

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

Band: 8 (1968)

Rubrik: IV. New practices in concrete structures

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: 03.04.2026

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

IV

Développements nouveaux des constructions en béton

**Neue Entwicklungen im Stahlbetonbau
New Practices in Concrete Structures**

IV a

**Tendances nouvelles dans le calcul et la construction
des ponts de grande portée et des viaducs
(ponts biais, ponts-dalles, sections en caisson)**

**Neue Tendenzen in Berechnung und Konstruktion von
weitgespannten Brücken und Viadukten
(schiefe Brücken, Plattenbrücken, Kastenträger)**

**New Trends in Design and Construction
of Long Span Bridges and Viaducts
(Skew, Flat Slabs, Torsion Box)**

Leere Seite
Blank page
Page vide

DISCUSSION PRÉPARÉE / VORBEREITETE DISKUSSION / PREPARED DISCUSSION

The Effect of Torsion on the Ultimate Strength of Reinforced Concrete Spans in Bending

Effet de la torsion sur la résistance à la rupture de poutres en béton armé sous flexion

Die Wirkung der Torsion auf die Traglast des unter Biegung stehenden Stahlbetonträgers

S.R. DAVIES D.R. FAIRBAIRN
 B.Sc., Ph.D., A.M.I.C.E. B.Sc., Ph.D., A.M.I.C.E.
 Department of Civil Engineering and Building Science
 University of Edinburgh

Previous authors have shown that the ultimate bending capacity of rectangular reinforced concrete beams subjected to a torsion moment can be determined by equating the external and internal moments across the assumed failure surface. Starting with an assumed stress-strain relationship for the material, an expression can be derived for the ultimate bending moment as a function of the geometry of the section, the material properties, the ratio (ϕ) of applied bending to torsion moment, the angle of crack (α) up the vertical faces of the beam and also the angle of inclination (β) of the compression fulcrum about which the ultimate rotation takes place. This expression was simplified by Evans and Sarkar⁽¹⁾ who assumed a constant value for α and derived a relationship for β in terms of the principal stresses.

In a more recent work,⁽⁴⁾ the authors have modified the equation given by Evans and Sarkar by considering three ranges of ϕ values corresponding to the cases of predominant torsion, combined bending and torsion, and predominant bending. On this basis the following relationships were established:-

For $\phi < 2$ $\text{Cot } \alpha = 0.63/\sqrt{\phi}$	(Predominant Torsion)
For $2 \leq \phi \leq 8$ $\text{Cot } \alpha = 0.8/\phi$	(Combined Bending and Torsion)
For $\phi > 8$ $\text{Cot } \alpha = 0.1$	(Predominant Bending)

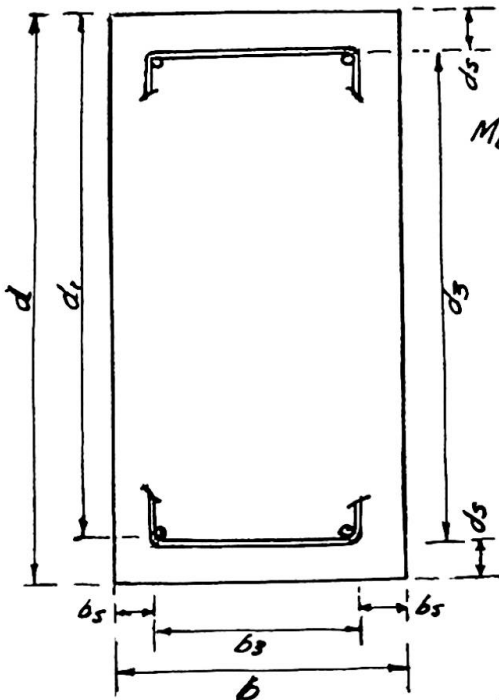
These/

These equations apply to both solid and hollow sections for, within the range of accuracy normally worked to in reinforced concrete design, the difference between α_{solid} and α_{hollow} is small. For a range of sections considered by the authors the largest difference for α values was less than 1%.

A geometrical relationship

$$\text{Cot } \beta = \text{Cot } \alpha (2jk + 1)$$

was also substituted in the equation so that there is a considerable simplification in the final equations which now become:-



$\phi < 2$

$$M_{bu} = \frac{A\phi + 0.2B^2cn^2 + 0.4BTb_3(d-ds-n) + 0.4Tdd_3}{\phi + \frac{0.63B}{J\phi}} \quad \text{--- ①}$$

where $n = \frac{L\phi + 0.4BTb_3}{(\phi + 0.4B^2)C}$

$2 \leq \phi \leq 8$

$$M_{bu} = \frac{A\phi^2 + 0.32B^2cn^2 + 0.64BTb_3(d-ds-n) + 0.64Tdd_3}{\phi^2 + 0.8B} \quad \text{--- ②}$$

where $n = \frac{L\phi^2 + 0.64BTb_3}{(\phi^2 + 0.64B^2)C}$

$\phi > 8$

FIG. 1.

$$M_{bu} = \frac{\phi \left[\frac{(1 + 0.018B^2)cn^2}{2} + L(d_1 - n) + 0.018BTb_3(d - d_s - n) + 0.018Tdd_3 \right]}{\phi + 0.18} \quad \text{--- ③}$$

where $n = \frac{L + 0.018BTb_3}{(1 + 0.018B^2)C}$

and $A = \frac{1}{2}Cn^2 + L(d_1 - n)$; $L = A_L f_L$; $C = f_c' b$; $T = \frac{f_T A_T}{5}$; $B = (2k + 1)$.

Example

To illustrate the use of these equations consider a reinforced concrete section 10 ins. wide subjected to a bending moment of 902,500 lb.in. and a torsion moment of $\frac{902,500}{6}$ lb.in.

Assuming/

Assuming permissible stresses of 1,000 - 20,000 lb/in² in steel and concrete the procedure is as follows:-

1. Using the applied bending moment only, the overall depth and required steel area are calculated.

2. Taking load factors of 2 and 3 for steel and concrete respectively so that $f_c^1 = 2,000 \text{ lb/in}^2$, $f_T = 40,000 \text{ lb/in}^2$, and assuming $A_T = \frac{1}{30}$ of 1.7% of bd , $s = 15 \text{ in.}$ and $b_3 = 8 \text{ in.}$ the constants L , C , T , and B can be calculated for this section ($K = 2$) and moment ratio ($\phi = 6$).

3. Using the above constants the values of n (4.397 in), A (2,045,700) and M_{bu} (1,921,000 lb.in.) can be determined.

4. The true load factor is thus $\frac{1,921,000}{902,500} = 2.13$ and this can be compared with the load factor in pure bending of 2.23.

If the applied torsion was changed then A would have to be re-calculated and new values for n and M_{bu} determined. For example for:-

$\phi = 2$, $M_{bu} = 1,121,000 \text{ lb.in.}$ and the load factor = 1.24

$\phi = 10$, $M_{bu} = 1,990,000 \text{ lb.in.}$ and the load factor = 2.21

In order to test the validity of the assumptions used in deriving the equations a number of beams were tested and good correlation was obtained between the experimental and theoretical results (Table 1.)

Table 1

Beam No	ϕ	Ultimate Moment, M_{bu} , lbs. ins. x 10 ³			Remarks	
		Experimental	Theoretical (Equations 1,2,3.)	Theoretical (Equation 4)		
1	10.9	4.4	5.7	-	Plain concrete	
2	11.2	9.2	9.6	9.4	No transverse reinforcement	
3	9.0	13.9	14.3	14.1		
4	6.0	11.6	12.6	11.3		
5	8.0	9.2	9.8	7.8		
6	3.5	8.9	12.2	10.4		
7	6.4	9.9	14.4	15.0		Bond failure
8	3.0	5.3	12.0	15.0		" "
9	6.0	15.0	14.5	15.3		
10	7.1	13.8	15.1	15.1		
11	4.7	14.4	14.0	14.0		
12	8.1	14.2	14.8	14.7		

Note:

1. Yield strength of longitudinal reinforcement in beams 2 and 5 = 30,000 lbf/in². All other beams, yield strength = 50,000 lbf/in².
2. Beams 5 were tested over a reduced span.

Although the results obtained using equations 1, 2 or 3 show reasonable agreement with the practical results, the division of the problem into three separate cases is cumbersome and some advantage would be gained if one equation could be found to cover the complete range of ϕ values. A further disadvantage with the equation results from the fact that any change in the applied loading requires a new set of calculations even for the same section and steel area.

Applying equations 1, 2 and 3 to a given section and given ultimate material properties, the value of the ultimate moment can be calculated for the complete range of ϕ values from 0 (pure torsion) to (pure bending). These values of ultimate moment can be plotted on a Torsion Moment - Bending Moment diagram and a single equation which is independent of ϕ can be found to approximate to the resulting plot.

Following this procedure, for a particular section, it can be shown (Fig.2) that the ellipse, which has a semi major axis corresponding to the pure bending case and a semi minor axis corresponding to the case of pure torsion, is reasonably close to the torsion - bending plot.

The equation of the ellipse is not the only equation which could be found to approximate to the curve and the accuracy of the approximation can be increased by determining a polynomial expression which fits the curve - this would, however, increase the complexity of the design equation.

The ellipse equation can be expressed in the form:

$$M_{bu} = M_u \sqrt{1 - \left(\frac{M_t}{T_u}\right)^2} \dots\dots\dots(4)$$

where M_u = semi major axis
 = $Ld_1 - (L^2/2C)$

and/

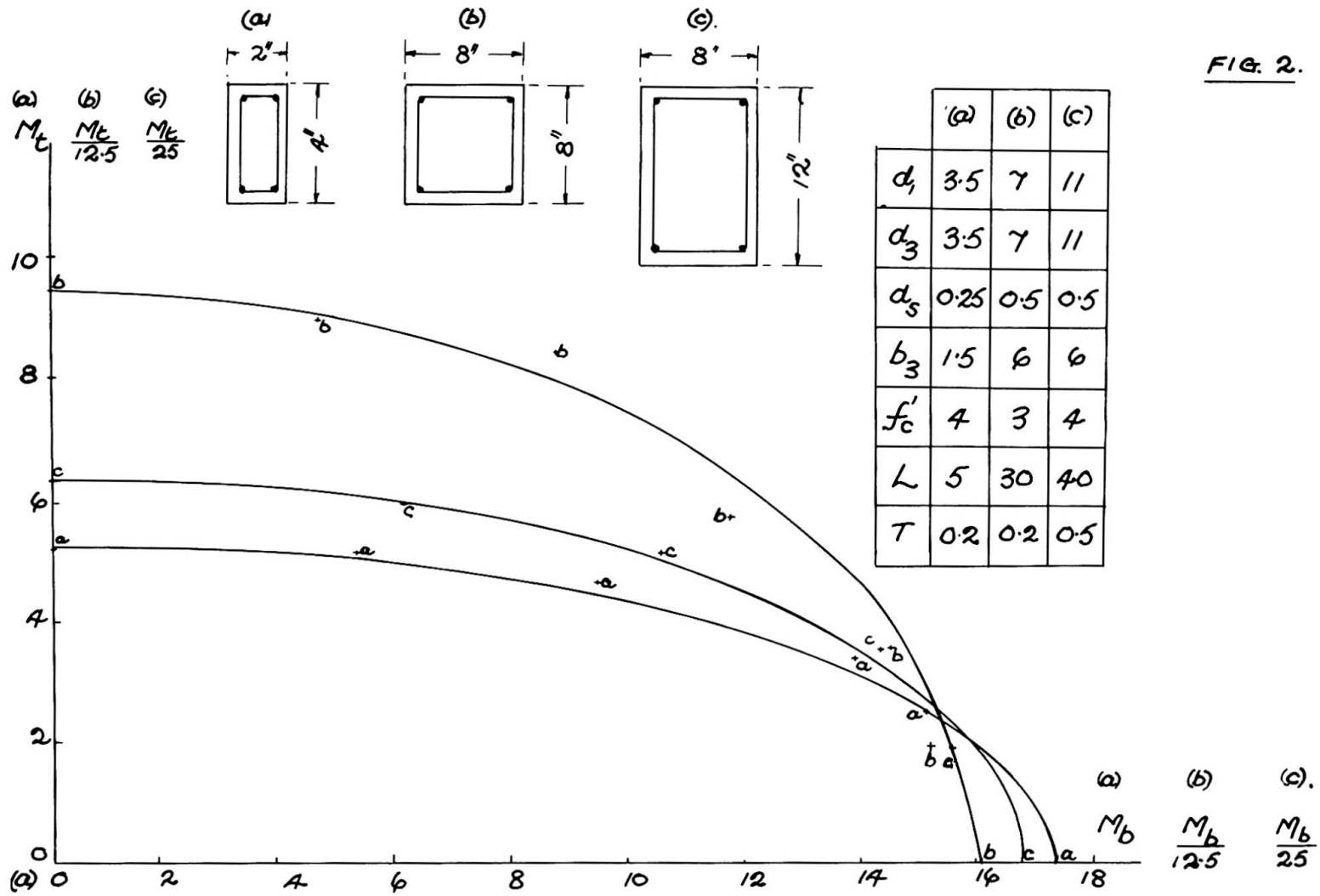


FIG. 2.

$$\begin{aligned} \text{and } T_u &= \text{semi minor axis} \\ &= \frac{1}{B} \sqrt{\frac{1}{2} (1 + B^2) C n^2 + L(d_1 - n) + BTb_3(d - d_s - n) + Tdd_3} \\ \text{where } n &= \frac{L + BTb_3}{(1 + B^2)C} \end{aligned}$$

The ultimate moments calculated using equation 4 are included for comparison in Table 1. It can be seen that the results compare favourably with both the experimental values and the theoretical values calculated using equation 1, 2 and 3.

Example

To illustrate the use of equation 4 consider the same example as before. The procedure is now:-

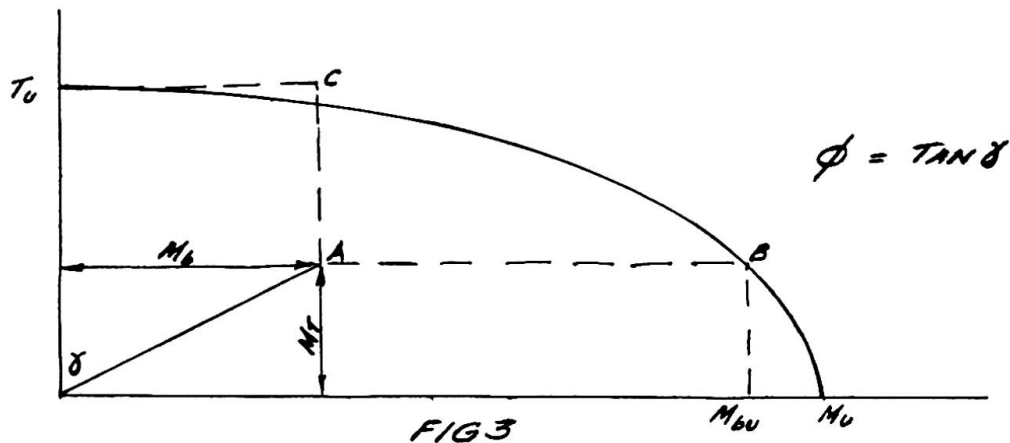
1. Calculate the constants L, C, T and B, as before.
2. Determine the values of M_u (pure bending) and T_u (Pure Torsion) from the equations above.
For this example $M_u = 2,009,500$ lb. ins.
 $T_u = 508,800$ lb. ins.
3. Apply equation 4 taking $M_T = 902,500/6$ lb ins.
so that $M_{bu} = 1,919,000$ lb ins.
4. The true load factor = $\frac{1,919,000}{902,500} = 2.13$ as before.

If the applied torsion was changed then equation 4 can be used directly since the values of M_u and T_u remain the same.

For $\phi = 2$, $M_{bu} = 927,000$ lb in. and the load factor = 1.03

$\phi = 10$, $M_{bu} = 1,977,000$ lb in. and the load factor = 2.19

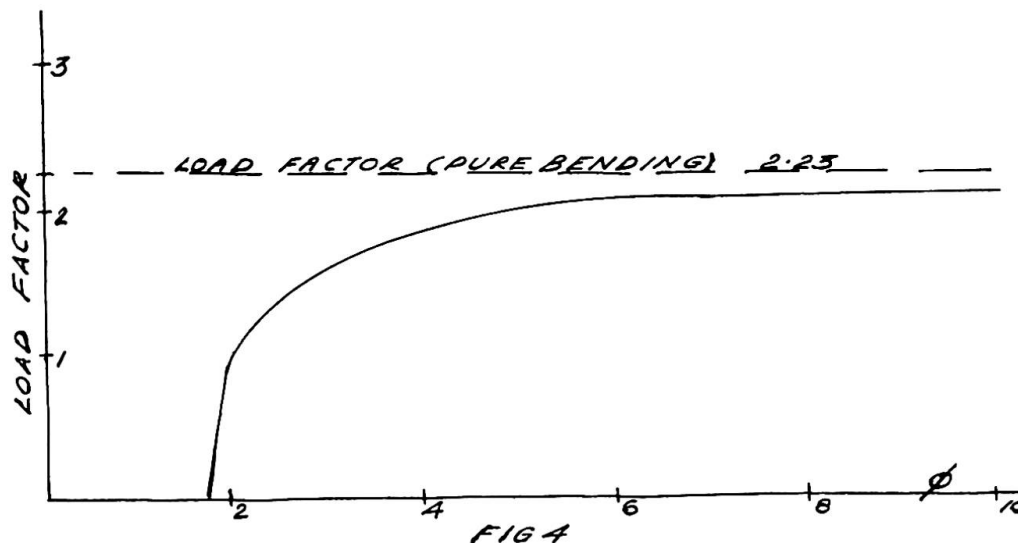
The meaning of the moment and torsion symbols and also ϕ is shown in Fig.3. The assumption made in deriving equation 4 is that given the working, bending and torsion, moments the value of γ (and hence ϕ) is fixed and that the path to ultimate moment is along AB - the bending moment at B being M_{bu} .



There is, of course, a lower limit to the value of ϕ which is imposed by the condition that the applied torsion moment (M_T) cannot exceed the value of the pure torsion (T_u) which can be carried by the particular section, i.e. M_T cannot increase beyond C.

For the example considered $\phi > \frac{M_b}{T_u} = \frac{902,500}{508,800} = 1.77$

and the load factor at this limiting value of $\phi = 0$. (Fig.4).



By a similar procedure, given the working strength of a section in torsion, it can be shown that there would be an upper limit to the value of ϕ .

Notation

- j = neutral axis constant
- k = d/b
- b, b₃, d, d₁, d₃, d_s - as shown in Fig.1.
- A_T = area of one leg of stirrup.
- A_L = area of bottom longitudinal reinforcement.
- S = spacing of stirrups.
- α = angle of crack in vertical face.

β	=	angle of inclination of compression fulcrum.
f_L	=	yield stress of longitudinal reinforcement.
f_T	=	yield stress of transverse reinforcement.
f_c	=	ultimate compressive concrete stress.
M_b	=	applied bending moment.
M_T	=	applied torsion moment.
M_{bu}	=	ultimate bending moment.
M_{Tu}	=	ultimate torsion moment.
M_u	=	pure bending moment.
T_u	=	pure torsion moment
ϕ	=	M_b/M_T

Acknowledgements

This research was carried out in the Department of Civil Engineering and Building Science at Edinburgh University and the authors wish to acknowledge the help and encouragement of Professor A.W. Hendry.

Bibliography

1. EVANS, R.H., SARKAR, S. A method of ultimate strength design of reinforced concrete beams in combined bending and torsion. *Struc. Eng.*, Vol. 43, No.10, October 1965, p.333.
2. LESSIG, N.N. Determination of the load-bearing capacity of reinforced concrete elements with rectangular cross-section subjected to flexure and torsion. P.C.A. Foreign, Lit. Study No.371, 1959.
3. FAIRBAIRN, D.R., An experimental and analytical investigation of the behaviour of reinforced concrete beams subjected to combined bending and torsion, Ph.D. Thesis, University of Edinburgh, 1967.
4. FAIRBAIRN, D.R., DAVIES, S.R., Combined bending and torsion in reinforced concrete beams. *Struc.Eng.* To be published Dec. 1968.

SUMMARY

The determination of the ultimate bending capacity of rectangular reinforced concrete beams subjected to a torsion moment is considered using two methods. The first method, using equations derived by equating the external and internal moments across the assumed failure surface, is modified into the second method which is much simpler to apply without much loss in accuracy. The results obtained using the two sets of equations are compared with experimental results.

RÉSUMÉ

On considère deux méthodes pour déterminer la résistance à la rupture d'une poutre rectangulaire en béton armé soumise à la flexion et à la torsion. La première méthode égalise les moments extérieurs et intérieurs dans la section de rupture. Les équations ainsi obtenues sont modifiées et fournissent la deuxième méthode, qui sans perte de précision notable, est cependant d'emploi beaucoup plus facile. Une comparaison est faite entre les résultats obtenus par ces deux méthodes et des résultats expérimentaux.

ZUSAMMENFASSUNG

Für die Berechnung der "Biegetraglast" eines einem Drehmoment unterworfenen Stahlbetonträgers werden zwei Verfahren in Betracht gezogen. Die erste Methode benützt Gleichungen, die man dann erhält, wenn man die inneren und äusseren Momente über die vermutete Bruchfläche ausgleicht, und wird in die zweite übergeführt, welche viel einfacher in der Anwendung ist ohne grosse Genauigkeitsverluste. Die durch den Gebrauch der beiden Gleichungssätze erhaltenen Ergebnisse werden mit den Versuchen verglichen.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVa

Analysis of Bridge Structures Comprising Two Continuous Curved Main Box Girders, Whose Supports are Staggered or not, and That are Connected by Cross Beams having Flexural but not Torsional Rigidity

Calcul des structures comprenant deux poutres caisson maîtresses continues et courbes, à supports décalés ou non, et reliées par des traverses sans rigidité torsionnelle

Berechnung von Brücken mit zwei durchlaufenden, gekrümmten, kastenförmigen Hauptträgern, deren Auflager beweglich oder fest sind, und die mit biegesteifen, jedoch drillweichen Querträgern verbunden sind

D. VANDEPITTE
Professor at the University of Gent

Assumptions

- 1) The structure behaves elastically.
- 2) The supports of the box girders are unyielding and the intermediate supports provide vertical reactions only.
- 3) The loads act on the two box girders.
- 4) The formula's for uniform torsion are valid. It is well known that the errors resulting from this assumption are small in the case of box girders.

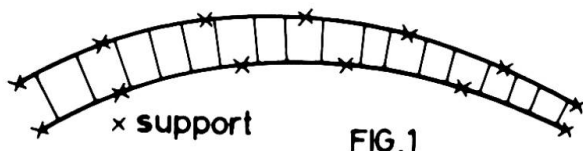
The two main girders may or may not have the same number of spans. Their flexural rigidity EI and torsional rigidity GC may be variable. The flexural rigidity of the cross beams may be infinite or finite. If the distance a between the box girders varies, the rate of variation must be small enough for the transverse beams to be practically perpendicular to the girders. The supports of the girders may or may not coincide with the locus of the shear center of their cross sections, which we shall henceforth call the center line. The end supports may or may not allow flexural or torsional rotation of the ends of the box girders. The loads may act on or off the center line of the main girders.

Nodes

In figure 1 each box girder is represented by its center line.

We first consider the box girder on the outside of the curve, together with one half of each tie beam (fig. 2). Along its center line nodes are introduced :

at each support, at each junction with a connecting beam, at the point of application of every concentrated external load or moment,



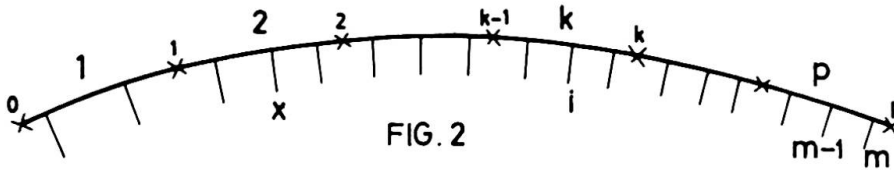


FIG. 2

at the boundaries between zones of constant curvature, or of constant flexural or torsional rigidity, or of constant distributed load,

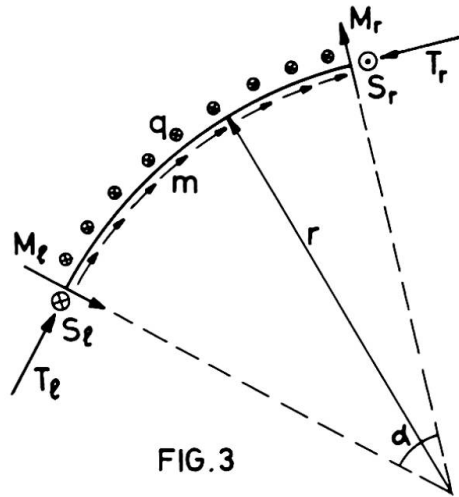


FIG. 3

and at all points of the girder where it is desired to know the stress resultants or displacement components. Hence each girder element between two successive nodes has or is assumed to have a constant radius r (fig. 3) and constant rigidities EI and $GC = \frac{EI}{\rho}$, and it carries or is assumed to carry a uniform downward load q along its center line and a constant moment m (per unit length) about the center line. m is taken positive when it acts in the direction of the rotation of a corkscrew that moves forward in the direction of the arrow in figure 3.

Element transmission matrix

The forces at the left end of the element considered as a free body are the shear force S_l , the bending moment M_l and the torque T_l .

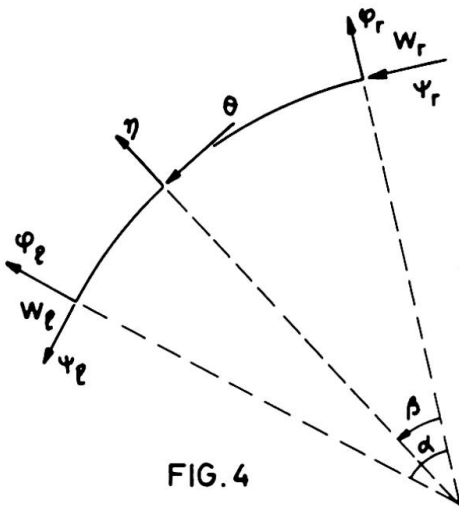


FIG. 4

Similar forces act at the right end of the element. S_l is considered positive when it acts downwards on the element, S_r when it acts upwards. The positive direction of the bending moments and torques is defined by the corkscrew rule, as is that of the rotations ϕ in the vertical plane tangent to the center line and ψ in the plane perpendicular to that line, both rotations being represented in figure 4 by arrows perpendicular to the plane of rotation. The vertical (downward) displacements at the ends of the element are denoted by w_l and w_r .

Statics provides the following relationships between the internal forces at the right end and at the left

end of the element :

$$S_r = S_l + \alpha q r \tag{1}$$

$$M_r = M_l \cos \alpha - T_l \sin \alpha + S_l r \sin \alpha + r(qr - m)(1 - \cos \alpha) \tag{2}$$

$$T_r = M_l \sin \alpha + T_l \cos \alpha + S_l r(1 - \cos \alpha) - r(qr - m) \sin \alpha + \alpha q r^2 \tag{3}$$

One obtains the bending moment M and torque T in the section defined by the angle β by replacing α by $\alpha - \beta$ in the expressions 2 and 3. The curvature η and the twist per unit length θ at the same point are given by $\eta = \frac{M}{EI}$ and $\theta = \frac{T}{GC} = \frac{\rho T}{EI}$

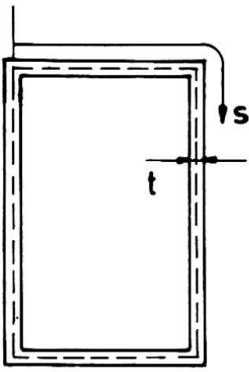


FIG. 5

with C given by Bredt's formula $C = \frac{4A^2}{\oint \frac{ds}{t}}$ when

the box girder is monocellular (fig. 5 - A : cross-sectional area bordered by the center line of the girder walls).

Geometry, as applied to small angles and deflections, allows the following relationships between the vertical and rotational displacements at both ends of the girder element to be written :

$$\begin{aligned} \varphi_r &= \varphi_\ell \cos\alpha - \psi_\ell \sin\alpha + \int_0^\alpha \cos\beta \cdot \eta r d\beta - \int_0^\alpha \sin\beta \cdot \theta r d\beta \\ &= \varphi_\ell \cos\alpha - \psi_\ell \sin\alpha + \frac{r}{EI} \int_0^\alpha M \cos\beta d\beta - \frac{\rho r}{EI} \int_0^\alpha T \sin\beta d\beta \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \psi_r &= \varphi_\ell \sin\alpha + \psi_\ell \cos\alpha + \int_0^\alpha \sin\beta \cdot \eta r d\beta + \int_0^\alpha \cos\beta \cdot \theta r d\beta \\ &= \varphi_\ell \sin\alpha + \psi_\ell \cos\alpha + \frac{r}{EI} \int_0^\alpha M \sin\beta d\beta + \frac{\rho r}{EI} \int_0^\alpha T \cos\beta d\beta \end{aligned} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} w_r &= w_\ell + \varphi_\ell r \sin\alpha - \psi_\ell r (1 - \cos\alpha) + \int_0^\alpha r \sin\beta \cdot \eta r d\beta - \int_0^\alpha r (1 - \cos\beta) \cdot \theta r d\beta \\ &= w_\ell + \varphi_\ell r \sin\alpha - \psi_\ell r (1 - \cos\alpha) + \frac{r^2}{EI} \int_0^\alpha M \sin\beta d\beta - \frac{\rho r^2}{EI} \int_0^\alpha T (1 - \cos\beta) d\beta \end{aligned} \quad (6)$$

Substituting the expressions of M and T into 4, 5 and 6, and performing the integrations, one finds three equations, which may be assembled with 1, 2 and 3 into the matrix equation

$$\begin{bmatrix} w_r \\ \varphi_r \\ \psi_r \\ M_r \\ T_r \\ S_r \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & r \sin\alpha & -r(1 - \cos\alpha) & b_{14} & b_{15} & b_{16} & & b_{17} \\ 0 & \cos\alpha & -\sin\alpha & b_{24} & b_{25} & b_{26} & & b_{27} \\ 0 & \sin\alpha & \cos\alpha & b_{34} & b_{35} & b_{36} & & b_{37} \\ 0 & 0 & 0 & \cos\alpha & -\sin\alpha & r \sin\alpha & & r(qr - m)(1 - \cos\alpha) \\ 0 & 0 & 0 & \sin\alpha & \cos\alpha & r(1 - \cos\alpha) & & -r(qr - m)\sin\alpha + \alpha qr^2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & & \alpha qr \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} w_\ell \\ \varphi_\ell \\ \psi_\ell \\ M_\ell \\ T_\ell \\ S_\ell \\ 1 \end{bmatrix}$$

or $V_r = B V_\ell$, with (7)

$$\begin{aligned} b_{14} &= \frac{r^2}{2EI} [(1 + \rho)\alpha \sin\alpha - 2\rho(1 - \cos\alpha)] & b_{15} &= \frac{r^2}{2EI} (1 + \rho)(\alpha \cos\alpha - \sin\alpha) \\ b_{24} &= \frac{r}{2EI} [(1 - \rho)\sin\alpha + (1 + \rho)\alpha \cos\alpha] & b_{25} &= -\frac{r}{2EI} (1 + \rho)\alpha \sin\alpha \\ b_{34} &= \frac{r}{2EI} (1 + \rho)\alpha \sin\alpha & b_{35} &= \frac{r}{2EI} [(1 + \rho)\alpha \cos\alpha - (1 - \rho)\sin\alpha] \\ b_{16} &= -\frac{r^3}{2EI} [(1 + \rho)(\alpha \cos\alpha - \sin\alpha) + 2\rho(\alpha - \sin\alpha)] \\ b_{26} &= \frac{r^2}{2EI} [(1 + \rho)\alpha \sin\alpha - 2\rho(1 - \cos\alpha)] & b_{36} &= -\frac{r^2}{2EI} (1 + \rho)(\alpha \cos\alpha - \sin\alpha) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_{17} &= \frac{r^3}{EI} \left[(1+\rho)(1-\cos\alpha - \frac{\alpha}{2}\sin\alpha)(qr-m) + \rho(1-\cos\alpha - \frac{\alpha^2}{2})qr \right] \\
 b_{27} &= -\frac{r^2}{EI} \left[\frac{1}{2}(1+\rho)(\alpha\cos\alpha - \sin\alpha)(qr-m) + \rho(\alpha - \sin\alpha)qr \right] \\
 b_{37} &= \frac{r^2}{EI} \left[(1+\rho)(1-\cos\alpha - \frac{\alpha}{2}\sin\alpha)(qr-m) + \rho(1-\cos\alpha)m \right]
 \end{aligned}$$

One finds the column vector V_r , made up of the displacement components and stress resultants pertaining to the right end of the girder element by premultiplication of the column vector V_l pertaining to the left end by the element transmission matrix B.

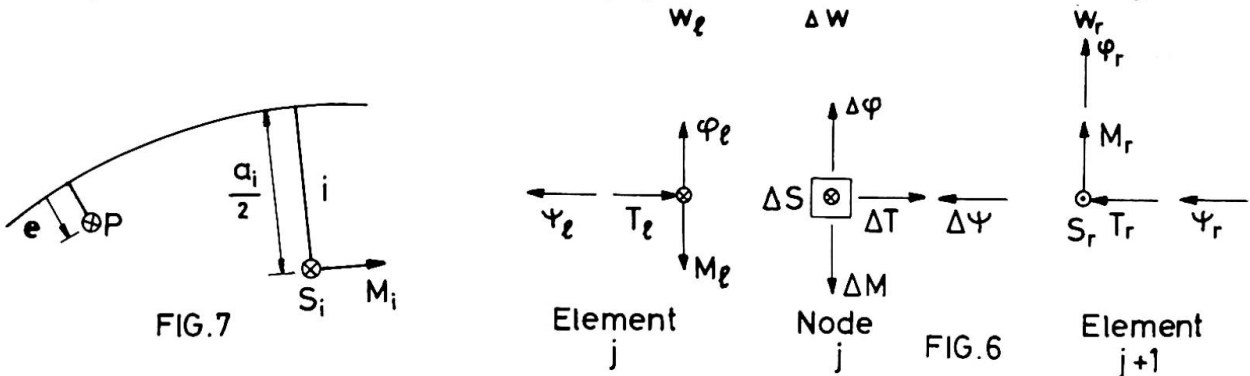
Boundary vector and boundary matrix

A boundary vector L and a boundary matrix D are associated with each node at which an external load acts on the box girder. This applies in particular to the junctions of the girder with the tie beams, but not to its supports.

Discontinuities $\Delta w, \Delta\phi$ or $\Delta\psi$ in the displacement components w, ϕ and ψ at the node may also be included in the vector

$$L = \begin{bmatrix} \Delta w \\ \Delta\phi \\ \Delta\psi \\ \Delta M \\ \Delta T \\ \Delta S \\ 0 \end{bmatrix} \text{ and in the matrix } D = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta w \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta\phi \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta\psi \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta M \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta T \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta S \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \tag{8}$$

The positive directions of the Δ -quantities are shown in figure 6.



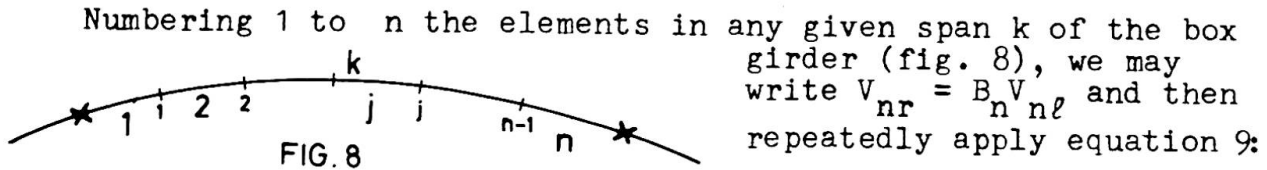
If the load consists of a downward force P acting with the eccentricity e (positive toward the center of curvature) with respect to the center line (fig. 7) : $\Delta S = P$ and $\Delta T = Pe$. At the junction of the girder with the cross beam i : $\Delta S = S_i$ and $\Delta T = M_i + \frac{a_i}{2} S_i$ (S_i and M_i : shearing force and bending moment at mid span of the transverse beam i).

Denoting by L_j the boundary vector and by D_j the boundary matrix associated with the node j, that separates the girder elements j and j+1, and observing that the quantities on the right hand, resp. the left hand side of figure 6 are the components of the vector $V_{j+1,l}$ relating to the left end of the element j+1, resp. of the vector $V_{j,r}$ relating to the right end of the element j, one sees from considerations of geometry and equilibrium that

$$V_{j+1,\ell} = L_j + V_{jr}$$

Using equation 7, we obtain $V_{j+1,\ell} = L_j + B_j V_{j\ell}$ (9)

Span transmission matrix



$$V_{nr} = B_n V_{n\ell} = B_n (L_{n-1} + B_{n-1} V_{n-1,\ell}) = B_n (L_{n-1} + B_{n-1} (L_{n-2} + B_{n-2} V_{n-2,\ell}))$$

$$= \dots = B_n (L_{n-1} + B_{n-1} (L_{n-2} + B_{n-2} (\dots (L_2 + B_2 (L_1 + B_1 V_{1\ell}))))))$$

Since $D_j V_{j\ell} = L_j$ ($j=1,2,\dots,n-1$), the above equation may be transformed into $V_{nr} = B_n (D_{n-1} + B_{n-1} (D_{n-2} + B_{n-2} (\dots (D_2 + B_2 (D_1 + B_1)))))) V_{1\ell}$

or $V_{nr} = U_k V_{1\ell}$ (10)

with the span transmission matrix U_k defined by

$$U_k = B_n (D_{n-1} + B_{n-1} (D_{n-2} + B_{n-2} (\dots (D_2 + B_2 (D_1 + B_1))))))$$
 (11)

Now denoting by V_{kr} and $V_{k\ell}$ the vectors V pertaining to the right end and to the left end of the span k , equation 10 is identical with $V_{kr} = U_k V_{k\ell}$ (12)

The product of any two matrices B has zero elements and unit elements in the same places as the matrices B themselves. Hence, the span transmission matrix is of the type

$$U_k = \begin{bmatrix} 1 & u_{12} & u_{13} & u_{14} & u_{15} & u_{16} & u_{17} \\ 0 & u_{22} & u_{23} & u_{24} & u_{25} & u_{26} & u_{27} \\ 0 & u_{32} & u_{33} & u_{34} & u_{35} & u_{36} & u_{37} \\ 0 & 0 & 0 & u_{44} & u_{45} & u_{46} & u_{47} \\ 0 & 0 & 0 & u_{54} & u_{55} & u_{56} & u_{57} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & u_{67} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

If all the loads on the box girder, including the shearing forces S_i and bending moments M_i in the tie beams, and the displacement discontinuities Δw , $\Delta \phi$ and $\Delta \psi$, if any, are known, equation 11 yields the numerical value of the 24 elements u of every one of the p matrices U_k (p is the number of spans of the box girder - fig.2).

Expanding equation 12, we obtain

$$w_{kr} = w_{k\ell} + u_{12}\phi_{k\ell} + u_{13}\psi_{k\ell} + u_{14}M_{k\ell} + u_{15}T_{k\ell} + u_{16}S_{k\ell} + u_{17}$$
 (14)

$$\phi_{kr} = u_{22}\phi_{k\ell} + u_{23}\psi_{k\ell} + u_{24}M_{k\ell} + u_{25}T_{k\ell} + u_{26}S_{k\ell} + u_{27}$$
 (15)

$$\psi_{kr} = u_{32}\phi_{k\ell} + u_{33}\psi_{k\ell} + u_{34}M_{k\ell} + u_{35}T_{k\ell} + u_{36}S_{k\ell} + u_{37}$$
 (16)

$$M_{kr} = u_{44}M_{k\ell} + u_{45}T_{k\ell} + u_{46}S_{k\ell} + u_{47}$$
 (17)

$$T_{kr} = u_{54}M_{k\ell} + u_{55}T_{k\ell} + u_{56}S_{k\ell} + u_{57}$$
 (18)

$$S_{kr} = S_{k\ell} + u_{67}$$
 (19)

Girder transmission matrix

1) All supports coincide with the center line of the girder

Then $w_{kr} = w_{kl} = 0$ for all values of k . We obtain φ_{kr} , ψ_{kr} , M_{kr} and T_{kr} as functions of φ_{kl} , ψ_{kl} , M_{kl} and T_{kl} only by adding 14 successively to 15, 16, 17 and 18, after multiplying 14 with respectively $-\frac{u_{26}}{u_{16}}$, $-\frac{u_{36}}{u_{16}}$, $-\frac{u_{46}}{u_{16}}$ and $-\frac{u_{56}}{u_{16}}$. The resulting expressions may be written as the matrix equation

$$\begin{bmatrix} \varphi_{kr} \\ \psi_{kr} \\ M_{kr} \\ T_{kr} \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u_{22} - \frac{u_{26}}{u_{16}}u_{12} & u_{23} - \frac{u_{26}}{u_{16}}u_{13} & u_{24} - \frac{u_{26}}{u_{16}}u_{14} & u_{25} - \frac{u_{26}}{u_{16}}u_{15} & u_{27} - \frac{u_{26}}{u_{16}}u_{17} \\ u_{32} - \frac{u_{36}}{u_{16}}u_{12} & u_{33} - \frac{u_{36}}{u_{16}}u_{13} & u_{34} - \frac{u_{36}}{u_{16}}u_{14} & u_{35} - \frac{u_{36}}{u_{16}}u_{15} & u_{37} - \frac{u_{36}}{u_{16}}u_{17} \\ -\frac{u_{46}}{u_{16}}u_{12} & -\frac{u_{46}}{u_{16}}u_{13} & u_{44} - \frac{u_{46}}{u_{16}}u_{14} & u_{45} - \frac{u_{46}}{u_{16}}u_{15} & u_{47} - \frac{u_{46}}{u_{16}}u_{17} \\ -\frac{u_{56}}{u_{16}}u_{12} & -\frac{u_{56}}{u_{16}}u_{13} & u_{54} - \frac{u_{56}}{u_{16}}u_{14} & u_{55} - \frac{u_{56}}{u_{16}}u_{15} & u_{57} - \frac{u_{56}}{u_{16}}u_{17} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times$$

or, denoting the two column matrices in this equation by W_{kr} and W_{kl} , and the square matrix by F_k :

$$W_{kr} = F_k W_{kl} \tag{21}$$

$$\times \begin{bmatrix} \varphi_{kl} \\ \psi_{kl} \\ M_{kl} \\ T_{kl} \\ 1 \end{bmatrix} \tag{20}$$

Neither of the quantities φ , ψ , M and T varies suddenly at any intermediate support. Therefore $W_{kl} = W_{k-1,r}$ ($k=2,3,\dots,p$) and

$$\begin{aligned} W_{pr} &= F_p W_{pl} = F_p F_{p-1} W_{p-1,l} = F_p F_{p-1} F_{p-2} W_{p-2,l} = \dots \\ &= F_p F_{p-1} F_{p-2} \dots F_2 F_1 W_{1l} \end{aligned}$$

or $W_{pr} = Z W_{1l} \tag{22}$

with the girder transmission matrix defined by

$$Z = F_p F_{p-1} F_{p-2} \dots F_2 F_1 \tag{23}$$

Z is a 5×5 matrix ; its fifth row consists of four zero elements and one unit element.

2) Some or all of the supports are located off the center line of the box girder

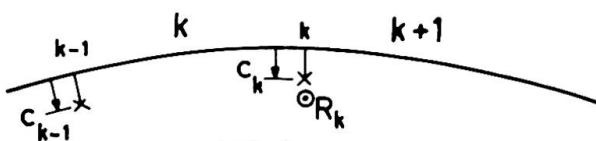


FIG. 9

The eccentricity of support k , between the spans k and $k+1$, towards the center of curvature of the girder is denoted by c_k (fig. 9). The downward movement of point k on the

center line is $w_{kr} = c_k \psi_{kr} = c_k \psi_{k+1,l}$, and that of point k-1 is $w_{kl} = c_{k-1} \psi_{kl}$. Equation 14 thus becomes

$$c_k \psi_{kr} = u_{12} \phi_{kl} + (c_{k-1} + u_{13}) \psi_{kl} + u_{14} M_{kl} + u_{15} T_{kl} + u_{16} S_{kl} + u_{17} \quad (24)$$

We multiply both members of 16 with c_k and subtract from 24 to obtain an equation that we solve for S_{kl} :

$$S_{kl} = - \frac{u_{12} - c_k u_{32}}{u_{16} - c_k u_{36}} \phi_{kl} - \frac{c_{k-1} + u_{13} - c_k u_{33}}{u_{16} - c_k u_{36}} \psi_{kl} - \frac{u_{14} - c_k u_{34}}{u_{16} - c_k u_{36}} M_{kl} - \frac{u_{15} - c_k u_{35}}{u_{16} - c_k u_{36}} T_{kl} - \frac{u_{17} - c_k u_{37}}{u_{16} - c_k u_{36}} \quad (25)$$

Substitution of this expression for S_{kl} in 15, 16, 17 and 18 yields a set of four equations that may be written in matrix form:

$$\begin{bmatrix} \phi_{kr} \\ \psi_{kr} \\ M_{kr} \\ T_{kr} \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} h_{22} & h_{23} & h_{24} & h_{25} & h_{27} \\ h_{32} & h_{33} & h_{34} & h_{35} & h_{37} \\ h_{42} & h_{43} & h_{44} & h_{45} & h_{47} \\ h_{52} & h_{53} & h_{54} & h_{55} & h_{57} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \phi_{kl} \\ \psi_{kl} \\ M_{kl} \\ T_{kl} \\ 1 \end{bmatrix} \quad (26)$$

or
$$W_{kr} = H_k W_{kl} \quad (27)$$

with
$$h_{ij} = u_{ij} - \frac{u_{1j} - c_k u_{3j}}{u_{16} - c_k u_{36}} u_{16} \quad (i=2,3,4,5 ; j=2,3,4,5,7) \quad (28)$$

on the understanding that $u_{42} = u_{43} = u_{52} = u_{53} = 0$ and that for $j=3$ $c_{k-1} + u_{13}$ must be substituted for u_{13} in the numerator.

Obviously all the elements u appearing in the matrices U_k and F_k and in the equations 25 and 28 relate to span k of the girder, although this is not specified explicitly in the notation. The matrices H_k and F_k are identical when $c_{k-1} = c_k = 0$.

Equilibrium of the infinitely short portion of the girder resting on support k (fig. 10) requires $S_{k+1,l} = S_{kr} - R_k$ and $T_{k+1,l} = T_{kr} - c_k R_k$. Elimination of R_k leads to

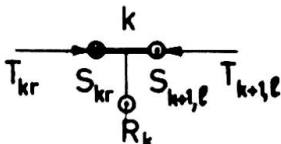


FIG.10

$T_{kr} - T_{k+1,l} = c_k (S_{kr} - S_{k+1,l})$. For T_{kr} we substitute in this equation the expression included in equation 26. For S_{kr} we substitute, in accordance with equation 19,

$u_{67} + S_{kl}$, with expression 25 substituted for S_{kl} . For $S_{k+1,l}$ we substitute expression 25, written for span $k+1$ instead of span k ; we differentiate the elements u pertaining to span $k+1$ from those pertaining to span k by denoting the former by u' ; the quantities $\phi_{k+1,l}$, $\psi_{k+1,l}$ and $M_{k+1,l}$ appearing in the expression for $S_{k+1,l}$ are equal to ϕ_{kr} , ψ_{kr} and M_{kr} , and consequently they can be written as functions of ϕ_{kl} , ψ_{kl} , M_{kl} and T_{kl} by means of equation 26.

The operations described finally yield an equation that we solve for $T_{k+1,l}$: $T_{k+1,l} = \bar{h}_{52}\varphi_{kl} + \bar{h}_{53}\psi_{kl} + \bar{h}_{54}M_{kl} + \bar{h}_{55}T_{kl} + \bar{h}_{57}$ (29)

the quantities \bar{h}_{5j} being defined by

$$\left(1 + c_k \frac{u'_{15} - c_{k+1}u'_{35}}{u'_{16} - c_{k+1}u'_{36}}\right) \bar{h}_{5j} = h_{5j} + c_k \frac{u_{1j} - c_k u_{3j}}{u_{16} - c_k u_{36}} - \frac{c_k}{u'_{16} - c_{k+1}u'_{36}} \cdot \left[h_{2j}(u'_{12} - c_{k+1}u'_{32}) - h_{3j}(c_k + u'_{13} - c_{k+1}u'_{33}) - h_{4j}(u'_{14} - c_{k+1}u'_{34}) \right] \quad (30)$$

on the understanding that $u_{13} + c_{k-1}$ must be substituted for u_{13} and

that, for $j=7$, $-c_k \left(u_{67} + \frac{u'_{17} - c_{k+1}u'_{37}}{u'_{16} - c_{k+1}u'_{36}} \right)$ must be added to the second member of equation 30.

The first three relationships contained in 26 may be assembled with equation 29 into the matrix equation

$$\begin{bmatrix} \varphi_{k+1,l} \\ \psi_{k+1,l} \\ M_{k+1,l} \\ T_{k+1,l} \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} h_{22} & h_{23} & h_{24} & h_{25} & h_{27} \\ h_{32} & h_{33} & h_{34} & h_{35} & h_{37} \\ h_{42} & h_{43} & h_{44} & h_{45} & h_{47} \\ \bar{h}_{52} & \bar{h}_{53} & \bar{h}_{54} & \bar{h}_{55} & \bar{h}_{57} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \varphi_{kl} \\ \psi_{kl} \\ M_{kl} \\ T_{kl} \\ 1 \end{bmatrix} \quad (31)$$

or
$$W_{k+1,l} = \bar{H}_k W_{kl} \quad (32)$$

The matrices \bar{H}_k and F_k are identical when $c_{k-1} = c_k = 0$.

Now we successively apply equation 27 for $k=p$ and equation 32 for $k=p-1, p-2, \dots, 2, 1$:

$$\begin{aligned} W_{pr} &= H_p W_{pl} = H_p \bar{H}_{p-1} W_{p-1,l} = H_p \bar{H}_{p-1} \bar{H}_{p-2} W_{p-2,l} = \dots \\ &= H_p \bar{H}_{p-1} \bar{H}_{p-2} \dots \bar{H}_2 \bar{H}_1 W_{1l} \end{aligned}$$

or
$$W_{pr} = Z W_{1l} \quad (22)$$

with the girder transmission matrix defined by

$$Z = H_p \bar{H}_{p-1} \bar{H}_{p-2} \dots \bar{H}_2 \bar{H}_1 \quad (33)$$

End support conditions

We expand matrix equation 22 :

$$\begin{aligned} \varphi_{pr} &= z_{11}\varphi_{1l} + z_{12}\psi_{1l} + z_{13}M_{1l} + z_{14}T_{1l} + z_{15} \\ \psi_{pr} &= z_{21}\varphi_{1l} + z_{22}\psi_{1l} + z_{23}M_{1l} + z_{24}T_{1l} + z_{25} \\ M_{pr} &= z_{31}\varphi_{1l} + z_{32}\psi_{1l} + z_{33}M_{1l} + z_{34}T_{1l} + z_{35} \\ T_{pr} &= z_{41}\varphi_{1l} + z_{42}\psi_{1l} + z_{43}M_{1l} + z_{44}T_{1l} + z_{45} \end{aligned} \quad (34)$$

1) Both end supports coincide with the center line of the girder

Various boundary conditions at the left end support may occur :

- a) The end of the girder rotates freely about its tangent and also in the vertical plane containing the tangent : $T_{1l} = M_{1l} = 0$

- b) The end of the girder cannot rotate in either direction :
 $\psi_{1\ell} = \varphi_{1\ell} = 0$
- c) The end of the girder rotates freely in one of those directions, but is fixed in the other direction :
 either $\psi_{1\ell} = 0$ and $M_{1\ell} = 0$
 or $T_{1\ell} = 0$ and $\varphi_{1\ell} = 0$ (unlikely combination).
- One of these pairs of conditions obtains at the right end support.

Whatever the combination of end support conditions may be, two terms are zero in the right hand member of each equation 3⁴. Moreover, the left hand member of two equations is also zero. These may be solved for the two unknown components of the vector $W_{1\ell}$.

2) The end supports are located off the center line of the girder

In this case practically the only boundary conditions imaginable are : free rotation of the girder ends about their tangent and in the vertical plane containing the tangent. The following relationships then obtain :

$$M_{1\ell} = 0 \quad \text{and} \quad T_{1\ell} = -c_o R_o = +c_o S_{1\ell} \quad \text{at the left end support, and}$$

$$M_{pr} = 0 \quad \text{and} \quad T_{pr} = +c_p R_p = +c_p S_{pr} \quad \text{at the right end support.}$$

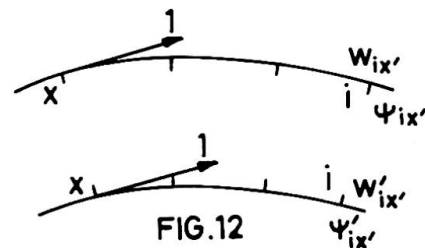
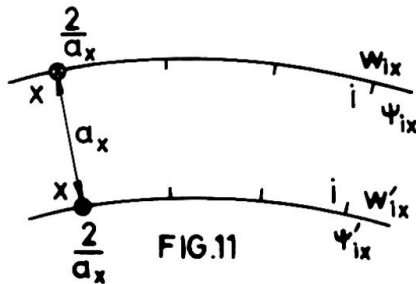
We write equation 25 for $k=1$, multiply by c_o , replace the left hand member $c_o S_{1\ell}$ by $T_{1\ell}$, and thus obtain a relationship containing only $\varphi_{1\ell}$, $\psi_{1\ell}$ and $T_{1\ell}$. A second such relationship is provided by the third equation 3⁴, with $M_{1\ell} = M_{pr} = 0$. To obtain a third, we premultiply both members of equation 12, written for $k=p$, by U_p^{-1} : $V_{p\ell} = U_p^{-1} V_{pr}$, extract from this equation the expressions for $w_{p\ell}$ and $\psi_{p\ell}$ as functions of $w_{pr} = c_p \psi_{pr}$, φ_{pr} , ψ_{pr} , $M_{pr} = 0$, T_{pr} and S_{pr} , write that the former expression is equal to c_{p-1} times the latter expression, substitute $\frac{T_{pr}}{c_p}$ for S_{pr} in the resulting equation, and so arrive at a relationship between φ_{pr} , ψ_{pr} and T_{pr} , that we transform into a relationship $\varphi_{1\ell}$, $\psi_{1\ell}$ and $T_{1\ell}$ by using the first, second and fourth equations 3⁴. Thus we finally have three equations that we may solve for $\varphi_{1\ell}$, $\psi_{1\ell}$ and $T_{1\ell}$.

Displacement components and stress resultants

Whether the end supports coincide with the center line of the girder or not, we know vector $W_{1\ell}$ completely after having performed the computations just described. We may now calculate $W_{k\ell}$ for all other values of k by repeatedly using equation 32. Equation 25 then yields the numerical value of $S_{k\ell}$ for $k=1,2,\dots,p$. Since $w_{k\ell} = +c_{k-1} \psi_{k\ell}$, we know all the vectors $V_{k\ell}$ and are able to compute the vector V pertaining to any node in any span by means of equation 9.

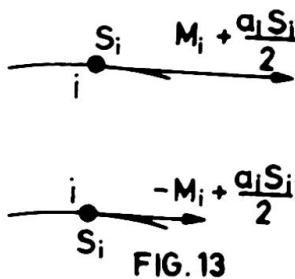
Deformation induced by direct load - Deformation influence coefficients - Actual deflections and rotations

The above analysis is used to calculate the deflections w of the outside box girder and the rotations ψ about the tangent at the nodes coinciding with the m cross beams (fig. 2) for $2m+1$ different loading conditions. We denote by w_{i0} ($i=1,2,\dots,m$) the deflection and by ψ_{i0} the rotation at the junction with cross beam i , produced by the given external loading on the box girder ;
 by w_{ix} ($i=1,2,\dots,m$; $x=1,2,\dots,m$) the deflection and by ψ_{ix} the rotation produced at the same point by a downward force $\frac{2}{a_x}$ applied at the junction with cross beam x (fig. 11) ;
 by w'_{ix} , the deflection and by ψ'_{ix} , the rotation produced at the same point by a unit moment acting at the junction with cross beam x , as shown in figure 12.



The corresponding quantities for the inside girder are calculated likewise. They are denoted by the same symbols, marked off by an ' (figures 11 and 12).

Maxwell's reciprocal theorem shows that the calculated deflection and rotation influence coefficients must satisfy the relations $a_x w_{ix} = a_i w_{xi}$; $a_x \psi_{ix} = -2w_{xi}$; $\psi_{ix} = \psi_{xi}$.



The action of any cross beam i on the outside main girder consists of the downward force S_i and the moment $M_i + \frac{a_i S_i}{2}$, as shown in figure 13 ; its action on the inside girder consists of the upward force S_i and the moment $-M_i + \frac{a_i S_i}{2}$.

The actual deflection w_i and rotation ψ_i of the outside main girder at its junction with cross beam i under the influence of the given loading acting on the complete structural system are given by

$$w_i = w_{i0} + \sum_{x=1}^m \left[\frac{a_x}{2} w_{ix} S_x + w_{ix} \left(M_x + \frac{a_x S_x}{2} \right) \right]$$

$$= w_{i0} + \sum_{x=1}^m \left[(w_{ix} + w'_{ix}) \frac{a_x S_x}{2} + w_{ix} M_x \right] \quad (35)$$

$$\begin{aligned} \psi_1 &= \psi_{10} + \sum_{x=1}^m \left[\frac{a_x}{2} \psi_{1x} S_x + \psi_{1x} \left(M_x + \frac{a_x S_x}{2} \right) \right] \\ &= \psi_{10} + \sum_{x=1}^m \left[(\psi_{1x} + \psi_{1x}') \frac{a_x S_x}{2} + \psi_{1x}' M_x \right] \end{aligned} \quad (36)$$

The actual deflection w_1' and rotation ψ_1' of the inside main girder are likewise

$$w_1' = w_{10}' + \sum_{x=1}^m \left[(-w_{1x}' + w_{1x}') \frac{a_x S_x}{2} - w_{1x}' M_x \right] \quad (37)$$

$$\psi_1' = \psi_{10}' + \sum_{x=1}^m \left[(-\psi_{1x}' + \psi_{1x}') \frac{a_x S_x}{2} - \psi_{1x}' M_x \right] \quad (38)$$

Deformation of the cross beams

The loads acting on any tie beam i and emanating from the main girders are shown in figure 14. They bring about the end deflections w_1 and w_1' and end rotations ψ_1 and ψ_1' .

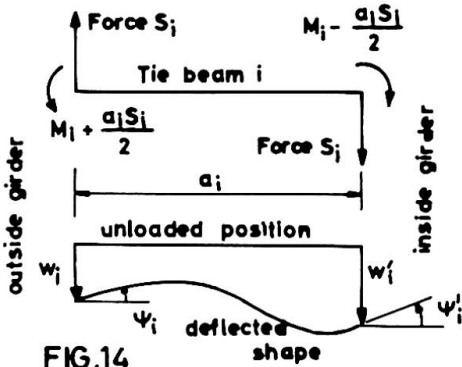


FIG.14

Assuming that the braces between the box girders are full-webbed beams and not trusses, and that the shear deformation is therefore negligible with respect to the flexural deformation, one easily derives the following relations :

$$\psi_1 - \psi_1' = \frac{a_1 M_1}{EI_1} \quad (39)$$

$$\psi_1 + \psi_1' + 2 \frac{w_1' - w_1}{a_1} = \frac{a_1^2 S_1}{6EI_1} \quad (40)$$

(I_1 : moment of inertia of the tie beam i).

Similar relations between the shear force, the bending moment and the displacement components may be derived for trussed connections between the main girders.

Obtaining the values of the unknowns S_x and M_x

Substituting the expressions 35 to 38 for w_1 , ψ_1 , w_1' and ψ_1' into 39 and 40 we find

$$\sum_{x=1}^m \left[(\psi_{1x} + \psi_{1x}' + \psi_{1x}' - \psi_{1x}') \frac{a_x S_x}{2} + (\psi_{1x}' + \psi_{1x}') M_x \right] - \frac{a_1 M_1}{EI_1} = \psi_{10}' - \psi_{10} \quad (41)$$

($i=1,2,\dots,m$)

$$\begin{aligned} \sum_{x=1}^m \left\{ \left[\psi_{1x} + \psi_{1x}' - \psi_{1x}' + \psi_{1x}' - \frac{2}{a_1} (w_{1x}' + w_{1x}' + w_{1x}' - w_{1x}') \right] \frac{a_x S_x}{2} \right. \\ \left. + \left[\psi_{1x}' - \psi_{1x}' - \frac{2}{a_1} (w_{1x}' + w_{1x}') \right] M_x \right\} \\ - \frac{a_1}{3EI_1} \cdot \frac{a_1 S_1}{2} = -\psi_{10} - \psi_{10}' + \frac{2}{a_1} (w_{10} - w_{10}') \quad (i=1,2,\dots,m) \end{aligned} \quad (42)$$

This set of $2m$ simultaneous algebraic equations may be solved

for the $2m$ unknowns $\frac{a_x S_x}{2}$ and M_x . The matrix to be inverted is of the order $2m$, while the structure is $2m+p+p'+4$ times statically indeterminate (p' : number of spans of the inside girder), if the ends of the main girders are free to rotate.

When the shearing forces and bending moments in the bracing are known, it is easy to determine the final internal stress resultants and displacement components for the box girders, either by superposing for each one $2m+4$ cases of loading already analysed, or by analysing each box girder separately under its full loading, including the forces and moments emanating from the bracing.

The complexity of the structural system considered is such that the calculation is hardly feasible without a computer.

Remark about the location of the connecting beams

It was assumed implicitly in the above that the braces do not meet the box girders at the supports. Yet, it is almost natural for some tie beams to be connected with the main girders at supported cross sections. This situation can be handled in the analysis by assuming that the junction of any such cross beam is located beside, but close to the support, leaving an infinitely short girder element between itself and the support.

SUMMARY

The structural system described in the title is analysed by applying the transmission (or reduction) method to the curved main girders separately, thus obtaining deformation components and influence coefficients, and by using the force method to find the shear forces and bending moments in the connecting beams.

RÉSUMÉ

Les deux poutres maitresses courbes sont d'abord étudiées séparément par la méthode de transmission ou de réduction, ce qui fournit les composantes de la déformation de ces poutres, ainsi que les coefficients d'influence de ces composantes. Ensuite les efforts tranchants et les moments fléchissants dans les traverses sont déterminés au moyen de la méthode des forces.

ZUSAMMENFASSUNG

Die zwei gekrümmten Kastenträger werden zunächst gesondert mit dem Übertragungsverfahren studiert. Diese Berechnung liefert die Verformungskomponenten, sowie Einflusszahlen für diese Komponenten. Nachher werden die Querkraft und das Biegemoment in den Querbalken mit dem Kraftverfahren ermittelt.

Einige Ergebnisse langfristiger Beobachtungen des Verformungszustandes an neuartigen Spannbetonbrücken

Some Results of the Observations over a Long Period of the Deformation State of New Prestressed Concrete Bridges

Quelques résultats obtenus dans l'observation à long terme des déformation sur les ponts en béton précontraint modernes

TIBOR JÁVOR

Doz.Ing. C.Sc., Tschechoslowakei

Langfristige Beobachtungen des Verformungszustandes an neuartigen Spannbetonbrücken ermöglichen es, die zur Projektierung weiterer Brückenbauwerke unerlässlichen Unterlagen zu erschließen. Einer der das Brückentragwerk meist beeinflussenden Faktoren ist jener der zeitbedingten Entwicklung der Werkstoffeigenschaften. Analyse der diese Veränderungen hervorrufender Ursachen, sowohl die Untersuchungsergebnisse an langfristigen relativen Formänderungen und Durchbiegungen von Brücken, ermöglichen einen besseren Einblick in die statische Wirkung der beobachteten Bauwerke.

Unser Forschungsinstitut für Ingenieurbauten hat in der letzten Zeit systematisch zehn Spannbetonbrücken beobachtet. Bemerkenswert zwischen diesen sind folgende Brücken:

-Spannbetonrahmenbrücke mit veränderlicher Höhe des Querriegels in Kotešová, Spannweite 63,40 m, errichtet im J.1959;

-Spannbetonrahmenbrücke in Bytča mit gleichen Abmessungen wie die in Kotešová, jedoch minderer Betongüte, betoniert im J. 1960 ;

-Im Freivorbau errichtete Spannbetonbrücke in Nové Město n/Váhom, Spannweite 80,0 m, angeschlossen an die im Lehrgerüst betonierte benachbarte Brückenfelder, Spannweite 42,80 m, hergestellt in den J. 1961 - 1962;

-Im Freivorbau errichtete Spannbetonbrücke über 5 Felder in Kollárovo, Spannweiten 35,10 + 61,68 + 61,68 + 61,68 + 35,10 m /1963 - 1964/;

-Spannbetonbrücke im Freivorbau mit Fertigteilen in Sirník, Spannweite 60,0 m, errichtet in den Jahren 1964 - 1965.

An allen diesen Brücken wurde gründlich die Betongüte als auch der Verlauf der Schwindungszunahme, des Kriechens und des E-Moduls sowie die Gesamtveränderungen des Verformungszustandes überwacht.

Die zur Beobachtungs angewandte Verfahren sind im Grunde zweierlei : tensometrisch /mit Saitendehnungsmessern tschechoslowakischer Herkunft/ und geodetisch. Die Saitendehnungsmesser wurden in jedem Bauwerk an charakteristischen Stellen einbetoniert und die relativen Formänderungen entweder in der Messstation - die in einem Hohlraum untergebracht war - mittels eines batteriegepeissten Zeigerfrequenzmessers direkt abgelesen oder in einem Messwagen mittels einer vollautomatischen Ablese- und Umschaltanlage registriert.

1. Untersuchungen der Materialkonstanten des Betons

Während der langfristigen Beobachtungen der Verformungszustände von Brücken war es unmöglich, die Entwicklung der Materialkonstanten irgendwie zu beeinflussen. Gleichzeitig bestand öfter die Möglichkeit, angefertigte Proben zu prüfen, um sich über ihr Verhalten bei extremen Werten einiger Parameter, besonders aber bei Temperaturschwankungen oder verschiedenen Luftfeuchtigkeiten zu informieren. Die Entwicklung der Festigkeiten und des E-Moduls des Betons wurde stets an Probewürfeln 20/20/20 cm bzw. an Balken 10/10/40 cm und 15/15/70 cm durch statische Untersuchungen geprüft, doch wurden auch zerstörungsfreie Prüfungen unternommen /Ultraschall-, Hammerschlag- oder Resonanzverfahren/. Die Umrechnungskonstanten bei Verwendung zerstörungsfreier Methoden zur Güteprüfung des Betons an fertiggestellten Bauwerken wurde aus Laboruntersuchungen mittels Ultraschall- und statischer Versuche gewonnen, an Hand deren auch das Anwachsen der Betonfestigkeiten überwacht wurde.

Die Mittelwerte der Betonfestigkeit und des E-Moduls in den charakteristischen Teilen des Tragwerkes, bei einer Durchschnittstemperatur von +22 °C und nach 28 Tagen nach dem Betonieren betragen demnach :

Brücke	Kotešová Ortbeton	Bytča Ortbeton	N.Mesto Ortbeton	N.Mesto Freivorbau	Kolárovo Freivorbau	Sirník Freivorbau m.Fertigt.
E_{dyn} kp/cm ²	519000	409500	526000	565000	578000	448000
E_{stat} kp/cm ²	328000	214000	342000	365000	375000	385000
α_b kp/cm ²	388	263	389	442	467	575

Die Auswirkung der Temperaturschwankungen auf den E-Modul wurde nach verschiedenen Verfahren an Proben bestimmt. Beispielweise kam aus den Untersuchungen des Betons der im Freivorbau errichteten Brücke in Nové Mesto n/Váhom hervor, dass bei einer Spannung $\sigma = 99 \text{ kp/cm}^2$ bei einer Temperatur von -17°C /Eislagerung/ $E_{stat} = 380000 \text{ kp/cm}^2$, während bei einer Temperatur von $+53^\circ \text{C}$ $E_{stat} = 295000 \text{ kp/cm}^2$. Dadurch wurde ein Beweis geboten, wonach dem Einfluss von Temperatur und Luftfeuchtigkeit bei entsprechender Änderung der Feuchtigkeit eine ausserordentliche Bedeutung bei langfristigen Beobachtungen an Betonbrücken zukommt. Diese Tatsache soll bei Belastungsversuchen an Spannbetonbrücken berücksichtigt werden.

Mit Rücksicht auf die Tatsache, dass die Kriech- und Schwindvorgänge ein ziemlich verwickeltes Problem bilden, waren wir gedungen unsere Beobachtungen möglichst einfach zu gestalten. Wir verfolgten dabei ständig den Bedarf genügend Angaben hierzu gewinnen, um diese an Hand der durch die in den beobachteten Brücken eingebauten Dehnungsmessern gemessenen Verformungen zur Transformation auf die Spannung anwenden zu können. Unsere Beobachtungen verliefen im Grundsatz in zwei Richtungen, und zwar im Labor und direkt an betreffenden Bauwerken.

Das Schwinden der Betonkonstruktionen wurde an Probekörpern 15/15/70 cm mit eingebauten elektrischen Saitendehnungsmessern und an Probekörpern 10/10/40 cm mit Setzdehnungsmessern untersucht. Sämtliche Prüfkörper wurden stets aus der gleichen Betonmischung und zur gleichen Zeit wie der betreffende Konstruktionsteil hergestellt. Die Beobachtungen wurden im ersten Monat täglich, später dann einmal in 14 Tagen durchgeführt. Die Proben wurden in einer provisorischen Klimaanlage bei einer Temperatur von $+20^\circ \text{C}$ und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 50 % aufbewahrt. Die Prüfkörper 15/15/70 cm mit eingebauten Dehnungsmessern wurden zur Prüfung des Schwindens und Temperatur-, Feuchtigkeits- und anderer Wirkungen, die die Verformung des Betons in naturgemässen Bedingun-

gen verursachen, bestimmt.

Der Temperaturverlauf in den Konstruktionen wurde an Hand von eingebauten Saiten-Tensothermometern überwacht. Die Kriechvorgänge des Betons wurden an ähnlichen Proben wie das Schwinden beobachtet, jedoch unter ständiger Belastung mittels Stahlspiralen in Sonder-
vorrichtungen. Die Prüfkörper wurden schon zehn Tage nach ihrer Fertigung durch eine Spannung von 40 kp/cm^2 bzw. 70 kp/cm^2 belastet. Die Beobachtungen verliefen in den gleichen Zeitabständen und im gleichen Milieu wie die Schwindungsmessungen.

2. Analyse des Verformungszustandes der beobachteten Brücken

Die weitgespannten Spannbetonrahmenbrücken, deren Kragträger mit der Stütze mittels Zugstangen verspannt sind, sind stark deformationsempfindlich. Es handelt sich beispielweise um die Brücken in Kotešová und Bytča /Fig.1/. Diese Bauwerke sind auch dahingehend charakteristisch, dass sie im Falle einer unmerklichen Verschiebung der Fundamentsohlen eine bemerkenswerte Durchbiegung des Tragwerkes aufweisen. Es ist ganz verständlich, dass der für die Grösse dieser Verformung entscheidende Faktor auch weiterhin die Qualität des betreffenden Betons bleibt.

Eine klare Darstellung des zeitlichen Verlaufes einer Durchbiegung in der Spannweitenmitte der Brücke Bytča ergibt sich aus der Fig. 1a /Kurve B/ und jener in Kotešová aus der Fig.1 /Kurve K/. Schon beim Vergleich beider Durchbiegungen ist es klar, dass die Brücke in Kotešová - deren Betongüte entscheidend besser ist als jene der Brücke in Bytča /seit Inbetriebnahme der Brücke wuchs die Durchbiegung um 10,0 cm an/ keinerlei wesentliche Kriecherscheinungen anzeigt, doch bewegt sich der Durchbiegungswert - namentlich infolge der Temperaturschwankungen - innerhalb sehr eng gehaltener Grenzen. Die Kriecherscheinungen an der Brücke Bytča weisen bereits eine abklingende Tendenz auf. Ähnlicherweise verhält sich auch die Charakteristik des zeitlichen Verlaufes bei den relativen Formänderungen in der Einspannung /Kurve T 17, T 18/ dieser Kotešová-Brücke /Fig.1/.

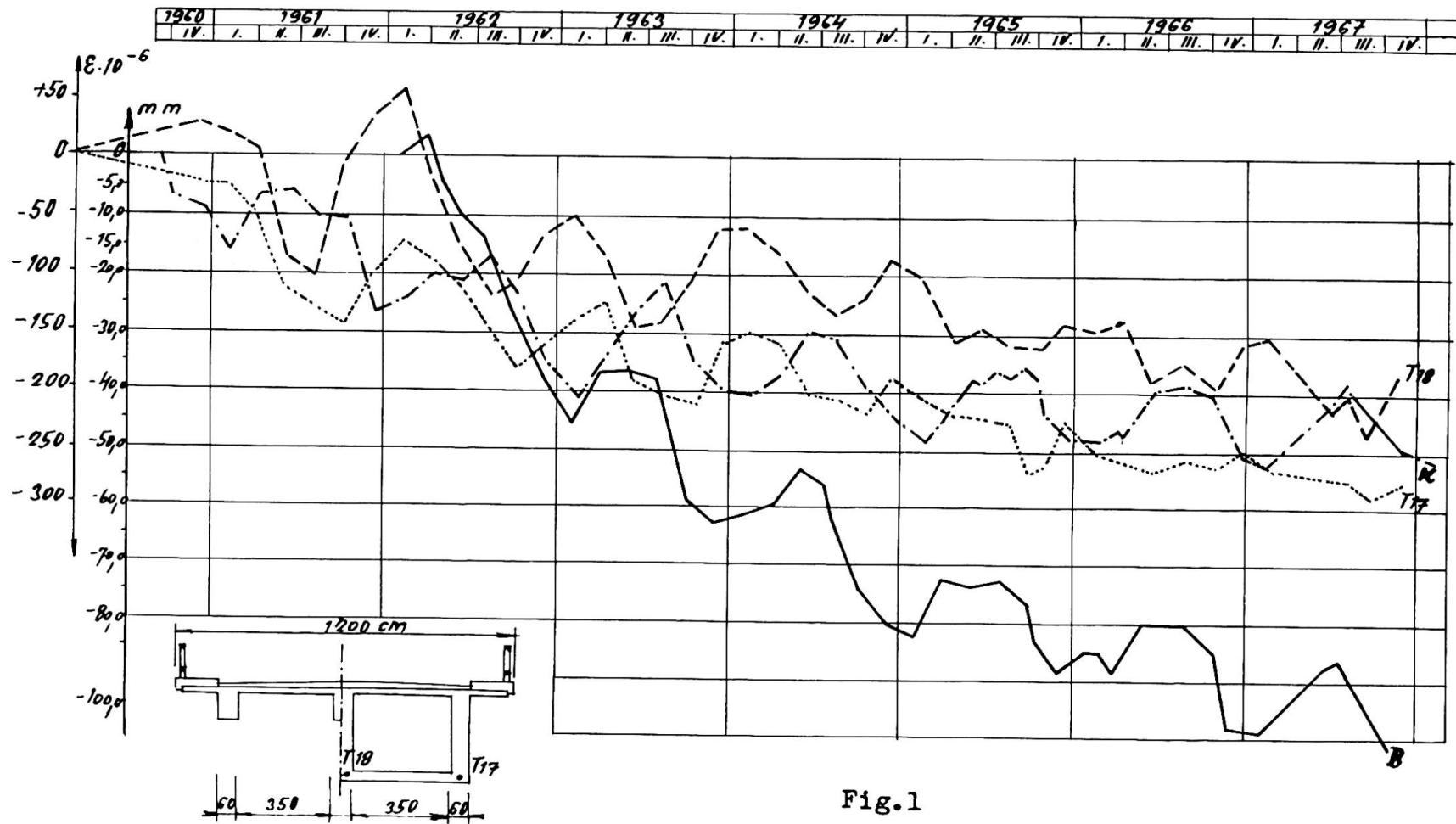
Von besonderer Bedeutung ist das Kriechen bei den in Freivorbauweise errichteten Brücken. Bei diesen Bauwerken richten wir unsere Aufmerksamkeit auf die sorgfältige Beobachtung des zeitlichen Ablaufes der relativen Formänderungen mittels etwa 70 bis 80 Stück in einzelne Brückenlamellen eingebauter Saitendehnungsmesser. Gleich-

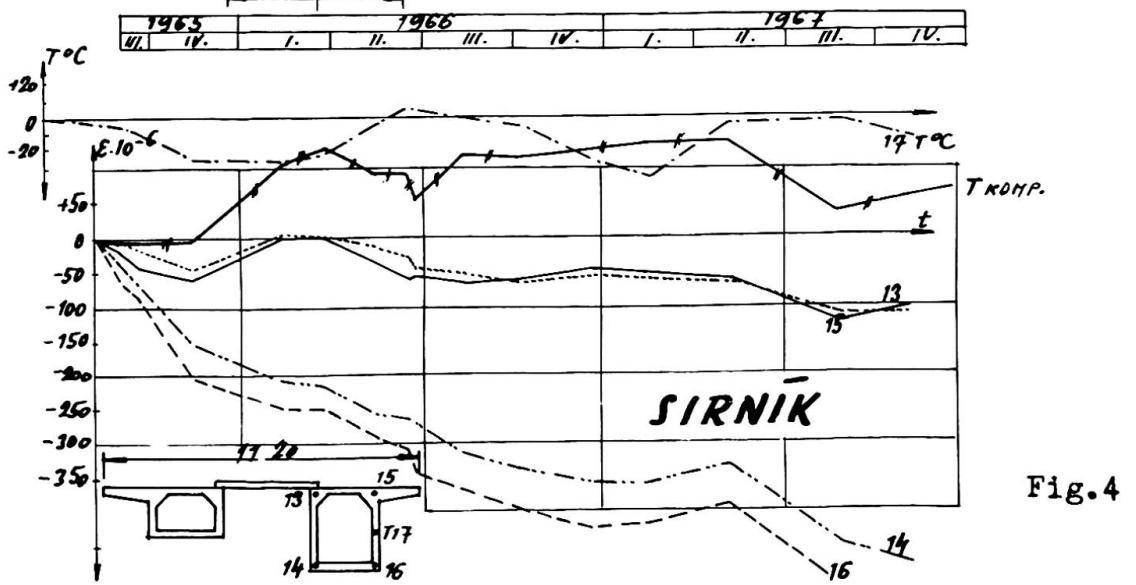
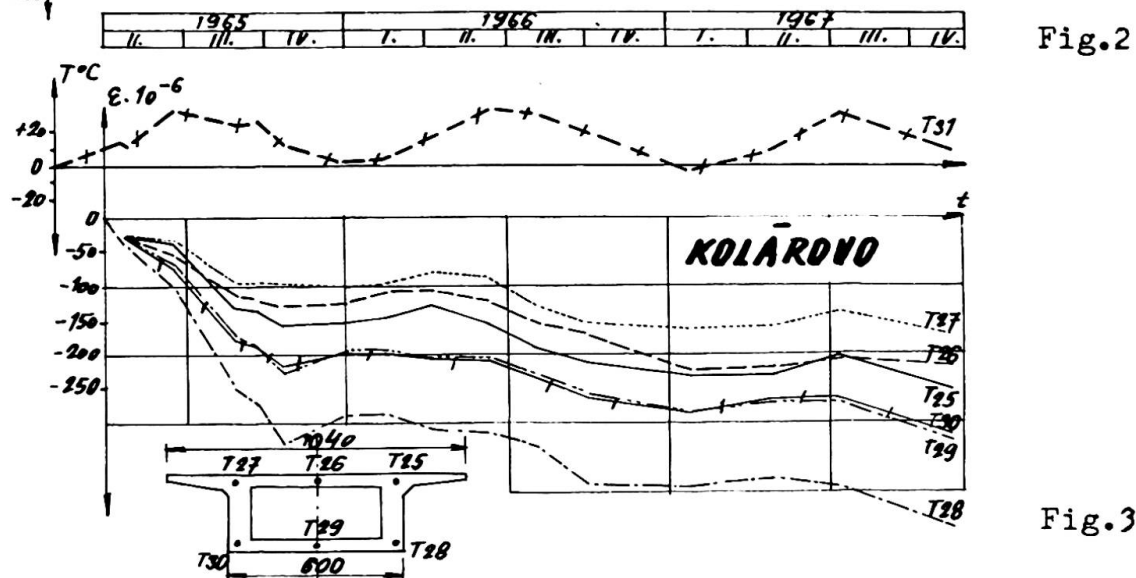
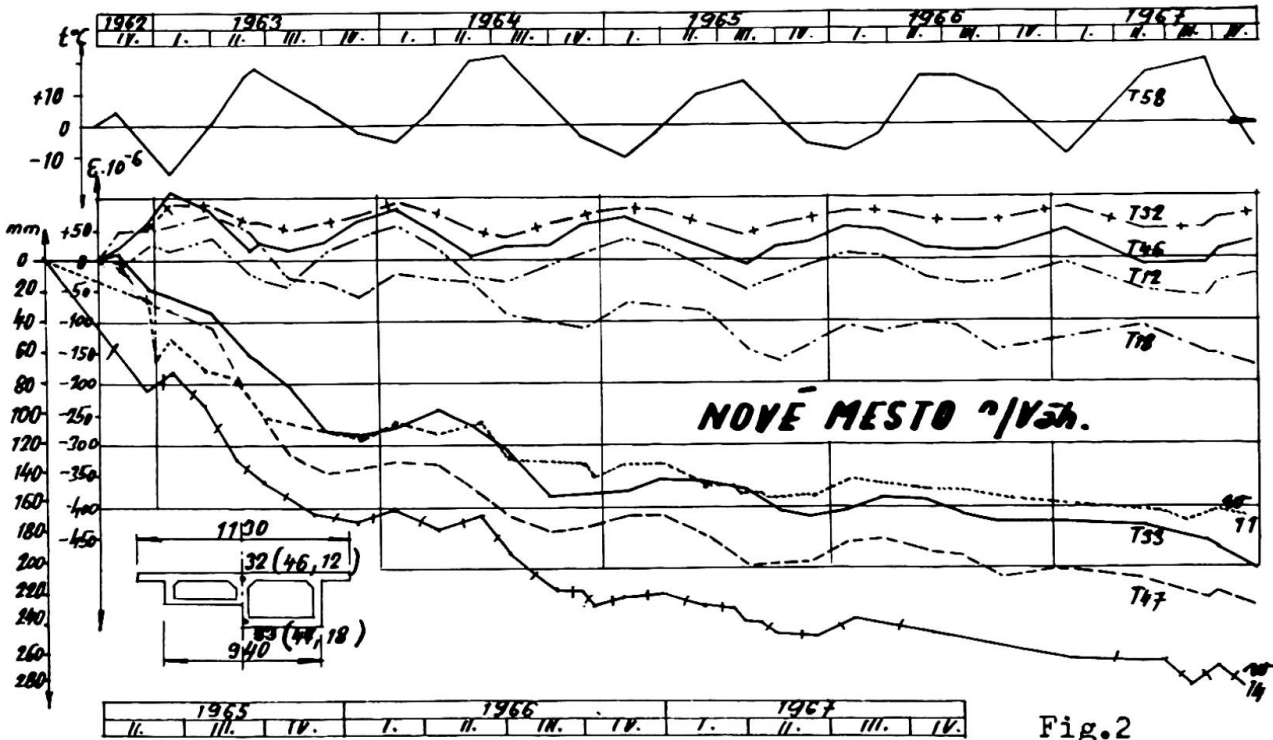
zeitig wurden die Vertikalverschiebungen der Konstruktion sowohl während des Ausbaues als auch nach der Fertigstellung beobachtet. Es handelte sich um die Brücken in Nové Mesto n/Váhom, Kollárovo und Sirník.

Der charakteristische Zeitablauf der relativen Formänderungen im Querschnitt der ersten /Kurve T 32, T 33/ und der dritten /Kurve T 46, T 47/ im Freivorbau errichteten Brückenlamelle in Nové Mesto n/Váhom ist in der Fig. 2 dargestellt. Der zeitliche Verlauf der Dehnungen in der Mitte des auf dem Gerüst betonierten Brückenteiles ist auch in der Fig.2 /Kurve T 12, T 13/ dargestellt. Eine Darstellung des zeitlichen Verlaufes der Durchbiegungen in der Mitte /Kurve w 14/ und in 1/4 der Spannweite /Kurve w 11/ der Brücke in Nové Mesto n/Váhom seit der Inbetriebnahme ist auch aus Fig.2 zu beziehen. Aus diesem Verlauf ergibt sich, dass der Höchstwert der Durchbiegung bereits 10,0 cm überschreitet, was wohl auch den Baufehlern zuzuführen ist. In letzter Zeit sind bereits Anzeichen einer gewissen Konsolidation der vertikalen Deformationen zu verzeichnen. Sobald man den Zeitverlauf der Durchbiegungen an der Brücke in Nové Mesto n/Váhom mit den Verläufen der Durchbiegungszunahme an jenen in Bytča und Kotešová vergleicht, erkennt man, dass gewisse Zunahmen an relativen Formänderungen nicht im gleichen Sinne der beiden Konstruktionsarten verlaufen, obwohl eine zeitweilige Konsolidation der Verformungen im gleichen Zeitabschnitt zu verzeichnen ist. Dies liegt in der Art der Vorspannung und im Eigengewicht der Konstruktion. Der Anwuchs der Durchbiegungen war bereits im September zu verzeichnen, die Konsolidation hingegen erst im Jänner. Nach den Winterfrösten kam es dann im Mai bis August zu einer Abnahme an Durchbiegungen, d.h. zur Hebung der Brücke, jedoch im September wuchsen die Durchbiegungen nach einem Ausgleich wieder an.

Die experimentellen Untersuchungen in Kolárovo betrafen die im Freivorbau hergestellten Brückenfelder, die symmetrisch von einem Pfeiler aus betoniert wurden. Das Tragwerk bestand aus einem einfachen Hohlkastenträger /Fig.3/. Die mit Fertigteilen freivorgebaute Brücke über den Fluss Ondava in Sirník besitzt ein Doppelkastenquerschnitt /siehe Fig.4/.

Die Automatisierung der Messungen ermöglichte die Beobachtungen des Verformungszustandes dieser Konstruktionen in jedem Bau- bzw. Montagezustand, sowie auch langfristige Beobachtungen nach Fertigstellung. Aus diesen statisch interessanten Ergebnis-





sen sieht man den grundsätzlichen zeitlichen Verlauf relativer Formänderungen in den oberen und unteren Faser der ersten Lamelle, in verschiedenen Bauphasen der symmetrisch betonierten Freivorbau- brücke in Kolárovo /Fig.3/. Ähnliche Verläufe relativer Formänderungen in den charakteristischen Querschnitten der ersten Lamelle bei der Einspannung in verschiedenen Phasen der Montage von Fertigteilen an der freivorgebauten Brücke in Sirník sind aus der Figure 4 ersichtlich. Aus diesen Abbildungen geht hervor, dass trotz der praktisch gleichen Spannweite und der sich ähnelnden Beanspruchung dieser Bauwerke durch Verkehr ist der Verlauf der relativen Formänderungen stark unterschiedlich. Ein gemeinsames Zeichen all dieser Verläufe bilden die Witterungseinflüsse, besonders aber die Temperatur und Feuchtigkeit der Luft und dermassen auch der Schwind- und Kriecheinfluss des Betons.

Beim Vergleich der relativen Formänderungen, beispielweise an der im Freivorbau errichteten Brücke in Nové Mesto n/Váhom mit den während des Bauvorganges gemessenen Durchbiegungen besteht eine gewisse Übereinstimmung, wenn auch die Durchbiegungen verhältnismässig starke Verformungen des Tragwerkes aufweisen, besonders nach dem Bauabschluss, d.h. im ersten Jahr des Verkehrs über die Brücke. Die relativen Formänderungen in der Einspannung während des Bauvorganges betragen in der oberen Faser der ersten Lamelle $\xi_{\sigma} = - 262,01 \cdot 10^{-6}$, während $\xi_{\omega} = - 444,57 \cdot 10^{-6}$ in der unteren Faser der ersten Lamelle aufweisen. Nach 28 Monaten betrug die gesamte relative Formänderung in der oberen Faser der ersten Lamelle $\xi_{\sigma} = - 227,53 \cdot 10^{-6}$, gegenüber $\xi_{\omega} = - 760,07 \cdot 10^{-6}$ in der unteren Faser.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Untersuchung von relativen Dehnungen und Durchbiegungen einiger Spannbetonbrücken sowohl während des Ausbaues als auch während einer Zeitdauer von 3 bis 8 Jahren ermöglichte es, eine Analyse der die Formänderungen bewirkenden Ursachen durchzuführen und einen besseren Einblick in die statische Wirkung der Konstruktionen zu gewinnen. Es wird der zeitliche Verlauf des Verformungszustandes beschrieben, in dem die Auswirkungen der Witterungseinflüsse eine grosse Rolle spielen.

SUMMARY

Observations of dilatations and flexions of prestressed concrete bridges in course of erection as well as during a 3 to 8 year investigation period enabled an analysis of the causes of these changes as well as a better determination of static functions for the structures examined. The course of the deformation state for the structures examined is referred to from which the actions of atmospheric conditions can be seen.

RÉSUMÉ

Les mesures de déformations et déflexions conduites pendant la construction et 3 - 8 ans après sur des ponts en béton précontraint ont permis de conclure sur des causes conduisant à ces changements et d'adopter une meilleure conception des conditions statiques des ouvrages. On décrit l'évolution des tensions dans des ouvrages observés où l'influence des conditions atmosphériques se fait sentir.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Effects of Concrete Creep Under Repeated Stresses Superposed on Sustained Stresses

Effets du fluage de béton sous contraintes répétées, superposées aux contraintes permanentes

Betonkriechen infolge Wechsellastungen überlagert mit Dauerspannungen

ZDENĚK P. BAŽANT

Doc.hab., CSc., Ing., Senior Research Engineer,
Building Research Institute, Technical University
of Prague, and Department of Civil Engineering,
University of Toronto

It is a well-known fact that the repeated loading of concrete causes irreversible deformations /3/-/7/ called cyclic creep. The experimental knowledge of this phenomenon is still rather limited but yet sufficient for an approximate analysis. No consideration of this effect, however, is required by the actual building codes.

The purpose of the present discussion is to outline briefly the possible effects of cyclic creep and to show that they can become important, particularly with regard to the deflections of very slender prestressed concrete bridges of great span.

The cyclic creep is a nonlinear phenomenon since the principle of superposition in time /2/,/4/ is no longer valid. In the

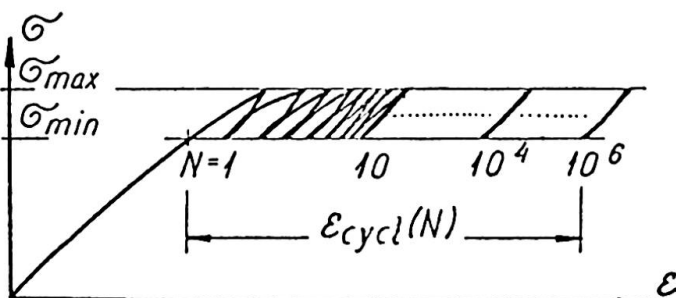


Fig. 1

range of working stresses, however, the final total inelastic deformation caused by compressive stress oscillating between the two limits σ_{max} and σ_{min} (Fig. 1) varies almost linearly with σ_{max} , whereas

the difference $\sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ has little influence and primarily affects the rate of this deformation /3/, /5/. The irreversible deformation accumulates with the number of cycles, N , and after about 10^6 cycles the creep achieves approximately the value of the final creep deformation which would appear, after several years, under constant sustained stress $\sigma = \sigma_{\max}$. The cyclic creep and the creep under sustained stress are non-additive, e.g., if the concrete is first subjected to a sustained compression σ_1 for several years, and then this compression replaced by a subsequent cyclic compression with $\sigma_{\max} = \sigma_1$, almost no additional irreversible deformation is produced /7/. This property suggests that the cyclic creep is the same phenomenon as the creep under sustained stress and may thus be regarded as an accelerated creep.

The total stress σ in a structure may be divided into two components; a sustained stress σ_g , due to permanent load and prestressing, and a variable stress $\sigma_{\text{cycl}} = \sigma - \sigma_g$ due to live loads, oscillating between two limits σ_{\min} and σ_{\max} . The effect of creep ϵ_{cr} due to the sustained stress σ_g may be computed separately, using well-known methods. Therefore we are interested only in the creep ϵ_{cycl} due to the cyclic component σ_{cycl} . This separation which simplified the analysis, is permissible because of the forementioned linearity with respect to σ_{\max} . The additional irreversible strain caused by σ_{cycl} may be expressed as

$$\epsilon_{\text{cycl}} = \psi(N) \epsilon_{\text{el}} = \psi(N) \frac{\sigma_{\max} - \sigma_g}{E} \quad (1)$$

where ϵ_{cycl} is the instantaneous elastic deformation due to the stress component $\max \sigma_{\text{cycl}} = \sigma_{\max} - \sigma_g$, E denotes the corresponding elastic modulus and ψ is the cyclic creep factor which is a function of the number of cycles N . It is also a function of the ratio $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$, the frequency f , the age of concrete τ , the form of the stress-time curve in a cycle and possibly many other phenomena. As a first approximate, for $N = 10^6$ cycles we may assume $\psi = \Phi$ where Φ represents the sustained creep factor for a period of several years.

In concrete members subjected to a longitudinal cyclic compressive force of small eccentricity, such that the component $\sigma - \sigma_g$ (as well as σ_g) is compressive throughout the entire

cross-section, the irreversible deformation w_{cycl} of the member (e.g., its deflection) is again related to the instantaneous elastic deformation w_{el} (according to the equation) $w_{cycl} = \psi w_{el}$.

On the other hand, in members subjected to cyclic bending or cyclic longitudinal compression of great eccentricity, such that the component $\sigma - \sigma_g$ is tensile in one part of the cross section while the total stress σ is compressive throughout the entire cross-section, the bending curvature and deflection is less than, and the shortening of the member axis is greater than, the value indicated by the factor ψ . This is caused by the fact that ϵ_{cycl} is almost totally independent of σ_{min} but essentially dependent upon σ_{max} , so that on one side of the neutral axis of the stresses σ_{cycl} in the cross section, the maximum compressions σ_{max} correspond to the live load maxima P_{max} , whereas at the other side of the neutral axis σ_{max} corresponds to the live load minima P_{min} . If P_{min} is equal to the sustained component P_g , then on one side of the neutral axis σ_{max} will equal σ_g and because of the introduction of the cyclic component it is necessary that we assume $\epsilon_{cycl} = 0$ in this part of the cross section. In effect, the creep, due to the sustained stress

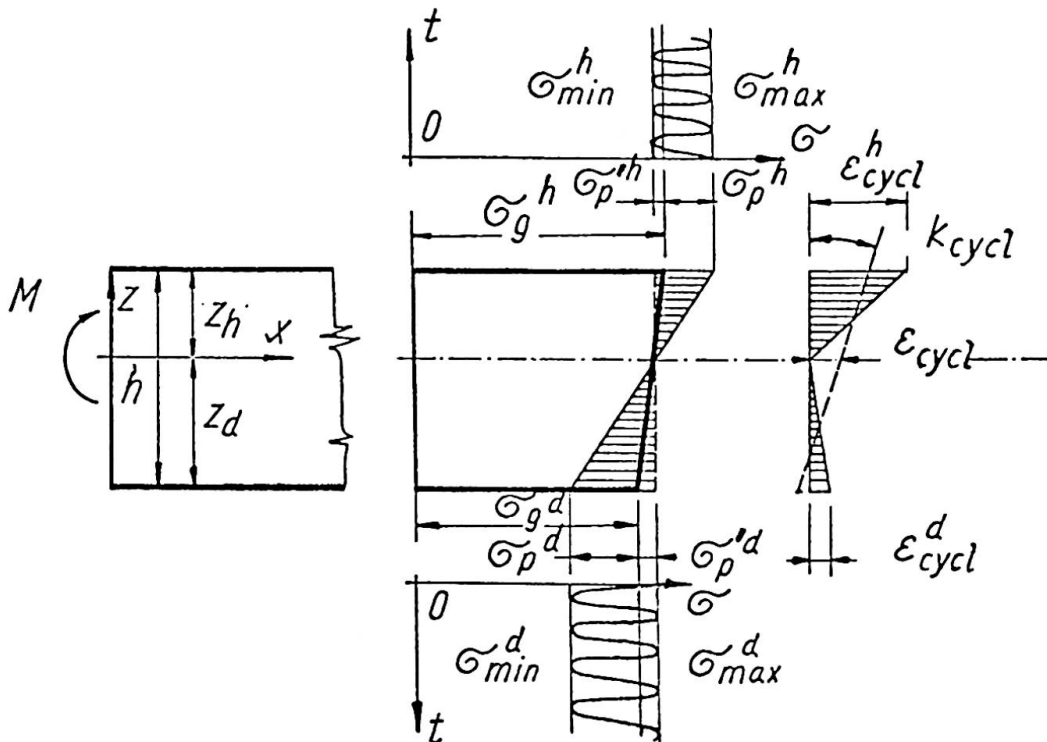


Fig. 2

σ_g , which is to be considered in the analysis of the effects of permanent loads, is now accelerated by cyclic load, but its final value may be supposed to be unaffected.

As a consequence of this, in the case of cyclic bending or cyclic compression of great eccentricity, the distribution of the cyclic creep deformation throughout the cross-section would be nonlinear (see Fig. 2). Because the cross-section must remain plane (provided the beam depth-to-span ratio is small enough), a re-distribution of internal forces takes place /1/. The analysis can be performed in a similar way as the analysis of a nonlinear temperature distribution throughout the cross-section or differential shrinkage in composite beams. (For the detailed formulae, using the effective modulus $E_{ef} = E/(1+\psi)$, see /1/.)

The practical analysis of one typical cross-section of a prestressed concrete bridge box girder /1/ yielded the value $w_{cycl} = 0.55 \psi w_{e1}$ for irreversible deflection due to live load.

In a member of symmetric cross-section subjected to both a sustained axial compression and a cyclic bending moment which oscillates between equal values of opposite sign, it is found that only an axial shortening results, with no bending being caused by the cyclic load.

A questionable point in practical bridge analysis is what magnitude of the cyclic load component ought to be actually considered. In the analysis of one bridge with two main spans of 102m (at Dolní Kralovice, over the Želívka river, in Czechoslovakia) cast by the cantilever method and with articulations in the midspans, it was assumed that during the service life the vehicles will cause 2×10^6 cycles of the magnitude of 1/3 of the total live load prescribed by the code; 10 cycles up to 2/3 of this live load and one cycle of the full live load, (i.e., the loading test). The magnitude of the creep deflections due to vehicles was thus found to be 5.7 cm.

This result may partly explain the excessive deflections observed at many bridges of this type built in the past.

For comparison, some other effects which contribute to excessive deflections should also be quoted /1/:

1. If the prestressing force has, because of greater losses of prestressing, a value 10% lower than assumed, the deflection of the forementioned bridge would be increased by 4.9 cm.
2. The fact that the upper plate of a box cross-section is sealed at the upper face against moisture losses (and often has a different thickness) results in about 3.0 cm of additional deflection.
3. The additional negative bending moments due to the compression force, induced in the bridge floor by the creep shortening of the upper fibres of the girder under prestress, cause an additional deflection of 1.9 cm.
4. Shear deformations give deflection of 0.5 cm. The total difference with respect to the usual analysis of deflections achieves a substantial value of 16 cm. These effects (except point 4), however, practically vanish in frame bridges of about constant beam depth and without articulations at midspan. Therefore this type of structure should be considered as less susceptible to large deflections and should be preferred.

Other effects of creep under cyclic stress are the changes in the statically indeterminate internal forces, the redistribution of stresses between the reinforcement and the concrete and the re-distribution of the compressive stresses in the prestressed cross-section in concrete itself. This last effect results in an increase of the compressive stress in the core of the cross-section and a decrease near the faces.

Similar effects also appear in tall concrete buildings due to wind loads.

For a more exact analysis of the effect of cyclic creep further experimental research is of prime importance.

REFERENCES

1. BAŽANT, Z.P.: Langzeitige Durchbiegungen von Spannbetonbrücken infolge des Schwingkriechens unter Verkehrslasten, Beton und Stahlbetonbau, 1968
2. BAŽANT, Z.P.: Creep of concrete in structural analysis (in Czech), SNTL (State Publ. House of Techn. Lit.), Prague, 1966.

3. GAEDE, K.: Versuche über die Festigkeit und die Verformungen von Beton bei Druck-Schwellbeanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 144, W. Ernst, Berlin 1952.
4. GVOZDEV, A.A.: Creep of concrete (in Russian), in Mekhanika Tverdogo Tela (Conference Proc.), Acad. Sci. USSR, Nauka, Moscow 1966, pp.137 - 152 (literature survey).
5. KERN, E.-MEHMEL, A.: Elastische und Plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell - und Standbelastung, Deutsch. Ausschuss für Stahlbeton, Heft 153, W. Ernst, Berlin 1962.
6. LEONHARDT, F.: Prestressed concrete. Design and construction, W. Ernst, Berlin 1964, Art. 2.233, 2.255 (Transl. from German).
7. L'HERMITE, R.: Les déformations du béton, Cahier de la Recherche no. 12, I.T.B.T.P. and A.F.R.E.M.C., Eyrolles, Paris 1961 (Fig. 15, pp. 65-67).

SUMMARY

The effects of cyclic creep of concrete are briefly discussed and a method of their analysis suggested, in which the irreversible deformations due to cyclic stresses are separated from the deformations due to sustained stresses. The influence upon deflections of prestressed concrete bridges may be substantial.

RÉSUMÉ

Les effets du fluage sous charge répétée sont étudiés et une méthode de calcul proposée, dans laquelle les déformations irréversibles dues aux contraintes répétées sont séparées de celles dues aux contraintes permanentes. L'influence à la flèche des ponts en béton précontraint peut être considérable.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Einfluss des Schwingkriechens von Beton wird untersucht und eine Berechnungsmethode entworfen, bei welcher die irreversiblen Verformungen unter zyklischen Spannungen von den Verformungen unter dauernden Spannungen geteilt werden. Die durch Schwingkriechen verursachten Durchbiegungen können eine bedeutsame Grösse erreichen.

IVa

Compressed Reinforced Concrete Elements with Spiral Reinforcement and Their Use in the Structures

Eléments comprimés en béton avec des armatures précontraintes en spirale et l'utilisation de ces éléments en constructions

Gedrückte Stahlbetonbauteile mit vorgespannter Spiralbewehrung und ihre Anwendung in den Konstruktionen

O. BERG

V. KARPINSKY

E. PALAGIN

Scientific Research Institute on Transport
Construction, Moscow

The elements of long span bridges, the columns of underground stations usually carry heavy loads amounting to 2000-5000 tons. For the purpose of using in such cases sufficiently light and transportable prefabricated units, especially by underground building, The Scientific Research Institute on Transport Construction in Moscow has carried out the researches to investigate rational constructive shapes of column sections prestressed with spiral reinforcement, the strength and deformation properties of this columns as well as the methods of protective covering of reinforcement. Some results of the laboratory researches of such columns were given in the article of S.W. Brykin, published in the "Final report" of The Sixth Congress of the Association (Stockholm, 1960). The results of these researches dealt with the strength and the deformation of axially compressed solid concrete cylinders prestressed with spiral reinforcement. At present there are the results of the researches concerning the destruction features of the above mentioned reinforced concrete elements operating under eccentric loading conditions. As core of this element use was made of hollow cylinders. Carried out furthermore were tests of real-size columns performed before using them in one of the underground stations constructed in Tbilisi, capital of Georgia. The work directed at using such elements in bridge structures is being carried out as well.

The experimental reinforced concrete columns had the following sizes: height (h) equal to 4.8 m, external diameter ($d=2r$) of the precast concrete core-pipe equal to 63 cm, external diameter of the column with the protective covering of the spiral reinforcement equal to 66 cm. The column core was made of the centrifuged concrete pipe with the internal diameter equal to 33 cm. The strength of the concrete was 600 kg/cm^2 . The design of column for the underground station is given in Fig. 1.

The reinforcing cage of the column consists of 24 longitudinal effective bars, diameter 20 mm, made of steel grade 30XГ2С and auxiliary 6-mm wire reinforcement made of Cr.3 steel, with a pitch of 100 mm in the middle part of the column and 50 mm at its ends.

The column spiral reinforcement is made of 4-mm high-strength wire wound with a pitch of 7.5 mm. The ultimate strength of wire is 18000 kg/cm^2 , the ultimate lateral pressure of wire on concrete reaches 100 kg/cm^2 . The wire was wound round the core by means of a special machine. This machine permits winding several spirals independently. The design of the machine excludes the torque and bending moment. Wound on the core of the experimental columns

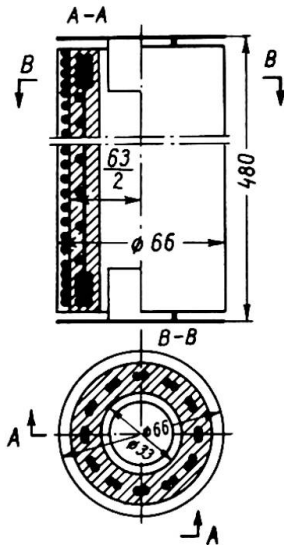


Fig. 1

were two spirals - one with a pitch of 15 mm and the other between the spires of the first spiral. The required prestension of wire equalling 12200 kg/cm^2 was created with a load of the preset weight. The expenditure of wire amounted to 25 kg per one metre of the column.

The results of the laboratory tests of the cylinders, $h=60 \text{ cm}$, $d=15 \text{ cm}$, were taken into account in the project of the experimental columns. These tests made it possible to obtain some specific information about the physical nature of spiral reinforced concrete properties.

The volumetrical deformation analysis of concrete core under load made it possible to outline the boundaries of concrete microdestruction and the upper conventional boundary of microcracks by using the methods worked out in the Institute laboratory. The experiments have testified that the beginning of concrete destruction in the unit core is

connected with the development of microcracks oriented along the effective compressive load. Step by step these microdestructions turn into macrodestructions and lead to the disturbance of material continuity and to the loss of carrying capacity. At this moment a rupture of prestressed spiral reinforcement takes place. The boundary of microdestructions (R_t^0) in the specimens under test ranges from 0.35 to 0.55 R_m (fig. 2), where R_m

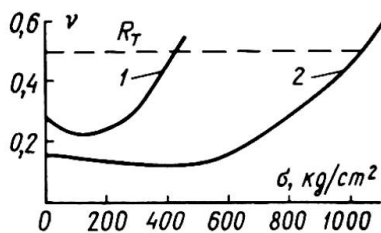


Fig. 2

Relation between coefficient of lateral deformation (ν) and stresses (σ) for ordinary (1) and spiral reinforced concrete (2).

is the concrete maximum crushing strength. The upper conventional boundary of microcracks (R_t) corresponds to a load of 0.8-0.9 R_m . Application of a load corresponding to the boundary of microcracks in concrete results in appearing the first signs of material disconsolidation, which can be revealed with the aid of ultrasonics instruments. When compressed at the level of the upper conventional boundary of microcracks expansion of the specimen volume in-

stead of its contraction (as it is the case at smaller loads) takes place.

The modulus of longitudinal deformations for concrete with spiral reinforcement is slightly higher than that of ordinary concrete (without spiral reinforcement). Within the limits of working stresses this increment amounts to about 15%. The experiments have shown that the columns with prestressed spiral reinforcement are effective to resist both an axial loading and an eccentric loading characterized by small eccentricity (e_0). The load eccentricity must not exceed the dimensions of kern of section. The decreasing regularity of element carrying capacity at the expense of the eccentric application of load is similar to that found for ordinary concrete (Fig. 3). With the load applied to the boundary of kern of section the strength decrease of element having spiral reinforcement is about 25% as compared to the strength characterized by the application of axial load.

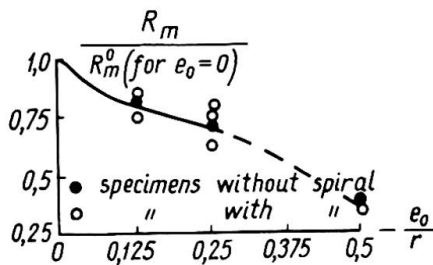


Fig. 3

Decreasing of carrying capacity depending on the relative eccentricity of pressure load

identical cross-section instead of ordinary prisms since the production process of these elements effects their strength.

The values measured as well as direction of concrete lateral inside strains have testified that these strains are directed to the external surface of the specimen. The value of these strains is identical to the strains of the external surface of specimen. No internal strains that might cause the concrete premature failure, were observed. As a result, the concrete carrying capacity or effectiveness of spiral reinforcing have not been reduced.

The chippings in the internal surface can take place in thin-walled specimens only as a result of loss of local wall stability. The above-mentioned results relating to the tube-specimens were obtained in the cases when the wall thickness exceeded one half of the external radius of specimen. Therefore concrete pipes may be used as a core for winding prestressed spiral reinforcement if the sizes of internal and external diameters correspond to the ratio mentioned above.

Protection of spiral reinforcement against corrosion and accidental damages can be performed through the use of one of the following coatings:

- a) resin-concrete coating based on epoxy resin with granite crumb or clean-rock or river sand used as aggregate material.
- b) asbestos-cement thin-walled pipe to be fitted on the spiral reinforced core. In this case the free place between the pipe and the core is filled with cement mortar.
- c) reinforced precast or in situ concreted thin-walled shell to be inserted into the structure after applying the dead load to the core.

For protecting coatings based on epoxy resins use were made of resins, grade ЭА-5 or ЭА-6, whose rupture strength after hardening without filler ranged from 100 to 300 kg/cm² and with cement filler from 80 to 100 kg/cm². Initially 2 or 3 layers of anticorrosive coatings film (without filler) were applied with spraying gun and then after polymerization of the first layers a protecting layer of 8 to 10 mm thick was applied. Introduction of filler decreases the elasticity of protective films but in all cases the value of the least elongation of films is several times as large as the concrete elongation value.

The results of coatings tests for salt, water- and atmospheric resistance has proved the high durability of protective coatings. Testing of coatings for continuity for the gas penetrability also confirmed their high quality.

All types of protective coatings can be carried out under conditions of a factory producing reinforced concrete elements.

Comparison of concrete elements reinforced with prestressed spirals with ordinary reinforced concrete elements shows the advantage of the former. This advantage is expressed in economy of concrete (40-50%) and metal (35-40%). Cutting of production costs amounts to 10-15%.

The experimental columns have been tested with axial compression to complete failure. The failure load of each column was about 1960 tons. The reference concrete core (without spiral reinforcement) has been broken at a load of 850 tons. The nature of failure of reinforced with spiral columns was brittle. Broken down in the zone of failure were some spiral spires. The protective coatings have broken down only in zone of spiral rupture and of concrete core failure. No breakdowns were observed in other places of columns. No internal concrete chippings of the core and bending of longitudinal bars were also observed. The maximum relative longitudinal strain, as measured on the column surface, amounted to 7×10^{-3} .

The column is designed for the specified load equal to 1250 tons to be gained in a few years as measured from the moment of applying the load to the column.

SUMMARY

The paper covers the results of the new investigations to study the carrying capacity and the physical nature of failure of axially and eccentrically loaded solid and hollow concrete columns prestressed with spiral reinforcement. Data relating to the experiments of various protective coverings of spiral reinforcement are also given. The paper also reports about the first use of spiral reinforced concrete column in underground constructions in the USSR.

RÉSUMÉ

Le travail traite les résultats des nouvelles recherches sur la résistance et la destructibilité des colonnes massives et creuses en béton armé travaillant à compression axiale et excentrique et précontraintes par des armatures en spirale, ainsi que les résultats des recherches sur les revêtements protectifs de différents types des armatures en spirale. L'utilisation expérimentale des colonnes armées spéciales dans la construction du métropolitain en l'URSS est aussi reflétée dans le traité.

ZUSAMMENFASSUNG

In der Arbeit werden Ergebnisse der neuen Untersuchungen auf dem Gebiet der Tragfähigkeit und des Bruchprozesses der axial und exzentrisch gedrückten spiralbewehrten massiven und hohlen Kolonnen beschrieben. Außerdem werden Ergebnisse der Untersuchungen verschiedener Bewehrungsschutzüberzügen angeführt. In der Arbeit wird auch von der experimentellen Anwendung der spiralbewehrten Kolonnen im sowjetischen Untergrundbahnbau berichtet.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVa

Gewindestäbe – Neue Entwicklungen von Spannstäben und Verankerungen – Versuche über Spannungskorrosion

Threaded Bars – New Developments of Tensioning Bars and Anchorages –
Tests on Stress Corrosion

Barres d'acier nervurées – Nouveaux développements de barres de tension et
des ancrages – Essais de la corrosion de tension

ULRICH FINSTERWALDER
München

In dem Vorbericht von Prof. Leonhardt wird von Mängeln bei vielen Spannverfahren berichtet. Es wird auf die Gefahr einer zu hohen Proportionalitätsgrenze des Stahls, auf die Unvermeidlichkeit des Schlupfs bei Keilverankerungen und auf Mängel des Korrosionsschutzes hingewiesen.

Ich möchte noch einige weitere Mängel anführen.

Für die Sicherheit einer Spannbetonkonstruktion ist der Verbund der einbetonierten Spannstäbe von großer Bedeutung. Dieser Verbund ist bei glatten Stäben, die in gekrümmten Spannkanälen aufeinandergepreßt sind, nicht vorhanden. An diesen Stellen ist die Ummantelung mit Zementleim nicht gewährleistet. Beim Injizieren fließt der Zementleim durch den großen Hohlraum des Spannkanals, ohne in die kleinen Hohlräume zwischen den Drähten zu gelangen. Die Folge ist, daß die Drähte an diesen Stellen gegen Korrosion nur mangelhaft geschützt sind.

Bei der Keilverankerung kann der Schlupf durch Überspannen ausgeglichen werden, wenn die Spannglieder eine große Länge aufweisen. Bei kurzen Spanngliedern ist man dagegen auf eine Verankerung ohne Schlupf angewiesen, weil der Spannungsverlust durch den Schlupf zu groß ist.

Die Keilverankerung hat aber nicht nur den Nachteil des Schlupfs. Da sich die Keile in das Material des Stabs einfressen, tritt im Lauf der Zeit ein zusätzlicher Schlupf ein. Dieser

kann durch Überspannung nicht ausgeglichen werden. Die Folge davon ist eine Verminderung der Vorspannkraft an der Verankerungsstelle und eine Eintragung durch Haftung längs des Bündels. Bei Verankerungen, die sich am Ende eines Trägers befinden, tritt diese Umlagerung der Kraft nicht in Erscheinung, An der Kopplungsstelle solcher Bündelspannglieder führt der plastische Schlupf jedoch zu Rissen im Beton an Stellen, wo eine Vorspannung aus statischen Gründen erforderlich ist. Solche Kopplungsstellen sind bei dem üblichen abschnittsweisen Vorbau von Brücken nicht zu umgehen. Die Ausschaltung des Schlupfs ist deshalb eine Voraussetzung für den abschnittsweisen Vorbau.

Die Firma Dyckerhoff & Widmann hat Spannglieder entwickelt, welche die genannten Mängel ausschalten. Als Spannstab wird ein Gewindestab verwendet (Bild 1). Bei diesem werden auf seine ge-



Bild 1: Dywidag-Gewindestab \varnothing 26 mm mit beidseitig aufgewalzten Rippen

samte Länge zweiseitig Rippen aufgewalzt, die Teile eines Gewindes sind. Es können mit entsprechendem Gegengewinde versehene Verankerungen und Muffen aufgeschraubt werden, welche die volle Kraft des Spannstabes übernehmen (Bild 2). Das Teilgewinde wird



Bild 2: Verankerung und Muffenstoß eines einzelnen Gewindestabes

bereits während des Herstellungsprozesses des Stahles, also auf der Walzenstraße des Hüttenwerkes, gefertigt. Dadurch entfällt der Arbeitsgang des nachträglichen Aufwalzens der Gewinde und die Stäbe können an jeder beliebigen Stelle abgeschnitten und verankert werden.

Der Gewindestab ist ein vollwertiger Rippenstahl und kann deshalb, im Prinzip, auch für schlaffe Bewehrungen verwendet werden. Gegenüber dem üblichen Rippenstahl hat er den großen Vorteil, nicht nur durch Überlappung, sondern auch direkt durch Muffen gestoßen werden zu können.

Ein weiterer Fortschritt im Spannbetonbau bahnt sich dadurch an, daß es gelungen ist, den gerippten Gewindestab mit 16 mm \emptyset in der Güte 125/140 in Ringen von 3 m \emptyset in großen Längen zu erzeugen.

Dieser 16 mm \emptyset Gewindestab ermöglicht auch die Konstruktion eines einwandfreien Bündelspanngliedes (Bild 3 und 4).

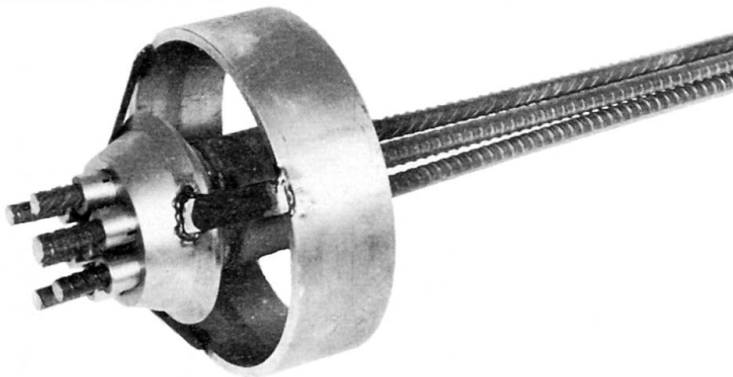


Bild 3: Dywidag-Bündelspannglied mit 7 \emptyset 16 mm Gewindestäben.
Verankerungsseite

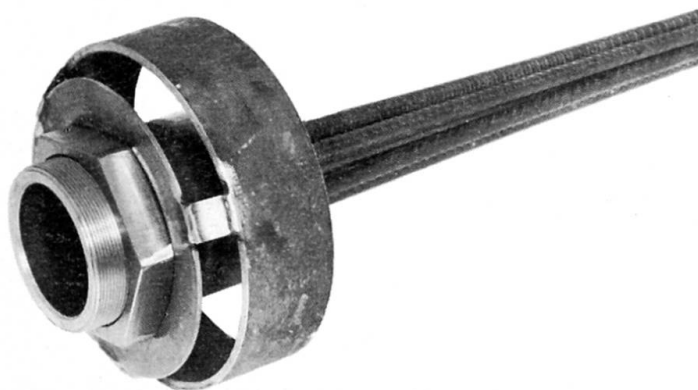


Bild 4: Dywidag-Bündelspannglied mit 7 \emptyset 16 mm Gewindestäben.
Spannseite

Das Bündelspannglied aus Gewindestäben wird so aufgebaut, daß es den Spannkanal gleichmäßig ausfüllt und auch in den Krümmungen des Spannkanals seine Anordnung nicht verliert. Die als Abstandhalter wirkenden Rippen gewährleisten beim Injizieren eine einwandfreie Ummantelung. Die Verankerung durch Gewinde ist frei von Schlupf und die Verbundwirkung vollwertig. Die Dauerschwingfestigkeit der Verankerung des Gewindestabs beträgt 12 kp/mm^2 . Sie ist damit wesentlich größer als bei den von uns früher verwendeten spanlos hergestellten metrischen Normengewinden.

Die Tragfähigkeit des Spannstahls darf auch nicht durch mögliche Einflüsse aus der Spannungsrißkorrosion beeinträchtigt werden.

Die Gefahr der Spannungsrißkorrosion wurde für die im Handel befindlichen Spannstäbe untersucht.

Bei diesen Versuchen wurde festgestellt, daß der Spannstahl St 80/105 ungeachtet einer extremen Beanspruchung seine Festigkeitseigenschaften nicht nennenswert verändert hat (Bild 5).

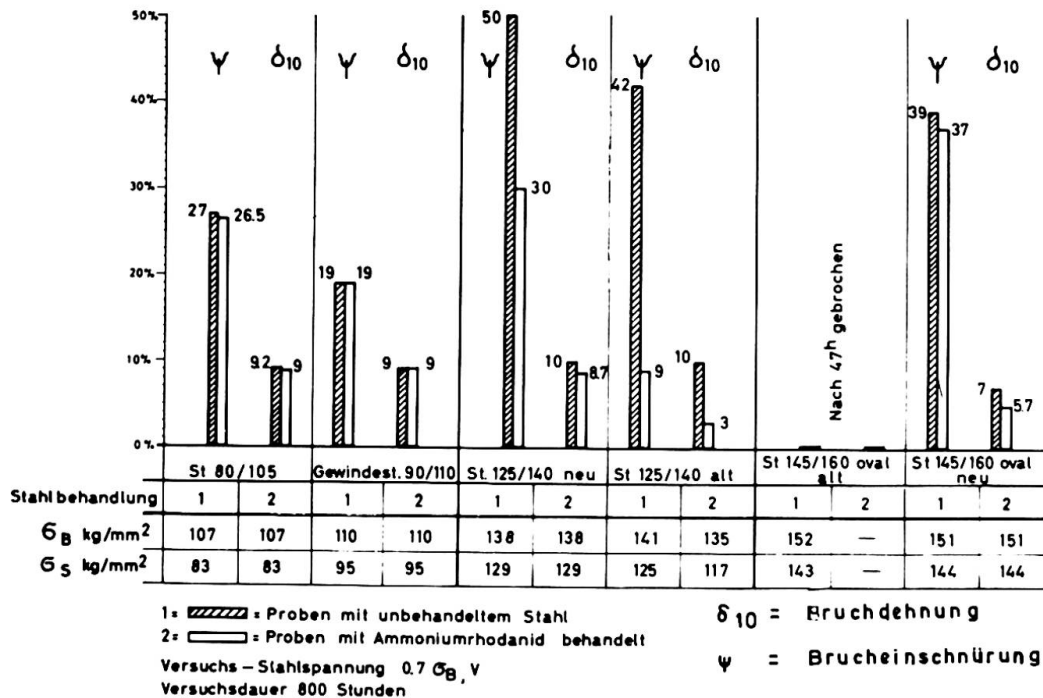


Bild 5: Ergebnisse der Spannungsrißkorrosions - Vergleichsversuche

Im Verfolg dieser Versuche ist es auch gelungen, den Stahl 125/140 mit einem Durchmesser von 16 mm, den wir für Spannbündel verwenden, durch eine geeignete Legierung gegen Spannungsrißkorrosion unempfindlich zu machen. Bild 5 zeigt die Veränderung der Bruchdehnung δ_{10} und der Brucheinschnürung ψ nach einer 800-stündigen Behandlung mit einer aggressiven Flüssigkeit. Spannstäbe, die gegen Spannungskorrosion unempfindlich sind, zeigten Sprödbrüche bei gleicher Behandlung nach 50 Std.

Es hat sich ergeben, daß ein Spannstab um so empfindlicher gegen Spannungsrißkorrosion ist, je kleiner der Stabdurchmesser und je mehr die Arbeitsfähigkeit des Stahls im plastischen Bereich durch Vergütung abgebaut ist. Ein dicker Spannstab mit mittlerer Festigkeit ist somit günstiger als ein dünner Spanndraht mit hoher Festigkeit.

ZUSAMMENFASSUNG Das Dywidag-Spannverfahren wird durch Einführung des Gewindestabes für Einzelspannglieder und Bündelspannglieder bereichert. Gesicherter Verbund, gesicherter Korrosionsschutz und Verankerung ohne Schlupf sind die Kennzeichen. Vergleichende Versuche über Spannungskorrosion werden mitgeteilt.

SUMMARY The Dywidag Prestressing System has been enriched by the introduction of the threaded bar for individual prestressing elements and bundled prestressing elements. The characteristics are: secured bond, secured protection against corrosion and anchorage without slip. Information about comparative tests on stress corrosion will be supplied.

RÉSUMÉ Le Procédé Précontraint Dywidag a été enrichi par l'introduction de la barre d'acier nervurée pour les barres de tension individuelles et les barres de tension en faisceaux. Les caractéristiques sont les suivantes: Adhérence protégée, protection anti-corrosion protégée et ancrage sans glissement. Des informations sur des essais comparatifs de la corrosion de tension vous seront soumis.

Leere Seite
Blank page
Page vide

**Evolution of Systems, Structural Forms and Construction Technology of
Precast Reinforced Concrete Bridges in the USSR**

Une évolution des systèmes, des formes constructives et de la technologie
de construction des ponts en béton armé en URSS

Evolution von Systemen, Konstruktionsformen und Bautechnologie vorge-
fertigter Stahlbetonbrücken in der UdSSR

M. ROUDENKO
Eng., Cand, Techn.Sc.

Y. MITROFANOV
Dipl. Eng.

G. SOLOVIEV
Eng., Cand. Techn.Sc.
USSR

The first instances of application of precast reinforced concrete bridges in the USSR for highway bridges date from the first quarter of the century and in the case of railway bridges from 1938 (not taking into account earlier application of reinforced concrete slabs for bridging small spans). However precast reinforced concrete construction start to be widely used in the post-war period which is explained by the introduction of prestressed concrete.

Precast beams for railway bridges with spans of more than 12m and for highway bridges with spans of more than 24m are already made (with hollow slabs being applied for 9m spans) using high-strength reinforcement in the form of strands of 24 or 48 5mm dia wires with a strength of 170 kg/mm^2 as well as in the form of strands and large-size rods. The maximum lengths of reinforced concrete beams achieved in this country are as follows:

standard beams for railway - up to 34m, standard beams for **highways** - up to 33m (single-piece beams) and up to 42m (beams laterally divided into several pieces).

For some bridges on highways 64m long T-beams and 71m long box beams have been used.

The main schemes of reinforcement and cross sections of non-continuous beams are rather permanent (Fig.1).

It is necessary to note a highly effective application of so-called beams without diaphragms for highway bridges. Clarification of the methods of three-dimensional calculations of span-type structures using electronic digital computers has shown the possibility of employing various optimum arrangements of standard beams for different widths of bridges by using concreted inserts.

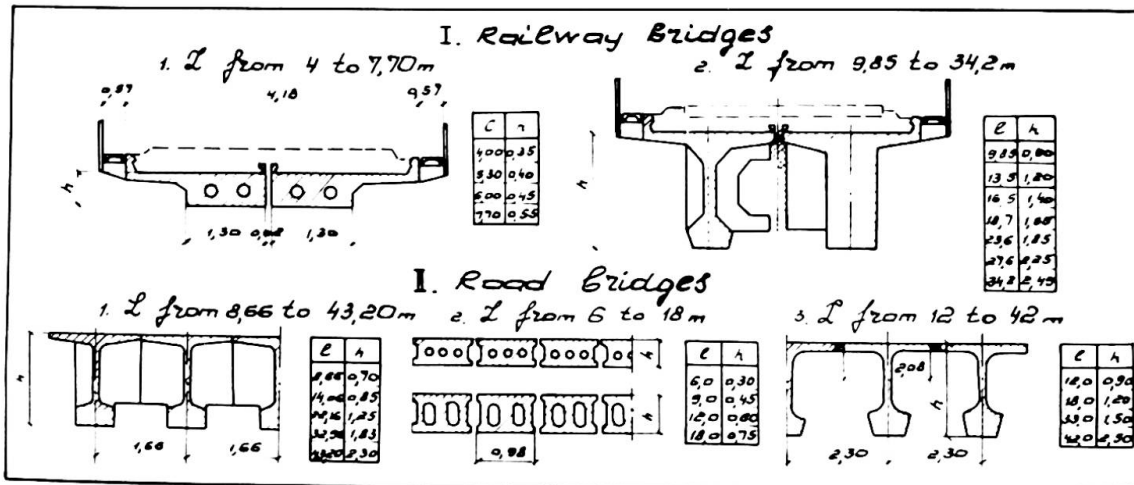


Fig. 1

For the railway bridge spans of more than 18m and for the highway bridge spans of more than 33m the ends of the reinforcement rods are often turned back. The use of prestressed vertical stirrups is more seldom. As a rule all beams which can be transported as a single piece are fabricated by prestressed method. Highway bridge beams weighing up to 100 tons are installed by means of cantilever-lock or cantilever-leader-lock cranes permitting lateral movement. Railway bridge beams weighing up to 130 tons are installed with the help of cantilever swing cranes ensuring up to 5.5m deviation of the load from the railway track as well as locomotive cranes with a load-lifting capacity of 125 tons. 71m large-span beams of 800 tons by weight were transported to the piers by special cranes and were installed by

means of a floating unit. Complicated auxiliary arrangements used for the 2.8 km bridge across the river Volga were fully justified as they were used 64 times.

The first experience of application of precast thrust-arch constructions dates from 1938. Later on, since 1948, there have been built precast super-arch structures on railway bridges. An arched thrust railway bridge of a completely precast design with 150m spans was built in 1961, with the railway track being laid in the middle of the bridge.

In the last years there were constructed reinforced concrete arch-type bridges with tie beams with up to 66m spans (Fig.2) as well as continuous reinforced concrete trusses of tubular elements with 55 m spans (Fig.3).

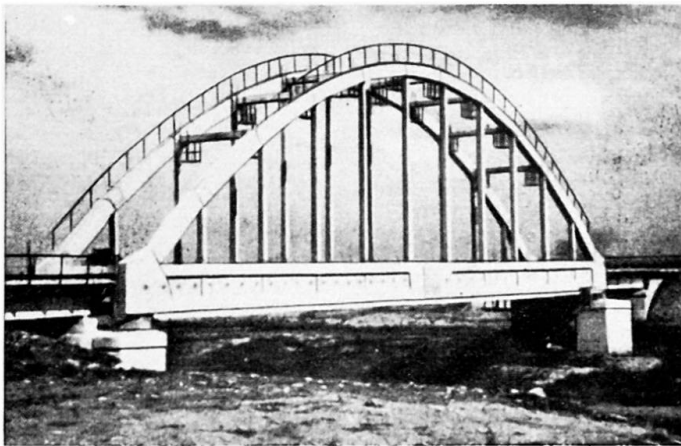


Fig.2

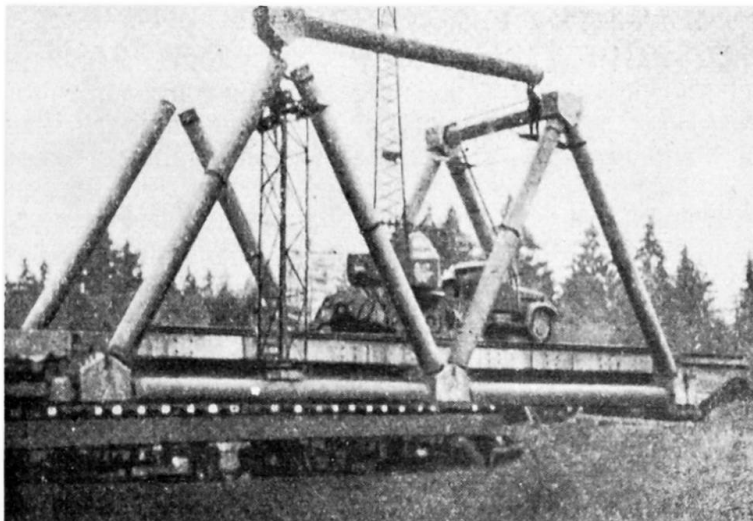


Fig.3

They have been exploited quite successfully.

The joints of precast reinforced concrete bridges carrying railway loads such as hinge-type joints with welded reinforcement, joints with steel embedded parts and joints which are longitudinally pressed both by means of stretched bundles passed through them and by means of continuous mechanical winding-on of reinforcement are worthy of attention.

Various type of joints were subjected to special static and dynamic tests at a changeable load cycle equal to 2×10^6 .

In the USSR precast prestressed span-type structures with large spans have been mostly developed for highway bridges. The following classification of the designs used in non-thrust bridges could be mentioned:

1. Non-continuous beam-type bridges of up to 71m described above;
2. Continuous beam-type bridges with upto 84m spans;
3. Trestle-type non-thrust bridges and beam-type bridges of various cantilever designs with hinges in the spans of up to 148m.

The above mentioned span-type structures have been built in the form of girders.

4. Arch-cantilever bridges with up to 124m spans.
5. Span structures with a through truss. There were not many of them used in the large-span bridges.

The largest of them is the bridge across the river Volga in Saratov which has through continuous prestressed reinforced concrete trusses arranged according to the scheme:

$$106 + 3 + 166 + 106\text{m.}$$

As there are detailed publications on the above subject, some in the paper of the Association, we shall not discuss the bridges of this type any further, though in addition to the described type, there are several other types of bridges with continuous trusses constructed in the Ukraine.

Several precast thrust arched bridges with up to 124m spans as well as the precast arch-type bridge for combined highway and underground-train traffic with an underground station at the Lenin Stadium in Moscow on it occupy a special place.

As for erection method it is necessary to point out that it is only the precast arched bridges that are constructed with the use of auxiliary supporting arrangements in the form of standard steel centering. In all other cases more progressive methods are used:

- Erection with the help of 1-2 supports;
- Longitudinal movement of continuous precast reinforced concrete structures;
- Transportation of assembled structures by water;
- Cantilever assembly method.

The first stage means the use of "classical" reinforced concrete units of span structures: thrust and non-thrust arch-type bridges.

All problems connected with the introduction of precast reinforced concrete were solved at this stage by means of dividing structures into more or less large elements of the systems which were widely used in bridging long span when using monolithic concrete. Joining was done by welding the reinforcement ends and by concreting the joints.

The next stage connected with the use of prestressing is a deviation from the "classical" (in regard to reinforced concrete) arched design. It is characterized by the creation of systems corresponding in a better way to the industrial essence of the precast construction. After their creation the methodological approach to the solution of the problem has changed: it is not from systems toward their embodiment in precast reinforced concrete but on the contrary, it is from precast reinforced concrete towards the creation of systems in which the main industrial properties of the former could be most fully and rationally used.

There appeared various modifications of the cantilever designs of span-type structures in which the increase of stresses at the root of the cantilever, due to its being built up, made it necessary to increase the quantity of stressed reinforcement for suspending the following units.

This gave the possibility of using the cantilever assembly methods.

Cantilever systems have also another technological advantage over the arch-type structures. The latter consists of a great number of elements fulfilling various static and constructive functions in the system: arches, posts, girders and traffic-way beams whereas cantilever systems of span-type structures with a continuous web and box-type cross section have a three-dimensional block as the main and the only type of the assembly element.

Installation of the unit with only one glued joint formed completes all the erection works to be done in the section of the span-type structure. Owing to these properties the cantilever systems have found wide application in the course of a short time.

Proposals of specialists from the Institute "Soyuzdornii" on the use of cantilever assembly precast prestressed reinforced concrete span-type structures were published as far back as 1955.

The cantilever assembly method was used in the construction of more than 20 largest bridges across such rivers of the country as Volga, Dnieper, Oka, Moscow, Don and others. In most bridges the cantilever beams or cantilever frames with a continuous web were used. Such bridges were designed using various static schemes (Fig. 4).

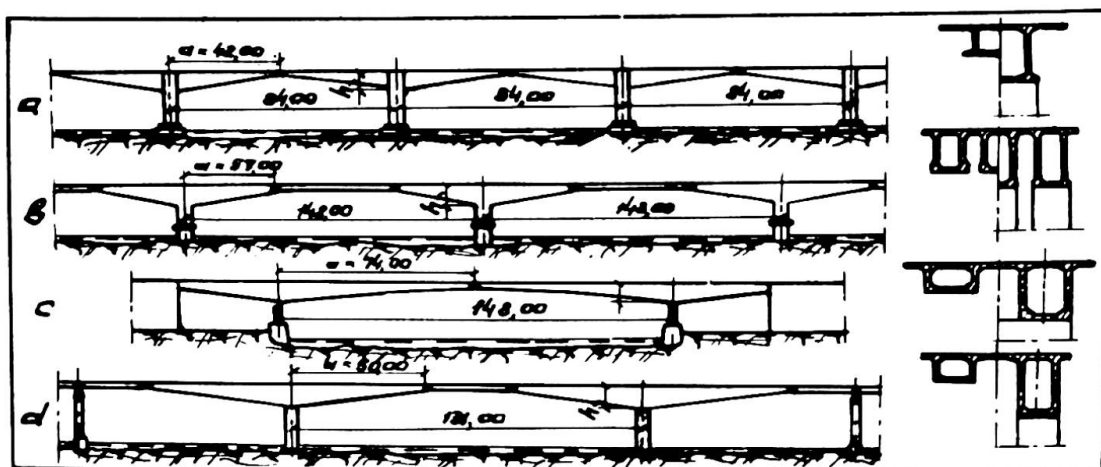


Fig. 4

T A B L E No.1

Some Information on Bridges with Girder Assembled
by Cantilever Method

NN	Bridge scheme	Max. span achieved in m	Max. number of large spans	Max. width of bridge	"a" cantilever overhang	"h" cantilever height	Ratio h/a
1.	Frame-cantilever (Scheme "a", Fig.4)	84	3	25.5	42	6	1/7
2.	Frame-cantilever with suspended beam (Scheme "b", Fig.4)	148	3	24	57	9.50	1/6
3.	Beam-cantilever (Scheme "c", Fig.4)	148	1	42	74	7.5	1/9.9
4.	Beam-cantilever with a beam in the middle (Scheme "d", Fig.4)	131	3	17	50	6.5	1/7.7

The bridges with a longitudinally movable hinge in the span have an increased deformability. In order to compensate next lasting deformations the following measures were taken:

- the rigidity of cantilevers was increased by developing their height;
- high-grade concrete $R_{28} = 500 \text{ kg/cm}^2$ was used. As a rule, precast elements were loaded in this case at a later time.
- camber experienced during the erection of structures was taken into account by calculating possible deformations

due to shrinkage and creep.

Observations over individual bridges show that within 4 to 5 years long-term deformations to considerable extent stabilized. For example, in a 148m span bridge with the minimum height of the cantilever (No.3, Table 1) the calculated deformation compensated by the camber was 26.4 cm. The actual deformation was close to the design one which was calculated taking into account the actual value of the age of concrete blocks by the time of loading. Further increase of rigidity is achieved by using continuous systems.

Some discussions were caused in this country by the question of selecting the cross section of blocks to be assembled and by their erection weight which ranges from 15 to 180 tons. In most cases the erection weight of units used in bridges already constructed was equal to 35 and 65 tons.

Most bridges were constructed using box-type blocks, (Fig.4) however for two bridges there were used T-blocks which have better transportability at a length of up to 6m. For some bridges box-type units were assembled of flat prefabricated elements at the construction site.

Strands of wire with a diameter of 5mm and a strength of 170 kg/mm^2 as well as skew-coiled wire ropes with a diameter of 45mm and a strength of 190 kg/mm^2 , with the design modulus of elasticity being equal to $1.6 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ were used as a high-strength prestressed reinforcement for the bridges.

High-strength wire was used in the cantilever-type bridges at the upper part of girder in the open channels according to the diagram of stresses for cantilever-type bridges. Along with this, various methods of arranging, anchoring and straining of reinforcement were employed.

In the course of several years of application of cantilever assembly the joining method has gone through the following evolution:

- joint with welded reinforcement poured with concrete;
- joint on cement mortar;
- glued joint.

For glued joints adjoining surfaces of blocks were initially formed by means of alternate concreting of cantilever blocks.

In the last years blocks having constant height were manufactured in rigid steel formworks as individual interchangeable units. Glued joints were made by applying a thin layer of syntetic epoxy resin based glue onto the both ends of the blocks to be joined. After pressing the joint thickness was equal to 1mm. Works at the bridge were carried on the year around, with the outside air temperature being equal up to 30° below zero.

Investigations made in the scientific research institute on dry and glued joints showed the following:

1. Dry preliminarily pressed joints reduce the shear strength up to 10% and require the adoption of special measures against atmospheric influence as well as improved water-proofing.
2. Glued joints proved to be, in regard to shear, stronger than the concreted section.
3. It is possible to allow a considerable tension in the glued joint, however, for the sake of caution, it was not permitted to exceed 5 kg/cm^2 .

In the USSR all norm documentation on calculations and cantilever-type assembly of precast reinforced concrete bridges has been worked out and made standard.

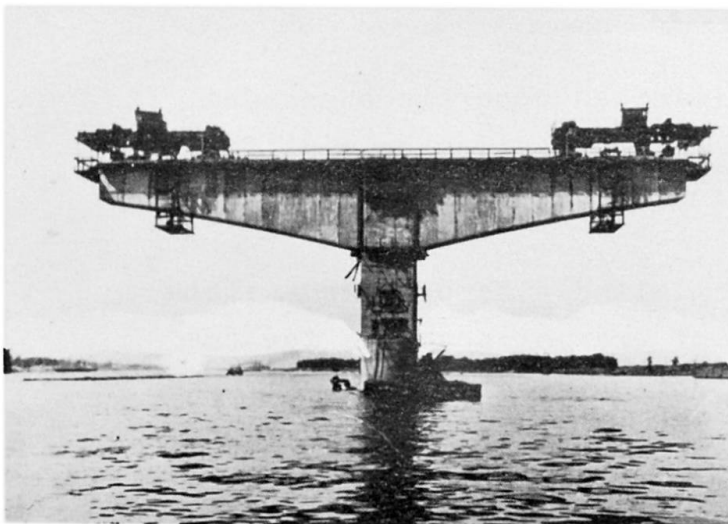


Fig. 5

Erection of cantilever and continuous bridges by a cantilever type assembly is carried out with the help of various cranes out of which most wide-spread are movable electrified cranes of two types: 65 tons cantilever-swing crane (Fig.5) and 35 ton cantilever bridge crane (Fig.6).

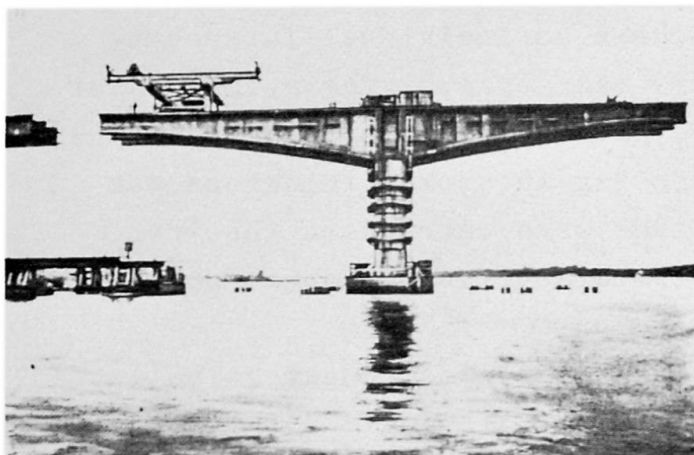


Fig. 6

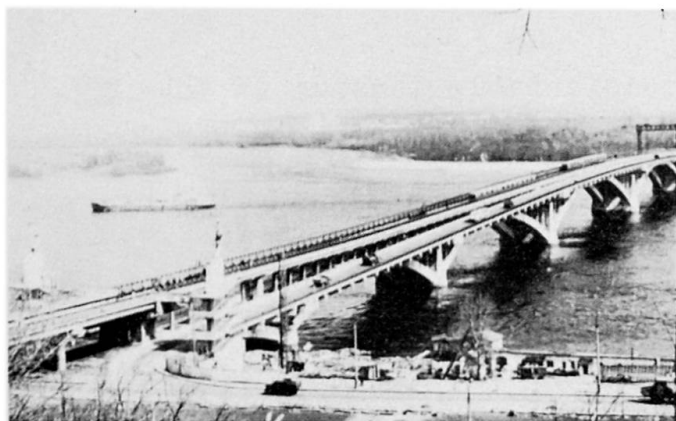


Fig. 7

Among bridges of other designs it is necessary to point out the bridge in Kiev, capital of the Ukraine, recently constructed across the Dnieper for a combined automobile and underground-train traffic.

This bridge has an arch-cantilever design which main idea is that precast arches of a permanent thickness made of standard elements are combined at the upper part in the locks of the adjacent spans by means of prestressed traffic-way joining slab (Fig. 7).

A peculiar precast reinforced concrete suspended bridge with the traffic-way being provided by a stiffening beam have been constructed in Kiev according to the scheme 66 + 144 + 66 metre.

In connection with the limited size of this article the question of application of precast concrete for the construction of supports is not considered here. In the USSR precast reinforced concrete construction as well as prestressing and epoxy resins found in the last years wide application in the bridge supports. Rigorous climatic and hard hydrological conditions in many regions of the country are hampering wide utilization of precast units for bridge supports, however,

there are available at present well-tested and effective constructions.

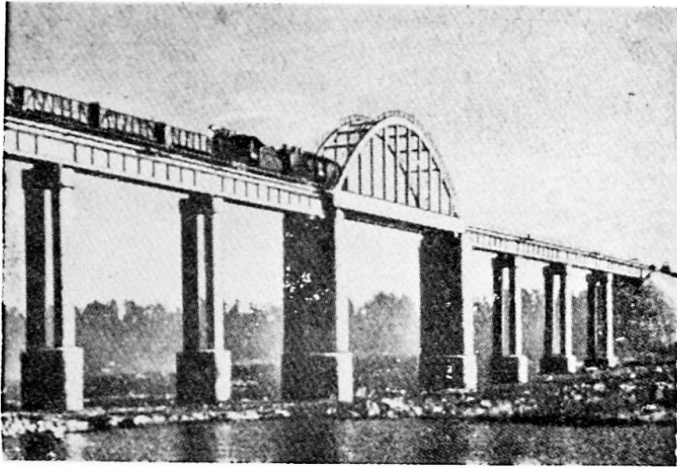


Fig. 8

Of interest are high precast bridges in which the supports are made of reinforced concrete cylinders manufactured by means of centrifuging (Fig. 8).

Further evolution of precast prestressed reinforced concrete bridges is progressing in the USSR in the direction of improvement of designs, constructive forms and technology of manufacture and erection.

constructive forms and technology of manufacture and erection.

SUMMARY

The report is considering systems, constructive forms and building technology used in the USSR in span-type structures of precast prestressed reinforced concrete bridges as well as their development.

It is considering also unique designs of precast railway bridges with continuous trusses and non-thrust arches.

Besides, it shows wide development of precast construction of highway bridges and the efficiency of the cantilever assembly method, proposed in the USSR in 1955 for the construction of bridges of frame and beam-cantilever systems of large blocks joined by gluing.

RÉSUMÉ

Le rapport fait part de l'état actuel des conceptions constructives et des méthodes technologiques d'aujourd'hui en URSS et leur progression dans le domaine de la construction des ponts assemblés des pièces préfabriquées en béton armé précontraint.

Des constructions originales des ponts sous-mentionnés sont envisagées avec la mise à profit des poutres à travers et des arcs non butés pendant le perçage d'un chemin de fer. On a mis en relief un large emploi des méthodes de construction des ponts-routes et l'efficacité du montage en suspension des ponts à partir des systèmes de poutres à console de grand encombrement assemblés sur col. Ce procédé est proposé en URSS en 1955.

ZUSAMMENFASSUNG

Im Vortrag werden Systeme, Konstruktionsformen, Technologie und Entwicklung im Bau von vorgespannten Stahlbetonbrücken aus Fertigteilen in der UdSSR erörtert.

Es werden Originalkonstruktionen von Eisenbahnbrücken mit Zugband und Fachwerkbrücken aus Fertigteilen in Betracht gezogen. Weiter werden die breite Entwicklung des Strassenbrückenbaus aus Fertigteilen und die Wirksamkeit der in der UdSSR 1955 vorgeschlagenen **Freivorbauverfahren** von Rahmen- und Kragarmbrücken aus grossen Blocks mit Klebestössen gezeigt.

IVa

Les ponts courants biais et courbes

Schiefe und gekrümmte Brücken

Usual Skew and Curved Bridges

J.C. LERAY

Ingénieur des Ponts et Chaussées,
les Ingénieurs de la Division des Ouvrages d'Art B
Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
(Ministère de l'Équipement et du Logement)

1. LES ORIENTATIONS PRISES DANS LE DOMAINE DES FRANCHISSEMENTS BIAIS ET COURBES

Dans le cadre de la standardisation des ouvrages courants (9) § 2, des recherches systématiques ont été entreprises au S.E.T.R.A. sur les problèmes spécifiques aux franchissements biais et courbes.

Le cadre de notre étude est le suivant : les portées droites envisagées correspondent aux franchissements d'une chaussée d'auto-route à deux ou trois voies par une seconde chaussée de largeur analogue ou par une bretelle d'échangeur; les angles de biais des exemples d'application sont choisis parmi les valeurs normalisées de 50, 40 ou 35 grades; 70m est un rayon de courbure moyen habituel pour une bretelle d'échangeur en site urbain.

En traitant des ouvrages qui ne sont pas de "grande" portée au sens du Rapport préliminaire - les portées droites sont en effet voisines de 13,50 ou de 17m - mais que la fréquence et que les difficultés de réalisation mettent à l'ordre du jour, nous ne trahissons pas l'esprit du Thème IVa. D'ailleurs, la part faite dans le Rapport préliminaire aux dalles pleines pour les franchissements biais nous paraît difficilement compatible avec la limitation des portées droites à 20m.

Nos recherches ont été poursuivies dans trois directions.

Dans la première, on s'est attaché à définir un type de tablier à poutres sous chaussée sur appuis simples en béton armé, qui soit adapté aux exigences de la construction moderne; le but poursuivi est l'établissement d'un programme de calcul électronique entièrement automatique (9) § 3. Mais, nos efforts ont été essentiellement orientés vers l'étude des deux autres types de tabliers représentés respectivement par les dalles de béton précontraint et les dalles de béton armé. Comme le domaine d'application de ces dernières est limité aux franchissements dont la portée droite est inférieure à 14m, nous ne traiterons que des dalles de béton précontraint. Dans ce domaine, nos réalisations se composent d'une part de moyens d'étude automatiques, d'autre part de dispositions constructives et de métho-

des de dimensionnement appropriées aux travées uniques et aux travées solidaires.

2. LES TRAVEES INDEPENDANTES A POUTRES SOUS CHAUSSEE DE BETON ARME.

2.1. OBJECTIFS DE LA STANDARDISATION.

Ce type de tablier est encore d'application courante pour des ouvrages isolés, en alignement, sans sujétion de gabarit et dont la portée biaise ne dépasse pas 25m. Nous avons cherché à adapter cette structure aux exigences de la construction moderne en nous donnant les objectifs suivants :

- adapter la structure à des franchissements biais;
- avoir des coffrages simples;
- pouvoir préfabriquer une grande partie des armatures.

2.2. COFFRAGES.

Les poutres sont relativement écartées, de 3,50m au moins; leur élancement est compris entre 1/17 et 1/18,5; tant que leur hauteur totale ne dépasse pas 1,50m, les talons sont normalement exclus.

Les entretoises intermédiaires et même les entretoises d'about sont supprimées. (cf § 2.4.). Le hourdis est **seulement** renforcé par un raidisseur courant tout au long des bords appuyés (fig.1).

2.3. ARMATURES.

La forme des poutres se prête à une préfabrication des armatures. Les armatures transversales du hourdis sont orthogonales aux poutres. Il est possible de préfabriquer les armatures inférieures du hourdis sous forme de panneaux qui viennent se recouvrir transversalement dans l'épaisseur des âmes des poutres (fig. 2).

2.4. LIMITE D'APPLICATION VIS-A-VIS DU BIAIS.

Le domaine d'application est limité par l'importance de la flexion transversale du hourdis au voisinage des appuis. Nous avons analysé cette flexion dans l'hypothèse où les entretoises intermédiaires sont supprimées et pour les conditions suivantes aux extrémités : a/ poutres appuyées sur des rotules parfaites et solidarisées par une entretoise d'about infiniment rigide; b/ poutres appuyées sur des rotules parfaites et solidarisées par le hourdis seulement; c/ poutres appuyées sur des appareils exerçant un couple de rappel élastique et solidarisées par le hourdis seulement. Cette étude nous a permis de faire les constatations suivantes :

- étant donné une contrainte admissible du béton du hourdis, le biais limite est fort peu sensible aux paramètres sans dimension qui caractérisent le dimensionnement du tablier, tels que l'élancement du tablier, l'élancement du hourdis, le rapport espacement des poutres sur portée biaise;

- en admettant les conditions d'appuis c/ et une contrainte de compression admissible $\frac{2}{3} \sigma_{cs}$, le biais limite est de 45gr à ± 5 gr près;

- prenant comme unité la valeur de la flexion transversale du hourdis dans les conditions c/, la flexion du hourdis est diminuée d'environ 30 % dans les conditions b/ et augmentée d'environ 200 % dans les conditions a/. Nous avons conclu que la suppression des entretoises intermédiaires doit entraîner également celle des entretoises d'about et que ces dispositions constructives simplifiées sont applicables aux angles de biais au moins égaux à 45 gr.

2.5. LES MURS DE TÊTE ET L'ESTHÉTIQUE. (fig. 3)

Le faible élanement du tablier et le biais alourdissent l'aspect général de l'ouvrage. Cet inconvénient peut être atténué en préférant les murs de tête du type en retour à ceux du type en aile, en prolongeant la ligne horizontale du tablier par une corniche et par un encorbellement des trottoirs sur toute la longueur des murs de tête, en proportionnant, enfin, la longueur des talus avec l'ouverture de l'ouvrage.

La présence des piliers apparents aux angles est justifiée par deux soucis : dissimulation des joints entre murs de front et murs en retour, suppression des angles aigus formés par ces mêmes murs.

3. L'ÉTUDE DES PONTS-PLAQUES ET L'ANALYSE ELASTIQUE DE LA BANDE INFINIE HOMOGENE ET ISOTROPE A BORDS LIBRES ET PARALLELES PAR LA METHODE DES REFLEXIONS BIHARMONIQUES.

L'avancement et la précision de nos connaissances dans le domaine des ponts-plaques, nous les devons aux puissants moyens de calcul que nous avons développés.

3.1. L'EQUIVALENCE DE LA BANDE INFINIE ET SON ÉTUDE PAR LA METHODE DES REFLEXIONS BIHARMONIQUES.

L'idée directrice consiste à analyser l'état de tension d'une structure qui présente de fortes analogies avec la plaque envisagée, tout étant plus simple et plus générale: celui de la bande infinie homogène et isotrope à bords libres et parallèles pareillement chargée et pareillement appuyée. Cette analogie a été postulée par Saint Venant dans le cas des poutres; il s'avère, tous calculs faits, qu'elle est généralisable aux plaques à bords libres et parallèles (fig. 4a et 4b).

Le mécanisme de la bande infinie présente deux avantages .

Le premier est d'ordre théorique : le problème de la déformation d'une bande dont les efforts extérieurs et dont les réactions d'appuis sont concentrées se réduit à celui de l'influence d'une force concentrée en l'absence de tout appui. (2) énonce ce problème sous une forme beaucoup plus générale (recherche d'une fonction M-harmonique avec des conditions aux limites du type linéaire homogène) et propose une méthode de résolution explicite en fonction de Z et Z' , affixes respectivement du point d'étude et de la charge concentrée. Les expressions explicites ont été formulées dans les cas suivants :

- flexion de la bande à bords libres et rectilignes (3) et (6); tension plane de cette bande (5);
- flexion de la bande spirale à bords libres et circulaires (7).

La recherche de la tension plane de la bande-spirale est en cours d'étude.

Le deuxième avantage de cette équivalence est d'ordre numérique: l'analyse d'une bande se ramène, quelles que soient la configuration et la nature aussi bien des efforts extérieurs que des appuis, à la consultation et au traitement de coefficients d'influence calculables, une fois pour toute, sous forme de tables.

3.2. LES PROGRAMMES DE CALCUL ELECTRONIQUE MRB-BA et MRB-BP.

Ces deux programmes sont l'application littérale de (3); leur généralisation à l'étude des plaques à bords circulaires par application de (7) relève de la simple adaptation et sera envisagée pro-

chainement. Les possibilités de ces programmes sont très complètes : les réactions d'appuis, les déformations latérales, les tenseurs de flexion, et même les efforts tranchants sont donnés sous forme de surfaces d'influence (fig. 6, 7 et 8) et leurs valeurs sont calculées dans un certain nombre de cas de charges (fig. 9 et 10).

Les directions de deux nappes croisées étant données pour chaque face de la dalle, le programme MRB-BA dimensionne ces armatures.

MRB-BP analyse le tenseur des contraintes; puis il dimensionne d'une part les armatures transversales passives des zones précontraintes dans une direction, d'autre part les armatures passives des nappes à prévoir dans les zones de béton armé (angles aigus des travées indépendantes).

Ces opérations de dimensionnement soulèvent un problème d'ordre théorique et deux d'ordre expérimental : 1/ dimensionnement de deux nappes croisées d'armatures passives qui sont biaisées par rapport aux directions principales de la flexion 2/ critère sur la nécessité d'une précontrainte transversale 3/ dimensionnement d'une nappe d'armatures actives en présence de fortes concentrations de contraintes.

Les programmes MRB sont écrits en FORTRAN IV et exploités sur Système IBM 360 Modèle 75-50. Chacun d'eux en est à la 100ème utilisation. Une exploitation dure 10mn environ.

Le dossier-pilote (8) est constitué de trois sous-dossiers. Le premier traite des modes et des conditions d'utilisation des programmes MRB. Les deux autres traitent des dispositions constructives et du dimensionnement des travées respectivement indépendantes et solidaires, ce dont nous parlerons aux § 4.

3.3. SURFACES D'INFLUENCE DES EFFORTS HYPERSTATIQUES DE PRECONTRAINTES ET OPTIMISATION DE LA PRECONTRAINTES PAR LA PROGRAMMATION LINEAIRE.

(13) établit un théorème d'après lequel l'influence d'un système de précontrainte équivaut à celle de deux distributions de "déformateurs" : une première distribution de "dilatateurs" et une seconde de "courbeurs" dont les lois de variation sont respectivement $F(\mathbf{x})$ et $Z(\mathbf{x})$. $F(\mathbf{x})$ ($F(\mathbf{x})$: force utile, $Z(\mathbf{x})$: excentrement du tracé moyen).

Nous établissons actuellement les surfaces d'influence de "courbeurs" de façon à évaluer manuellement les efforts hyperstatiques de précontrainte à partir des variables $F(\mathbf{x})$ et $Z(\mathbf{x})$ - et non pas, comme le mentionne le Rapport préliminaire, à partir des poussées au vide. Notre objectif final est l'exploitation automatique de ces surfaces d'influence par la programmation linéaire en vue de déboucher sur l'optimisation complète du dimensionnement: épaisseur de la plaque, arrêts et tracés des armatures (9) et (13).

4. LES TRAVEES INDEPENDANTES A BORDS RECTILIGNES EN DALLE DE BETON PRECONTRAIT.

Rares sont les dispositions constructives évoquées aux § 4.1. du Rapport préliminaire qui correspondent à nos vues, et, si tel est le cas, les justifications qui en sont données nous paraissent insuffisantes.

4.1. LES TRAVEES INDEPENDANTES AU BIAIS TRES ACCUSE : $\varphi \approx 35$ gr.

Les appuis doivent être impérativement discrétisés à raison de cinq appareils d'appui par ligne d'appui pour une dalle, en losange, ce qui correspond bien à un espacement mutuel de 0,20 $l\varphi$ ($l\varphi$: portée

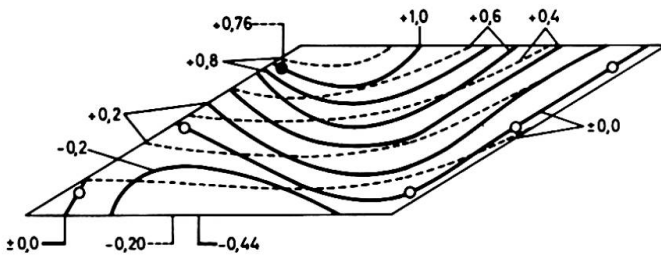


Fig. 6 Surfaces d'influence de la réaction de l'appui de l'angle obtus, les appuis étant rigides (trait plein) et élastiques (trait pointillé).

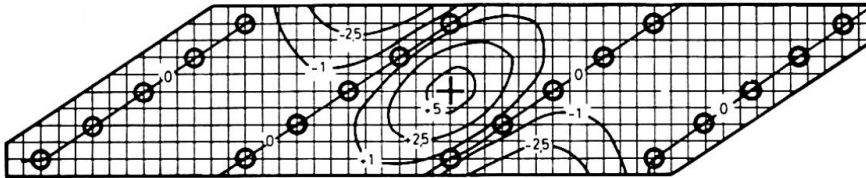


Fig. 7 Surface d'influence de la déformation au centre.

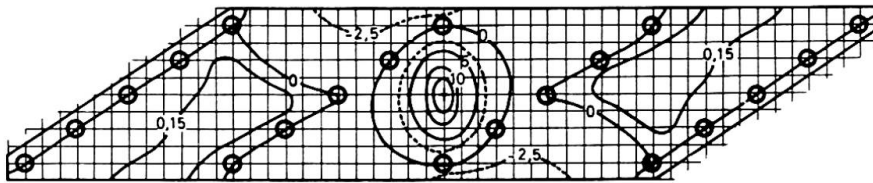
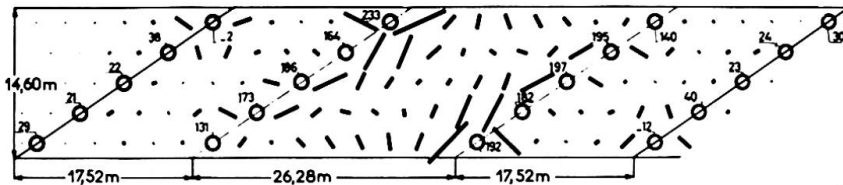
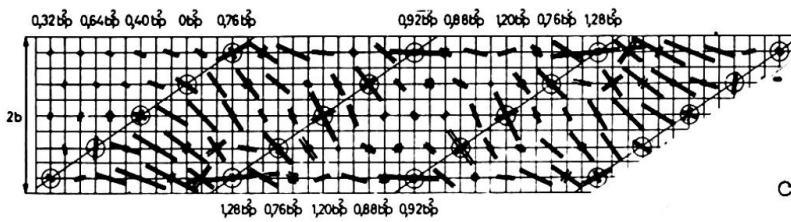


Fig. 8 Surface d'influence de la flexion longitudinale au centre



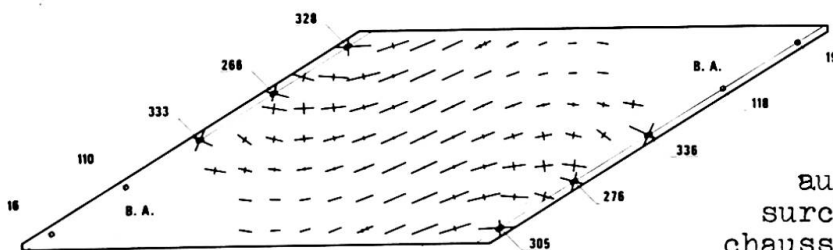
ECHELLE: -- = 2 t

Fig. 9a Efforts tranchants dus au poids propre et à la surcharge uniforme de chaussée appliquée à la travée centrale.



ECHELLES
 $\frac{pb^2}{25} \text{ tm/m}$ = - $\frac{pb^2}{25} \text{ tm/m}$

Fig. 9b Flexions principales dues à une surcharge uniforme.



ÉCHELLE: — = 30 bars
 — = -30 bars

Fig. 10 Tensions principales de la face supérieure dues au poids propre et à la surcharge uniforme de chaussée

biaise). C'est, en effet, la seule manière de se garder contre les risques de soulèvement - et non les réactions d'appui négatives puisque les appareils ordinaires sont incapables de les exercer - de l'appui contigu à celui de l'angle obtus - et non pas de ceux des angles aigus (fig. 11). L'effet de l'élasticité des appuis caoutchouc est en pratique négligeable. Une dénivellation de l'appui de l'angle obtus serait hautement bénéfique, mais elle devrait être mise en oeuvre en plusieurs temps de sorte que l'effet du fluage n'atténue pas son efficacité (fig. 10). L'appui fixe doit être du côté amont sur les chaussées unidirectionnelles et on choisit l'appui médian parce qu'il diminue l'amplitude des déplacements des zones mobiles.

La plaque est pleine; son épaisseur est voisine de $l/33$.

Vu l'encombrement des ancrages, on imagine difficilement comment les armatures de précontrainte longitudinale pourraient être disposées autrement que parallèles - le Rapport préliminaire les propose rayonnantes à partir de l'angle obtus.

La surcharge à prendre en compte pour le prédimensionnement est celle dont le poids total est le plus élevé : en France, c'est une surcharge uniforme. (8) fait appel aux abaques de RUSCH pour construire rapidement un système de courbes qui sont particulières au tablier envisagé en vue d'optimiser h_t , épaisseur de la plaque, F_1 , précontrainte longitudinale, et θ_1 , son inclinaison par rapport aux bords libres. L'optimum peut être technique (épaisseur minimale) ou économique (coût minimal).

Si une armature longitudinale est ancrée sur un bord libre, elle doit rester dans le plan moyen de la plaque; sinon, il est avantageux de l'abaisser en milieu de travée; la ligne des points bas des tracés curvilignes est une droite oblique par rapport aux bords appuyés (fig. 12).

On évite de sérieuses complications de réalisation en choisissant des armatures transversales passives. Le souci de se rapprocher des règlements existants nous a conduit à précontraindre transversalement l'exemple d'application dont la portée biaise dépasse 33m. Les armatures transversales sont perpendiculaires aux longitudinales - et non parallèles aux lignes d'appui. Leur tracé est rectiligne; leur excentrement vers le haut est calculé de façon à égaliser rigoureusement les réactions maximales des trois appuis des angles obtus (fig. 14 et 10).

Un dimensionnement de F_1 égal à 695t/m et de F_2 la précontrainte transversale, égal à $F_1/3$ avec un excentrement de $h_t/6$ élimine les contraintes principales de traction sur presque la totalité des parties contenant des câbles de précontrainte.

Les angles aigus sont armés haut et bas par deux nappes d'armatures passives parallèles aux armatures actives.

Des armatures verticales au voisinage des appareils d'appuis sont nécessaires; leurs règles de dimensionnement est cité par (10) § 12 C.

(8) accorde une importance particulière à l'esthétique. Le choix des murs en aile guide l'utilisateur de la voie inférieure et accroît l'impression de sécurité. L'implantation des murs est telle que les murs amont et aval ont, en apparence, une importance équivalente. Le prolongement de la joue verticale du tablier au niveau des appuis, sous forme d'amorce de murs en retour, souligne la ligne horizontale du tablier et dégage les parties hautes (fig. 17). Enfin, les plan-

Fig. 11 Déformation, en cm; et réactions d'appui, en t, dû au poids propre.

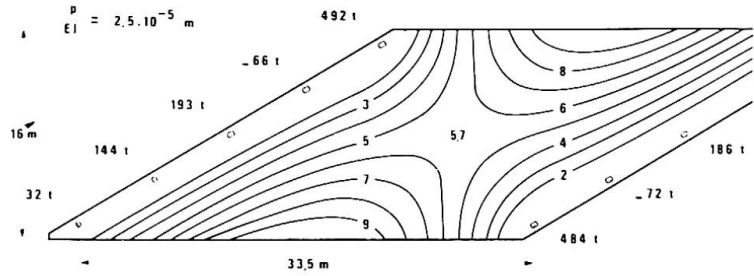
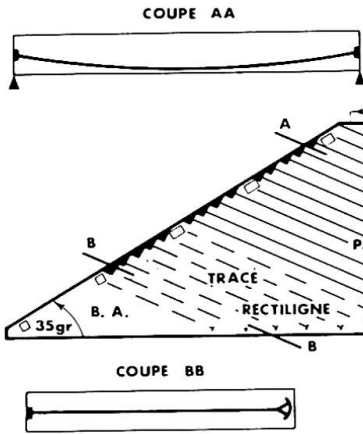
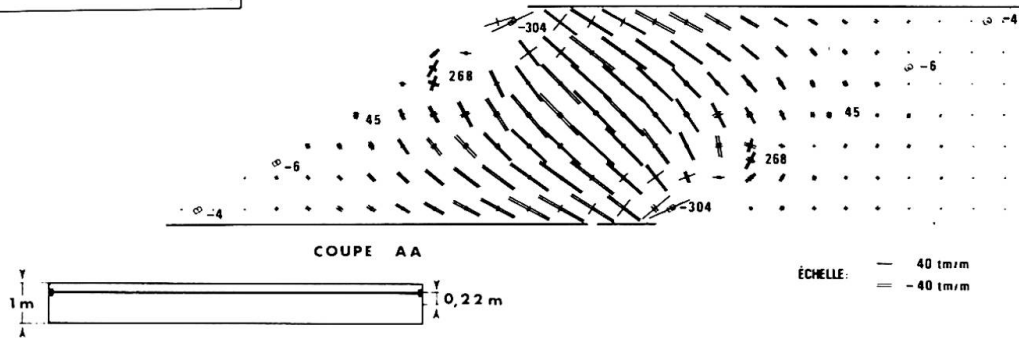


Fig. 12 Plan et coupes du câblage longitudinal.

Fig. 13 Flexions principales et réactions d'appui dues à la précontrainte longitudinale.



ÉCHELLE: — 40 tm/m
= -40 tm/m

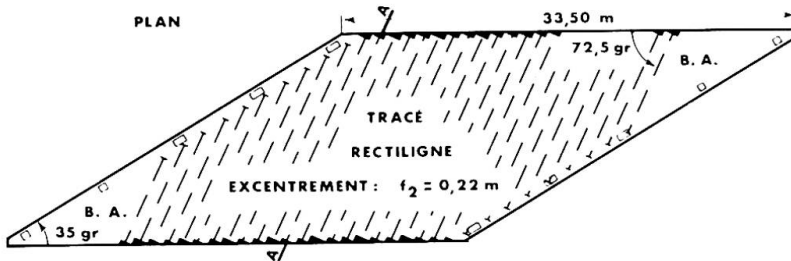
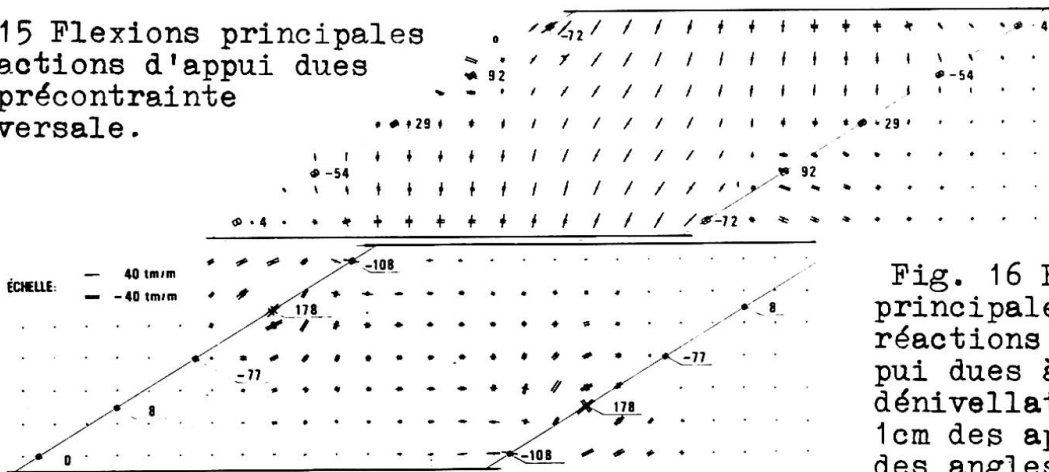


Fig. 14 Plan et coupe du câblage transversal.

Fig. 15 Flexions principales et réactions d'appui dues à la précontrainte transversale.



ÉCHELLE: — 40 tm/m
= -40 tm/m

Fig. 16 Flexions principales et réactions d'appui dues à une dénivellation de 1cm des appuis des angles obtus.

tations rétablissent le déséquilibre entre les murs de tête (fig. 17a).

4.2. LES TRAVEES INDEPENDANTES AU BIAIS MOYEN : $\varphi \approx 50$ gr.

Relevons simplement les différences avec 4.1.

Hormis le cas des tabliers de largeur exceptionnelle, les armatures longitudinales sont parallèles aux bords libres. Dans ces conditions, rien ne s'oppose à ce que la structure de la dalle soit élégie. Les armatures transversales sont systématiquement passives.

Ce type d'ouvrage s'accommode de murs de tête mixtes : un mur en retour côté angle aigu du tablier en vis-à-vis d'un mur en aile côté angle obtus. Là encore, les massifs de plantations contribuent à rétablir une dissymétrie dans la silhouette (fig. 18).

5. LES TRAVEES SOLIDAIRES A BORDS RECTILIGNES EN DALLE DE BETON PRECONTRAINTE.

Décrivons tout d'abord les dispositions types; nous passerons ensuite aux diverses adaptations qui en étendent le domaine d'application.

Les appuis sont discrétisés; la distance des bords libres aux appuis extrêmes des lignes d'appuis ne doit pas dépasser 1,50m.

La dalle est pleine; en présence d'un biais de 40 grades, les épaisseurs optimale et minimale sont voisines respectivement de $1/33$ et $1/40$ de la portée biaise maximale.

Les armatures de précontrainte longitudinales sont parallèles aux bords libres et filants d'une extrémité à l'autre. Les appuis de rive des lignes d'appuis intermédiaires sont le siège de tensions localement très élevées; on les diminue en modulant transversalement la force de précontrainte longitudinale, et en biaisant la ligne des points bas du tracé des câbles par rapport aux lignes d'appuis.

Mais leur présence soulève le grave problème des critères à retenir pour le dimensionnement de la précontrainte longitudinale.

Les contraintes principales de traction des faces extrêmes sont inclinées tout au plus de 20 grades par rapport aux armatures longitudinales; dans ces conditions, le dimensionnement automatique des armatures passives transversales par MRB-BP néglige le fonctionnement en flexion composée et ne prend en compte que celui de la flexion simple; il est basé sur la formule :

$$M_a = M_y \pm \frac{2}{3 - \sigma_N / \sigma_{13}} |M_{xy} \tan \gamma| ; \text{ + face inférieure, - face supérieure.}$$

M_a : moment à prendre en compte pour le dimensionnement des armatures en flexion simple; M_y : moment transversal; M_{xy} : moment de torsion longitudinale; σ_N : contrainte principale transversale; γ : inclinaison de la contrainte principale transversale par rapport aux bords libres. Le second terme du deuxième membre correspond à un supplément de section pour couture vis-à-vis des efforts de torsion.

Ces dispositions constructives sont applicables pour des portées biaises de 40m et des angles de biais voisins de 35 grades.

En présence d'un angle de biais plus accusé, on peut être amené à précontraindre transversalement la zone des appuis par des armatures rectilignes, perpendiculaires aux armatures longitudinales et excentrées vers le haut de façon à soulager les réaction des appuis de rive. On a intérêt par contre à arrêter un certain nombre de câbles

longitudinaux sur les faces inférieures des travées de rive ou sur les faces supérieures des travées intermédiaires.

En présence de portées droites plus importantes, on peut éléger la dalle; nous avons montré dans quelles limites le calcul des dalles élégées pouvait être approché par celui des dalles isotropes (11).

En présence d'un tablier d'une largeur exceptionnelle, on a intérêt à orienter le tracé des armatures exactement suivant les directions principales de la flexion influencée par le poids propre dans la partie médiane des appuis intermédiaires; mais alors le tracé devra rester rectiligne dans toute travée dont un bord libre porte un des deux ancrages; en pratique on sera amené à multiplier les arrêts en travées et à précontraindre le tablier transversalement.

En présence d'un tablier étroit et de fondations coûteuses, on a intérêt à nervurer la dalle. Le tablier est plus épais, les coffrages plus complexes; les risques de soulèvement des appuis d'extrémité imposent la construction d'appareils d'appuis fonctionnant à la traction. On pourra éviter ce phénomène en limitant à deux le nombre d'appuis par ligne d'appuis.

6. LES TRAVEES INDEPENDANTES OU SOLIDAIRES A BORDS CURVILIGNES EN DALLE DE BETON PRECONTRAINTE.

Les tabliers dont la courbure en plan est accusée correspondent généralement à des bretelles d'échangeur, si bien qu'à la courbure des bords est associée une variation, souvent très accusée, du biais des lignes d'appuis. Nous comptons répondre à ce type de problème en généralisant le domaine d'application des programmes MRB à la bande spirale par application de (7) et en reconduisant les dispositions constructives des § 4 et 5.

7. CONCLUSIONS.

Les tabliers à poutres sous chaussée de béton armé dépourvus de toute entretoise fonctionnent dans le domaine élastique tant que leur angle de biais ne dépasse pas 45 degrés environ. Il est vraisemblable qu'en admettant des déformations plastiques du hourdis au niveau des appuis on étende leur domaine d'application à des biais plus accusés.

Les tabliers en dalle de béton précontraint dans une ou dans deux directions conviennent particulièrement bien aux franchissements dont le biais et/ou la courbure sont très accusés ($\psi < 30^\circ$, $R > 40m$) et dont la portée droite ne dépasse que de peu 20m. Les programmes MRB-BA et MRB-BP nous ont permis de définir les dispositions les plus appropriées pour réaliser des ponts-plaques à bords rectilignes. Nous poursuivons des recherches de façon à étendre les programmes MRB aux plaques à bords libres et circulaires et en vue de définir, par la programmation linéaire, la précontrainte optimale. Malheureusement l'étude des ponts-plaques restera grevée d'une lourde hypothèque tant que ne seront pas arrêtées les règles de dimensionnement des armatures passives et/ou actives.

BIBLIOGRAPHIE.

- (1) J.C. LERAY, J. DISPERATI, MRB 64 (Calcul des plaques par la méthode des réflexions biharmoniques) Dossier-pilote de Calcul électronique et d'ouvrages-types du S.E.T.R.A.
- (2) J. LERAY, Calcul, par réflexions, des fonctions M. harmoni-

- ques dans une bande plane vérifiant aux bords M conditions différentielles, à coefficients constants, *Archiwum Mechaniki Stosowanej*. 5,16 (1964).
- (3) J. LERAY, Flexion de la bande homogène isotrope à bords libres et du rectangle à deux bords libres parallèles appuyés, *Archiwum Mechaniki Stosowanej* 1,17 (1965).
 - (4) J.C. LERAY, Calcul numérique des plaques fléchies par application de la méthode des réflexions biharmoniques; quelques résultats obtenus, *Archiwum Mechaniki Stosowanej* 3,17 (1965).
 - (5) PHAM THE LAI, Tenseur de Green d'une bande élastique plane à bords libres de contrainte, *Archiwum Mechaniki Stosowanej* (1968)
 - (6) J. LERAY, PHAM THE LAI, Sur le calcul des transformées de Laplace par lesquelles s'exprime la flexion de la bande élastique, homogène à bords libres, *Archiwum Mechaniki Stosowanej* (sous presse).
 - (7) S. BERGERON, Sur le calcul des transformées de Laplace par lesquelles s'exprime la flexion de la bande spirale élastique homogène à bords libres (en préparation).
 - (8) J.C. LERAY, J. DISPERATI, J.P. MUSSI, MRB 68 (les programmes MRB-BA et MRB-BP, les tabliers de ponts-dalles biais à travée unique, les tabliers de ponts-dalles biais à travées solidaires) Dossier-pilote de calcul électronique et d'ouvrages-types du S.E.T.R.A. (en préparation).
 - (9) J.C. LERAY, C. LANGELLO, les Ingénieurs du S.E.T.R.A., l'optimisation des ouvrages courants sur routes et autoroutes, Publications préliminaires du thème 1c du VIIIème Congrès de l'A.I.P.C. New-York, Sept. 68.
 - (10) H. MATHIEU, La nécessité d'accepter des tractions dans le béton précontraint, Publications préliminaires du thème 1b du VIIIème Congrès de l'A.I.P.C., New-York, Sept. 68.
 - (11) J.C. LERAY, R. ALBAS, J. DISPERATI, C.E.D. 66 (Calcul des efforts dans les dalles) Dossier-pilote de calcul électronique du S.E.T.R.A.
 - (12) H. MATHIEU, J.C. LERAY, J. DISPERATI, Les tabliers de ponts dalles biais précontraints reposent sur deux lignes d'appuis concentrés, *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Janvier 68, N° 241.
 - (13) J.C. LERAY, C. LANGELLO, L'utilisation de la programmation linéaire dans l'optimisation des structures de Génie Civil. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Janvier 68, N° 241.

RÉSUMÉ

Nous présentons les dispositions constructives de deux types de tabliers qui ont été étudiés dans le cadre de la standardisation (9) des ouvrages routiers biais et courbes : les travées indépendantes à poutres sous chaussée dépourvues de toute entretoise intermédiaire, les travées indépendantes ou solidaires en dalle de béton précontraint dans une ou dans deux directions. Nous cherchons à développer les programmes de calcul de plaque MRB-BA et MRB-BP en vue d'analyser les plaques courbes et d'optimiser la précontrainte.

ZUSAMMENFASSUNG

Wir stellen die konstruktiven Anordnungen zweier Arten von Brückentafeln dar, die in Hinsicht auf die Vereinheitlichung (9) der schiefen und krummen Kunstbauten studiert wurden, nämlich: Die Einfeldrige Balkenbrücke ohne Querträger sowie die einfeldrige oder durchlaufende, in einer oder zwei Richtungen nachgespannten Plattenbrücke. Wir suchen die Entwicklung der Rechenprogramme MRB-BA und MRB-BP für Platten in Hinsicht auf gekrümmte Platten und auf die Optimierung der Vorspannung voranzutreiben.

SUMMARY

We set forth the principles for the lay-out of two kinds of decks which have been studied within the compass of the standardization of skew and curved bridges : the reinforced concrete independent girders with multi-beams yet without any cross-beams; one spanned or multi-spanned slabs post-stressed in one or two directions. To compute the slabs with two free straight edges, we have two unique programs (8) which we describe, and we acquaint our readers with two possible extensions of it : 1/ the structural analysis of slabs with free circular edges (7) and the optimization of post-stressed slabs achieved by the study of "deflectioners" (9) and by the linear-programming (13).

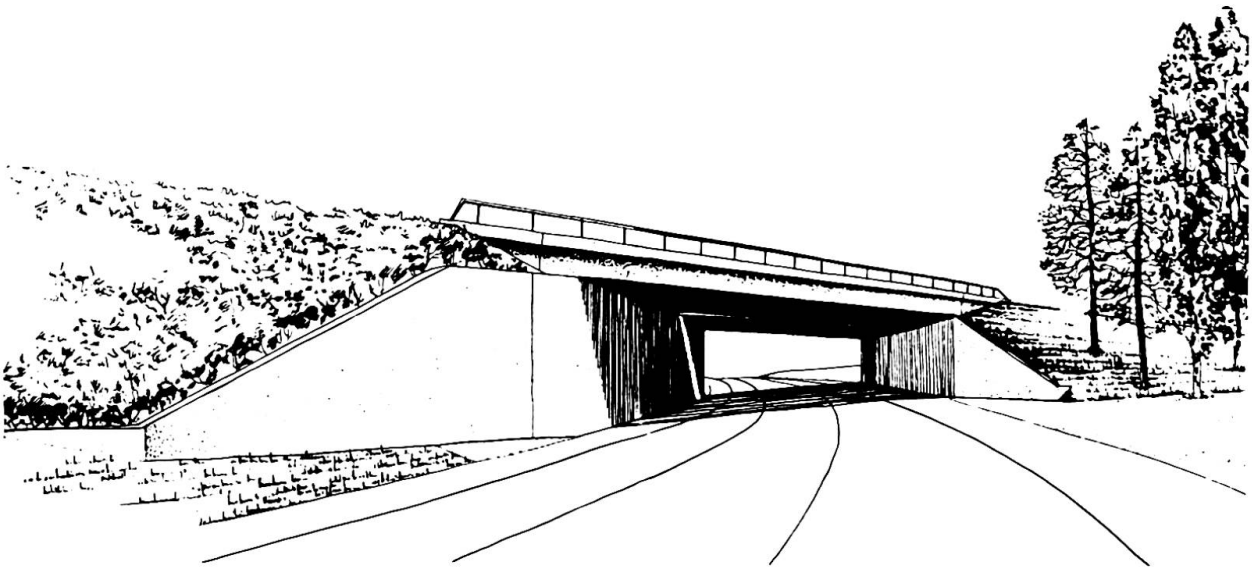


Fig. 17a Vue en projection conique de l'exemple d'application qui est entièrement traité dans le dossier-pilote MRB-BP 68 (8)

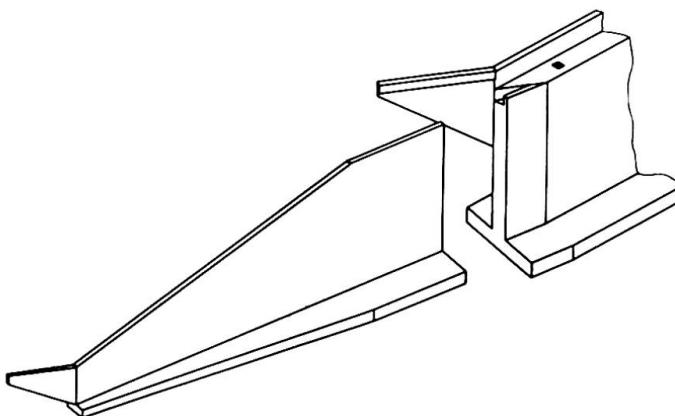


Fig. 17b Vue en projection cylindrique du mur en retour amont.

IVa

Cantilever Erection of Prefabricated Long Span Bridges in Czechoslovakia

Les ponts préfabriqués de grande portée construits en encorbellement en Tchécoslovaquie

Freivorbau mit Fertigteilen bei weitgespannten Straßen- und Eisenbahnbrücken in der Tschechoslowakei

LUMÍR BOROVIČKA
M.Sc./Eng/, C.Dr.D.
Czechoslovakia

New system

Cantilever concreting in situ is a common method of bridge construction, and in Czechoslovakia has found widespread application for spans up to 120 m. A more recent and even more promising technique is the cantilever erection of bridges, with essentially the same static systems and structures, from prefabricated members. This procedure transfers most of the work into permanent well equipped workshops, and thus cuts the erection time proper to a minimum. Since the work in the shop is better organised and more easily supervised, a better quality of concrete can be obtained and a lot of material saved. The key factor of course is that no time is lost on the site in waiting for the concrete to harden.

A feasibility study that examined the potentialities of this method under current domestic conditions arrived at the following conclusions:

1. The prefabricated beam segments, their manufacture and the erection procedure must be standardised so as to serve for both road and railway bridges of various static systems (single- and multi-span frames, continuous beams, etc.), of various spans (from about 50 to 120 m), and of various widths.

2. The erection work on the site must not last longer than

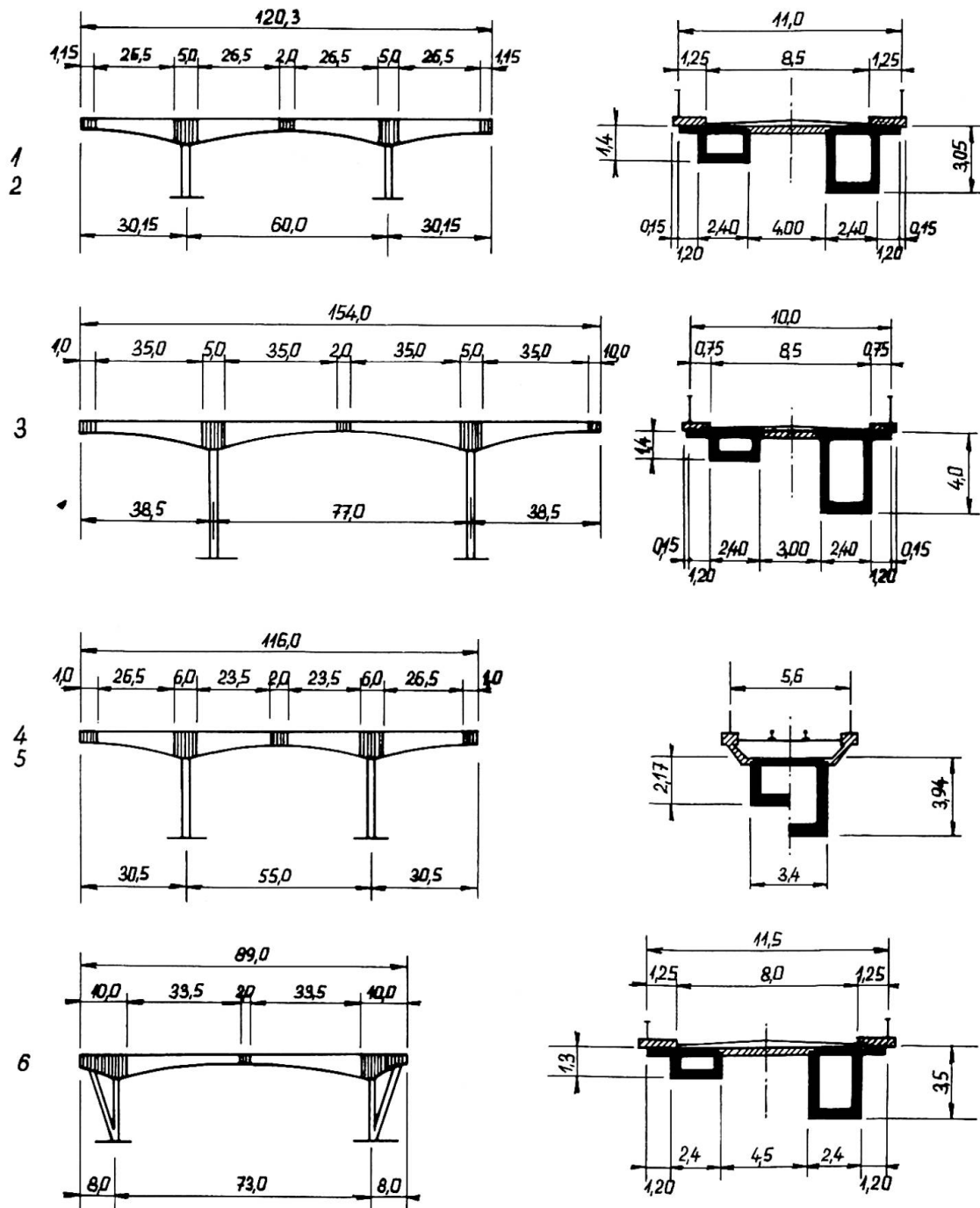


Fig. 1. Sketches of various types of the first bridges which have been erected by the new method.

a third of the time needed for the cantilever concreting of an equivalent monolithic structure.

3. In the cross section, the bridge must be composed of the least possible number of precast elements, preferably two or three only, so as to reduce the number of operations to be performed on site.

4. The prefab members for bridges of various spans and widths must all be made in the same standard steel moulds.

5. The weight of the individual members must at first be restricted, to 20 tons for road bridges and 35 for railway bridges, before further experience suggests some revision of these limits.

Some of the bridge types that have already been constructed in Czechoslovakia since 1964 on these lines are shown in Fig. 1.

Research and Technology

The practical work on sites was preceded by research (at the Research Institute for Civil Engineering in Bratislava, Czechoslovakia) dealing with following problems:

a) The state of stress resulting when the segments are assembled and prestressed were investigated on a 1 : 10 scale perspex model, where the deformations were measured by resistance

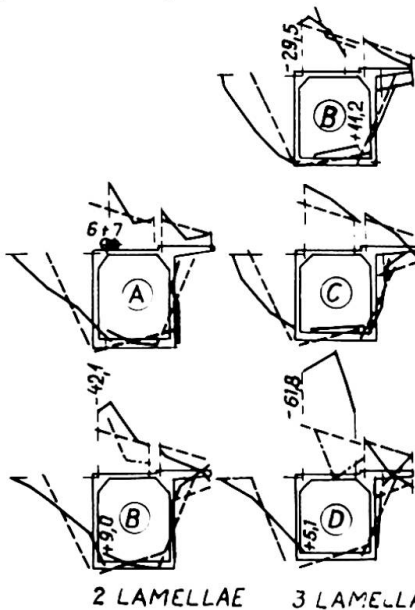


Fig. 2. Model investigation of stresses (---theory, —measurement); bottom: the first joint behind anchoring

strain gauges attached at 160 points (1). Some of the results are shown in Fig. 2. The concentration of stresses in the first segment which is attached by prestressing is much higher than is usually expected according to the beam theory. This makes due reinforcement in the top slab of the segment and high mortar quality in the joint necessary.

b) the range of vertical and horizontal deformations to be expected in separate, unconnected

cantilever arms during the erection, was examined on a 1 : 50 model as a guide for the design of the erection carriage-crane (1).

c) Trials were run with the grouting of 3 cm wide joints with a specially composed mortar, which permits prestressing just 16 to 18 hours after injection.

d) A production line was tried out for the manufacture of large precast box-section members in universal steel moulds.

e) The requisite performance and design details of the erection crane and other accessories were established.

f) The state of stresses and deflections in build-up structures were investigated on 52 girders, I-section, 5 m long, 0,5 m high, made either monolithic or composed of six elements each, prestressed by 4 cables of 12 ϕ 4,5 mm (quality 120 / 160) see Fig. 3. Following parameters have been investigated:

f_1 : various types of joints - made of concrete with a width of 3 and 8 cm, reinforced concrete (width 14 cm with overlapping loop reinforcement), or by gluing;

f_2 : effect of loading resulting in the maximum normal stress (type A, Fig. 3), the maximum shear stress (type C) and the combination of both (b);

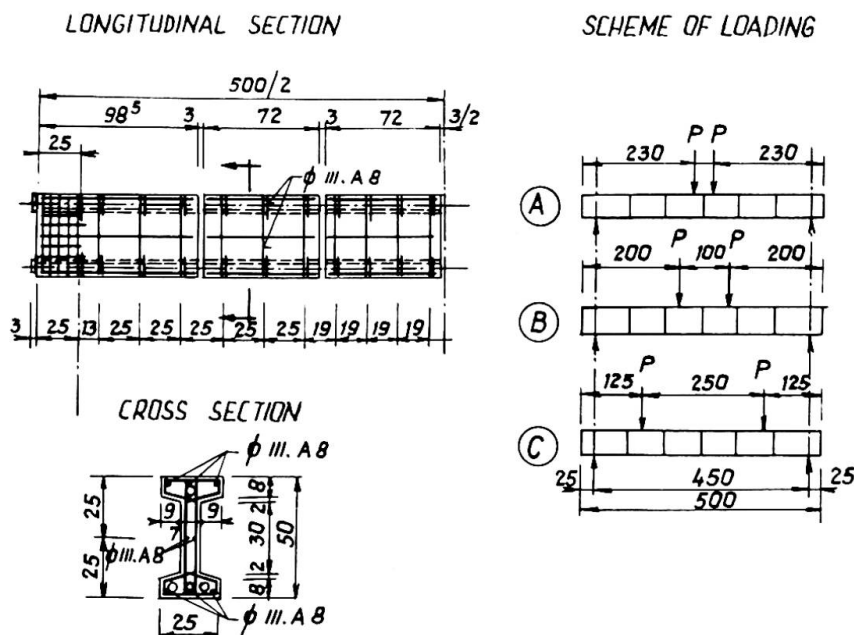


Fig. 3.
Prestressed
test girders
(I-cross section)

f_3 : amount and position of stirrup reinforcement - including skew stirrups;

f_4 : range and magnitude of pulsating forces - in value up to 100, 125, 150 %, ore more, of the permissible design load. The process of loading and some results of the tests of a repeatedly loaded I-cross section beam are shown in Fig. 4.

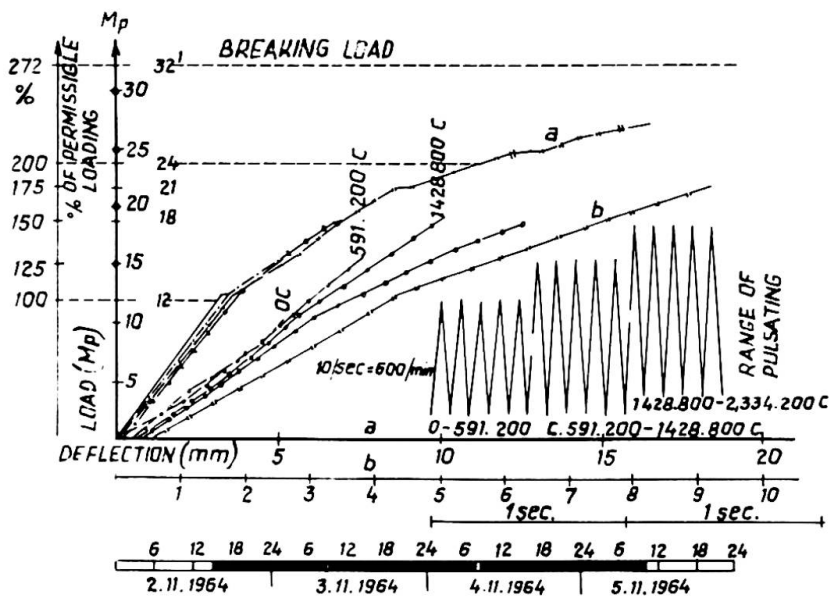


Fig. 4.
Test results - deflection and cracks - of one I-shaped girder subjected to pulsating forces.

In those tests the following values were determined: deflection (by means of dial deflectometers and electromagnetic recording indicators), normal stresses and deformations (resistance strain-gauge strips), shear and main stresses in the web of the beam (strain-gauge rosettes), stress in the stirrup reinforcement (resistance strain-gauge and mechanical dilatometers), cracks, their form and size during pulsating (conductive laquers and automatic registration equipment were used) etc. Table 1 shows how far the load bearing capacity of these build-up and composite structures falls behind that of monolithic ones. The monolithic beam had safety factors (i.e. ratios of breaking loads to working loads) around 2,7 to 2,9. The load-bearing capacities of all the other structures with different types of joints were lower, but were practically the same in glued girders as in those joints which have been filled with cement mortar or reinforced concrete. The

values attained in all cases depended more on the quality of the joint than on these types (2,3).

Load-bearing capacities of prestressed concrete
I-section beams Table 1

Type of loading	Max. effect of	Breaking load of (1)	build-up beams
		3 cm joints gaps (cement mortar)	14 cm gaps (r.c. filling)
static	bending moment	77 - 81	81 - 87
	shear forces	87 - 92	79 - 85
repetitive	bending moment	80 - 86	90 - 93
	shear forces	92 - 95	84 - 89

(1) in per cent of the values for corresponding monolithic beams.

Eight hollow box beams, 8 m long, composed of 9 segments each and prestressed by 4 cables, with joints filled with cement mortar or glued together, were tested dynamically with a big vibrator, changing frequencies and force. The different behaviour of beams, the durability of joints, the state of resonance and big amplitudes was observed; the glued joints proved as the best of all.

There is a very close interdependence between the method by which the segments are manufactured, the static and dynamic load-bearing capacities of the structures built up of them, and the way in which the bridge maintains its vertical alignment - both in the course of erection and in service.

Two different methods were found suitable for the manufacture of the segments: Either each segment can be made separately, e.g. in the upright position; this involves the use of joints wider than 2 cm, which must be filled in with concrete or reinforced concrete. Alternatively, a horizontal chain of segments can be produced by concreting each of them end-to-end onto the one before it, which yields either "dry" (unfilled) joints, or narrow gaps, some 2 mm across, for gluing with an epoxide- or polyester-resin based ce-

ment. The first of these methods is suitable for structures with haunched beams, the second for constant cross section with unchanging section heights, and for particularly fast erection jobs. Both methods can also be combined with each other, but at the price of special measures which increase the costs.

"Dry" joints require no subsequent filling; the individual segments are laid close to each other and can be prestressed immediately afterwards, regardless of weather conditions. This method is a real labour-saver, but rules out any vertical correction once the construction work has begun (e.g. to take up wrong inclinations at the point where a precast structure meets the monolithic springing). There is also the danger that water will infiltrate into the joint.

"Wet" joints 2 to 4 cm wide are filled with cement mortar, those 5 to 10 cm wide with concrete, wider ones with reinforced concrete, i.e. the reinforcement loops must project into the joint gap.

Joints that are glued with epoxide or polyester resins allow the prestressing cables to be tensioned after a mere one or two hours, provided the ambient temperature stays above 10° C.

The first series of bridges in Czechoslovakia employed separately made segments and wet joints; those in the road bridges were 3 cm wide and filled with cement mortar, those in the railway bridges 18 cm wide and filled with reinforced concrete. This technique was selected - without having in this time the results of the research program mentioned above - mainly on account of the previously existing designs, which envisaged beams of a variable height. Manufacture of segments chains in the horizontal position and using glued joints are principles of the renewed technology on sites in Czechoslovakia now.

The first bridge

The first bridge in Czechoslovakia built by the cantilevering of precast elements is a 10,5 m wide road bridge near Sirník in East Slovakia. Its main part has three spans of 30,15, 60,00 and

30,15 m, respectively. By its structural system, the three-span bridge is a frame with a hinge in the centre of the middle span, with two pairs of piers in the river, forming the columns of the frame. Its expansion bearings on the end supports are adapted to take up the tensile or thrust reactions too. The cross section of the bridge (Fig. 5) is made up of two box-section beams with outside cantilever brackets carrying the footwalks. The height of the beam varies from 1,40 to 3,05 m. The gap between the two beams is covered with ribbed r.c. panels, 4,40 m long and 2 m wide.

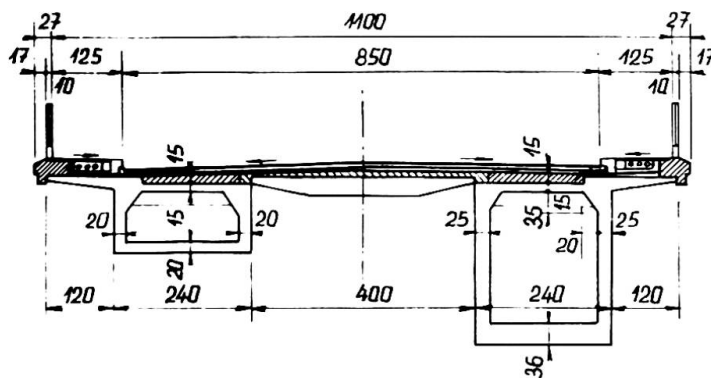


Fig. 5.
A cross section of
the Sirník bridge.

The upper slab of each beam is reinforced with up to 39 prestressing cables, laid into wide shallow channels which were subsequently filled with concrete mix. The cables are anchored at the faces of each beam segment, by embedding from below in the widened corner parts of the upper slab. Each cable consists of 24 7 mm in diameter, made of a special steel with a tensile strength of 140 and yield point of 100 kp/cm^2 . In places where the live load imposes positive bending moments on the structure, i.e. near the outer support and around the centre of the middle span, similar cables also reinforce the bottom slab of the box-section beams.

There are nine beam segments on each side of every pier, a total of 72 in the whole bridge. They are 3 m long or 2,50 m next to the piers, and were cast from grade 500 concrete mix. The 3 cm joints between them were filled with a special quick-setting mortar. The 2-m section in the centre of the middle span, which contains the hinge, is monolithic; it was concreted in situ from a suspended scaffolding. The river piers each consist of two co-

lums 2,20 m by 2,40 m in cross section and 6 to 8 m high; they are made of grade 250 reinforced concrete and thin precast r.c. lining boxes. The foundation slab rests on 38 hollow r.c. piles, 70 cm in diameter and 6 to 9 m high. The end supports of the bridge consist of r.c. columns and cushions, on piles 35 cm square in cross section.

The static system of the structure alters in the course of its erection. While the segments are being mounted, the system is statically determinate, consisting of symmetrical cantilevers fixed in the columns of the inner piers. Once the thrust bearing connect these T-shaped structures to the outer supports, we have two systems of frames with span of 30.15 m and with cantilever arms 29 m long. These arms are then loaded with the 2 m long monolithic centre section with the hinge; the result is a single continuous three-span frame with a hinge in the middle. The highest stress in the lower slabs of the beams is 165 kp/cm^2 , while the upper ones have a reserve of compressive strength that never falls below 13 kp/cm^2 . Calculation showed that in the five years after the bridge is completed, the vicinity of the middle hinge would settle by 91 mm - due to creep and shrinkage of concrete; the bridge was therefore given the same amount of extra lengthwise camber.

The heaviest of the segments weighed 18,5 tons each. All the prefabs were made in a separate open-air plant served by two 10-ton gantry cranes, where they were cast individually in the upright position - Fig. 6. Universal steel moulds were used. After

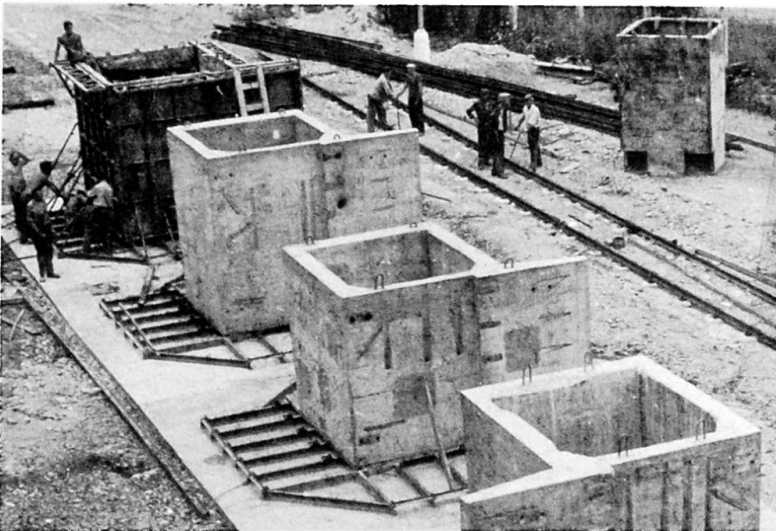


Fig. 6.
Beam segments on the
line.

three days the segments were lifted off their bases and taken to the open storage area, to wait the road journey to the site.

On the site, the segments were mounted by means of an erection carriage crane - Fig. 7 - designed for the use both road and rail-



Fig. 7. Half of the Sirník bridge shortly before its completion.

way bridges. It is essentially a chassis with a frame, overhanging it on all sides, which carries on overhead travelling crane with one - for road bridge - or two crabs - for railway bridge. The segments had been placed, the cables were prestressed, the roadway panels laid, the middle part concreted and the pavement finished.

The static behaviour of the bridge and its deformations were closely observed throughout the construction. Measurements covered the settling of foundations, vertical deflection of the pier heads, vertical and horizontal displacements of the structures (Fig. 8) of the cantilever end during all phases of the work, the stresses in the concrete, prestressed reinforcement; statical and dynamical testing of the finished structure before rendering to service confirmed the predicted behaviour as assumed.

Further examples

The massive saving of time and materials on this job - in comparison with cantilevering by casting in situ - led to the ap-

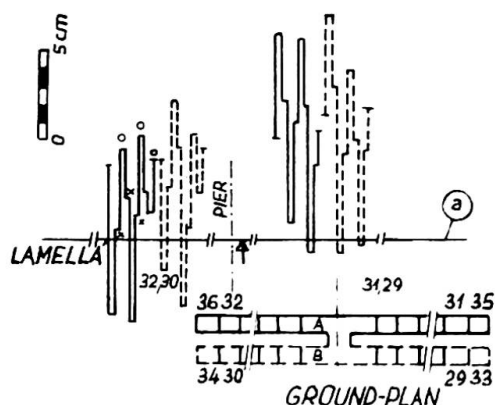


Fig. 8. How the ends of the cantilever arms deflected by mounting the segments 33 to 36.

entire load-bearing structure, consisting of 104 segments and 70 roadway panels, was erected in three winter months.

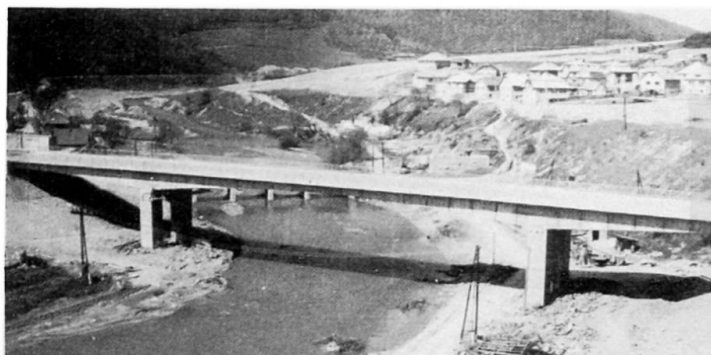


Fig. 9. The road bridge at Margecany.

of temporary supports 11,5 m from the frame columns. The two halves were joined in mid-span by in-situ concreting and prestressing.

The railway bridge at Margecany (Fig. 10) has three spans, of 30,5, 55,0 and 30,5 m, with beam depths from 3,94 m over the middle piers to 2,17 m in the middle, but with no hinge in the centre. The solid r.c. middle pier, 1,65 by 3,40 m in cross section, is 14,7 m high and stands on flat foundation. The segment, weighing up to 35 tons each, were manufactured in the same way as those for the road bridges. The erection work was done with the same carriage, using a modified wheel spacing, two crabs, and suspension ropes spaced to by-pass the plan outline of the cantilever arms. Reinforcement loops protruded into the 18-cm joint gaps, which were

plication of the same technique to a number of other bridges.

The road bridge at Margecany - Fig. 9 - has the same dimensions and the same static system as the one near Sirník, except for the fact that the middle piers are higher.

The road bridge at Košické Hámre has three spans of 38,5, 77,0 and 38,5 m, respectively and has middle piers rising 34 m above the ground level. The entire

The road bridge near Jaklovce is a frame with a single 73-m span as outlined at the bottom of Fig. 1, with overhanging ends and oblique tie members. It was erected from the end supports towards the centre, with the aid

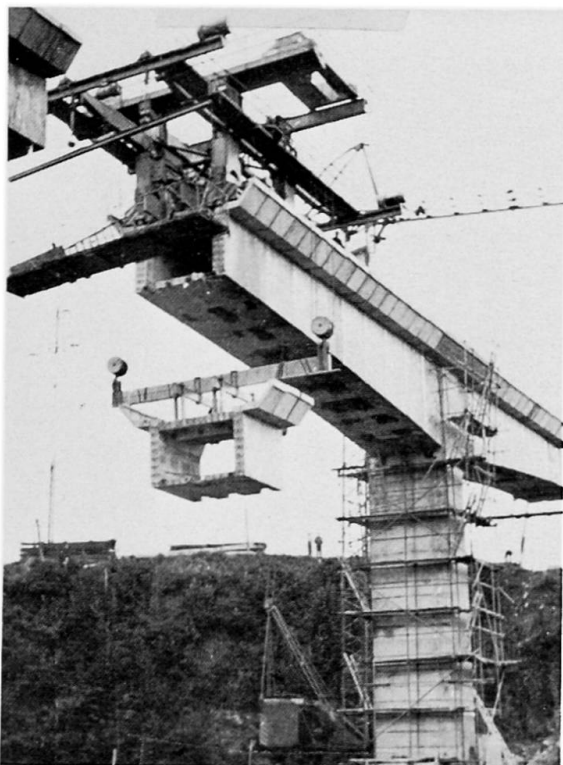


Fig. 10. Single-beam railway bridge at Margecany.

filled with a mix having a high initial strength and could be prestressed after 36 hours.

Although all these bridges were of a predominantly experimental character, the technical results and economies achieved are very favourable. This new method saved an average of about 4 % of the concrete, 10 % of the prestressed reinforcement and a full two thirds of the on-site erection time needed for the well-established and matured technique of cantilever in-site concreting. Some data of the speed of erection - by the first experimental bridges, using cement mortar joints - are shown

in Table 2. The introduction of modified manufacturing and erection processes by bridges, that are built in Czechoslovakia now, such as glued joints, new equipment for mounting of segments with weight till 60 tons, allows to build bridges with more than 120 m spans, with a speed of erection more than 45 linear meters a week, by further cuts of materials and costs.

Table 2: Weekly output by first bridges.

Bridge	Middle span (m)	Weekly output			
		segments average	peak	l.meters of erection average	peak
Sirník	60	2,95	5	8,50	11
Margecany (road)	60	3,43	7	11,45	18
Košické Hámre	77	4,70	8	12,50	18
Margecany (rail)	55	2,50	4	8,05	12

References:

- (1) Borovička, L.: Inženýrské stavby 1962, No. 11, pp. 489-493
- (2) Borovička, L. - Haas, J.: Report to the V.Cs. Conference on Prestressed Concrete, Bratislava, 1965, pp. 255-269
- (3) Borovička et al: Cantilever method of precast prestressed bridges (Report of VUIS Bratislava, 1966)

SUMMARY

Technological and economic studies for the new method of erection of precast prestressed cantilevered bridges in Czechoslovakia were judged. Designs were preceded by experimental and technological research, especially in examining the state of stresses and ultimate bearing ratio of precast prestressed structures composed of elements, under static and dynamic load. Manufacture of hollow segments and processes on sites - incl. the first railway bridge in the world built by this method - are described. Savings of materials and time are mentioned.

RÉSUMÉ

En Tchécoslovaquie, on a étudié la technologie et économie de la construction des ponts en encorbellement aux voussoirs préfabriqués. Les recherches profondes théoriques et technologiques, p.e. les tensions et la capacité portante des poutres expérimentales, composées des voussoirs, ont précédé les travaux de projets. La fabrication des voussoirs et l'assemblage aux chantiers des divers ponts - aussi du premier pont de chemin de fer dans le monde construit par cette méthode - sont décrits. L'économie de matériel et la vitesse des travaux sont mentionnées.

ZUSAMMENFASSUNG

Die technologische und ökonomische Anwendbarkeit des Brückenfreivorbaues mit Fertigteilen in der Tschechoslowakei wurde untersucht. Vor der Ausarbeitung der Projekte wurden verschiedene Fragen der Theorie und Technologie erforscht, insbesondere der Spannungszustand und die Tragfähigkeit der aus mehreren Fertigteilen zusammengesetzten Spannkonstruktionen. Die Herstellung der grossen kastenförmigen Lamellen und deren Montage auf Brückenbaustellen - inkl. der weltersten mit dieser Methode erstellten Eisenbahnbrücke - wird beschrieben. Einige Material- und Zeitersparnisse sind angegeben.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Constructions nouvelles des ponts collés, à membres minces en béton armé

Neue dünnwandige Stahlbetonbrücken mit Klebeverbindungen

New Reinforced Concrete Bridges Made of Glued Thin Elements

E. GUIBCHMAN

D.Sc. Titulaire de chaire des Ponts

Institut des Ponts et Chaussées de

Moscou, URSS

En URSS depuis longtemps on emploie des constructions des ponts en béton armé préfabriqué qui donnent la possibilité d'accélérer le bâtiment, d'industrialiser la fabrication et le montage des constructions.

Simultanément on fait des recherches continuelles de nouvelles solutions constructives qui permettraient d'utiliser plus efficacement les possibilités techniques du béton armé.

Un des moyens de perfectionnement des ponts en béton armé c'est un allègement fort de leurs éléments ce qui peut être atteint par l'utilisation du béton à haute résistance.

Les ciments modernes et les méthodes de la préparation des éléments en béton armé donnent la possibilité de mener leur résistance à 600-800 kg/cm², et à l'avenir proche d'une résistance surpassante de 1000 kg/cm². Une résistance pareille peut être atteinte plus facilement par la fabrication des membres minces en béton armé dans des usines.

L'utilisation des membres minces en béton armé de haute résistance pour les ponts, permet de modifier entièrement leurs formes constructives.

Les constructions nouvelles des ponts en béton armé, élaborées à l'école supérieure des Ponts et Chaussées à Moscou sont

faites des membres de l'épaisseur de 1-3 cm.

Ces membres sont réunis en sections compliqués et en construction complète par collage.

Les éléments qui forment la construction sont: des planches, des triangles, des éléments profilés, fabriqués en béton précontraint, en armociment ou en béton armé habituel.

On choisit la façon d'armer chaque élément, selon les conditions de son travail sous les charges.

Le béton des éléments minces doit être préparé avec du sable aux grains pas plus grands que 3 mm . La proportion du ciment et du sable est 1:1,6 - 1:1,8. La proportion de l'eau et du ciment est 0,35-0,4.

Le béton à petits grains a un module d'élasticité un peu moins, et le fluage un peu plus grand, que le béton usuel de la même résistance. Mais, grâce à la saturation forte par l'armature, le fluage réel des éléments minces arrive à être de peu d'importance.

Les pertes de tension de l'armature à cause du fluage dans les membres minces font 700-1000 kg/cm².

Les éléments minces sont armés par des armatures ordinaires ou pré-tendues de diamètre jusqu'à 5 mm, préférablement en profil périodique. Les éléments en armociment sont armés par quelques couches de filets fins.

Pour réunir les éléments minces on a choisit la glu, basée sur le goudron époxyde.

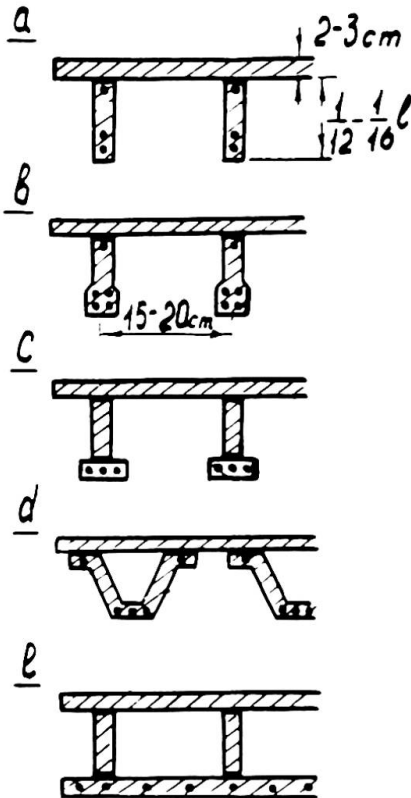
Les surfaces destinées à coller doivent être nettoyées, lavées par l'eau et dégrassées par l'acéthon.

Le collage doit être fait dans des conducteurs spéciaux qui assurent l'observation des dimensions du projet de la construction. Quand la glu est enduite on comprime les joints jusqu'à leur solidification.

Les constructions à membres minces sont proposées pour l'installation d'un tablier léger ou pour la construction entière du pont.

Le tablier en construction mince représente une dalle orthotropique, analogue à celles, employées dans les ponts métalliques.

La dalle supérieure horizontale peut être faite en armociment d'une épaisseur de 2,5-3 cm. Les nervures de la dalle de l'hauteur $\frac{1}{12}$ - $\frac{1}{16}$ de leur travée doivent être installées sur la distance de 15-20 cm l'une de l'autre. Il est commode de fabriquer le tablier en tronçons de montage 1,5-3m de longueur. (Fig.1).



Les nervures doivent avoir une armature prétendue du côté inférieur

Une autre espèce de tablier peut être obtenue si les nervures seront faites en éléments d'armociment courbées par méthode de vibro-courbement. On peut employer aussi une construction du tablier en caisson fermé, composé de membres collés.

Le tablier en membres minces, mis sur les poutres en béton armé de construction ordinaire, doit être enserré dans la zone comprimée, par collage des nervures extrêmes du tablier aux surfaces latérales des poutres principales (Fig. 2, a).

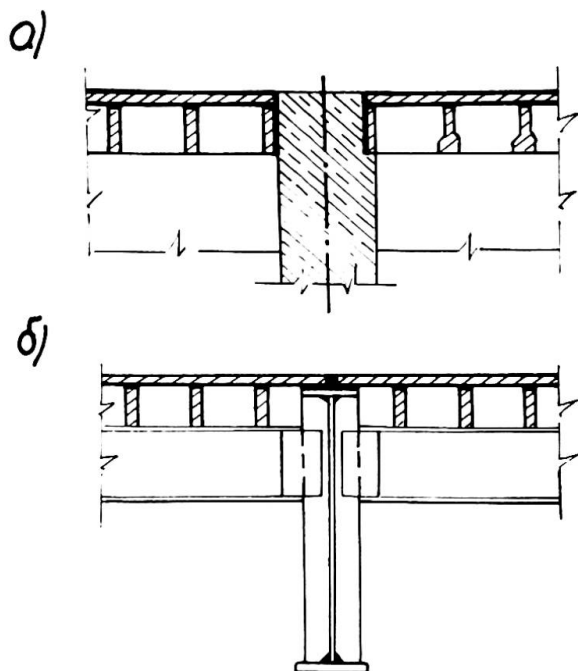
Le tablier en membres minces peut être appliqué aussi ensemble avec des poutres métalliques (Fig. 2, b)

Un propose aussi des dalles collées orthotropiques en béton armé pour des ponts à petites travées.

On pont-passerelle d'une construction pareille est bâti en 1965 à Moscou (Fig 3) Le pont a 4 travées de 11,5 m et une largeur de 3,45 m. Il est composé d'une dalle horizontale d'armociment d'épaisseur de 3 cm, et des nervures supportantes en armociment d'une hauteur de 60 cm. (Fig. 4)

En bas les éléments angulaires forment des canaux pour disposer l'armature pré-tendue.

Chaque travée est composée des trois tronçons, chacun 4 m de longueur. Les tronçons sont réunis par colle époxide avec



l'aide des dalles verticales-transversales, qui servent aussi de diaphragmes.

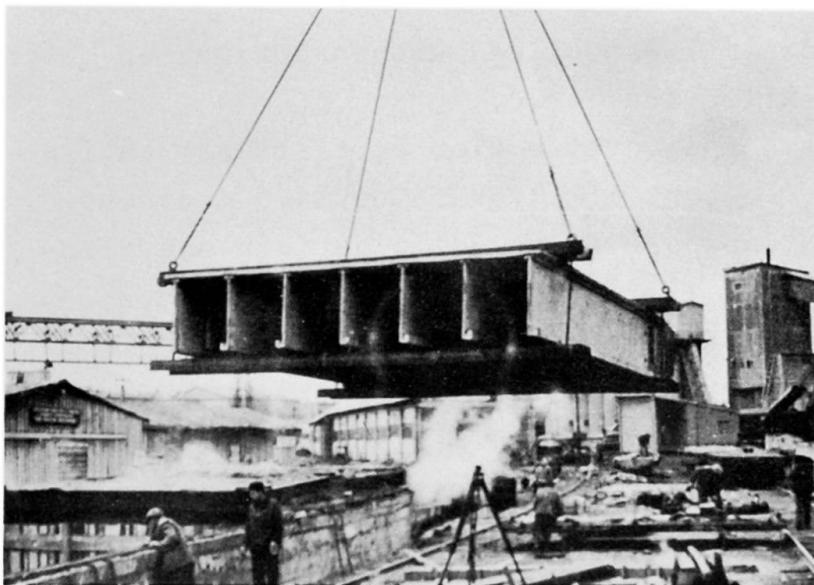
Dans une partie des travées on a appliqué une construction modifiée. Leur dalle supérieure a des renflements, formant des rainures pour le collage des nervures, munies d'une sailli angulaire pour la disposition de l'armature.

Pour des grandes travées on propose des constructions collées à membres minces en béton armé analoguées

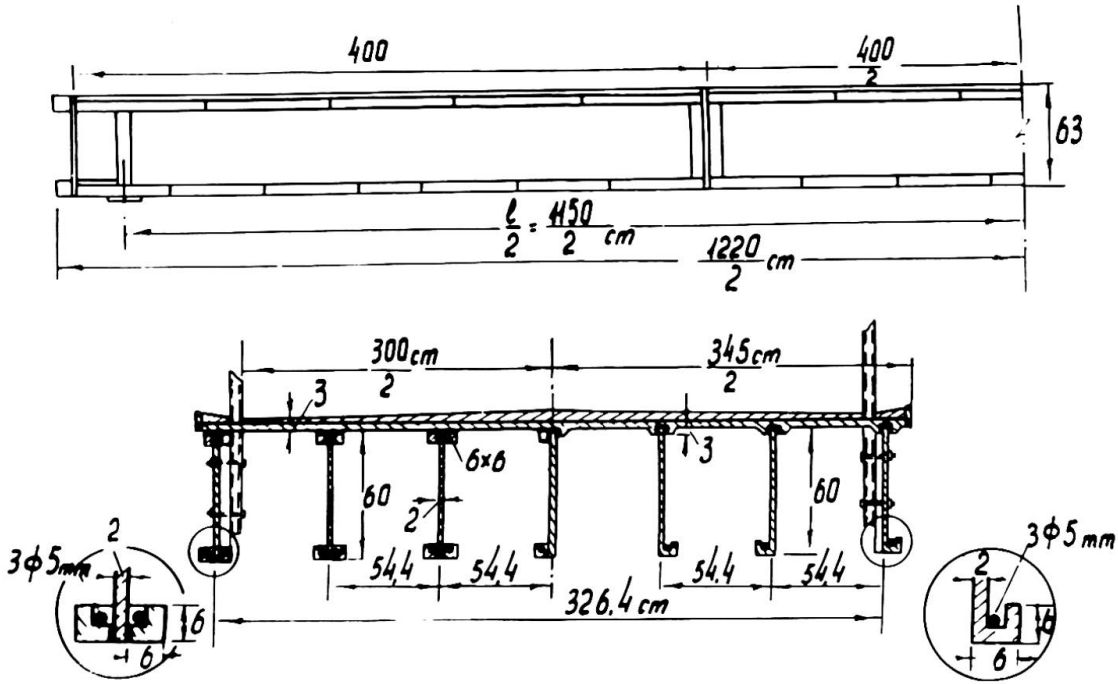
à celles de constructions métalliques, avec une armature prétendue. Cette armature doit être disposée dans des canaux spéciaux, remplis des mortier de ciment, après la contrainte de la construction.

Les élaborations des projets montrent qu'avec des tabliers pareils on peut surpasser des travées jusqu'à 40-60 m les poutres ayant $1/16-1/24$ de leur portée.

Une comparaison technique-économique a montrée, que le volume de béton pour cette construction est de 2,5-3 fois moindre que pour les ponts ordinaires.



Un diagramme montre, (Fig.5) en fonction de la portée (jusqu'à 40 m) le volume nécessaire du béton pour les ponts en construction usuelle, des ponts à dalle orthotropique en béton armé et des ponts entièrement de membres



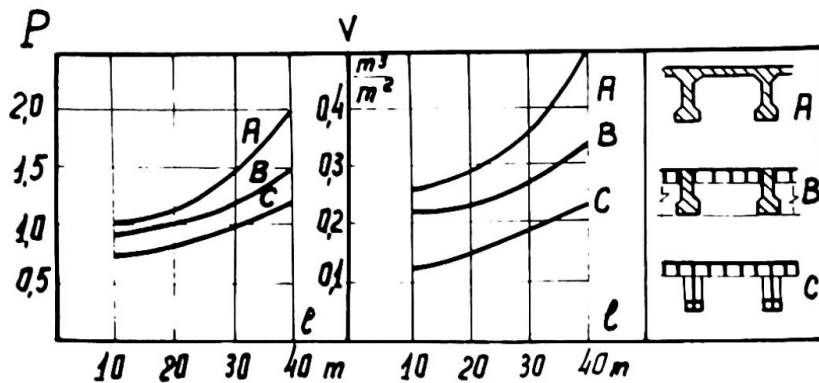
minces.

Une économie d'armature est aussi atteinte. La diminution du poids propre, en comparaison avec les ponts modernes en béton armé, diminue les frais de transport, et facilite le montage des constructions. La valeur des constructions proposées est de 25-40% moins que la valeur des ponts ordinaires modernes.

Des recherches expérimentales des jonctions collées de membres minces en béton armé ont montré une solidité suffisante ayant des bétons de durabilité de 600-900 kg/cm². Des poutres de différentes sections, une dalle orthotropique, et une grande quantité de modèles de différentes liaisons des éléments minces

en béton armé ont été éprouvés.

Comme résultat de ces recherches ont été établies la durabilité, la rigidité, les conditions de la formation des fissures, la dis-



tribution des tensions dans les joints et les poutres collées.

Les déplacements dans les liaisons collées sont insignifiants et influencent peu le travail des poutres. L'effort tranchant entre la membrure et l'âme verticale est près de 0.95 de celui d'une poutre monolithe analogue. La fléxion d'une poutre collée est de 30% plus que d'une poutre monolithe.

La capacité de la portance des modèles éprouvés, a montré une bonne coïncidence avec les données du calcul, et le caractère de la destruction était analogue à la destruction des poutres monolithes.

Les éprouves des modèles collés sous une charge répétée plusieurs fois, ont établies la limite de résistance de cisaillement des joints à 50 kg/cm^2 , ayant l'amplitude du cycle de la charge de 0,5.

Le fluage des joints collés est 1,6-2 fois moins que le fluage du béton à petits grains âgé d'un an.

Outre des recherches laboratoires on a aussi fait des éprouves des tabliers du pont-passerelle décrit plus haut, et d'un bloc de dalle orthotropique, posé dans une rue avec un trafic animé. Les résultats de ces éprouves sont satisfaisants.

Bien que les recherches n'aient pas entièrement révélées les qualités et les propriétés des solutions techniques proposés, mais ces recherches ont définies la possibilité du principe de la création des constructions des ponts en membres minces de béton armé avec des joints exécutés par des colles polymériques.

L'application de telles constructions doit ouvrir de larges perspectives et des possibilités dans la création des nouvelles formes efficaces des ponts-routes en béton armé.

RÉSUMÉ

Les nouvelles constructions des ponts collés de membres minces en béton armé sont proposées sur la base des recherches, élaborées à l'école supérieure des Ponts et Chaussées à Moscou.

Les éléments minces, qui forment la construction, sont fabriqués en béton précontraint, armociment ou béton armé habituel, et réunis par collage.

Les résultats des recherches laboratoires et des éprouves du pont-passerelle bâti en 1965 sont satisfaisants.

ZUSAMMENFASSUNG

Die neuen Konstruktionen von dünnwandigen verklebten Stahlbetonbrücken sind in der Moskauer Hochschule für Autobahnwesen ausgearbeitet worden.

Dünnwandige Elemente der Brückenträger werden aus vorge - spanntem Stahlbeton, Armozement, oder aus gewöhnlichem Stahlbeton mit Klebeverbindungen hergestellt.

Die durchgeführten Forschungen und Versuche einer im 1965 errichteten Fussgängerbrücke haben gute Erfolge gegeben.

SUMMARY

The new reinforced concrete bridges made of thin elements with glued connections are proposed in the results of research work carried out in the Moscow Automobile and Road Construction Institute.

Thin elements, which form the construction, are made of reinforced concrete, armozement, or usual reinforced concrete-glued together.

The results of laboratory experiments and tests of the pedestrian bridge built in 1965 are satisfactory.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVa

Possibilités de réalisation d'un pont en arc en béton d'une portée de 320 m, composé d'éléments préfabriqués et assemblé en porte-à-faux prévu pour l'exécution du pont à Dubrovnik

Studien über die Erstellung einer Betonbogenbrücke von 320 m Spannweite aus vorfabrizierten Elementen, im Freivorbau zusammengesetzt, für eine Brücke in Dubrovnik

Designing a Concrete Arch Bridge (Span 320 m) with Prefabricated Elements Assembled in Cantilevered Construction, to be built in Dubrovnik

Prof. BRANKO ZEŽELJ, Ing.Civ.

Membre de l'académie des Sciences de Serbie
Président du Conseil Scientifique de l'Institut
d'Essais des Matériaux de Belgrade

1. Introduction

La préfabrication et le montage deviennent d'année en année de plus en plus l'impératif de tout progrès dans les constructions en béton pour n'importe quel genre d'ouvrages, y compris les ponts de plus grande portée. Toutefois, la construction de ponts en poutre est en plus grand progrès que celle de ponts en arc. Cependant, l'idée de la possibilité d'application de la préfabrication dans la construction de plus grands ponts en arc a trouvé en Yougoslavie un développement ultérieur, en s'appuyant sur l'expérience acquise au cours de la construction du pont en arc sur le Danube, près de Novi Sad, qui fût l'objet d'une communication que nous avons présentée à Stockholm (au Sixième Congrès - Rapport final page 342) et dont l'échafaudage en arc de béton (fig.1) de 108 m de portée a été composé d'éléments préfabriqués et montés en porte-à-faux à l'aide de suspentes obliques. En se tenant aux mêmes principes, l'auteur a élaboré un projet pour la construction d'un pont en arc à Dubrovnik, de 320 m de portée, dont l'exécution est en attente.

Quoique à première vue l'idée puisse sembler trop audacieuse, toutes les phases de l'exécution de ce projet nous semblent réelles et réalisables, le poids des éléments, les intensités des forces dans les suspentes et, en général, la complexité des opérations ne sortant pas du cadre des proportions habituelles. Au contraire, ce que le projet demande à titre d'investissements pour les grues et l'autre équipement n'est ni exagéré ni trop complexe. L'équipement est en majeure partie usuel et peut être utilisé aussi à d'autres travaux. Les investissements plus grands en acier pour les suspentes sont compensés par l'utilisation du même acier en majeure partie pour la précontrainte du tablier du pont même et pour d'autres ouvrages.

Ce qui nous rassure encore d'avantage dans notre conviction d'être sur la bonne route, c'est en premier lieu notre assurance d'ingénieur que les opérations envisagées ne cachent ni de quantités indéterminées ni de risques. A chaque instant le montage se développerait sous notre plein contrôle, en admettant des corrections sous la conduite la plus précise.

Comme nous allons le voir ci-après, l'application du procédé en porte-à-faux aux ponts en arc de cette nature est non seulement possible, mais aussi justifiée pour des raisons d'économie et réalisable dans la construction même de ponts de la plus grande portée.

Dans le présent rapport, nous n'avons pas traité les problèmes de la construction du pont même, mais nous avons exposé seulement l'idée réalisée dans la partie du projet se rapportant à l'exécution de l'arc et nous espérons que cela aura de l'intérêt pour le Congrès.

2. Construction du pont

Le pont enjambe le bras de la mer devant l'embouchure de la rivière de Dubrovnik. C'est un pont-route d'une longueur totale de 490 m (fig.2), comportant un arc de 320 m de portée et une flèche de 40 m. La largeur du tablier est de 12,30 m, avec une chaussée de 9 m et des trottoirs de 2 x 1,50 m.

Les bords sont composés de calcaire d'une compacité non tout à fait parfaite. Le fond du lit rocheux descend obliquement aux profondeurs de plus en plus grandes. Il est couvert d'une couche d'alluvion inerte. La profondeur d'eau dépasse 30 m.

La grande portée de l'arc a imposé le choix d'une construction aussi légère que possible pour le tablier et pour les poteaux. La construction du tablier est en forme de caisson, muni de poutres dans les deux directions. Le tablier est préfabriqué en pièces de 20 x 10 m ayant un poids de 160 t. Les poutres longitudinales en béton précontraint sont continues. Après leur mise sur les poteaux on réalise leur continuité.

Les charges horizontales sont reprises par le tablier, conçu comme une poutre d'une portée de 200 m, posée horizontalement et précontrainte, ayant une section en caisson, et encadrée en deux endroits: au milieu de l'arc et dans les culées respectivement dans les bords rocheux. A une distance de 40 m des culées, le tablier est pourvu d'articulations.

Les poteaux ne reprennent pas les charges horizontales. Ils sont d'une section circulaire et leur épaisseur dépend de leur longueur qui atteint au maximum 35 m à un diamètre de maximum 1,10 m. Ils sont préfabriqués en une pièce de 80 t.

L'arc est encadré, avec surbaissement de 1:8, sa section, en forme de caisson, est d'une hauteur variable allant de 5.00 m à la clef jusqu'à 3,80 m aux naissances. Sa largeur est de 10 m, sauf dans la zone des naissances où elle augmente à 14 m. L'épaisseur des dalles supérieure et inférieure varie de 35 à 60 cm. Les voiles longitudinaux ont une épaisseur constante de 25 cm. Dans la partie des naissances on forme graduellement encore deux voiles longitudinaux. La tension maximum à l'angle de la section transversale de l'arc est de 180 kg/cm². La sécurité contre le flambement de l'arc atteint: dans le plan de la construction $n = 15$, et perpendiculairement $n = 23$.

Les parties de l'arc aux naissances sont bétonnées sur place dans une longueur de 45 m. La partie centrale est préfabriquée et montée par le procédé en porte-à-faux. Au cours du montage la partie de 242 m de l'arc s'appuie sur des articulations provisoires. Après l'assemblage, l'arc est laissé ouvert pendant un certain temps sous l'action de vérins hydrauliques.

3. Procédé d'exécution

Il est difficile de prévoir la portée maximum jusqu'à laquelle on peut appliquer le procédé en porte-à-faux. La forme de l'arc, la composition et la nature du sol, ainsi que d'autres conditions y jouent un grand rôle. Du point de vue de la technique, il est possible de réaliser dans les suspentes chaque valeur de la précontrainte, mais il est raisonnable de se limiter à une valeur appropriée. Etant donné que les dimensions de ce pont battent le record, il fallait diminuer la valeur des forces dans les suspentes. Plusieurs solutions ont été essayées en changeant la position et la hauteur de la palée, de même que les pentes et les emplacements des ancrages des suspentes.

La solution choisie (fig.3) prévoit que les palées soient placées dans le lit pour diminuer la portée de la partie préfabriquée de l'arc, en y tenant à réduire au minimum les dépenses de fondation, des palées et des suspentes obliques.

Les parties de l'arc entre les culées et les palées sont bétonnées sur place, sur un échafaudage composé de poutres en acier, utilisées plusieurs fois d'un et de l'autre côté. Un poteau en béton, placé dans l'axe de la palée mais séparé d'elle, soutient cette partie initiale de l'arc à l'aide de vérins hydrauliques. Aux extrémités de cette partie de l'arc, à l'intérieur de la section, on forme des appuis articulés provisoires en acier qui s'appuient sur l'arc à l'aide de vérins plats hydrauliques. Les murs obliques de ces appuis se composent des mêmes poutres qui ont servi d'échafaudage pour le bétonnage de l'arc et elles restent en fonction jusqu'à la terminaison de l'arc.

La partie de l'arc, à partir de ces articulations jusqu'à la clef, est réalisée en éléments préfabriqués, montés en porte-à-faux et accrochés aux suspentes qui s'appuient sur les palées en béton.

Les suspentes extérieures - contre-suspentes - sont ancrées fixement dans les culées et elles sont mises en place en même temps. Elles sont composées de torons, ayant la capacité d'une charge de service de 210 t, qui, au sommet des palées sont fournis de fuseaux en acier pour régler les forces en eux. Progressivement et synchroniquement avec l'augmentation des forces dues à l'accrochage de l'arc au cours du montage, on effectue la mise en tension ou le relâchement des contre-suspentes.

Les suspentes intérieures (fig.4) ont des fonctions plus complexes: les suspentes principales sont prévues pour chaque troisième section, correspondant à 21 m de l'arc. Cependant, après le montage mais avant la pose de l'élément suivant, il est nécessaire de soutenir par la suspente chaque section de la longueur d'environ 7 m et d'un poids d'au plus près 220 t. Pour cela on utilise des suspentes auxiliaires. Dès qu'une suspente principale est posée, on enlève les suspentes auxiliaires que l'on avance pour en faire usage dans la nouvelle phase composée de trois sections. Les suspentes auxiliaires se composent de torons d'une charge de service de 70 t et elles sont d'une longueur suffisante à pouvoir atteindre les dernières sections à la clef

de l'arc. Elles sont pourvues de fuseaux au sommet de la palée. Quand une section de la longueur de 7 m est mise en place et les joints sont terminés, on enfile les suspentes auxiliaires par les trous prévu du côté supérieur de l'élément et on bloque les cônes d'ancrage du côté inférieur. La mise en tension et le relâchement des suspentes auxiliaires s'effectue à l'aide de fuseaux du sommet de la palée.

Après le montage de la troisième section d'une phase, on la soutient de chaque côté par les suspentes principales qui se composent de deux ou trois torons d'une charge de service de 210 t. La mise en tension s'effectue à l'aide du fuseaux au sommet de la palée, tandis que chaque toron a un ancrage fixe à l'extrémité inférieure.

Dans le sens transversal chaque section est composée de 3 éléments d'une largeur égale. Les jonctions sont prévues aux axes des voiles longitudinaux intermédiaire, de sorte que, lors de la préfabrication, chaque élément a des voiles longitudinaux d'une épaisseur de 12 cm. Au cours du montage, on forme entre les voiles longitudinaux des joints de 2 cm, remplis par du mortier au ciment, puis précontraints avec des cables passant dans les dalles supérieure et inférieure, ainsi que dans les voiles transversaux. De cette manière on obtient un ensemble solide de trois éléments préfabriqués.

Les joints de montage dans le sens transversal sont prévus aux axes des voiles transversaux. Chaque élément préfabriqué comprend une demi-épaisseur du voile transversal, c'est-à-dire 12 cm. Les joints de 1 cm sont remplis par une émulsion colloïdale en ciment.

Au cours du montage, les éléments préfabriqués sont posés à leur place d'une manière précise à l'aide de boulons coniques et fixés par des vis passant à travers des cornières, auxquelles l'armature longitudinale inférieure est soudée, présentant en même temps sa connexion. Les joints de l'armature longitudinale supérieure sont effectués par soudure.

Les éléments sont bétonnés sur les bords et sur les plateaux de travail au niveau de la chaussée, sous une grue portique. Les éléments de l'arc sont bétonnés d'une façon continue, c'est-à-dire qu'au cours du bétonnage la section suivante s'appuie sur la section précédente en même temps dans toute la largeur de l'arc. Les jonctions des voiles transversaux et longitudinaux sont contreplaqués (10 et 20 mm). Les éléments du poids de 70 à 80 t sont transportés par des chariots sur rails jusqu'à la palée, où ils sont repris par une grue qui les fait descendre au niveau de l'arc et les pose sur un autre chariot, tiré par des cordes sur rails le long de l'axe de l'arc. Graduellement avec l'avancement du montage, une autre grue se déplace au bout de la partie de l'arc déjà montée. Cette grue est du type derrick double, ayant une capacité de 40 t à chaque flèche. Chaque élément est transporté jusqu'au bout le long de l'axe de l'arc, où il est repris par les derricks et porté à sa place définitive.

Au montage des derniers éléments à la clef, leurs poids fait naître des forces importantes aux suspentes, à la palée et aux contre-suspentes. De ce fait l'ordre de montage de la dernière phase à la clef est changé. En partant du bout de la phase avant-dernière, il faut monter d'abord les éléments médians en utilisant au cours de cette opération seulement les suspentes auxiliaires. Dès que le contact des deux parties à la clef est établi

par leur milieu seulement, on pose immédiatement les vérins hydrauliques en appliquant les forces horizontales. Ce n'est qu'alors que l'on procède au montage des éléments latéraux. Les joints longitudinaux ne sont remplis qu'après l'application de la force horizontale aussi dans les éléments latéraux. Quand les déformations s'égalisent, on renferme les derniers joints longitudinaux par la précontrainte transversale.

L'application des forces horizontales à la clef est liée au réglage des forces dans les suspentes et dans les contre-suspentes. A chaque phase d'augmentation de la force à la clef, il faut vérifier la ligne de pression et l'état des tensions dans l'arc.

Après la fin du montage et après l'application des forces horizontales, il est possible de régler au besoin encore une fois quelque peu la position des appuis provisoires à proximité des palées. Ceci peut se faire à l'aide de vérins hydrauliques, appuyés sur le poteau et par l'action des suspentes sur les palées. La position des articulations une fois réglée, on procède à la soudure de l'armature, puis on bétonne les joints, après quoi on démonte les articulations.

L'arc achevé reste ouvert encore pendant un certain temps, soutenu par les vérins hydrauliques à la clef pour éliminer autant que possible les influences dues au retrait et au fluage.

La sûreté de la conduite précise du montage est sans doute une question très délicate qui exige qu'on prévoit dans le projet la possibilité de régler et de corriger à temps la position de chaque élément séparément, ainsi que de l'arc dans son ensemble. La position exacte du niveau des éléments en contact à la clef peut être réalisée sans difficultés par le raccourcissement ou le prolongement des contre-suspentes; dès le commencement du montage il faut suivre et ajuster la coïncidence de l'axe de l'arc dans le plan horizontal. Cela est possible à réaliser parce que les articulations provisoires s'appuient sur l'arc par l'intermédiaire d'un nombre de vérins plats. Le commencement même du montage est essentiel pour établir la direction exacte. En ce qui concerne les éléments, on peut régler leur position réciproque en utilisant les jonctions entre eux. C'est la position de l'élément médian qu'il faut régler d'abord exactement et en correspondance avec celle-ci on arrange les éléments à côté. Au cours du montage, deux plaques supplémentaires en béton d'environ 140 x 140 x 10 mm sont insérées en bas entre les éléments pour transmettre la pression. En variant l'épaisseur des plaques et en ajustant les joints au moyen de vis il est possible de régler la position de chaque élément avec précision. La stabilité de l'ensemble de ce dispositif de suspension est assuré par le coefficient $n = 1,7$.

4. Construction des palées

Les palées sont en forme d'un portique en béton armé de la section de 180 x 200 cm, la hauteur étant de 49 m jusqu'au niveau de la chaussée et de 28 m au-dessus de la chaussée. Les poteaux sont reliés par deux poutres transversales au niveau de la chaussée et à leur sommet. La charge maximum verticale, dues aux suspentes, est de 4.300 t. La tension maximum dans le béton est de 130 kg/cm². Les poutres transversales au niveau de la chaussée sont liées à la construction du pont, tandis que les poteaux sont séparés d'elle. Les poteaux ont une section réduite au niveau de la chaussée, de sorte que la partie supérieure de la palée se comporte comme une pendule. La fondation est prévue sur une roche calcaire.

5. Exécution des poteaux et du tablier

Les poteaux sont bétonnés sur le terrain, en position horizontale, tout près de leur place définitive. Le montage des poteaux s'effectue avec les derricks, soulevés du terrain sur un échafaudage provisoire.

Le tablier - sans trottoirs - est préfabriqué en une pièce de 20 x 10 m et précontraint sur le plateau de travail. Cette pièce de 160 t est montée sur les poteaux à l'aide d'un treillis qui s'appuie sur les poteaux mêmes. La continuité du tablier est réalisée ultérieurement par la précontrainte.

L'exécution de la partie du tablier jusqu'à la palée est réalisée avant le montage de l'arc. Le reste du tablier est achevé de la même manière dès que l'arc est serré à la clef.

6. Avantage économique du procédé

Préalablement le projet a été élaboré en variante d'exécution de l'arc sur un échafaudage fixe. L'analyse des deux variantes nous a permis de comparer l'effet économique des procédés appliqués.

L'échafaudage se composait de trois arcs en béton préfabriqués, appuyés sur deux piles, fondées sur des pieux Benoto. Ils n'avaient à porter que 40% du poids total de l'arc et se distinguaient par leur économie. Néanmoins le coût de l'échafaudage, par rapport au coût total du pont s'élevait à 32% - sans compter le prix du coffrage.

Par le procédé en porte-à-faux on réalise une économie assez sensible. Le remplacement de l'échafaudage (32%) n'exige que 25% du coût total du pont, y compris l'équipement complet et l'appareillage nécessaire: rails, chariots, grues, etc. Une partie considérable de ces investissements peut être utilisée ailleurs.

Ces données prouvent que la construction en porte-à-faux est justifiée aussi pour des ponts en arc de plus grandes portées.



Fig. 1

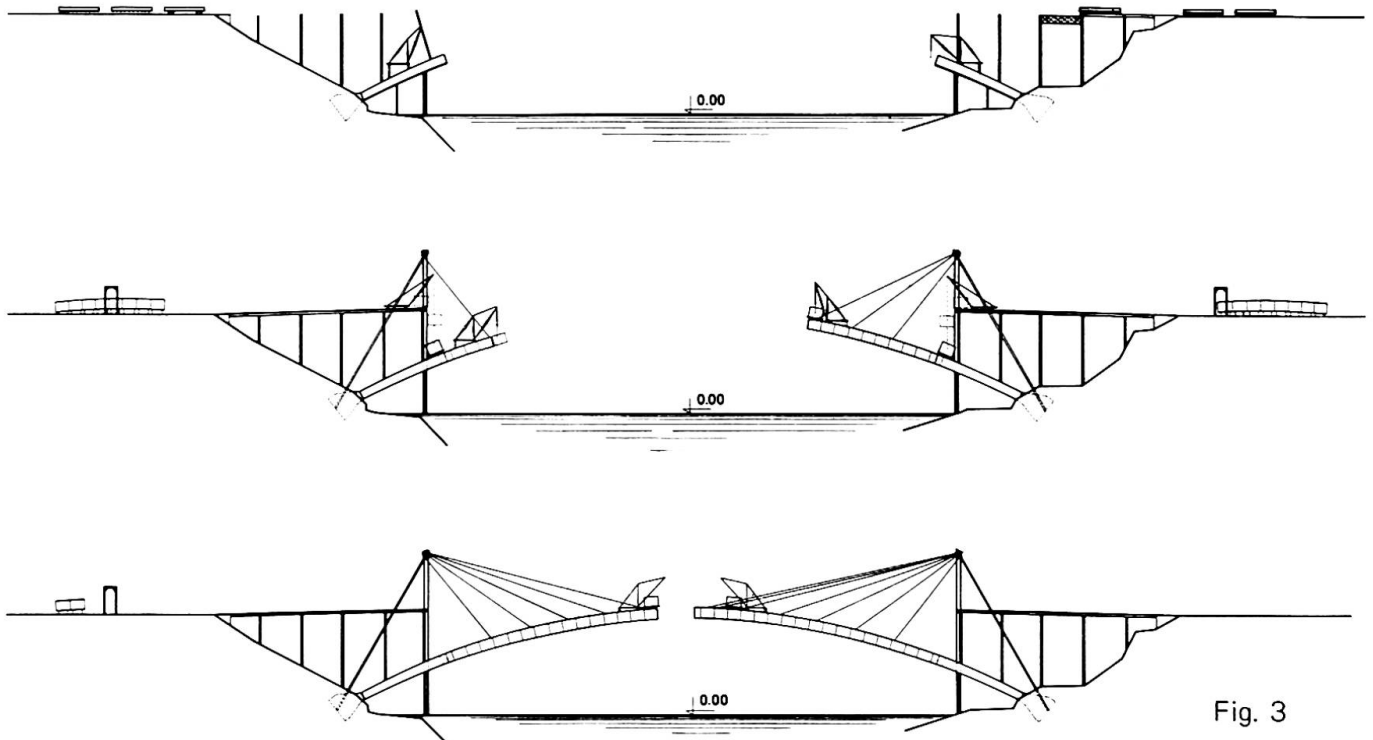


Fig. 3

RÉSUMÉ

On expose l'idée de la construction d'un pont-en-arc en béton d'une portée de 320 m. La partie moyenne (242 m) se compose d'éléments préfabriqués aux bords au niveau de la chaussée. Les éléments de cca. 80 t sont divisés par des joints longitudinaux et transversaux. Après transport sur chaussée et arc, ils sont mis en place par une grue derrick, fixés d'abord par des boulons et puis accrochés aux pylônes de béton par des suspentes. A la clef on monte d'abord les éléments médians. Au cours du montage les parties suspendues s'appuient sur des articulations provisoires en acier.

ZUSAMMENFASSUNG

Erläutert wird der Bau einer 320 m Bogenbrücke aus Beton. Der mittlere Teil von 242 m besteht aus Elementen, die am Ufer auf der Höhe der Fahrbahn vorgefertigt werden. Sie werden durch Längs- und Querfugen getrennt. Nach der Ueberführung über die Fahrbahn und den Bogen werden sie mit einem Derrick-Kran auf ihren Platz gebracht, zuerst mit Bolzen befestigt und dann mit Spanngliedern an den Betonpylonen aufgehängt. Am Scheitel werden zuerst die mittleren Elemente montiert. Die aufgehängten Teile stützen sich während der Montage auf provisorischen Stahlgelenken.

SUMMARY

The idea of the construction of a 320 m span arch bridge in concrete is presented. The 242 m middle part is composed of elements precast on the river banks at the carriageway level. The elements (of about 80 t) are separated by longitudinal and transversal joints. Hauled on the carriageway and the arch, they are lowered to their platform by a derrick crane and fixed by bolts and attached to concrete towers by slings. Near the crown the middle part is mounted first. In assembling the suspended parts lean against provisional steel joints.

Etude expérimentale d'un nouveau type de pont suspendu

Untersuchungen an einem neuen Hängebrückentyp

Experimental Model Tests for Design of a New Type of Suspension Bridge

MARIA EMILIA CAMPOS E MATOS

Mozambique

1 - INTRODUCTION

La structure du pont sur le Zambèze, à Tête, correspond à une nouvelle conception de pont suspendu, dont son auteur, le Professeur Edgar Cardoso, définit le fonctionnement en le synthétisant selon les considérations suivantes:

"De ce que l'on connaît du fonctionnement structural des ponts suspendus, des détails de leurs éléments constitutifs et des procédés d'exécution et, d'un autre côté, de l'avance de la technique du précontraint au cours des dernières années, on est arrivé à concevoir une structure entièrement auto et précontrainte, formée par un ensemble de câbles tendus, constituant une succession de mailles triangulaires, tétraédriques ou pyramidales interreliées. De cette interliaison résulte une espèce de poutre "spatiale" continue, que l'on peut dire exclusivement formée de câbles tendus à l'exception des poutres transversales d'appui du tablier, et qui est pratiquement insensible aux variations terminales, relativement aux efforts dans les tirants de suspension, donc apte à supporter les sollicitations de travail et du vent."

A la faveur de circonstances favorables, est en construction au Mozambique, pour la première fois, un pont de ce genre; innovation technique, autant par la façon dont sont utilisés les câbles de rigidité précontraints qui substituent les poutres de rigidité des ponts suspendus conventionnels, que par le système de contreventement transversal imaginé.

Le pont est implanté sur la Route Nationale de Tête au Nyasaland, sa culée de rive droite jouxtant la Forteresse de la ville.

Le pont traverse les 720 mètres de largeur du fleuve, avec ses trois travées centrales de 180 mètres et deux latérales de 90 mètres. La largeur totale du pont est de 11,20 mètres, avec une chaussée de 7,20 mètres et deux trottoirs latéraux de 2 mètres chaque.

La structure n'a pas, comme les ponts suspendus classiques, des poutres longitudinales de rigidité. Ces poutres sont remplacées par deux câbles précontraints qui suivent une courbe rasante, parallèle à la route. Ces câbles de rigidité, avec la série des

tirants de suspension et les câbles funiculaires, constituent dans leur ensemble une structure triangulée tendue, qui permet de donner au pont un travail mixte de poutre continue et de pont suspendu.

A l'exception des câbles, toute la structure est en béton, le tablier étant en précontraint et les tours et attaches en béton armé.

Le tablier est constitué de tronçons indépendants, de 10 mètres de long, appuyés sur les poutres transversales avec libre dilatation, à l'exception de deux de leurs points situés selon une diagonale pour que les tronçons du tablier fonctionnent de "diagonales", les poutres transversales de "montants" et les câbles précontraints de "ailes". Les tronçons du tablier sont formés d'une série de poutres longitudinales précontraintes, reliées transversalement par la dalle et par des traverses fluctuantes.

Les quatre tours sont en béton armé, chacune constituée par deux colonnes reliées à leur partie supérieure par un système de contreventement transversal. Au-dessous du tablier, les deux colonnes de chaque tour prennent appui sur base commune, appuyée à son tour sur des cylindres de fondation, descendus par "havage".

Les culées sont également en béton armé, formant une espèce de caissons contreventés intérieurement. Les diagonales de traction sont en béton précontraint.

Le présent rapport a trait à certaines études expérimentales faites au Laboratoire d'Essais de Matériaux et de Mécanique du Sol, de Mozambique, sur un modèle du pont à l'échelle 1:50, soit d'une longueur totale de 14,40 mètres.

2 - DIMENSIONNEMENT DU MODÈLE

Pour fixer l'échelle du modèle, nous avons voulu que les éléments structuraux aient des dimensions suffisantes pour pouvoir représenter avec exactitude les éléments correspondants du prototype et que l'on puisse utiliser comme câbles des fils d'acier ayant des propriétés mécaniques identiques à celles des aciers des câbles réels.

Le modèle du pont, à l'échelle 1:50, a trois portées centrales de 3,60 mètres chacune et deux portées extrêmes, chacune de 1,80 mètre. La largeur du tablier, entre les tirants de suspension est de 22,4 centimètres. Les tours centrales mesurent au-dessus de leur base 69,7 centimètres et les tours latérales 65,7 centimètres. La hauteur de toutes les tours, au-dessus du tablier, est de 59,2 centimètres.

Nous avons déterminé les valeurs des forces des différents systèmes de sollicitation de façon que les tensions développées dans les câbles funiculaires, tirants de suspension et câbles précontraints du modèle, soient égales aux tensions produites dans les mêmes éléments de la structure réelle par les sollicitations correspondantes. Procédant ainsi, nous avons maintenu les conditions de similitude mécanique du modèle et du prototype, même pour des déformations du même ordre de grandeur que celles qui se produisent dans les ponts suspendus conventionnels.

Dans la figure 1 on présente le dimensionnement du modèle.

- TABLIER - Le tablier du pont est constitué par des tronçons de béton précontraint de 10 mètres de long, appuyés sur des poutres métalliques et fixés à celles-ci selon une diagonale, de manière à permettre la libre dilatation du pont dans la direction transversale sans perte de stabilité structurale. Dans le modèle, les poutres transversales ont été représentées par des pièces d'acier

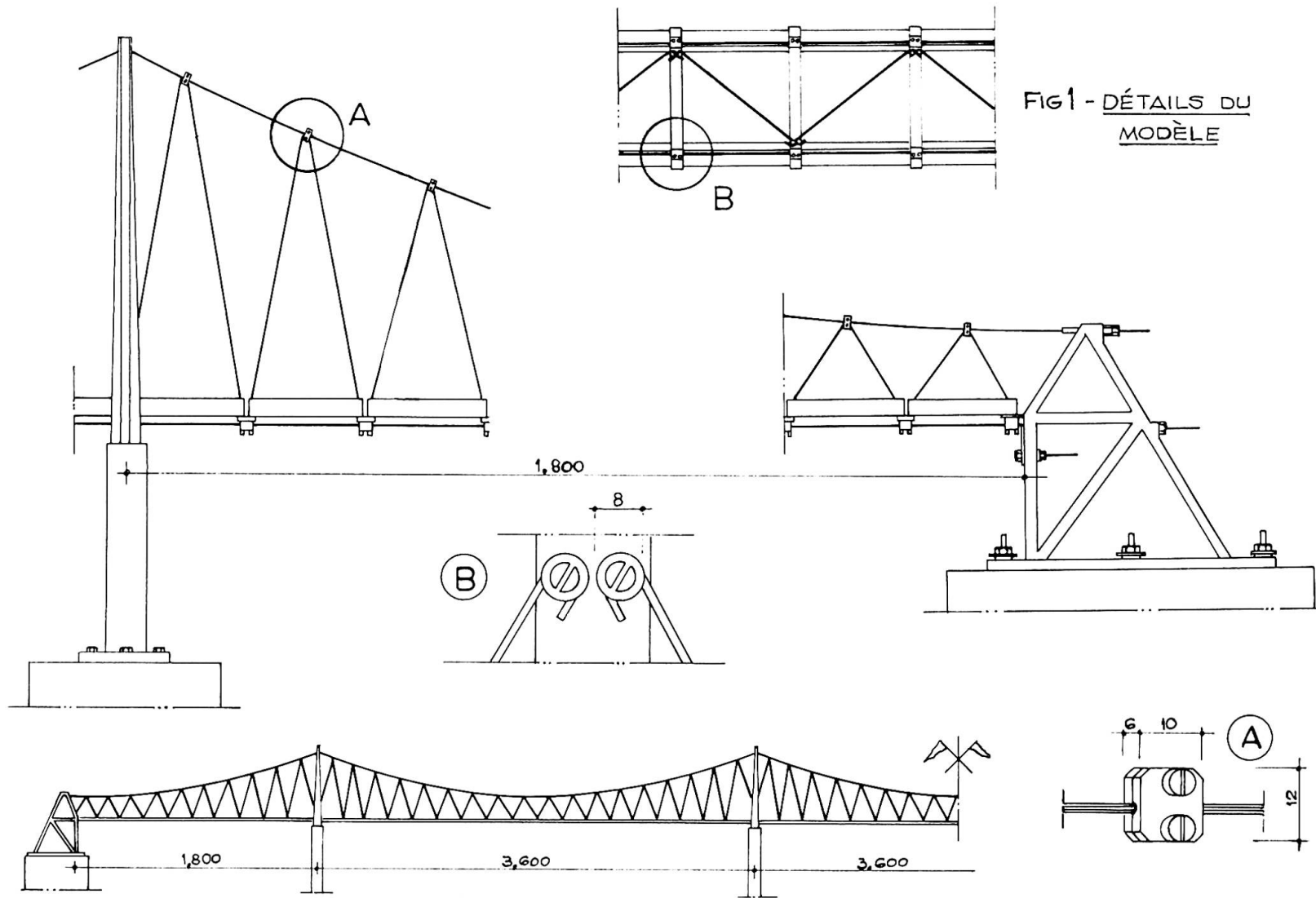
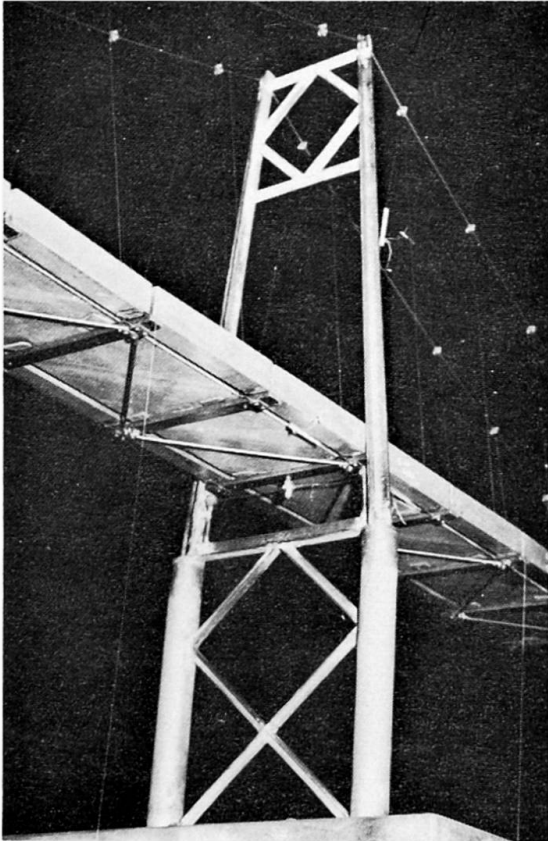


FIG1 - DÉTAILS DU
MODÈLE



à l'échelle choisie, et le tablier a été remplacé par des crochets d'acier qui les relient sur des diagonales consécutives. Les poutres transversales sont pourvues de dispositifs d'amarrage étudiés en vue d'assurer, sous la face inférieure, l'attache des câbles de rigidité et, sur la face supérieure, celle des tirants obliques de suspension.

- CABLES FUNICULAIRES, TIRANTS DE SUSPENSION ET CABLES DE RIGIDITÉ - Tous les câbles furent représentés dans le modèle par des fils d'acier spécial, de diamètre convenable.

L'attache des câbles funiculaires et des tirants obliques de suspension fut l'objet de soins particuliers, afin de garantir que les systèmes triangulaires du modèle soient parfaitement semblables à ceux du pont, lorsqu'ils sont sollicités dans les mêmes conditions. Comme avant le montage des câbles leur propre poids

n'agissait pas, il fallut leur donner des longueurs telles que, après qu'ils supportent le tablier et les charges correspondantes à leur propre poids, ils définissent exactement la géométrie du système du projet, ce qui a été vérifié après avec grande précision.

- TOURS - Les quatre tours du pont sont en béton armé. Cependant, dans le modèle, nous avons construit les tours en tubes d'acier, et en profilés avec rigidité équivalente. Toutes les tours ont été essayées avant le montage du modèle. Les essais consistèrent à mettre la tour en position horizontale, parfaitement encadrée dans la base et leur appliquer des forces distribuées au long de la poutre de couronnement, en mesurant les déplacements correspondants.

- CULEES - Les culées du modèle ont, au-dessus du tablier, une configuration semblable à celle du prototype. La partie inférieure a été dimensionnée de façon à constituer un système rigide, donc pratiquement indéformable, tant pour les déformations longitudinales, que transversales ou de torsion.

Des dispositifs spéciaux ont été prévus dans les culées, tant pour l'ajustement des câbles funiculaires, que pour la mise en traction des câbles de rigidité.

Les tours et les culées ont été placées dans leurs positions avec le plus grand soin, en vérifiant tous les alignements avec un niveau de haute précision.

3 - RELATIONS DE SIMILITUDE

Le modèle a été construit à l'échelle 1:50. Cependant, pour réduire légèrement les valeurs des charges équivalentes aux charges permanentes et aux surcharges, sans altérer l'échelle des tensions, les câbles ont été représentés avec la moitié des sec-

tions correspondant à la similitude géométrique et les tours furent construites avec des moments d'inertie également dans le même rapport.

Ainsi peut-on déterminer les déplacements et les tensions de la structure réelle à partir des valeurs observées sur le modèle grâce aux rapports:

- déplacements linéaires - $d_p = 50 d_m$
- déplacements angulaires - $\alpha_p = \alpha_m$
- tensions - $\sigma_p = \sigma_m$

ou les indices m et p désignent respectivement le modèle et le prototype.

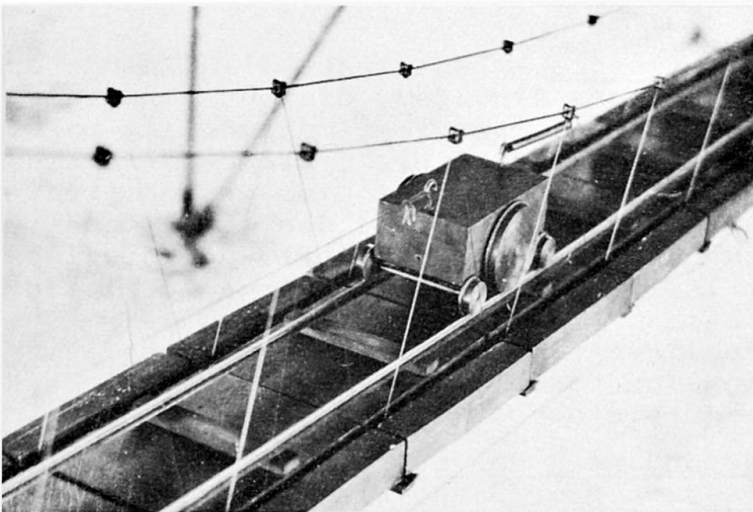
Pour obtenir les déplacements et les tensions à ces échelles, nous avons utilisé des sollicitations qui satisfaisaient aux rapports suivants:

$$F_m = \frac{F_p}{2\lambda^2} = \frac{F_p}{5000}$$

$\frac{1}{\lambda}$ représente l'échelle du modèle.

4 - SYSTEMES D'APPLICATION DES SOLLICITATIONS

- CHARGES PERMANENTES - La charge permanente correspondant au propre poids de la structure et aux autres charges permanentes, a été constituée par des poids de plomb uniformément distribués sur le tablier.



Nous avons placé trois blocs de plomb par tronçon de 20 centimètres de tablier, appuyés sur deux poutres transversales consécutives. La dimension des poids a été choisie de façon qu'il soit possible de les placer sur le tablier parfaitement séparés les uns des autres, appuyés sur des cales de caoutchouc pour ne pas modifier la rigidité de la structure et pour garantir que la sollicitation

qu'ils représentent agisse sur le modèle, dans les mêmes conditions que le poids réel agira sur la structure du prototype. On les a également dimensionné de façon qu'ils aient tous la même hauteur.

La charge permanente par tronçon étant d'environ 80 tonnes, la charge équivalente appliquée au modèle était de 16 kg, que l'on obtint, ainsi qu'on l'a vu, avec des parallélépipèdes de plomb couvrant pratiquement toute la largeur du tablier et ayant 35 millimètres de haut (hauteur qui correspond à une épaisseur acceptable du tablier). Si l'on avait adopté une rigidité proportionnelle à l'échelle 1:50, les charges à appliquer seraient doubles et, par conséquent, les blocs de plomb qui les représenteraient devraient avoir le double de la hauteur de ceux-ci, ce qui conduirait à une hauteur exagérée qui risquerait d'avoir une influence sur la déformation transversale ou de torsion du tablier.

- SURCHARGE MOBILE CONCENTRÉE - La surcharge mobile correspondant à un camion de 50 tonnes était représentée par un poids de plomb de 10 kg. Le plomb, comme on le voit sur la photographie, avait la forme d'une voiture ayant un seul essieu porteur; pour le maintenir en équilibre, il était pourvu de deux autres essieux montés sur ressorts pour rendre minime la charge transmise par eux. Le véhicule glissait sur deux rails appuyés sur les poids centraux en plomb, représentant le tablier du pont. Un câble d'acier reliait la charge mobile à un système de démultiplication, commandé par une manivelle, permettant de déplacer la charge mobile dans les deux sens. Le même système, avec dispositif de démultiplication, faisait déplacer les tambours des déflectomètres enregistrant les lignes d'influence des flèches, en relation avec le mouvement de la charge.

- SURCHARGE UNIFORMEMENT DISTRIBUÉE - La charge uniforme était également constituée par des blocs de plomb prismatiques, au poids approximatif de 2 kg, placés sur la partie centrale du tablier, à raison de 2 par tronçon, ce qui correspond à une surcharge dans le prototype de 20 tonnes par tronçon de 10 mètres.

- CHARGE CORRESPONDANT À LA SOLLICITATION DU VENT - Pour réaliser la sollicitation correspondante à l'action du vent, nous avons appliqué au modèle des forces horizontales. Le système de sollicitation était formé par 32 forces transmises directement aux poutres transversales par des fils d'acier.

5 - ETUDE DU TABLIER

5.1 - Lignes d'influence des flèches - Les lignes d'influence des flèches, dans les diverses sections étudiées, étaient directement tracées sur le cylindre enregistreur, sur imprimé spécial, par le mouvement de la charge mobile sur le tablier, système extrêmement pratique et rapide. Cependant pour obtenir une plus grande précision, nous avons aussi mesuré les flèches avec des déflectomètres à lecture directe. Pour chacune des lignes d'influence étudiées, on mesura les flèches pour les positions de la charge mobile sur les 73 poutres transversales.

La figure 2 montre les lignes d'influence des flèches déterminées pour quelques sections du pont. Elles représentent à l'échelle 1:50 les flèches du prototype.

5.2 - Flèches maxima correspondant à des surcharges uniformes -

- On a aussi effectué des essais pour la détermination des flèches maxima correspondant à des surcharges uniformément réparties. Les hypothèses de répartition des surcharges sur le tablier ont été choisies de façon à produire des flèches maxima, ce qui correspond à charger les lignes d'influence dans les zones des aires de même signe.

Trois hypothèses de charge ont été considérées: surcharge uniforme agissant sur la travée centrale et sur les deux travées extrêmes, surcharge uniforme agissant seulement sur les deux travées intermédiaires et surcharge uniforme sur tout le tablier. La surcharge était constituée par deux blocs de plomb appliqués sur chaque tronçon et correspondant à une charge de 4,155 kg par tronçon de tablier, soit environ le quart de la charge permanente (20 tonnes par tronçon de 10 mètres). Les flèches maxima mesurées sont données dans le tableau suivant.

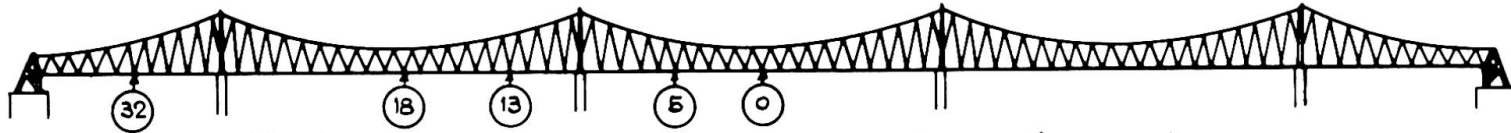
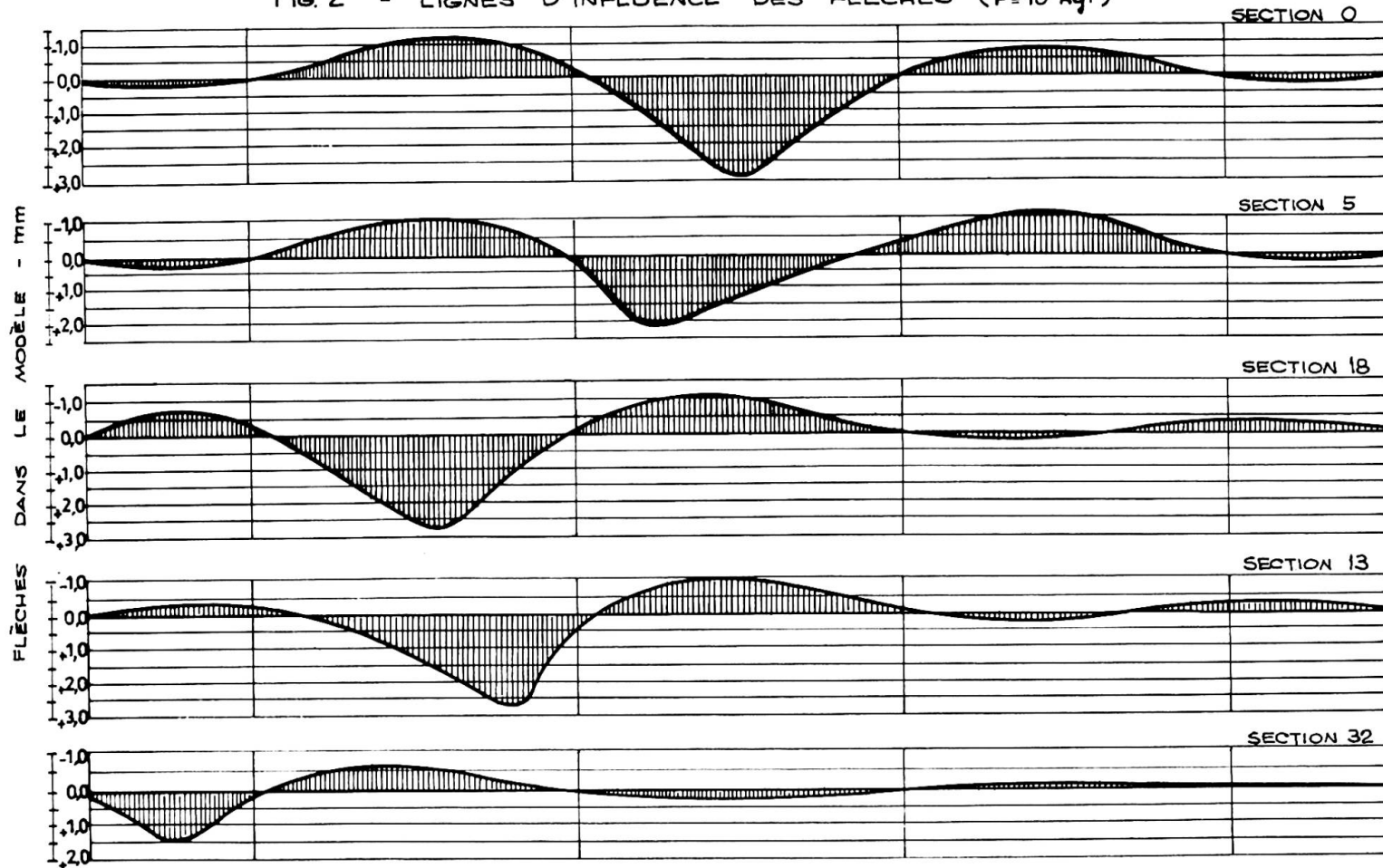


FIG. 2 - LIGNES D'INFLUENCE DES FLÈCHES ($F=10 \text{ kgf}$)



surcharge sur les travées	flèches au milieu des travées (mm)	
	centrale	intermédiaires
centrale et extrêmes	- 12,50	+ 11,50
intermédiaires	+ 15,80	- 8,90
toutes les travées	+ 1,85	+ 2,70

6 - ÉTUDE DES TOURS

6.1 - Tours isolées - Avant de les monter dans le modèle comme on l'a déjà dit, les tours ont été essayées afin de déterminer les déplacements horizontaux longitudinaux le leurs sections de couronnement, lorsqu'elles sont sollicitées par des forces également horizontales. Pendant l'essai, les tours étaient encastées de manière rigide dans la base. Nous avons appliqué des forces uniformément distribuées sur la traverse de couronnement des tours, et mesuré les déplacements dans la direction de la force de sollicitation. On a vérifié que les déformations étaient entièrement proportionnelles aux sollicitations et parfaitement élastiques.

La figure 3 montre le schéma du montage d'essai et les valeurs des déplacements mesurés.

6.2 - Tours dans l'ensemble du pont

6.2.1 - Lignes d'influence des déplacements des tours - Nous avons aussi analysé le comportement des quatre tours dans le modèle. On a déterminé les lignes d'influence des déplacements horizontaux longitudinaux de chacune d'elles, pour 73 positions de la charge mobile sur le tablier. La charge mobile d'essai était, le charriot pesant 10 kg.

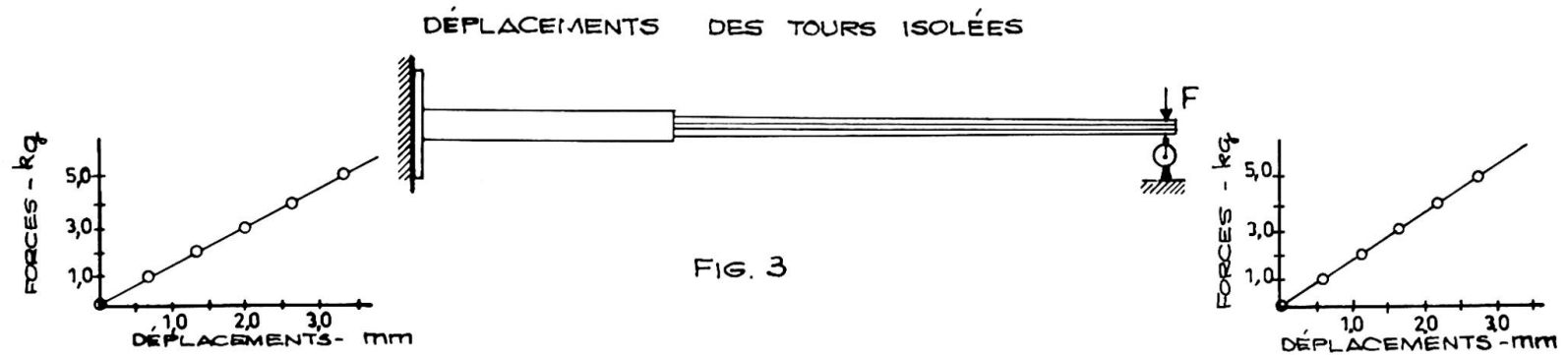
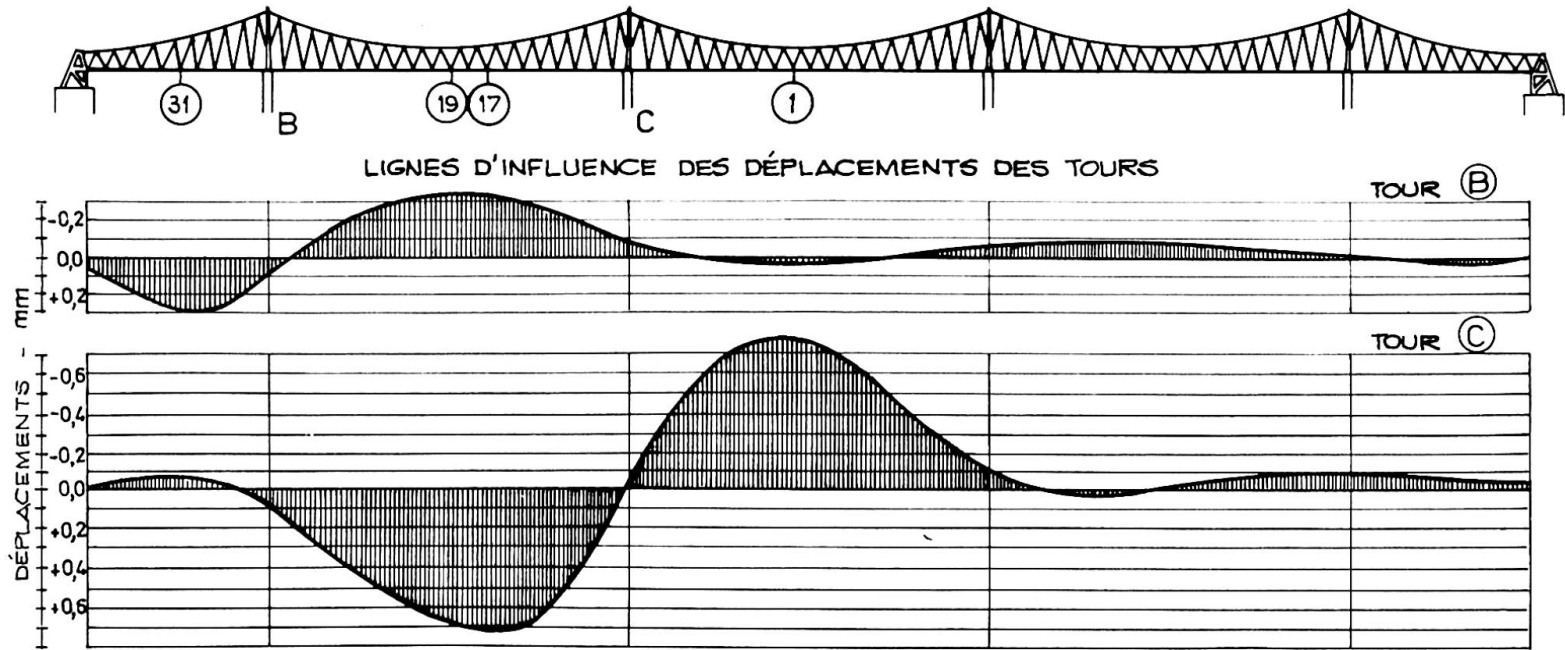
Les lignes d'influence des déplacements horizontaux longitudinaux sont représentées à la fig. 3. Nous considérons comme positifs les déplacements des tours dans la direction de la rive dont elles sont le plus proche. Les lignes d'influence représentent, à l'échelle 1:50, les lignes d'influence des déplacements horizontaux longitudinaux des tours de la structure réelle pour une sollicitation correspondant à un camion d'environ 50 tonnes.

En analysant les lignes d'influence, on voit que les déformations maximales des tours centrales, donc les moments fléchisseurs les plus grands, correspondent à charger la travée centrale, ou les deux travées intermédiaires.

Les déformations des tours latérales sont, ainsi que l'on pouvait s'y attendre, considérablement moindres que celles des tours centrales.

Les valeurs les plus grandes des déplacements positifs et négatifs, mesurés pour chaque tour, étaient:

Tours centrales	- charge sur la poutre transversale 17	+ 0,74 mm
	- charge sur la poutre transversale 1	- 0,78 mm
Tours latérales	- charge sur la poutre transversale 31	+ 0,29 mm
	- charge sur la poutre transversale 19	- 0,33 mm



6.2.2 - Déplacements des tours correspondant à des surcharges

uniformes - Nous avons encore mesuré les déplacements horizontaux longitudinaux du couronnement des quatre tours par des sollicitations correspondant à des surcharges uniformément réparties. Les hypothèses de répartition des surcharges sur le tablier ont été choisies de manière à produire des déplacements maxima dans les tours, ce qui correspond à charger les lignes d'influence dans les zones des aires de même signe. On a considéré trois hypothèses, la dernière n'étant que pour vérification, puisqu'elle correspond à l'action conjuguée des deux premières.

Ainsi, dans la première hypothèse, on a considéré la surcharge uniforme n'agissant que sur les portées intermédiaires; dans la deuxième, la même surcharge agissait sur la portée centrale et les deux extrêmes; la troisième considérait la surcharge sur toutes les portées. Les déplacements mesurés ont été les suivants:

surcharge sur les portées	déplacements en mm	
	tours extrêmes	tours centrales
intermédiaires	- 2,50	+ 4,40
centrale et extrêmes	+ 2,30	- 4,15
toutes portées	- 0,04	+ 0,05

Les déplacements mesurés dans la troisième hypothèse, sur charge agissant sur tous les tronçons du tablier, auraient dû être nuls si les tours symétriques jouissaient d'une rigidité égale. Les valeurs de ces déplacements montrent bien que les erreurs dues à diverses causes, telles que, inégalité des poids, variations de température durant l'essai, vent, etc. sont très petits et absolument négligeables.

Les valeurs des déplacements horizontaux longitudinaux indiqués représentent, à l'échelle 1:50, les déplacements correspondants de la structure réelle pour des surcharges uniformes, réparties de la même façon, de 20 tonnes par tronçon, soit 2 tonnes par mètre linéaire de pont.

Comparons maintenant les valeurs ainsi déterminées, avec les valeurs obtenues au cours des essais des tours isolées. Si nous considérons l'impulsion produite sur le câble funiculaire, supposé isolé, par la surcharge qui agit sur le tablier, nous obtenons:

$$H = \frac{S L^2}{8 f} = 85 \text{ kg}$$

Les déplacements observés sur le modèle du pont, pour la même surcharge, était, comme on l'a déjà vu:

tours extrêmes d = - 2,50 mm
tours centrales d = + 4,40 mm

Si nous considérons maintenant la déformation des tours isolées pour des charges horizontales longitudinales appliquées sur leurs couronnements, nous voyons, à partir des résultats des essais représentés dans la figure 3, que ces déplacements que nous venons d'indiquer, correspondent à l'action des forces suivantes:

tours extrêmes F = 4,500 kg
tours centrales F = 6,800 kg

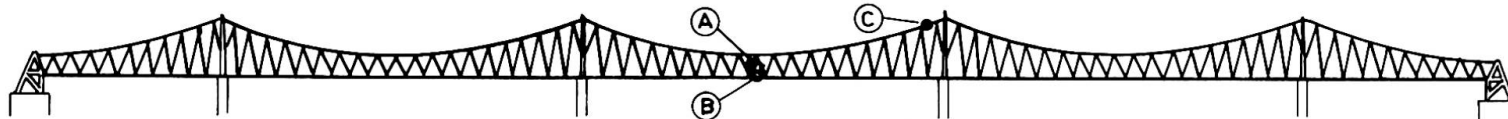
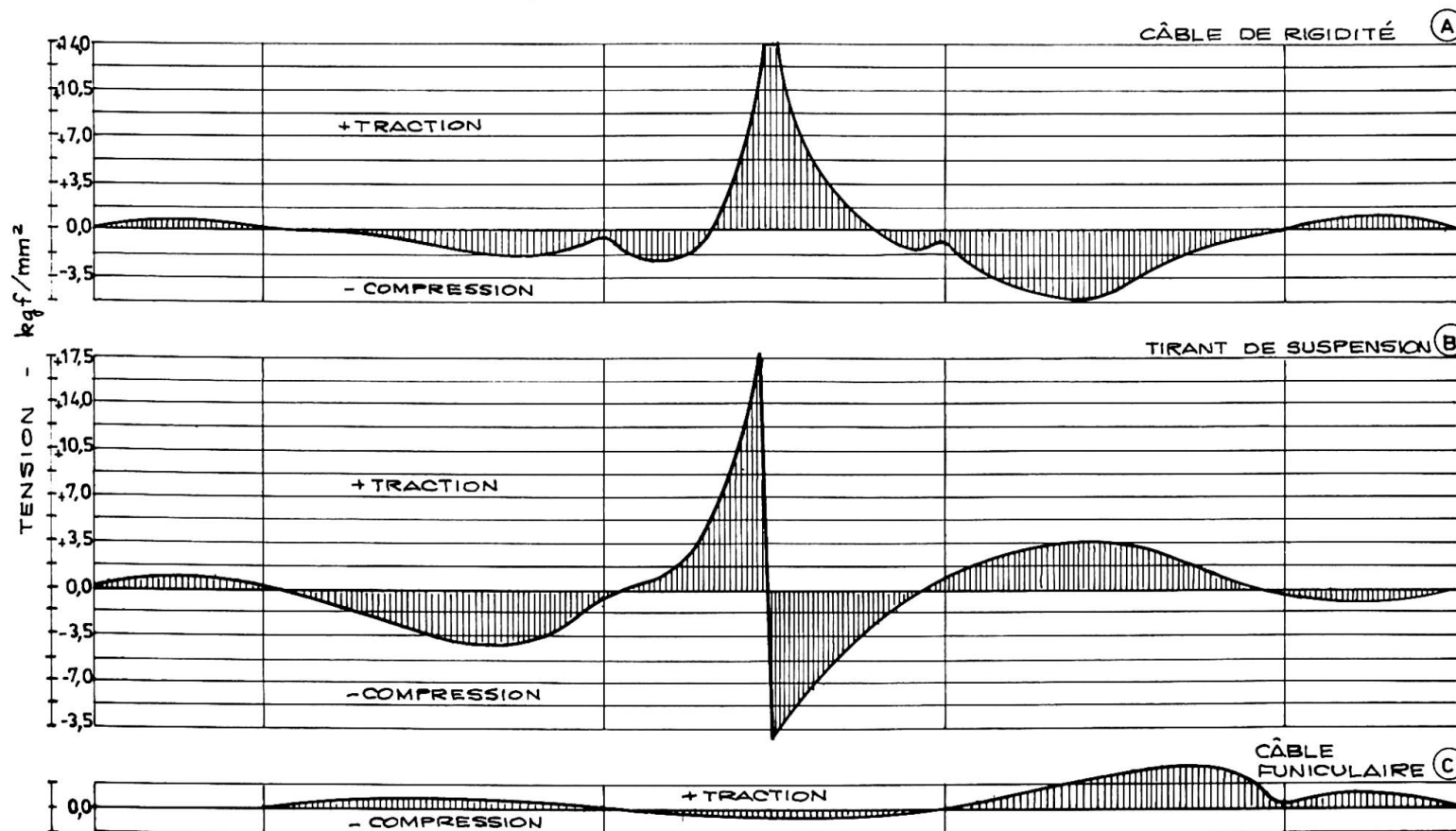


FIG.4 - LIGNES D'INFLUENCE DES TENSIONS



Ainsi peut-on conclure que les câbles funiculaires, les tirants de suspension et les câbles de rigidité, dans leur fonctionnement d'ensemble, font que les impulsions sur le couronnement des tours se réduisent à des valeurs inférieures au dixième des valeurs des déplacements correspondant à l'action isolée des câbles funiculaires (d'environ 85 kilos, pour environ 7 kilos).

7 - LIGNES D'INFLUENCE DES TENSIONS DANS LES CÂBLES

Pour la détermination des lignes d'influence des tensions on a utilisé des extensomètres électriques. La charge mobile a été constituée par le charriot déjà référé qui représente un camion de 50 tonnes.

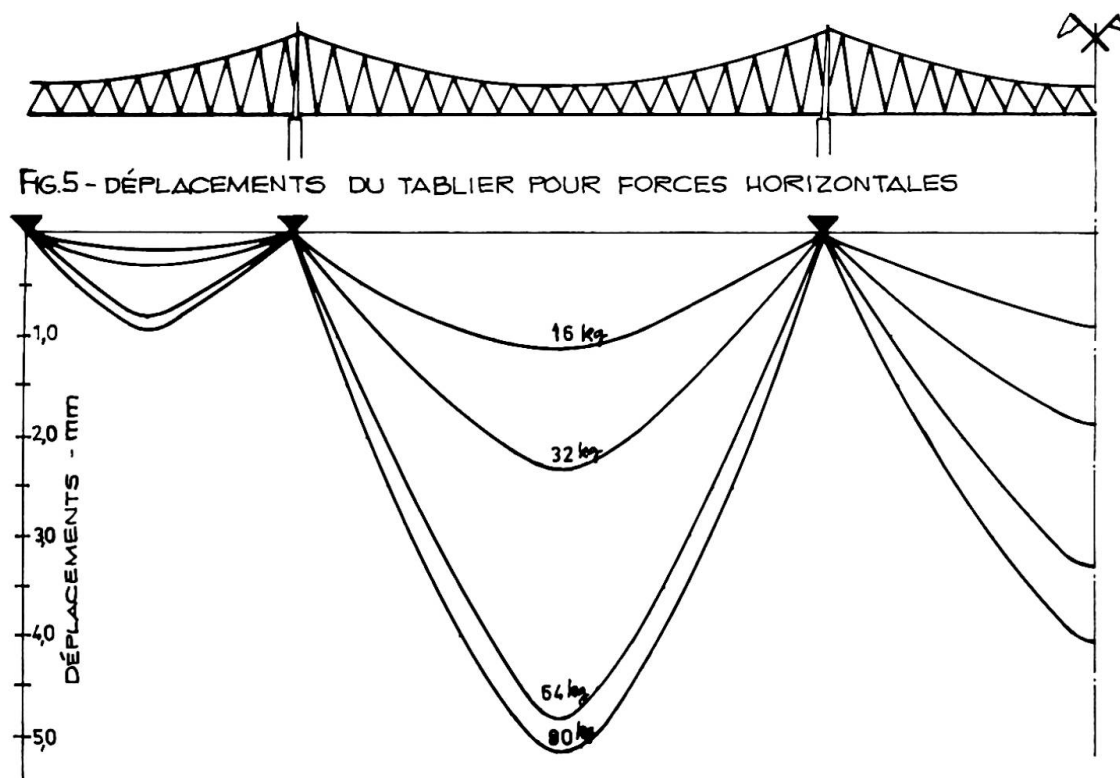
Les lignes d'influence des tensions pour quelques câbles sont présentées sur la figure 4. Les tensions dans les câbles du prototype sont égales à celles du modèle.

Il faut observer que les tensions de compression ne pourront se développer que jusqu'à l'annulation des tensions de traction produites par les charges permanentes.

8 - ACTION DU VENT

La figure 5 représente les diagrammes des déplacements du tablier pour différentes forces horizontales appliquées.

La forme des diagrammes met bien en évidence que, lorsque les forces augmentent, à des accroissements égaux de forces, correspondent des accroissements, de valeur décroissante, dans les



déplacements. Ceci est plus net dans les sections les plus proches des sections fixes.

RÉSUMÉ

Cette communication se rapporte aux essais réalisés sur modèle réduit d'un pont route pour la traversée du Zambeze à Tete (Mozambique). Il s'agit d'un pont suspendu d'un type spécial, précontraint, à câbles porteurs continus entre les massifs d'encrage, sans les poutres de rigidité des solutions conventionnelles. Le pont se développe en deux travées latérales de 90 mètres de portée et par trois travées centrales de 180 mètres de portée. Il a une longueur totale de 762 mètres et une largeur de 11,60 mètres.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Bericht beschreibt die durchgeführten Versuche am Modell der Hängebrücke über den Zambeze Fluss in Tete (Mozambique). Es handelt sich um eine Hängebrücke spezieller Art, die vorgespannt ist, und deren Hängekabel zwischen den massiven Ankern durchlaufen, und auch keine Versteifungsträger der herkömmlichen Weise haben. Die beiden Endspannweiten messen je 90 m und die inneren drei je 180 m. Die gesamte Brückenlänge beträgt 762 m bei einer Breite von 11.60 m.

SUMMARY

This paper reports the tests made on a model of a bridge for the Zambeze river at Tete (Mozambique). It is a special type of a suspension bridge with prestressed rigidity cables and without the rigidity beams of the conventional bridges. The bridge has two lateral spans of 90 metres long and three central spans of 180 metres.

Leere Seite
Blank page
Page vide

A Concrete Beam for Longer Spans

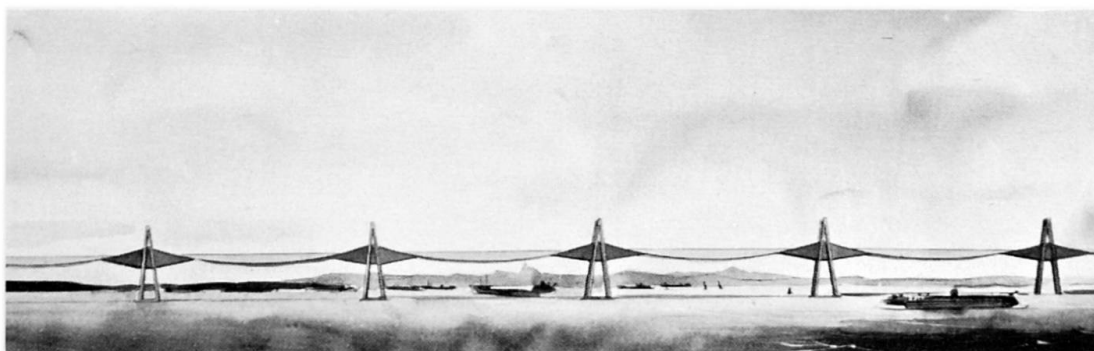
Poutre en béton pour plus grandes portées

Betonträger für größere Spannweite

ANTONIO A. DE NORONHA F.^o
Brazil

1. INTRODUCTION

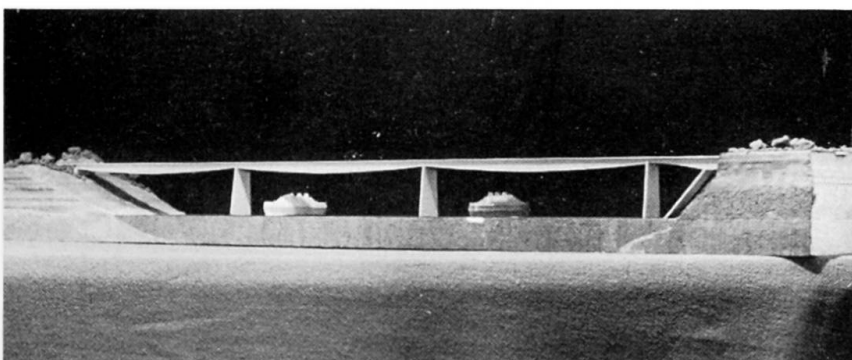
A new type of concrete structure has been in the beginning of



.Figure 1

1964 presented to a group created by the National Council of Transportation of Brazil for studies of the Guanabara bay crossing connecting the cities of Rio de Janeiro and Niterói. Later on as part of the Feasibility Studies a preliminary bridge design was made adopting this type of structure (Figure 1). In this paper some peculiarities of the new type are presented.

As it is known a prestressed concrete bridge-beam begins to be come more expensive than a steel beam when the span of the bridge is somewhat larger than 200 m. A bridge built with the new type of structure presented here can lead to a successful bidding when the span of the bridge varies between 150 m and 450m, providing this way a wider field of use for the concrete beam.



.Figure 2

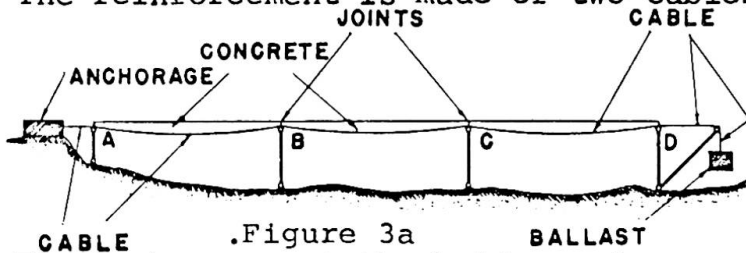
2. DEFINITION OF THE STRUCTURE

An example of the use of this new type of structure in a bridge design can be seen in figure 2. The structural behavior of the fish belly beams can be understood with the help of figure 3 where an idealized structure and a simplified cross-section of the bridge are shown.

The structure is basically composed by:

(a) The reinforcement

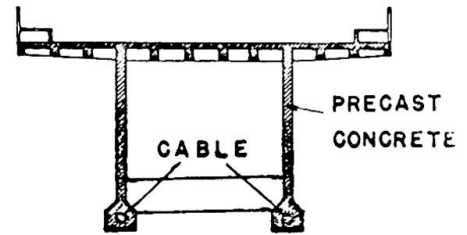
The reinforcement is made of two cables which have the same section along the bridge and are in contact with the concrete and anchored on the bridge.



.Figure 3a

(b) The anchorages at the bridge ends

On the left side the two main cables are anchored in an immovable anchorage and on the right side a ballast of a determined weight is always hanging on the cables, so that at the ends and over the supports A B C D the force of the cables is about constant during the entire life of the structure.



.Figure 3b

(c) The concrete section

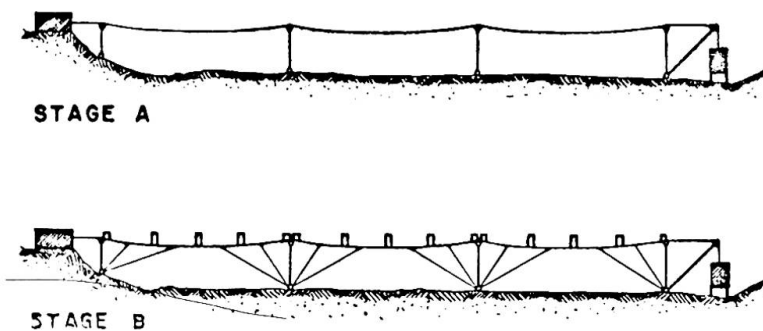
The concrete section of the bridge is basically composed of the upper flange, which is also the roadway, and the webs. They are precast and erected in a way which is explained later.

(c) The supports

The supports are schematically designed as double hinged columns, but in the real case the supports are piers fixed at the foundations and they have at the top a special device to support the beams. Nevertheless in the real case they don't oppose any considerable resistance to a horizontal force applied at the top of the pier.

3. ERECTION OF THE BRIDGE

This structure can be successfully employed if the erection procedure is that indicated here and represented in figure 4.

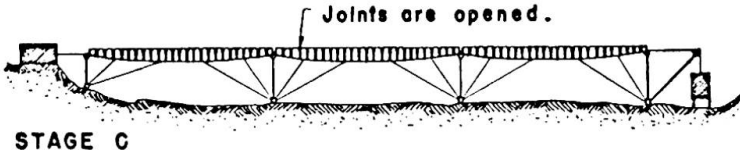


.Figures 4a, 4b

(a) The two cables are erected and fixed at the anchorages. The ballast on the right side is fixed to the soil during the construction.

(b) The precast concrete elements, which are segments of the whole section of the bridge, are placed over the cable in a convenient order.

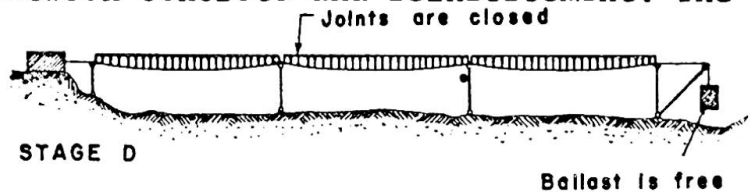
(c) All precast concrete elements are erected. Nevertheless, they are still separated from each other because the joints between these elements are left empty. The ballast could be set free because it is calculated to resist the horizontal force on the cable for mentioned dead load, but for stability convenience it is still left fixed to the soil.



.Figure 4c

At this stage of construction the dead load g_1 , composed of the weight of the precast units and cables, is supported by the cable action only.

(d) Concrete is placed in the joints between the precast elements and a good bond is provided between concrete and reinforcement. The ballast is set free and will apply a fairly constant force upon the cables during the whole life of the structure. Later the dead load g_2 of the pavement and of the sidewalks is added. The dead load g_2 and the live load p act now over a reinforced beam which is subject to a tensile force applied by means of the ballast. For a variation of the temperature the beam is free to move and the ballast will go up and down.



4. ADVANTAGES OF THE STRUCTURE

The advantages of this type of structure can be seen immediately if the following points are considered:

(a) Since the concrete is stressed only by a small amount of dead load (g_2 = weight of pavement and side walks) and live load (p), the required concrete section is small, therefore resulting in a small dead load g_1 (weight of the precast units).

(b) The steel section of the cables must resist the forces caused by dead and live loads in two different ways:

- 1 - As a funicular cable for the dead load g_1 .
- 2 - As reinforcement of a reinforced concrete beam for the load g_2 and live load.

Since the dead load g_1 , as explained above, is small, the steel section of the cables is also comparatively small.

(c) The increase of the concrete beam deflections due to the creep of the compressed concrete is small since only small compressive stresses due to dead load g_2 are permanently acting.

(d) For the ultimate design of the structure a theory considering a deformed geometry of the beam must be used. That means that the conditions of equilibrium must be considered for the deformed position of the beam (for elastic structures this is known as second order theory). This is of great importance since the horizontal force of the cable applied by means of the ballast is always acting during the process of increasing the load until the total rupture.

(e) The period of time between the fabrication of the precast units and the placing of concrete in the joints between the precast units is of several months. Due to this the concrete shrinkage does not cause any major problem in the structure behavior.

(f) Before the beam is entirely formed the cable steel is under stress due to the force of the cables which appears during the erection of the precast units. For this reason - as in the case of prestressed concrete design - it is advantageous to use high strength steels, since their high capacities will be reached.

(g) The stress variation in the steel due to live load is small since for a large span the dead load is large in relation to the live load. The small variation of stress due to live load causes no fatigue of the steel or cracking problems in the concrete.

(h) It has been shown that the supports A B C D present no resistance to deformation of the beam in the horizontal direction, so that no force due to temperature is introduced in the structure if the simplified static system is considered (see figure 3). However, in the real structure, forces due to temperature variation appear but are of minor importance.

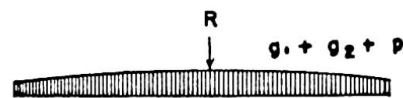
5. DESIGN OF THE STRUCTURE FOR BENDING

Only a few indications will be given here about the design of the structure.

Careful calculations must be made regarding the height of the two cables in the center line of the span. The cable must be erected so that the top of the precast units is at the prescribed grade under full dead load. During this stage of the construction, all loads will be carried by cable action only.

If M_{g1} is the moment at the center line of the span of a simply supported beam with the loading g_1 , the force H is

$$(1) \quad H = \frac{M_{g1}}{D_1}$$



where D_1 is the distance indicated in figure 5.

After the beam is formed the load g_2 (weight of pavement and sidewalks) and the live loads p are added. At this stage of the design the deflection,

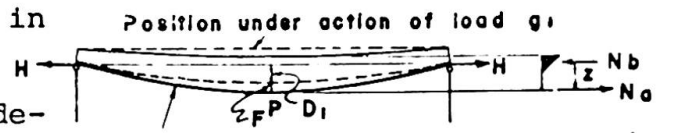


Figure 5

the cracking - and fatigue-problems must be studied. For that it shall be considered the second order bending theory because a

longitudinal tensile force acts. If some assumptions about the equivalent value of EI_b for the cracked concrete section are made, the differential equation of the bending theory of beams subject to tensile forces can be applied. The solution of the differential equation can be found numerically.

It is also possible to assume a determined position for the beam deflections in order to obtain the real beam deflections for a determined case of loading by use of iteration methods.

The equilibrium condition for moments with respect to point P (over the cable) gives us (see figure 5):

$$M_{g1} + M_{g2} + M_p = H (D_1 + F) + N'_b z$$

and since

$$M_{g1} = H D_1 \quad (2)$$

we obtain

$$M_{g2} + M_p = H F + N'_b z$$

The equilibrium condition for the horizontal projections of the forces for point P section is:

$$N_a = H + N'_b \quad (3)$$

where

z = lever arm of the cracked beam internal forces

N'_b = compression force in concrete

N_a = tensile force in cable

F = deflection of the beam at midspan

For the section-dimensioning the ultimate design will be considered as decisive. The CEB safety principles as well as notation will be used here.

The characteristic strength of the concrete and steel will be designated as σ_{bk} and σ_{ak} (only 5% of the test results can be lower than strength values).

The design strength of concrete and steel are defined by

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_{bk}}{\gamma_b} \quad \sigma_a = \frac{\sigma_{ak}}{\gamma_a}$$

where γ_b and γ_a are the reduction factors for strength.

The design dead and live loadings are designated as

$$g_1^* = \gamma_g g_1 \quad g_2^* = \gamma_g g_2 \quad p^* = \gamma_p p$$

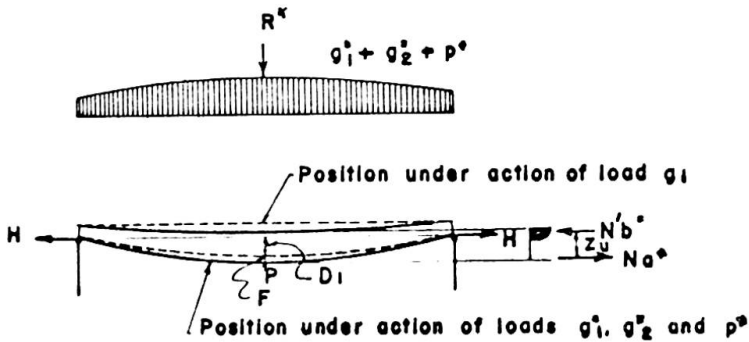
where γ_g and γ_p are the enhancement factors for the loads.

In the ultimate state the equilibrium conditions must be considered, in order to determine the internal forces in the deformed

beam. This is of major importance to obtain a safe and economical design.

The equilibrium condition for moments with respect to point P (over the cable at midspan) yields (see figure 6):

$$\gamma_g \cdot M_{g_1} + \gamma_g \cdot M_{g_2} + \gamma_p \cdot M_p = H(D_1 + F_u) + N_b'^* \cdot z_u \quad (4)$$



where

F_u = deflection at point P

$N_b'^*$ = compression force

N_a^* = tensile force

z_u = lever arm

.Figure 6

As it has been seen

$$M_{g_1} = H \cdot D_1$$

Thus we obtain

(5)

$$(\gamma_g - 1) M_{g_1} + \gamma_g \cdot M_{g_2} + \gamma_p \cdot M_p = H \cdot F_u + N_b'^* \cdot z_u$$

The horizontal force equilibrium conditions for point P section yields

$$N_a^* = H + N_b'^* \quad (6)$$

or

$$S_a \cdot \sigma_a^* = \frac{M_{g_1}}{D_1} + \frac{(\gamma_g - 1) M_{g_1} + \gamma_g M_{g_2} + \gamma_p M_p - H F_u}{z_u} \quad (7)$$

where S_a is the steel section of the cables.

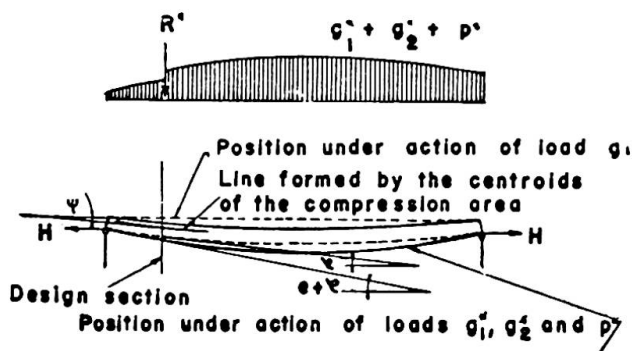
It can be proved that the moment $H \cdot F_u$ is of great importance for the dimensioning of the concrete and steel sections, because as it can be seen in expressions (5) and (7) the moment $H \cdot F_u$ reduces the moment absorbed by the beam only $N_b'^* \cdot z_u$, resulting in smaller concrete and steel sections.

For the determination of $H \cdot F_u$ the value of the moments for loadings and the concrete and steel sections are needed. But for the dimensioning of the concrete and steel sections the value of $H \cdot F_u$ is needed. In this case the method of trial and error can be applied to design the structure. However it is arbitrarily possible to determine the fraction of the applied moment that is absorbed by moment $H \cdot F_u$.

6. DESIGN OF THE STRUCTURE FOR SHEAR

For the shear investigation the ultimate design must also be

used.



Here the CEB recommendations will also be applied. Here the equilibrium condition in the vertical direction will also be considered in the deformed position of the beam (see figure 7)

(8)

.Figure 7

$$\gamma_g T_{g1} + \gamma_g T_{g2} + \gamma_p T_p = T_b^* + T_a^* + N_a^* \sin (\beta + \theta) - N'_b^* \sin \psi$$

where

- ψ = slope of the line formed by the centroids of the compression area
- β = slope of the cables at the considered point before deformation
- θ = rotation of the section under the design loads for the ultimate design
- T_{g1}, T_{g2}, T_p = shear forces
- T_b^* = shear absorbed in the concrete compression zone
- T_a^* = shear absorbed by transverse reinforcement
- N_a^* = tensile force in the reinforcement (in this case stresses are not always at rupture)
- N'_b^* = compression force in concrete (in this case stresses are not always at rupture)

Relation (8) shows that the shear resisted by the beam itself ($T_b^* + T_a^*$) is reduced due to the influence of the expression

$$N_a^* \sin (\beta + \theta) - N'_b^* \sin \psi$$

In this last expression three effects are included:

- (a) All loads carried by the hanging structure during construction
- (b) The vertical component of the tensile force of the cables
- (c) The convenient shape of the cable after the deformation of the beam increasing the slope of the cable tensile force.

7. EXPERIMENTS

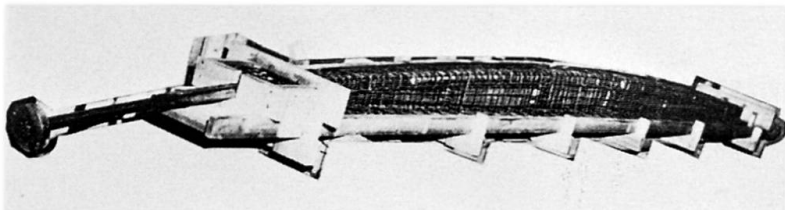
Experimental work is being carried out at COPPE, Federal University of Rio de Janeiro.

The reinforcement of the model of a simply supported T beam is shown in figure 8.

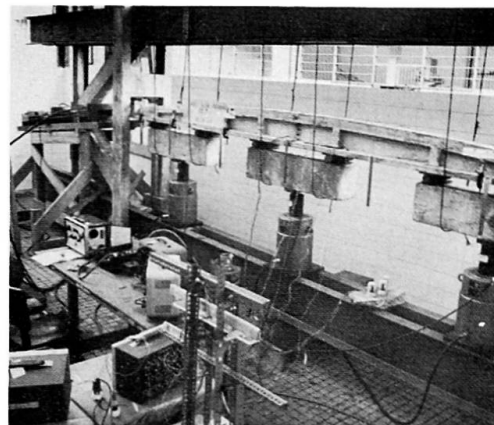
Figure 9 shows model being loaded.

First results indicated slightly higher strength to deformation ratios and higher ultimate strength than those predicted by

theory. Discussions on the experimental results should wait until additional tests now programmed are completed. It is more appropriate to give details of the experimental studies at that future occasion.



.Figure 8



.Figure 9

8. CONCLUSION

It has been shown that a new type of concrete structure can be conveniently used for long span bridges. Advantages of this new type of concrete structure have been discussed, as well as some design peculiarities. Some variations of the structure on figure 2 can also be imagined. Only the simply supported beam was here discussed. Prestressed concrete, steel or lightweight concrete structures such as cantilever beams and continuous beams, as in the case of the design of the Rio-Niterói Bridge in Brazil, are also feasible.

SUMMARY

Concrete beams having longer spans than usual prestressed beams can be obtained as explained in this paper.

Basically the beam consists on the main reinforcement, the anchorages of the main reinforcement at the ends of the beam, and the concrete parts.

The following erection procedure is recommended: the reinforcement is erected and fixed at the end anchorages, the concrete parts are placed, and the parts are joined together and bond is provided between concrete and main reinforcement.

Advantages of this beam are mentioned in this paper.

Indications for the ultimate design of this structure are given.

RÉSUMÉ

Poutres en béton ayant portées plus grandes que celles des poutres précontraintes usuelles peuvent être obtenues comme il est expliqué en ce mémoire.

Fondamentalement la poutre est composée par les armatures principales, les ancrages des armatures principales aux extrémités de la poutre et les parties en béton.

On recommande le procès d'assemblage suivant: les armatures sont placées et fixées aux extrémités; les parties en béton sont

mises en place; toutes ces parties sont mises ensembles et on fait la liaison entre le béton et l'armature principale.

En ce mémoire on présente des avantages de cette poutre et des indications pour le calcul plastique de la structure.

ZUSAMMENFASSUNG

Wie in diesem Aufsatz erläutert wird, können Betonträger mit grösserer Spannweite als übliche Spannbetonträger erzielt werden.

Der Träger besteht hauptsächlich aus der Hauptarmierung, den Hauptarmierungsverankerungen an den Enden der Träger und den Betonteilen.

Folgender Bauvorgang wird empfohlen: die Armierung wird eingebaut und an den Endverankerungen festgehalten; die Betonteile des Trägers werden montiert und miteinander verbunden; und zwischen Beton und Hauptarmierung wird ein Verbund hergestellt.

Die Vorteile dieser Trägerart werden erläutert.

Hinweise für die Bemessung im Bruchzustand werden angegeben.

Leere Seite
Blank page
Page vide

DISCUSSION LIBRE / FREIE DISKUSSION / FREE DISCUSSION


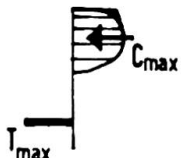
Partially Prestressed Concrete Bridges

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.

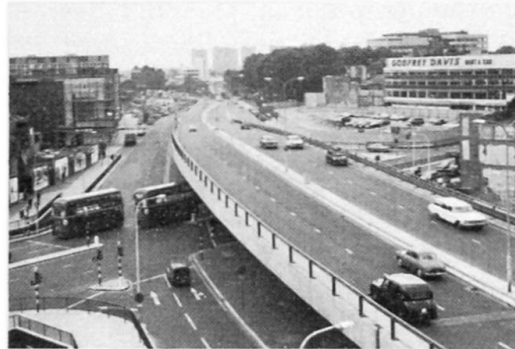


Fig.1.

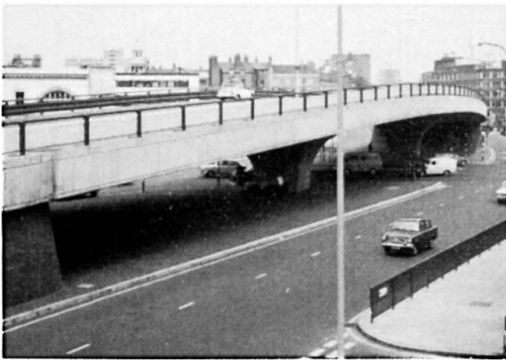


Fig.2.



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.

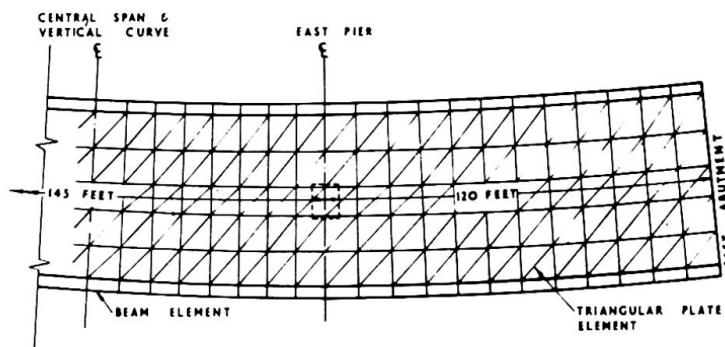


Fig.4.

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.

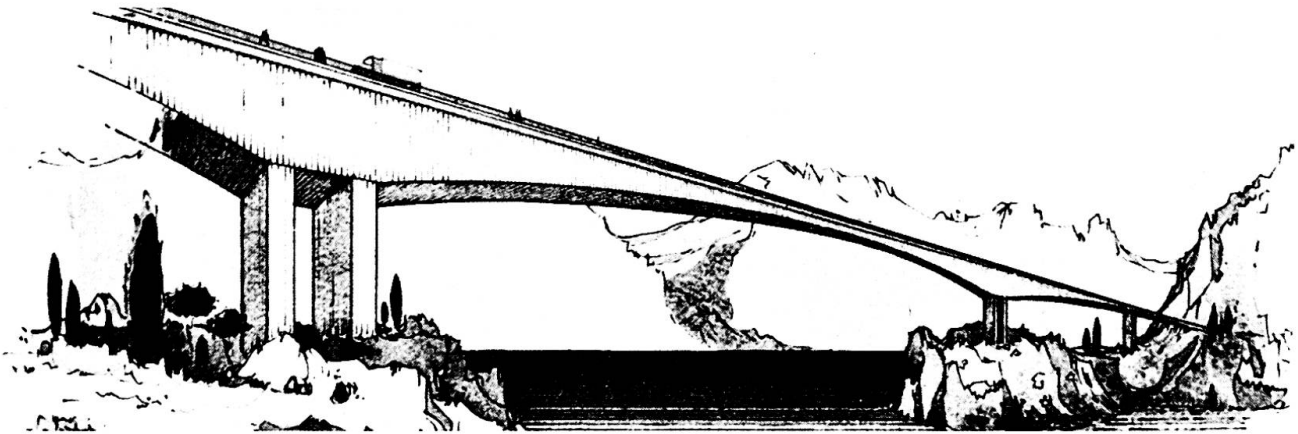
IVa

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 Tatarnabrücke 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.

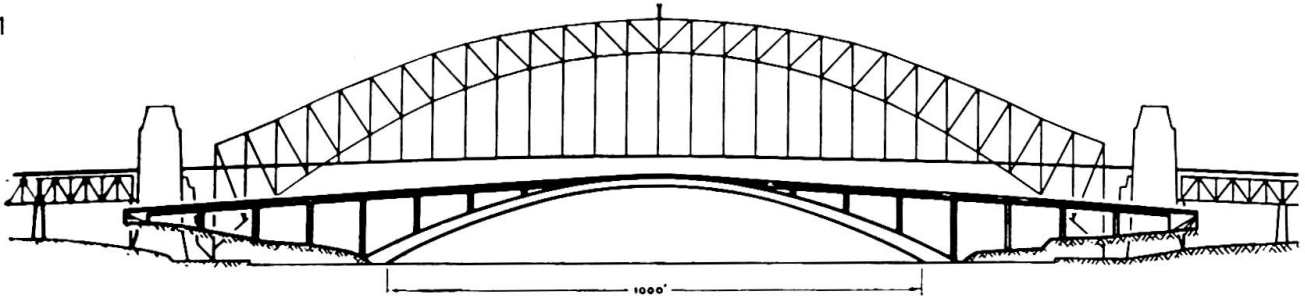
This arch consists of 4 parallel individual arches constructed one by one and then stressed together laterally to form a monolithic structure with sufficient strength to withstand the lateral wind pressure.

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, Fressinet 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

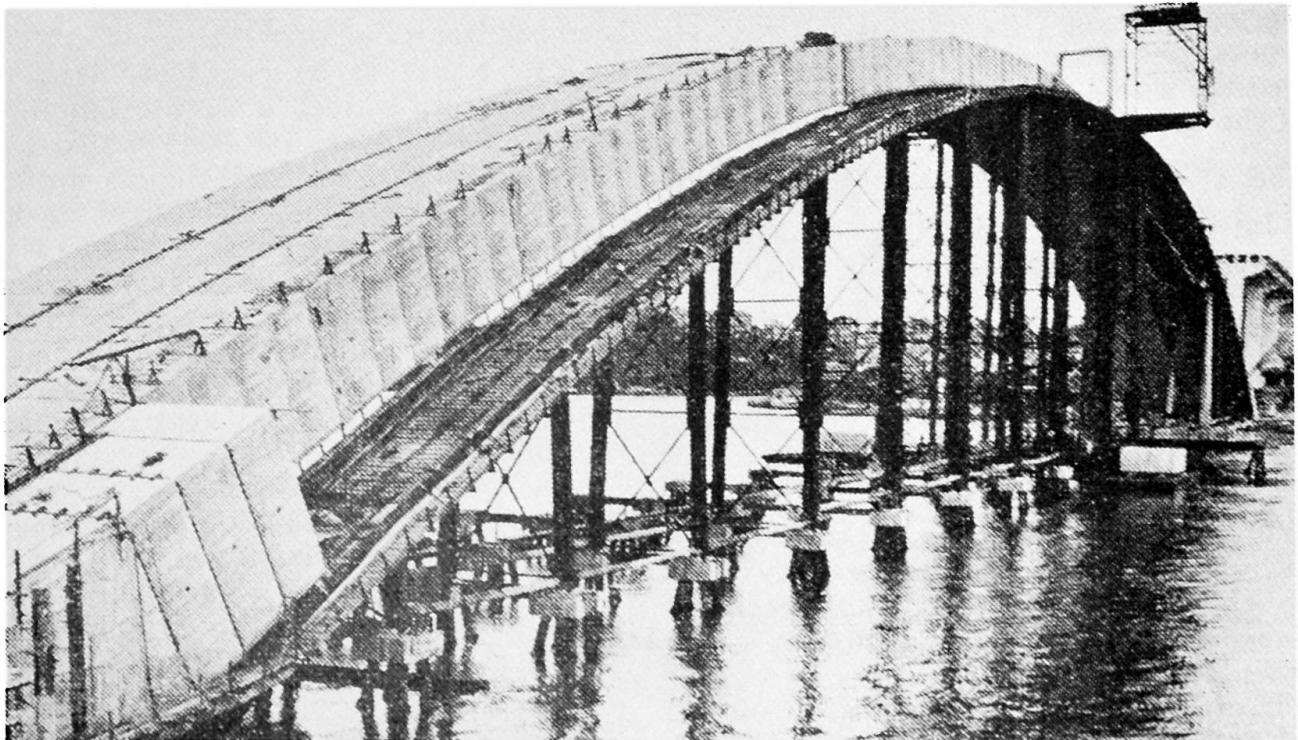


The new bridge compared with Sydney Harbour Bridge

Fig. 2



Fig. 5



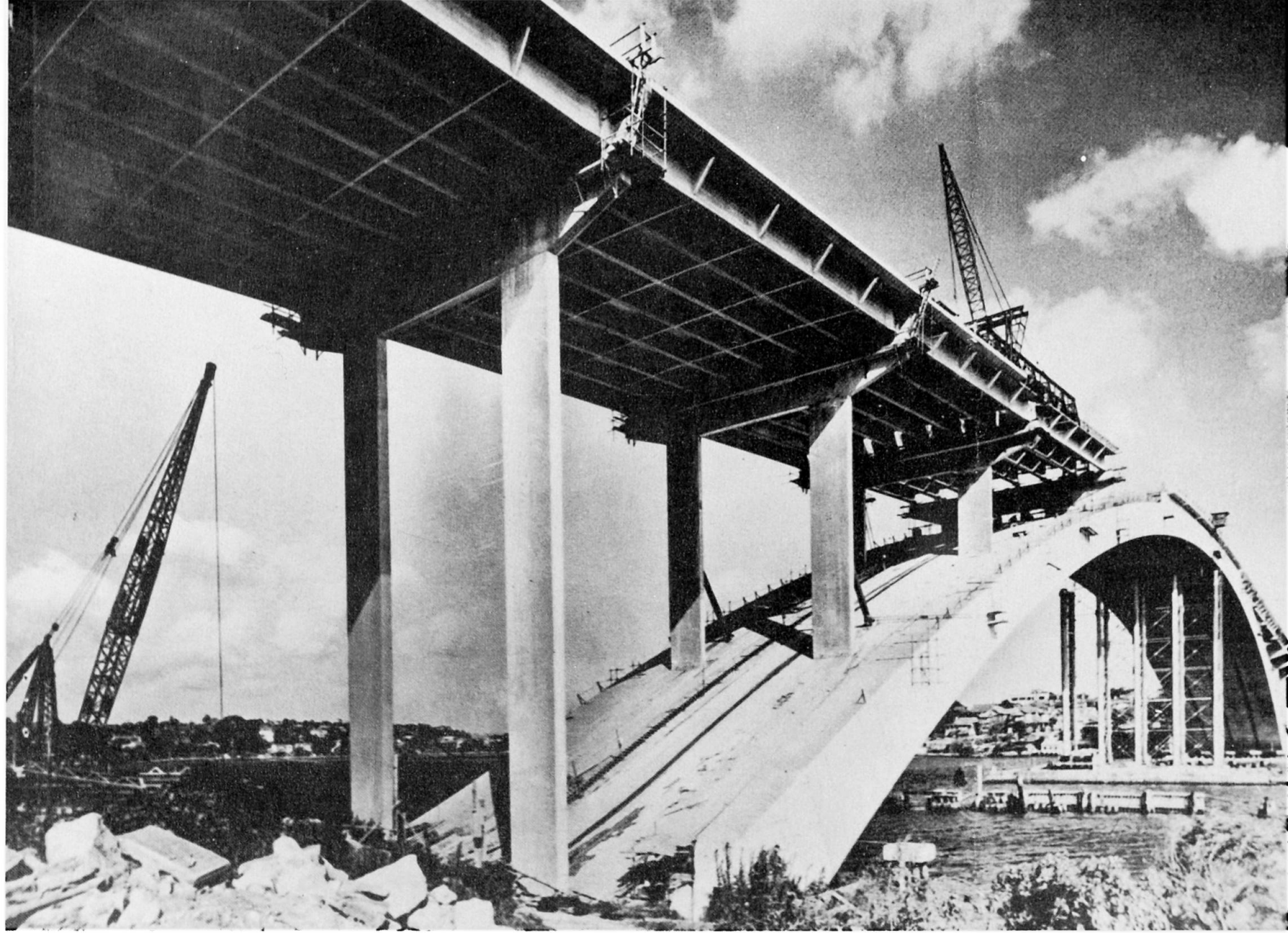


Fig. 7: Sydney Harbour and Distant Pacific — 2 ribs completed



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.

IVa

Remarques de l'auteur du rapport introductif
Bemerkungen des Verfassers des Einführungsberichtes
Comments by the author of the introductory report

FRITZ LEONHARDT
Prof.Dr.Ing.
Universität Stuttgart

Die Diskussionsbeiträge spiegeln die vielseitigen Entwicklungs- und Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Spannbetonbrückenbaus gut wieder.

U. F i n s t e r w a l d e r ' s neuartiger Gewindestab bringt manche Vorteile für die Verankerung, das Koppeln und das Füllen mit Injektionsmörtel, hinsichtlich der Reibung in starken Krümmungen und der Dauerschwingfestigkeit an Muffen wird man vorsichtig sein müssen.

S. R. D a v i e s und D.R. F a i r b a i r n entwickeln ihre neue Gleichung für das Zusammenwirken von Biegung und Torsion bei rechteckigen Stahlbetonbalken aus der Annahme einer Ellipse für die Interaktionskurve. Hier ist eine Warnung am Platz, weil die Torsionstragfähigkeit nicht einfach von den nach einer solchen Formel bemessenen Stahlquerschnitten, sondern wesentlich von der Art und Anordnung der Bewehrung, insbesondere vom Bügelabstand abhängig ist. Die Interaktionskurve wird vom Detail der Bewehrung beeinflusst und weicht bei zweckmäßiger Bewehrung stark von der angenommenen Ellipse ab. Vermutlich gehen die erheblichen Abweichungen zwischen den Versuchen und den Ergebnissen der neuen Gleichung bei den Bal-

ken Nr. 7 und 8 auf Mängel der Bewehrung zurück, über die leider nähere Angaben im Bericht fehlen. Zu bemerken ist auch noch, daß die hier und bei anderen Forschern immer wieder anzutreffenden Torsionsversuche ohne Querbewehrung wenig Sinn haben, weil man damit keine zuverlässige Torsionstragfähigkeit erreicht.

D. V a n d e p i t t e hat zweifellos eine recht elegante neue Berechnungsweise für die Koppelung zweier Hohlkasten mit biegesteifen, aber torsionsweichen Querträgern aufgezeigt. Bei den Berechnungsannahmen wird der rissefreie Zustand und vollelastisches Verhalten vorausgesetzt, was für Spannbetontragwerke nicht ohne weiteres zutrifft, weil meist die von der Torsion im Hohlkasten herührenden schiefen Hauptzugspannungen nicht durch entsprechende Vorspannung überdrückt werden. Auch für die Sicherheitsbetrachtung muß mit Zustand II gerechnet werden, in dem die Torsionssteifigkeit wesentlich mehr abnimmt als die Biegesteifigkeit, so daß sich die Lastverteilung auf die Hohlkastenträger und damit auch die Beanspruchung der Querträger gegenüber den Berechnungsergebnissen ziemlich verändert. Unser Wissen über die Veränderung der Torsionssteifigkeit beim Übergang zum Zustand II ist jedoch noch sehr begrenzt, so daß noch keine zuverlässigen Rechenannahmen verfügbar sind. Weitere Forschung hierfür ist notwendig.

Die 3 Berichte aus der Tschechoslowakei (IV a 3, 4 und 9) beschäftigen sich mit Erfahrungen und Problemen, wie sie an mehreren großen Spannbetonbrücken dieses Landes aufgetreten sind. Es ist bedauerlich, daß 2 der Berichtler aus politischen Gründen auf dem Kongreß nicht vortragen konnten. T i b o r J á v o r gibt Durchbiegungsmessungen an großen Kragarmbrücken bekannt, die sich über 3 bis 8 Jahre erstrecken und den Einfluß des Klimas mit den starken Unterschieden zwischen Sommer und Winter wieder deutlich aufzeigen. Zum Teil wird auch der Einfluß des Spannkraftverlustes durch Relaxation und durch Verkürzung des Betons deutlich. In dem Bericht wird zwischen dynamischem und statischem E-Modul unter-

den. Hierzu sei bemerkt, daß diese Unterschiede im E-Modul auf unterschiedliche Belastungsgeschwindigkeiten bzw. unterschiedliche rasche Spannungsänderungen zurückzuführen sind. Es sei hier wieder einmal angeregt, für die Feststellung des E-Moduls die Belastungsgeschwindigkeit international zu normen, damit die bemessenen Werte vergleichbar werden.

Z. B a ž a n t behandelt das Betonkriechen durch pulsierende Spannungswechsel, die zu $1/3$ der maximalen Verkehrslastspannungen angenommen wurden. Er glaubt, damit einen Teil der verhältnismäßig großen Durchbiegungen von Kragarmbrücken erklären zu können. In Wirklichkeit liegen jedoch die oftmals vorkommenden Spannungswechsel durch Verkehrslast bei so weitgespannten Brücken noch weit unter $1/3$. Es ist außerdem bekannt, daß das Endkriechmaß durch pulsierende Spannungen nicht wesentlich vergrößert wird, diese beschleunigen gewissermaßen nur den Kriechvorgang. Für die Überschreitung der vorberechneten Durchbiegungen mancher Kragarmbrücken wird man wohl auch nicht planmäßig erreichte Spannkraft und Relaxation im Spannstahl als Ursachen betrachten müssen. Zu beachten ist der Hinweis darauf, daß sich bei Hohlkastenbrücken die obere Platte unter dem Fahrbahnbelag hinsichtlich Kriechen und Schwinden anders verhält als die untere Platte, weil Dichtung und Belag das Austrocknen nach oben behindern, andererseits aber die obere Platte wesentlich höheren Temperaturwechseln ausgesetzt ist. Hierüber sind weitere Beobachtungen an Hohlkastenbrücken erwünscht.

L. B o r o v i ě k a beschreibt den Freivorbau von Brücken mit vorgefertigten Hohlkastenstücken und zugehörige Modellversuche. Besonders wertvoll sind die Ergebnisse hinsichtlich verschiedener Ausbildung der Fugen zwischen den Hohlkastenstücken. Der Bau einer 55 m weit gespannten Eisenbahnbrücke ist hervorzuheben.

J. C. L e r a y ging als Einziger auf die schiefwinkligen Platten ein, die im Thema des Kongresses besonders herausgestellt waren. Es ist erfreulich, daß in Frankreich ein besonderes Programm für die elektronische Berechnung schiefer und gekrümmter Brücken aufgestellt wurde, mit dem auch über mehrere Felder durchlaufende schiefe Platten untersucht werden können. Hervorzuheben ist die mit diesem Programm mögliche Optimierung der Vorspannung, die ein wesentliches Ziel der weiteren Arbeit an diesem Brückentyp ist. Bisher wurden solche schiefen Platten meist viel zu stark vorgespannt. Eine Überprüfung der mit der optimierten Vorspannung erreichten Sicherheit durch Versuche ist sehr erwünscht, sie würde sicher zeigen, daß noch erhebliche Ersparnisse möglich sind. Immerhin kann die Scheu vor schiefwinkligen Platten, die noch in vielen Ländern anzutreffen ist, aufgegeben werden.

B. Ž e ž e l j ist zu wünschen, daß er seine großartige Idee des Freivorbaues der 320 m weit gespannten Bogen aus vorgespannten Hohlkastenstücken mit Hilfe von Schrägseilabspannungen bald verwirklichen kann.

Der von M a r i a E m i l i a C a m p o s e M a t o s beschriebene und von E d g a r C a r d o s o so ideenreich entwickelte neue Hängebrückentyp sieht ein vorgespanntes Seilfachwerk vor, das über 5 Öffnungen mit Spannweiten bis zu 180 m kontinuierlich ist. In geschickter Weise wird die Spannbetonfahrbahn von den Längsverformungen freigehalten und wirkt trotzdem als Windverband. Die Ergebnisse der modellstatischen Untersuchungen zeigen deutlich die mit solchen Systemen erreichbare Steifigkeit. Die Vorteile dieser Bauart für Brücken in verkehrlich noch nicht erschlossenen Gebieten sind ganz offensichtlich, da der erforderliche Stahl einfach in Form von Drahtlingen antransportiert wird und die Kabel am Ort zusammengebaut werden. Das System erinnert an die San Marco-Brücke, die Blair Birdsall 1953/54 in San Salvador gebaut hat (veröffentlicht in "Civil Engineering" 24 - 1954 - No. 9, S. 40 ff).

A. d e N o r o n h a F.⁰ weist mit seiner Idee in die Zukunft der noch größeren Spannweiten für Spannbetonbrücken. Der Gedanke, ein an den Enden verankertes hochfestes Kabel mit kleiner Pfeilhöhe als Brücke zu benützen, tauchte bei U. Finsterwalder vor einigen Jahren mit seinem Projekt für die Bosphorus-Brücke auf (Spannband-Brücke). Noronha geht den richtigeren Weg, auf die Kabel vorgefertigte Fahrbahnrahmen mit möglichst leichtem Gewicht aufzusetzen, um so eine ebene Fahrbahn zu erhalten. Erfahrungsgemäß werden jedoch bei kleiner Pfeilhöhe die Kabelkräfte und damit auch die Verankerungen unwirtschaftlich groß. Für die weitere Entwicklung ist es daher sicher richtig, wenn Noronha - wie in seinem mündlichen Vortrag gezeigt - die Kabel mit viel größerer Pfeilhöhe wählt. Man nähert sich dann jedoch rasch den Hängebrücken, die mit Seilfachwerken ausgesteift wirtschaftlicher sein werden. Die Überlegungen verdienen, weiter verfolgt zu werden, wobei die Verwendung von Leichtbeton helfen wird.

Die Verfasser der 3 Beiträge aus der UdSSR waren leider nicht erschienen. B e r g , C a r p i n s k i , P a l a g i n zeigen, wie stark die Tragfähigkeit wandelbewehrter Stützen gesteigert werden kann, wenn man für die Umschnürung hochfesten Draht vorspannt. Zu beachten ist, daß diese günstige Wirkung nur voll ausgenützt werden kann, wenn keine Knickgefahr der Stütze besteht.

R o u d e n k o , M i t r o f a n o v und S o l o v i e v geben einen eindrucksvollen Überblick über die Entwicklung des Spannbetonbrückenbaues in den UdSSR. Hervorzuheben sind die Fachwerke aus vorgefertigten Betonrohrstäben.

E. G i b c h m a n hat Versuche durchgeführt, L. Nervi's Ferro-Zement (hier Armo-Zement genannt) auf den Brückenbau zu übertragen, d.h. Brückentragwerke aus Bauteilen mit sehr dünnen Betonabmessungen von 2 - 5 cm mit fein verteilter Bewehrung herzustellen und sie zusammenzukleben. Die Versuchsergebnisse sind ermutigend, wie ja auch

Nervi's Bauwerke aus Ferro-Zement sich gut halten. Man wird mit Interesse verfolgen müssen, wie sich solche Ideen für die Praxis weiterentwickeln. Die Grundzüge dieser Lösung sind für die weitere Entwicklung zweifellos richtig, es fragt sich nur, ob die Dicken auf solch kleine Maße reduziert werden sollen.

Zum Abschluß sei bemerkt, daß auf dem Kongreß und in den Diskussionsbeiträgen eine einmütige Zustimmung zur *p a r t i e l l e n V o r s p a n n u n g* festzustellen ist. Das Prinzip, den Vorspanngrad so zu wählen, daß nur für Eigengewicht und oftmals wiederkehrende Verkehrslast die Zugspannungen überdrückt, für seltene extreme Lastfälle jedoch die Zugspannungen nicht limitiert werden, setzt sich mehr und mehr durch. Es ist nunmehr dringend erwünscht, daß die Vorschriften in den verschiedenen Ländern dieses Erkenntnis, die auch in den Empfehlungen des Comité Mixte FIP - CEB (FIP-Kongreß, Paris, 1966) enthalten sind, angepaßt werden, damit die technischen und wirtschaftlichen Vorteile der partiellen Vorspannung für den Spannbetonbrückenbau nutzbar gemacht werden können.

IVb
Précontraintes partielles
Teilweise vorgespannte Bauteile
Partially Prestressed Members

Leere Seite
Blank page
Page vide

DISCUSSION PRÉPARÉE / VORBEREITETE DISKUSSION / PREPARED DISCUSSION

Note sur l'intérêt économique et certaines limites d'application de la précontrainte partielle

Bemerkungen zur Wirtschaftlichkeit und zu bestimmten Anwendungsgrenzen der teilweisen Vorspannung

Some Limit-Applications of Partial Prestressing and Their Economic Interest

R. BAUS
Professeur

A. BRENNEISEN
Assistant

G. CLAUDE
Assistant

Université de Liège, Belgique

INTRODUCTION.

Le développement de la précontrainte partielle, aux côtés du béton armé et de la précontrainte intégrale, trouve sa justification dans l'intérêt économique que présente cette technique lorsque les conditions de sollicitations des ouvrages conduisent, soit à une limitation de l'excentricité de l'effort de précontrainte, soit à une augmentation de cet effort en vue d'empêcher l'apparition de contraintes de traction dans les fibres extrêmes des pièces.

Ainsi, par exemple, dans le cas des pièces sollicitées par des moments de flexion de signes contraires, l'excentricité de l'effort de précontrainte est automatiquement réduite; les charges permanentes interviennent dès lors dans le dimensionnement et l'utilisation d'une armature passive s'avère intéressante, au point de vue économique. Il en est de même dans le cas des pièces soumises à des surcharges exceptionnelles importantes qui conduisent à un surcroît de précontrainte toujours coûteux; la dépense correspondante peut être réduite par l'utilisation d'une armature passive permettant l'exploitation, sous les surcharges exceptionnelles, de la zone tendue de la section.

La première partie de la présente étude a pour but de définir, sur des bases théoriques, les domaines d'application économique de la précontrainte partielle.

Par ailleurs, le développement de cette technique est considérablement freiné par l'incertitude que nous avons de la sécurité de fonctionnement des ouvrages partiellement précontraints; l'influence défavorable que peuvent

présenter certains facteurs limite sévèrement les domaines d'application de la précontrainte partielle.

Dans la deuxième partie de l'étude, nous examinons, sur la base de résultats expérimentaux, l'influence des principaux facteurs relatifs à l'apparition et à l'évolution de la fissuration ainsi qu'au risque de rupture en fatigue des armatures et des éléments partiellement précontraints.

I. LES DOMAINES D'APPLICATION ECONOMIQUE DE LA PRECONTRAINTE PARTIELLE.

On ne peut affirmer a priori, et en toute généralité, qu'une poutre vérifiée en classe II est plus économique qu'une poutre vérifiée en classe I. En effet, pour une même surcharge, la section de béton nécessaire, l'effort de précontrainte et la hauteur minimale d'une poutre partiellement précontrainte peuvent être, suivant la portée et la forme de la section, inférieurs ou supérieurs à ceux d'une poutre intégralement précontrainte. En fait, deux facteurs agissent en sens inverses.

En admettant des contraintes de traction dans le béton, tout en conservant les mêmes contraintes de compression, on augmente les capacités portantes des sections en service, tandis que, pour un même moment sollicitant, les sections où l'on admet des tractions peuvent être moins importantes que celles vérifiées en classe I.

Par ailleurs, le moment sollicitant intervenant dans le dimensionnement d'une section n'est pas toujours le même pour les vérifications en classe I et en classe II, car la portée critique diminue lorsque la valeur des contraintes de traction admises dans le béton augmente; la partie des charges permanentes influençant le dimensionnement d'une section est en fait plus grande en précontrainte partielle, dès que la portée dépasse la valeur critique.

En-deçà de la portée critique des poutres partiellement précontraintes, on peut obtenir des réductions des sections de béton, par rapport aux poutres précontraintes; au-delà de cette limite, les sections des poutres partiellement précontraintes augmentent, avec la portée, plus rapidement que les sections des poutres précontraintes, et peuvent ainsi devenir plus grandes.

Les efforts de précontrainte et les hauteurs minimales des poutres, sont en relation directe avec les sections de béton, et varient ainsi dans le même sens avec la portée des poutres.

En considérant comme variables caractéristiques les sections d'acier, les sections de béton et les hauteurs minimales, on constate qu'il existe, pour chacune de ces variables prises séparément, des portées limites en-deçà desquelles la précontrainte partielle conduit à une solution plus favorable que la

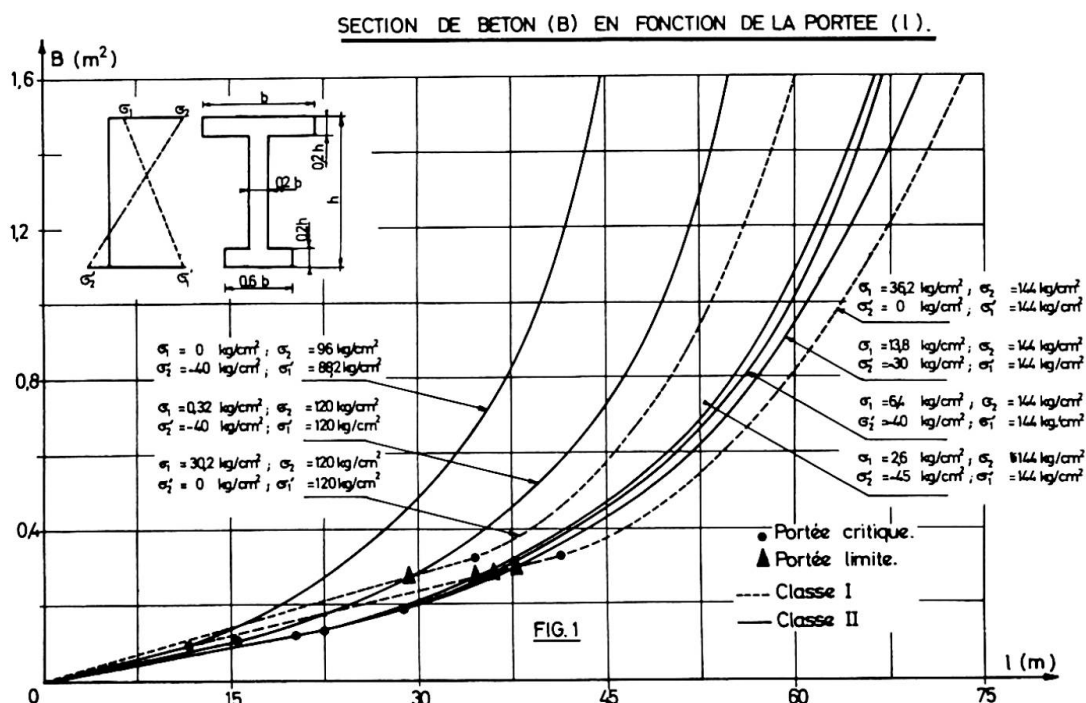
précontrainte intégrale.

Afin de préciser ces portées limites, on a établi, à la fois pour des poutres précontraintes et partiellement précontraintes, les courbes donnant l'évolution de la section de béton, de l'effort de précontrainte et de la hauteur minimale, en fonction de la portée; les points de croisement de ces courbes déterminent les portées limites.

L'aire nécessaire B de la section de béton d'une poutre précontrainte ou partiellement précontrainte peut être exprimée par une fonction hyperbolique de la portée, composée de deux tronçons distincts pour les portées inférieures ou supérieures à la portée critique.

Ces fonctions dépendent de la forme géométrique de la section, des conditions d'appuis, des surcharges et des contraintes admissibles. Elles ont été établies pour différentes formes de sections de poutres isostatiques et pour différentes valeurs des contraintes admissibles.

Nous ne considérerons, à titre d'exemple, que les courbes établies pour un type de poutre en double té dissymétrique et une charge uniformément répartie de 1 T/m.



La figure 1 montre l'évolution de l'aire B en fonction de la portée. Les courbes en traits interrompus sont relatives aux poutres précontraintes tandis que les courbes en traits pleins correspondent aux poutres partiellement précontraintes.

Les portées critiques et les portées limites figurent sur ces courbes; les portées limites correspondent aux points de croisement des courbes en traits pleins et en traits interrompus établies pour les mêmes contraintes de compression du béton.

On constate :

1. que les portées critiques des poutres partiellement précontraintes sont nettement plus faibles que celles des poutres précontraintes,
2. que les limites de portées intéressantes sont plus petites que les portées critiques en classe I. Les portées limites augmentent avec les tensions de compression admises et diminuent lorsque les tensions de traction augmentent.

Par exemple, pour la section représentée à la figure 1, on voit que la portée limite est de 29 m. lorsque les contraintes de compression sont égales à 120 kg/cm^2 et la contrainte de traction égale à 40 kg/cm^2 ; cette limite passe à 36 m. si la contrainte de compression est de 144 kg/cm^2 . Par conséquent, une augmentation de la qualité du béton permet d'augmenter les portées limites.

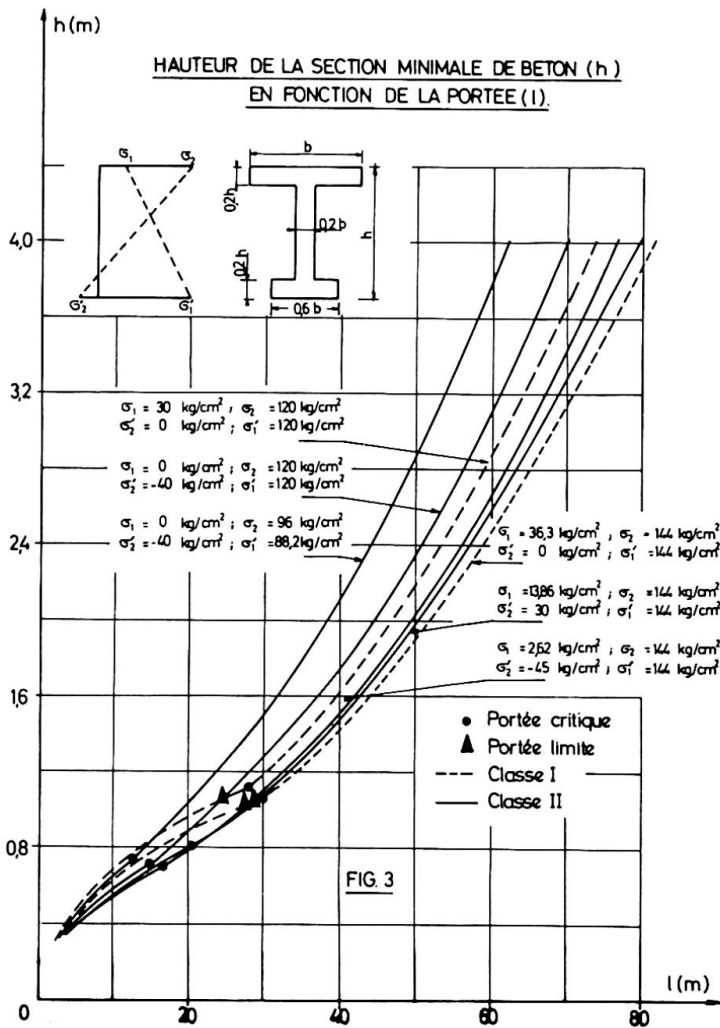
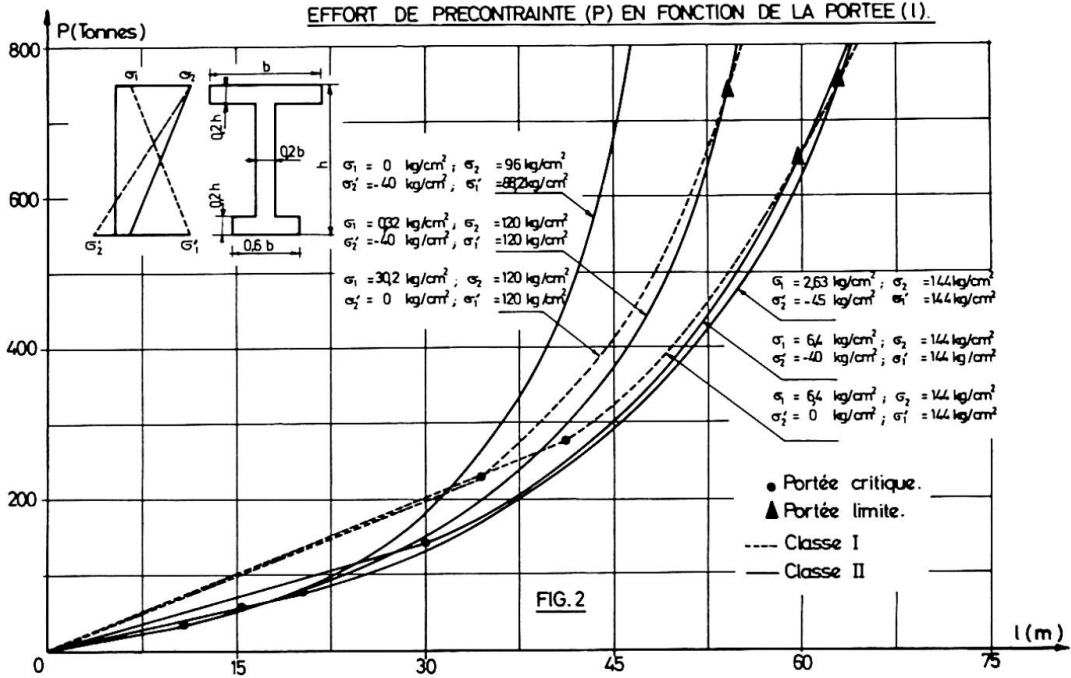
On remarque également que les portées limites diminuent légèrement si les tensions de traction augmentent.

En faisant varier la forme de la section, on peut trouver, pour chaque portée, une forme de section conduisant à une aire B minimale, on constate ainsi que pour les faibles portées, la section en double té symétrique donne la solution optimale; si la portée augmente, la section optimale devient dissymétrique, la largeur du talon tendant progressivement vers zéro.

Il est possible de déterminer, pour des contraintes extrêmes données, aussi bien pour le béton intégralement précontraint que pour le béton partiellement précontraint, des courbes enveloppes des sections optimales en fonction de la portée.

La figure 2 donne l'évolution de l'effort de précontrainte P en fonction de la portée, pour une section en double té dissymétrique. Ces courbes ne diffèrent des précédentes que par une constante égale à la contrainte moyenne de compression, définie en fonction des contraintes extrêmes et de l'aire de la section.

On constate que, contrairement aux courbes de la figure 1, les courbes de l'effort de précontrainte correspondant respectivement aux classes I et II se croisent loin au-delà des portées critiques du béton précontraint. Les portées limites relatives à l'effort de précontrainte sont donc plus élevées que celles relatives à l'aire des sections; ces portées augmentent également avec la qualité du béton.



La figure 3 donne l'évolution, en fonction de la portée, de la hauteur minimale des poutres partiellement précontraintes et des poutres intégralement précontraintes, pour la même section en double té dissymétrique.

On constate que les hauteurs peuvent être plus faibles pour les poutres partiellement précontraintes que pour les poutres précontraintes mais les réductions possibles sont peu importantes.

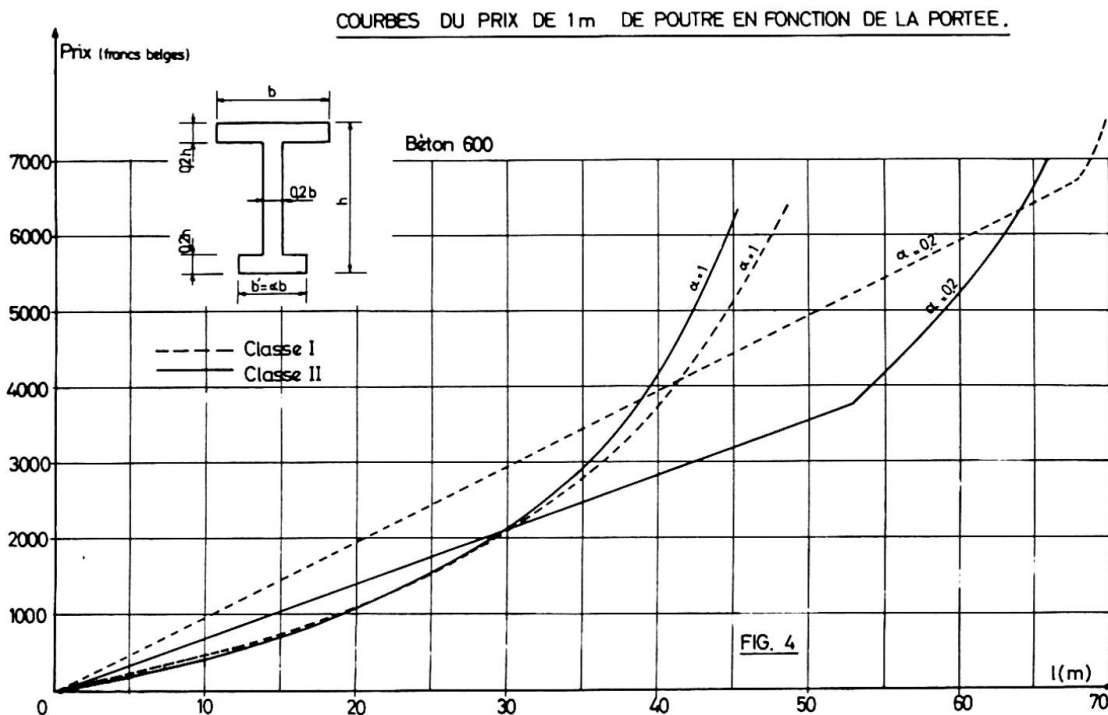
Des comparaisons analogues à celles qui précèdent ont été établies pour des poutres vérifiées respectivement en classe II et en classe III; dans ces comparaisons, on a également établi les courbes d'évolution des sections d'armatures passives, en fonction de la portée.

Ces comparaisons montrent que :

- les portées critiques des poutres sont toujours plus faibles en classe III qu'en classe II;
- l'effort de précontrainte nécessaire en classe III est toujours plus faible qu'en classe I; par contre, cet effort peut devenir plus important qu'en classe II, pour les faibles portées;
- que les sections nécessaires d'armatures passives sont évidemment plus importantes en classe III qu'en classe II.

Le tracé des courbes donnant l'évolution des section de béton B , des efforts de précontrainte P et des sections d'armatures passives A_p , en fonction de la portée, a été effectué pour 9 profils de poutres en double té dont les caractéristiques sont reprises à la figure 4; pour tous les profils, la hauteur totale h est égale à $1/25^e$ de la portée, tandis que la largeur du talon b' varie entre la largeur de la table b et 20 % de cette largeur ($\alpha = 1; 0,9 \dots 0,2$).

Sur la base des courbes relatives à B , P et A_p , et des prix moyens pratiqués actuellement en Belgique pour les divers matériaux, on a établi, pour les



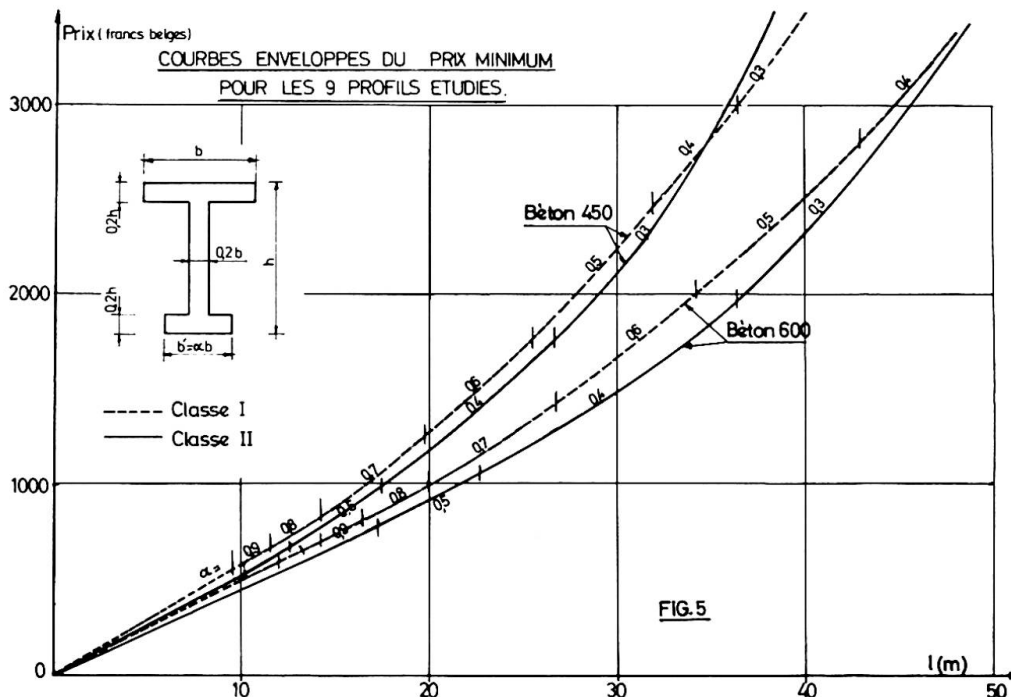
9 profils étudiés, les courbes donnant l'évolution en fonction de la portée, du prix par mètre courant de poutre, respectivement en classe I et en classe II, pour deux qualités de béton (B. 450 et B. 600).

Les courbes données à titre d'exemple à la figure 4 sont relatives aux deux profils extrêmes considérés ($\alpha = 1$ et $\alpha = 0,2$) et au béton B. 600.

On peut en tirer les conclusions suivantes :

- il existe, pour chaque profil, une limite de portée économique définie par le point de croisement des courbes de prix relatives aux classes I et II de vérification ; cette portée est à la fois une limite supérieure du domaine d'application économique de la précontrainte partielle en classe II et une limite inférieure du domaine d'application économique de la précontrainte en classe I ;
- à chacun des profils étudiés, il correspond une limite de portée économique passant de 30 m., pour les profils en double té symétrique ($\alpha = 1$) à 63 m. pour les profils en té sans talon ($\alpha = 0,2$);
- la position relative des différentes courbes montre que, pour les portées inférieures à environ 30 m., il est plus économique d'utiliser un profil en double té symétrique en classe I ou II plutôt qu'un profil sans talon en classe II.

La figure 5 donne, pour les deux qualités de béton retenues, les courbes enveloppes du prix minimum, en fonction de la portée, pour l'ensemble des profils étudiés.



On constate d'après ces courbes que la classe II permet de réaliser une économie sensible en-deçà d'une portée limite de 63 mètres dans le cas du béton B. 600 et de 35 mètres dans le cas du béton B. 450.

Remarquons également qu'il est toujours plus économique d'utiliser, aussi bien en classe II qu'en classe I, un béton de haute résistance.

Les valeurs numériques reprises dans les conclusions dépendent des rapports de prix unitaire des matériaux utilisés et peuvent ainsi varier d'un pays à l'autre.

II. INFLUENCE DE CERTAINS FACTEURS LIMITANT LES DOMAINES D'APPLICATION DE LA PRÉCONTRAINTE PARTIELLE.

De nombreuses recherches expérimentales ont été entreprises à l'Université de Liège dans le but d'étudier le comportement des poutres partiellement précontraintes et de définir avec plus de précision les conditions d'application de la précontrainte partielle. Les principales conclusions, résumées dans ce qui suit, sont basées sur l'interprétation des résultats d'essais de 80 poutres précontraintes et partiellement précontraintes, ainsi que sur les résultats de plus de 500 essais de fatigue, effectués sur différents types d'armatures, dans les conditions de sollicitation des trois classes de béton précontraint.

1. Comportement d'ensemble sous charges statiques.

Sous charges statiques de courte durée, le comportement, au point de vue fissuration, déformation et rupture, d'une poutre partiellement précontrainte AP peut être déduit, avec une bonne approximation, du comportement de deux poutres de mêmes dimensions, comportant respectivement la seule armature passive (poutre A) et la seule armature de précontrainte (poutre P) de la poutre AP.

Les essais montrent en effet que l'on peut écrire les quatre relations suivantes, pour autant que les pourcentages d'armatures restent modérés :

$$M_R^{AP} = M_R^A + M_R^P \quad (1) \quad M_W^{AP} = M_W^A + M_d^P \quad (3)$$

$$M_f^{AP} = M_f^A + M_d^P \quad (2) \quad M_y^{AP} = M_y^A + M_d^P \quad (4)$$

Ces quatre relations s'énoncent successivement comme suit :

- (1) Le moment de rupture de la poutre AP est approximativement égal à la somme des moments de rupture de la poutre A et de la poutre P .
- (2) Le moment de fissuration de la poutre AP est approximativement égal à la somme du moment de fissuration de la poutre A et du moment de décompression de la poutre P .

- (3) Le moment correspondant à l'obtention d'une ouverture maximale des fissures (w) de la poutre AP est, approximativement et en général avec sécurité, égal à la somme du moment qui provoque la même ouverture des fissures dans la poutre A et du moment de décompression de la poutre précontrainte.

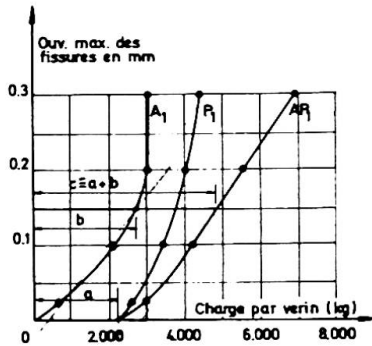


FIG. 6

La figure 6 donne, à titre d'exemple, l'évolution comparée de l'ouverture maximale des fissures en fonction de la charge appliquée, pour une poutre AP et pour les poutres A et P correspondantes.

- (4) Le moment correspondant à l'obtention d'une flèche déterminée de la poutre AP est approximativement égal à la somme du moment correspondant à l'obtention de la même flèche de la poutre A et du moment de décompression de la poutre P.

On constate ainsi qu'il est possible, dans le cas des poutres partiellement précontraintes, de bénéficier de leur comportement en tant que poutre précontrainte jusqu'à la décompression et de leur comportement en tant que poutre armée, au-delà de la décompression.

2. Comportement ultime sous charges statiques.

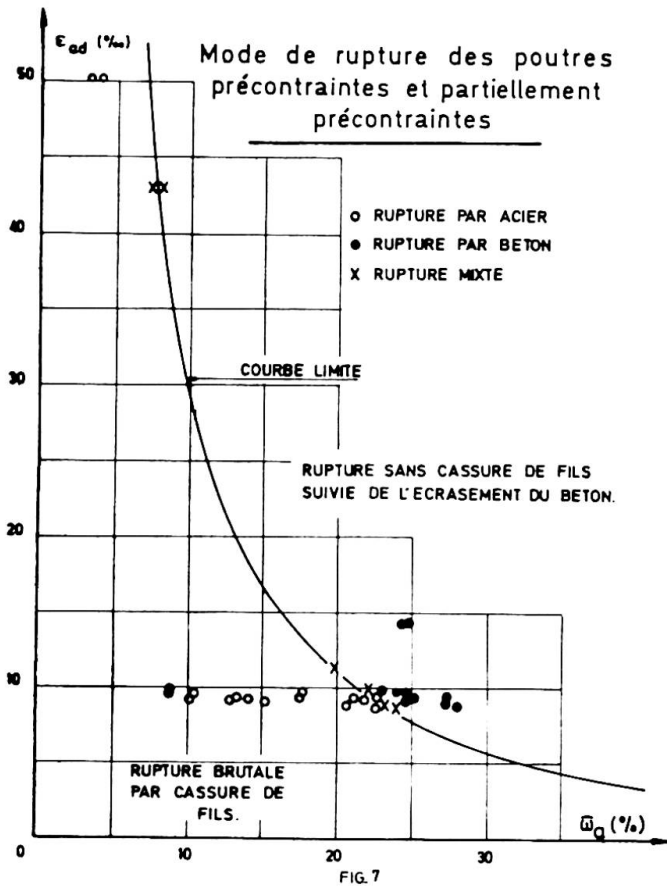
La rupture des poutres précontraintes et partiellement précontraintes peut se produire par cassure nette des armatures, par écrasement du béton ou simultanément par écrasement du béton et cassure des armatures (rupture mixte). Le mode de rupture dépend du degré de précontrainte, de la position relative des armatures active et passive et des caractéristiques du béton et des aciers.

Des études théoriques, confirmées par les recherches expérimentales, ont permis de déterminer une relation entre l'allongement disponible après mise en tension de l'armature active (ϵ_{ad}) et le pourcentage mécanique de cette armature ($\bar{\omega}_a$) correspondant à l'obtention d'une rupture mixte.

Le diagramme de la figure 7 résume les résultats obtenus sur une série de 38 poutres précontraintes et partiellement précontraintes. Les points représentatifs des ruptures mixtes se distribuent avec une bonne précision sur une courbe dont l'équation est la suivante :

$$\epsilon_{ad} = \frac{376}{\bar{\omega}_a} - 7,5 \quad , \quad \text{avec} \quad \bar{\omega}_a = \omega_a \cdot \frac{R_{mG}}{\sigma'_{bm}}$$

(ϵ_{ad} et ω_a en %).



Cette courbe permet d'obtenir des indications pratiques relatives au choix des types d'armatures et de bétons permettant d'éliminer le risque de rupture brutale par cassure nette des fils. Ainsi, pour un pourcentage géométrique d'armature $\bar{\omega}_a$ et pour un acier de résistance R_{mG} , dont la capacité d'allongement disponible après mise en tension vaut ε_{ad} , on peut déterminer, à l'aide de cette courbe, la valeur minimale de $\bar{\omega}_a$ et par conséquent la valeur à la fois maximale et optimale du béton (σ'_{bm}) correspondant à l'obtention d'une rupture mixte. Inversement,

pour un béton de résistance donnée et pour une valeur déterminée de $\bar{\omega}_a$, la même courbe permet de définir la valeur minimale de ε_{ad} que doit présenter l'armature de précontrainte, pour éviter tout risque de rupture brutale par cassure nette des armatures; connaissant l'allongement ε_0 absorbé lors de la mise en précontrainte, on peut en déduire la valeur minimale $\varepsilon_0 + \varepsilon_{ad}$ de la capacité de déformation en charge que doivent présenter les armatures.

3. Comportement en fissuration.

La résistance à la fissuration des poutres sous charge statique de courte durée est proportionnelle à la résistance du béton et à l'effort de précontrainte. Les armatures de béton armé jouent un rôle favorable sur la fissuration apparaissant au cours de la première mise en charge, surtout si elles sont à adhérence améliorée; ces armatures conduisent en effet à la formation d'un grand nombre de fissures faiblement ouvertes. Par contre, au cours du déchargement, les armatures de béton armé empêchent partiellement les fissures de se refermer sous l'effet de la précontrainte. Les essais montrent qu'en leur absence, les fissures sont pratiquement refermées, pour des charges à peine inférieures aux charges de décompression, alors qu'en présence de ces armatures, il faut parfois descendre jusqu'à la moitié de la charge de décompression avant que des fissures,

dont l'ouverture avait atteint 0,1 mm., ne soient pratiquement refermées. Cet effet néfaste de l'adhérence des armatures est d'autant plus important que l'ouverture des fissures atteinte au cours de la première mise en charge a été plus importante. On a en effet observé dans certains cas que des fissures ayant atteint des ouvertures de 0,15 à 0,20 mm. ne se sont jamais plus refermées, même après déchargement complet.

La présence d'une fissuration permanente au déchargement et l'évolution de cette fissuration au cours de mises en charges successives entraînent une limitation non négligeable des domaines d'application pratique de la précontrainte partielle.

4. Comportement sous charges dynamiques.

De nombreux essais de fatigue sur poutres partiellement précontraintes ont montré que leur comportement reste satisfaisant aussi longtemps que les charges ne dépassent pas la charge de décompression statique. Au-delà de cette charge, l'influence de la fatigue se traduit par une diminution de la charge de fissuration, qu'on peut estimer en moyenne à 20 % de la charge de fissuration statique, et par un accroissement rapide de l'ouverture des fissures, suivi ou non d'une stabilisation. Dans certains cas, des ouvertures permanentes non négligeables apparaissent après déchargement, dès que la charge de décompression a été dépassée en sollicitations dynamiques; dans tous les cas, les moments de réouverture des fissures sont fortement diminués. Des essais récents effectués à l'Université de Liège et au Laboratoire Magnel, dans le cadre d'une recherche subventionnée par le Centre Scientifique et Technique de la Construction et par l'IRSIA, montrent que, dans les conditions normales de service, l'état de fissuration des poutres soumises à des sollicitations dynamiques, tend vers une stabilisation, aussi bien sous charges maximales qu'après déchargement, et que les ouvertures résiduelles des fissures dépendent directement du pourcentage d'armature passive.

A titre d'exemple, la figure 8 montre l'évolution de l'ouverture maximum des fissures et de la flèche d'une poutre partiellement précontrainte soumise à des sollicitations dynamiques.

En ce qui concerne la résistance ultime des poutres partiellement précontraintes, on constate que celle-ci n'est pas affectée par la fatigue, pour autant que les armatures utilisées présentent des limites d'endurance adaptées aux sollicitations qui leur sont imposées.

Les limites d'endurance obtenues sur poutres sont en accord satisfaisant avec les limites d'endurance des armatures de précontrainte, sauf dans les cas

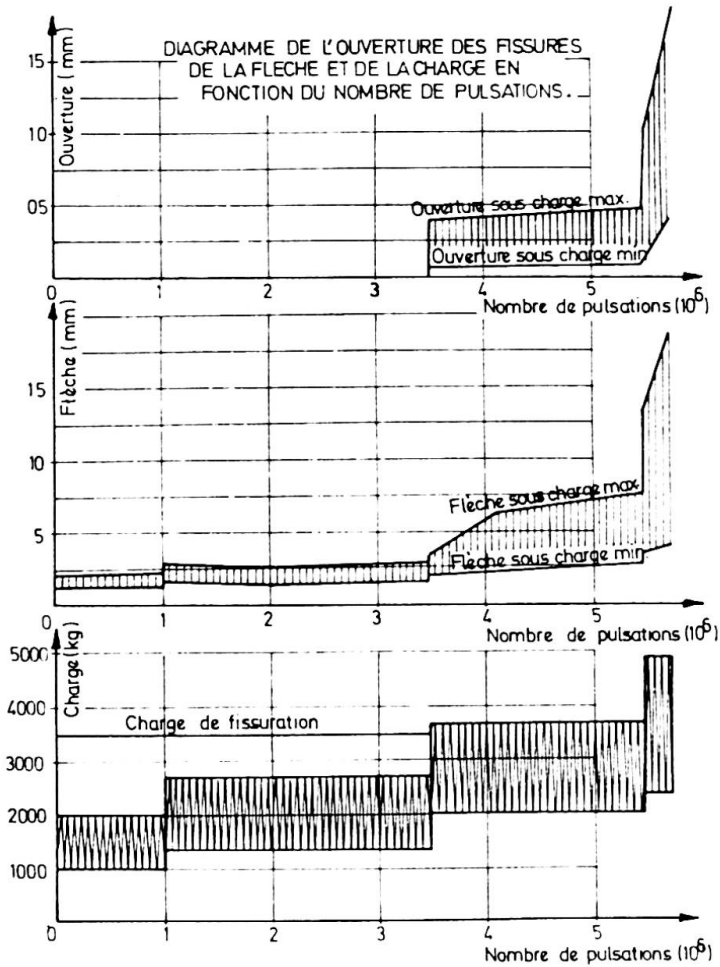


FIG. 8

très fréquents où les armatures passives se rompent prématurément en fatigue sous l'effet des sollicitations alternées auxquelles elles sont soumises.

Les figures 9 et 10 montrent clairement la rupture par fatigue des armatures passives d'une poutre partiellement précontrainte.

Les résultats des recherches expérimentales font apparaître la nécessité de prendre en compte, dans le dimensionnement des poutres partiellement précontraintes, tous les facteurs influençant le comportement des pièces.

Les facteurs plus importants, qui ont trait au comportement sous charges dynamiques ou répétées, sont les suivants :

- au point de vue du comportement ultime et de la sécurité : les qualités d'endurance des aciers utilisés comme armatures passives et actives ainsi que les capacités d'allongement des armatures actives;
- au point de vue du comportement en service : l'importance, après stabilisation, de l'ouverture permanente des fissures et des ouvertures sous charges maximales.



Fig. 9.

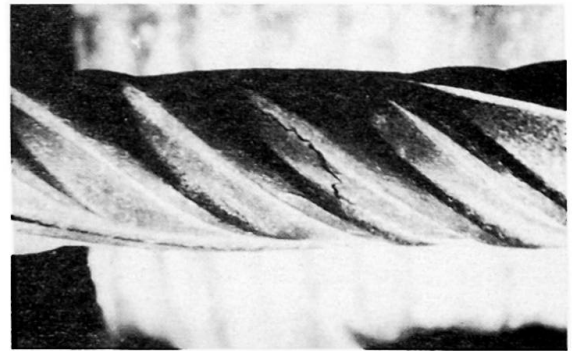


Fig. 10.

RÉSUMÉ

Le développement de la précontrainte partielle trouve sa justification dans l'intérêt économique que présente cette technique.

On peut définir sur des bases théoriques, les domaines d'application économique de la précontrainte partielle, c'est-à-dire des limites de portée économique.

Par ailleurs, l'influence défavorable que peuvent présenter certains facteurs sur le comportement des poutres partiellement précontraintes doit être prise en compte dans le dimensionnement.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Entwicklung des teilweise vorgespannten Betons beruht auf dem wirtschaftlichen Interesse dieser Technik. Aus theoretischen Grundlagen kann man das wirtschaftliche Anwendungsgebiet des teilweise vorgespannten Betons festlegen, d.h. die Grenzen der wirtschaftlichen Spannweiten.

Beim Dimensionieren muss man jedoch die ungünstige Wirkung, die verschiedene Faktoren auf das Verhalten von teilweise vorgespannten Balken haben, berücksichtigen.

SUMMARY

The development of partial prestressing is due to the economical interest which this technique presents. On theoretical bases, one may define the field of economical application of partial prestressing, in other words the limits of the economical spans.

On the other hand, as to designing, one has to consider the unfavourable influence which certain factors may have upon the behaviour of partially prestressed beams.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Praktische Erfahrungen bei der Anwendung der teilweisen Vorspannung

Practical Experience over the Use of Partial Prestressing

Expériences pratiques lors de l'application de la précontrainte partielle

HORST SCHMIDT

Prof.Dr.-Ing.

Institut für Stahlbeton Dresden, DDR

CHRISTOPH KÖRNER

Dipl.-Ing.

1. Einleitung

Für die Berechnung von Spannbetonkonstruktionen ist seit 1964 in der Deutschen Demokratischen Republik die TGL 0-4227 "Spannbeton - Berechnung und Ausführung"[1] verbindlich. Diese enthält im Abschnitt 1 die im wesentlichen unveränderten Berechnungsgrundsätze der DIN 4227 [2] für volle und beschränkte Vorspannung auf der Grundlage des Zustandes I. Der neu aufgenommene Abschnitt 2 gestattet eine Berechnung von Spannbetonbauteilen nunmehr auch nach Zustand II. Er gilt für Spannbetonkonstruktionen mit vorwiegend ruhender Belastung, bei denen das Auftreten von Rissen mit begrenzter Rißweite zulässig ist.

Bei Berechnung nach voller oder beschränkter Vorspannung werden mit den in der DDR und DBR gültigen Stahlspannungen Konstruktionen erzielt, deren Querschnittsabmessungen und Bewehrungsgrad im allgemeinen durch die Einhaltung zulässiger Spannungen unter Gebrauchslast für die ungünstigste Zusammenstellung aller Lastfälle bestimmt wird. Der Nachweis der Sicherheit gegen Erreichen der Traglast ist in der Regel ohne Einfluß auf die Bemessung. Die Berechnung von Spannbetonquerschnitten auf der Grundlage eines Systems zulässiger Spannungen erlaubt damit keine Anwendung der Sicherheitstheorie in der Form, daß eine Analyse des Sicherheitsbeiwertes den Ausgangspunkt der Bemessung bildet und führt zudem zu unwirtschaftlich großen Sicherheiten [3] .

Der Nachweis der Rißsicherung darf näherungsweise unter Annahme eines ungerissenen Betonquerschnittes geführt werden. Dieses in der Praxis wegen seiner einfachen Handhabung meist angewendete Verfahren der sogenannten "Zugkeildeckung" ist stets dann unwirtschaftlich, wenn aus Gründen der Rißsicherung zusätzliche Bewehrung angeordnet werden muß.

Die Einhaltung der für Spannbetonkonstruktionen bisher üblichen strengen Forderung, jegliche Rißbildung unter Gebrauchslast

gänzlich auszuschalten (Volle Vorspannung) oder weitgehend zu vermeiden (Beschränkte Vorspannung) ist nicht in allen Fällen notwendig. Die Zulassung von Rissen mit beschränkter Breite führt unter bestimmten Bedingungen nicht zur Gefährdung dieser Konstruktionen durch Korrosion der Stahleinlagen, bietet dafür aber eine Reihe wirtschaftlicher Vorteile (Bilder 1 und 2).

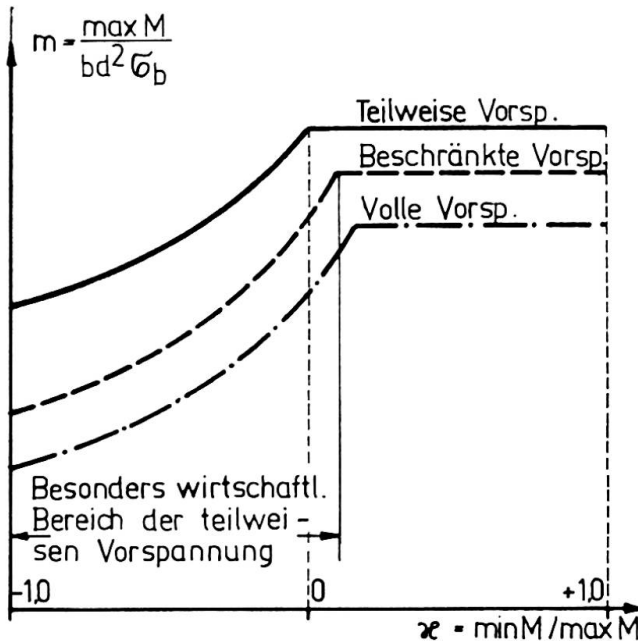


Bild 1: Tragvermögen von Spannbetonquerschnitten unterschiedlichen Vorspanngrades in Abhängigkeit vom Belastungsverhältnis

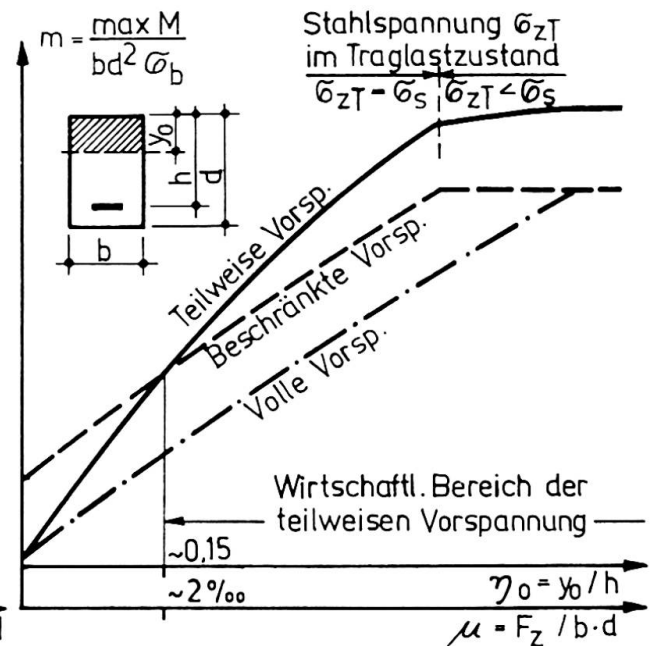


Bild 2: Tragvermögen von Spannbetonquerschnitten unterschiedlichen Vorspanngrades in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad

2. Grundlagen des Verfahrens

Das Verfahren zur Berechnung von Spannbetonkonstruktionen nach Zustand II schließt einerseits die Lücke zwischen den Anwendungsbereichen der beschränkt vorgespannten und schlaff bewehrten Konstruktionen und gestattet bei einer annähernd zutreffenden Beschreibung der physikalischen Zusammenhänge eine praktische Anwendung der Sicherheitstheorie.

Grundlage des Berechnungsverfahrens ist die Einhaltung der drei kritischen Zustände. Diese sind gegeben durch

- a) Erreichen der Traglast
- b) Erreichen unzulässig großer Rißweiten
- c) Erreichen unzulässig großer Durchbiegungen.

Das Erreichen einer dieser kritischen Zustände bedeutet, daß das Bauteil bei einer weiteren Laststeigerung für den vorgesehenen Verwendungszweck unbrauchbar wird, auch wenn diese Laststeigerung nicht zum Bruch führt.

Berechnungen an verschiedenen Bauteilen haben gezeigt, daß von den drei kritischen Zuständen im allgemeinen der Zustand Traglast maßgebend für die Berechnung einer Spannbetonkonstruktion ist. Der Traglastnachweis bildet daher den Ausgangspunkt der Berechnung und Bemessung von Spannbetonkonstruktionen nach Zustand II und charakterisiert das Berechnungsverfahren als Traglastverfahren. Als summarische Sicherheit gegen Erreichen der Traglast, bezogen auf den Stahl, wird $\eta_T = 1,70$ gewählt. Eine Aufgliederung des Sicherheitsfaktors für Eigenlast und Verkehrslast wird nicht vorgenommen.

Die anschließend an den Traglastnachweis zu führenden Nachweise entscheiden darüber, welcher Anteil der Gesamtbewehrung zur Einhaltung zulässig großer Formänderungen oder Spannungen vorgespannt oder schlaff eingelegt werden muß. Hierbei ist die Vorspannung des gesamten Bewehrungsquerschnittes mit den im Spannbett zulässigen Stahlspannungen der Regelfall. Nur in Ausnahmefällen wird mit Rücksicht auf die Formänderungen eine Vergrößerung des Querschnittes der Spannbewehrung über die durch den Traglastnachweis gegebene Größe hinaus notwendig werden.

Für den Nachweis der Rißweiten erweist sich die Unterscheidung zwischen einer mittleren Gebrauchslast - Mittellast - und einer größtmöglichen Gebrauchslast - Höchstlast - als zweckmäßig. Die Höchstlast entspricht der ungünstigsten Lastkombination aller im Gebrauchszustand des Bauwerkes wirksamen Lasten. Die Mittellast umfaßt den durchschnittlich wirkenden Teil der Höchstlast, der nur selten und auch nur kurzfristig überschritten wird.

Das elastische Verhalten vorgespannter Konstruktionen rechtfertigt für die nur kurzfristig wirkenden Höchstlasten die Festlegungen größerer zulässiger Rißweiten als für die Mittellast. Sie werden je nach den Lagerungsbedingungen, zum Beispiel feucht oder trocken, in Größenordnungen gehalten, die in jedem Falle ein günstigeres Rißbild als beim schlaff bewehrten Stahlbeton zur Folge haben und weder im Stahl noch im Beton plastische Formänderungen hinterlassen. Darüber hinaus können die Lagerungsbedingungen des Bauwerkes auch die Begrenzung der Rißweite auf Null erforderlich machen, zum Beispiel bei feuchter Lagerung, so daß hierfür die Wirkung einer vollen Vorspannung eintritt.

Mit der Bemessung nach der Traglast wird eine Konstruktion erzielt, welche einerseits die hochfesten Stähle und Betone auszunutzen gestattet und damit wirtschaftliche Vorteile gegenüber dem Stahlbeton aufweist und andererseits mit der Aufgabe der Forderung auf Rissefreiheit auch wirtschaftlich gegenüber voll und beschränkt vorgespannten Konstruktionen ist.

3. Berechnungshilfsmittel

Zur Erleichterung der praktischen Anwendung des Berechnungsverfahrens nach Zustand II wurden im Institut für Stahlbeton, Dresden "Erläuterungen zur TGL O-4227, Abschn. 2" [4] ausgearbeitet, die neben einer Darstellung der Grundlagen Hinweise zur Berechnung, Berechnungshilfsmittel in Form von Zahlentafeln und Tabellen sowie Angaben über den wirtschaftlichen Anwendungsbereich enthalten.

Für die Durchführung des Spannungsnachweises im Zustand II wurden spezielle Berechnungshilfsmittel "Tabellen zur Spannungsermittlung im Zustand II bei einachsiger Biegung mit Längsdruckkraft für Rechteck-, Plattenbalken- und Kreisringquerschnitte" [5] geschaffen.

4. Belastungszustände und Nachweise

Bei einer Berechnung von Spannbetonkonstruktionen nach Zustand II sind Nachweise verschiedener Art zu führen:

- a) Nachweis der Sicherheit gegen Erreichen der Traglast
- b) Nachweis der Einhaltung zulässiger Rißweiten und Durchbiegungen
- c) Nachweis der Einhaltung zulässiger Spannungen.

Die einzelnen Belastungszustände sowie die hierfür zu erbringenden Nachweise sind in Tafel 1 aufgeführt.

Tafel 1

Belastungszustand	Lastfälle	Nachweise
Traglast	$v + \varphi + 1,7 (g + p_h)$	Sicherheit gegen Erreichen der Traglast vorh $v_T \geq 1,7$ Hauptzugspannungen
Vor Aufbringen der Vorspannung	$v^{(0)}$ (Spannbett)	Zugspannung in der Spannbewehrung
Unmittelbar nach Aufbringen der Vorspannung	$v + g_1$	Druckspannung in der vorgedrückten Zugzone Zugspannung in der Druckzone
Mittellast	$v + \min \varphi + g + p_m$	Rißweiten
Höchstlast (maximale Gebrauchslast)	$v + \min \varphi + g + p_h$ $v + \max \varphi + g + p_h$	Zugspannung in der Spannbewehrung Zugspannung in der schlaffen Bewehrung Rißweiten Durchbiegungen

v Vorspannung

φ Schwinden und Kriechen

g ständige Last

p Verkehrslast infolge Mittellast (p_m) oder Höchstlast (p_h)

Die im Zustand Traglast wirkenden Spannungen in der Betondruckzone werden in Übereinstimmung mit der TGL 11422 (Bauwerke und Fertigbauteile aus Beton und Stahlbeton, Berechnungsgrundlagen-Traglastverfahren) [6] mit einer parabolischen Verteilung angenommen, um eine Verwendung der Berechnungstabellen der TGL 11422 zu ermöglichen. Als Betonstauchungen werden $\min \epsilon_b = -2\%$, als zusätzliche Stahlzugdehnungen $\max \epsilon_{bz} = 7\%$ zugelassen.

Anstelle des Nachweises der Betondruckspannungen im Belastungszustand $v+g$, kann auch ein Traglastnachweis für v fache Vorspannkraft geführt werden [7]. Ein Nachweis der Betondruckspannungen unter Höchstlast ist nicht erforderlich.

5. Berechnung der Spannungen im Zustand II

Für den Zustand Höchstlast sind Nachweise für Spannungen und Rißweiten zu erbringen. Die Berechnung des Spannungszustandes unter Höchstlast muß auf der Grundlage des Zustandes II erfolgen. Nur die Annahme eines gerissenen Betonquerschnittes erlaubt eine in physikalischer Hinsicht zutreffende Aussage über die Spannungsverteilung und die Größe der zu erwartenden Risse. Der Nachweis, daß sowohl die Stahlspannung als auch die Rißweite zulässige Werte nicht überschreiten, erübrigt zugleich die Führung eines besonderen Rißsicherungsnachweises, wie er nach DIN 4227 für Spannbetonkonstruktionen üblich ist.

In diesem Zusammenhang muß erwähnt werden, daß nach TGL O-4227, Abschnitt 1, die Rißsicherung mit Hilfe der Zugkeildeckung nur noch in den Fällen zulässig ist, in denen keine zusätzliche schlaffe Bewehrung erforderlich wird. In allen anderen Fällen muß die Berechnung der Rißsicherung nach Zustand II unter Ausschluß aller Betonspannungen erfolgen.

Gegenüber dem schlaff bewehrten Stahlbeton und dem Spannbeton im Zustand I gestaltet sich die Spannungsermittlung für den Spannbeton im Zustand II wesentlich schwieriger und langwieriger, weil bei vorgespannten Stahlbetonquerschnitten die Lage der Querschnittschwerachse auch von den Schnittgrößen abhängt und das Superpositionsgesetz in der Regel nicht mehr anwendbar ist.

Die Spannungen unter Höchstlast können nicht mehr wie im Zustand I durch Superposition der Spannungsanteile aus verschiedenen Lastfällen gewonnen werden, sondern müssen aus den im Belastungszustand "Höchstlast" wirkenden Schnittgrößen berechnet werden. Der Spannungsermittlung geht die Bestimmung der Druckzonenhöhe y_0 voraus, mit deren Hilfe der Spannungszuwachs $\Delta\sigma_{z,v+q+\varphi}$

in der Bewehrung ermittelt werden kann. Er ist mit der Spannbettspannung $\sigma_{z,v+\varphi}^{(0)}$ und der gesuchten Gesamtspannung $\sigma_{z,v+q+\varphi}$ durch folgende Beziehungen verknüpft

$$\sigma_{z,v+q+\varphi} = \sigma_{z,v+\varphi}^{(0)} + \Delta\sigma_{z,v+q+\varphi} \quad (1)$$

Bei Benutzung von Berechnungstabellen wird die mit einer Spannungsermittlung im Zustand II verbundene umfangreiche Rechnung auf ein Mindestmaß beschränkt und Rechenfehler hierbei weitgehend ausgeschlossen.

6. Ermittlung der Rißweiten

Die TGL O-4227, Abschnitt 2, verlangt den rechnerischen Nachweis der zu erwartenden Rißweite für Höchstlast und Mittellast. Der Sinn dieses Nachweises liegt weniger in der Vorausberechnung der am betreffenden Bauteil zu erwartenden Rißweite, als vielmehr in der sinnvollen Einstufung des Bauteils entsprechend seiner Korrosionsgefährdung, deren Maßstab die jeweils zulässige Rißweite ist.

Bei der Festlegung zulässiger Rißweiten für Spannbetonbauteile mußten wegen ihrer größeren Korrosionsgefährdung strengere Maßstäbe als im Stahlbeton angelegt werden. Andererseits konnten für selten und nur kurzzeitig wirkende Belastungen (Höchstlast) erleichterte Bedingungen zugelassen werden. Infolge der Vorspannung werden die Risse sich bei Verringerung der äußeren Beanspruchung wieder schließen, so daß die Rißweite bei Höchstlast nur kurze Zeit zu erwarten ist und eine ernsthafte Korrosionsgefahr nicht eintreten kann. In Abhängigkeit von den atmosphärischen Bedingungen wurden die in Tafel 2 angegebenen Werte für die zulässigen Rißweiten festgelegt.

Tafel 2

Atmosphärische Bedingungen	Belastungs- zustand	Zulässige Rißweite
In sehr feuchter oder aggressiver Atmosphäre	Mittellast Höchstlast	0 0,10 mm
Allgemein im Freien	Mittellast Höchstlast	0,10 mm 0,25 mm
In trockener Luft, z.B. in trockenen Räumen	Mittellast Höchstlast	0,15 mm 0,35 mm

Für die Rißweite w ist bei Spannbetonbauteilen der Spannungszuwachs bzw. die sog. "rißerzeugende" Stahlspannung $\Delta\sigma_{z,v+q+\psi}$ maßgebend. Ihrer Berechnung liegt folgende Beziehung zugrunde

$$w_{z,v+q+\psi} = k \frac{d}{\mu} \cdot \frac{\Delta\sigma_{z,v+q+\psi}}{E_z} \quad (2)$$

Hierzu bedeuten

k Konstante zur Kennzeichnung der Querschnittseigenschaften sowie der Beschaffenheit des Bewehrungsstahls

d Durchmesser des Bewehrungsstahls

μ Bewehrungsgrad

E_z Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls

Der Nachweis zulässiger Rißweite wird in der Regel unter Zuhilfenahme spezieller Berechnungshilfsmittel [4] durch die Ermittlung eines Maximaldurchmessers $\max d$ für den Bewehrungsstahl erbracht.

7. Ermittlung der Durchbiegungen

Nach TGL O-4227, Abschnitt 2, sind die Durchbiegungen eines Bauteils unter Höchstlast nachzuweisen, wenn die betreffende Konstruktion gegen Durchbiegungen empfindlich ist.

Durch die Vorschreibung von starren Grenzwerten der Durchbiegung für vorgespannte balkenartige Bauteile kann nicht mit Sicherheit ausgeschlossen werden, daß durch zu große Durchbiegungen bestimmte Bauteile in ihrer Funktionstüchtigkeit beeinträchtigt wer-

den. Zudem würde der Nachweis der Durchbiegungen in vielen Fällen für die Bemessung maßgebend werden und damit eine unwirtschaftliche Bemessung auch derjenigen Konstruktionen nach sich ziehen, für die eine Begrenzung der Durchbiegung im Hinblick auf ihre Funktion gar nicht nötig ist. Aus den genannten Gründen wurden keine zulässigen Werte für die Durchbiegungen in die TGL 0-4227 aufgenommen. Es bleibt damit dem Projektanten überlassen, über die Zulässigkeit von Durchbiegungen entsprechend den konstruktiven Gegebenheiten zu entscheiden.

8. Anwendungsbeispiele

Für die Fertigteile 12 m-Dachkassettenplatten, Deckenhohlplatten, Maste und Mastfüße wird seit mehreren Jahren in der DDR die teilweise Vorspannung nach den vorgenannten Grundlagen mit Erfolg angewandt. Für alle diese durch unterschiedliche Beanspruchungsverhältnisse und Querschnittsausbildung gekennzeichneten Elemente konnten wirtschaftliche Vorteile gegenüber der beschränkten Vorspannung erzielt werden.

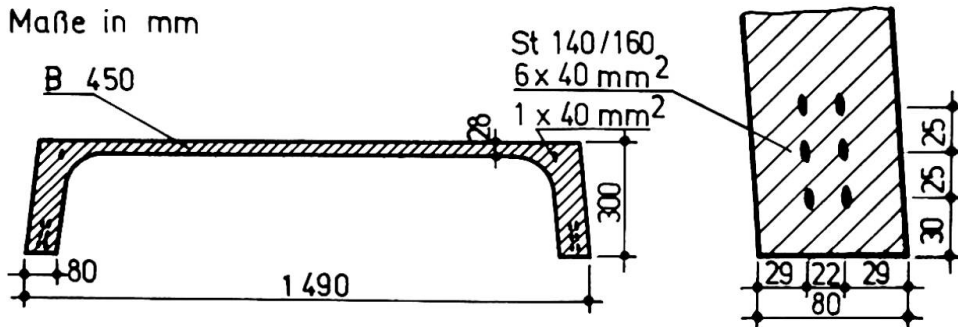


Bild 3: Querschnitt der 12 m-Dachkassettenplatte

Im Bild 3 ist der mittlere Querschnitt der nur mit Randrippen versehenen Dachkassettenplatte für 12 m Stützweite dargestellt [8] [9]. Für diesen Querschnitt errechnen sich nach Zustand I mit der Gesamtbelastung $q = g + p = 316 + 150 = 466 \text{ kp/m}$ die im Bild 4 angegebenen Spannungen. Für den ölschlufvergüteten Spannstahl ist dabei vorerst noch mit

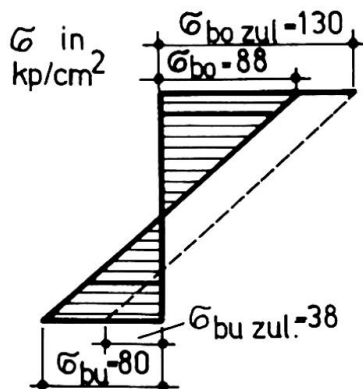


Bild 4: Betonspannungen nach Zustand I für den Belastungszustand $v + \max \varphi + q$ und die nach [1] für beschränkte Vorspannung zulässigen Spannungen

der wegen dessen Empfindlichkeit gegen Spannungsrißkorrosion begrenzten zulässigen Spannung im Spannbett von $7\ 200 \text{ kp/cm}^2$ gerechnet worden. Nach Bild 4 werden die nach [1] für beschränkte Vorspannung zulässigen Betonzugspannungen weit überschritten. Mit der Voraussetzung des Vorspanngrades teilweise Vorspannung konnten für den gleichen Querschnitt die Nachweise ausreichen-

der Sicherheit gegen Erreichen der Traglast, Einhaltung zulässiger Rißweiten, Durchbiegungen und Spannungen geführt werden. Als maximale Rißweite wurde $w = 0,05 < 0,1$ mm mit der Annahme, daß die Mittellast gleich der Höchstlast ist, errechnet. Nach [1] muß die Durchbiegung u.a. für alle Bauteile nachgewiesen werden, deren Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{l_i}{h} > 35$ ist. Für die Dachkassettenplatte mit $\lambda = 49$ ergab sich mit einer angenommenen Dauerlast von 361 kp/m eine Durchbiegung von $f_{v+\max \varphi+q} = 4,39$ cm. Die Zugspannungen in der Spannbewehrung blieben mit $\sigma_{z,v+\max \varphi+q} = 7362$ kp/cm² unter den zulässigen Werten. In den durchgeführten Tragfähigkeitsversuchen wurden die errechneten Größen bestätigt.

Durch die Anwendung der teilweisen Vorspannung für diese Dachkassettenplatten konnte ein beachtlicher wirtschaftlicher Vorteil erzielt werden, denn auf eine nach beschränkter Vorspannung notwendige Rippenverbreiterung oder Vergrößerung der Querschnittshöhe oder Verstärkung der Bewehrung konnte verzichtet werden.

Bis zum Jahresende 1967 wurden 370 000 m² dieser Platten eingebaut. Die an zwei Bauwerken seit 1964 regelmäßig durchgeführten Beobachtungen von 2852 Platten haben bisher zu keinerlei Beanstandungen geführt.

Für Leuchten-, Fahrleitungs- und Energiemaste wird in zunehmendem Umfang der Spannbeton angewandt. Die Bemessung dieser Masenelemente nach der teilweisen Vorspannung ist wegen der wechselnden Beanspruchung entsprechend Bild 1 besonders wirtschaftlich. Aus dem Spannbetonmastensortiment der DDR [10] wird als Beispiel der Leuchtenmast L 10.0 mit einer freien Länge von 10 m bei einer Gesamtlänge von 12 m herausgegriffen. Zur Unterbringung des Sicherungselementes ist 40 cm über Geländeoberkante eine Aussparung notwendig. Für die Bemessung dieser konischen Maste wird der an der Unterkante dieser Aussparung liegende Querschnitt maßgebend. Er ist aus Bild 5 ersichtlich. Bei einer Untersuchung nach Zustand I können, wie im Bild 5 aufgezeigt, die zulässigen Betonzugspannungen für beschränkte Vorspannung nach [1] nicht eingehalten werden. Auf eine Vergrößerung des Betonquerschnittes oder der Spannbewehrung konnte durch die Berechnung nach der teilweisen Vorspannung verzichtet werden. Für den Leuchtenmast L 10.0 errechnete sich die Rißweite unter Höchstlast zu $w = 0,1$ mm, also wesentlich unter der nach Tafel 2 zulässigen. Experimentelle Erprobungen mit diesen Masten ergaben eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Berechnungswerten.

Nach der teilweisen Vorspannung bemessene Spannbetonmaste sind seit 1960 in großem Umfange produziert und aufgestellt worden. Umfangreiche Untersuchungen an Spannstählen ausgebaute Maste, die bis zu 4 Jahren Beanspruchungen unter Betriebsbedingungen ausgesetzt waren, ergaben keine Anhaltspunkte dafür, daß sich die für teilweise Vorspannung zulässige Rißbildung ungünstig auf den Korrosionsbefall der Spannstähle auswirkt.

Auch bei der Bemessung von im Spannbett hergestellten Vollwandbindern mit I-Querschnitt erbrachte die teilweise Vorspannung geringeren Materialeinsatz. Der meistbeanspruchte Querschnitt eines trapezförmigen Vollwandbinders für 24 m Spannweite ist im Bild 6 dargestellt. Für diesen im Dreittelpunkt des Binders gelegenen

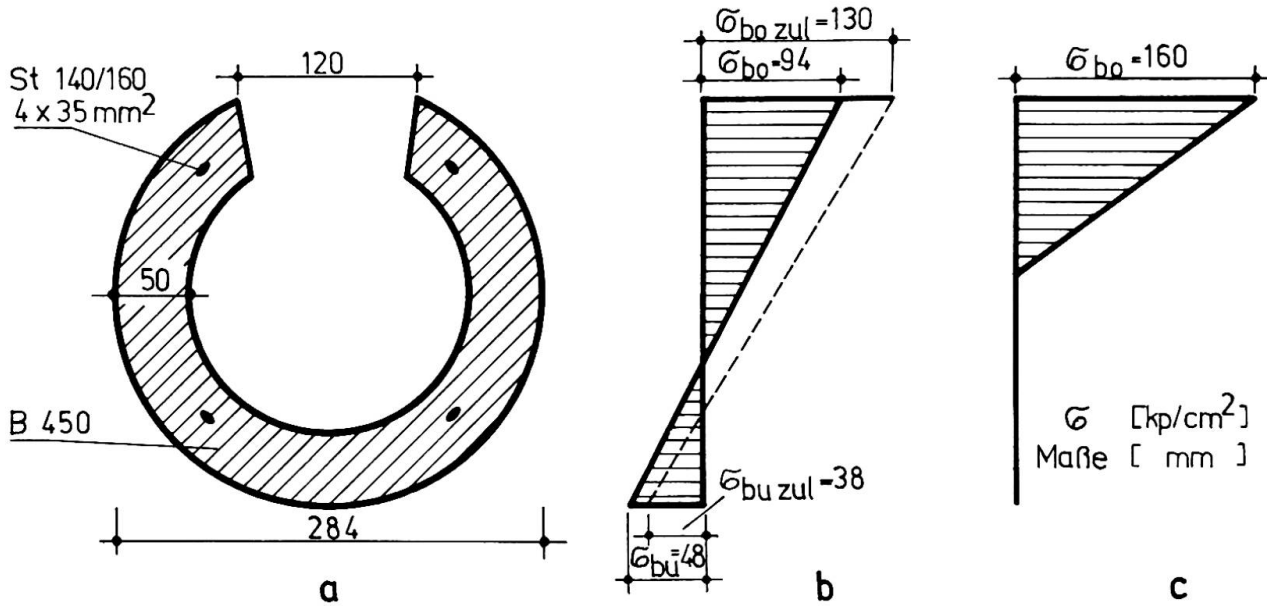


Bild 5: a) Für die Bemessung maßgebender Querschnitte des Leuchtmastes L 10.0
 b) Betonspannungen nach Zustand I für den Belastungszustand $v + \max \varphi + q$ und die nach [1] für beschränkte Vorspannung zulässigen Spannungen
 c) Betonspannungen nach Zustand II für den Belastungszustand $v + \max \varphi + q$

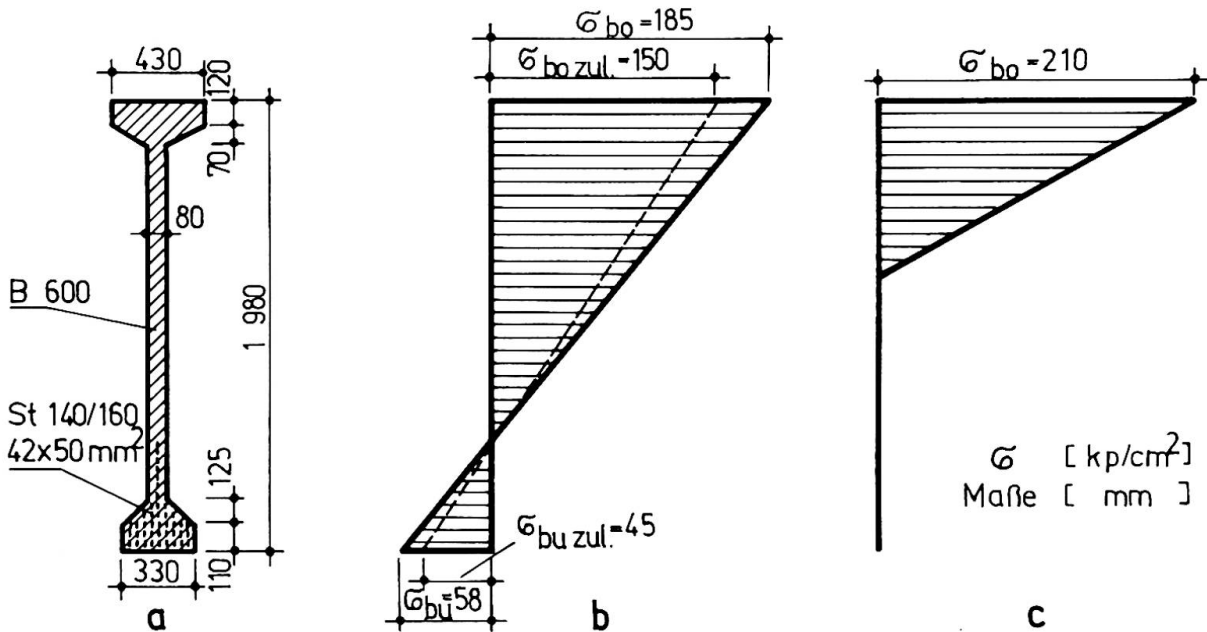


Bild 6: a) Querschnitt im Drittelpunkt eines Vollwandbinders für 24 m Spannweite
 b) Betonspannungen nach Zustand I für den Belastungszustand $v + \max \varphi + q$ und die nach [1] für beschränkte Vorspannung zulässigen Spannungen
 c) Betonspannungen nach Zustand II für den Belastungszustand $v + \max \varphi + q$

Querschnitt sind die mit einer Nutzlast von 3,8 Mp/m und einer Einzellast von 0,6 Mp/m nach Zustand I und Zustand II errechneten Betonspannungen im gleichen Bild aufgezeichnet. Ein Vergleich mit den eingetragenen zulässigen Spannungen bei beschränkter Vorspannung zeigt die Vorteile der teilweisen Vorspannung für diesen Fall. Die größte Rißweite dieses Binders unter Höchstlast wurde mit 0,1 mm ermittelt und überschreitet damit nicht den zulässigen Wert nach Tafel 2.

9. Einfluß der Rißweiten

Zur Erforschung des Einflusses verschiedener Rißweiten auf die Korrosion der Spannstähle wurden 1965 Balken mit Variation der Betondeckung, der Rißweiten, der Betongüte, des Wasser-Zement-Wertes und der Vorspannung hergestellt und in normaler Großstadtatmosphäre, an der Küste im Seeklima und in einer durch die chemische Industrie besonders aggressiven Atmosphäre ausgelagert. Einige dieser Versuchsstücke wurden in einer Klimakammer einem aggressiven Gasgemisch (CO₂; SO₂) mit erhöhter Luftfeuchtigkeit ausgesetzt.

Die bisher gewonnenen Ergebnisse mit diesen Balken bestätigen, was auch von vielen anderen Forschern schon festgestellt wurde [11] [12], daß bei Einhaltung der Rißweiten nach Tafel 2 keine Korrosion der Spannstähle befürchtet werden muß.

10. Schlußbetrachtung

Abschließend können für die zukünftige Berechnung von Spannbetonkonstruktionen folgende Gesichtspunkte genannt werden. Welcher Vorspannungsgrad für eine Konstruktion vorgesehen werden muß, wird durch die Forderung bestimmt, die an das Bauwerk in bezug auf die Rißsicherheit gestellt wird. Muß eine Konstruktion der Korrosionsgefährdung wegen absolut dicht und rissefrei sein, so wird die Berechnung nach wie vor auf der Grundlage zulässiger Spannungen erfolgen. Bauteile, für die eine Rissefreiheit nicht erforderlich ist, sollten nach Zustand II berechnet werden unter weitgehender Ausschöpfung der in der Konstruktion vorhandenen Reserven an Tragkraft.

Literaturverzeichnis

- [1] TGL 0-4227 Spannbeton-Berechnung und Ausführung
- [2] DIN 4227 Spannbeton-Richtlinien für Bemessung und Ausführung
- [3] Körner, C: Berechnung von Spannbetonkonstruktionen nach kritischen Zuständen.
Bauplanung-Bautechnik (1963), S.550 u. S.604
- [4] Autorenkollektiv:
Spannbeton-Berechnung nach Zustand II (Erläuterungen zur TGL 0-4227, Abschnitt 2).
VEB Verlag für Bauwesen, Berlin (1964)
- [5] Autorenkollektiv:
Tabellen zur Spannungsermittlung im Zustand II bei einachsiger Biegung mit Längsdruckkraft für Rechteck-, Plattenbalken- und Kreisringquerschnitte
VEB Verlag für Bauwesen, Berlin (1964)

- [6] TGL 11422 Bauwerke und Fertigteile aus Beton und Stahlbeton, Berechnungsgrundlagen-Traglastverfahren
- [7] Körner C. und Rickenstorf, G.:
Berechnung von Spannbetonquerschnitten im Bereich freidrehbar gelagerter Endauflager nach TGL 0-4227
Bauplanung-Bautechnik (1966), S. 30
- [8] Ebisch, D. u. Kehrer, J.:
Vorgespannte 12 m-Dachkassettenplatten
Schriftenreihe Stahlbeton, Deutsche Bauakademie Berlin, Heft 7 (1967)
- [9] Schmidt, H.: Vorgespannte Kassettenplatten für Dachkonstruktionen mit Spannbeton- oder Stahlbindern
Betonstein-Zeitung 33 (1967), S. 470
- [10] Haupt, W. und Körner, C.:
Entwicklung eines geschlossenen Spannbetonmasten-Sortimentes
Betonstein-Zeitung 33 (1967), S. 472
- [11] Rüsck, H.: Bericht über die Herbsttagung des Vereins Deutscher Zementwerke in Hamburg
Beton (1964), S. 509
- [12] Moskvín, V. M.: Verwendung von Spannbetonkonstruktionen in Industriebauten in aggressiver Umgebung
Beton i železobeton, Moskva, 10 (1964), S. 481

ZUSAMMENFASSUNG

Die Berechnung von Spannbetonkonstruktionen nach Zustand II ist seit 1964 in der DDR offiziell zugelassen. Die aus umfangreichen Forschungsarbeiten entwickelten Grundlagen zur Bemessung nach der teilweisen Vorspannung werden im vorstehenden Beitrag kurz beschrieben. Für drei ausgewählte Querschnitte von Spannbetonfertigteilen werden die erzielten wirtschaftlichen Vorteile der teilweisen Vorspannung durch einen Vergleich mit den Betonspannungen im Zustand I aufgezeigt.

SUMMARY

The plastic design of the prestress concrete structures is officially permitted in G.D.R. since 1964. The fundamental principles developed through extensive research work for the design with part prestressing are briefly described in the preceding paper. The economical advantages gained through part prestressing have been pointed out with the help of a comparison of concrete stresses in elastic region in the case of three typical cross sections of prefab prestress concrete units.

RÉSUMÉ

Le calcul des constructions en béton précontraint selon l'état II est officiellement admis dans la RDA depuis 1964. L'article actuel contient une description courte des bases pour la détermination des dimensions conformes à une précontrainte partielle, développées au moyen des recherches scientifiques étendues. Les avantages économiques obtenus par la précontrainte partielle sont montrés pour trois sections choisies par comparaison aux tensions du béton de l'état I.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVb

La nécessité d'accepter des tractions dans le béton précontraint

Die Notwendigkeit, Zugspannungen im Spannbeton zuzulassen

It Is Necessary to Accept Tensile Stresses in Prestressed Concrete

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Chef de la Division des Ouvrages d'art B
du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
(ancien Service Spécial des Autoroutes)
Ministère de l'Équipement et du Logement (France)

La présente communication se réfère à une note que nous avons établie le 19 Avril 1967 à l'intention de la Commission française chargée d'établir, sous la présidence de M. l'Ingénieur Général BONNOME, un nouveau Règlement de béton précontraint. Nous avons bénéficié, dans cette étude, des encouragements et d'observations de M. GUYON, ancien président de la Fédération Internationale de la Précontrainte, et de M. R. PELTIER, Ingénieur Général des Ponts et Chaussées, ancien Directeur du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapporteur Général de la Commission. Nous les remercions pour les précieux conseils qu'ils ont bien voulu nous donner.

o

o o

S'il est exact que, comme l'indique le rapport préliminaire, l'"Ecole française", c'est-à-dire les Règlements français de calcul et les principaux constructeurs français, ont pendant de longues années soutenu l'idée d'une précontrainte complète, il paraît utile d'indiquer que cette idée s'est trouvée souvent controversée dans notre pays au cours de ces dernières années. En effet un effort de réflexion a conduit à douter d'abord de la réalité d'un grand nombre de précontraintes que l'on avait calculées comme "complètes", puis par suite à douter de leur nécessité. Par voie de conséquence il est apparu que les avantages que l'on recherchait par la "précontrainte complète" n'étaient pas directement liés à celle-ci et que de nouveaux critères de sécurité pouvaient lui être substitués.

1 - Caractère inéluctable des tractions dans les ouvrages en béton précontraint :

1.1-Diverses causes de traction, admises dans notre pays depuis de longues années, dans les ouvrages précontraints, sont bien connues. Il s'agit essentiellement :

- de tractions en phase provisoire dans toutes les parties des ouvrages ;
- de tractions dans les zones d'ancrage, où il est à noter que

les câbles sont particulièrement exposés à la corrosion, mais en général relativement peu exposés à la fatigue;

- de tractions à peu près perpendiculaires aux câbles de précontrainte, dans les ouvrages précontraints dans une seule direction; de telles tractions tendent à ouvrir des fissures parallèles aux câbles;

- de tractions (flexion de hourdis et cisaillements des âmes des poutres) que l'on admet en général ne pas fissurer effectivement le béton, compte tenu des coefficients de sécurité réels attachés aux modes de calcul habituels des efforts. En ce qui concerne les hourdis, il convient de noter cependant qu'il s'agit de parties d'ouvrages où les câbles sont tout particulièrement exposés à la fatigue aussi bien qu'à la corrosion, et que pourtant, depuis de longues années, malgré le grand nombre de câbles ainsi exposés, aucun accident ni incident n'a jamais été signalé dans notre pays, même dans les cas où les hypothèses les plus favorables de calcul ont été admises.

1.2 - Bien d'autres causes d'importantes tractions, dont certaines sont assez peu connues, se rencontrent dans les ouvrages, même calculés comme soumis à des précontraintes complètes.

a) - le Règlement français ne prescrit la précontrainte complète qu'au temps t infini, c'est-à-dire toutes pertes de précontrainte effectuées. Or une telle vérification ne peut être que conventionnelle, portant sur un état mal connu, comme le montrent la diversité et les variations au cours des années des appréciations que l'on a faites des pertes de précontrainte (frottements, relaxation, fluage). Cet état risque de n'être jamais atteint ou d'être dépassé selon que les pertes de précontrainte sont surestimées ou sous-estimées. Au mieux, il ne doit être atteint théoriquement qu'au bout de longues années (durée du fluage du béton), alors que les surcharges sont appliquées aux ouvrages dès l'âge de 90 jours environ. A ce moment des tractions sont dues d'une part à un excès de précontrainte et d'autre part, en particulier pour de nombreux passages inférieurs d'autoroutes, à la circulation d'engins lourds de terrassements dont l'agressivité (poids, effet dynamique et nombre, alors que le béton est encore jeune) dépasse largement dans certains cas celle des surcharges réglementaires. Il importe de ne pas méconnaître ces tractions. C'est pourquoi, profitant de ce que le calcul électronique auquel il recourt largement sous forme de notes de calcul complètes permet de multiplier aisément les stades de vérification, le S.S.A.R. a procédé systématiquement, depuis deux ans, à un calcul des contraintes avec surcharges à l'âge de 90 jours, c'est-à-dire pertes en grande partie non effectuées, mais sans exiger la précontrainte complète à ce stade, la sécurité supplémentaire que permet cette vérification étant recherchée exclusivement par l'addition d'armatures passives.

Nous indiquons, en donnant deux exemples d'ouvrages courants, avec aciers de précontrainte à relaxation normale, les résultats que l'on obtient ainsi, en appliquant le Règlement français de béton précontraint qui apprécie assez sévèrement les pertes de précontrainte :

- à mi-portée d'une travée indépendante à poutres préfabriquées de 35m de longueur, on trouve dans les talons des compressions à l'âge de 90 jours de 40kg/cm² environ plus élevées qu'au temps t infini; mais sur la fibre supérieure, du fait de l'excentrement de la précontrainte, la compression est au contraire réduite de 6kg/cm²,

et cette seule cause suffit déjà à faire apparaître des tractions de la même grandeur dans le hourdis coulé en place entre les poutres. Dans les zones d'appui en revanche, le centrage de la précontrainte fait qu'à 90 jours les compressions sont uniformément plus élevées, de 7kg/cm^2 environ, qu'au temps t infini.

- dans une dalle pleine de 53cm d'épaisseur, à quatre travées continues, on trouve une compression moyenne d'environ 8kg/cm^2 plus élevée à l'âge de 90 jours qu'au temps t infini. Mais en raison de l'excentrement de la précontrainte, au droit des appuis intermédiaires la compression est réduite de 13kg/cm^2 sur la fibre inférieure, et cette seule cause suffit déjà à faire apparaître des tractions d'une dizaine de kg/cm^2 sur cette fibre à l'âge de 90 jours.

b) - dans le cas de structures en vue desquelles le Règlement français a été tout particulièrement établi, à savoir les tabliers à poutres préfabriquées séparées par hourdis coulé en place, la seconde précontrainte et le retrait différentiel du hourdis par rapport aux poutres introduisent d'importantes tensions dans ce hourdis.

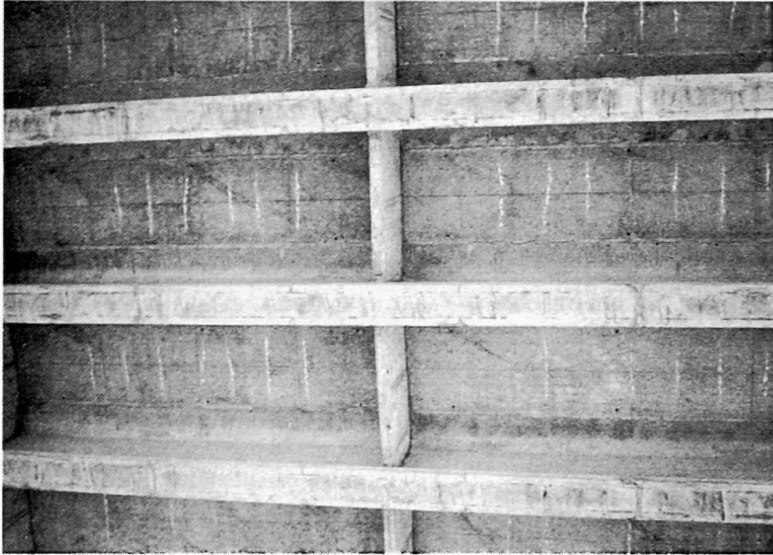
Ces tensions, dans l'exemple que nous avons cité ci-dessus, atteignent $18,6\text{kg/cm}^2$ à mi-portée sur la fibre supérieure après application de la deuxième précontrainte; on est alors en phase provisoire et il ne s'y ajoute aucune flexion locale notable. Lors de la mise en service, supposée à l'âge de 90 jours, cette traction s'est abaissée à 7kg/cm^2 par suite de l'application du poids des superstructures et des pertes de précontrainte intervenues entre temps, mais il vient alors s'y ajouter les contraintes supplémentaires de flexion locale sous le trafic, contraintes qui par application du Règlement français de surcharges atteignent 40kg/cm^2 en traction sur la fibre supérieure à l'encastrement du hourdis sur les entretoises, et qui ne sont compensées que de façon très partielle et aléatoire par le supplément de flexion générale.

On peut ajouter d'ailleurs que les tractions sont localement très accrues par les réductions locales de la section résistante du hourdis, dues aux câbles transversaux.

Quant à l'atténuation souvent supposée, du retrait différentiel ($2/10$ du retrait total dans notre exemple) par le fluage, elle nous paraît discutable parce que la compression à vide de la fibre supérieure des poutres préfabriquées est peu élevée (40 à 50kg/cm^2) de sorte que le fluage, qui croît plus vite que proportionnellement aux contraintes, peut agir davantage pour accentuer, par flexion, la cambrure des poutres et par conséquent la traction du hourdis. D'ailleurs un calcul complet fait sur un exemple par M. FAUCHART, Ingénieur des Ponts et Chaussées attaché au SETRA, a montré que même dans l'hypothèse d'un fluage proportionnel aux contraintes, la moitié seulement de la contrainte de traction par retrait différentiel disparaissait peu à peu du fait du fluage.

Le calcul de tabliers de ce type ayant négligé ces causes de traction du hourdis coulé en place, il a été constaté, dans certains d'entre eux, une fissuration transversale systématique du hourdis coulé en place, fissuration concentrée au droit des câbles de précontrainte transversale (cf Photographie). Dans de tels cas, il est certainement souhaitable de reconnaître l'existence de tractions et d'armer ces hourdis en conséquence (ce que prescrit d'ailleurs le Règlement français)

.c) - dans le cas des ponts dalles même droits, la concentration des réactions d'appui en quelques points, généralement non

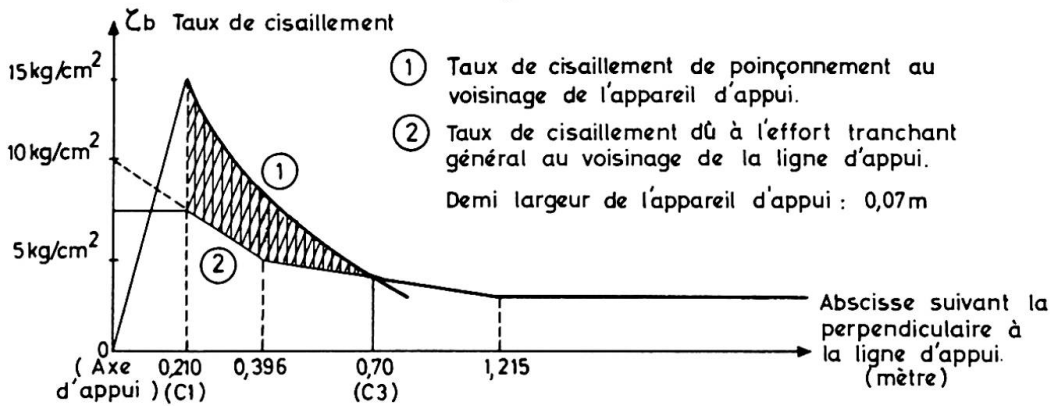


Fissures dans un hourdis coulé en place entre poutres préfabriquées. Photographie S.S.A.R.

prise en compte dans le calcul, introduit en fait des tractions locales notables. La distribution des efforts tranchants autour des points d'appui peut être assez bien connue dans les cas courants selon une méthode simple que nous avons mise au point avec le concours de M.M. GERBAULT, Ingénieur des Ponts et Chaussées et MOLLARD, Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat, dans le document type du S.S.A.R. "Répartition des armatures de cisaillement aux environs des points d'appui concentré des ponts-dalles". Par intégration de ces efforts tranchants on calcule aisément que dans le cas par exemple d'une dalle pleine à travées continues

de 53cm d'épaisseur, dont les points d'appui sont espacés de 3,40m, le supplément de contrainte de flexion dû au poinçonnement, même limité par défaut à l'effet de l'aire hachurée sur la figure n°1 ci-dessous, afin de ne pas être trop pessimiste en raison de l'écrêtement favorable éventuel des moments fléchissants par l'appareil d'appui, atteint 8,6kg/cm² au droit d'un point d'appui sur pile. La compression résiduelle minimale que l'on calcule habituellement sur

Figure n°1



tenir compte du poinçonnement étant à peu près nulle sur la fibre supérieure, cette seule cause suffit pour provoquer des tractions locales de 8

kg/cm². En outre, entre appareils d'appui, une perturbation de moindre importance peut être signalée sur la fibre inférieure.

Il peut toutefois être noté, à cette occasion, que la marge de sécurité dont on dispose vis-à-vis de la fissuration dépasse largement la limite de résistance du béton à la traction : en effet il s'agit de contraintes locales de flexion dans une section rectangulaire pleine et il est bien connu que, dans certaines limites de dimension tout au moins, la rupture par flexion d'un prisme ne se produit que lorsque la contrainte $\frac{6M}{a^3}$ dépasse de 60 % environ la ré-

sistance du béton à la traction simple. Ceci est d'ailleurs la raison pour laquelle le Règlement français relatif à l'exécution du béton armé détermine la résistance à la traction du béton par la formule $\frac{3,6 M}{a^3}$ quand elle est mesurée par un essai de flexion simple.

L'apparition tardive de la fissuration par flexion locale dans une dalle pleine précontrainte a d'ailleurs été vérifiée par essais sur modèle réduit (cf. Pont de Choisy-le-Roi).

1.3.- A ces causes principales de tractions s'ajoutent des causes secondaires. En particulier :

a) - non prise en compte, dans le calcul d'ouvrages hyperstatiques, de tassements qui ne sont pas toujours négligeables. Certains accidents ont montré que la souplesse des dalles précontraintes leur permettait de bien se comporter en présence de certains mouvements théoriquement inacceptables. Dans l'un d'entre eux, un tablier dalle à trois travées continues d'environ 18m de portée centrale et 12m de portées de rive a supporté sans dommage des tassements des deux appuis d'extrémité atteignant 16cm, et après relevage a pu être remis en service sans nécessiter aucune réparation.

b) - non prise en compte, dans le calcul, d'efforts secondaires tels par exemple que la flexion latérale ou la torsion d'âmes de poutres, efforts qui cependant sont assez importants pour qu'on ait reconnu dans le Règlement français, la nécessité de disposer des armatures passives auxiliaires dans ces parties d'ouvrages.

c) - les hétérogénéités de composition et de compacité du béton quand il est mis en oeuvre à la main (cas général du béton coulé en place), les hétérogénéités de fonctionnement tenant par exemple aux variations de température.

1.4.- Tout ce qui précède est général et concerne notamment les ouvrages dont le fonctionnement mécanique est classique. Lorsqu'on en vient à considérer des ouvrages dont la forme et par suite le fonctionnement classique sont plus complexes, on constate que :

- d'une part des zones plus vastes que dans les ouvrages classiques échappent à la précontrainte complète, faute de pouvoir être câblées d'une manière pratique et économique ;

- d'autre part des zones de concentration d'efforts, auxquelles ne peuvent correspondre des concentrations comparables de précontrainte, obligent soit à dimensionner l'ensemble de l'ouvrage d'une manière largement surabondante, soit à accepter certaines tractions locales ;

- enfin la variation des directions des efforts principaux est importante d'un point à l'autre et d'un cas de charge à l'autre, de sorte que les efforts sont toujours plus ou moins biaisés par rapport aux directions des armatures.

Les figures n° 2 et 3 ci-après en donnent un exemple.

Pont-dalle
précontraint
biais à 35
grades

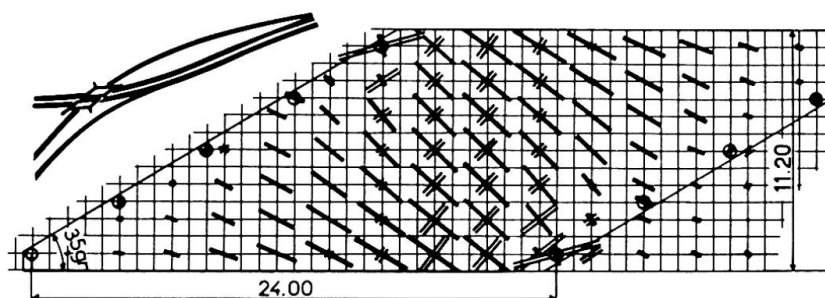
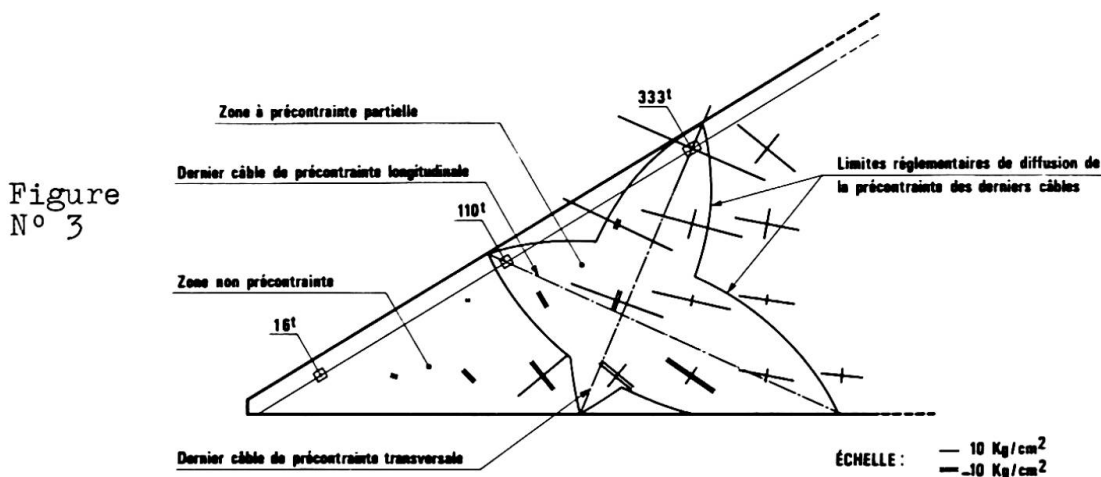


Figure n° 2



Dans cet exemple le premier dessin montre la distribution des moments fléchissants sous une charge uniforme. Le second dessin montre les contraintes suivant la face inférieure au voisinage de l'angle aigu. D'autres zones de précontrainte partielle existent, en particulier au-dessus des points d'appui des angles obtus.

2 - Dans quelle mesure des tractions menacent-elles la sécurité des constructions précontraintes ?

Les craintes que l'on a eues en présence de tractions ont toujours été motivées par la possibilité de dommages aux armatures de précontrainte, soit par corrosion (insuffisance d'étanchéité), soit par fatigue. On a traditionnellement rattaché la sécurité vis-à-vis de ces risques au maintien de compressions dans toute la masse du béton, ou à la limitation des tractions.

Qu'en est-il réellement ?

2.1 - du point de vue de la corrosion : on suppose traditionnellement que l'état de compression de la surface du béton précontraint est en relation directe avec les risques de corrosion des armatures. Admettons que ces risques ne soient pas attachés à la pénétration d'eau et d'air par les ancrages, ni réduits par les gaines et leur injection. Admettons aussi, car c'est un fait très fréquent pour le moment, que les chapes d'étanchéité ne suffisent pas à procurer la sécurité désirée. On compterait donc sur l'état de compression de la surface du béton précontraint pour assurer la protection, ou un complément de protection, contre la corrosion.

Or plusieurs considérations montrent à notre avis qu'il n'y a pas de relation directe entre l'état de compression de la surface du béton et la protection recherchée.

a) - le béton comprimé, tout au moins au-dessous de 15 à 30 kg/cm², est par lui-même, le plus souvent, très incomplètement étanche. L'expérience des ponts non revêtus et des réservoirs (coupes de fond) le prouve directement de façon quotidienne : les cas où des surfaces de béton mis en oeuvre à la main, de quelques dizaines ou centaines de mètres carrés, sont entièrement étanches, sont l'exception. Nul ne peut ignorer les fréquentes craquelures superficielles des tabliers, craquelures dont l'ouverture est souvent de plusieurs millimètres, donc considérablement plus grande que la micro-fissuration, sous traction, d'un béton sain bien armé

On ne peut également ignorer l'existence dans de nombreux ouvrages, de joints de construction qu'on traite le mieux possible, mais qui n'en restent pas moins des zones d'hétérogénéité intéressantes des sections entières, et traversées par des armatures de précontrainte.

b) - Il semble bien que la porosité du béton joue de toute manière un rôle important dans la circulation de l'air et de l'eau; en effet, un béton non fissuré paraît se dessécher tout aussi bien qu'un béton armé abondamment microfissuré.

c) - Comme indiqué au § 1.1, il est déjà couramment admis un certain nombre d'exceptions au principe de non traction dans les ouvrages, par exemple celle d'ouvrages armés transversalement aux câbles de précontrainte. Autrement dit, les fissures longitudinales cousues, selon les règles du béton armé, par des armatures passives sont déjà réputées non dangereuses en béton précontraint, et l'expérience nous paraît le confirmer de façon très générale. Comme il est bien connu qu'en béton armé les fissures transversales sont nettement moins dangereuses, pour la corrosion, que les fissures longitudinales, aucune raison ne nous paraît exister pour qu'en béton précontraint des fissures dont la couture serait soigneusement assurée prennent une importance particulière lorsqu'elles sont transversales; et il ne semble pas qu'aucune constatation ait jamais été faite à ce sujet.

d) - Il est bien connu que c'est une couverture convenable, par un béton de bonne qualité, qui assure seule d'une manière durable la conservation des armatures passives. Les auteurs de diverses publications recommandent de 3 à 7,5cm d'épaisseur de couverture. En béton armé il ne faut pas aller trop loin, mais en béton précontraint on le peut, pour la protection des armatures actives.

En conséquence la protection contre la corrosion des armatures de précontrainte ne nous semble pas être directement fonction de l'état de compression ou de traction de l'ensemble de la surface du béton dans la direction parallèle aux câbles, mais bien plutôt de la qualité et de l'épaisseur du béton situé immédiatement autour des câbles, et de l'absence de grosses fissures dans cette épaisseur.

Si par exemple l'on considère une dalle de 50cm d'épaisseur où l'axe des câbles se situe à 10cm au-dessus de l'intrados, peut-on considérer de façon plausible que la compression complète et inconditionnelle des 40cm situés au-dessus est vitale ou même importante pour la conservation? N'est-il pas au contraire beaucoup plus raisonnable de considérer qu'une exigence limitée aux 10cm immédiatement supérieurs aux câbles, symétrique par conséquent par rapport aux 10cm inférieurs, serait une base beaucoup plus sérieuse, étant bien entendu qu'en outre les 30cm de l'extrados seraient en ce cas convenablement cousus comme un béton armé ordinaire? Certes on peut discuter à l'infini sur les limites jusqu'auxquelles des fissures risqueraient de s'étendre, sur les ouvertures qu'elles pourraient avoir à différents niveaux et sur les risques qui pourraient en résulter. Aussi des règles d'application sont très certainement nécessaires, elles seront sans doute prudentes et même il nous paraît probable qu'en un premier temps tout au moins, jusqu'à ce que l'on ait une expérience suffisante, on estimera préférable de limiter d'une manière ou d'une autre les tractions jusqu'à une assez grande distance des câbles. Mais nous ne voyons aucune raison a priori d'exclure que l'on soit plus hardi par la suite. A notre avis personnel les cas les plus délicats seront ceux où des cisail-

lements importants existeraient dans le béton au voisinage de certains câbles.

A noter, subsidiairement, que l'existence nécessaire d'armatures passives nécessitera certaines précautions supplémentaires vis-à-vis de majorations accidentelles de surcharges :

- en fonctionnement quasi normal : compte tenu que les taux de travail des armatures passives croîtront beaucoup plus vite que proportionnellement aux surcharges (effet de flexion composée) il pourrait y avoir lieu, dans les cas où les tractions seraient importantes, de déterminer ces taux de travail sous sollicitations pondérées, comme le font déjà normalement les Règlements français pour le béton armé et la construction métallique. En effet, un danger notable serait qu'un faible dépassement de surcharge entraîne un dépassement de la limite élastique des armatures passives, empêchant la fermeture de fissures accidentelles. Bien entendu, dans la grande majorité des cas, les armatures passives ne subiront pas de contraintes importantes, n'étant pas nécessaires pour équilibrer les efforts extrêmes, et un calcul sous sollicitations pondérées sera sans objet.

- à la rupture : s'assurer si les résistances du câblage et des armatures passives s'ajoutent bien; si au contraire leurs ruptures sont largement échelonnées, on ne peut cumuler intégralement ces résistances. Cette dernière vérification ne concerne d'ailleurs pas la résistance à la corrosion.

2.2 - du point de vue de la fatigue : les facteurs directs de sécurité sont bien évidemment les suivants : valeurs extrêmes des contraintes des armatures actives, distribution du nombre de répétitions des variations de contraintes en fonction de l'amplitude de ces variations.

Si on s'écarte de la conception du béton précontraint intégral, ces facteurs peuvent utilement être pris en considération directement comme critères de sécurité vis-à-vis de la fatigue des armatures. Bien entendu, dans le cas général, on remplacera l'examen de la loi de distribution des variations de contrainte en fonction de l'amplitude par une valeur totale pondérée du nombre d'oscillations en fonction de l'amplitude des variations, comme on le fait déjà en matière de calcul de chaussées. Toutefois dans ce calcul il sera bon de porter une attention particulière sur le fait que le nombre d'oscillations peut, par suite de vibrations, être très supérieur à celui des passages de surcharges. Dans le cas particulier de nombreux ponts de voiries locales situés dans des régions agricoles, le critère du nombre de variations de contrainte ne jouera sans doute pas, les valeurs maximales de ces contraintes devant en revanche être considérées.

Cette prise en compte directe nous paraît seule rationnelle pour fixer des limites valables de sécurité à la fatigue des armatures parce que nous ne voyons aucune possibilité de relation directe entre la résistance à la fatigue et le fait que l'ensemble de la section de béton soit comprimé : en effet l'existence de compressions fixe certes par voie empirique certaines limites aux variations maximales des contraintes, mais ces limites sont variables dans une assez large mesure d'un ouvrage à un autre selon les dispositions du projet, de sorte que la sécurité qui en résulte n'est pas homogène.

Ainsi, pour prendre un premier exemple qui soit relativement

défavorable tout en restant fréquent et de conception classique, nous considérons à nouveau une travée indépendante à poutres préfabriquées de 35m de longueur. On y trouve, à mi-portée, sur la base d'un coefficient d'équivalence $n = E_a/E_i = 5,3$, une augmentation possible de contrainte des armatures de $4,5 \text{ kg/mm}^2$ sous les surcharges réglementaires françaises (et une réduction possible de $0,5 \text{ kg/mm}^2$). Dans cet exemple la contrainte de rupture garantie des aciers R_G est de 160 kg/mm^2 ; leur limite élastique garantie, égale à la traction initiale au vérin, est de 140 kg/mm^2 ; pour les câbles de seconde précontrainte, qui restent les plus tendus, la contrainte à vide à mi-portée est estimée être de 111 kg/mm^2 à la mise en service et s'abaisser à 94 kg/mm^2 au temps t infini. Dans cet exemple les contraintes oscillent donc de $0,69$ à $0,72 R_G$ lors de la mise en service, et de $0,59$ à $0,62 R_G$ au temps t infini.

Un exemple moins défavorable est celui d'une dalle pleine à quatre travées continues de 53cm d'épaisseur, précontrainte par câbles filants selon les règles classiques de dimensionnement. Au point le plus sollicité, qui se situe au droit de l'appui central, les contraintes oscillent de $0,62$ à $0,64 R_G$ lors de la mise en service et de $0,54$ à $0,56 R_G$ au temps t infini. La comparaison de ces chiffres à ceux du premier exemple fait déjà apparaître à l'évidence ou'on pourrait, sans danger du point de vue de la fatigue, être plus hardi en matière de quantité de précontrainte pour ce dernier ouvrage.

On peut aisément calculer enfin, en imaginant le cas extrême d'un tirant en béton précontraint soumis alternativement à la compression maximale réglementaire admissible et à une décompression totale, que la variation de contrainte des armatures de précontrainte serait de 7 kg/mm^2 si le béton est de résistance courante, de 8 kg/mm^2 si le béton est de 400 kg/cm^2 de résistance nominale. Telles sont les variations maximales de contrainte que l'on admet déjà, en principe, sans précaution particulière, en dimensionnant les ouvrages selon la conception classique.

Pour déterminer maintenant quelles sont les variations de contrainte admissibles en fait, il paraît difficile de se baser sur des ouvrages réalisés, faute d'expérience suffisante. Mais il peut dès à présent être tiré certaines conclusions des résultats déjà publiés d'essais de résistance à la fatigue d'armatures de précontrainte. Par exemple d'assez nombreux essais de ce genre ont été effectués pour le compte de la Commission Ministérielle permanente française du béton précontraint, en vue de l'agrément des principaux systèmes de précontrainte ; et quoique ces essais aient conduit seulement à observer des ruptures de fils peu nombreuses et localisées généralement aux ancrages, nous pouvons en tirer une enveloppe, sans doute pessimiste, des variations de contrainte admissibles dans les armatures. Cette enveloppe serait la suivante :

- pour résister à 2 millions d'alternances, nombre qui paraît raisonnable pour des ponts soumis à une circulation lourde (soit environ 180 mises en pleine surcharge par jour en moyenne pendant 30 ans), une oscillation de contrainte de $0,05 R_G$ entre $0,60$ et $0,65 R_G$ donne une garantie complète; il semble probable que la même oscillation entre $0,65$ et $0,70 R_G$, et même une oscillation de $0,07 R_G$ entre $0,63$ et $0,70 R_G$, seraient admissibles.

- pour résister à 100 000 alternances, nombre qui paraît raisonnable pour des ponts de voirie locale habituellement peu circulés, une oscillation de contrainte de $0,10 R_G$ entre $0,60$ et $0,70 R_G$

donne une garantie complète.

On peut aussi se référer à certains résultats d'essais publiés par divers auteurs (9ème Session d'Etudes de l'A.S.P. : BIRKENMAIER pages 57 et sq, et BRENNEISEN pages 181 et sq - Bulletin n° 23/24 de l'A.I.P.C. : BATE, pages 66 et 67). Sauf erreur d'interprétation de notre part, ces résultats sont compatibles avec l'enveloppe ci-dessus. Seule la nouvelle norme suisse S.I.A. 162/1966 serait nettement plus hardie en admettant des surtensions de 15kg/mm² pour les armatures passives aussi bien que pour les armatures de précontrainte (selon M. BIRKENMAIER la rupture par fatigue des armatures de précontrainte se produit pour une variation de contrainte de 25kg/mm²); mais, nous a-t-il semblé, les variations de contrainte prises en compte par la norme S.I.A. sont calculées avec un coefficient d'équivalence de 10, ce qui explique en très grande partie les chiffres élevés annoncés. Ces essais font également apparaître que de très sérieux risques de rupture par fatigue seraient encourus si la tension maximale des armatures en service approchait de 0,8 R_G.

Pour limitées que soient ces conclusions, le rapprochement de tous ces chiffres avec ceux qui sont indiqués plus haut pour des ouvrages réels fait apparaître qu'il reste possible d'admettre, du point de vue de la résistance des armatures de précontrainte à la fatigue, de plus grandes variations de contrainte dans de nombreux ouvrages que selon la conception classique. En effet, pour les ouvrages soumis à une circulation lourde, les variations admissibles de contrainte ne seraient guère modifiées, mais étant prises directement en compte elles pourraient être en fait approchées de beaucoup plus près qu'elles ne le sont lorsque leur limitation résulte du maintien de compressions dans le béton. Et pour les ouvrages peu circulés, elles seraient sensiblement accrues.

Atteindre ces limites supposera des tractions dans le béton. Pour l'évaluation directe des variations de contrainte, il sera donc nécessaire de tenir compte, lorsque des tractions apparaissent, de l'existence possible de fissures et de considérer ainsi que la traction maximale des armatures croît alors plus vite que proportionnellement à la charge, comme il est habituel en flexion composée. D'autre part, dans ce calcul, le coefficient d'équivalence devra à notre avis être pris égal au rapport des modules d'élasticité instantanés de l'acier et du béton, de l'ordre de 6 par conséquent, et non pas aux valeurs qui sont usuelles dans les calculs de béton armé dans lesquels la charge permanente est l'élément principal de traction des armatures.

Un dernier risque attaché à l'influence locale de fissures sur les tensions de certains fils de précontrainte nous paraît devoir être considéré : on peut se demander si l'ouverture d'une fissure traversée par un fil (ou une armature) de précontrainte lui impose ou non des surtensions locales importantes qui pourraient en provoquer la rupture par fatigue; après cette rupture, la fissure irait attaquer le fil (ou l'armature) suivant, etc...

Un tel phénomène ne pourrait affecter les différentes armatures que de façon successive parce que l'existence de surtensions notables d'une fraction importante des armatures, par rapport aux tensions résultant d'un calcul global de la section, ne serait pas compatible avec l'équilibre des efforts internes. En béton armé, lorsque les pourcentages d'armatures dépassent un certain minimum, le phénomène n'est pas observé.

Nous pensons que deux cas sont à envisager :

- dans le cas où les armatures de précontrainte sont concentrées en quelques grosses unités, ce sont elles qui imposent, ou plutôt empêchent, les déformations du béton à leur pourtour; le phénomène n'est pas à craindre.

- dans le cas où elles sont constituées de fils séparés, un danger pourrait exister seulement si les fils, ou une partie d'entre eux, représentaient un trop faible pourcentage de la section tendue.

Dans tous les cas la réalité ou l'inexistence d'un tel processus de rupture peut être établie par expérimentation. Dans tous les cas également, seules des fissures dans la partie de la section contenant les câbles pourraient présenter un certain risque à cet égard, et ceci est une nouvelle raison pour limiter certaines exigences à la seule partie de la section contenant les armatures de précontrainte.

Admettons donc que comme indiqué plus haut une évaluation correcte des efforts dans les armatures de précontrainte soit prise pour base de vérification. Pour améliorer la sécurité à la fatigue, dans les cas où cela serait nécessaire pour respecter les limites que l'on retiendra, on pourra agir sur les éléments suivants :

- ne pas placer les armatures de précontrainte trop près de la surface du béton, là où les variations de contraintes et de longueur sont les plus grandes; pour certains ouvrages hyperstatiques le déplacement des armatures sera gratuit, parce que compensé par la variation des moments hyperstatiques de précontrainte.

- réduire la contrainte moyenne des armatures de précontrainte.

Nous n'entendons certes pas dire que de tels moyens sont systématiquement avantageux (et ils ne le seront pas pour des ouvrages des structures élancées soumis à un trafic élevé), mais qu'ils sont techniquement licites.

Conclusion :

Qu'on le veuille ou non, d'importantes tractions existent dans de très nombreux ouvrages en béton précontraint, même dans ceux que l'on a calculés en vue d'une précontrainte complète.

A la suite de l'Association Scientifique de la Précontrainte (Recommandations de 1965), de la Fédération Internationale de la Précontrainte et du Comité Européen du Béton (Recommandations pratiques de 1966) un tournant vient d'être pris dans notre pays par la Commission française du Règlement qui a retenu, en principe, plusieurs genres de vérification du béton précontraint. S'il est prématuré de dire quelles seront ses propositions définitives, il est possible d'indiquer que des tractions seront admises dans certains cas et qu'on s'oriente vers des prescriptions différentes pour les sections d'enrobage des armatures de précontrainte d'une part, et pour le reste des sections d'autre part.

Supposant que l'on cherche en outre à établir des règles de sécurité plus ou moins grandes selon les ouvrages et parties d'ouvrages, nous pensons personnellement qu'il y aura lieu de faire porter ces règles de sécurité, en particulier, sur les trois points suivants :

- l'enrobage minimal des armatures actives;

- les taux de travail extrêmes (maximum et variations) des armatures actives des ouvrages en service, en fonction de l'importance de la circulation sur ces ouvrages;

- la bonne couture par armatures passives du béton tendu, avec bien entendu calcul de leur taux de travail maximal dans les conditions indiquées au § 2.2, et sans doute, dans certains cas, limitation de ce taux en fonction des risques de fatigue pour les armatures passives à haute adhérence.

Le deuxième point conduira à étudier les contraintes du béton dans la section minimale d'enrobage des câbles (par exemple jusqu'à 5 à 10cm du pourtour des câbles, ou tout simplement jusqu'à la distance minimale admise entre les câbles et la surface du béton). Il est probable que dans certains cas, mais à titre secondaire à notre avis personnel, on continuera à exiger la compression permanente de cette zone (mais non plus des sections entières). Le troisième point conduira à mieux ferrailer d'armatures passives les ouvrages précontraints, grâce à quoi ceux-ci tout en étant souvent plus économiques se comporteront mieux.

Les exigences du "béton précontraint intégral", inutilement sévères en ce qui concerne les contraintes du béton, sont seulement conventionnelles et valables à une certaine échelle de sorte que toute analyse plus fine des contraintes réelles fait s'évanouir l'objectif poursuivi. Mais surtout, elles ne portent pas sur les points qui sont réellement importants pour le but recherché. Il paraît justifié, non pas de les abolir purement et simplement, mais de leur substituer des règles de sécurité plus directement efficaces. En raison de leur caractère plus général, ces nouvelles règles permettront de choisir pour les différentes parties des ouvrages le degré de précontrainte le plus adéquat au lieu de limiter uniformément, soit les contraintes minimales du béton, soit les contraintes maximales des aciers.

RÉSUMÉ

Un examen attentif des ponts que l'on a calculés en vue d'une précontrainte complète fait apparaître qu'en réalité leur béton est souvent soumis à des tractions. Si certaines conditions sont satisfaites, les tractions ne sont pas dommageables pour les constructions précontraintes.

ZUSAMMENFASSUNG

Eine aufmerksame Prüfung der als voll vorgespannt berechneten Brücken zeigt, dass ihr Beton in der Tat oftmals Zugspannungen erleidet. Unter gewissen Bedingungen sind die Zugspannungen nicht schädlich für die vorgespannten Bauwerke.

SUMMARY

An attentive examination of the bridges which have been calculated as fully prestressed shows that their concrete is in fact often subjected to some tensile stresses. Under some conditions the tensile stresses do not damage the prestressed structures.

IVb

Prestressed Reinforced Concrete System

Le système du béton armé précontraint

Stahlbeton mit Spannzulagen (Vorgespannter Stahlbeton)

HIDEO YOKOMICHI

Dr. Eng., Professor, Faculty of Engineering
Hokkaido University, Sapporo, Japan

1. Introduction

The "Prestressed Reinforced Concrete (PRC)" system is defined as a system in which relatively small prestressing forces are introduced into reinforced concrete (RC) in attempt to reduce the opening of cracks. In this case, the RC is designed to have the required safety factor against failure. The conditions to be met for tolerable crack opening in PRC is the same as in RC. In other words PRC is a partially prestressed concrete with mixed reinforcement.

The term "Prestressed Reinforced Concrete (PRC)" was proposed by the author's team in 1961, to distinguish PRC from the full or limited prestress system used hitherto. The main difference between the two systems is as follows; the basic system of PRC is reinforced concrete while that of the latter is plain concrete in the absence of prestressing forces.

The PRC system combines the merits of RC and prestressed concrete (PC) in that the cost is low as in RC and that the cracking behavior is advantageous as in PC. Allowing for tolerable crack openings of 0.1 to 0.3mm, the prestressing forces in this system are generally small not exceeding about one fifth of ordinary limited prestressed concrete.

The author's team have continued to study the PRC system since 1961 and have constructed several bridges, including a 48m span of π -shaped rigid frame.

In this paper the behavior of PRC beams in cracking and deformation are discussed on the basis of the results of tests on a total of 250 RC tensile elements and a total of 200 RC beams and PRC beams under static and dynamic loads with less than 2 million pulsations. Design rules of PRC are derived for controlling crack width.

The present paper also describes the practical aspects of PRC and the Kamihimekawa bridge designed according to the system.

2. Cracking and Deformation

2.1 Introduction

For rational designing of RC and PRC structures, it is necessa-

ry to clarify beforehand the behavior of cracking and deformation. Many investigations on this problem have been carried out in many countries, for recent instances (1)(2)(3). In the present paper results on the analysis of tension elements and of beams that were obtained in the investigations (4 to 9) are applied. Efforts are made to render the design rules as simple as possible without losing theoretical scrutinization throughout the course.

Particular stress is laid on the hyperbolic-cosine behavior in the initial state of cracking and the effect of the concrete cover in the stationary state.

2.2 Maximum Crack Spacing and Maximum Crack Width

2.21 Fundamental Equations

Distances between cracks observed in RC tension elements and beams generally vary over a wide range between maximum and minimum values. However, the maximum crack spacing is to be theoretically estimated (4).

Let tensile force P be gradually increased in a tension test of a bar surrounded by concrete of a length, l, as shown in Fig.1, and a crack be first observed in the mid section at $P = \sigma_{s0} A_s$, then the length, l, is to be considered as equal to the maximum crack spacing at P, denoted by l_{max}^P . Thus, applying the equilibrium equation

$$l_{max}^P = \frac{2 k_1 A_e \sigma_{ct}}{U \bar{\tau}_0^P} \quad (1)$$

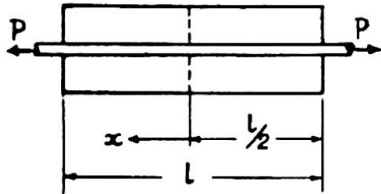


Fig.1

where

- A_e = cross-sectional area of concrete of the element,
- σ_{ct} = tensile strength of concrete,
- $\bar{\tau}_0$ = mean value of bond stresses over the length, l,
- U = perimeter of steel bar,
- k_1 = coefficient.

Following the first cracking, new cracks occur in succession under progressively increasing loads. However, this phenomenon terminates at a critical value of the steel stress $\hat{\sigma}_{s0}$, shown in Fig.2 (4), after which only an increase in crack width is seen. From the test results (4) $\hat{\sigma}_{s0}$ in the case of deformed bars was found equal to 1.5 to 2.5 times $\sigma_{s0,cr}$ which is the steel stress at the first cracking.

Thus the cracking behavior of RC tensile elements and beams may be divided into two different states; i.e. the initial state of cracking with steel stresses of $\sigma_{s0} < \hat{\sigma}_{s0}$ and the stationary state of cracking with $\sigma_{s0} \cong \hat{\sigma}_{s0}$. In practice it is necessary to clarify the behavior in the initial state of cracking, because this state often occurs under working loads.

The crack width, w, can generally be expressed by

$$w = \left(\frac{\sigma_{s0}}{E_s} - \frac{\bar{\sigma}_{cm}}{p E_s} - \bar{\epsilon}_{c,surf} \right) l,$$

where

- l = crack spacing,
- σ_{s0} = steel stress in the cracked section,
- $\bar{\sigma}_{cm}$ = mean concrete stress in a given section,
- $\bar{\sigma}_{cm}$ = mean value of σ_{cm} over the length l,
- p = ratio of cross-sectional area of the bar A_s against that of concrete A_e ,
- $\bar{\epsilon}_{c,surf}$ = mean strain at the surface of concrete over the length, l.
- $\bar{\epsilon}_{c,surf}$ involves elastic strain, plastic residual strain, pre-

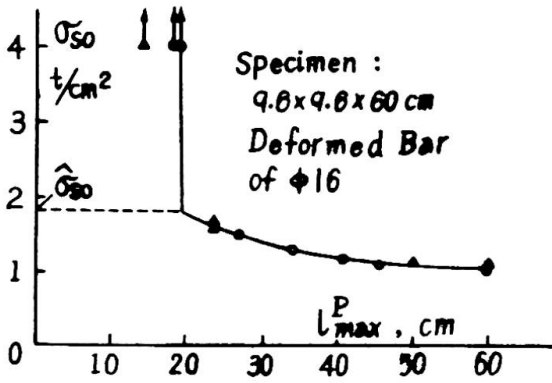


Fig. 2

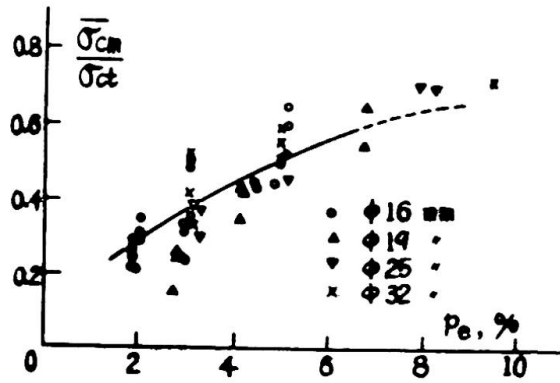


Fig. 3

strain etc. and is generally smaller than other strains, except where prestrain and shrinkage are important. In practice it may be disregarded. Thus, the crack width can be expressed by

$$w = \left(\frac{\sigma_{s0}}{E_s} - \frac{\bar{\sigma}_{cm}}{\rho E_s} \right) l \tag{2}$$

$\bar{\sigma}_{cm}$ depends on the steel ratio, ρ , and the tensile strength of concrete, σ_{ct} . Investigation (4) shows that the relation between $\bar{\sigma}_{cm}/\sigma_{ct}$ and ρ , (Fig. 3) is available for utilization in the case of deformed bars, irregardless of the change in diameter of the bars.

Further, from eq.(2), the steel stress, $\sigma_{s0.w}$, at which the crack width at spacing l reaches a certain value of w can be expressed by

$$\sigma_{s0.w} = \frac{E_s w}{l} + \frac{\bar{\sigma}_{cm}}{\rho} \tag{3}$$

2.22 Initial State of Cracking

Let the straight line 1-2-1 shown in Fig. 4 be the original sectional plane in RC tensile element of the abscissa of x indicated in Fig. 4 and let the curved line 1'-2'-1' be its actual deformed surface and let the line 1''-2''-1'' be the mean level of the sectional surface of concrete, then, with regard to the difference between the elongation of steel bar Δ_s and the mean deformation Δ_{cm} , the following differential equation is obtained by assuming that the deformation of concrete in the section is caused only by shear stresses (4)

$$\frac{d^2 \Delta}{dx^2} - k_3^2 \Delta = 0,$$

where

$$\left. \begin{aligned} k_3^2 &= \beta G_c \frac{U}{t} \left(\frac{1}{A_s E_s} + \frac{1}{A_c E_c} \right) \\ \beta &= \frac{\gamma_i}{\gamma_m \beta_1} \end{aligned} \right\} \tag{4}$$

Solving the differential equation, Δ can be expressed by

$$\Delta = \frac{\sigma_{s0}}{k_3 E_s} \frac{\sinh k_3 x}{\cosh k_3 l/2} \tag{5}$$

accordingly the following expressions can be derived

$$\sigma_s(x) = \frac{\sigma_{s0}}{1+n\rho} \left(n\rho + \frac{\cosh k_3 x}{\cosh k_3 l/2} \right), \tag{6}$$

$$\sigma_{cm}(x) = \frac{\rho \sigma_{s0}}{1+n\rho} \left(1 - \frac{\cosh k_3 x}{\cosh k_3 l/2} \right). \tag{7}$$

The tests (4) shows that the coefficient β in eq.(4) can be equal to 0.25. Taking into consideration the fact that

$$\sigma_{cm}(0) = \sigma_{ct} \quad \text{and} \quad P_{cr} = \sigma_{ct} A_i,$$

the maximum crack spacing in the initial state may be derived from eq.(7) by a hyperbolic-cosine function

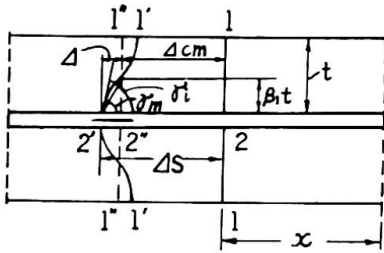


Fig.4

A number of flexural tests rectangular and T-shaped RC beams with a span of 3.0m also shows that the hyperbolic-cosine rule eq. (8) coincides with the flexural cracking in beams in Fig.6, taking M instead of P as follows:

$$l_{max}^M = \frac{2}{k_3} \cosh^{-1} \frac{M}{M - M_{cr}} \tag{9}$$

and as A_e in eq.(4) an effective sectional area of concrete in which the center of gravity coincides with that of the reinforcing bar, Fig.7. Furthermore, taking into consideration that $\Delta(x=l/2) = w/2$ and combining eq.s(5) and (9), maximum crack width can be expressed by

$$w_{max}^M = \frac{2}{k_3} \frac{\sigma_{s0}}{E_s} \frac{\sqrt{M_{cr}(2M - M_{cr})}}{M} \tag{10}$$

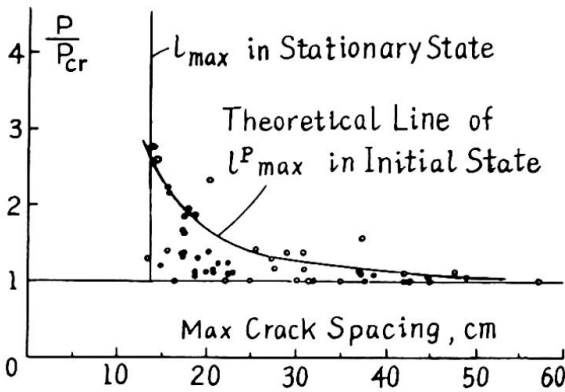


Fig.5

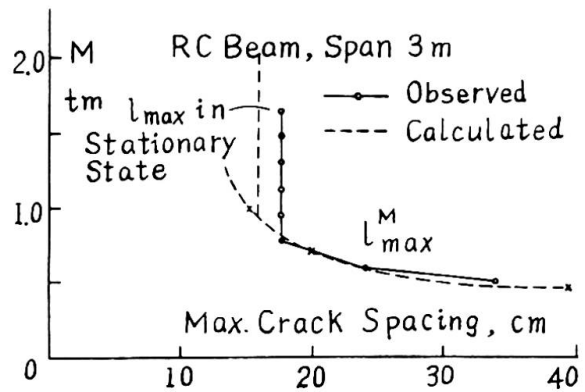


Fig.6

2.23 Stationary State of Cracking

In this state the number of cracks no longer increases; hence maximum crack spacing is constant. The maximum crack spacing in this state is denoted by l_{max} and the following expression is obtained from eq.(1)

$$l_{max} = \frac{2k_1 A_e \sigma_{ct}}{U(\bar{\epsilon}_o)_{max}} \tag{11}$$

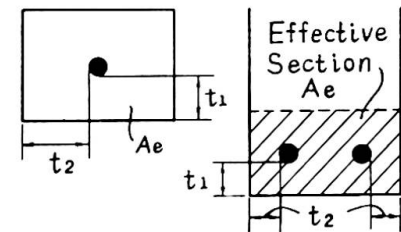


Fig.7

Since $U\bar{\epsilon}_o$ expresses the force per unit length, transmitted by bond to the surrounding concrete, its maximum value is affected by the values of σ_{ct} , A_e , concrete cover, t , and also by the pattern of bars. Investigation (4) shows that $U(\bar{\epsilon}_o)_{max}/\sigma_{ct}$ is fairly proportional to A_e/t_{mean} as shown in Fig.8. Taking this into consideration, a simple expression can be obtained from eq.(10)

$$l_{max} = k_2 t_{mean} \tag{12}$$

where t_{mean} denotes the mean of concrete covers, $(t_1+t_2)/2$, in case of the sections as indicated in Fig.7. Applying eq.(2), the maximum crack width in the stationary state is expressed by

$$w_{max} = \left(\frac{\sigma_{s0}}{E_s} - \frac{\bar{\sigma}_{cm}}{pE_s} \right) l_{max} \tag{13}$$

Tests (4) on a total of 250 of RC tensile elements show that the coefficient k_2 in case of deformed bars with transverse ribs is 5.4 (Fig.9). A number of tests on RC beams with a span of 3.0m show that eq.(13) and eq.(12) are valid (Fig.10)(4).

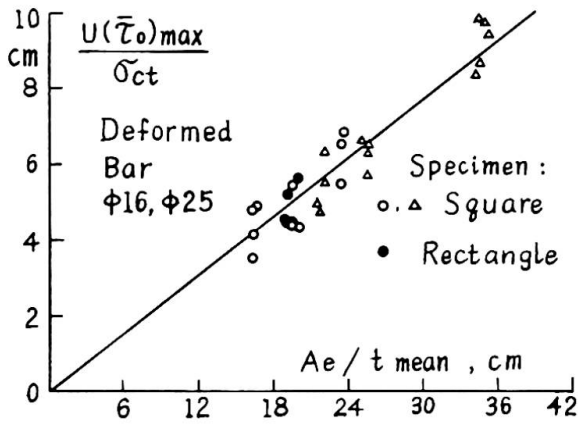


Fig.8

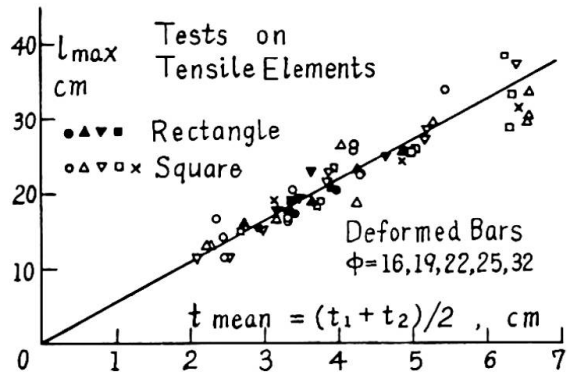


Fig.9

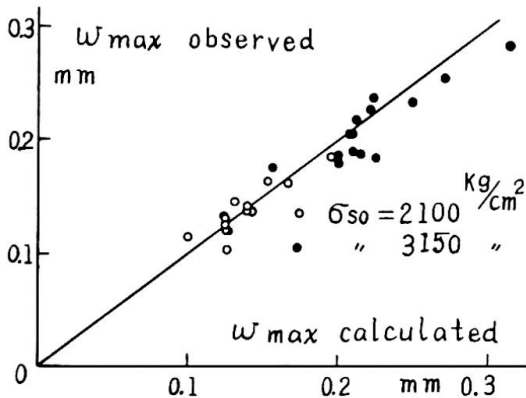


Fig.10

2.24 Design Rules

It is necessary for checking the conditions of tolerable crack openings in RC beams to estimate bending moments for specified maximum crack width in the sections concerned.

For this purpose the results of tests on 58 RC beams with deformed bars and with a span of 3.0m can be utilized (Fig.11) (1 to 3).

$M_{0.1}$ and $M_{0.2}$ in the figure denote the moments for crack widths of 0.1 mm and 0.2mm respectively. The limiting lines within a range of $\pm 2 \times$ standard deviation are in the figure.

Fig.11

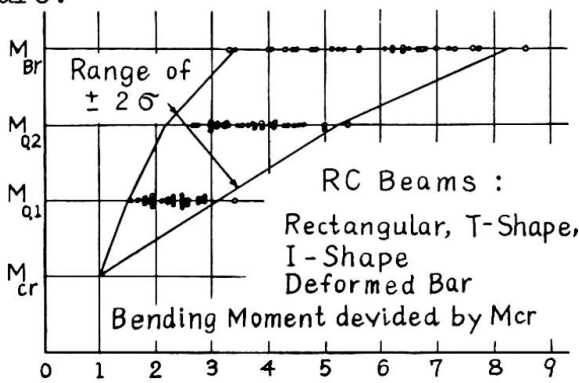


Fig.11

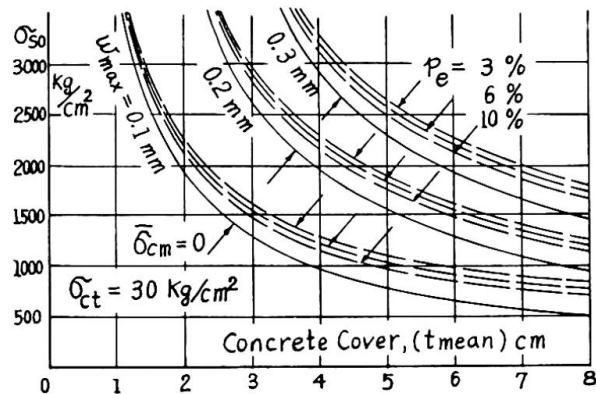


Fig.12

Thus, the following approximate expressions can be adopted for practical use

$$M_{0.1} \cong 1.4 M_{cr} \text{ and } M_{0.2} \cong 2.0 M_{cr} \tag{14}$$

With reference to the estimation of cracking moment M_{cr} , existing materials will serve well (7)(10).

Secondly a more precise determination of the moment M_w for maximum crack width of w in state II is expressed by

$$M_w = \sigma_{s0,w} A_s Z, \tag{15}$$

where Z = lever arm of resisting couple in the cracked section. $\sigma_{s0,w}$ is obtained by combining eq.s(3),(12) and (13). A chart for $\sigma_{s0,w}$

relations are indicated in Fig.12, showing the effects of variations of w . In state I, where w_{max} is approximately less than 0.1mm, directly from eq.(10) M_w is expressed by

$$M_w = \frac{1}{2} M_{cr} + (w k_3 E_s A_s z)^2 / 8 M_{cr} \tag{16}$$

2.3 Cracking Behavior of PRC Beams

Tests (4)(5) were performed for comparing the cracking behavior of PRC beams against that of RC beams. T-section or rectangular sections of 30cm height and a 3m span were used. As regards the crack width steel strain diagrams showed little or no difference between the two systems (Fig.13). Σw in the figure gives the sum of crack widths observed in the middle third of the span where bending moments are constant and ϵ_{s0} is the steel strain in the cracked section. Moreover, the results show a characteristic behavior of PRC beams in moment-crack width relation(Fig.14).

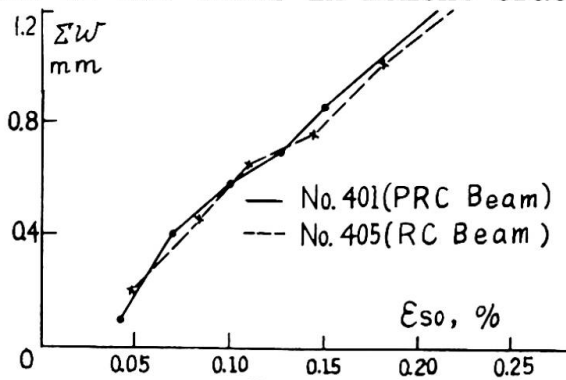


Fig.13

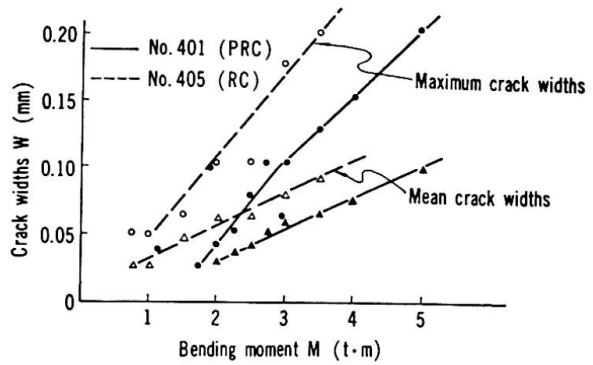


Fig.14

By the action of prestressing forces P_v the cracking moment leading to the first cracks increases approximately by the amount

$$\Delta M = P_v (e_p + k') \tag{17}$$

where e_p and k' are the distances from the gravity center to the position of prestressing tendons and to the core point for the tension edge, respectively. In the cracked state the effect of prestress on the reduction of crack widths is strengthened with the development of cracks, i.e. with the increase of load (Fig.14). This shows that PRC is practical, because in PRC beams the prestress aims at the restraint of the development of crack widths, namely, the reduction of stress of the reinforcement under dead load in the cracked state, while in the PC system the prestress aims at complete prevention of cracks and is much greater in magnitude than the former.

Thus the following expression for the increment in M_w in eq.(15) by P_v can be obtained from Fig.14

$$\Delta M = P_v (z - \Delta e) \tag{18}$$

where Δe = distance from RC steel to PC tendon

2.4 Deformation in Cracked State

In the uncracked state the moment-deflection line of RC beams is approximately linear as shown in Fig.15, its direction I being calculated by an ordinary hypothesis of "State I" in which a complete section of concrete is considered. Following the first cracking under increasing loads, the line suddenly changes its direction and turns gradually to have an approximately constant direction II₀ nearly parallel to the straight line II. The inclination is determined by the usual hypothesis of the "State II" where the tensile strength is disregarded and Bernoulli's assumption and Hooke's law are valid.

Though the transition line between the two straight lines, I

and II_0 , is generally pretty complicated, for practical use it can approximately be substituted by a straight line III as indicated in the figure, which intersects the lines I and II_0 at points A and B respectively. The two points can be assumed to correspond to the previously mentioned steel stresses $\sigma_{SO,cr}$ and $\hat{\sigma}_{SO}$ respectively.

Moreover, since the vertical distance, ΔM , between the two lines II_0 and II is considered to be caused by the effectiveness of the tensile strength of concrete in the tensile zone between cracks, the moment-deflection line II_0 can theoretically be calculated (4) or approximately be expressed by

$$\left. \begin{aligned} M(\delta) &= M_{II}(\delta) + \Delta M, \\ \Delta M &= (A_e + 0.3A_{ew})\bar{\sigma}_{cm}y_e = \text{constant} \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

where A_e = effective sectional area of concrete in tension zone, Fig.7,
 A_{ew} = sectional area of a part of the web obtained by subtracting A_e from the total sectional area of concrete in the tension zone,
 y_e = distance from gravity-center of complete section of concrete to that of effective section.

For values of $\bar{\sigma}_{cm}$ Fig.3 is available as previously mentioned.

3. Influences of Delayed Deformation and Fatigue on Cracking and Deformation Behavior of Beams

3.1 Delayed Deformation

The deflection of a beam due to creep of concrete under a sustained load, is partially restricted by reinforcing steels. However the eccentric restriction of concrete shrinkage by steel exerts a fairly large supplemental deflection of a beam. The restriction effect of both reinforcing bars and PC tendons in PRC beams can theoretically be analyzed (4)(5), but in most cases of PRC beams the restriction by PC tendons is negligible. Tests mentioned previously (4)(5) show the validity of the above-stated behavior as shown in Fig.16.

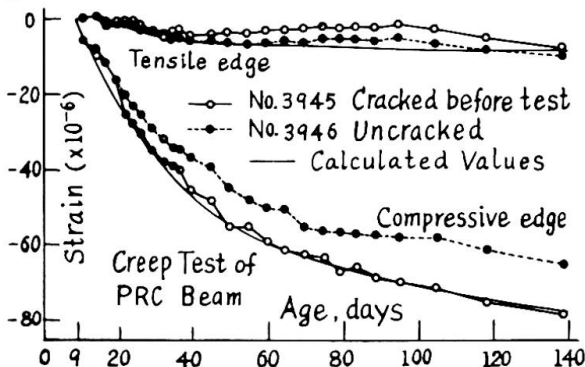


Fig.16

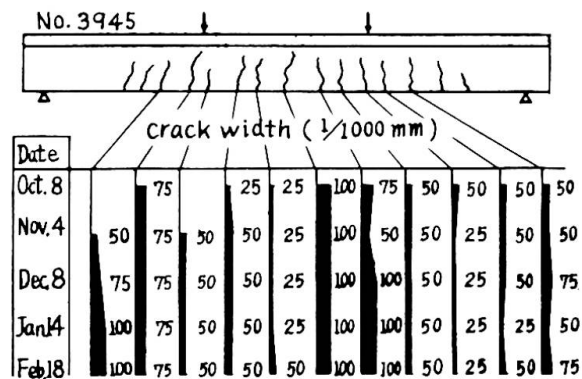


Fig.17

The crack widths observed in PRC beams remain practically unchanged under sustained load (Fig.17)(4)(5). A precise investigation on RC beams (4) shows that the increase of crack widths due to gradual relaxation of bond stresses are observed under sustained load, (Fig.18). The final amount of increment can theoretically be estimated as equal to $\bar{\sigma}_{cm}/p\sigma_{SO}$ in ratio against the initial crack

widths. As seen in Fig.18, however, this relaxation does not necessarily result in a detrimental failure of the bonds, because the static flexural test after creep test shows that the bond stresses are restored at higher loads than that in the creep test.

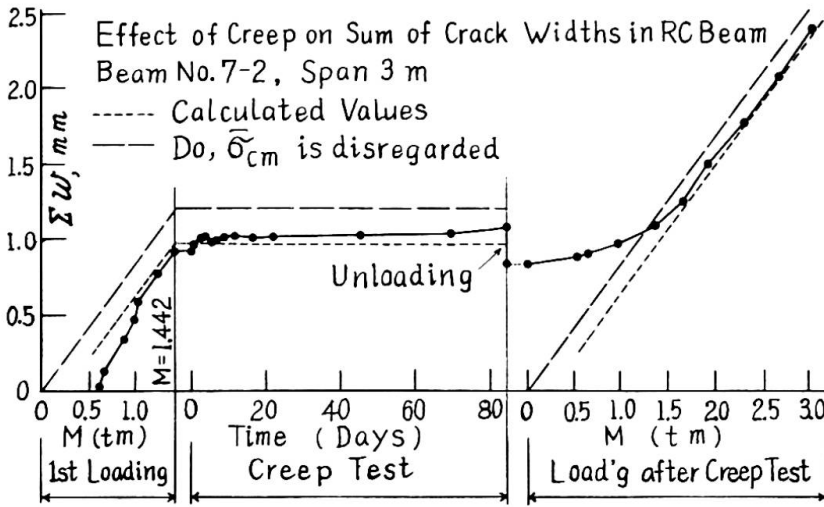


Fig.18

3.2 Fatigue
About 100 RC and PRC beams with T-shape cross sections of 28 x 30cm and reinforcing deformed bars were tested under repeated loads with less than two million pulsations

at a rate of 250 cycles per minute (4)(8)(9). The results show that the increase of crack openings and deflections hardly occurs by dynamic loads, when steel stresses σ_{s0} are under $0.8 \sigma_{sy}$, even when the initial crack openings were 0.3mm. Fig.19 shows a typical PRC test result.

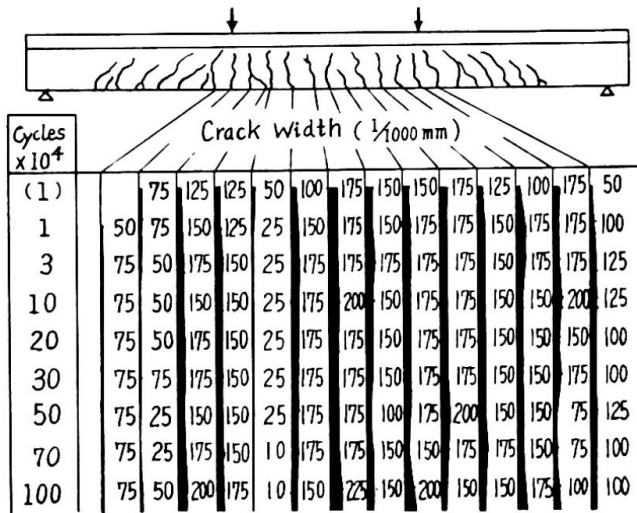


Fig.19

4. Practice of PRC
As discussed the behavior of PRC in cracking and deformation, as influenced by creep and fatigue of concrete, is generally the same or increasingly advantageous that in RC. Accordingly in designing PRC the same safety conditions for tolerable opening of cracks in RC is sufficient. The safety conditions of cracking are generally specified as follows:

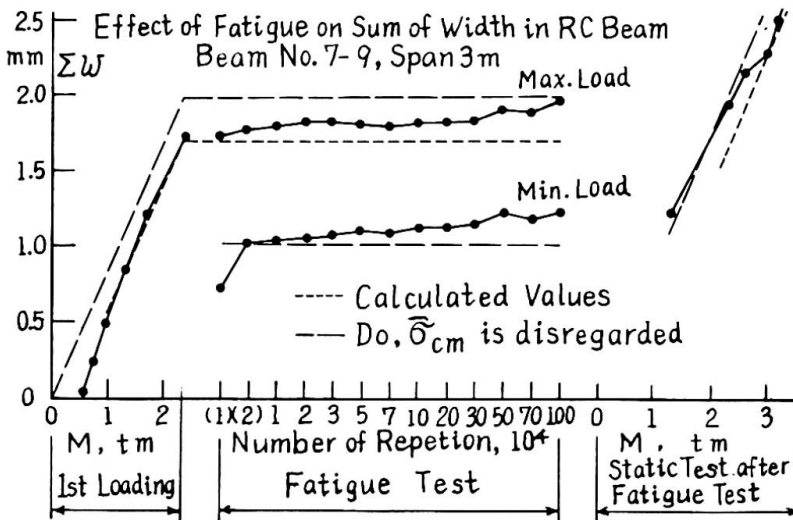


Fig.20

3.2 Fatigue

3.2 Fatigue
About 100 RC and PRC beams with T-shape cross sections of 28 x 30cm and reinforcing deformed bars were tested under repeated loads with less than two million pulsations

at a rate of 250 cycles per minute (4)(8)(9). The results show that the increase of crack openings and deflections hardly occurs by dynamic loads, when steel stresses σ_{s0} are under $0.8 \sigma_{sy}$, even when the initial crack openings were 0.3mm. Fig.19 shows a typical PRC test result.

A more precise investigation on RC beams (4) shows that a slight increase of crack widths is observed under repeated loadings (Fig.20), but this may be caused by gradual relaxation of bond stresses, as in creep tests previously mentioned.

4. Practice of PRC

As discussed the behavior of PRC in cracking and deformation, as influenced by creep and fatigue of concrete, is generally the same or increasingly advantageous that in RC. Accordingly in designing PRC the same safety conditions for tolerable opening of cracks in RC is sufficient. The safety conditions of cracking are generally specified as follows:

$$\text{Dead load } M_{w1} \geq f_1 M_D \quad (20)$$

$$\text{Live load } M_{w2} \geq f_2 M_L + M_D \quad (21)$$

where w_1 and w_2 are specified tolerable crack openings.

In the PRC system structures are firstly designed by RC theory to secure the required safety factor against failure. Then the bending moment M_w of each section is estimated, where M_w is the moment when maximum crack width in concrete reaches a specified value of w . M_w is determined by design rules as stated in 2.24.

Next, applying the calculated M_w the conditions (20)(21) are examined. When prestresses are required in certain sections, which generally occurs only with respect to condition (20), prestressing forces to be introduced using eq.s (17) and (18) are determined by

$$P_v \geq \frac{f_t M_D - M_{w1}}{Z - 4e}, \quad (22)$$

$$P_v \geq \frac{f_t M_D - M_{w1}}{e_p + \kappa'}, \quad \text{for } w_1 \leq 0.1 \text{ mm}. \quad (23)$$

Prestressing forces in this system determined as above are generally small not exceeding about one fifth of ordinary PC systems. Therefore concrete stresses which are superimposed by prestressing on the stresses due to working loads are generally very small and do not require checking. Thus the layout of prestressing tendons in a PRC system are easier than in PC systems.

Prestressing tendon arrangement is not always necessary for the full span of the structures. They may be arranged as outside or inside webs and also be designed by any system of pretensioning and posttensioning.

Before prestressing the elements of the structures designed for PRC system can withstand the loads during construction as RC elements. Hence prestressing can be done any time during construction. This fact is favorable, especially in the case of cantilever construction, and it is superior to ordinary PC systems in which prestresses must be introduced at every step of the construction.

5. Kamihimekawa Bridge

The Kamihimekawa bridge, over which national road No.5 runs is 40km north of Hakodate in southern Hokkaido, and is the first PRC (prestressed reinforced concrete) bridge constructed in Japan (11)

The main span is 48m, the two cantilever spans are 15.9m and the two piers are 19m high, forming a π -shaped rigid-frame structure of 80m. The carriageway is 7m wide and has a curved route with a radius of 400m, Fig.21.

A system of RC cantilevers was chosen for the construction of deck girders, which project from the piers. This was achieved by extending cantilevers by a RC system without prestressing or any centering.

The height of girders varies from 2.8m at the point, where it is rigidly fixed to the pier, to 1.2m at mid-span and to 2.0m at the end of cantilever span.

The transverse section of the structure consists of a 5m wide box-section. The upper slab of the box has a thickness of 22cm which is increased, by means of haunches, to 33cm at the junction with webs. The thickness of the lower slab varies from 15cm at mid-span to 50cm at the pier and 29cm at the point on the cantilever at 11.5m distance from the center of pier. The two webs of the girders have a constant thickness of 45cm.

The shaft of piers has a bi-cellular box-section, which is 2.0m \times 5.0m in outer measurements with a 40cm wall and is secured at the foundations.

Each half-span and cantilever girder were constructed by suc-

cessive corbellings, in a symmetrical manner, from the piers. The static calculations of the structure were performed for two states of structural systems, i.e. a system of cantilevers during construction and that of rigid frame after closing.

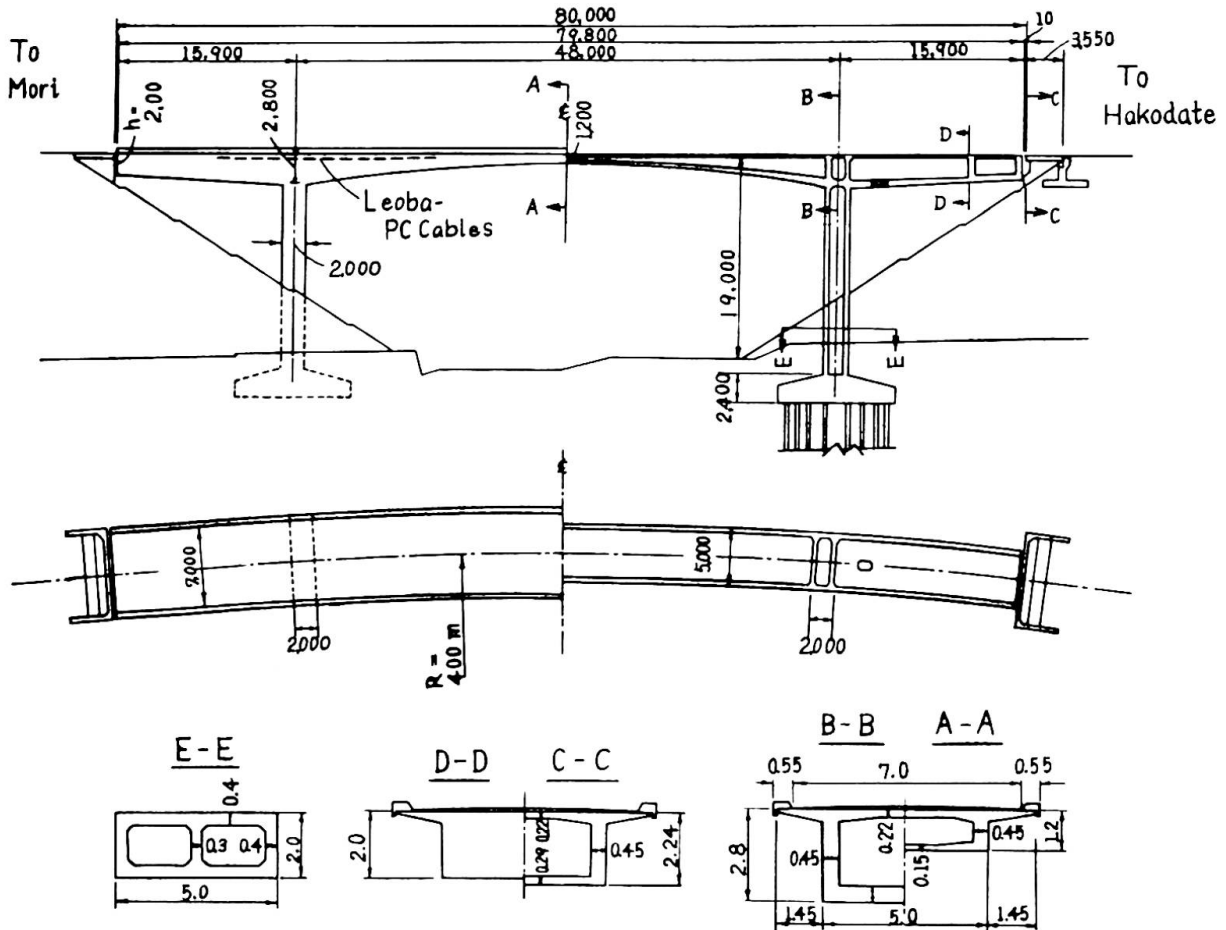


Fig.21 Kamihimekawa Bridge (Japan)

Before the closing 25.4t of ballasts were loaded temporarily on each end of the cantilever girders as a counter weight to balance the self weight of each girder of half length of center-span, Fig.



Fig.22

crete of $\sigma_{28} = 360\text{kg/cm}^2$ quality for the main girder and $\sigma_{28} = 210$ for piers.

A total of 470t of prestressing forces were longitudinally introduced during the corbelling construction to parts of deck girders of 22m length in order to control crack widths, Fig.21. The prestressing was performed in accordance with the Leoba system in two webs of

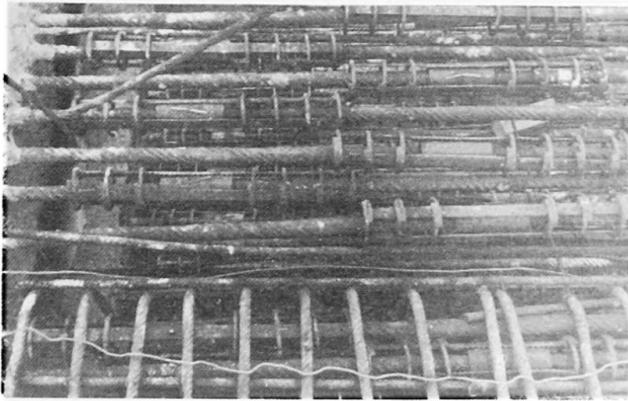
22.

The effect of delayed deformation of concrete as well as that of uplifts caused by removal of the counter weights after closing are to be taken into account for the static calculation.

The structure was designed as a RC system, using 32mm cold-twisted bars of steel SDC 40 as the main reinforcement and concrete of $\sigma_{28} = 360\text{kg/cm}^2$ quality for the main girder and $\sigma_{28} = 210$ for piers.

the box girder by means of prestressing tendons which consist of the $6 \times S66(16\phi 8)$ and $2 \times S24(12\phi 5)$.

The super structure was built by corbelling in successive stages without centering. The length of the successive advances, which numbered 20 in all, was 3.0m. In accordance with the progress of the girders, the non-prestressed main bars $\phi 32$ were screwed to the next bars of 6m length by means of FY-couplers, Fig.23.



The FY-coupler is a special type of screw-threaded coupler which was developed by the author's team and experimentally tested to secure the transmission of the entire strength of the bar to be joined (12).

The main structure was completed in Nov. 1965 and the bridge was opened to traffic in June 1966. Fig.24 shows the completed bridge.

Fig.23



Fig.24 The completed Kamihimekawa Bridge

Acknowledgement

The author is grateful to Dr.Y.Kakuta for his assistance in the investigations and is also indebted to Dr.M.Hayashi, head of Division I of the Civil Engineering Research Institute of the Hokkaido Development Bureau, for his efforts in the development of the PRC system.

References (J: in Japanese)

- 1 Recommendations for an International Code of Practice for Rein-

- forced Concrete-CEB, published by ACI, CCA, 1963.
- 2 B.B. Broms: Cracking width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members, ACI-Journal, Vol.62, No.10, Oct.1965.
 - 3 J.F. Borges: Cracking and Deformability of Reinforced Concrete Beams, IABSE-Publications 26th Volume, 1966.
 - 4 Y. Kakuta: Fundamental Investigation on Cracking and Deformation Behavior of Reinforced Concrete Beams, (J), Dissertation, Yokomichi Laboratory, Faculty of Eng., Hokkaido University, Dec.1967.
 - 5 H. Yokomichi, Y. Kakuta: On Influence of Creep and Shrinkage of Concrete on Strain of PRC Beams, (J), Cement Gijitsu Nempo XX 1966, JCEA.
 - 6 H. Yokomichi, Y. Fujita: Flexural Tests on Reinforced Concrete Beams with Deformed Bars, (J), Concrete Library No.2, Japan Society of Civil Engineers, 1962.
 - 7 Y. Fujita: Study on Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete Beams and Prestressed Concrete Beams subjected to Simple Bending, (J), Bulletin of Faculty of Eng., Hokkaido University No.32, Oct.1963
 - 8 H. Yokomichi: On New Development of Reinforced Concrete and PRC System, (J), Hokkaido Branch of Japan Society of Civil Engineers, Feb.1964.
 - 9 H. Yokomichi, Y. Fujita, T. Nishibori: On Fatigue Behavior of Concrete Beams Reinforced by Deformed Bars, (J), Reports of Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau, No.37, Oct.1965.
 - 10 H. Yokomichi: Concrete Bridges, (J), Gihodo Co. Ltd., Tokyo, 1962.
 - 11 H. Yokomichi, S. Tonozaki: On Design and Execution of Kamihimekawa-bridge (PRC System), (J), Journal of Japan Prestressed Concrete Association Vol.7 No.5, Oct.1965.
 - 12 Tests on FY-Coupler Joints of Deformed Bars, (J), Yokomichi Laboratory, Faculty of Eng., Hokkaido University, May 1965.

SUMMARY

The behavior of "prestressed reinforced concrete (PRC)" in cracking and deformation under static and dynamic loads is discussed. With regard to the cracking behavior the initial and stationary states are dealt with. The design rules for controlling the crack widths are derived. This paper also described the practical aspects of the PRC System and its application in the construction of the Kamihimekawa bridge, a π -shaped rigid frame bridge.

RÉSUMÉ

Les agissements du béton armé précontraint dans la fissuration et la déformation sous les charges statiques et dynamiques sont discutés. Concernant des agissements de la fissuration, les conditions initiales et stationnaires sont traitées. Les règles de calcul pour contrôler les largeurs des fissurations sont dérivées. Et de plus, l'application pratique du système du béton armé précontraint et l'application duquel au pont de Kamihimekawa, qui est le pont en cadre en forme de π , sont décrites dans ce rapport.

ZUSAMMENFASSUNG

Das Riss- und Verformungsverhalten des Spannstahlbetons wird sowohl unter der statischen Belastung wie unter der dynamischen Belastung untersucht. In Bezug auf das Rissverhalten werden der anfängliche sowie der stationäre Zustand betrachtet. Die Konstruktionsregeln zur Rissekontrolle werden aufgestellt. Auch stellt dieser Beitrag die Praxis des Spannstahlbeton-Systems und dessen Anwendung auf eine π -förmige Rahmenbrücke über dem Fluss Kamihime dar.

IVb

The Practical Application of Partial Prestressing. Research on Cracking and Deflection under static, sustained and fatigue Loading

Application pratique de la précontrainte partielle. Etudes sur la fissuration et la déformation sous charges statiques continues et de fatigue

Die praktische Anwendung der teilweisen Vorspannung. Untersuchungen über Rißbildung unter statischer, bleibender und schwingender Last

PAUL W. ABELES

at present Visiting Professor in Civil Eng.
University Kentucky

including

The Behaviour of partially prestressed Beams, containing, bonded, non-tensioned Strands and curved, non-bonded Tendons

La tenue de poutres précontraintes partiellement, contenant torons adhésifs non-tendus et cambrés, et tendons non-adhésifs

Das Verhalten teilweise vorgespannter Balken mit schlaffen Litzen im guten Verbunde und nicht vermörtelten aufgebogenen Spanngliedern

PAUL W. ABELES

Research Fellow
University of Southampton

VICTOR L. GILL

Chief Civil Engineer
British Ropes Ltd. Doncaster

1. Introduction.

With the late General Secretary Dr P Lardy's assistance "Partial Prestressing" was included in the "Conclusions and Suggestions" of the Final Report⁽¹⁾, on the author's suggestion 20 years ago as acknowledged by the author in⁽²⁾. Dr. Thürlimann⁽³⁾ has summarized the advantages of partial prestressing. In Fig.1, the author's classification taken from⁽²⁾ is shown, amplified by the FIP-CEB classification. For the latter a distinction between IIIA and IIIB is made. Class IIIA represents in the author's view, the most ideal solution with complete rigidity under "normal" service load, when fully prestressed, but exhibiting ductility when the limit state of service load is approached and exceeded, as was recently pointed out by the author in paper⁽⁴⁾. Prof. Leonhardt now shares this view with regard to highway bridges (see pages 413-4 of⁽⁵⁾).

Prof. Thürlimann is not quite correct in stating on page 476⁽³⁾ that the author's suggestion of 1942 of prestressing the "total reinforcement" was applied in 1948. In fact, to his knowledge this system has never been used except for research. The system, introduced by the author at British Railways Eastern Region 1948-1962, relates to his proposal of 1940 of a "mixed reinforcement" comprising tensioned and non-tensioned prestressing steel. There is no need as stated on page 476⁽³⁾ that "The resulting tensile forces in the concrete have to be covered by an appropriate reinforcement". Tests on beams containing only tensioned steel have proved that visible cracking after the prestress has become ineffective solely depends on the concrete strength, the shape of the cross section, the bond efficiency and distribution of the steel (whether tensioned or not). Prof. Thürlimann says on page 475⁽³⁾ that with full prestress-

ing according to equations (1) to (4) "the section exhibits a safety margin which is considerably above the specified one" when investigated at ultimate load. This applies only to the steel but not necessarily to the concrete compression zone. As ultimate load conditions are completely different from those in a homogenous section, even with a fully prestressed section the compressive zone may be too weak for ultimate load design although suitable for the conditions of a homogeneous section. For more particulars about "Partial Prestressing" see the Appendix of Vol.2. of the author's book (6).

THREE TYPES OF PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURE 1959 1968

NO.	CHARACTERISTICS	WORKING LOAD STRESS	CONDITION	TYPE OF PRESTRESS	FIP-CEB
I	ALWAYS FREE FROM CRACKS		TRULY MONOLITHIC	FULLY PRESTRESSED	I
			NON MONOLITHIC		
II	TEMPORARY HAIRCRACKS UNDER RARE MAXIMUM WORKING LOAD		TRULY MONOLITHIC	PARTIALLY PRESTRESSED	II
	FREE FROM CRACKS UNDER ORDINARY WORKING LOAD		NON MONOLITHIC		
III	FINE HAIR CRACKS UNDER WORKING LOAD. DEFLECTION CONTROLLED			PRESTRESSED REINFORCED HIGH STRENGTH CONCRETE	III

M. R. = MODULUS OF RUPTURE

Fig.1.

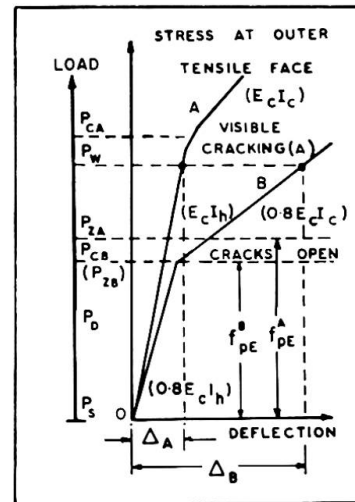


Fig.2.

2. Partially Prestressed Members Class II

With Class II, visible cracks will, in general, not occur, but microcracks develop. The author has reported at previous Congresses on the successful use of this type of partial prestressing by British Railways, Eastern Region, when tensile stresses of 650 to 750 psi (45 to 52.5 kp/cm²) were permitted (i.e. 2/3 to 3/4 of the stress at which cracks become visible). The development of visible cracks has been avoided, as reported by the author (7), (8). Strict supervision is necessary to avoid different behavior of structural members, as indicated in Fig.2. Beam "A" corresponds to the design, based on assumed maximum losses. If in a beam "B" the E-values of the concrete is only 80% of that in beam "A" and the effective prestressing force is less than assumed (either due to too low initial tensioning stress or to greater losses than assumed) the effective prestress f_{pE} is less. If shrinkage cracks have occurred before the prestressing force is applied, they may open when load P_{zB} , corresponding to the stress f_{pE} is exceeded. On the other hand, with beam "A" visible cracks will occur only when the flexural strength of the member f'_f is reached, which corresponds to the difference between the cracking load P_{cA} and the zero stress load P_{zA} .

The new trends of limit design load require probabilistic considerations. With Class II, properties variations must be reduced to a minimum. This obviously requires strict supervision and preferably the use of random, non-destructive performance tests. More than 1500 such tests were carried out at British Railways Eastern Region between 1949 and 1962 as described in (6) page 550, and only a few rejections occurred at products from first jobs of prestressing works, when some mistakes in the application of the prestress had occurred or shrinkage cracks had developed before transfer of prestress. In one case, all 80 beams of a job were successfully tested.

3. Partially Prestressed Members Class III (IIIA and IIIB)

Class IIIA was, in principle, embodied already in the British Code of Practice CP 115 of 1951 where it is stated "Where the maximum working load to be considered is of temporary nature and is exceptionally high in comparison with the load normally carried, a higher calculated tensile stress is permissible, provided that under normal conditions the stress is compressive to ensure closure of any cracks which might have occurred". This allows a wide interpretation

and "the temporary nature" may relate to the limit state of service load which may occur rarely but need not be instantaneous (e.g. snow load) or to abnormal instantaneous loads on bridges. The deflection at first loading and after repeated loading to the limit state, as well as due to creep, is illustrated in Fig 3. Small variations in production could be allowed for.

Prof. Thürlimann states under 5. "Method of analysis" that the "stress calculations can no longer be based on assumption of a homogeneous section." This is true, but there is no need for a stress calculation except for the fatigue range. It fully suffices to investigate (1) the limit state of collapse, thus ensuring a safety factor against failure and (2) to compute the required prestressing force. For Class IIIA no tensile stresses must occur at "normal" service load. For Class IIIB, the prestressing force P_E for a homogeneous section must be of such magnitude that at the limit state of service load neither too wide cracks occur nor the deflection becomes excessive, as will be discussed in the following.

Fig 4 illustrates these conditions. With IIIA the required minimum effective prestress f_{pE} in a homogeneous section must be equal and opposite to the tensile stress due to the normal service load, f_{sN} ; there is no need to find out the stress conditions at abnormal load (limit state of service load). With IIIB the magnitude of the required minimum effective prestress f_{pE} can be obtained

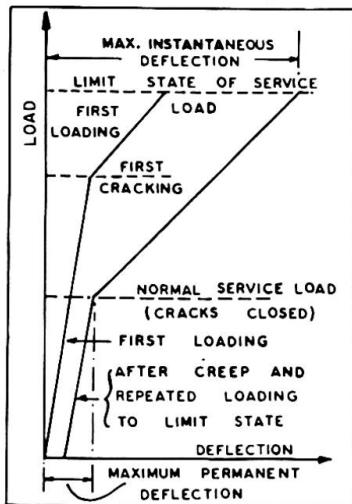


Fig. 3.

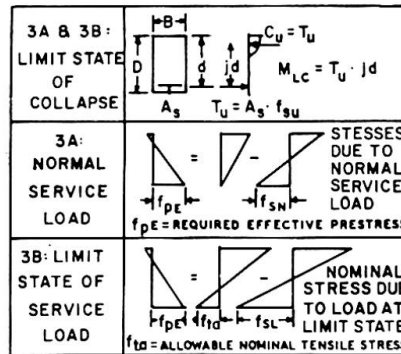


Fig. 4.

as the difference between two fictitious stresses in a homogeneous section: f_{sL} , due to the entire service load, and f_{ta} , the nominal allowable tensile stress, which corresponds to the maximum permissible strain to limit the crack width. Members Class IIIA are also obtained if a skilful designer employs Prof. T.Y. Lin's method⁽⁹⁾ of balancing bending moments.

While a structural member Class IIIA presents the most ideal solution, Class IIIB has also possibilities, but it is necessary in this case to study deflection and cracking at static, sustained and fatigue loading, the latter being mainly important for Class IIIA.

4. Cracking and Deflection at Static Loading

The maximum crack width for a definite strain depends on many parameters, varying with the shape of the cross section, the percentage, distribution and bond efficiency of the steel which latter again depends on its shape and surface conditions, and on the concrete strength. The author carried out tests on rectangular beams, containing non-tensioned prestressing steel, at the University of Southampton in 1965 to simulate the conditions after the prestressing force has become zero. Fig. 5 shows deflection diagrams and crack widths at 3 loading cycles of a high strength concrete beam, containing 4 non-tensioned prestressing wires 0.2 in. dia.⁽¹⁰⁾ It is seen that the load deflection curves at the 2nd and 3rd cycles remained steep for a low load, corresponding to a homogeneous section. Simple and safe results for f_{ta} (the allowable nominal tensile stress in a homogeneous section) were obtained⁽¹¹⁾ for rectangular beams; e.g.

$$f_{ta} = 800 + 1300 (100p - 0.3) \text{ for round bars and } f_{ta} = 1000 + 2000 (100p - 0.3)$$

for strands, for maximum crack width 5×10^{-3} in. at the position of steel for concrete of a cube strength of approx. 7000 psi (420 kp/cm^2), p being the percentage-ratio (s. Fig. 6).

The choice of the suitable type of non-tensioned steel has also to be considered. Emperger suggested ordinary reinforcing steel as main reinforcement whereas the author proposed prestressing steel as non-tensioned steel and never used more than half the entire steel as non-tensioned reinforcement.

With high strength steel, the deflections become relatively large though the cracks remain narrow, whereas with mild or medium strength steel the deflection is greatly reduced, but more space is required for placing the steel, and the construction becomes less economical, as pointed out by Prof. Zerna (12).

Prof. Kani (13) has referred to the shortening due to shrinkage and creep which produces a compressive force in the steel; he states that an opposite equal tensile force must occur in the concrete, thus reducing the prestressing force similar to the behavior in columns. This would mean that the greater the cross sectional area of the non-tensioned steel, the greater becomes the compressive force in the non-tensioned steel, though the amount of creep and shrinkage would be reduced by the increase of the steel section. Comparative tests, however, have indicated that there is very little difference, if any, between the loads at which cracks become visible, though microcracks seem to occur earlier with the larger reinforcement of mild steel. A recent study by Prof. Shaikh (14) and Branson indicates that there is no difference in visible cracking.

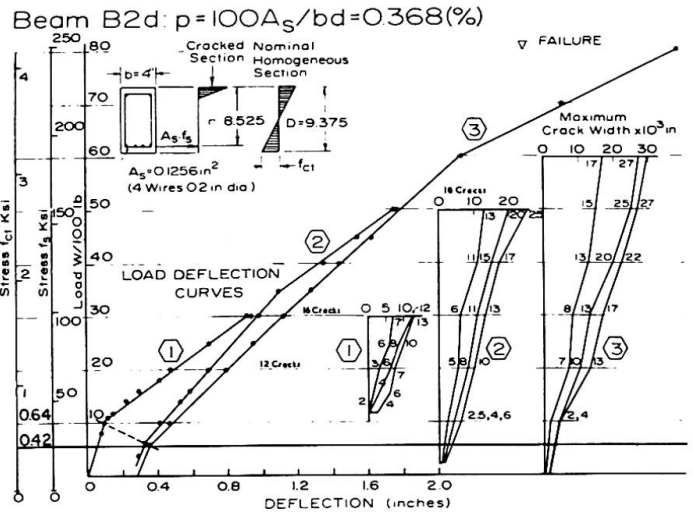
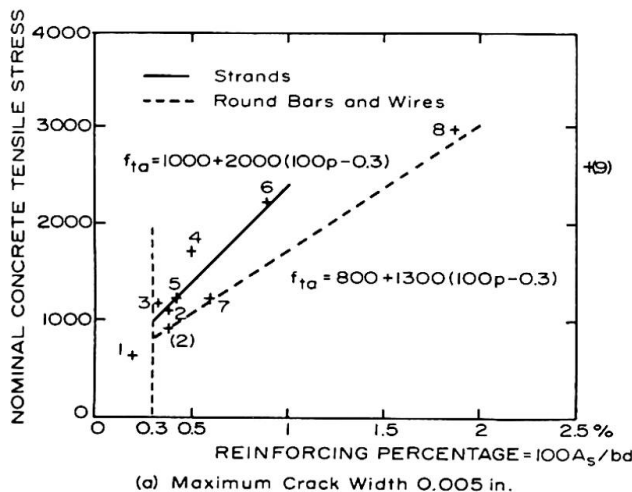
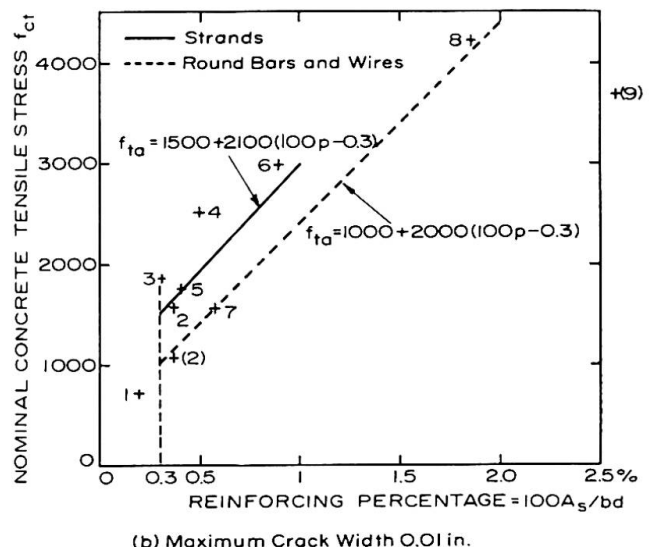


Fig. 5.



(a) Maximum Crack Width 0.005 in.

Fig. 6.



(b) Maximum Crack Width 0.01 in.

Fig. 7 shows results of comparative tests carried out at the University of Kentucky 1967 (15). In this case, in addition to two alloy bar tendons, 3 types of non-tensioned steel were used; prestressing strands (AS), high strength steel (AH) and mild steel bars (AM) of equal nominal yield force. With all 3 beams failure occurred at almost the same load and agreed well with the predicted ultimate load, based on the actual position of steel. There were only slight differences in cracking load. In the beams Fig 7 the steel was displaced and thus in the uncracked section the beam AS, containing strands with the smallest percentage, was the stiffest, although AM ought to have been the stiffest. The Table I shows number and width of cracks.

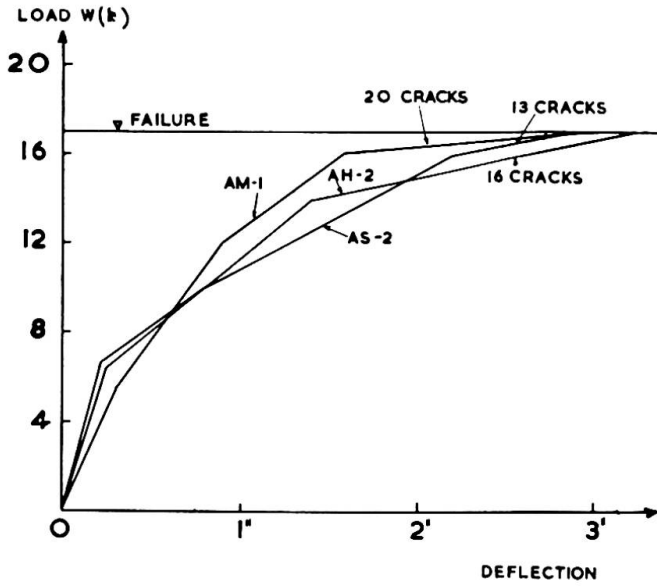


Fig. 7.

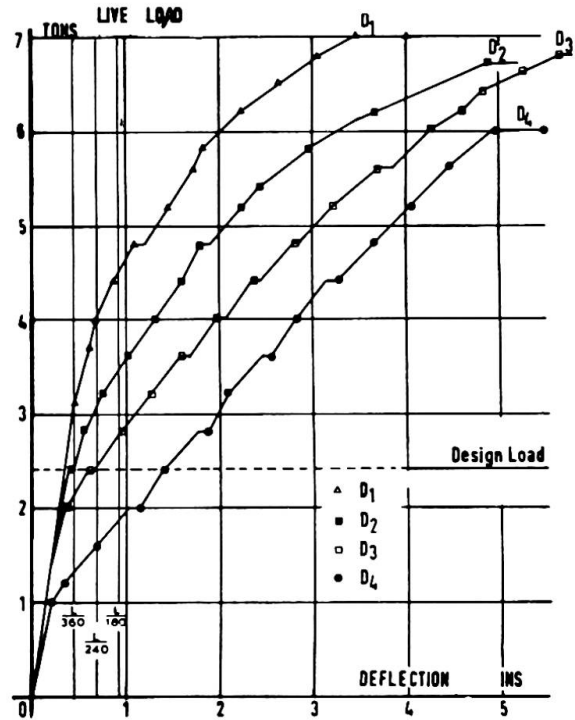


Fig. 9.

CRACKS AT LOAD W=8k				
BEAM TYPE	CRACK NUMBER	MAXIMUM CRACK WIDTH x 10 ⁻³ IN		
		AT OUTER TENSILE FACE	AT LEVEL OF REINFORCEMENT TENDON	
AM	15	4	3	3
AH	10	6	3	2
AS	8	16	4	3

Table I.

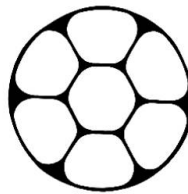


Fig. 8.

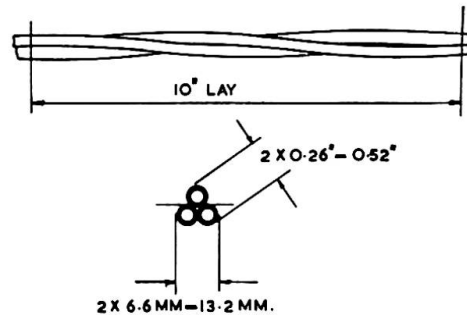


Fig. 10.

In addition to the EI values, also cracking affects deflection. Reference is made to Fig P.11 in (6) (p 630), comparing the deflection of two rectangular beams, one containing a single deformed bar and the other two non-tensioned prestressing strands of slightly smaller area, both placed at the same depth. In spite of the slightly larger steel area the former beam had a greater deflection, in consequence of fewer and wider cracks.

In the following, an example is shown of the use as non-tensioned steel of the "Dyform" prestressing strand of especially high strength (Fig. 8). This strand is drawn through a die, which produces a relatively smooth cylindrical surface, but it showed very satisfactory bond characteristics. The following data have been taken from a thesis by Dr Dave and have been kindly supplied by Dr Bennett, of Leeds University⁽¹⁶⁾. Rectangular beams 5 in. wide and 8 in. deep containing 3 "Dyform" strands 5/16 in. dia. 1 1/4 in. above the tensile face were tested for a span of 14 ft. with two point loads at the quarter points. Fig. 9 illustrates the load deflection diagrams of 4 beams: D1 in which all 3 strands were tensioned, D2 with two tensioned and one non-tensioned strand, whereas in D3 one was tensioned and two remained non-tensioned, D4 relating to a beam in which all 3 strands remained non-tensioned. This figure has been included, because it clearly shows the advantages and limitation of partial prestressing using super-high strength non-tensioned steel

In view of the excellent bond and crack performance of beams containing non-tensioned prestressing strands a new three wire strand called Bristrand 100 was introduced by British Ropes Ltd. (see Fig.10). This steel has a proof stress of 100 ksi (70kp/mm^2) and a minimum strength of 120 ksi (84kp/mm^2), the diameter of the individual wires being 0.263 in (6.6mm). It was assumed that this type would be suitable both as high strength reinforcement for ordinary reinforced concrete and as non-tensioned bonded steel in partially prestressed concrete, representing a medium strength between ordinary high strength steel and prestressing strands. Tests on beams containing such Bristrands are described in the following section. The actual strength of the steel was 139 ksi (103kp/mm^2) and the Modulus of Elasticity $27 \times 10^6\text{kp/cm}^2$.

6. The Use of non bonded Tendons.

Non-bonded or badly bonded, post-tensioned tendons behave less satisfactorily than well bonded tendons. Only a few wide cracks occur and the flexural resistance is reduced. However, there are advantages, as the pressure grouting of the tendons can be dispensed with and thus a situation is avoided at which efficient grouting under adverse conditions may become rather difficult and unreliable. Moreover it is possible to readjust the prestressing force at a later date to offset the losses due to creep and shrinkage. Obviously a special corrosion protection is essential.

By the use of partial prestressing the great advantage of good bond can be kept and the disadvantages, mentioned above, can be avoided by the use of well bonded non tensioned steel, placed closely to the tensile face. This was shown by Prof Burns⁽¹⁷⁾ who had carried out tests to prove that continuous beams, containing non-bonded tendons in conjunction with bonded medium strength steel, behave much better both in bending and in shear than expected by the Codes. The author has proved that the expected ultimate resistance for bonded steel was obtained by the tests Fig.6 described before. This figure was previously used only to show by comparison the effect of different types of non-tensioned steel. It was not pointed out that in this case the tendons were non-bonded, because the crack distribution was very satisfactory and the ultimate load reached corresponded very well with the computed values based on the yield points and proof stress of the non-tensioned steel and the proof stress of the alloy bars.

In the following, tests are briefly described, carried out by the authors at the University of Southampton between Oct.1967 and Jan.1968, in which the newly introduced Bristrand 100 (Fig.10) was used as bonded, non-tensioned reinforcement. Fig.11 illustrates the test programme and Fig.12 is a photograph of a beam under test. Two beams of type A were not prestressed. Four beams each of types B,C, & D were originally planned, two grouted and two non-grouted. Since there was hardly any noticeable difference between these two types with beams B and C, one beam of the original type D was differently reinforced as type \bar{D} . The stress strain diagrams of the various sizes of Dyform Strands are seen in Fig.13 which also contains the size relating to the tests Bennett-Dave (Fig.9).

Fig.14 shows the deflection diagrams for the applied loads of all beams all of which were under-reinforced. There was great uniformity in the maximum load and deformation, except for one beam D, illustrated by a dotted line. With all other beams failure did not occur, but the tests had to be terminated in consequence of too great deflections. The recovery on removing the load was between 80 and 90%, although in some cases horizontal cracks developed during removal of the load in consequence of the very large change in strain.

The beam with the dotted deflection diagram failed by crushing of the concrete at a bending moment of approximately 75% of the maximum of the other two beams D and it was noticed that there was a pocket in the flange with poor compaction. This is a good example of the importance of strict supervision. The 14 beams described were cast in a civil engineering workshop using ready mixed concrete. The two authors supervised either jointly or separately, casting, prestressing and pressure grouting. Unfortunately, when the two beams D13 and D14 were cast, the supervising engineer had to leave shortly before completion of the casting. Thus beam D13 (D) was well cast but the flange of beam D14 evidently did

TESTS FOR BRITISH ROPES LTD
SOUTHAMPTON UNIVERSITY 1967/8.

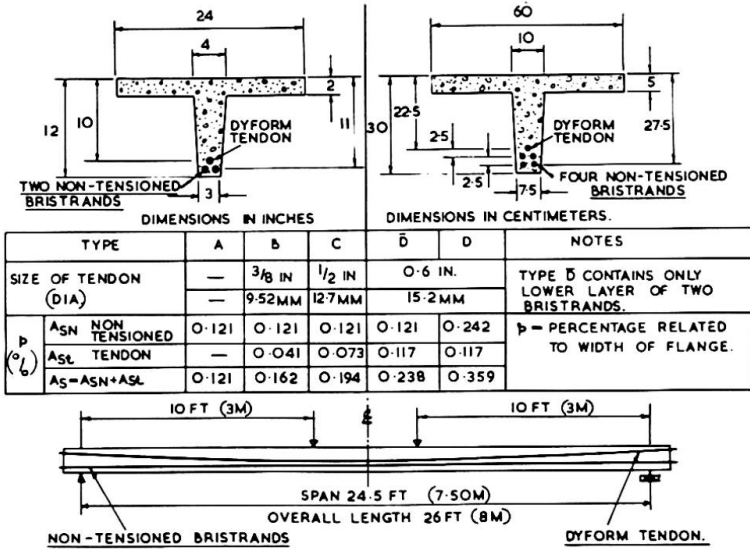


Fig.11.

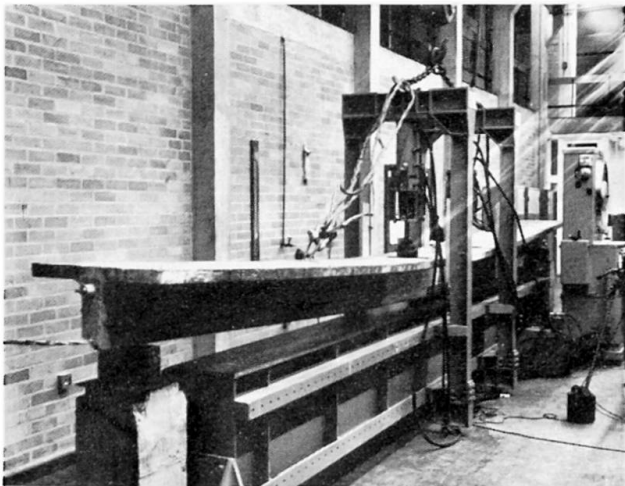


Fig.12.

not have the concrete properly vibrated and this poor concrete was the cause of the early collapse.

More details and particulars about electric resistance strain gauge readings and analysis of the test results will be published in a paper by the two authors later. An example is shown in Fig.15 of the deflection diagrams at 3 load cycles of beam D11 containing a non-bonded tendon. Also the maximum crack widths are given. The maximum loads generally agreed with the values obtained for the guaranteed minimum strength of the Bristrand 100 and the proof stress of the Dyform tendons, which were positioned further away from the tensile face.

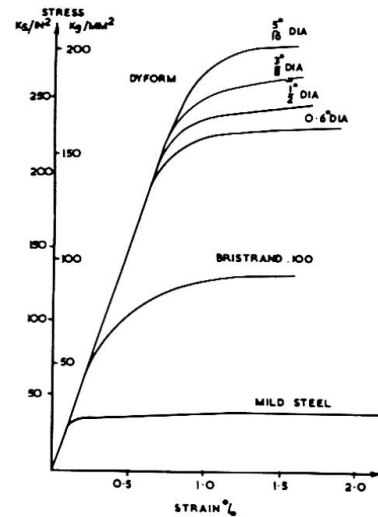


Fig.13.

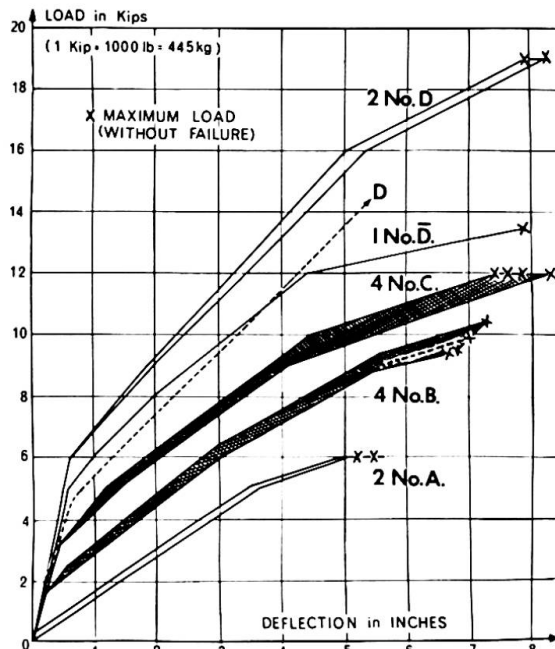


Fig.14.

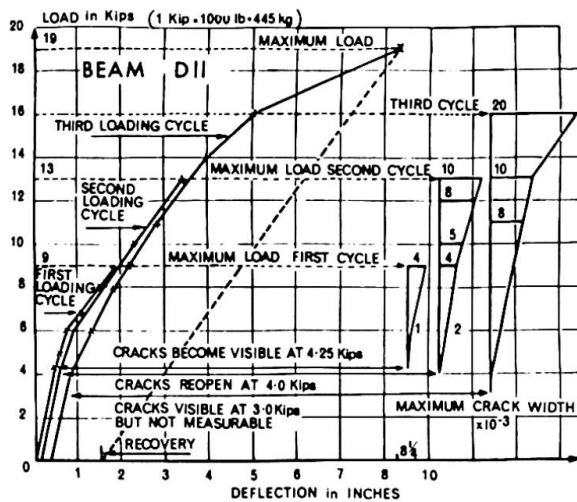


Fig.15.

6. The Effect of Sustained Loading.

This is important with members Class IIIB. Fig.16 shows the result of a test carried out by British Railways (Research Dept. Derby and Chief Civil Engineer Eastern Region) on a rectangular beam 8"x 12" (20x30cm) containing two layers of wires 0.2 in. (5mm) dia. of a span of 13 ft.6 in. (4m) with 2 central loads 3 ft. 6 in. (1.06m) apart. The prestress at transfer was 2700 psi (189 kp/cm²) at the outer tensile face. The loading carried out at Derby Station commenced only after approx. 2½ years, when the initial camber had more than doubled. The beam was subjected to a load of 50% of the static failure load (S.F.L.) of a companion beam, when microcracks occurred, the nominal tensile stress being 880 psi (62kp/cm²). The load was sustained for almost 3 years and then increased to 80% of the S.F.L., when 5x10⁻³in. (0.125mm) wide cracks developed which increased to 3 times the size during more than one year, when the test terminated; but the deflection had increased only by 50% during this time. More particulars are seen in Fig.P.14 of (6), which does not, however, show completion of the test. The beam with permanently open cracks of 15x10⁻³in. (0.48mm) was exposed to the highly polluted surroundings of Derby Station, but the corrosion of the well bonded wires was relatively small.

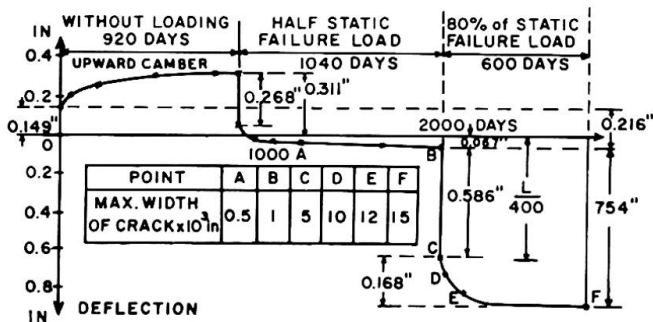


Fig.16.

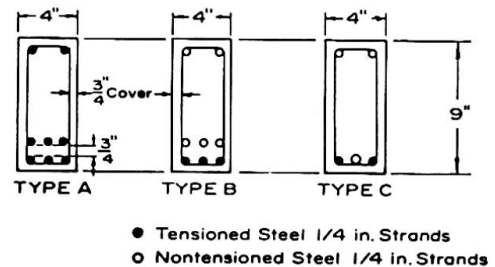


Fig.17.

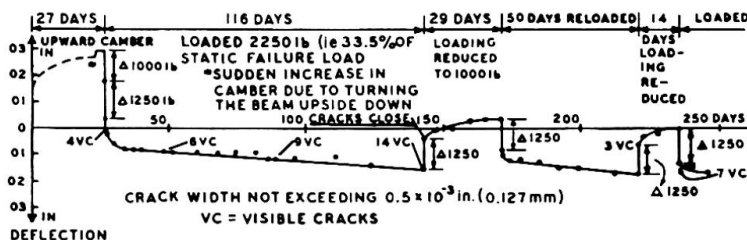


Fig.18.

Prof. Brown of DUKE University arranged together with the author comparative static and sustained loading tests to be reported in paper (18). Fig. 17 shows cross sections of the beams types A, B and C and Fig.18 illustrates the results of sustained loading and unloading on beam CLL, the letter L indicating semi-light weight material. Span and loading points were as with the beam Fig.16, but the load was applied from below. The load applied at an early age was of such magnitude that microcracks developed. For more particulars see paper (18).

7. Cracks and Deflection after Fatigue.

The author reported in Cambridge(19) on tests carried out at Liège in 1951 that 3 million load cycles within definite stress ranges, during which cracks opened and closed, did not affect the failure load in a subsequent static test. Full serviceability and change in slope of deflection due to fatigue after cracking was discussed in Lisbon (20). The crack width may become almost 3 times as large as the initial value at approaching fatigue failure, as shown in P.9(6). Prof Ekberg and Assoc. (21) have shown that the stress range within the Goodman-diagram governs fatigue failure. However, also the width, extent and distribution of the cracks greatly influence fatigue behavior. Members with well bonded and distributed steel, having the same percentage of steel and being subjected to the same stress range in the steel, will have a longer fatigue life than members in which the steel is concentrated and/or badly bonded. It has been

found that occasional overloadings are of no influence on the fatigue resistance under working load. Dr. Brown of DUKE University arranged fatigue tests on a new MTS machine, which allowed to study this and other problems. First experiments were carried out in 1966 on two beams (22) which had already failed in a static loading test by yielding (18), but were only slightly damaged by spalling off some edges in the compression zone. Almost complete recovery took place on immediate removal of the load. Fig.19 depicts the results on beam BL1 (see also Fig. 17). The static loading had been carried out in 3 cycles (curves 1, 2 & 3); W_0 is the load at which the effective precompression at the tensile face became zero. The applied static failure live load of 10.5 k. agreed quite well with the calculated value

Cycling loads over 10 different ranges were applied (I-X), with 6 intermediate static load deflections (A-F). With I, the range was 14% and with II-VII it was 19% of S.F.L., gradually extending to an upper limit of 76% with approx. 80,000 cycles at each range. The following ranges VIII and IX with 20,000 and 29,000 cycles respectively extended over a 25% larger range, the displacements increasing greatly as indicated in the figure. The upper limit was increased at IX and further at X to 85% and 90% respectively of the S.F.L. Fatigue failure occurred due to fracture of one wire of one strand after 143 cycles of X between 52 and 90% of the S.F.L. when the beam collapsed, the entire fatigue test comprising 605,000 cycles. For further particulars see paper (22).

Based on further fatigue tests a joint paper (23) was presented in which it was reconfirmed that occasional overloadings (e.g. 20,000 cycles) did not affect the fatigue resistance (2 million cycles) within a lesser stress range, although in the latter the cracks opened and closed a million times. Note that a weekly abnormal loading would only amount to 5200 cycles in 100 years.

In the following, only Fig.20 is shown from this paper to illustrate the test on beam AL2 which was loaded until fatigue failure occurred. The beam was first subjected to 105,000 cycles between 14 and 36% S.F.L. until previous microcracks just became visible. Afterwards, 307,700 load cycles were applied between 30 and 70% of the S.F.L. of a companion beam. Failure occurred by fracture of 7 wires of the central lower strand and 2 wires of one of the outer lower

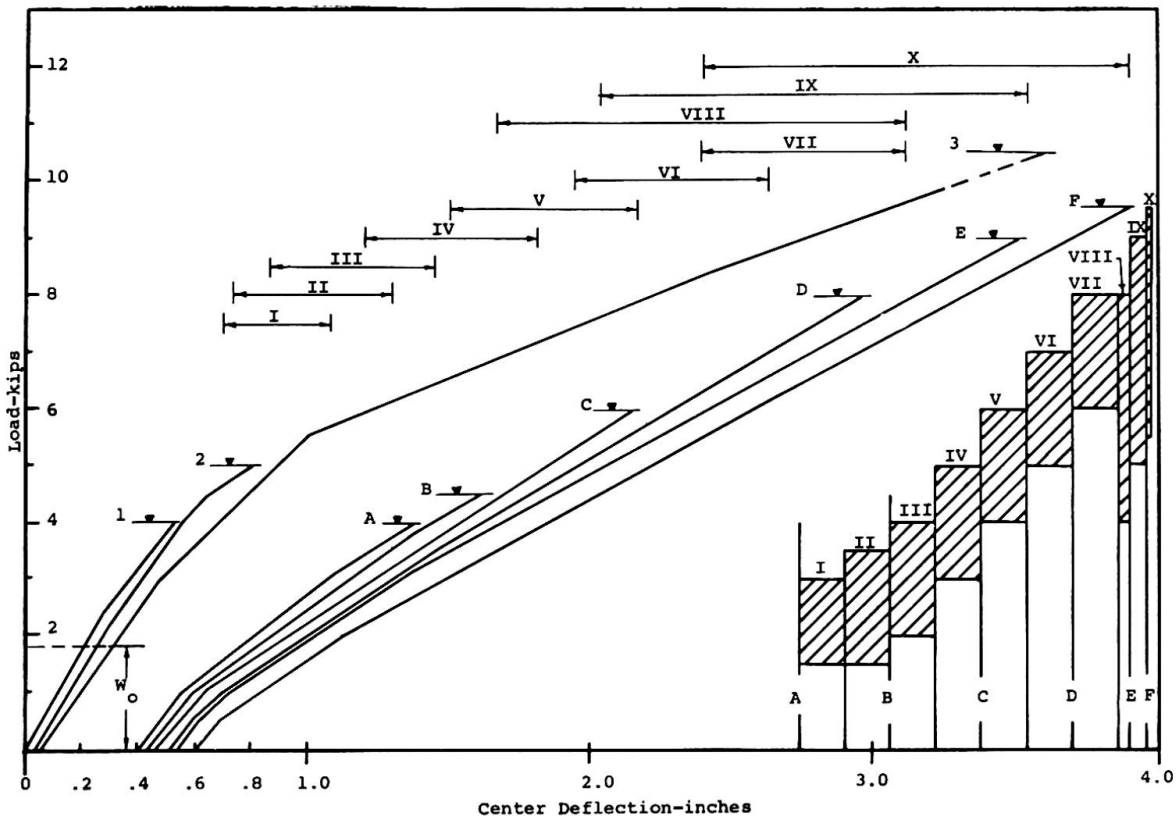


Fig.19.

strands. Fig.20 also shows the effect of fatigue on deflection and cracking; diagram 3 refers to a loading, before the large range fatigue loading commenced, No.4 to a loading after 5,500 cycles, No.10 to a loading after further 222,200 cycles, while No.11 relates to a static loading after fatigue failure. This very important test result has indicated the importance of studying the fatigue resistance of prestressed concrete over large ranges to obtain L-N curves (i.e. load versus the number of cycles), the lower limit of 30% relating to dead load. In subsequent tests at DUKE University the strains were measured by electrical resistance strain gauges. Much research has still to be done, as is pointed out in the joint paper (24) and it is hoped that it will be possible to continue the further tests required to clarify these problems.

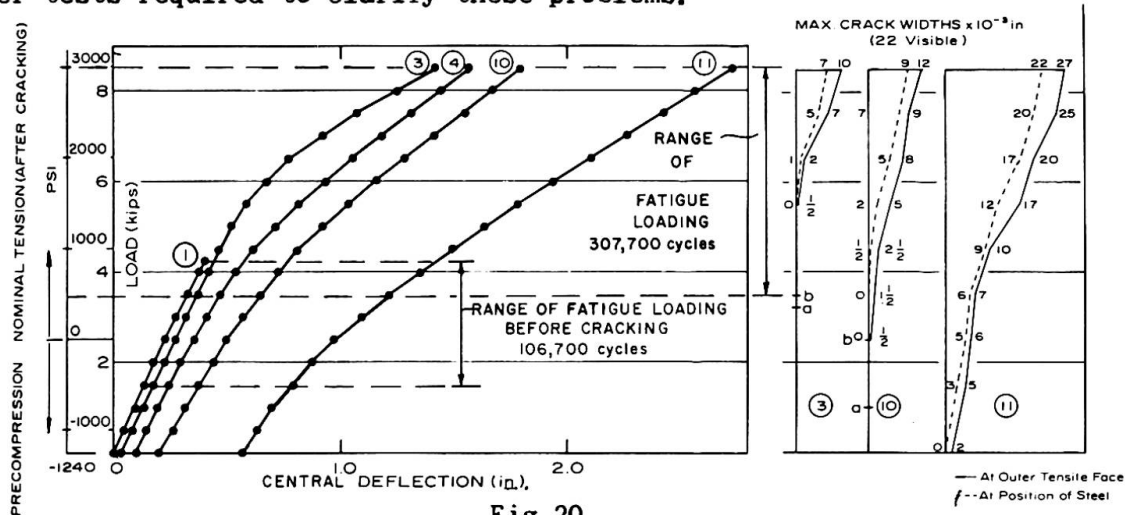


Fig.20.

Reference may be made to the importance of obtaining satisfactory Goodman-diagrams for steel, based on S-N curves. Papers by Warner & Hulsbos (25), Tide & Van Horn (26), Hilms & Ekberg (27) may be mentioned. As soon as reliable S-N curves for prestressing strands and wires are available, (which have to follow the law of probability and are to be based on safe values), it should be possible to obtain rather safe L-N curves for prestressed concrete beams of substantial depth. In this case faults in workmanship cannot greatly affect dimensions and position of steel, whereas with very small members great scatter and thus substantial variations in test results may occur, as experienced by Prof. Venuti (28). Dr. Dave-Dr. Bennett found a relatively great fatigue resistance by single tests on various types of their differently prestressed members, as will be found in (16) when it appears. They have also established a design method for determining the steel stresses in partially prestressed beams after cracking. For further research data see also Chapter 14 of the author's book Vol.1 (29).

8. Other Problems

Unfortunately there is lack of space to deal with other problems such as composite sections, differential shrinkage, creep and stress redistribution, shear, torsion, compression or indeterminate structures. With regard to impact and economy see the author's respective papers (30) & (31), the latter presented in 1948.

Finally the author would like to acknowledge the facilities offered him in preparing this paper by the Dept. of Civil Eng. of the University of Kentucky.

9. Conclusions

1. Members Class II with hardly visible cracks, have proved very satisfactory, provided that strict supervision and/or non-destructive, random performance tests are carried out. Otherwise there is a danger of great variation which might result in wide hair cracks and large deflection.
2. Class III ought to be subdivided into IIIA and IIIB, the former being in compression under "normal" service load with temporary visible cracks at the limit state of service load, and Class IIIB with permanently visible cracks.
3. Class IIIA represents the most suitable solution, when great differences

- between limit state and "normal" service load occur, such as with highway bridges.
4. It is unnecessary with Class III, except for fatigue, to know the stresses under service loads, as the members must be designed for collapse load. It is only necessary to determine the required effective prestressing force.
 5. This force must be large enough to compensate with IIIA the maximum tensile stress under "normal" service load and with IIIB the difference between the nominal tensile stress under the limit state of service load and the allowable nominal tensile stress. The latter indicates limitation of the strain and thus of crack width, as obtainable from tests.
 6. Rigidity after cracking is governed by percentage of steel and bond efficiency. Non-tensioned mild steel ensures maximum rigidity, but is less economical and requires more space; prestressing strands are more economical, require less space, but rigidity is reduced. Lower strength strands may be preferable.
 7. Non-bonded tendons cause few wide cracks, and ultimate resistance is limited. The Southampton tests have confirmed that these disadvantages are overcome by provision of well-bonded, non-tensioned steel. This allows restressing and avoids pressure grouting, but needs corrosion protection of the tendons.
 8. Crack widths and deflection increase at sustained and fatigue loading, dependent on age and magnitude of stress at loading. Further research is necessary.
 9. Further research of large range fatigue loading for a limited number of cycles is particularly important to obtain a basis for assessing the safe carrying capacity and the expected fatigue life of existing bridges and for future design in view of increase in "abnormal" loading. Such tests have been introduced at DUKE University which it is hoped will be continued.

References.

- (1) IABSE, Final Report, 3rd Congress, Liege 1948;
- (2) P.W.Abeles: "Safety against Cracking", IABSE, Final Report, 5th Congress, Lisbon, 1956, p.541;
- (3) B.Thürlimann: "Report IVb", IABSE Prelim.Report, 8th Congress New York, 1968;
- (4) P.W.Abeles: "The Limit States of Reinforced and Prestressed Concrete", The Consulting Engineer, London, June 1968;
- (5) F.Leonhardt: "Report IVa", IABSE Prelim.Report, 8th Congress New York, 1968;
- (6) P.W.Abeles: "An Introduction to Prestressed Concrete", Vol.2, Concrete Publ. Ltd., London, 1966;
- (7) P.W.Abeles: "Partially Prestressed Concrete Constructions at Eastern Region, British Railways", IABSE, Vol.12, 1952;
- (8) P.W.Abeles: "The Conditions of Partially Prestressed Concrete Structures after 3-7 years' Use", IABSE, Congress Lisbon, 1956, p.625;
- (9) T.Y.Lin: "Load Balancing Method for Design and Analysis of Prestressed Concrete Structures", ACI Journal, June 1963;
- (10) P.W.Abeles: "Cracking and Bond Resistance in High Strength Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, Nov. 1966;
- (11) P.W.Abeles: "Design of Partially Prestr. Concrete Beams", ACI J., Oct. 1967;
- (12) W. Zerna: "Partially Prestressed Concrete" (in German), Beton u. Stahlbeton, Vol.51, No.10, Dec. 1956;
- (13) G.H.J.Kani: "Prestressed Concrete" (in German), K.Wittwer, Stuttgart, 1955;
- (14) A.F.Shaikh, D.E.Branson: "Unfavourable and Favourable Effects of Non-tensioned Steel in Prestressed Concrete Beams (to be published);
- (15) J.O.Woolums: "Study of Behaviour of Prestressed Concrete Beams", M.Sc. Thesis, University of Kentucky, 1967;
- (16) E.W.Bennett, N.J.Dave: "An Experimental Basis for the Design Calculations of Beams with Limited Prestress" (to appear in Structural Engineer, London in 1969);
- (17) N.H.Burns, D.M.Pierce: "Stresses and Behaviour of Prestressed Members with Unbonded Tendons", PCI Journal, Oct. 1967;
- (18) P.W.Abeles, E.I.Brown, J.O.Woods: "Preliminary Report on Static and Sustained Loading Tests on P.C.Beams", PCI J., Aug. 1968;

- (19) P.W.Abeles: "Fatigue Tests on Partially Prestressed Concrete Members", IABSE, Final Report 4th Congress Cambridge, 1952;
- (20) P.W.Abeles: "Fatigue Resistance of Prestressed Concrete Beams, IABSE, Final Report 5th Congress Lisbon, 1956;
- (21) C.E.Ekberg, R.E.Walter, R.G.Slutter: "Fatigue Resistance of Prestressed Concrete Beams in Bending", ASCE, July 1957;
- (22) P.W.Abeles, F.W.Barton: "Fatigue Tests on Damaged Prestressed Concrete Beams", RILEM Intern.Symposium, Mexico 1966;
- (23) P.W.Abeles, F.W.Barton, E.I.Brown: "Fatigue Behaviour of Prestressed Concrete Beams", ACI Intern.Symposium on Bridge Design, 1967;
- (24) P.W.Abeles, E.I.Brown, J.Slepetz: "Fatigue Resistance of Partially Prestr. Concr.Beams to Large Range Loading", IABSE, 8th Congr. IV(b)6;
- (25) R.F.Warner, C.L.Hulsbos: "Fatigue Properties of P.C.", PCI J., Febr.1966;
- (26) R.H.R.Tide, D.A.VanHorn: "A Statistical Study of Static and Fatigue Properties of High Strength Prestressing Strands", Progress Report No.2, Fritz Eng.Report 309.2, 1966;
- (27) J.B.Hilms, C.E.Ekberg: "Statistical Analysis of Fatigue Characteristics of Under-reinforced Prestressed Concrete Flexural Members", Report 545, Eng.Exp.Station, University Iowa, Ames, 1966;
- (28) W,J.Venuti: "A statistical Approach to the Analysis of Fatigue Failure of Prestressed Concrete Beams", ACI J., Nov.1965;
- (29) P.W.Abeles: "An Introduction to Prestressed Concrete", Vol.1, Concrete Publ.Ltd., London, 1964;
- (30) P.W.Abeles: "Impact Resistance of P.C.Masts", IABSE Publ., Vol.17, 1957;
- (31) P.W.Abeles: "The Economy of Prestressed Concrete", IABSE, Final Report, 3rd Congress, Liege 1948.

SUMMARY

Beams with temporary visible cracks and great ductility at the "limit state" of service load, but fully prestressed and rigid at "normal" service load, offer an ideal solution of a structure, including highway bridges, having temporary, instantaneous cracks at "abnormal" load, provided a safe overall fatigue resistance is ensured. Studies in this respect are made at DUKE University. A combination of non-bonded tendons (allowing re-stressing) with a new type of well bonded, non-tensioned strand has proved very satisfactory. Recent research on crack width and deflection at static, sustained and fatigue loading is discussed.

RÉSUMÉ

Poutres avec fissures visibles temporaires et grande ductilité à l'état limite de service normal mais entièrement précontraintes et ainsi rigides au poids normal, semble être la solution idéale d'une structure, y compris ponts ayant des fissures instantanées temporaires sous poids anormal, pourvu qu'une entière sécurité de résistance soit assurée. Etudes sous contract sont en cours à l'Université de Duke. Une combinaison de tendons non-adhésifs (permettant la recontraite) avec un nouveau genre de torons bien adhésifs non tendus, s'est démontrée très satisfaisante. On discutera de récentes recherches sur la largeur et la déviation des fissures qui se produira sous des poids statiques, continus et prolonges.

ZUSAMMENFASSUNG

Balken mit temporären sichtbaren Rissen und grosser Verformbarkeit im Grenzzustand der Nutzlast, aber voll vorgespannt und daher starr bei "normaler" Nutzlast bieten eine ideale Lösung einer Konstruktion, auch für Strassenbrücken, in welchen Risse unter "abnormaler" Last entstehen, vorausgesetzt dass genügende Schwingungssicherheit besteht. Solche Studien werden an der DUKE Universität gemacht. Eine Kombination zwischen nichtvermörtelten Spanngliedern (mit Ermöglichung von Nachspannen) und einer neuen Type einer schlaffen Litze hat sich sehr bewährt. Versuchsergebnisse über Rissweite und Durchbiegung bei statischer, bleibender und schwingender Belastung werden besprochen.

Fatigue Resistance of Partially Prestressed Concrete Beams to Large Range Loading

Résistance à la fatigue de poutres de béton partiellement précontraintes au cours d'une gamme variée de charges

Der Schwingungswiderstand von teilweise vorgespannten Balken gegenüber Lastwechsel von großem Bereich

PAUL W. ABELES	EARL I. BROWN, II	JOHN M. SLEPETZ
Visiting Professor (1965/7)	J.A.Jones Professor	Research Assistant
Department of Civil Engineering, Duke University		
Durham, N.C.		

I. INTRODUCTION

The first named author has presented a paper under the same subject dealing with different classes of partially prestressed members in general and briefly covering fatigue.¹ The present paper includes research carried out at Duke University relating to large range fatigue tests on pretensioned beams. These tests were carried out in slow cycles because of large amplitude of deformation. They were based on the consideration that temporary cracks under rarely occurring "abnormal" loads are harmless, provided that the structure is "fully" prestressed (i.e., entirely in compression) under normal loads. The reliability of highway bridges depends on their fatigue resistance to action of both the normal and abnormal loadings over the expected lifetime. Previous fatigue tests by the first named author, published at the Liège Congress 1952,² had already shown that three million cycles within definite loading ranges at which cracks opened during all cycles did not affect the subsequent S.F.L. (static failure load).

Dr. Ekberg and Assoc.³ were the first to show that the fatigue resistance of under-reinforced prestressed concrete beams is governed by the "Goodman" diagrams of steel and concrete. The authors are of the opinion that in addition, bond resistance and crack distribution are of influence. The Goodman Diagram is obtained from S-N curves based on various load ranges and applies for a specified number of load cycles. Originally this was 1 or 2 million; however, now it appears necessary to consider 10 million cycles or more. For highway bridges the lower level of the range (i.e., the dead load) may vary between 30 and 40% of S.F.L. Ten million cycles ought to be considered for the normal loading but for an "abnormal" loading which is investigated in this paper, a limited number of cycles applies, i.e., an "abnormal" load occurring once a week would amount to only 5,200 cycles in 100 years. The scope of the present investigation is limited to loading of a frequency less than 300,000 cycles. Figure 1 is a Goodman diagram of prestressing

strands, based on 2 million cycles, showing the lower and upper limits of the ranges. In the diagram recent test results have been indicated for 10 million cycles based on (4). The probable stress ranges of the tensioned and nontensioned steel are indicated. No data is available for low cycle ranges and consequently it has been found necessary to investigate this problem on prestressed concrete beams to obtain L-N (load-number of cycles) curves. With highway bridges the frequency both of normal and abnormal loading has to be taken into account. A study of the abnormal loading was the basis of the research at Duke University 1966 to 1968.

In Fig. 2, two possible L-N curves are shown on the assumption that the dead load is 30% of S.F.L. and the effective prestress is 30 and 40% respectively of the S.F.L. The shape of the curves has been assumed to be similar to known shapes of S-N curves for various materials. In this diagram the range of cycles discussed in the following is indicated.

The authors are gratified that Professor Leonhardt in his report IVa⁵ has come to similar conclusions. From his paper the following may be quoted which completely fits into the research consideration of the authors:

It so happens that prestressed concrete girders are very little affected by occasional rare overloading; even if the concrete in the tensile flange cracks, the cracks completely close up again, as a result of the compression developed by the prestressing force, immediately after the abnormal loading of short duration has ceased. Tests have always confirmed this great capacity for recovery of prestressed concrete girders after brief overloading. It is therefore not a reasonable procedure to keep the tensile flanges of girders permanently in a state of very high compression in order to obviate the occurrence of tensile stresses in the concrete in rare extreme cases of loading, the more so as one then has to put up with the above-mentioned creep deformations which alter the gradients.

The appropriate choice of the degree of prestressing is not only of great importance to the economy of prestressed concrete bridges, but also to their behaviour under permanent load... Therefore with "limited" prestressing savings are effected and better behavior under sustained load is obtained, without sacrifice of safety.

In section II, statistics and probability in connection with limit states of design (serviceability and collapse) and with fatigue are discussed, (See reference 6.) In section III a survey is given on research carried out by the last named author.⁷ In section

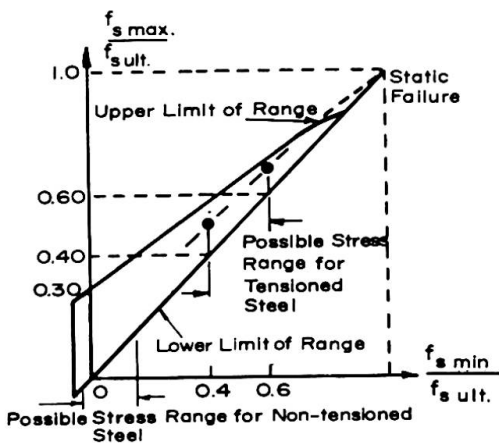


Fig. 1. Goodman Diagram

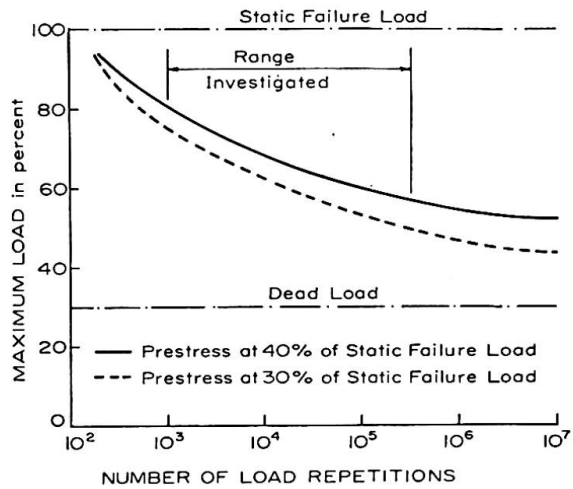


Fig. 2. Possible L-N Curves for Prestressed Concrete Beams

IV proposals are made for further research and conclusions are drawn in section V.

II. STATISTICS AND PROBABILITY IN CONNECTION WITH FATIGUE

Variations in the fatigue resistance of prestressed concrete beams may occur owing to differences in concrete strength and workmanship. There are also great variations in the loading not considered here. In the fabrication of prestressed concrete beams, excellent supervision and good workmanship are essential because otherwise no reliance can be made on the design assumptions, e.g., prestressing force and concrete strength. In Fig. 2, reference (1), it is shown that substantial differences in the behavior under service load may occur in partially prestressed beams if supervision is unsatisfactory. There are numerous examples of good agreement in the performance of prestressed members if sufficient supervision is available. It must be agreed that no structure is absolutely safe, but an acceptable minimum of safety should be achieved. This means that there will be a margin between extreme service conditions and failure.

The most frequent loads on bridges are automobiles of relatively low weights. Next are trailers which frequently pass over bridges but whose weights are still below the design load. In addition, there are "abnormal" loads which occur rarely and for which a permit is necessary before they are allowed to pass over bridges. These "abnormal" loads will likely include tanks or other heavy machinery. In these cases, the magnitude of the load will be known and it will be possible to determine whether a limited number of such loads passing over the bridge does affect the carrying capacity and if the required margin is maintained between fatigue failure and limit of reliability in loading.

Variability of performance in fatigue must be considered. S-N diagrams for prestressing steel exhibit variations which are based upon the inherent properties of the material under fatigue loading conditions. Variations have been established for such factors as different sizes, different heats, different manufacturers, and different wires and strands. These variations are further increased by fatigue loads. Tide and Van Horn⁴ have shown such variables in S-N curves based upon 50% probability. However, the designer would prefer to know the minimum S-N curve. In any case, he would prefer 90% reliability as shown by Hilmes and Ekberg.⁸ Bennett⁹ has carried out fatigue tests on wires whereas the previous tests mentioned related to strands. Further research to obtain the fatigue resistance of prestressing steel is most important because, as already pointed out by Ekberg,³ the Goodman diagram thus obtained offers a safe basis for the fatigue design of under-reinforced prestressed concrete beams.

There is relatively little recent research on plain concrete fatigue except that of Ople and Hulsbos¹⁰ which was undertaken on eccentrically loaded prisms. Higher fatigue resistance was observed than for concentrically loaded comparison specimens.

Numerous fatigue tests on prestressed concrete beams have been carried out in addition to those reported.^{2,3} Included are those of Bennett-Dave¹¹ who carried out comparative fatigue tests on beams containing the same number of crimped wires with varying arrangement of tensioned and nontensioned steel. For example, 5 such beams were subjected to fatigue tests to a stress of 2260 psi with the upper range varying in accordance with the respective prestress from

320 to 1620 psi nominal tensile stress. After 3 million load cycles, static load tests to failure were carried out with satisfactory results.

Tests mentioned above relate to individual beam investigations and were not intended to study fatigue on a statistical basis. Comparative tests on a statistical basis were carried out by Warner and Hulsbos¹² and Venuti.¹³ In the former two sets of four beams each were tested. One beam of each set was loaded statically. The remaining three beams of each set were tested under fatigue loading. Beams of one set were subjected to the same constant cycle range of loading and those of the other set were loaded under a program of cumulative load cycles. There were appreciable differences in the fatigue resistance of the beams, but the highest ratio between the maximum and minimum observed fatigue life was not more than 1.6 for the constant cycle tests and 1.7 for the cumulative cycles tests.

The tests of Venuti¹³ included very small specimens 6" wide and 4½" deep, with two 3/8" diameter strands, located 3" apart and 1.9" above the tensile face. The span was 6' with 2-point loads located 1' apart. The tests comprised 90 beam specimens, 18 for each of five maximum load levels of 50, 60, 70, 80 and 90% of the S.F.L. which was obtained from 16 other beams. The lower level of fatigue loading was 10% of S.F.L. There was much scatter in fatigue results. These tests were carried out on two machines of constant amplitude type requiring periodic load adjustments. Venuti obtained early compression failures of some of the under-reinforced beams even at the lowest maximum load level while others failed in compression in the first cycle of loading at the highest fatigue level. These results, which would preclude any reliability considerations with regard to fatigue of prestressed concrete, are in the authors' view influenced by various conditions such as the small size of specimen, intentional omission of special supervision of manufacture, the type of test machine used, and the relatively large space between tendons resulting in little crack protection. This publication is very interesting because it represents the first statistical fatigue study of prestressed concrete beams and offers a challenge to prove that with larger size members and supervision of manufacture of prestressed concrete, a greater reliability in fatigue can be obtained.

III. THE RESEARCH AT DUKE UNIVERSITY 1967-68.

Comparative tests were carried out on prestressed beams of type A and type B; cross section using the loading arrangement shown in Fig. 3. The beams consisted of ordinary weight or of semi-light concrete, those of the latter are indicated by the letter "L". Some preliminary fatigue tests on beams AL were also reported.^{15,16} (See report by Abeles, Figs. 15, 17, 18.) The lightweight specimens^{15,16} were produced in a pretension bed of a prestressing works. The beams discussed in the following were produced at Duke University in a transportable prestressing bed allowing three specimens to be stressed in one casting. Two beams of each casting were tested in a fatigue and one statically. Resistance strain gages were attached to the tensioned strands. This was rather difficult because of the small size of the wires of the ¼" strands. It was even more difficult with the nontensioned strands of type B beams; however, strain measurements were obtained in a few cases.

Figure 4 shows the results of the fatigue tests. The S.F.L. of type B beams was only about 86% of that type of beams. This was due

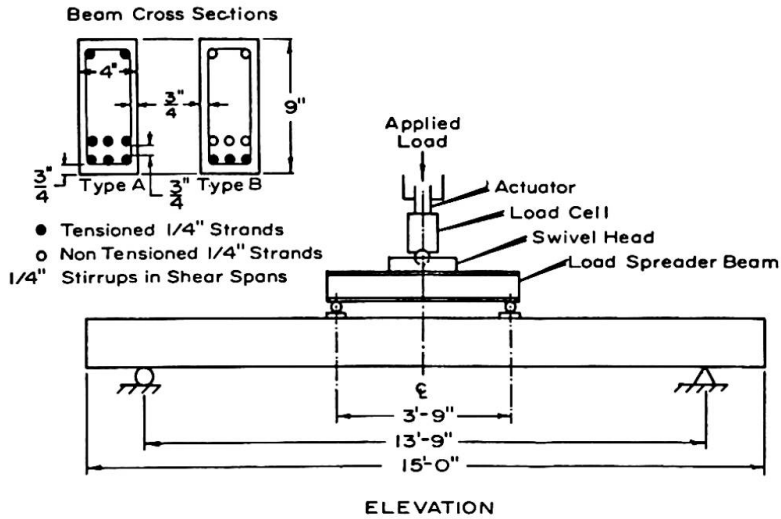


Fig. 3. Cross Sections and Loading Arrangement for Test Beams

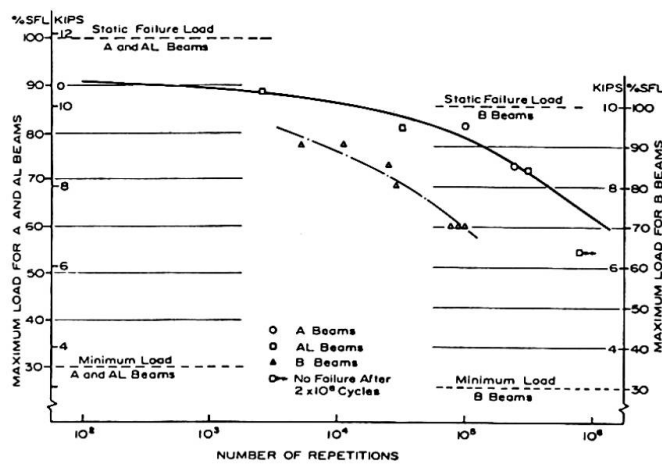


Fig. 4. Fatigue Test Results

to two conditions. The maximum stress reached at failure in the non-tensioned strands of B was less than in tensioned strands of A beams and also there was a slightly lower concrete strength in the B beams than in the A beams. There was no difference between the A and AL beams, and some results obtained for AL beams have been included in Fig. 4.

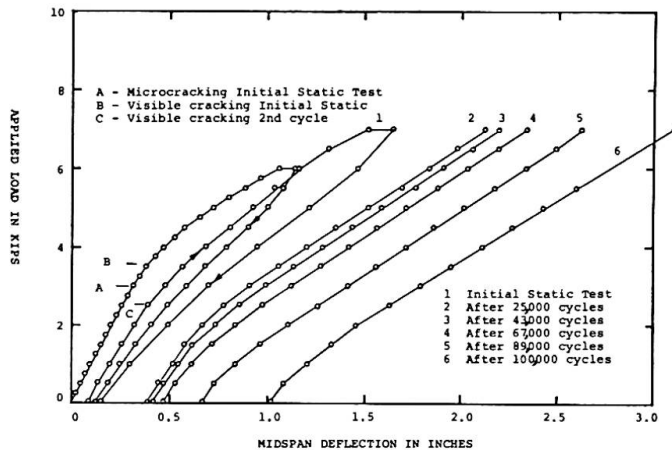


Fig. 5. Load-Deflection Characteristics After Repeated Loading, B8

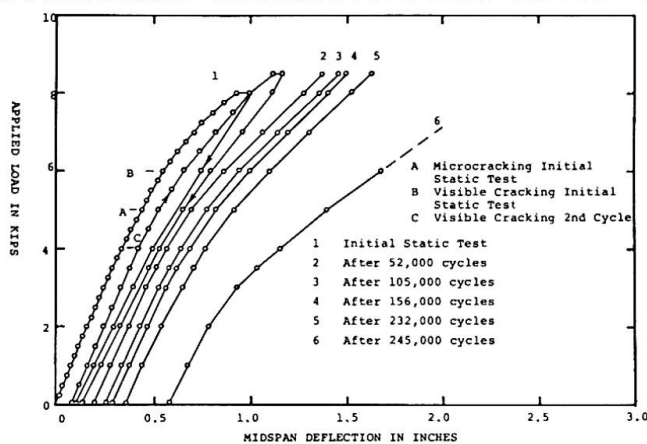


Fig. 6. Load-Deflection Characteristics After Repeated Loading, A1

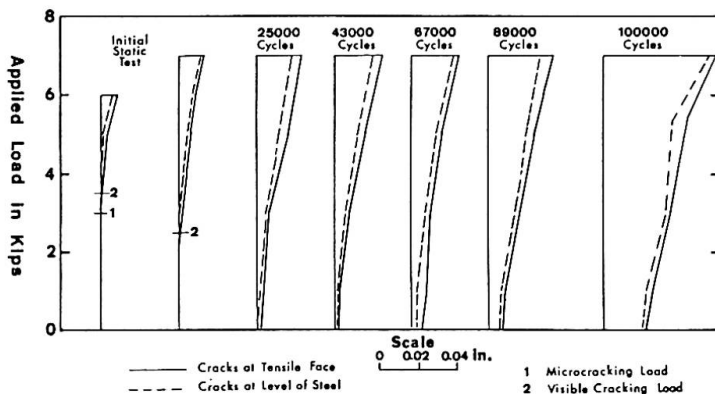


Fig. 7. Maximum Crack Width in Beam B8 After Repeated Loads

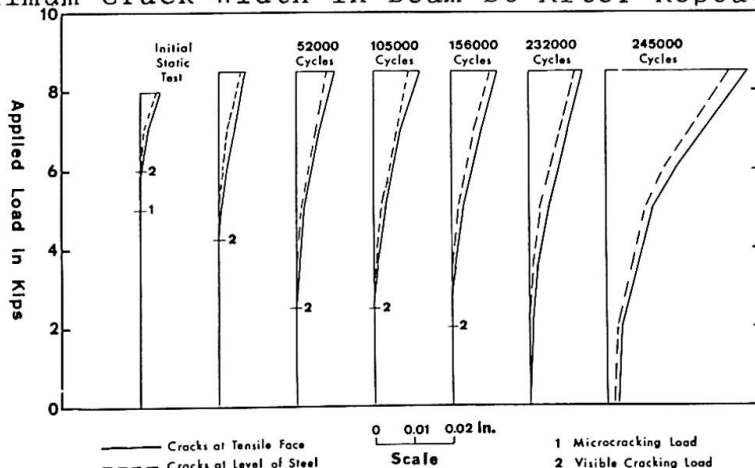


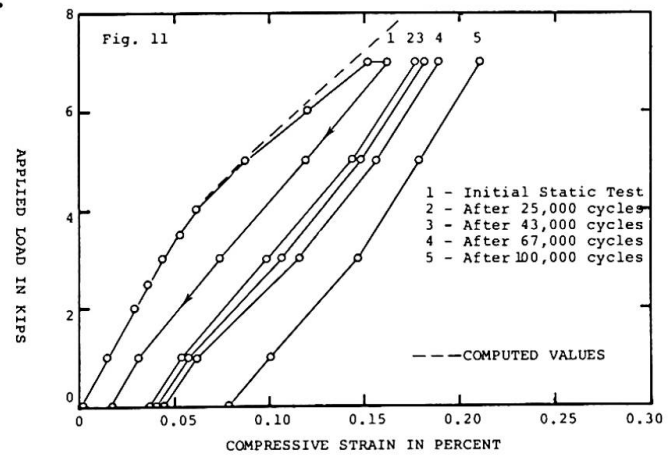
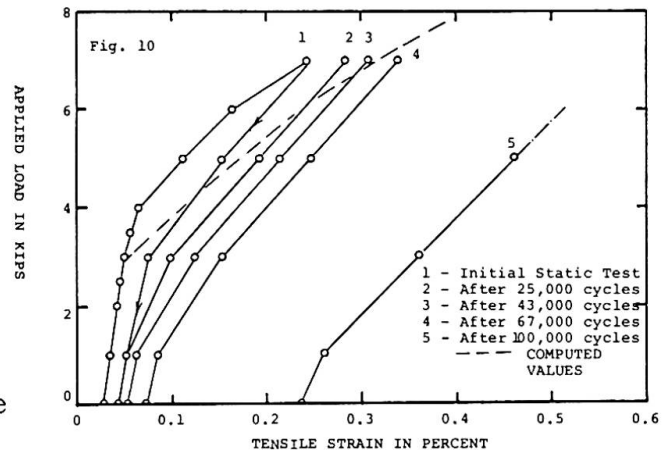
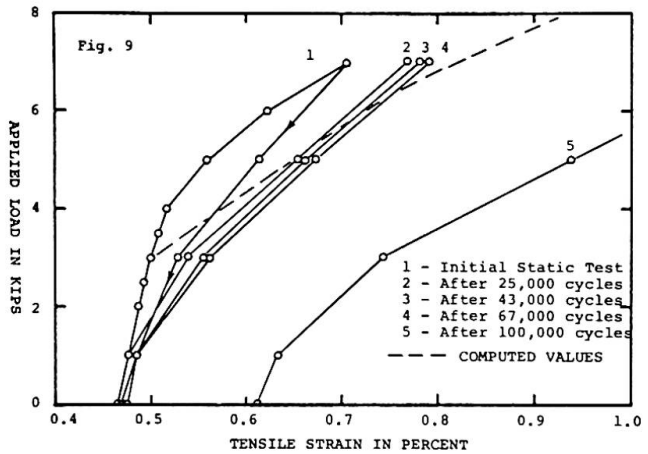
Fig. 8. Maximum Crack Width in Beam A1 After Repeated Loads

In Fig. 4 the ordinate is the upper range of the fatigue load. The percentage related to the S.F.L. is indicated separately for beams A and B. It is seen that the results with regard to the A beams show much greater resistance than those of the B beams related to absolute loading due to the higher prestress as was expected. However, if related to the percentage of the S.F.L., the B beams show more favorable results than the A beams for loads above 85% of the S.F.L. It may be noted also that the minimum load of 30% of the S.F.L., corresponding to dead load, was higher with beams A than with beams B.

Figures 5 and 6 illustrate load-deflection curves for beams A1 and B8 showing the difference in behavior of the two types of beams. The former beam was subjected to 245,000 cycles, whereas the latter failed after only 1000,000 cycles, in both cases the range being approximately between 30 and 70% of the respective S.F.L.

Figures 7 and 8 depict the crack measurements made up to the maximum level of the fatigue load for the same two beams. It is seen that with the A beam, having much higher prestress, the cracks closed completely after 232,000 cycles whereas they remained open only after 245,000 cycles, when 20 wires of the tensioned strands failed, two of which were in the upper layer. With beam B8 the cracks remained visible after only 25,000 cycles and became quite wide after 11 wires had fractured after 1000,000 cycles.

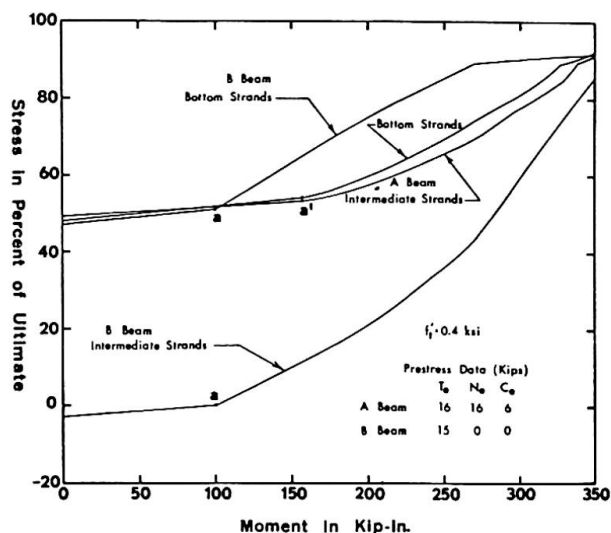
Figures 9 and 10 show the respective strain measurements in the tensioned and nontensioned steel of a B beam. It is seen that here the strain in the lower layer, i.e., pretensioned steel, did not have a great permanent set after 67,000 cycles. However it must be pointed out that this was observed only with some of the



Figs. 9, 10, and 11.

Load Strain Characteristics of a Bottom Strand, an Intermediate Strand and at the Compressive Face, Respectively of Beam B-8 After Repeated Loading.

Fig. 12
Computed Static Stresses
in Bottom and Intermediate
Strands of A and B Beams



strain gages, whereas with other strain gages which were close to cracks, larger permanent sets were noticed owing to the cracks which had developed. It is seen in Fig. 10 that with the nontensioned strands, the permanent sets were not substantial up to 67,000 cycles, but in both cases the strains became quite large after failure of some of the wires in the bottom strands. The strain measurements obtained in A beams were similar to those shown in Fig. 9 for B beams where the position of the gage was not close to a crack and this applied both to the bottom and upper layers of the tensioned steel. Figure 11 shows the measurements of the compressive strain in the concrete near the top face of a B beam. This graph, which agrees with other tests¹², indicates that a change in curvature occurs in consequence of the fatigue loading.

The theoretical stresses obtained for tensile strands for A and B beams are indicated in Fig. 12 which shows that for the A beams the stresses in the two layers of strands are very close whereas at an earlier stage in the B beams much higher stresses occur in the bottom layer but those in the nontensioned steel in the second layer gradually increase when approaching failure.

It should be pointed out that in all cases in which the upper range of the fatigue loading did not exceed 80-85% of the S.F.L., some wires fractured, causing increase in deflection which resulted in automatic stoppage of the fatigue load. Afterwards, the fatigue test was continued with close observation, but after a limited number of cycles further wire fractures occurred; consequently, the first wire fracture can be considered as fatigue failure. When the upper load range was above 80-85% of the S.F.L. sudden collapse of the beam took place after a relatively low number of cycles due to the crushing of the concrete without wire fracture. The conditions with regard to the concrete are such that not only the magnitude of the stress at the outer face but also the stress gradient in the compression zone changes between the lower and upper load levels of each cycle (see reference 10), so that the change in gradient alone would not suffice to simulate the conditions in a prestressed beam. Suitable results might be obtained on highly over-reinforced flexural members in which the magnitude of the gradient of the concrete stresses of lower and upper ranges correspond to those occurring in the prestressed concrete beam.

The previous description is only of a quite general nature. It is intended that a more detailed report of this research will be prepared by the last mentioned author in conjunction with the two other authors.

IV. FUTURE RESEARCH REQUIRED.

When comparing the results shown in Fig. 4 with those of Venuti¹³ it is seen that greater uniformity is obtained here in spite of the possibility of variation expected with fatigue tests. Results here seem to be in good agreement with those of Warner and Hulsbos,¹² although the variations of the latter are somewhat greater. In order to obtain statistical data about fatigue resistance it would be essential to repeat these tests (Strain measurements would not be necessary.) on a great number of similar beams, as Venuti did with his tests.¹³ In addition, it would be most important to investigate other types of beams varying in shape, reinforcement, degree of pre-stress and other parameters including beams with post-tensioned tendons. It seems that the size of the beam selected is appropriate, i.e., neither too small to cause great scatter resulting from possible errors in positioning of the reinforcement and other defects of manufacture, nor too large to cause difficulties in handling. Nevertheless, for comparison purposes some full size beam tests would also be desirable, preferably with strain measurements on the reinforcement.

CONCLUSIONS

1. Large range, slow cycle fatigue tests undertaken at Duke University seem to be of great importance in ascertaining the reliability of prestressed concrete beams under a limited number of abnormal loads, as may occur on highway bridges.
2. S-N diagrams for prestressing steel are available but the data indicate considerable variation and thus further research is necessary to obtain not only the mean but also the minimum stress range for products of different manufacture and heat.
3. For concrete, the existing S-N curves and Goodman diagrams are based either on concentric or on eccentric loading of constant eccentricity. In fatigue loading both stress and stress gradient are different at the upper and lower load levels, and thus the Goodman diagram does not apply. This difficulty could be overcome in tests on over-reinforced beams, simulating gradients and stresses.
4. It is advisable to obtain L-N (load-number) curves, related to the S.F.L. for each type of beam, rather than S-N curves (related to the stresses of the materials), as crack distribution and width are also important. In these tests, the lower range relating to the influence of dead load was assumed as 30% of the S.F.L. (static failure load).
5. Tests were carried out at Duke University on two types of medium size, under-reinforced beams, having 6 strands, 3 in each of two layers in the tension zone. In type A, all 6 strands were pretensioned whereas in type B the 3 lower strands were pretensioned, the 3 upper strands remaining nontensioned. The static failure load of B beams was approximately 86% that of A.
6. Beam types A and B exhibited similar L-N curves, extending to about 10^5 cycles, type B showing a relatively better performance related to the lower static failure load of B as compared with A (although the actual failure loads were less). Type A showed great

superiority when a greater number of cycles apply for lesser upper load ranges.

7. Comparison of the load-deflection characteristics for A and B beams indicates an earlier change in slope occurring with B because of the lesser prestress. The load-deflection diagrams show that the deflection of type A remained on a relatively steep gradient (without much permanent set) at a number of cycles at which the type B already exhibited an appreciable deflection and permanent set. At the last comparison both beams were subjected to the same loading range related to the S.F.L. (range between 30 and 70% of the S.F.L. number of cycles with A: 245,000 and with B: 100,000).

8. The tests have demonstrated that it is possible to apply without failure over 200,000 load cycles (245,000 with A beams and 305,000 with AL beams) between 30 and 70% of the S.F.L. to type A beams. Similarly it was possible to apply about 100,000 cycles to B beams within the same range of the respective S.F.L. This should give a sufficient safety factor to apply, in addition to the large number of small range cycles of ordinary loading with increased frequency, about 75,000 large range cycles of abnormal loading of this magnitude, corresponding to two daily loadings during 100 years for A beams, and about half this amount for B beams.

9. The tests have further demonstrated that it was possible to apply about 100,000 load cycles between 30 and 80% of the S.F.L. to A beams and over 25,000 load cycles to B beams within the same respective range. This should give a sufficient safety factor to apply, in addition to the large number of small range cycles of ordinary loading with increased frequency, about 25,000 cycles of the large range abnormal loading for A beams, corresponding to approximately five weekly loadings during 100 years and to one weekly loading during 100 years with B beams.

10. Cracks occurred much earlier and increased in size to a much greater extent with type B than with type A. A comparison shows that for the same range with the B beam, cracks remained visible after only 25,000 cycles, whereas with the A beam they remained closed even after 230,000 cycles. As soon as some of the wires of the strands had fractured the cracks remained open.

11. The change of load-strain characteristics of type B containing nontensioned strands, show some similarity of the behavior of the tensioned and nontensioned steel. Obviously, the strains obtained from electrical resistance strain gages greatly depend on the location of the gage with respect to cracks. Regarding concrete strain, with increase in the number of cycles, a change in curvature has been noticed as is usual when concrete is subjected to a certain amount of cyclic loading.

12. The mode of failure has been observed to be fracture of one or more wires of the steel for cyclic loading where the upper limit ranges below 80% of the static failure load, whereas with higher upper limits failure took place due to crushing of the concrete without wire fracture.

13. The present tests, carried out on medium size specimens were investigated on a comparative basis, but insufficient specimens were tested to study the results statistically. This will be essential to prove that a much greater reliability can be obtained than has been found in some investigations. Thus it will be essential to repeat the tests on the A and B beams for the same loading ranges on a great number of specimens, without however, the need of strain measurements.

14. It would also be important to extend the research to different types of beam with regard to size, shape and reinforcement to be conducted both on a scientific basis and on a statistical basis covering both pretensioned and post-tensioned tendons. This should include a number of full size beam tests to compare results on medium size specimens with those on full size beams.

REFERENCES

1. P. W. Abeles: "The Practical Application of Partial Prestressing. Research on Cracking and Deflection under Static, Sustained and Fatigue Loading". IABSE, New York, IVb.
2. P. W. Abeles: "Fatigue Tests on Partially Prestressed Concrete Members". IABSE Final Report Congress, Cambridge, 1952.
3. C. E. Ekberg, R. E. Walther, R. G. Slutter: "Fatigue Resistance of Prestressed Concrete Beams in Bending". ASCE, July 1957.
4. R. H. R. Tide, D. A. Van Horn: "A Statistical Study of the Static and Fatigue Properties of High Strength Prestressing Strand". Fritz Engineering Laboratory Report No. 309.2, 1966.
5. F. Leonhardt: "Report IVa", IABSE, 8th Congress New York 1968.
6. P. W. Abeles: "The Limit States of Reinforced and Prestressed Concrete", The Consulting Engineer, London, May 1968.
7. J. M. Slepetz: "Behavior of Rectangular Prestressed Concrete Beams, Subjected to Heavy Repeated Load", Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, Duke University, 1968.
8. J. B. Hilmes, C. E. Ekberg: "Statistical Analysis of the Fatigue Characteristics of Underreinforced Prestressed Concrete Flexural Members". Iowa Engineering Experiment Station, 1965.
9. E. W. Bennett, R. K. Boga: "Some Fatigue Tests of Large Diameter Hard Drawn Wire Used for Prestressed Concrete". Civil Engineering and Public Works Review, London, January, 1967.
10. F. S. Ople, Jr., C. L. Hulsbos; "Probable Fatigue Life of Plain Concrete with Stress Gradient". Journal ACI, Title No. 63-2, January 1966.
11. E. W. Bennett, N. J. Dave: "An Experimental Basis for the Design Calculations of Beams with Limited Prestress". Accepted for publication by "The Structural Engineer" London, for Spring 1969.
12. R. F. Warner, C. L. Hulsbos: "Probable Fatigue Life of Prestressed Concrete Beams". PCI Journal, Vol II, No. 2, April 1966.
13. W. J. Venuti: "A Statistical Approach to the Analysis of Fatigue Failure of Prestressed Concrete Beams". Journal ACI, Title No. 62-76, November 1965.
14. P. W. Abeles, E. I. Brown, J. O. Woods: "Preliminary Report on Static and Sustained Loading Tests on Prestressed Concrete Beams". To appear PCI Journal, August 1968.
15. P. W. Abeles, F. W. Barton: "Fatigue Tests on Damaged Prestressed Concrete Beams". RILEM Symposium, Mexico 1966.

16. P. W. Abeles, F. W. Barton, E. I. Brown: "Fatigue Behavior of Prestressed Concrete Beams". ACI International Symposium on Bridge Design". Toronto, 1967. (To appear Jan. 1969).

SUMMARY

The fatigue life of highway bridges need not be affected by a specific limited number of occasional "abnormal" loadings provided that cracks thus developing remain closed under "normal" loading. In spite of much greater frequency of "normal" loading, a satisfactory reliability of the structure can be obtained. Studies in this respect on pretensioned beams have been carried out at Duke University, based on fatigue tests extending over large loading ranges.

RÉSUMÉ

La fatigue des ponts d'autoroute n'est pas nécessairement affectée par un accroissement important d'un nombre limité spécifique de charges occasionnelles "anormales" pourvu que les fissures qui apparaissent restent fermées sous une charge "normale". Malgré une fréquence beaucoup plus grande des charges "normales", on peut obtenir une sécurité satisfaisante de la structure. Des études à ce sujet sur des poutres précontraintes ont été conduites à l'Université de Duke, basées sur des essais de fatigue au cours d'une gamme variées de charges.

ZUSAMMENFASSUNG

Es besteht keine Gefahr, dass die Lebensdauer von Strassenbrücken infolge von Ermüdung bei einer beschränkten Anzahl von Sonderlasten, die noch weiter erhöht werden dürften, verringert wird, vorausgesetzt dass hierbei aufgetretene Risse sich bei der üblichen Nutzlast vollständig schliessen. Trotz einer viel grösseren Frequenz dieser üblichen Nutzlasten kann eine zufriedenstellende Sicherheit dieser Konstruktion erzielt werden. Diesbezügliche Studien an im Spannbett hergestellten Balken werden an der Duke Universität gemacht, die auf einen grossen Lastbereich sich erstreckende Schwingungsversuche aufgebaut sind.

Deformed Bars as Pretensioned Reinforcement in Partially Prestressed Members

Emploi de barres en acier préalablement déformées comme armature pré-tendue dans des constructions partiellement précontraintes

Rippenstahl als selbstverankernde Bewehrung in teilweise vorgespannten Bauteilen

A. LOSBERG
Prof., Dr. Techn.

Chalmers University of Technology
Gothenburg, Sweden

K. CEDERWALL
Techn. lic.

The development in Sweden during the last decades in the matter of reinforcement steel has resulted in a production of deformed bars (transversally ribbed bars) with high allowable stresses, and further increase of strength by means of cold-drawing is possible. For example, a steel with a 0,2-point of 9000 kp/cm^2 is now manufactured in Sweden. The use of such steel qualities as ordinary reinforcement is restricted owing to the risk of large crack widths and deformations. These difficulties could be eliminated by a moderate pretension of the reinforcement.

The present investigation deals with the function of such cold-drawn high grade deformed bars used as pretensioned reinforcement in partially prestressed members. It is particularly two aspects that have been studied, namely anchorage problems concerning the lengths of the stress transfer and the risk of splitting in the bar-end zone as well as problems concerning stiffness and crack formation in partially prestressed beams. Two series of tests, outlined below, have been carried out in order to study the two aspects mentioned above.

The first test-series consists of a number of long prisms centrally prestressed with a single reinforcement bar. The prestress in the steel was comparatively low, between $3000\text{--}6000 \text{ kp/cm}^2$. The stress-increase in the tendons from the bar-end inwards was measured with strain-gauges fitted into slots along the bar, and the corresponding concrete-strains on the surfaces of the prisms were measured along and transversely to the direction of the force. In most test-prisms the end zone of the reinforcement bar was surrounded by a spiral reinforcement. In some of the prisms the stress in the spiral reinforcement was measured with glued on strain-gauges.

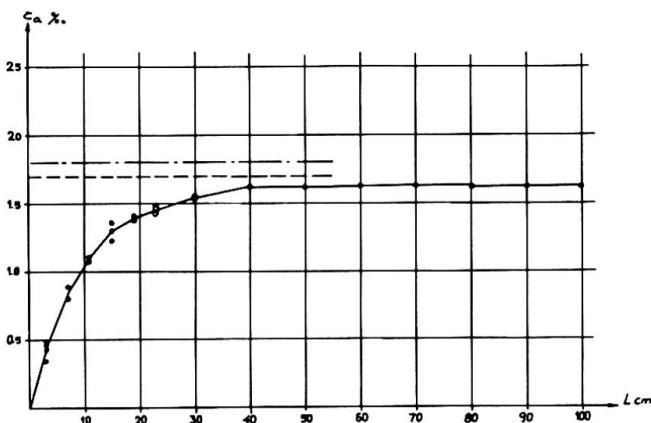


Fig. 1. Strain-increase from bar end in pretensioned bar.

Figure 1 shows the strain measurements along the steel from the bar end for one of the prisms. The transfer-lengths are rather short, amounting to about 30-35 cm, fairly independent of the prestressing force and only slightly dependent of the diameter of the bar. The application of the theory of "Modulus of displacement" presented by one of the authors at the previous IABSE congress [1] gives a theoretical expression of the transfer length:

$$l_t = 3,50 \sqrt{\frac{E_s \cdot A_s}{K \cdot \pi \cdot d}}$$

where E_s = modulus of elasticity of steel

A_s = steel area

K = modulus of displacement

d = diameter of the bar

The measured transfer lengths gives a value of $K=15000 \text{ kp/cm}^3$ which is in good agreement with other tests with this kind of reinforcement.

Observations of the strain transversely to the force direction at the prism ends agree fairly well with theoretical calculations of the splitting stresses according to Hampe [2]

$$\sigma_{spl} \approx 0,65 \cdot \sigma_c \left(\frac{h}{l_t}\right)^2$$

where σ_c = concrete stress due to prestensioning

h = largest dimension of test prism

l_t = transfer length

This indicates, if the elements are not too extremely shaped, that the influence of the splitting tendencies does not seem to be more disturbing than if for example wires or strands are used. It seems possible to eliminate the splitting effect through a rather moderate amount of transverse reinforcement.

The expression above for splitting stress gives a total splitting force

$$F_{spl} = k \cdot F_{pre} \cdot \left(\frac{h}{l_t}\right)$$

where F_{pre} = prestressing force

k = factor depending upon the ration h/l_t , for these tests $k = 0,25$.

The tests indicate that a transverse reinforcement corresponding to this expression is quite sufficient.

The second test-series consists of partially prestressed beams reinforced with a single deformed bar, diameter 16 mm, as well as beams with two bars, diameter 12 mm, placed near the bottom surface of the beam. The prestress in the

steel varied between 3000-6000 kp/cm^2 . The beams were loaded in the one-third points with a short-time load to an appreciated working-level and after unloading, the beams were loaded to failure. The stress distribution along the bars was measured with strain-gauges in the same way as for the prisms, and the strain distribution in cross sections as well as the curvature was measured.

Figure 2 shows the measured steel-strain for some of the loading stages. It is obvious that the length of transfer is rather short, about 30 cm, and remains the same up to the ultimate load. The peaks in the strain diagrams are due to cracking. The stiffness was as favourably effected by the prestress as expected. The crack formation was moderate with fine and well distributed cracks; the crack formation for one of the beams is shown in figure 3.

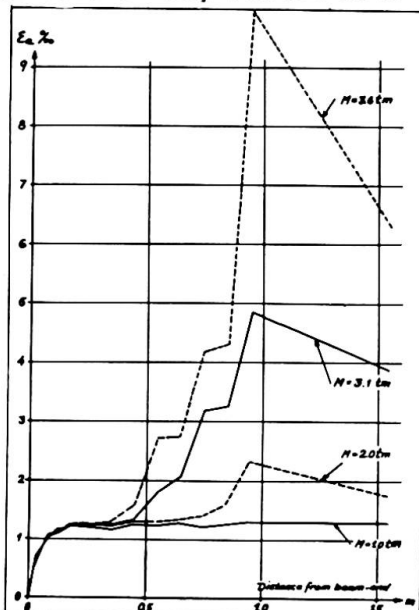


Fig. 2. Steel-strains for two loading stages under and two above the working level.

A comparison with the standard methods of calculating the bending stiffness for uncracked and cracked stages agreed well with the results.

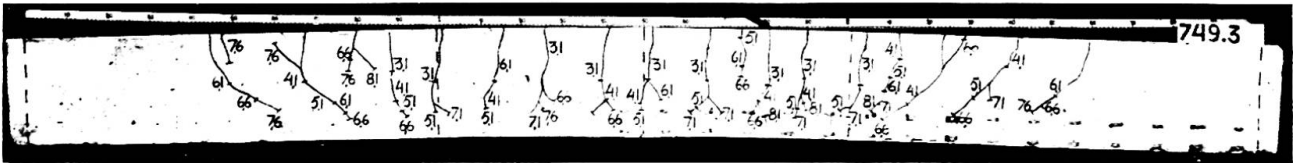


Fig. 3. Crack formation for one test-beam

The crack-widths can also be reasonably well predicted through standard calculation methods for loading stages close to working-level. The ultimate load is also fairly well predictable through standard ultimate theory. It is evident that the cooperation between concrete and reinforcement is very good during the whole loading process.

These tests have shown clearly that deformed bars of the described above type can be used as self-anchoring tendons, and that even quite moderate prestress gives satisfying possibilities for making full use of a very high-grade steel as reinforcement. On account of prestress losses it is, however, desirable to use a higher value of the prestress, and for the kind of steel used in these tests the prestress should at least amount to about 5000 kp/cm².

- |1| A Losberg: Anchorage of Beam Reinforcement Shortened According to the Moment Distribution Curve, IABSE 7th Congress, Final Report.
- |2| E Hampe: Vorgespannte Konstruktionen, Berlin 1964.

SUMMARY

The present investigation deals with the function of cold-drawn high grade deformed bars used as pretensioned reinforcement in partially prestressed members. The tests have shown that this steel can be used as self-anchoring tendons and that even a rather moderate prestress effectively decreases deformations and crack-widths.

RÉSUMÉ

Le présent ouvrage étudie l'usage de barre en acier doué de haute résistance, écroui à froid et préalablement déformé, comme armature tendue dans des constructions partiellement précontraintes. Les résultats montrent que cet acier peut être employé comme tenseur à ancrage propre et qu'une légère pré-tension diminue de façon effective les déformations et la largeur des fissures.

ZUSAMMENFASSUNG

Diese Untersuchungen behandeln die Funktionen kalt gezogenen hochwertigen Rippenstahls, der als selbstverankernde Bewehrung in teilweise vorgespannten Bauteilen angewandt wird. Die Resultate haben gezeigt, dass dieser Stahl als ein selbstverankernder Stab angewandt werden kann, und dass sogar eine ganz geringe Vorspannung die Verformungen und Rissbildungen effektiv verringert.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVb

DISCUSSION LIBRE / FREIE DISKUSSION / FREE DISCUSSION

Le béton précontraint armé Evolution dans la conception des structures précontraintes

Bewehrter Spannbeton
Entwicklung in der Auffassung vorgespannter Bauten

Reinforced Prestressed Concrete
Evolution in the Conception of Prestressed Structures

S. CHAIKES
Ingénieur-Conseil A.I.G.

La précontrainte partielle rationnellement appliquée au béton, procède d'une idée de synthèse en vue de réunir en un seul matériau les avantages essentiels du béton précontraint et du béton armé.

Rationnellement appliquée, l'idée serait à la fois simple et ingénieuse. Pour obtenir un pouvoir résistant élevé on utiliserait l'armature comme en béton armé pour conférer au béton la propriété d'allongement qui lui manque en béton précontraint, et on utiliserait la précontrainte pour freiner et réduire cet allongement sous charges dans les limites que le béton armé est capable de supporter sans altération.

Répondant à cette formule, ce matériau de synthèse jouit des qualités des deux produits, béton armé et béton précontraint et est exempt des défauts et limitations propres à chacun d'eux.

La solution que nous préconisons permet cette synthèse rationnelle. Elle est basée sur des travaux théoriques et expérimentaux et a permis des applications importantes en Belgique sous le nom de béton précontraint armé. Ces applications concernent de nombreux ponts et viaducs.

Ce résultat est atteint grâce à l'observation des conditions fondamentales suivantes, qui constituent les principales caractéristiques de ce produit de synthèse:

- Avant la précontrainte, l'armature passive en quantité suffisante rend le béton invulnérable aux effets des variations linéaires (retrait, dilatation) et des sollicitations accidentelles (tassement).
- Sous charges permanentes, la précontrainte appropriée supprime toute traction dans le béton (y compris les effets des variations linéaires).
- Sous charges totales, la précontrainte et l'armature confèrent au béton une sécurité à la fissuration satisfaisante.

Actuellement, un programme d'essais étendu est à l'étude par le Centre Scientifique et Technique de la Construction avec le concours de plusieurs universités. Il concerne des poutres isostatiques et continues soumises à des épreuves de fatigue et de longue durée afin de permettre d'élargir le champ d'application de ce procédé, tant dans le génie civil que dans le bâtiment.

En dehors de l'avantage d'une sécurité à la fissuration avant la précontrainte, les avantages en ce qui concerne l'économie et la facilité d'exécution, intimement liés, sont nombreux :

Citons les principaux :

- simplification des formes et du câblage; suppression des câbles plongeants, relevés et courts, d'exécution difficile;
- possibilité accrue de suivre la ligne d'égale résistance, grâce aux aciers passifs plus maniables;
- réduction de la largeur des semelles inférieures des poutres;
- suppression de la précontrainte éventuelle par étapes;
- diminution générale de la précontrainte, opération onéreuse; zones d'ancrage moins sollicitées et blocs d'about moins lourds.

Citons aussi quelques avantages structuraux importants :

- suppression des contre-flèches inégales dues au fluage différentiel excessif dans les constructions à éléments préfabriqués juxtaposés;
- suppression des désordres éventuels dans le bâtiment, provenant d'un fluage excessif des éléments précontraints.

Bibliographie

"Le béton précontraint armé" IV^e Congrès de la F.I.P. Rome 1962, Thème III, Volumes 1 et 2.

"Le béton partiellement précontraint, Etude théorique, Essais et réalisations". Annales des Travaux Publics de Belgique, N° 2-1966.

Détermination de la limite des ruptures mixtes des poutres précontraintes et partiellement précontraintes

Bestimmung der kombinierten Bruchgrenze vorgespannter und teilweise vorgespannter Balken

Estimation of the Limit of Combined Rupture in Prestressed and Partially Prestressed Members

R. BAUS

A. BRENNEISEN

G. CLAUDE

Les poutres en béton précontraint ou partiellement précontraint présentent les mêmes types de rupture que les poutres en béton armé. Cependant, contrairement à ce qui se passe en béton armé, des cassures brutales d'armatures peuvent survenir dans des éléments précontraints de dimensions courantes, en raison de l'utilisation d'aciers fortement écrouis dont la faible capacité de déformation est déjà partiellement absorbée lors de la mise en précontrainte.

L'influence de l'allongement maximal sous charge de l'armature de précontrainte sur la résistance et sur le mode de rupture des poutres précontraintes a été étudié théoriquement et expérimentalement.

Le diagramme de la figure 1 résume l'ensemble des résultats expérimentaux obtenus à l'Université de Liège sur la base de 56 essais statiques de poutres précontraintes et partiellement précontraintes effectués dans le cadre d'une recherche du Comité Belge pour l'Etude des Armatures de Précontrainte. Les poutres d'essais présentent une gamme étendue de pourcentages mécaniques et différents types d'armatures, caractérisés par des capacités d'allongements différentes.

Les points expérimentaux se répartissent en deux zones correspondant respectivement à des ruptures survenant par cassure des armatures ou par écrasement du béton sans cassure des armatures.

Ces deux zones sont séparées par une série de points correspondant à des ruptures mixtes.

L'équation de la courbe passant par ces points est la suivante :

$$\epsilon_1 = \frac{37,5}{\bar{\omega}_a} - 0,75 \quad (\text{en } \%).$$

ϵ_1 est l'allongement de l'acier sous les charges, dans le stade de rupture de la poutre.

$\bar{\omega}_a$ est le pourcentage mécanique d'armature.

La courbe des ruptures mixtes permet d'obtenir des indications pratiques relatives au choix du type d'armature et au choix de la résistance du béton à utiliser dans les poutres précontraintes ou partiellement précontraintes en vue d'éliminer la possibilité d'obtention de rupture par cassure nette des fils.

On voit qu'il faut imposer, soit des valeurs minimales à la capacité de déformation en charge des armatures, soit des valeurs maximales de la résistance du béton.

Les limites inférieures à imposer à l'allongement maximal en charge des aciers peuvent être déduites sans difficulté, de la courbe des ruptures mixtes.

En effet, l'allongement disponible ϵ_1 est donné par la différence entre l'allongement maximal sous charge ϵ_{\max} , mesuré en-dehors de la zone de striction, et l'allongement ϵ_0 dû à la mise en précontrainte, déduction faite des pertes.

$$\text{On a donc } \epsilon_{\max} = \epsilon_0 + \epsilon_1.$$

Ainsi, pour calculer $\epsilon_{\max \text{ limite}}$, il suffit de déplacer l'origine des coordonnées vers le bas d'une quantité égale à ϵ_0 .

Les allongements ϵ_0 varient d'un cas à l'autre et peuvent être évalués avec une certaine précision dans chaque cas particulier, en tenant compte de la contrainte initiale, des déformations différées du béton et des irrégularités de longueurs initiales des fils.

La figure 2 donne la courbe expérimentale de rupture mixte dans le système d'axe $\epsilon_{\max}, \bar{\omega}_a$, dans l'hypothèse où ϵ_0 présente une valeur moyenne de 0,75 %. On y a représenté également, en traits interrompus, différentes positions de l'axe des abscisses correspondant à 2 types d'aciers et à différentes valeurs de la contrainte initiale σ_1 .

Pour tenir compte de la dispersion sur $\epsilon_{\max}, \bar{\omega}_a$ et sur les résultats d'essais, on peut déterminer une courbe telle que celle tracée en traits interrompus, correspondant à une probabilité définie d'obtenir des ruptures par cassure des armatures, pour des poutres dont les points représentatifs se situent au-dessus de cette courbe.

Dans le cas présent cette courbe, correspondant à une probabilité de 2,5 % est approximative et n'est donnée qu'à titre indicatif.

A partir d'une telle courbe, plus sûre que la courbe moyenne, on peut déduire, pour toute valeur de pourcentage mécanique d'armature, un allongement ϵ_{\max} à imposer pour éviter les ruptures brutales des poutres par cassure nette des fils.

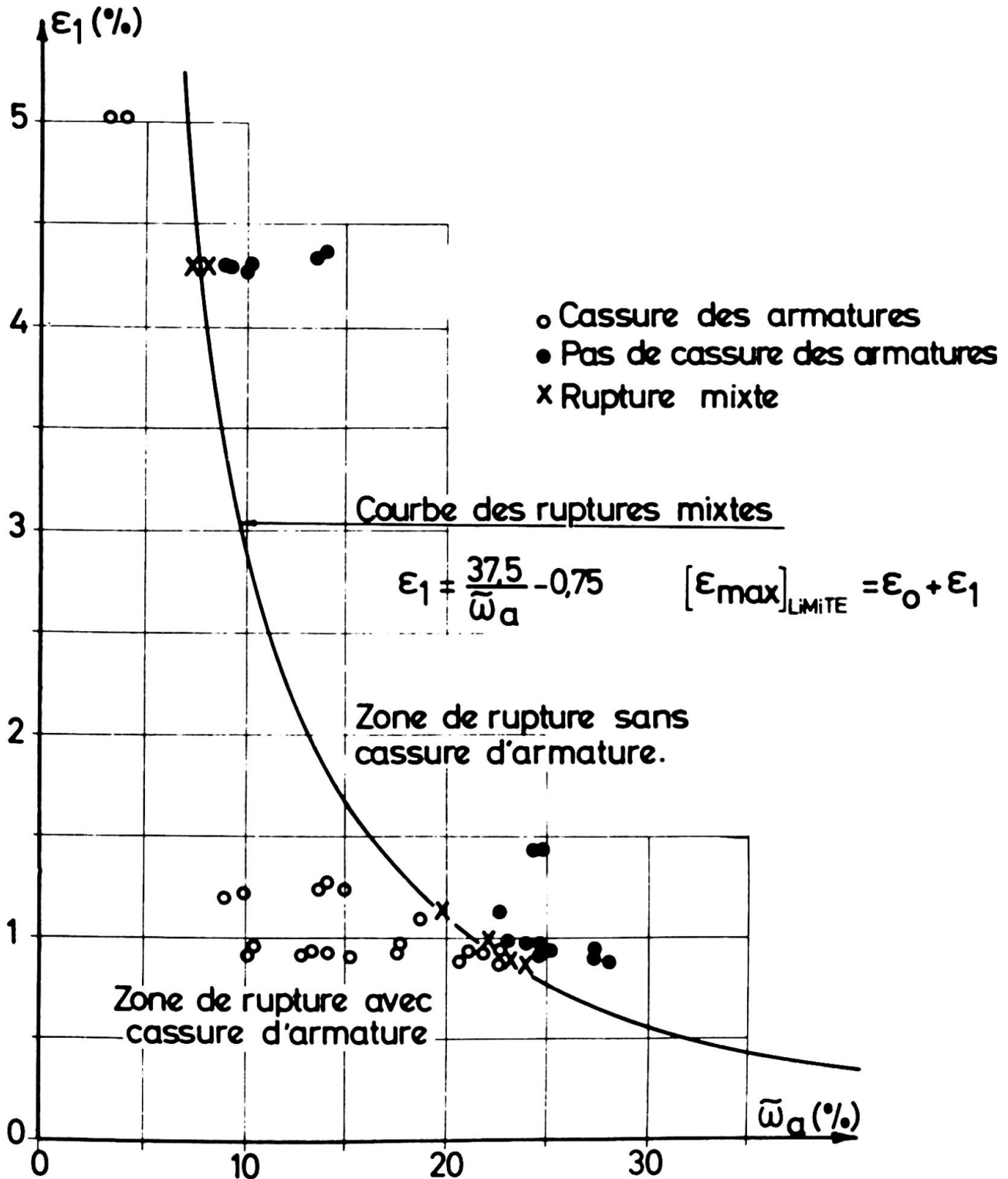


FIG. 1

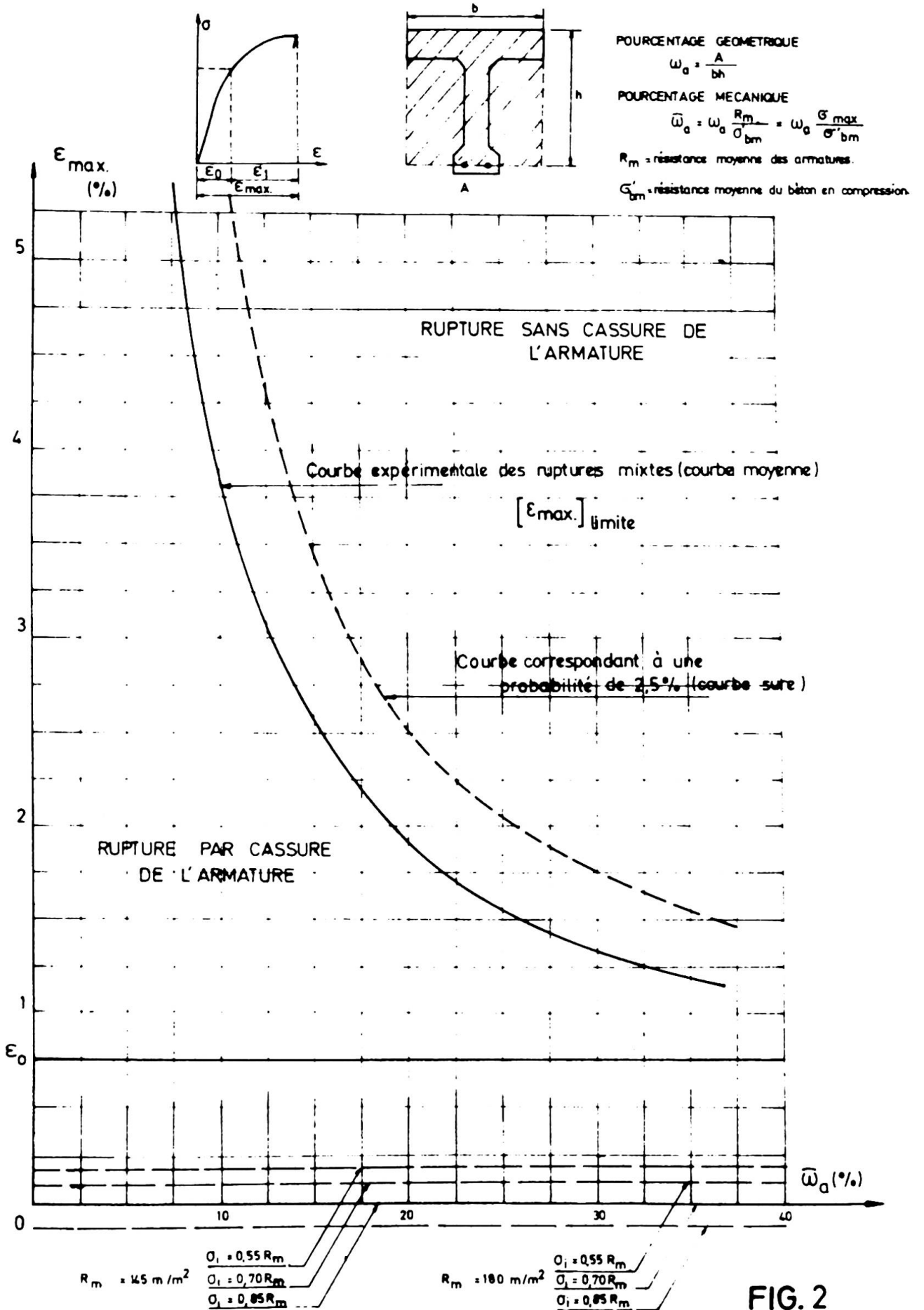


FIG. 2

IV b

Remarques de l'auteur du rapport introductif
Bemerkungen des Verfassers des Einführungsberichtes
Comments by the author of the introductory report

BRUNO THÜRLIMANN
Prof. Dr.
Eidg. Technische Hochschule, Zürich

Zum Thema IVb "Teilweise vorgespannte Bauteile" sind für die vorbereitete Diskussion 6 Beiträge eingereicht worden. In der freien Diskussion wurden 5 weitere Beiträge vorgetragen, wovon 2 nachher schriftlich unterbreitet wurden.

Uebereinstimmend kam in allen Beiträgen die grundsätzliche Zustimmung zur Anwendung der partiellen Vorspannung zum Ausdruck. Mit konzeptionellen Fragen befasste sich der aufschlussreiche Beitrag von H. Mathieu. Er zeigte, dass die Forderung der vollen Vorspannung sehr oft zu unnötig scharfen Vorschriften führt. Bessere Regeln, welche vor allem wirklichkeitsnaher sind, sollten entwickelt werden. Daraus wird sich auch der für eine bestimmte Aufgabe notwendige Vorspanngrad ergeben. S. Chaikes (freie Diskussion) machte konzeptionelle Betrachtungen zur teilweisen Vorspannung und führte ihre verschiedenen Vorteile auf. Zur historischen Entwicklung trugen P.W. Ables und V.L. Gill Bemerkungen bei. Daneben wurden von ihnen vereinzelt Versuchsergebnisse zu verschiedenen Fragen wie Risse, Durchbiegungen unter statischen, dynamischen und Dauer-Lasten angeführt. Der 1964 neu eingeführte Abschnitt über die teilweise Vorspannung in der Deutschen Demokratischen Republik wurde von H. Schmidt und Ch. Körner kurz erläutert. Die praktische Anwendung wurde an drei Beispielen von vorgefertigten Elementen (Deckenplatten, Leuchtenmasten, Vollwandbinder) gezeigt.

Spezielle Probleme wurden in 3 Beiträgen untersucht. R. Baus, A. Brenneisen und G. Claude untersuchten im ersten Teil ihrer Arbeit die wirtschaftliche Auswirkung der partiellen Vorspannung. Auf der Basis der belgischen Vorschriften und Materialpreise wurden für ein-

fach gelagerte I-Träger unter gleichmässiger Nutzlast eine kritische Spannweite definiert. Nur unterhalb dieser Spannweite ist die teilweise Vorspannung der vollen Vorspannung wirtschaftlich überlegen. Im zweiten Teil wurden zusammenfassende Resultate über das experimentelle Verhalten von Biegeträgern unter statischer und dynamischer Belastung dargestellt. Im besonderen wurde auch der Einfluss des Armierungsgehaltes auf die Bruchart - spröd bis zähe - untersucht (Zusatz in der freien Diskussion). P.W. Abeles und E.I. Brown stellten allgemeine Betrachtungen über den Einfluss von aussergewöhnlichen Lasten auf das Ermüdungsverhalten von vorgespannten Strassenbrücken an. Im weiteren berichteten sie über entsprechende Ermüdungsversuche. Ueber die Entwicklung des PRC - Systems (Prestressed Reinforced Concrete - Stahlbeton mit Spannzulagen) berichtete H. Yokomichi. Nach diesem System wird die schlaffe Armierung so bemessen, dass der Bauteil die geforderte Bruchsicherheit aufweist. Die Spannarmierung in Form von Zulagekabeln wird nur zur Kontrolle der maximalen Rissweiten verwendet. Im Beitrag wurden die Grundlagen der Risskontrolle und entsprechende Versuche kurz aufgeführt. Schliesslich wurde auch eine nach dem PRC-System ausgeführte Strassenbrücke von 80 m Länge beschrieben.

Während im PRC-System die Hauptarmierung aus schlaffem Stahl besteht und die Spannarmierung lediglich eine Zusatz-Armierung darstellt, ist in vielen andern Ländern eher die umgekehrte Tendenz festzustellen. Die Wirtschaftlichkeit der ersten oder zweiten Lösung hängt im wesentlichen von der Preisrelation zwischen Spannarmierung und schlaffer Armierung ab.

Vom Berichterstatter wurde in der Diskussion über laufende Versuche an teilweise vorgespannten Biegeträgern berichtet. Im besonderen wurde gezeigt, dass die im Vorbericht angeführte Schubbemessung von teilweise vorgespannten Trägern zu sicheren Resultaten führt. Der Beginn des Fliessens der Schubarmierung wird ziemlich treffend erfasst. Die Bruchlast kann jedoch unter Umständen höher liegen, wenn im kritischen Querschnitt die Biegearmierung die Fliessgrenze noch nicht erreicht hat. Eine Darlegung der Versuche und Resultate würde den Rahmen dieses zusammenfassenden Berichtes sprengen. Ueber die Ergebnisse soll in einer kommenden Veröffentlichung ausführlich berichtet werden.

Schlussfolgerungen:

1. Die Diskussionen haben einheitlich die Zweckmässigkeit der teilweisen Vorspannung aufgezeigt. Die Entwicklung hat in verschiedenen Ländern bereits zu praktischen Anwendungen geführt. In einzelnen Ländern sind schon Vorschriften über die teilweise Vorspannung in Kraft (z.B. Deutsche Demokratische Republik 1964, Schweiz 1968).
2. Die Bestimmung des Biegewiderstandes von teilweise vorgespannten Trägern kann als abgeklärt betrachtet werden. Ebenfalls sind Regeln für eine vernünftige Bemessung der Schubarmierung vorhanden. Hingegen bleibt das Problem des Schubwiderstandes und des Bruchwiderstandes unter kombinierter Beanspruchung Biegung - Schub - Torsion - weiterhin offen. Es sei erwähnt, dass diese Fragen auch für den Stahlbeton und Spannbeton weiterhin bestehen.
3. Die Kontrolle der Risse im Gebrauchszustand wird als wichtiges Kriterium betrachtet. Verschiedene Ansätze dazu liegen vor. Weitere Fortschritte sind zu erwarten.
4. Untersuchungen über das dynamische Verhalten bei einer beschränkten Anzahl von aussergewöhnlich hohen Lasten sind notwendig. Dabei gilt es, auf der Belastungsseite gesicherte Unterlagen über Frequenz, Höhe und Verteilung von Lastwechseln zu erarbeiten. Andererseits muss der dynamische Widerstand teilweise vorgespannter Träger unter entsprechenden Lastwechseln experimentell untersucht werden. Das gleiche Problem stellt sich aber auch für Stahlbeton- und Spannbetonträger.
5. Wie im Vorbericht und in verschiedenen Diskussionsbeiträgen erwähnt wurde, wird die partielle Vorspannung dem Betonbau neue Möglichkeiten erschliessen. Erst durch ihre Anwendung gewinnt die Vorspanntechnik ihr ganzes Anwendungsgebiet. Die in den nächsten Jahren zu erwartenden Entwicklungen und Erfahrungen sollten an einem kommenden Kongress wieder diskutiert werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

CONCLUSIONS / SCHLUSSFOLGERUNGEN / CONCLUSIONS

GEORG WÄSTLUND
Chairman of Working Commission III

New Practices in Concrete Structures

1. Skewed and curved bridges and viaducts in reinforced or prestressed concrete are nowadays much more common than before. Design and detailing of such bridges were dealt with. New applications were mentioned.
2. A theoretical analysis of curved box-type bridges was presented.
3. Construction methods influence the design of large bridges to an ever increasing extent. The design engineer should have a clear conception of economical construction procedures for cast-in-situ concrete as well as for precast concrete. (F. Leonhardt.)
4. Experiences regarding engineering and economic aspects of precast bridges were compared with those relating to corresponding monolithic bridges. The load-bearing capacity of the former bridges was reported always to be lower than that of the latter.
5. A record-breaking project of a big concrete arch bridge, 320 m in span length, to be built of prestressed concrete elements, was described.
6. Characteristics of fully prestressed and partially prestressed concrete structures were described and discussed with reference to tensile stresses, crack formation, and many other factors.
7. Tensile stresses and also cracks which characterise the behaviour of partially prestressed concrete structures have become commonly accepted.
8. It was proposed that the degree of prestressing should be made dependent on that service load which can be expected to occur one million times during the life of a bridge. It shall not be determined by the maximum load. (F. Leonhardt.)

Leere Seite
Blank page
Page vide