

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

Band: 8 (1968)

Rubrik: Free discussion

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: 04.04.2026

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

DISCUSSION LIBRE / FREIE DISKUSSION / FREE DISCUSSION


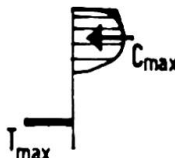
Partially Prestressed Concrete Bridges

Ponts en béton partiellement précontraint

Teilweise vorgespannte Betonbrücken

P.W. ABELES

I note with great interest that Prof. Leonhardt states that in his view it would be "more correct" to base a bridge design "upon the live load which can be expected to occur a million times", for which the structure is in compression (i.e. fully prestressed). However, "no limit should be laid down for the magnitude of tensile stress or tensile strain occurring under the rare abnormal load" (see Fig. 1 of paper IVb (5)). This is illustrated in the figure below. It

| MOST SUITABLE TYPE OF PRESTRESSED CONCRETE BEAM | | | |
|---|------------------------|---|------------------------------------|
| LOADING | CLASS OF DESIGN | DESIGN CONSIDERATION | BEHAVIOUR |
| NORMAL SERVICE LOAD | CLASS I | HOMOGENEOUS SECTION :  NO TENSILE STRESS AT NORMAL SERVICE LOAD | RIGID AND FREE FROM CRACKS |
| ABNORMAL SERVICE LOAD | CLASS III | CAN BE IGNORED | DUCTILE WITH TEMPORARY FINE CRACKS |
| COLLAPSE LOAD | BASED ON ABNORMAL LOAD | CRACKED SECTION :  BASED ON ABNORMAL LOADING | — |

suffices to design the required prestressing force for the normal loading and the ultimate load for the abnormal loading, with the consequence of a completely rigid structure at normal loading and a ductile structure with temporary fine cracks at the rare abnormal load, which cracks close immediately on removal of the loads. Thus, this type combines classes I and III of the FIP-CEB classification, which I am calling in my contribution to the subject, IVb (5) class IIIA. I should like to refer to contribution IVb (6) relating to the tests at Duke University and may add that 2 abnormal loads per week amount only to 10,000 cycles in 100 years.

I have been able to assist in the introduction of a similar type, which is slightly less advanced, at bridge structures at the Chief Civil Engineering Department of British Railways, Eastern Region, twenty years ago. In this case similar conditions applied to the normal loading but the tensile stresses at the abnormal loading were limited so as not to cause visible cracking corresponding to nominal tensile stresses of 600 and later 650 psi. Many hundreds of road bridges of this type over railways were built between 1949 and 1962 and have remained without visible cracks, as inspections have shown.

IVa

Free Discussion

Discussion libre

Freie Diskussion

D. VANDEPITTE

I would like to comment on Mr. de Noronha's paper bearing the title "A concrete beam for longer spans".

It would be interesting to modify the structure described in the paper by anchoring the two cables to both ends of the concrete superstructure in the final stage of construction. In this way the two anchorage blocks on the banks of the river and the ballast, which are very important structures in their own right, would be required only as temporary ancillary components and perhaps could be designed a little more economically for that reason. Moreover, transferring the cable pull from the anchorage structures to the ends of the concrete superstructure would in effect induce a considerable and very desirable prestressing force into the superstructure, enabling it to carry the live load more easily as a prestressed instead of a reinforced beam.

My second remark refers to the sag of the cable. If it is as small as suggested by the fact that the cable remains inside the concrete cross section, whose depth may be of the order of magnitude of, say, $\frac{1}{30}$ of the span, then the horizontal forces to be resisted by the anchorage structures, temporary or permanent, are enormous for spans in the range of 150 tot 450 m mentioned in the paper. It is as if a suspension bridge, and a concrete one at that, were designed with a cable sag to span ratio of less than $\frac{1}{30}$. The cost of the anchorages would be prohibitive in almost all cases. Therefore it would be better to design the cables with a much larger sag, say $\frac{1}{10}$ or $\frac{1}{8}$ of the span length, a sag to span ratio, that increases with the span length, in fact, and to suspend the precast concrete blocks from the cable. One of the slides shown be Mr. ^{de}Noronha went part way in that direction.

These two modifications together result in a prestressed concrete suspension bridge, whose concrete beams can have a depth to span ratio of about $\frac{1}{50}$ or less, depending on the span length, as shown by several bridge structures of this type actually¹ built in Belgium.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVa

Live Load Test on Harrow Road Flyover, London

Essais de charge de service sur le viaduc de la Harrow-Road, Londres

Verkehrslastversuche an der Harrow-Road-Überführung in London

W.E. GELSON
Consulting Engineer

A road improvement at an important intersection in London has recently been completed. Harrow Road crosses Edgware Road one mile from Marble Arch on a new flyover. Fig. 1 is an aerial view looking westward.

The bridge is continuous over three spans, two 120 foot side spans and one 145 foot centre span. The two main piers are narrowed to give wide visibility for traffic on Edgware Road and the adjacent slip roads as shown in Figs. 2 and 3.



Fig.1.



Fig.2.



Fig.3.

With the steepest allowable approach gradient it was a squeeze to get sufficient construction depth.

The assessment of the effect of plan curvature on the behaviour of bridges of this type is commonly made with the help of model tests to supplement crude calculations which cannot fully take account of the integral behaviour of the structure. In the present case, time did not allow of model tests.

Recent advances in matrix methods for structural analysis have made an accurate analysis of this type of structure possible. A live load test which has been made on the bridge has provided an opportunity to compare calculated and measured values of displacements under central and eccentric applications of live load.

Method of Analysis

The matrix displacement method of analysis used here is well documented in literature. The essential steps of the method are:-

1. The structure is suitably divided into a finite number of interconnected beam and plate elements.
 2. The stiffness matrix of each element is derived using the principle of virtual work and a suitable function which describes the deflected shape.
 3. The stiffness matrix of the whole structure linking nodal loads with nodal displacements is assembled from the stiffness matrices of the individual elements.
 4. The resulting matrix equation is solved for the unknown displacements.
- This method is necessarily tied to the use of a high speed electronic computer for carrying out the matrix operations involved in the formulation and in solving the resulting matrix equations.

Structural Idealisation

For a multiple web box girder bridge such as this, it is necessary to transform the section into that of an equivalent orthotropic plate before presenting it to the computer. The edge beams are retained as such and divided into 80 beam elements and the equivalent orthotropic slab between these beams is divided into 400 triangular plate elements - Fig. 4.

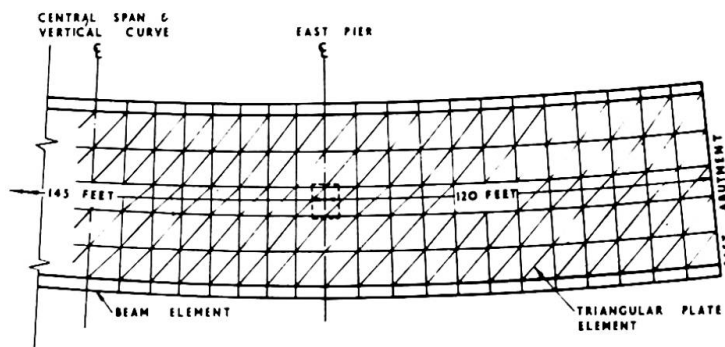


Fig.4.

Results

The test load consisted of two 46 ton tractors. Maximum deflection was obtained with the tractors in tandem at maximum eccentricity, the centre of gravity of the load being at midspan. For these conditions the midspan deflections were:

| | <u>Calculated</u> | <u>Measured</u> |
|----------------|-------------------|-----------------|
| Loaded side: | .186 in. | .201 in. |
| Opposite side: | .023 in. | .02 in. |

Acknowledgment: I wish to thank the Greater London Council for permission to publish these results and to use their photographs; the Road Research Laboratory for assistance in testing and Dr. J.C. Chapman of Imperial College for assistance in the analysis.

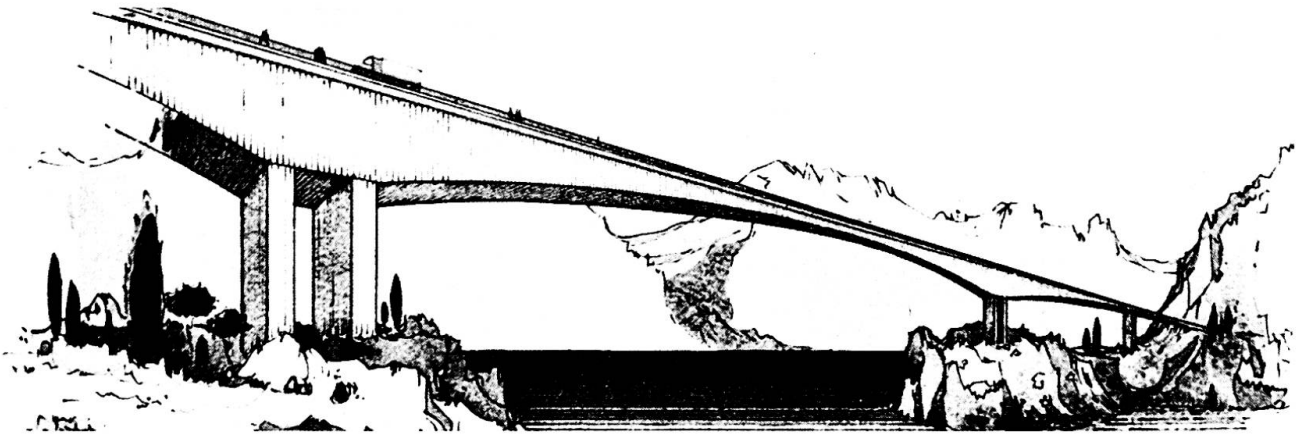
IVa

The Tatarna Bridge in Greece

Le pont Tatarna en Grèce

Die Tatarna Brücke in Griechenland

Dr. A. IKONOMOU



The Tatarna bridge is now under construction over the Kremasta reservoir (formerly Acheloos river) in West central Greece.

The bridge is 9,4 m wide and has an overall length of 470 m. It consists of three spans respectively 97, 196 and 150,5 m. long and rests on two 30 m. high piers and two abutments.

The special characteristics of the bridge are as follows: As far as bridges with prestressed concrete girders are considered, its central span (196 m) is the second longest in the world after the Bendorf bridge over Rhine in Germany (max span: 208 m).

The first span of the bridge (97 m) is strongly curved with a radius of 100 m. Each of the central piers of the bridge consists of two separated vertical walls each 1,5 m. thick, which are monolithically connected with the bridge deck. Concrete grade B 300 (according to the German Codes) and "sliding" forms are used for the construction of the piers. The foun-

dition was made on limestone rock before the filling of the reservoir.

The bridge deck consists of a box section with a height of 10,5 m at the piers reduced to 3,4 m at the middle of the main span, where a pin joint is formed.

The last 52,5 m of the third span form a cantilever beam with fixed end at the right abutment and a pin joint connection with the rest of the span. The pin joints contribute also to a more favorable earthquake response of the bridge system by reducing its statical indeterminacy.

Concrete B 450 is used for the construction of the deck. Longitudinal prestressing with 32 mm dia Sigma 80/105 steel bars, transverse prestressing of the deck slab and tendons at 45° inclination for the prestressing of the lateral box walls are applied in connection with the well known "cantilever beam" construction method (Freivorbau) and the DYWIDAG prestressing system. The design and construction method of the Tatarna bridge have been worked out by the engineering bureau of the author in Athens. Many special problems related to the following points had also to be solved:

- Selection of optimal support spacing
- Soil exploration and related problems
- Optimal form of structural members
- Loading and computational assumptions
- Statical analysis with the use of computers
- Construction materials and methods
- Joint form and details
- Temperature control
- Shear stress control
- Economic considerations for the whole project

The Tatarna bridge is an example of a highly complicated project in which the most modern computational and construction techniques were applied.

Die Tatarabrücke ist ein Beispiel eines hochkomplizierten Projektes in welchem die modernsten Berechnungs- und Konstruktionsmethoden angewandt sind.

Le pont de Tatarna est un exemple d'un projet très compliqué pour la réalisation duquel on a appliqué les méthodes de calcul et de construction les plus modernes.

IVa

Complement à la contribution de M.U. Finsterwalder sur la précontrainte par barres nervurées

Zusätzliche Bemerkungen zu M.U. Finsterwalders Beitrag über die Vorspannung mittels Gewindestäben

Complements to M.U. Finsterwalder's contribution of the Prestressing with threaded Bars

JACQUES FAUCHART

Professeur au Centre de Hautes Etudes de la Construction
Ingénieur des Ponts et Chaussées au Ministère de l'Équipement
Paris

Le procédé présenté est intéressant, mais son exposé s'accompagne de critiques des autres procédés qui prêtent à réponse.

1- C'est en France qu'a été utilisée, pour la première fois (voici 35 ans) la précontrainte du béton. On y construit chaque jour 2 ponts en béton précontraint. Sur chantier, les câbles sont tendus à un taux initial très élevé (voisin de 85% de la contrainte de rupture garantie). Cette tension diminue progressivement par suite du retrait et fluage du béton et de la relaxation de l'acier. En service, l'éventuelle surtension de l'acier est sévèrement limitée.

Jusqu'ici, les barres n'ont été que peu employées, à cause de leurs médiocres qualités mécaniques (80/100 kg/mm²) très inférieures à celles des fils de plus petit diamètre (135/150 à 200/220 kg/mm²) et de leur rigidité qui oblige de les employer sous forme quasiment rectiligne alors que les câbles souples permettent de suivre aisément la trajectoire des efforts.

2- La plupart des ancrages utilisés en France fonctionnent par frottement (systèmes : Freyssinet (STUP) - Coignet - SEEE (à clavettes). Le blocage du câble tendu s'accompagne d'une "rentrée d'ancrage" de 1 à 10mm, qui réduit sa tension près de l'ancrage (et uniformise donc les tensions le long du câble). Il faut, bien sûr, tenir compte de cette "rentrée". Mais elle n'interdit aucun procédé de construction, comme le prouve la réalisation d'une centaine de ponts continus réalisés, soit travée par travée, à l'aide d'un cintre partiel, soit par encorbellement, ce qui contredit les affirmations d'U.F. De même nous paraît gratuit d'affirmer que cette "rentrée" immédiate croît par effets plastiques, qu'aucune observation connue ne permet de confirmer.

3- Injection des câbles : Les câbles à fils parallèles sont disposés sous gaine nervurée qui réserve des conduits hélicoïdaux permettant à l'injection d'enrober par l'extérieur le paquet de fils. La surface torsadée des câbles toronnés permet, de même, de les injecter, même si la gaine est un tube lisse. L'injection de mortier, sous 5 à 10 kg/cm² de pression, permet de boucher tout vide important, sinon d'enrober isolément chaque fil (notamment dans le cas des torons). Mais cela est-il bien nécessaire, dès lors que l'injection périphérique assure une atmosphère basique prévenant

tout risque de corrosion sous tension, et que l'adhérence du câble au béton a été démontrée par des essais d'arrachement qui prouvent qu'une faible longueur (10 à 50cm) suffit pour ancrer le câble à rupture.

A cet égard, on peut citer l'expérience du plus long pont du monde (lac Pontchartrain E.U. 1956) dont les piles ont été réalisées par viroles assemblées par précontrainte par post-tension, avec récupération des ancrages.

4- Corrosion sous tension : Les essais menés en France, pour divers bains agressifs ou potentiels électriques, ont abouti à classer les fils dans l'ordre suivant : fils trempés à l'huile (les pires), ou au plomb, fils tréfilés (les meilleurs). Les barres ne pouvant être obtenues que par laminage, on doit les réaliser en acier allié pour leur donner une résistance convenable à la corrosion. Mais nous souhaiterions être mieux renseignés sur les essais présentés par U.F., avant que d'adhérer à sa conclusion, défavorable à tous les autres produits.

35 ans d'expérience n'ont pas permis aux Ingénieurs Français de déceler de cas de corrosion sous tension sur des câbles bien injectés et maintenus à l'intérieur du béton précontraint de la pièce.

IVa

Free discussion

Freie Diskussion

Discussion libre

E. INGERSLEV

Partner, Ingerslev & Partners
London

Following Prof. Branko Žeželj's paper on the proposed 320m arch bridge for Dubrovnik I would like to show some details of the construction of a very similar arch bridge already constructed and open to traffic 4 years ago in 1964 at Parammatta, Sydney, Australia. It has a span of 1000 ft. or 305m and had at that time the largest span so far constructed in the world (Fig. 1 & 2) and my company assisted Messrs. G. Maunsell & Partners with special reference to the design and construction of the arch.

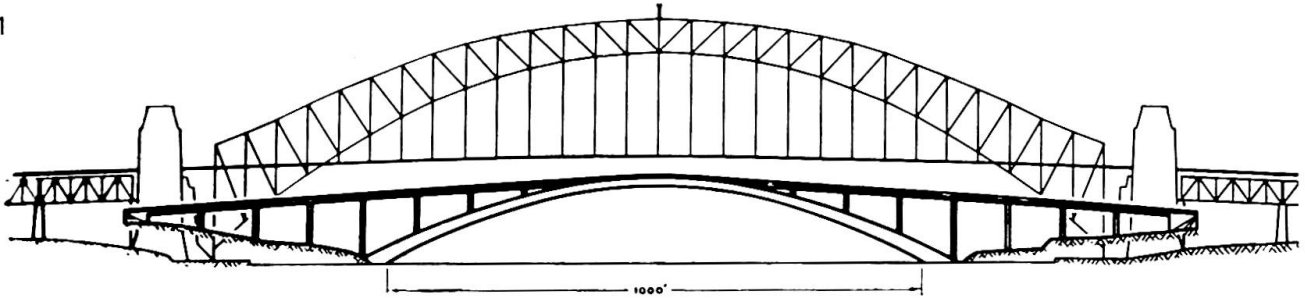
This arch consists of 4 parallel individual arches constructed one by one and then stressed together laterally to form a monolithic structure with sufficient strength to withstand the lateral wind pressure.

Like the proposed Dubrovnik bridge, Parammatta is made up of precast box-units, but instead of the cable hangings they were placed on a steel structure wide enough to take one of the four arches at a time (Fig. 5)

On completion of each separate arch, Pressinet Jacks were inserted top and bottom at the crown and expanded so as to produce a predetermined moment in the arch and to lift the arch off the supporting steel structure which could then be moved side ways to the next arch.

On completion of the arch structure (Fig. 7) a simple viaduct was continued out over the arch and consisting of 100 ft. precast prestressed deck beams (Fig.8) supported on tall columns, very slender in the direction of the bridge to allow for temperature movements.

Fig. 1

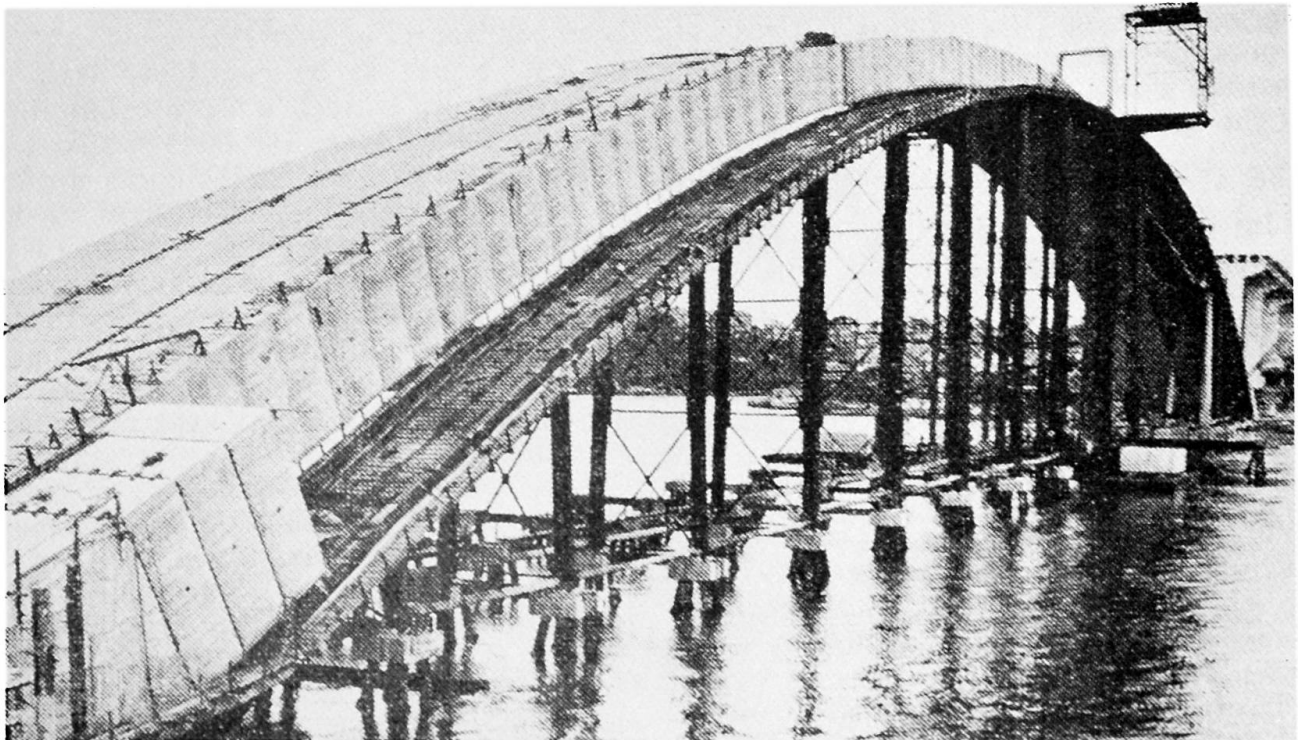


The new bridge compared with Sydney Harbour Bridge

Fig. 2



Fig. 5



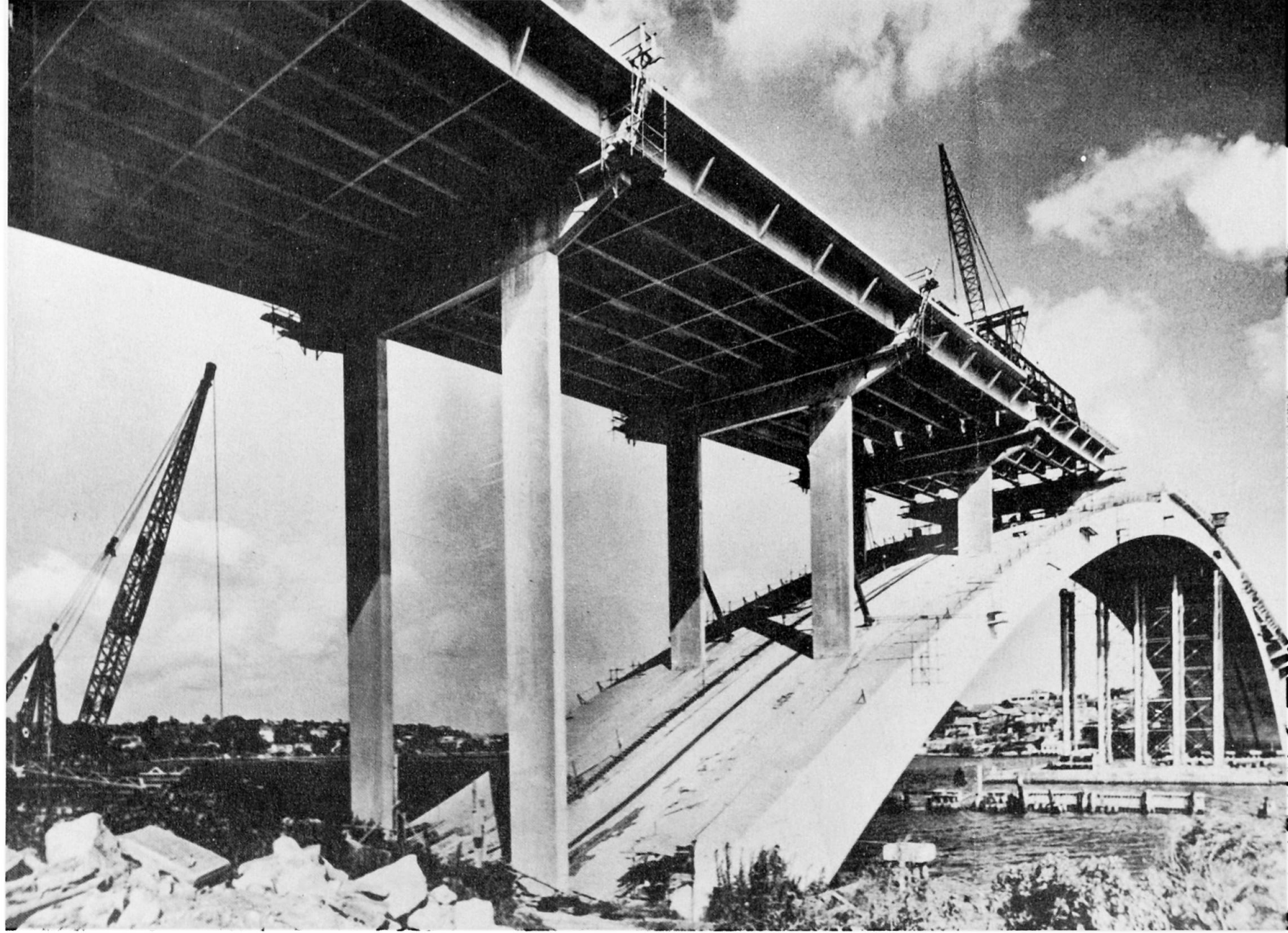


Fig. 7: Sydney Harbour and Distant Pacific — 2 ribs completed



Fig. 8: Sydney Harbour and Distant Pacific – 2 ribs completed

IVa

Construction à précontrainte partielle Cas d'un pont métallique

Partially Prestressed Construction
Steel Bridge

Teilvorgespannter Bau
Stahlbrücke

J. RORET
Ingénieur A & M
Paris

Le pont de Pontoise a quelque 20 km au Nord Ouest de Paris franchit deux bras de l'Oise sur une largeur de 20,10 m, sa longueur totale est de 271,40 m. Il est d'ailleurs destiné à être doublé. Les portées sont de 38,60 , 60, 66,80 , 60, & 45,80. m.

La structure est constituée par quatre poutres sous chaussées de hauteur variable de 1,746 à 3,237 m, réalisées en acier 52 entièrement soudées, tant en usine que sur chantier. Elles furent livrées par éléments de longueur inférieure à 35 m et d'un poids maximal de 25 tonnes ; les entretoises en acier 42 S 31 sont du type Waren et sont assemblées par boulons H. R.

La dalle est en béton triplement précontraint ; elle est utilisée :

- comme platelage classique pour reporter les charges sur les poutres,
- pour constituer la membrure supérieure des entretoises,
- pour former la partie prédominante de la membrure supérieure des poutres principales.

Elle est triplement précontrainte : 2 fois longitudinalement, 1 fois transversalement :

- Longitudinalement :

a) par câbles partiels couvrant les appuis au droit des moments négatifs ; ceux-ci ont pour but de laisser la dalle toujours comprimée sous tous les cas de charges et de surcharges, prenant en compte les effets du retrait, du fluage du béton et ceux des variations de température. Les puissances des câbles varient de 2 100 à 4 800 tonnes.

b) par dénivellation d'appui pour annuler les effets hyperstatiques de la précontrainte. Les dénivellations étaient variables selon les appuis mais ont atteint 2,14 m sur les 2 piles centrales.

- Transversalement :

La précontrainte a été utilisée pour la résistance transversale de la dalle et pour assurer la liaison de celle-ci avec les poutres. Ceci a permis d'éviter l'emploi de connecteurs.

Le frottement mobilisé étant celui de la dalle sur des plats soudés longitudinalement sur les semelles supérieures des poutres (2 par poutres), ces plats ont été échancrés en forme de sinusoïde pour permettre le passage des câbles. Des essais sur modèles ont été effectués à la fatigue puis à la rupture ; 2×10^6 impulsions ont été effectuées sans ennui, puis les essais ont été conduits à la rupture.

Réalisation :

La précontrainte transversale a été appliquée avant la précontrainte longitudinale. Celle-ci a donc eu lieu sur un ouvrage rendu mixte. Il s'agit là d'une application inhabituelle de la précontrainte partielle. Le calcul d'un tel système est long, il aurait été difficilement envisageable sans l'emploi de l'ordinateur. Des indications fort précieuses ont été recueillies sur les différents modules d'élasticité du béton en fonction des phases (de 125 000 à 345 000 bars).

Il a été utilisé au m^2 de pont :

146 kg d'acier de structure
7 " de câbles transversaux
13 " de câbles longitudinaux
10 " d'acier pour la dalle
0,25 m^3 de béton.

IVa

Zum Dywidag-Gewindestab und zum freien Vorbau bei statischen Systemen mit Querkraftgelenk

Remarks on the Dywidag threaded bar and the Free Cantilever System as regards the static systems with shearing force hinge

Remarques à la barre filetée Dywidag et la construction par encorbellement à l'égard des systèmes statiques avec articulation d'effort tranchant

ULRICH FINSTERWALDER

München

Herr Prof. Leonhardt hat in seiner Zusammenfassung der Diskussionsbeiträge zum Thema IV drei Fragen aufgeworfen, die ich unmittelbar beantworten möchte.

Die erste Frage betrifft die Reibung von Gewindestäben in Spannkanälen. Diese Frage wurde im Rahmen des Zulassungsverfahrens, das in der Bundesrepublik Deutschland für Spannverfahren vorgeschrieben ist, eingehend untersucht. Die festgestellten Reibungswerte sind ebenso günstig wie bei den glatten Stäben des Dywidag-Spannverfahrens. Dies rührt vermutlich daher, daß sowohl glatte als auch gerippte Stäbe in gekrümmten Spannkanälen nur in einzelnen Punkten aufliegen, so daß gleiche Reibungswerte entstehen.

Die zweite Frage betrifft die Schwingweite der Verankerung und der Muffenverbindung des Gewindestabes. Das deutsche Zulassungsverfahren verlangt den Nachweis der Schwingweite für zwei Millionen Lastwechsel bei einer Oberspannung gleich der 1,1-fachen zulässigen Spannung. Beim Dywidag-Spannverfahren wurden ursprünglich kalt aufgerollte DIN-Gewinde verwendet, die 8 kp/mm^2 Schwingweite aufwiesen. Durch eine bessere Ausrundung des Gewindegrundes konnte der Wert auf 15 kp/mm^2 verbessert werden. Das warm gewalzte Gewinde des Gewindestabes liegt bei 12 kp/mm^2 . Dieser Wert ist in jedem Falle ausreichend, da bei

Spannbetonkonstruktionen unter Verkehrslasten nur viel geringere Spannungsschwankungen vorkommen. Eine Gefahr des Dauerbruches besteht also beim Gewindestab nicht.

Die dritte Frage betrifft die Durchbiegung der Kragarme von Brücken, die im freien Vorbau hergestellt wurden. Zu diesem Thema kann ich die Erfahrung meiner Firma, der Dyckerhoff & Widmann K.G., beisteuern, die dieses Verfahren entwickelt hat und den größten Teil dieser Brücken teils selbst hergestellt, teils deren Herstellung beraten hat. Die richtige Lage der Nivelette der abschnittsweise hergestellten Brücken wird durch eine Überhöhungsberechnung gewonnen. Auf die mit dem Alter des Betons zum Zeitpunkt der Lasteintragung verschiedenen Werte der elastischen und plastischen Formänderungen muß hierbei Rücksicht genommen werden. Nach Beendigung des freien Vorbaus liegt die Nivelette höher als planmäßig und weist an der Stelle, wo zwei Kragarme mit einem Querkraftgelenk verbunden sind, einen leichten Knick nach oben auf. Nach beendetem Kriechen wird die planmäßige Nivelette erreicht. Voraussetzung für den Erfolg sind die richtige Wahl der Kriechwerte und die richtige Eintragung der Spannkkräfte. Wenn diese Voraussetzungen nicht erfüllt werden, entsteht der von Herrn Leonhardt erwähnte Knick nach unten.