5. Mangfallbrücke (Stahlkonstruktion).

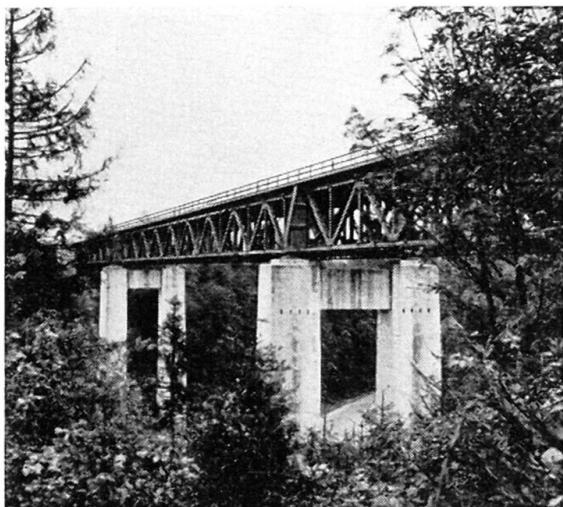


Fig. 6. Mangfallbrücke (Behelfsbrücke).

Die Figuren 5—7 zeigen die Mangfallbrücke von 1936, eine Stahlkonstruktion aus 2 Blechträgern, die Behelfsbrücke, die nach dem S.K.R.-System nach Kriegsende errichtet wurde, und die neue Spannbetonbrücke. Vorhanden waren noch die beiden Pfeilerpaare, die den Hauptträgerabstand von 12,50 m vorschrieben. Die Spannungen betrugen 90, 108 und 90 m, die Höhe über dem Mangfalltal 60 m.

Der öffentliche Wettbewerb erbrachte 7 Vorschläge in Stahl und einen in Spannbeton, der als billigste Lösung zur Ausführung kam. Für das Fachwerk sprach die Möglichkeit der Belichtung für die geforderte unten liegende Ortsfahrbahn. Ein Fachwerk mit fallenden oder steigenden Diagonalen wäre, insbesondere wegen der Nebenspannungen, einfacher gewesen. Dem Entwurf lag

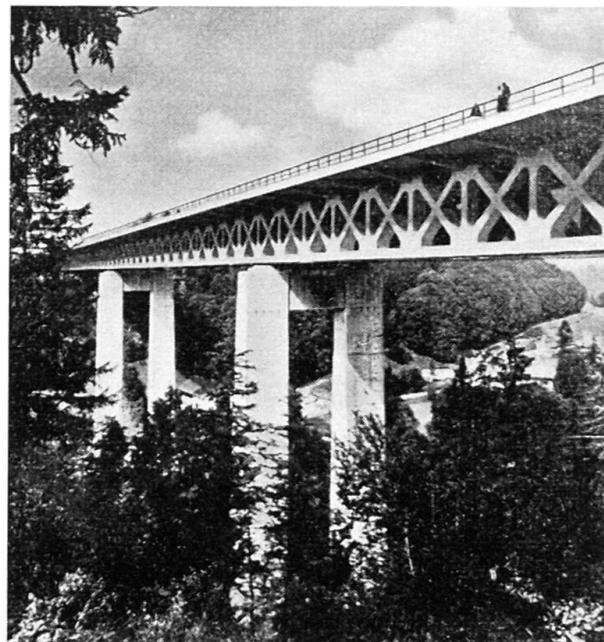


Fig. 7. Mangfallbrücke (Spannbetonbrücke).

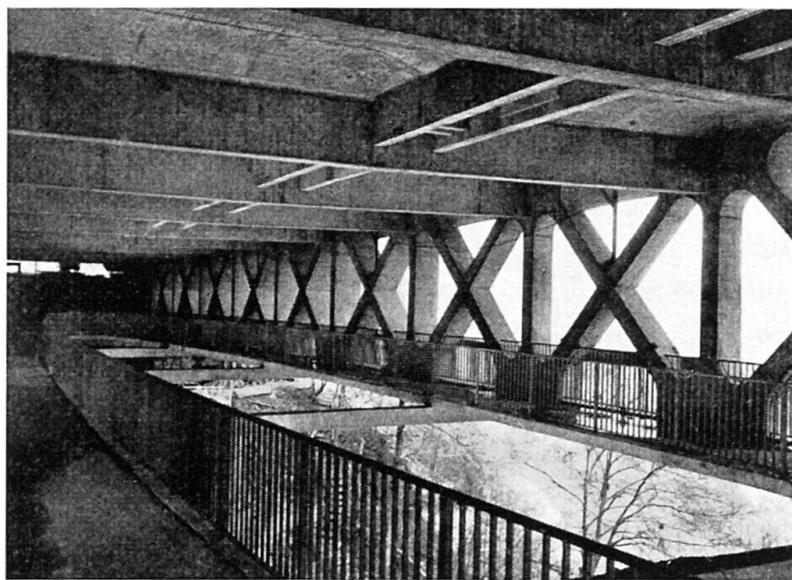


Fig. 8. Mangfallbrücke (Innenansicht).

aber die Idee zugrunde, kein rein technisches Bauwerk zu errichten, sondern ein technisches Bauwerk, bei dem auch für die Schönheit etwas getan ist. Infolgedessen wurde ein Fachwerkträger gewählt, dessen System von sich

kreuzenden Diagonalen dem Bauwerk eine im Massivbau bisher unbekannte Leichtigkeit und eine ornamentale Wirkung verleiht.

Die Breite der Diagonalstäbe liegt zwischen 66 cm in der Feldmitte und 220 cm über den Stützen, die Dicke ist konstant 44 cm. Die obere Fahrbahnplatte, die dem Autobahnverkehr dient, kragt auf jeder Seite 4,10 m vor, so daß sich eine gesamte Fahrbahnbreite von 23,50 m ergibt.

Da diese Brücke in 48 Abschnitten von einem Widerlager zum anderen in



Fig. 9. Mangfallbrücke.

einer Richtung frei vorgebaut wurde, waren Zwischenstützen erforderlich, die im allgemeinen im dreifachen Felderabstand, $3 \times 6 = 18$ m, im Anschluß an die Pfeiler jedoch im 9fachen Felderabstand, $9 \times 6 = 54$ m, errichtet wurden. Die Arbeiten wurden wettergeschützt in einem Vorbauwagen ausgeführt und waren so gut aufeinander abgestimmt, daß jede Woche, auch wenn auf Grund von Feiertagen nur an 4 Tagen gearbeitet wurde, ein Feld von 6 m Länge ausgeführt werden konnte. Dieser Takt wurde ab dem achten Feld, nachdem die Kinderkrankheiten dieser Neuentwicklung überwunden waren, bei den folgenden 40 Feldern pünktlich eingehalten.

Bekanntlich tritt bei Fachwerken an den Knotenpunkten eine sprungweise Änderung der Stabkräfte ein. Schlaff bewehrter Stahlbeton kann diesem Kraftfluß nicht folgen, da der Haftverbund zwischen Stahl und Beton zu seiner Wirkung eine gewisse Länge erfordert. Da bei Spannbeton die Zugkraft der Spannglieder durch die Endverankerung konzentriert übertragen werden kann, ist die ordnungsgemäße Konstruktion eines Fachwerkes mit den Mitteln des Spannbetons möglich.

Im Untergurt eines Fachwerkträgers der Mangfallbrücke werden Stabkräfte bis zu 3000 t durch 116 \varnothing 26, im Obergurt über der Stütze Stabkräfte

bis zu 6000 t durch $243 \varnothing 26$ aufgenommen. Die maximalen Stabkräfte in den Diagonalen betragen 1500 t bei $60 \varnothing 26$.

Die Diagonaleisen wurden jeweils durch einen Knoten mit Krümmungsradien von 4 m hindurchgeführt und am anderen Knoten mit den zugehörigen Gurteisen durch die Überdeckung gestoßen. Hierdurch konnten die Umlenkinkel der Spannglieder auf 45° beschränkt werden.

Die Pfeiler wurden mit den Fachwerkträgern monolythisch verbunden, so daß die Brücke, abgesehen von den Rollenlagern an den Widerlagern, als gelenkloser Rahmen arbeitet.

Dieses Erstlingsbauwerk wurde erstklassig ausgeführt und ist einwandfrei gelungen. Bei eingehenden Belastungsversuchen wurde eine gute Übereinstimmung der Rechnung mit dem tatsächlichen Verhalten festgestellt.



Fig. 10. Bosphorusbrücke, Projekt (Fotomontage).

Zum Schluß sei es mir gestattet, die Grundlinien eines Vorschlags für die Überbrückung des Bosphorus vorzutragen, an dessen Beurteilung der Präsident unserer Vereinigung, Prof. STÜSSI, im Rahmen einer internationalen Kommission mitgewirkt hat.

Vereinfacht könnte man diese Konstruktion als eine auseinandergezogene Spannbetonbrücke nach der Art der Wormser Auslegerbrücke auffassen, wobei die Zwischenräume von einem zum anderen Kragarm durch das über die ganze Länge der Brücke gezogene Spannband überbrückt werden.

Ausgangspunkt ist also der Auslegerpylon, wie er als Modell abgebildet ist. Im freien Vorbau werden die beiderseits 100 m langen Spannbetonausleger hergestellt. Das gleiche geschieht an den Widerlagern, die wegen der großen Spannkraft des Spannbandes von 80 000 t eine gute Verankerung im felsigen Untergrund besitzen müssen und deshalb den Ausleger von 100 m Länge tragen können.

Das 1200 m lange Spannband reicht von einer zur anderen Uferseite und weist eine Dicke von nur 30 cm auf. Bewehrt ist es mit 2600 Stück \varnothing 26 mm aus St 80/105, die Stange für Stange von einem zum anderen Ufer gezogen werden. Fig. 12 zeigt einen Schnitt durch das Spannband. Zwischen den einzelnen Auslegern hängt das Spannband nur 1,45 m durch, so daß die für einen Schnellverkehr von 90 km/Std. ausgebildete Fahrbahn in einer sehr eleganten weichen Wellenform das Wasser überspannt. Die als Hohlkasten konstruierten Auslegerlylonen laufen spitz aus und machen die bei Belastung und Temperaturänderung eintretenden Neigungsänderungen des Spannbandes elastisch mit. Bei 400 m Spannweite ergibt die theoretische volle Verkehrslast einschließlich 15° Temperaturerhöhung nur 40 cm zusätzlichen Durchhang.

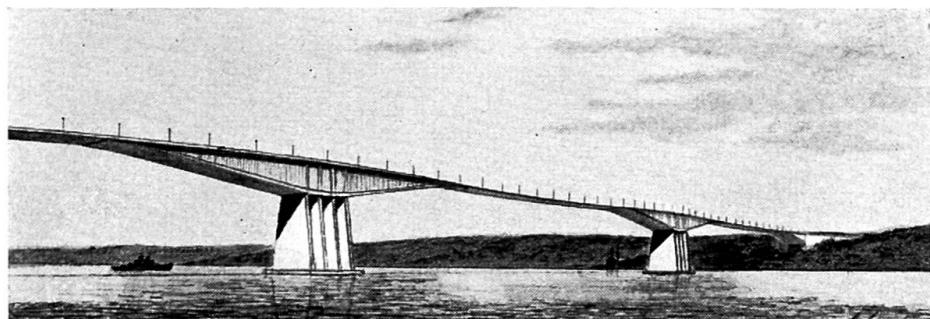


Fig. 11. Bosporusbrücke, Projekt.

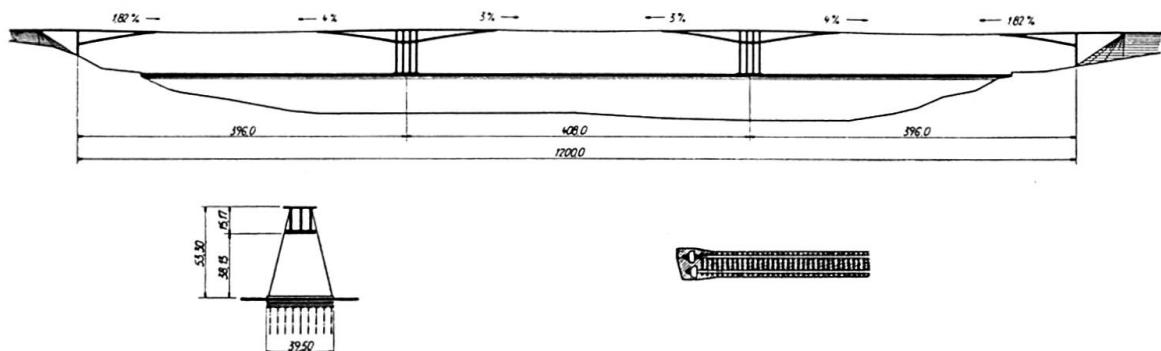


Fig. 12. Bosporusbrücke (Projekt). a) Systembild, b) Pylon, c) Detail: Spannband im Querschnitt.

Die Pylone selbst sind aufgelöst in 2 m dicke und bis OK-Ausleger 40 m hohe Scheiben, die rechtwinklig zur Brückenachse liegen. Die Durchfahrthöhe beträgt 50 m. Die Pylone haben einen leichten Anzug, um die für die Brunnengründung in der sandigen Flusssohle des 50 m tiefen Stromes notwendige Grundfläche zu gewinnen. Die Gründung kann sehr leicht ausgeführt werden, da der Pylon am Spannband in Richtung der Brückenachse und rechtwinklig zu ihr Halt findet. Leichtigkeit und Beschwingtheit sind die Kennzeichen dieser neuen Form einer Hängebrücke, die der Gedanke des Spannbetons hervorgebracht hat.

Zusammenfassung

Für die Anlage von Hochstraßen in Städten, die als Brückenstraßen ausgebildet werden, sind mittig angeordnete Pfeiler vorteilhaft, die als Ordnungsprinzip dienen und den Raum unter der Straße in der bestmöglichen Weise verfügbar machen. Es wird eine pilzförmige Spannbetonbrücke, die für das Rampenbauwerk der Rheinbrücke in Ludwigshafen ausgeführt wurde, beschrieben, dessen maximale Breite 30 m beträgt. Diese Projektidee ist auch eine besonders wirtschaftlich und trassierungsmäßig günstige Lösung bei den im Autobahnbau häufig vorkommenden schrägen Talüberquerungen und bei Hangstraßen. Die Autobahnbrücke über das Mangfalltal, deren Hauptträger mit 90, 108 und 90 m Spannweite als Fachwerkträger aus Spannbeton im freien Vorbau ausgeführt wurden, wird ebenfalls besprochen. Des weiteren wird über den Entwurf einer 1200 m langen Brücke über den Bosporus berichtet, bei welcher die Spannweiten von 3×400 m mit einer nur 30 cm dicken Spannbetonplatte, dem sogenannten Spannband, überbrückt werden.

Summary

For structures carrying elevated urban roads, it has proved advantageous to provide only one row of columns in the centreline of the bridge. This arrangement provides an ordered construction and enables better use to be made of the space beneath the road. The author describes the approach ramps for the bridge over the Rhine at Ludwigshafen. The structures in question are of prestressed concrete with a maximum width of 30 m and constructed in the form of mushroom-shaped slabs. This arrangement is equally suitable, both from the point of view of economy and that of the requirements of the alignment, for crossing a valley on the skew — as is frequently the case for motorways — or for roads on hillsides. The author then describes the motorway bridge over the Mangfall valley, a prestressed concrete bridge constructed by cantilevering; the main girders are prestressed concrete lattice girders having spans of 90, 108 and 90 m. The author finally gives some details regarding the project for a bridge over the Bosphorus, 1200 m in length. The three spans, each 400 m long, are formed of a prestressed concrete slab 30 cm thick and termed a "prestressed strip" (Spannband).

Résumé

Pour les ouvrages supportant des routes urbaines surélevées, il s'est avéré avantageux de ne prévoir qu'une file de piliers, dans l'axe du pont. Cette disposition donne à la construction un certain ordre et permet une meilleure

utilisation de l'espace situé sous la route. L'auteur décrit les rampes d'accès au pont sur le Rhin à Ludwigshafen. Il s'agit d'ouvrages en béton précontraint, larges de 30 m au maximum et exécutés en forme de dalles champignon. Cette disposition convient également, tant du point de vue de l'économie que des exigences du tracé, pour franchir une vallée en biais — comme cela est souvent le cas dans les autoroutes — ou pour les routes à flanc de coteau. L'auteur décrit ensuite le pont autoroute sur la vallée de la Mangfall, pont en béton précontraint exécuté par encorbellement; les poutres principales, des treillis en béton précontraint, présentent des portées de 90, 108 et 90 m. L'auteur donne ensuite quelques détails sur le projet d'un pont sur le Bosphore, long de 1200 m. Les trois travées de 400 m chacune sont constituées d'une dalle en béton précontraint forte de 30 cm et appelée «tirant-dalle» (Spannband).

IV a 4

Neue Elemente im Brückenbau in der Tschechoslowakei

New Factors in the Construction of Bridges in Czechoslovakia

Nouveaux éléments dans la construction des ponts en Tchécoslovaquie

VLADIMIR SMITKA
Prof. Ing. Dr. techn.

1. Typisierung von Brückenbaukonstruktionen

In den letzten 15 Jahren wurden in der Tschechoslowakei fast 4000 Brücken verschiedenartigster Konstruktion erneuert oder größtenteils neu aufgebaut. Die Ursache davon war einerseits, daß am Ende des zweiten Weltkrieges eine große Anzahl von Brücken vernichtet wurde, andernteils daß durch den heftigen Anstieg des Verkehrs die Ansprüche an die Verkehrswägen enorm anwuchsen.

Die überwiegende Anzahl der neuen Brücken wurde aus Eisenbeton und eine kleinere Zahl aus vorgespanntem Beton hergestellt.

In der Tschechoslowakei sind gegenwärtig 40 000 Straßen- und Eisenbahnbrücken in Verwendung. Wenn wir diese Brücken nach ihrer Spannweite einteilen wollen, können wir folgende Verhältnisse konstatieren:

a) Bei Straßenbrücken:

Spannweiten von 2 bis 10 m 62 % der gesamten Brückenzahl

Spannweiten von 10 bis 20 m 23 % der gesamten Brückenzahl

Spannweiten von über 20 m 15 % der gesamten Brückenzahl

b) Bei Eisenbahnbrücken:

Spannweiten von 2 bis 10 m 85 % der gesamten Eisenbahnbrücken

Spannweiten von 10 bis 20 m 10 % der gesamten Eisenbahnbrücken

Spannweiten von über 20 m 5 % der gesamten Eisenbahnbrücken

Dieser Stand zeigt günstige Bedingungen für die Typisierung dieser Konstruktionen.

Auf Grund langjähriger Studien wurden Entwürfe für Brückenkonstruktionen ausgearbeitet, welche drei grundlegende Reihen bilden:

1. Brücken kleinster Spannweite von 3 bis 9 m, abgestuft je einen Meter.
 2. Brücken mittlerer Spannweite von 9 bis 18 m, abgestuft je 3 Meter mit Interpolation.
 3. Brücken größerer Spannweite von 21 bis 30 m, abgestuft je 3 Meter mit Interpolation.

Gleichzeitig arbeitet man an den Typen bis 40 m Spannweite.

QUERSCHNITT

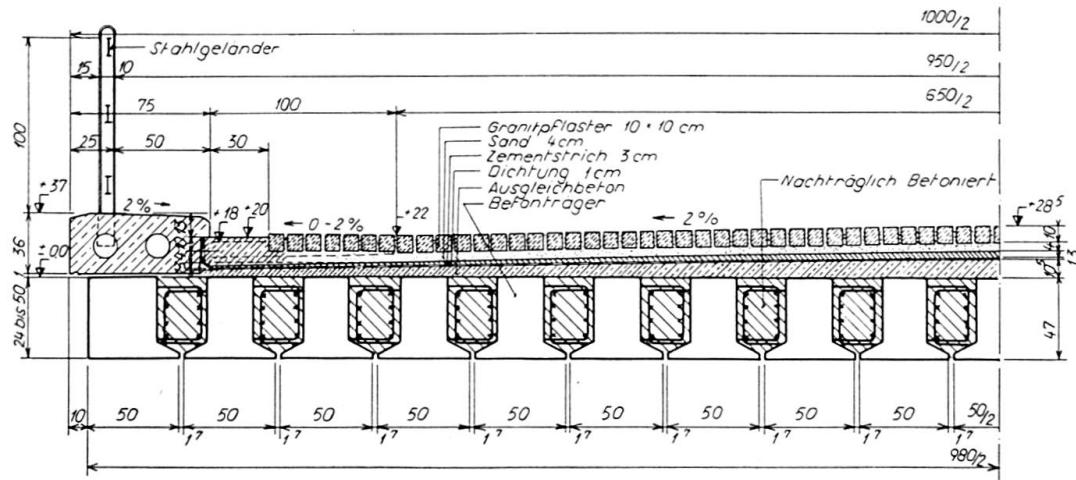


Fig. 1.

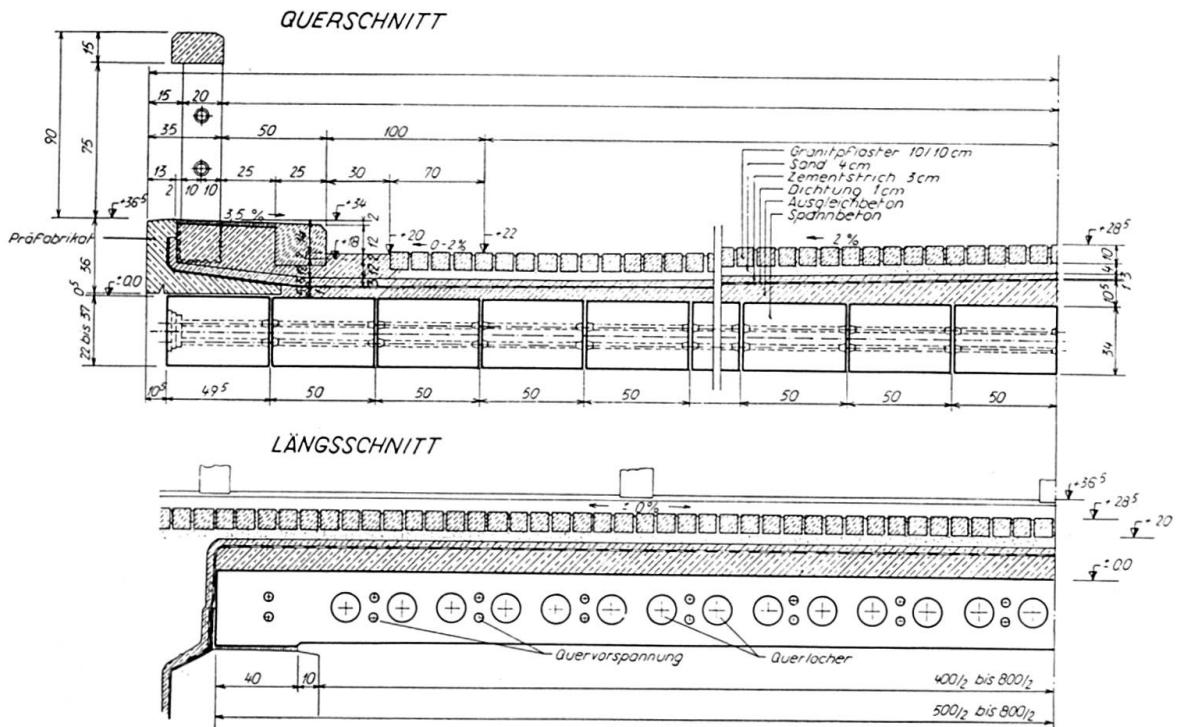
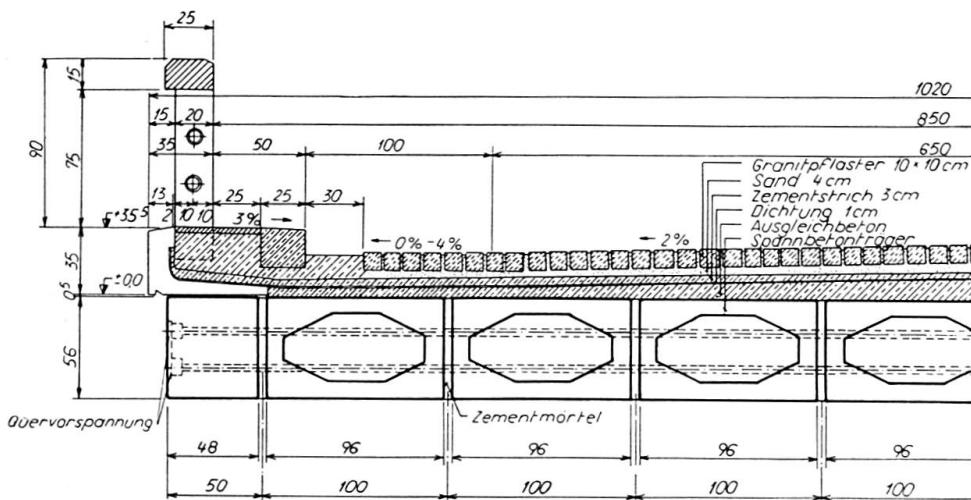


Fig. 2.

Die Typen der ersten Reihe stellen sich zusammen aus 100 oder 50 cm breiten vorgefertigten Eisenbetonteilen, welche nach der Aufstellung durch Betonstahl und Ortsbeton monolithisch verbunden werden (Fig. 1). Fertigteile aus vorgespanntem Beton sind für diese Spannweiten wesentlich teurer, und deshalb werden sie nicht für Spannweiten unter 10 Metern verwendet (Fig. 2).

In der zweiten Reihe sind zwei Ausführungsvarianten vorhanden, die eine mit gedrückter Konstruktionshöhe und geschlossener Unterfläche, die anderen mit wirtschaftlicherer Konstruktionshöhe und gegliederter Unterfläche.

QUERSCHNITT



LÄNGSSCHNITT

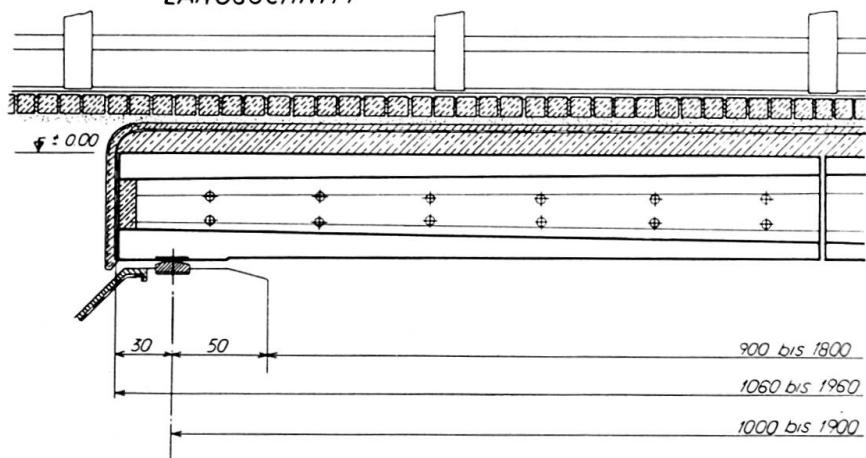


Fig. 3.

Der erste Typ besteht aus Fertigteilen mit geschlossenem Kastenquerschnitt, welche quer zusammengespannt werden (Fig. 3).

Die Entwürfe wurden für Spannweiten von 9, 12, 15 und 18 Metern mit der Möglichkeit einer Verkürzung der Mittelteile ausgearbeitet, so daß die Möglichkeit besteht, auch dazwischenliegende Spannweiten herzustellen. Durch

Verschieben der einzelnen Elemente um je 60 cm der Längsrichtung erzielen wir eine schiefe Anordnung der ganzen Brückenkonstruktion.

Der zweite Typ besteht aus Fertigteilen mit offenem Kastenquerschnitt, welche bei den Querträgern quer vorgespannt sind. Man kann sie verwenden für Grundspannweiten von 12, 15 und 18 Metern mit Möglichkeit zur Interpolation. Durch das Verschieben der Tragbalken erzielen wir verschiedene Schieffstellungen der Brücken (Fig. 4).

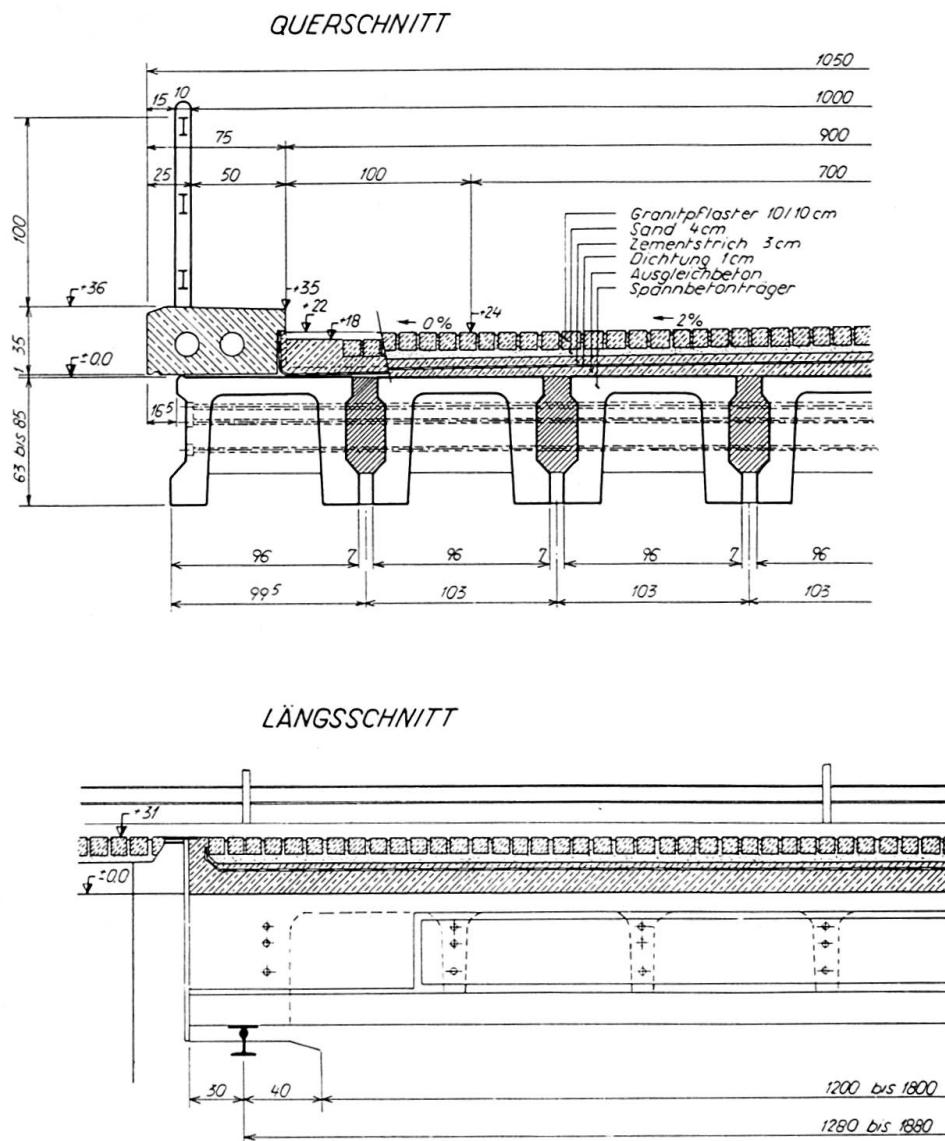


Fig. 4.

Auch bei diesen Typen sind normale Konstruktionshöhen und gedrückte Konstruktionshöhen vorgesehen.

Brücken der letzten Reihe mit Spannweiten über 21 bis 30 Metern sind in ähnlicher Weise entworfen worden (Fig. 5).

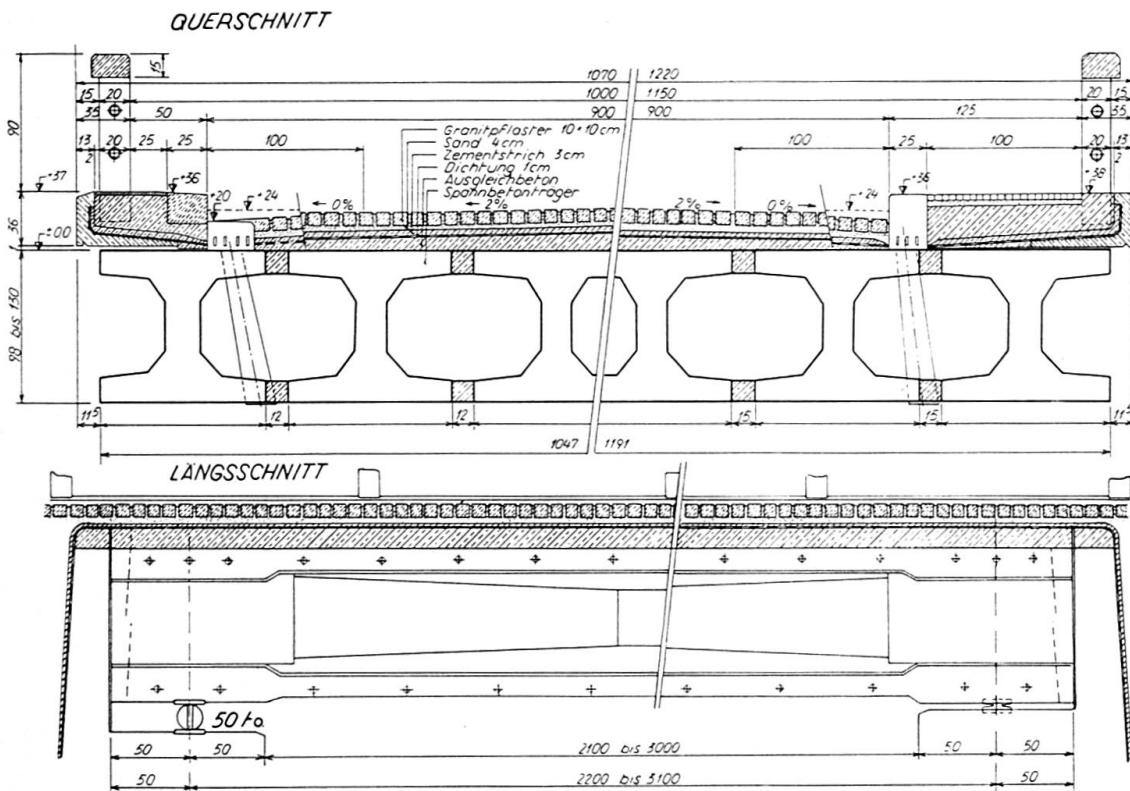


Fig. 5.

Zusammenfassung

Der Autor beschreibt die Entwürfe von normierten Eisenbeton-Brückenkonstruktionen mit Spannweiten bis 30 m.

Summary

The author describes the designs of standard reinforced concrete bridges with spans up to 30 m.

Résumé

L'auteur expose des projets de ponts standardisés en béton armé avec des portées allant jusqu'à 30 m.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IV a 5

Zwei Brücken aus vorgefertigten Elementen

Two Bridges Composed of Prefabricated Beams

Deux ponts composés de poutres préfabriquées

U. MÜLLERSDORF
Techn. lic., Stockholm

Normalerweise enthalten größere, aus vorgefertigten Elementen gebaute Konstruktionen auch recht ansehnliche Mengen Ortsbeton, durch die ein monolithisches Arbeiten des Bauwerks gesichert werden soll.

Die monolithische Bauweise hat viele große Vorteile, besonders bei Verkehrsgebäuden, weil teils das Gefahrenmoment verringert und teils Punkte eliminiert werden, die sich vom Gesichtspunkt des Unterhalts unangenehm zeigen. Jedoch hat sie die Schwäche, daß sie eine Überdimensionierung der Konstruktion mit sich bringt, weil man bei Festigkeitsberechnungen Spannungsumlagerungen infolge Kriechen und Schwinden beachten muß, die bei statisch unbestimmten Konstruktionen häufig bedeutende Änderungen des Momentenbildes bewirken.

Um die Wirtschaftlichkeit zu verbessern, ist es daher von großer Bedeutung, die Einwirkungen dieser Kräfteumlagerungen zu reduzieren.

Bisher sind in Schweden zwei längere Brücken aus vorgefertigten Trägern gebaut worden.

Die erste Brücke ist eine kontinuierliche, 330 m lange Balkenbrücke mit 26 m Spannweiten¹⁾. Die Hauptträger sind vorgefertigt und nach dem System Hoyer vorgespannt. Da das Eigengewicht der Konstruktion verhältnismäßig klein und die Spannbewehrung gerade war, entstanden hauptsächlich zwei Schwierigkeiten: teils Zugspannungen in der Trägeroberseite bei der Montage und teils die Tendenz des Trägers nach oben zu kriechen, was später in einem kontinuierlichen System positive Momente schafft und folglich den Wirkungsgrad der Bewehrung im Feldquerschnitt verringert. Auf der anderen Seite kann man keinen Nutzen aus positiven Stützenmomenten ziehen, da diese zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe der Brücke beinahe gleich Null sind.

¹⁾ Siehe Mitteilungen IVBH Nr. 19/20, S. 28.

Die erste Vorkehrung, die getroffen wurde, bezweckte, das Einwirken der unvorteilhaften geraden Form der Spannbewehrung zu reduzieren. Selbstredend liegt eine Spannbewehrung, die der Momentkurve folgt, viel günstiger bezüglich der durch Kriechen verursachten Stützenmomente. Daher wurde eine zusätzliche Spannbewehrung in der Trägeroberseite eingelegt. Um die angestrebte Wirkung zu erzielen, wurde die Haftung im Trägermittelteil aufgehoben. Nach dem Auflegen der Träger wurde diese Bewehrung gekappt, was eine Steigerung der Druckspannungen in der Unterkante des Feldschnittes mit sich führte. Um diese Prozedur zu ermöglichen, wurden die Spanndrähte durch einbetonierte vertikale Rohrstücke, welche die Schnittstellen zugänglich machten, gezogen (Fig. 1).

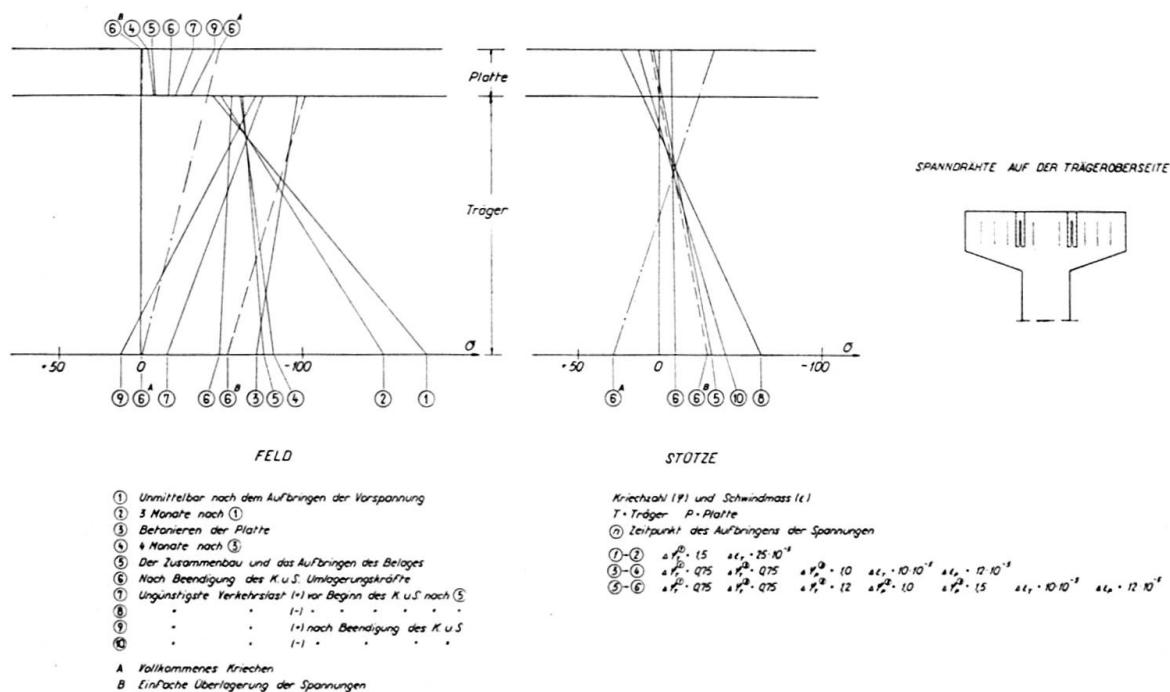


Fig. 1.

Die andere Vorkehrung war, im Bauprogramm Ruhepausen einzulegen, damit ein möglichst großer Teil des Kriechens vor sich gehen konnte, bevor die Brücke zu einem kontinuierlichen System zusammengekoppelt wurde.

Die Bauarbeit wurde in drei Hauptstadien aufgeteilt:

1. Betonieren und Vorspannen der Träger. Inklusive einer gewissen Lagerungszeit, Transport und Montage währte diese Etappe ca. 3 Monate.
2. Betonieren der Platte mit Ausnahme eines Streifens über den Stützen. Inklusive einer gewissen Wartezeit, die ohne Hindernis in das Arbeitsprogramm eingelegt werden konnte, vergingen weitere 4 Monate, bevor die Brücke kontinuierlich gemacht wurde.
3. Betonieren der Platte über den Stützen und örtliche Vorspannung bei denselben.

Betreffend Kriechen und Schwinden wurde angenommen:

1. Für den Träger

Belastungen, die sich aus der Vorspannung ergeben Kriechzahl $\varphi = 3$

Belastungen, die nach 3 Monaten auftreten $\varphi = 1,5$

Belastungen, die nach 7 Monaten auftreten $\varphi = 1,2$

Schwinden $\epsilon = 45 \cdot 10^{-5}$

2. Für die Platte

Belastungen, die nach dem Abbinden auftreten Kriechzahl $\varphi = 2$

Belastungen, die nach 4 Monaten auftreten $\varphi = 1,5$

Schwinden $\epsilon = 25 \cdot 10^{-5}$

In Fig. 1 werden die Spannungszustände in den verschiedenen Baustadien gezeigt, zuerst in einem Feldquerschnitt und dann in einem Schnitt durch den Ortsbeton über der Stütze. Spannungsumlagerungen durch Kriechen und Schwinden gehen aus den Unterschieden 1 und 2, 3 und 4 sowie 5 und 6 hervor. Der letzte Spannungszustand enthält auch die Einwirkung des Kontinuitätsmomentes. Diese Spannungsbilder können dann auch mit möglichen Extremsfällen A und B verglichen werden:

- Das Kriechen wirkt sich voll aus. — Alle Lasten wirken auf die Konstruktion und den Querschnitt so, als ob sie nach Fertigstellung der Konstruktion zugeführt worden wären.
- Alle Lasten beeinflussen das System, das im Augenblick der Lastaufgabe gilt. Folglich entstehen in diesem Falle durch die Vorspannung keine statisch unbestimmten Momente.

Fig. 2 und 3 zeigen die Brücke vor dem Betonieren der Platte und die nur 3 m langen Spannglieder über den Stützen.

Die zweite Brücke sieht man auf Fig. 4. Sie hat Spannweiten von 17 bis 18 m. In diesem Falle sind die Träger schlaff bewehrt, was sich gemäß Kostenkalkulation als vorteilhafter erwies. Das Arbeitsprogramm, das in Fig. 5 dargestellt wird, ist völlig abweichend von demjenigen, das bei der ersten Brücke angewandt wurde:

1. Betonieren der Pfeiler und erste Bauetappe des Querträgers.
2. Verstärkung des Querträgers.
3. Montage der vorgefertigten Träger.
4. und 5. Betonieren der Platte. Die erste Etappe umfaßt die Platte über der Stütze bis zu den Viertelpunkten.

Hier hat man nach Möglichkeit versucht, ein Momentenbild zu bekommen, das einem vollständigen Kriechen entspricht.

In erster Linie sollen zwei Faktoren hierzu beitragen:

1. Kontinuität wird so zeitig als möglich geschaffen. Geschieht schon vor dem Betonieren des mittleren, als Belastung dominierenden Teiles der Platte.

2. Das Stützenmoment wird durch das System mit Vouten, das beim Betonieren des mittleren Teiles der Platte gilt, akzentuiert. Demzufolge wird etwas von dem Stützenmoment kompensiert, das man dadurch verliert, daß die Platte über der Stütze und das Trägereigengewicht zunächst auf frei aufgelegten Trägern wirkt.

Die Brücke wird über den Stützen vorgespannt. Die Spannbewehrung gibt ebenfalls die erforderliche Garantie dafür, daß vorfabrizierte und ortbetonierte Teile wie eine Einheit arbeiten. Infolge des Betonierens der Platte in zwei Etappen wird teils die praktische Arbeit mit der Vorspannung einfacher und teils erhält man einen statischen Vorteil durch die Anbringung der Vorspannung an einem System mit Vouten, welches eine Reduzierung des durch die Vorspannung hervorgerufenen Kontinuitätsmomentes mit sich führt. Aller-

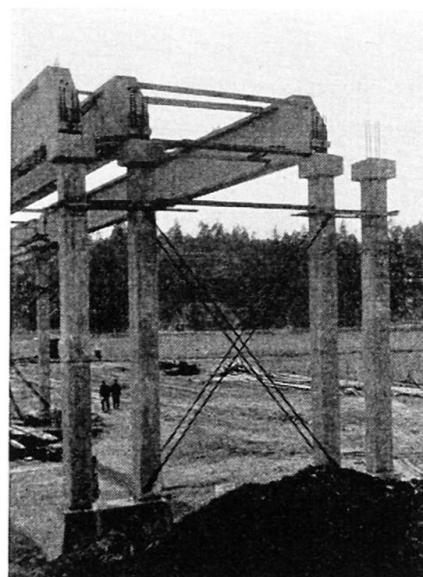


Fig. 2.

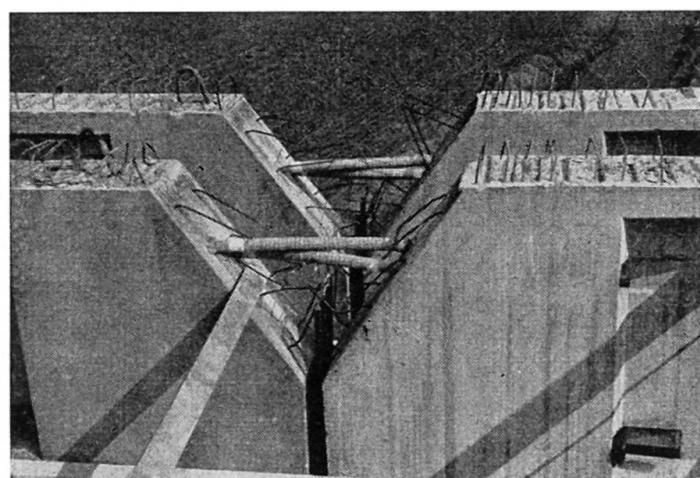


Fig. 3.

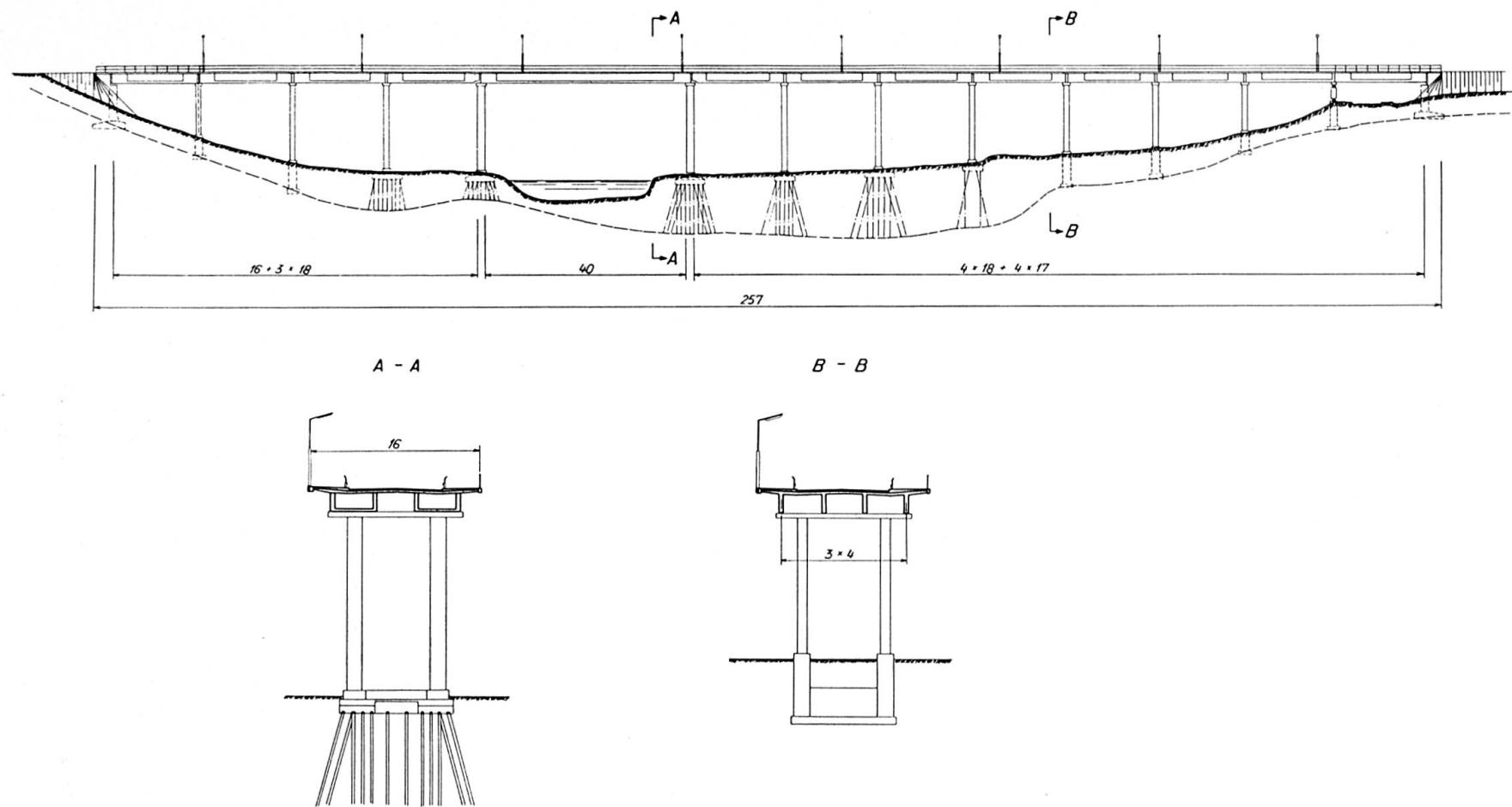


Fig. 4.

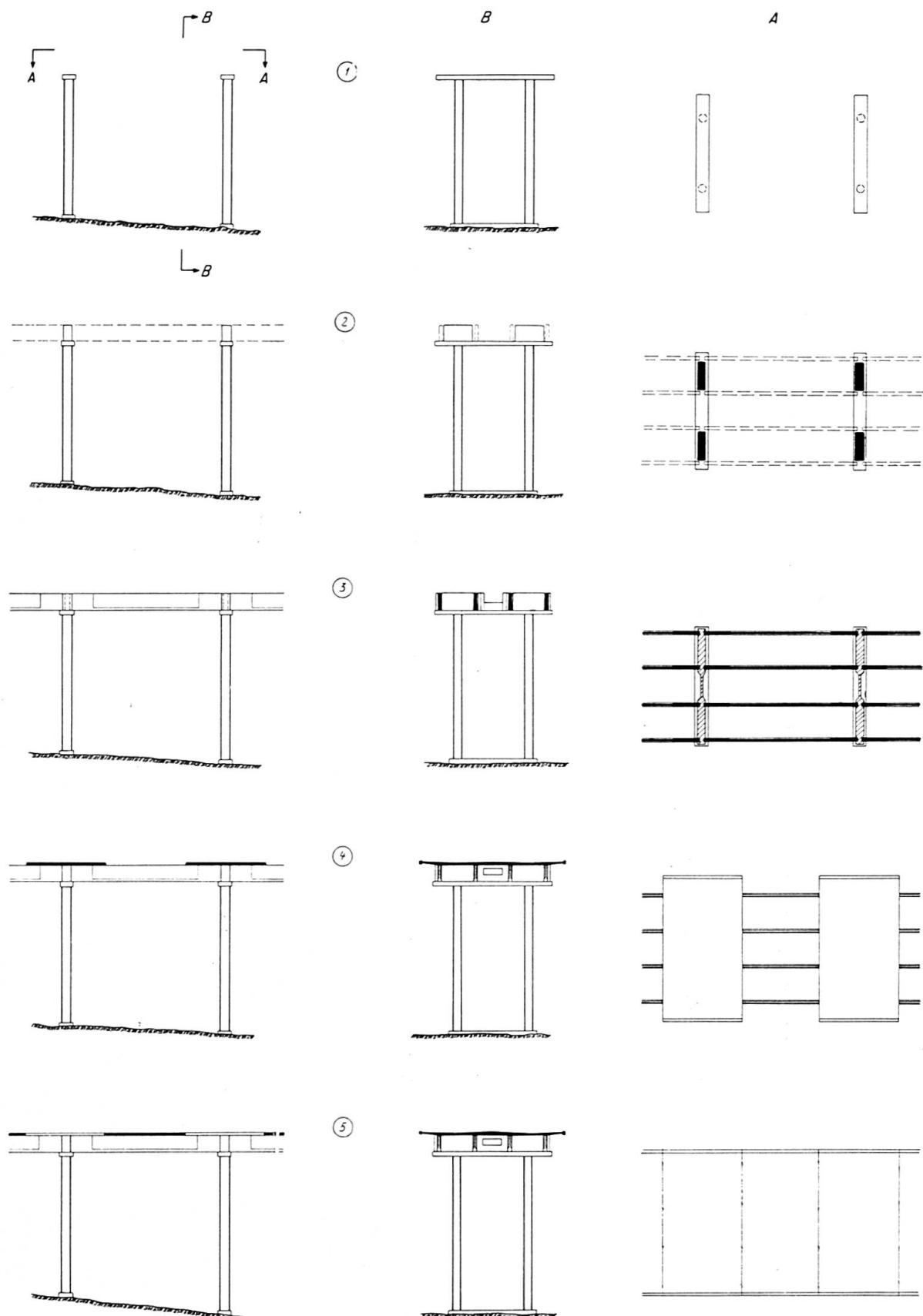


Fig. 5.

dings ist es unvermeidbar, daß sich der Verlust am Stützenmoment danach durch das Kriechen vermehrt, aber es bleibt doch immer etwas zurück. In diesem Falle führt das Kriechen also im Gegensatz zur ersten Brücke eine Verbesserung des Spannungszustandes im Feld und eine Verschlechterung über der Stütze mit sich.

Daß es einigermaßen gelungen ist, die Einwirkungen des Kriechens und Schwindens zu reduzieren, dürfte aus Fig. 6 hervorgehen, welche die Spannungen in zwei Extremfällen, gleich den bei der ersten Brücke behandelten, zeigt. Da die Brücke im Feld nicht vorgespannt ist, werden die praktischen Konsequenzen bezüglich der Bewehrung deutlicher, wenn man anstatt der

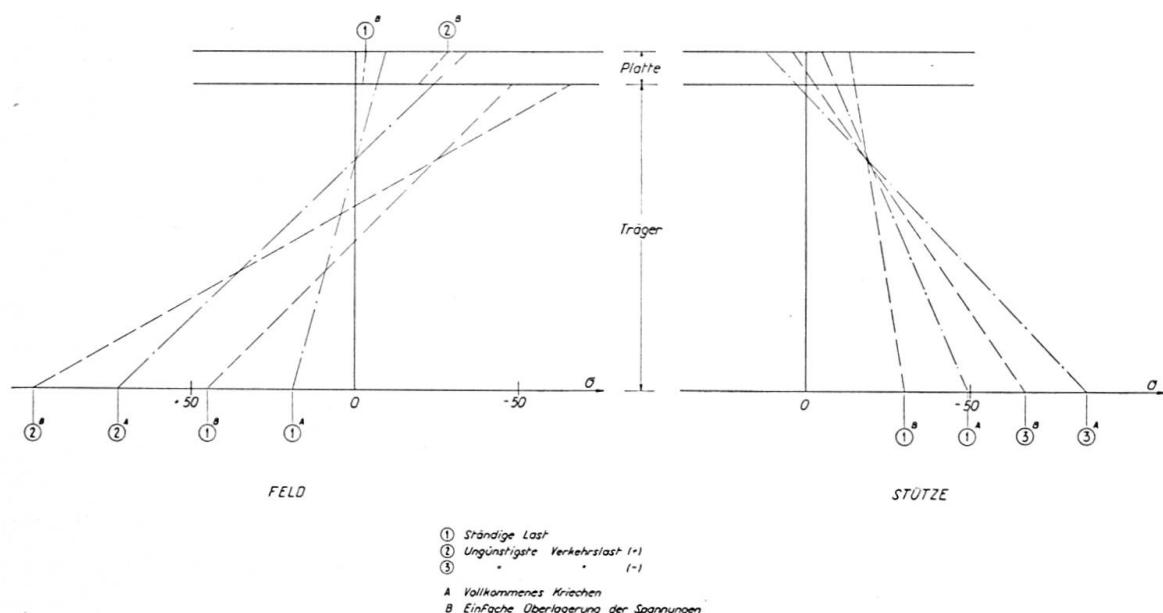


Fig. 6.

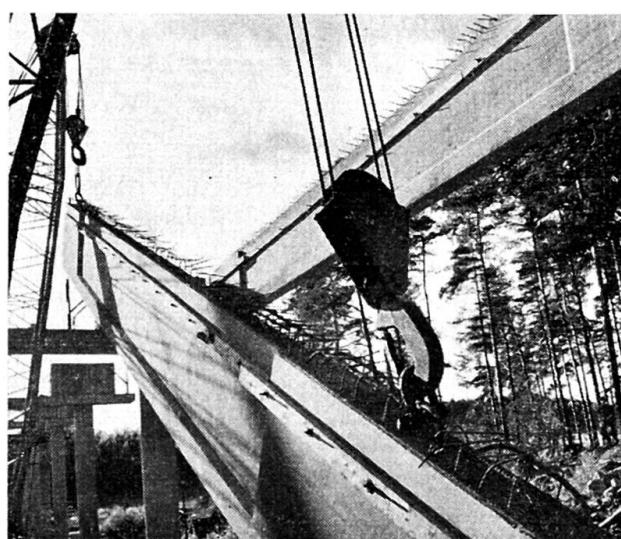


Fig. 7.

Spannungen die Zugkeile vergleicht. Bei diesem Vergleich ergibt sich, daß die augenscheinlich recht große Differenz in den Randspannungen reduziert wird, so daß das Resultat im Feld sehr befriedigend wird. Im Stützenquerschnitt wird die Differenz der Spannungen geringer, aber schlechter bezüglich der Zugkraft. In der Hauptsache beruht diese Differenz im Stützenquerschnitt auf der Tatsache, daß der Wirkungsgrad der Vorspannung bei einem aus Trägern mit schlankem Mittelteil bestehenden System besser ist als bei einem aus Trägern mit konstantem Querschnitt. Fig. 7 zeigt die Montage der zweiten Brücke²⁾.

Zusammenfassung

Dieser Beitrag enthält die Beschreibung des Bauprogrammes, der Änderungen im statischen System und der Spannungsumlagerung infolge Kriechen und Schwinden bei zwei kontinuierlichen Balkenbrücken aus vorgefertigten Elementen.

Die erste Brücke ist 330 m lang mit nach System Hoyer vorgespannten Trägern. Die Hauptträger der zweiten Brücke sind schlaff bewehrt, doch sind sie wie bei der ersten Brücke über den Stützen vorgespannt.

Summary

The author describes the construction programme, the changes in the statical system during assemblage and the redistribution of stresses due to creep and shrinkage of two continuous beam bridges assembled of prefabricated elements.

The first bridge with a total length of 330 m is built with beams tensioned by the Hoyer system. The second bridge has a total length of 260 m. The beams in this bridge however are reinforced with mild steel bars. Continuity over the supports is here also realised by prestressing.

Résumé

L'auteur décrit le programme de construction, les changements dans le système statique pendant le montage et la redistribution des efforts due au fluage et au retrait pour deux ponts continus composés d'éléments préfabriqués.

Le premier ayant une longueur totale de 330 m, comporte des poutres précontraintes par le système Hoyer. Le deuxième pont, long de 260 m est constitué de poutres en béton armé ordinaire. La continuité sur les supports est dans ce cas également réalisée par précontrainte.

²⁾ Siehe auch Mitteilungen IVBH Nr. 19/20, S. 29.

IV a 6

Méthode de calcul des ponts, basée sur les états limites

Eine Berechnungsmethode für Brücken auf der Grundlage des Grenztragvermögens

Method for the Calculation of Bridges Based on Limiting States

G. EVGRAFOFF
URSS

Le calcul des ponts par la méthode des états limites est basé sur les principes généraux de cette méthode, adoptée en URSS pour l'étude des bâtiments et des ouvrages en 1955.

Généralement, la méthode des états limites comprend le calcul des trois états limites, déterminés le premier par la capacité portante de la construction, le second par les déformations générales et le dernier par les déformations locales (par exemple, calcul de limitation des fissures dans les constructions en béton armé).

Les particularités les plus caractéristiques de cette nouvelle méthode sont les suivantes:

1. L'application des relations statistiques pour déterminer les coefficients différenciés de la résistance des ouvrages.
2. La détermination des états limites réels en considérant le comportement élasto-plastique des ouvrages.

L'application des méthodes de l'étude statistique consiste à définir des courbes de répartition des facteurs, tels qu'ils influencent le comportement de la construction, sa résistance, sa stabilité, son endurance et sa déformabilité. On prend comme valeurs de calcul les valeurs correspondant à un écart de trois standards des valeurs normalisées.

Les facteurs variables peuvent être ramenés à trois groupes:

1. Variabilité des charges.
2. Variabilité des propriétés des matériaux.
3. Variabilité des conditions de travail de la construction ou de ses éléments.

La variabilité des charges est caractérisée par un coefficient spécial.

Pour les ponts, le coefficient d'accroissement des charges mobiles verticales doit couvrir l'influence des facteurs fortuits et l'influence de l'augmentation éventuelle prévisible des charges par suite de l'utilisation de nouveaux types de locomotives, de wagons, de véhicules, etc.

Il en est tenu compte dans les nouvelles charges mobiles normalisées.

L'influence des facteurs fortuits est caractérisée par les coefficients d'accroissement des charges mobiles verticales (coefficients de surcharge), qui sont 1,15—1,40 selon la portée ou le type de pont.

La charge mobile verticale est introduite dans les calculs avec un coefficient dynamique.

Le coefficient de majoration des charges permanentes tient compte des facteurs accidentels; pour la plupart des cas il est égal à 1,1.

La variabilité des propriétés des matériaux est caractérisée par les coefficients d'uniformité.

L'étude statistique des résultats d'essais a permis d'établir des valeurs minimales de résistance des matériaux, correspondant à un écart de trois standards sur les courbes de répartition des résistances des matériaux:

$$R_{min} = R_0 - 3\sigma; \quad \sigma = \sqrt{\frac{\sum (R_i - R_0)^2}{n-1}}.$$

Le coefficient d'uniformité est le rapport entre la valeur minimale de la résistance des matériaux et sa valeur normalisée.

La résistance des matériaux (R), dite de calcul, est obtenue en multipliant la résistance normalisée par le coefficient d'uniformité et par le coefficient des conditions de travail

$$R = m k R_n.$$

Le coefficient des conditions de travail est composé de deux parties

$$m = m_1 m_2.$$

Le premier coefficient (m_1) est caractérisé par les différences entre les dimensions de la construction et celles du projet; pour les calculs de ponts on choisit $m_1 = 0,9$.

Le deuxième (m_2) se rapporte aux méthodes de calculs conventionnelles; dans la plupart des cas il est égal à un.

On montre, comme exemple, sur la fig. 1 une des courbes de répartition pour la résistance du béton et sur la fig. 2 — pour la limite d'écoulement de l'acier. On voit que ces courbes correspondent assez bien à la courbe théorique de Gauss.

Des normes sur l'élaboration de projets de ponts on a tiré: pour le béton $k = 0,55—0,65$ et pour l'acier $k = 0,85—0,90$.

La capacité portante de la construction est représentée par la condition

$$F_1(n_1 N_1, n_2 N_2, \dots) \leq F_2(R_1, R_2, \dots)$$

où F_1 désigne la fonction d'action des forces N_1, N_2 avec les coefficients $n_1, n_2 \dots$ de surcharge, et

F_2 , la capacité portante de la construction, qui dépend de la résistance des matériaux, dite de calcul ($R_1, R_2 \dots$), et de facteurs géométriques (aire de section, moment d'inertie, etc.).

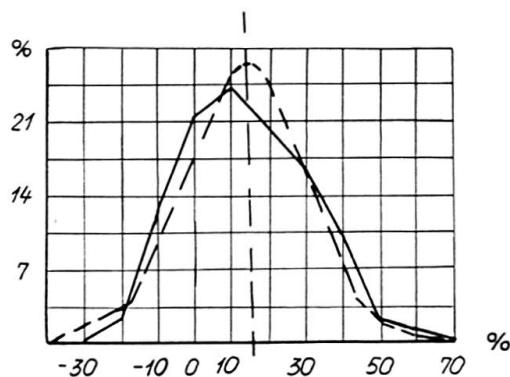


Fig. 1.

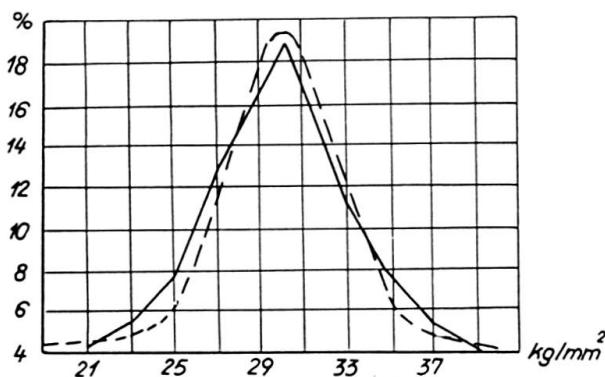


Fig. 2.

La deuxième particularité caractéristique de la nouvelle méthode de calcul — c'est à dire du calcul de l'état limite, selon la résistance des éléments de construction compte tenu des déformations plastiques — est reflétée le plus nettement dans les normes sur l'élaboration de projets de constructions en béton armé.

En URSS le calcul à la résistance des éléments en béton armé est basé sur les principes fondamentaux suivants:

- On a admis une forme rectangulaire comme diagramme des contraintes dans la zone comprimée du béton.
- On suppose qu'au moment de la rupture, les contraintes du béton sont égales à sa limite de résistance et celles de l'armature égales à la limite d'écoulement (dans l'armature à haute résistance des constructions pré-contraintes — égales à la limite de rupture).

La forme rectangulaire adoptée, qui remplace la forme réelle, étant proche de celle-ci simplifie les formules de calcul et donne des résultats d'une précision suffisante comme les essais l'ont montré.

Ces principes fondamentaux appliqués au calcul des constructions en béton armé sont valables aussi longtemps que le moment statique de la zone comprimée de la section par rapport à un point de l'armature de traction ne dépasse pas les 80 % du moment statique de la section entière. Compte tenu de tout ce qui précède on peut dire que le rapport entre la hauteur de la zone comprimée et la hauteur de poutres à section rectangulaire ne doit pas dépasser 0,55.

Si cette condition n'est pas satisfaite, le premier principe de calcul n'est pas vérifié par l'expérience.

Pourtant l'emploi des formules adoptées prend une grande ampleur en particulier dans les calculs à la résistance.

Dans les calculs à la fatigue, le premier principe fondamental de calcul ne peut pas être appliqué. Dans ce cas on utilise d'autres formules.

Les formules pour des poutres fléchies à section rectangulaire sont les suivantes (voir fig. 3):

$$x = \frac{R_a F_a}{k_b b}, \quad M = R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right).$$

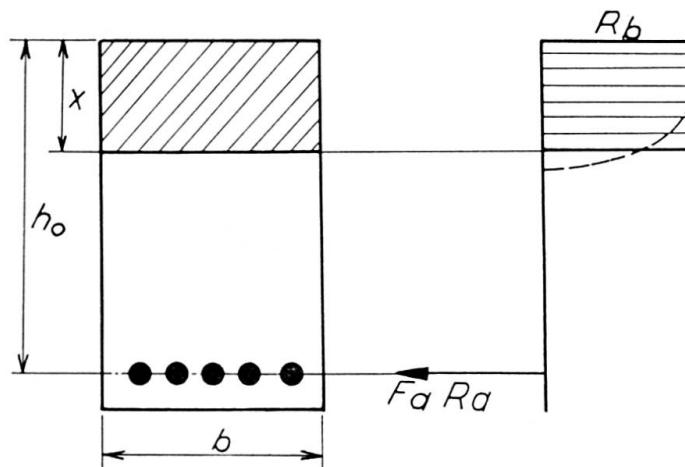


Fig. 3.

En les comparant aux formules données dans la très intéressante contribution de MM. MASSONNET et MOENAERT, publiée dans la «Publication Préliminaire», on voit qu'elles ne diffèrent de nos formules que par le mode de détermination de la hauteur de la zone comprimée, si l'on pose $\alpha = 1$ et $\beta = 0,5$.

Les résultats tirés de nombreux essais, représentés dans la contribution citée, montrent la possibilité de l'utilisation pratique de la forme rectangulaire des contraintes.

En URSS le calcul — nommé calcul à la charge de rupture — des constructions en béton armé, basé sur les thèses énoncées ci-dessus (y compris la forme

rectangulaire des contraintes) est appliqué depuis plus de vingt ans. On fixe un coefficient global de sécurité lors de l'élaboration de projets d'ouvrages industriels et de bâtiments.

La méthode de calcul selon les états limites qui introduit des coefficients différenciés de sécurité a été adoptée à partir de 1955.

Actuellement cette méthode de calcul est appliquée aux projets de ponts.

De nombreux essais faits en URSS et l'expérience de l'exploitation d'ouvrages calculés suivant ces formules ont permis à cette méthode de s'affirmer en URSS.

En URSS également une série d'essais poursuivis jusqu'à la rupture, a été effectuée en vraie grandeur sur des poutres précontraintes, préfabriquées en usine.

Les poutres d'essais avaient des portées allant de 18 à 32 m.

Les résultats obtenus ont montré que dans tous les cas les moments effectifs de rupture étaient plus grands que ceux obtenus par la méthode dont traite cet article.

Les essais de la poutre de 32 m de portée sont représentés à la fig. 4.



Fig. 4.

Une poutre de même portée a été sollicitée jusqu'à la rupture par cisaillement.

La poutre a été armée au moyen de fils horizontaux précontraints et de barres verticales non précontraintes.

Sans l'emploi d'armatures inclinées, la poutre a bien résisté à la fissuration et s'est rompue sous l'action d'un effort de cisaillement de 1,5 fois plus grand que le cisaillement obtenu par la formule des charges à la rupture.

Sur la fig. 5 on donne le tronçon au droit de l'appui de la poutre en cours de destruction.

De nombreuses données, y compris des essais à la fatigue, collectionnées depuis plusieurs années, permettent d'appliquer la méthode de calcul des états limites pour de grands ouvrages tels des ponts déjà réalisés en URSS.

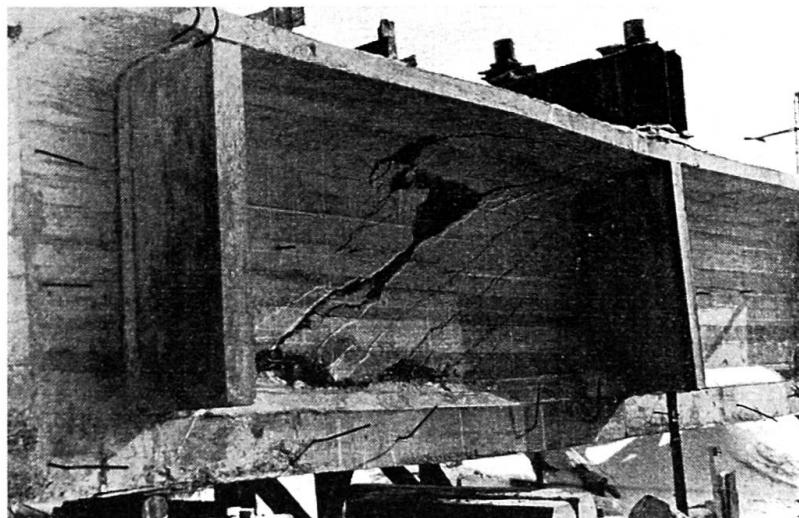


Fig. 5.

Résumé

L'auteur expose les principes de calcul des ponts par la méthode des états limites, méthode adoptée en URSS.

Le cas général envisage trois états limites: celui de la capacité portante, des déformations générales et des déformations locales.

Les particularités les plus caractéristiques de la nouvelle méthode de calcul sont les suivantes:

1. L'application des relations statistiques pour déterminer les coefficients différenciés de la résistance des ouvrages.
2. La détermination des états limites réels compte tenu du comportement élasto-plastique des structures des ouvrages.

Les charges calculées sont introduites dans le calcul avec le coefficient de la surcharge, les caractéristiques de la résistance des matériaux — avec le coefficient d'uniformité.

Ces coefficients sont établis d'après les courbes de répartition.

Les coefficients des conditions de travail sont introduits dans certains cas particuliers.

Le calcul des constructions en béton armé se fait en supposant:

1. Que le diagramme des contraintes dans la zone comprimée est rectangulaire.
2. Que le béton atteint la limite de sa résistance en même temps que l'armature atteint sa limite d'écoulement.

L'URSS a entrepris un grand nombre d'essais sur des poutres précontraintes de 18 à 32 m de portée. Ces essais ont confirmé que les méthodes de calcul adoptées sont justes. Les mêmes méthodes sont appliquées à présent au calcul des constructions des ponts.

Zusammenfassung

Die Prinzipien der Berechnung von Brücken nach dem Grenztragvermögen, wie sie in der UdSSR angenommen wurden, werden hier durch den Autor dargelegt.

Der allgemeine Fall umfaßt drei Grenzzustände: denjenigen der Tragfähigkeit, der allgemeinen und der lokalen Formänderungen.

Die charakteristischsten Merkmale des neuen Berechnungsverfahrens sind folgende:

1. Die Anwendung der Wahrscheinlichkeitsbeziehungen zur Bestimmung von differenzierten Tragfähigkeitskoeffizienten der Bauwerke.
2. Die Bestimmung der wirklichen Grenzzustände mit Berücksichtigung des elasto-plastischen Verhaltens der Tragwerksglieder.

Die errechneten Belastungen werden in die Berechnung mit dem Lastkoeffizienten, die Charakteristiken der Materialfestigkeit mit dem Gleichförmigkeitskoeffizienten eingeführt.

Diese Koeffizienten werden nach Verteilungskurven bestimmt.

In besonderen Fällen werden ebenso Arbeitsbedingungskoeffizienten berücksichtigt.

Die Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen wird auf folgenden Annahmen aufgebaut:

1. Das Spannungsbild im Druckbereich soll rechteckig sein.
2. Der Beton erreicht seine Grenzfestigkeit im gleichen Zeitpunkt, in welchem die Bewehrung die Fließgrenze überschreitet.

Die UdSSR hat eine große Reihe von Versuchen an vorgespannten Balken mit Spannweiten von 18 bis 32 m durchgeführt. Die Ergebnisse bestätigen die Richtigkeit der angenommenen Berechnungsmethoden, die nun auch auf Brückentragwerke angewendet werden.

Summary

The author describes the principles of the calculation of bridges by the method of limiting states which has been adopted in the U.S.S.R.

The general case takes into consideration three limiting states: that of bearing capacity, of general deformations and of localised deformations.

The most characteristic features of the new method of design are as follows:

1. The application of statistical relationships for the determination of differentiated coefficients for the strength of the structures.
2. The determination of actual limiting states having regard to the elasto-plastic behaviour of the bridge structures.

The calculated loads are introduced into the calculation with the coefficient for the imposed load, the characteristics of the strength of the materials — with the coefficient of uniformity.

These coefficients are established in accordance with the distribution curves.

Coefficients for the working conditions are introduced in certain special cases.

The calculation of reinforced concrete structures is carried out on the assumptions: 1. that the diagram of the stresses in the compression members is rectangular; 2. that the concrete reaches the limit of its strength at the same time as the reinforcement reaches the yield limit.

The U.S.S.R. has conducted a large number of tests on prestressed beams with spans ranging from 18 to 32 m. These tests have confirmed that the methods of calculation adopted are reliable. The same methods are now applied to the calculation of bridge constructions.