

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

**Band:** 7 (1964)

**Rubrik:** IIIc: Prestressed steel bridges

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **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. [Voir Informations légales.](#)

### **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. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 15.10.2024

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

### IIIc1

## La précontrainte dans le renforcement des ponts métalliques de la S.N.C.F.

*Die Vorspannung als Mittel zur Verstärkung von Stahlbrücken der S.N.C.F.*  
*Strengthening of Steel Railway Bridges by Prestressing*

J. CHOLOUS

Ing. Principal, S.N.C.F., Paris

Une bonne partie des ponts-rails métalliques existant sur la S.N.C.F. ont été établis par les anciens Réseaux, à l'occasion de la construction de lignes nouvelles. On se trouve donc souvent en présence de vieux tabliers en fer calculés pour des surcharges et des vitesses très inférieures aux surcharges et vitesses actuelles.

Il arrive encore assez fréquemment que l'on se trouve devant la nécessité de renforcer un ouvrage. Ceci se produit notamment quand les nécessités du trafic ou le déclassement de matériels anciens conduisent à remplacer les machines autorisées par des machines plus agressives. Si les vérifications théoriques et expérimentales réglementaires démontrent que l'ouvrage est insuffisant dans ces nouvelles conditions, on doit se résoudre à prévoir un renforcement.

Il en est évidemment de même quand la résistance d'un ouvrage se trouve diminuée pour une raison quelconque ou que l'on se trouve dans la nécessité de déplacer un point d'appui.

Le renforcement doit être étudié de manière que la gêne apportée au cours des travaux à l'exploitation de la ligne soit réduite au minimum. La limitation des charges et a fortiori l'interruption de la circulation sont impossibles en règle générale. Dans le même esprit, on évite dans la mesure du possible les ralentissements et l'augmentation des intervalles de temps entre les convois.

Il faut, en outre, effectuer le minimum de dérivetages et de démontages divers, surtout s'il s'agit de tabliers en vieux fer, matériau sujet à fissuration.

Enfin, un renforcement doit toujours être assez large pour qu'il n'y ait plus à y revenir. On conçoit que le renforcement d'éléments anciens par des éléments nouveaux de forte section puisse poser des problèmes de transmission d'effort ou même d'exécution difficiles à résoudre.

Toutes ces sujétions conduisent en fait à remplacer les tabliers insuffisants de faible portée et les renforcements ne sont pratiquement à étudier que pour des ouvrages d'une certaine importance.

La situation se trouve évidemment très améliorée quand on peut, à l'aide

d'efforts de précontrainte judicieusement appliqués, obtenir des contraintes permanentes de sens contraires à celles provoquées par les surcharges.

Ce serait, par exemple, le cas d'une pièce tendue dont on pourrait, au moyen d'une simple précontrainte par câbles, augmenter notablement la résistance.

Ce procédé ne peut évidemment s'appliquer aux éléments comprimés ou fléchis. Pour ceux-ci il est difficile de concevoir un dispositif simple permettant d'exercer une précontrainte modifiant le sens des efforts sans être lui-même affecté par les surcharges. Il n'y a du reste que des avantages à ce que le dispositif participe à la résistance de l'ouvrage sous les surcharges et à admettre un système mixte agissant à la fois sur le sens des contraintes permanentes et sur la valeur des contraintes de surcharge.

Le seul dispositif de ce genre utilisé jusqu'à présent sur la S.N.C.F. revient à exercer sur les fermes principales des efforts ascendants, donc opposés aux charges, par l'intermédiaire de suspentes prenant appui sur une arcature légère. Les contraintes permanentes sont ainsi annulées ou même inversées, les poutres se comportant, sous l'action des surcharges, comme des poutres bow string avec arcs de faible inertie (poutres Langer). Les arcatures sont en effet autoancrées pour éviter le remaniement des corps d'appuis et des abouts du tablier.

La précontrainte au moyen d'un système d'arcs et de suspentes a été utilisée pour la première fois par la S.N.C.F. en 1939 pour le renforcement du pont sur la Siagne (km 185 + 535 de la ligne *Marseille-Vintimille*).

Il s'agissait d'un vieux tablier en fer (1862) en quatre travées de 82 m de longueur totale. Sous les surcharges envisagées, les longerons et pièces de pont étaient suffisants, mais il n'en était pas de même pour les poutres principales, l'importance des sections que l'on aurait dû ajouter aux membrures et aux treillis interdisant pratiquement le renforcement direct de ces éléments.

Le remplacement du tablier fut donc envisagé. Outre son coût élevé, cette solution avait le grave inconvénient de nécessiter des ralentissements de longue durée sur cette ligne parcourue par de nombreux rapides. Le système par précontrainte permit de résoudre le problème, en évitant à la fois les ralentissements et des travaux importants sur les poutres. Il comprenait essentiellement l'adjonction d'arcs de faible inertie reliés aux poutres par des suspentes réglées de manière à annuler les effets de la charge permanente. Il était possible mais non nécessaire d'aller plus loin et il fut, pour cette première application, jugé non désirable de provoquer les renversements des efforts dans cette vieille ossature rivée. Sous les surcharges, l'ensemble se comportait comme une poutre Langer continue (fig. 1) et fut calculé comme tel.

Le dispositif de réglage (fig. 2) se composait essentiellement de ressorts étalonnés interposés entre les poutres et les suspentes. Il suffisait ainsi, pour obtenir l'effort voulu, de comprimer par serrage de l'écrou le ressort d'une quantité déterminée et matérialisée par le jeu existant entre la rondelle sous

écrou et un élément de tube. Après réglage, les goussets d'assemblage furent percés, puis rivés et le dispositif provisoire déposé.

Les mesures effectuées tant pendant qu'après les travaux mirent en évidence les points suivants:

Les résultats de mesure et de calculs sont voisins. C'est ainsi que le soulèvement des poutres mesuré à l'aide d'appareils RICHARD a été trouvé égal à 1,3 mm pour les travées de rive et à 2,4 mm pour les travées centrales. Ce sont pratiquement les valeurs de calcul.

Les contraintes mesurées restent partout inférieures aux contraintes théo-

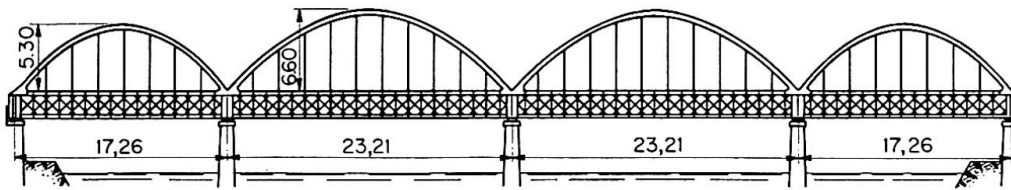


Fig. 1. Pont sur la Siagne.

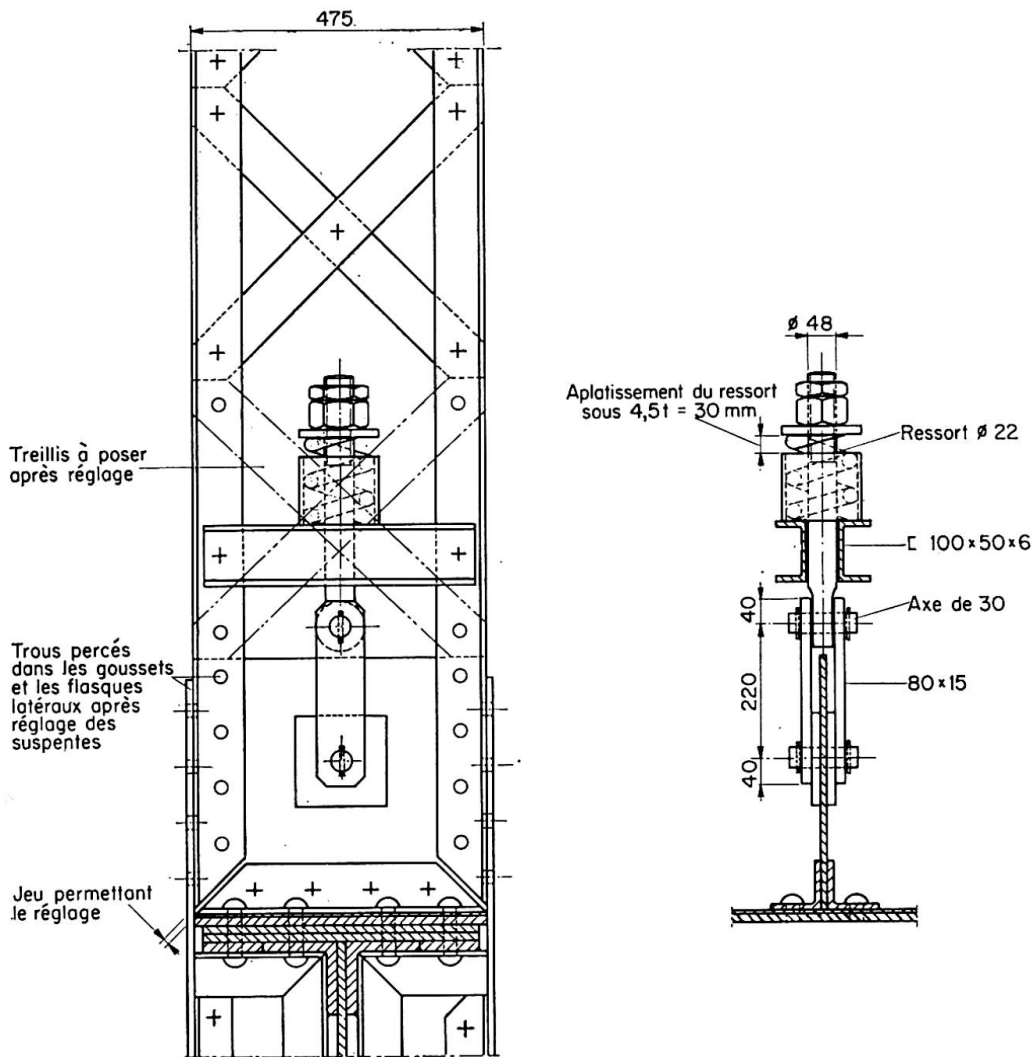


Fig. 2.



riques. Les différences, de l'ordre de grandeur de celles que l'on constate habituellement, sont évidemment dues au fait que le calcul néglige l'influence favorable d'éléments tels que la voie, le platelage et les longerons.

Malgré la complexité du système continu le réglage d'une travée n'est pratiquement pas affecté par celui des autres travées.

La circulation des trains pendant les travaux ne provoque pas non plus de perturbation sensible dans le réglage.

On peut également citer comme exemple de ce mode de renforcement celui du pont sur la Dranse (km 205 + 721 de *Longeray-Le Bouveret*).

C'est un tablier métallique de 69 m de longueur reposant d'une part sur les culées et, d'autre part, sur une pile intermédiaire.

La pile, située à l'origine dans l'axe du tablier (fig. 3), fut emportée au

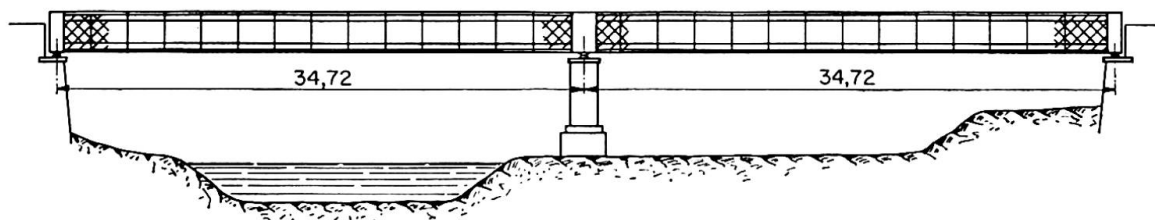


Fig. 3. Pont sur la Dranse.

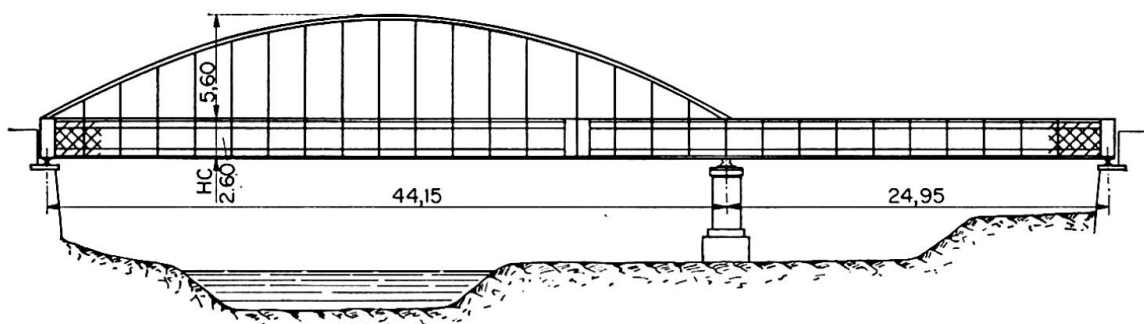


Fig. 4.



Pont sur la Dranse

cours d'une crue exceptionnelle et la circulation fut interrompue, le tablier n'ayant pas, par ailleurs, subi de graves dégâts et pouvant être conservé.

On reconstruisit la pile à un emplacement déterminé pour éviter le retour d'un pareil incident, ce qui conduisit à prévoir deux travées inégales continues (44 m + 25 m) (photo).

Le renforcement normal étant alors impossible, on recourut au renforcement par arcs et suspentes (fig. 4) en utilisant les mêmes procédés que pour le pont sur la Siagne.

Les travaux se poursuivirent sans incident et les mesures confirmèrent la pleine efficacité du système.

Il est à remarquer que ce système donne des possibilités bien plus grandes que ne laisseraient supposer les exemples ci-dessus. C'est ainsi qu'à l'occasion de la construction de la nouvelle Autoroute du Nord on envisagea la suppression totale des appuis intermédiaires d'un tablier à cinq voies de 77 m de longueur, en trois travées (Pont dit «de Soissons» situé à la sortie Nord de Paris — fig. 5 et 6).

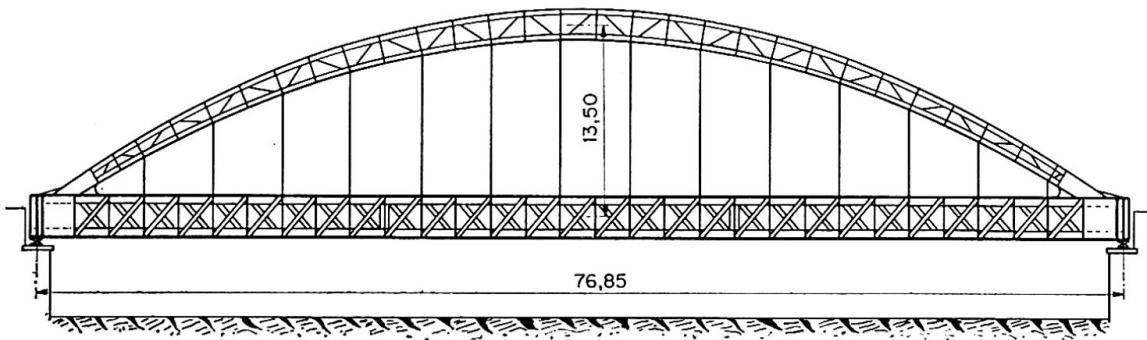


Fig. 5. Pont de Soissons.

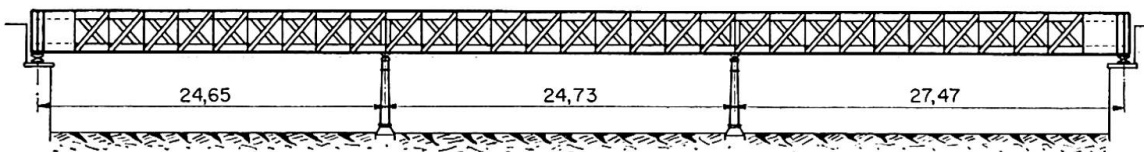
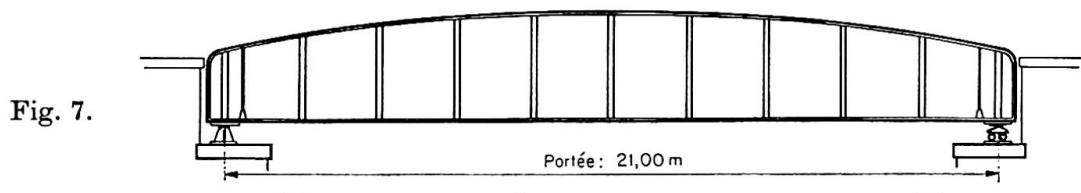


Fig. 6.

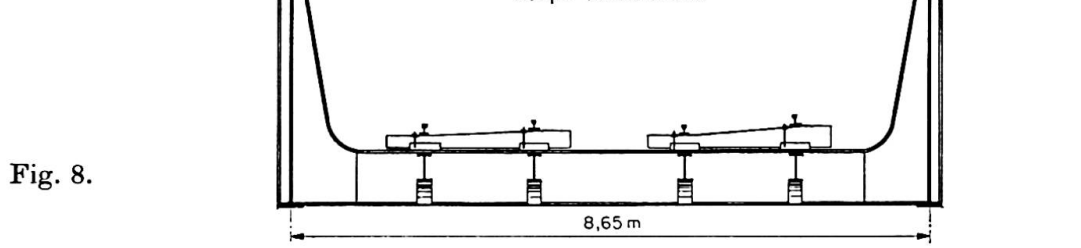
Les études furent poussées assez loin pour montrer, entre autres avantages, la facilité d'exécution d'une telle solution. Elle fut toutefois abandonnée à la suite de considérations étrangères à la résistance.

Pour terminer nous dirons quelques mots du renforcement par câbles de l'ouvrage 34 ter (km 54 + 903 de la ligne *Argenteuil-Juvisy*). Ce tablier, de 21 m de portée (fig. 7 et 8), fait partie d'une série de ponts en Ac 54 soudés, construits de 1934 à 1936 par les Chemins de Fer du Nord. Les examens opérés systématiquement sur ces ouvrages ont permis de déceler sur l'ouvrage 34 ter des fissures peu importantes, paraissant dater de l'origine et ne pas avoir évolué depuis. Toutefois l'ouvrage, situé sur la Grande Ceinture, est soumis à une

Elévation schématique



Coupe transversale



Ancrage des câbles de précontrainte

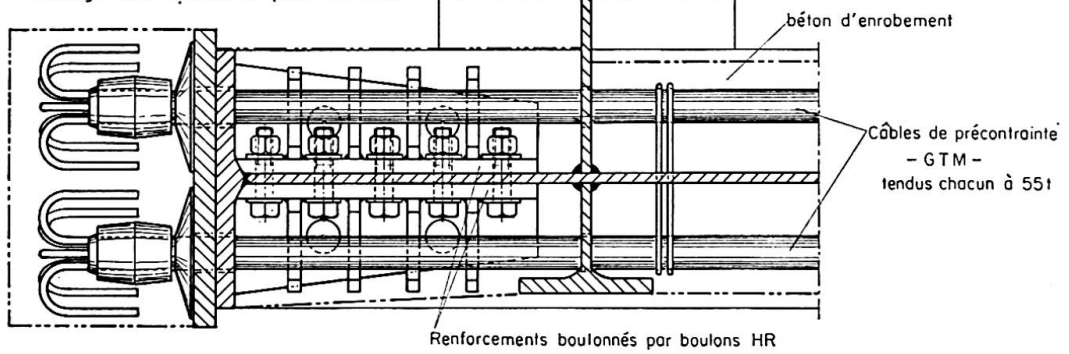


Fig. 9.

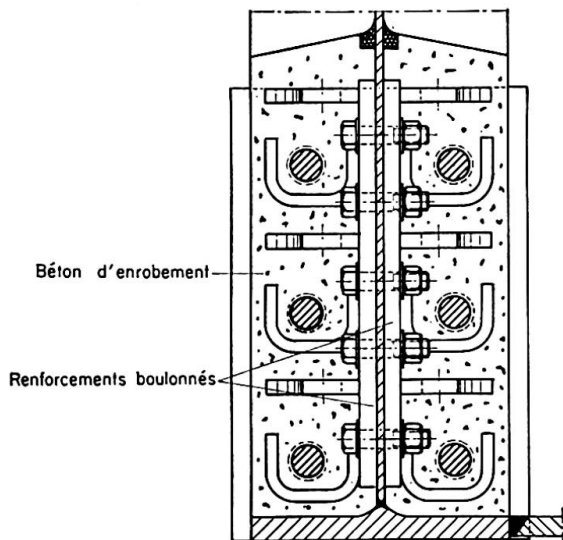


Fig. 10.

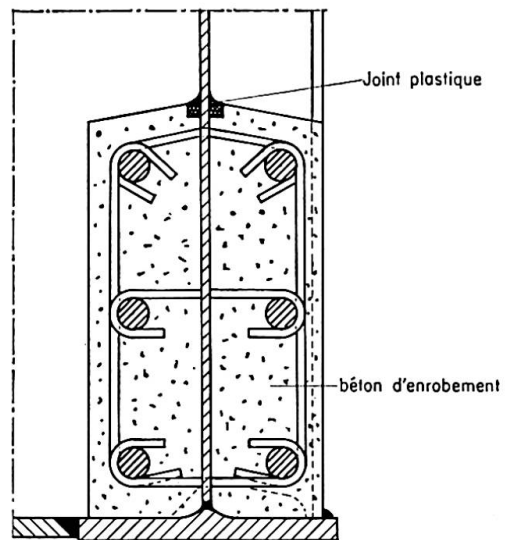


Fig. 11.

circulation intense et à des contraintes relativement élevées (de l'ordre de  $18 \text{ kg/mm}^2$ ). L'on pouvait donc craindre que les effets de fatigue ne provoquent l'évolution brutale d'une fissure affectant les membrures inférieures et il fut décidé de les renforcer, à l'exclusion du reste de la construction.

Après étude de différentes solutions, on adopta le principe de la précontrainte par câbles. L'effort de précontrainte fut déterminé pour que la section médiane fut entièrement comprimée sous les efforts permanents. Sous l'effet des surcharges, les contraintes de traction étaient, dans ces conditions, limitées à  $5 \text{ kg/mm}^2$ , la sécurité restant encore assurée en cas de rupture complète des parties tendues.

On fut ainsi conduit à renforcer chaque membrure par six câbles GTM de 65 t situés dans des gaines, elles-mêmes enrobées dans du béton armé (fig. 9 et 10). Cet enrobement, outre son rôle protecteur, constituait un raidissement non négligeable des poutres. Après durcissement et prise du béton, les câbles furent tendus à l'effort voulu et les gaines injectées.

Les travaux ne causèrent aucune gêne à l'exploitation et ne donnèrent lieu à aucun incident ou particularité notable.

### Résumé

La précontrainte constitue un moyen efficace de renforcement des ponts métalliques de Chemin de Fer.

Elle permet, par addition d'efforts supplémentaires judicieusement appliqués, d'augmenter la capacité portante des ouvrages sans démontage important et par conséquent sans mise hors service de la charpente initiale.

Le renforcement de plusieurs ponts-rails, effectué par addition d'arcs supérieurs avec annulation de l'action des charges permanentes dans les poutres primitives, est ainsi décrit.

Un autre exemple de renforcement par câbles précontraints d'un pont-rail soudé présentant des amorces de fissures dans les éléments tendus est également donné.

### Zusammenfassung

Die Vorspannung stellt ein wirksames Mittel dar, um stählerne Eisenbahnbrücken zu verstärken. Sie erlaubt es, durch Hinzufügung eines sorgfältig aufgebrachten Spannungszustandes die Tragkraft der Bauwerke ohne Demontage und Außerbetriebsetzung zu erhöhen. Es wird die Verstärkung mehrerer Eisenbahnbrücken durch Anordnung eines obenliegenden Bogens, welcher die ständigen Lasten der ursprünglichen Brückenträger aufhebt, beschrieben. Ein anderes Beispiel zeigt die Verstärkung einer geschweißten Eisenbahnbrücke, deren Zugglieder leichte Rißbildungen aufweisen, durch vorgespannte Kabel.

### Summary

Prestressing constitutes a convenient method for the strengthening of steel railway bridges.

The judicious application of additional stresses enables the bearing capacity of the bridges to be increased without dismantling the structures to any considerable extent, and consequently while maintaining the original framework in use.

The strengthening of a number of railway bridges by the addition of arches, resulting in the elimination of the stresses due to the dead load in the original girders, is described.

Another example is given of the reinforcement, by means of prestressed cables, of a welded steel bridge in which incipient cracks had occurred in the tension members.

## IIIc2

# Experimental Study on Composite Beams Prestressed with Wire Cables

*Essais sur des poutres mixtes précontraintes par câbles*

*Experimentelle Untersuchung von durch Drahtseile vorgespannten Verbundträgern*

Y. TACHIBANA

Dr. Eng., Prof. of Osaka City University

K. KONDO

Civil Eng. Bureau, Osaka City

K. ITO

Dr. Eng., Kobe Ship-Building Yard, Shin Mitsubishi Heavy-Industries, Ltd.

### 1. Introduction

The idea of prestressing a steel bridge with wire ropes originated with F. DISCHINGER, but several points were left for further study before the method could be applied under practical engineering conditions to a continuous composite girder, and consequently the following experimental study was carried out on actual model beams.

The model beams are shown in Fig. 1. Beam C was formed as a composite beam after prestressing of the steel beam, for comparison of its bearing capa-

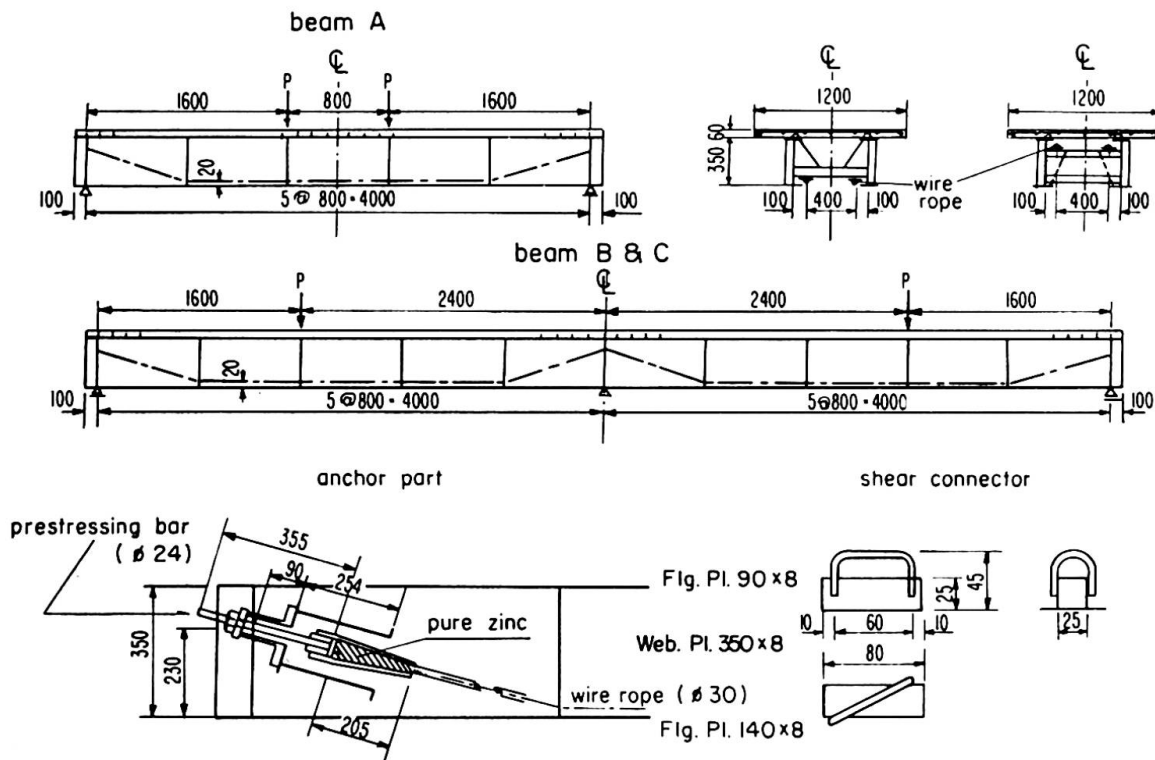


Fig. 1. General view of model beams.

city with that of beam  $B$  which was prestressed after the composite girder had been made. After prestressing each of the beams  $A$ ,  $B$  and  $C$  and after slackening beam  $B$ , concrete was placed on each beam. About four weeks after the placing of the concrete, a prestressing test for beam  $B$  was made and subsequently the breaking test for each beam was conducted.

## 2. Materials and Instruments Used for the Experiment

The compressive strength and the tensile strength of the concrete were  $\sigma_{28} = 337 \text{ kg/cm}^2$  and  $29.1 \text{ kg/cm}^2$ , respectively, and the yield stress of the steel employed ( $t = 8 \text{ mm}$ ) was  $25.9 \text{ kg/mm}^2$ , its ultimate strength  $42.7 \text{ kg/mm}^2$  and its elongation  $25.0\%$ . The Young's modulus of the locked coil rope ( $\varnothing 30 \text{ mm}$ ) was  $16200 \text{ kg/mm}^2$ , its ultimate strength  $141 \text{ kg/mm}^2$  and its elongation  $2.9\%$ .

In order to apply a tensile force to the wire cable, two high-tensile steel bars ( $\varnothing 24$ ) screwed into a socket were pulled, at one end, by means of two Simplex jacks, anchored with nuts.

For the purpose of applying the load, jacks were used between a loading device and the experimental beams. The loading positions are shown in Fig. 1.

The strain was measured with electric resistance wire strain gauges and the deflection was measured with dial gauges and scales. In addition, an oscillograph was used to check the tensile force by measuring the number of oscillations of the wire rope.

## 3. Results of the Measurements and Their Consideration

### 3.1. Prestressing of Each Beam (Steel Beam)

Lubricant was coated on the saddle, on the bend and on the contact surface of the wire cable, but as the friction appeared to remain considerable, prestressing was applied repeatedly, namely  $18 \text{ t} \rightarrow 12 \text{ t} \rightarrow 17 \text{ t} \rightarrow 13 \text{ t} \rightarrow 16 \text{ t} \rightarrow 14 \text{ t} \rightarrow 15 \text{ t}$ , by means of two sets of jacks at one end of the beam  $A$ ; and the nuts were anchored in such a way that the other end of the wire rope was experimentally confirmed to be tensioned at about 15 tons. As regards beams  $B$  and  $C$ , the experiment was repeated at one end, and after anchoring one end, prestressing was applied at the other end by a similar method. The tensile force of the rope was obtained by taking a mean value of the four gauges symmetrically positioned around the steel bars at the anchored end. The steel beams after applying the prestress are shown in photographs 1 and 2. As the sway bracings of the experimental beam were weak and a slight effect of torsion was observed, reinforcement was applied.



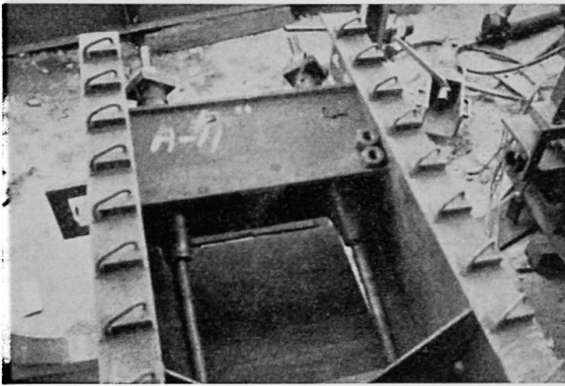


Photo 1.

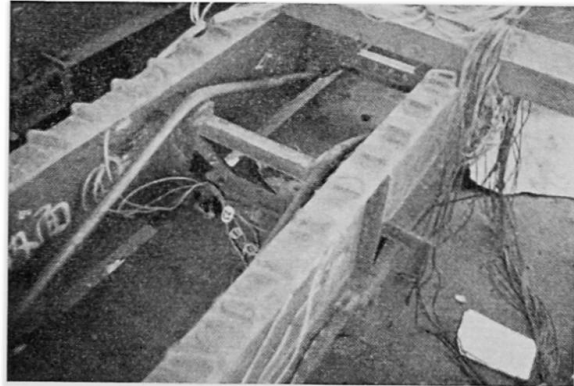


Photo 2.

3.2. Breaking Test of Beam A

The increase in the tensile force of the wire rope due to loading ( $P$ ) is represented by  $X_1 = 0.4781 P$ , and its measured result as well as the deflection curve are given in Figs. 2 and 3. The ratio of the measured value of the breaking load  $2P = 47.5 t$  to the calculated value was 1.09.

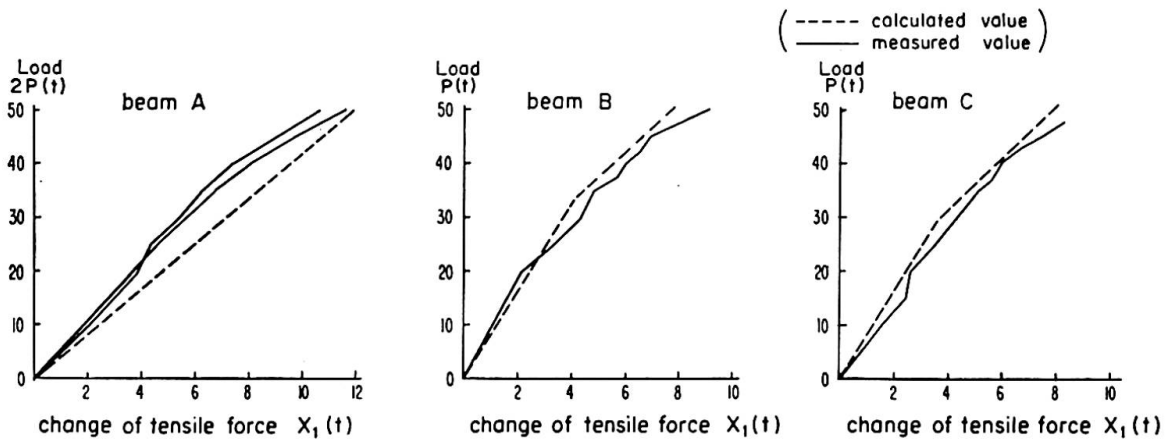


Fig. 2. Change of tensile force of prestressing bars by loading.

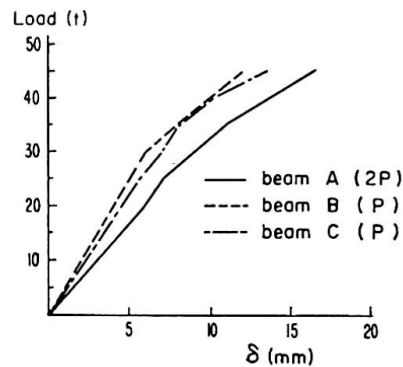


Fig. 3. Load deflection curve.



### 3.3. Prestressing Test of Beam B (Composite Beam)

Fig. 4 shows the calculated value of the moment due to prestressing. In this case, torsion resulting from the prestressing was not observed. The strain in the concrete slab on the middle support is uneven in the cross section representing shear lag, but the ratio of the mean measured value — 73.0 kg/cm<sup>2</sup> to the calculated value — 69.0 kg/cm<sup>2</sup> was 1.06 (assuming  $E_c = 3 \times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup>). The stress ratio of the steel beam by span moment being 1.16.

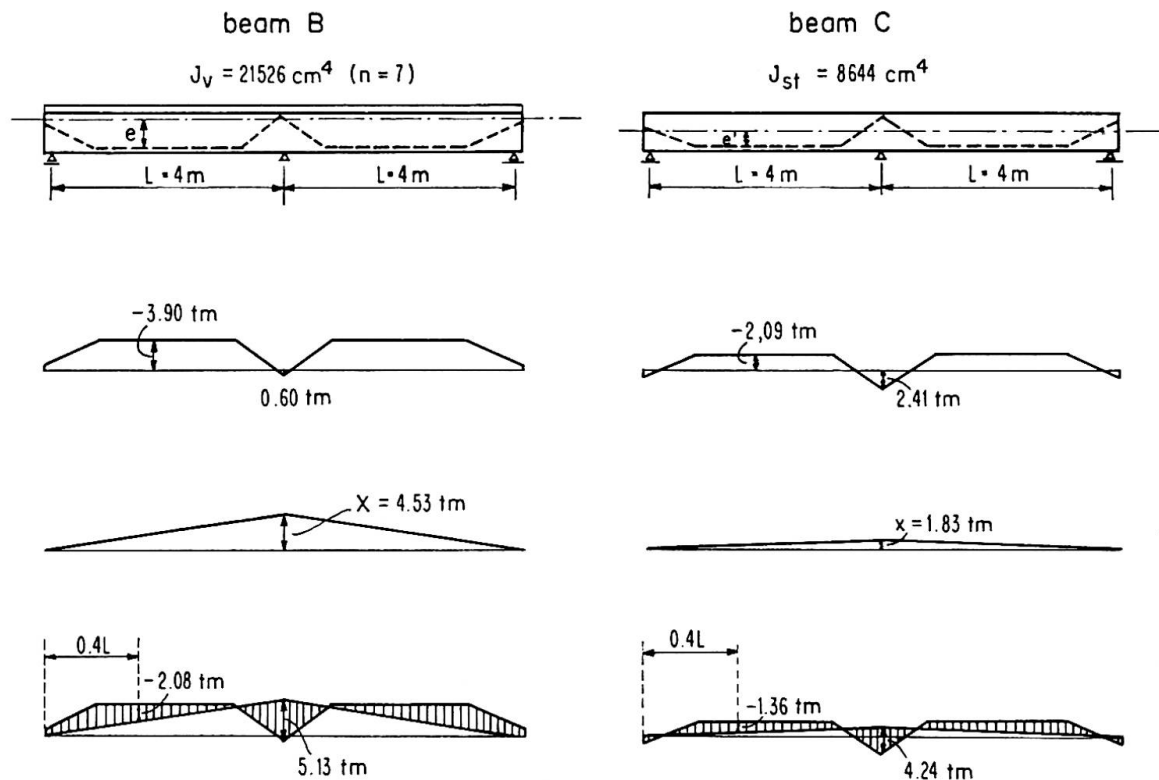


Fig. 4. Moment diagram by prestressing.

### 3.4. Breaking Test of Beams B and C

From the elastic equations

$$X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} = \delta_{10},$$

$$X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} = \delta_{20},$$

the increase in the tensile force of the wire cable and the reaction of the central support due to loading ( $P$ ) are obtained as follows,

$$X_1 = 0.1077 P, \quad X_2 = 1.1196 P.$$

The measured value and the load deflection curve are shown in Fig. 2 and 3. The relationship between the square root of the tensile force and the number of oscillations was studied in order to obtain a reasonably proportional relation-

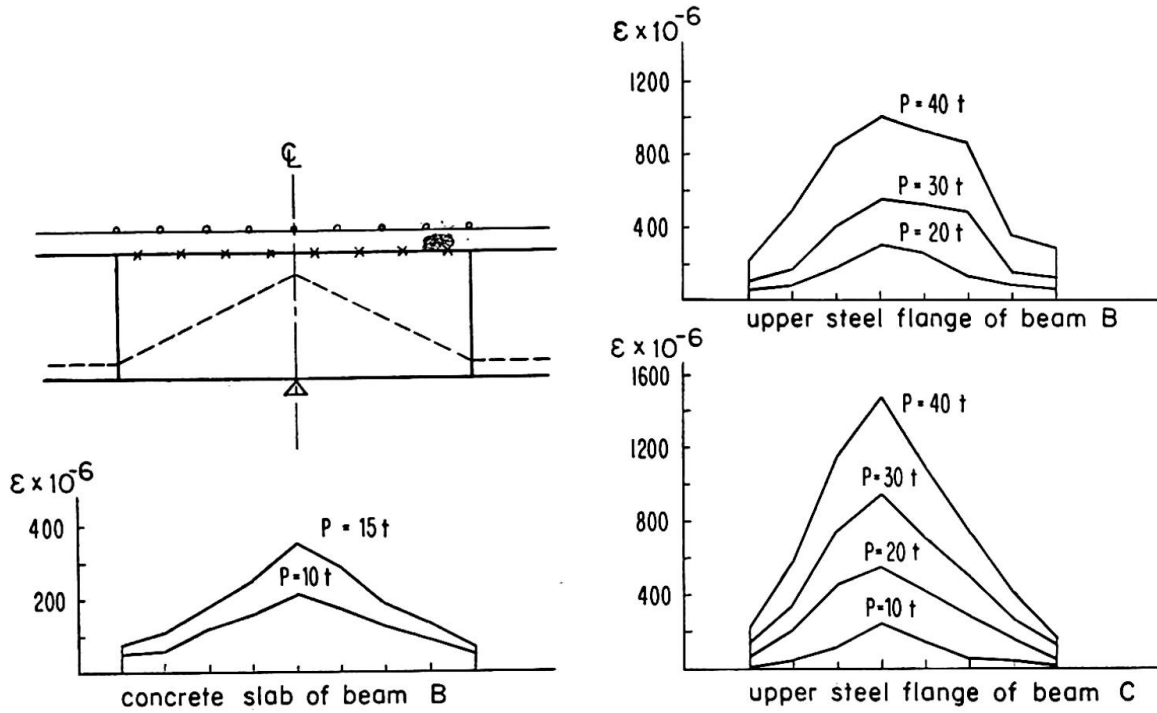


Fig. 5. Strain distribution at the middle support.

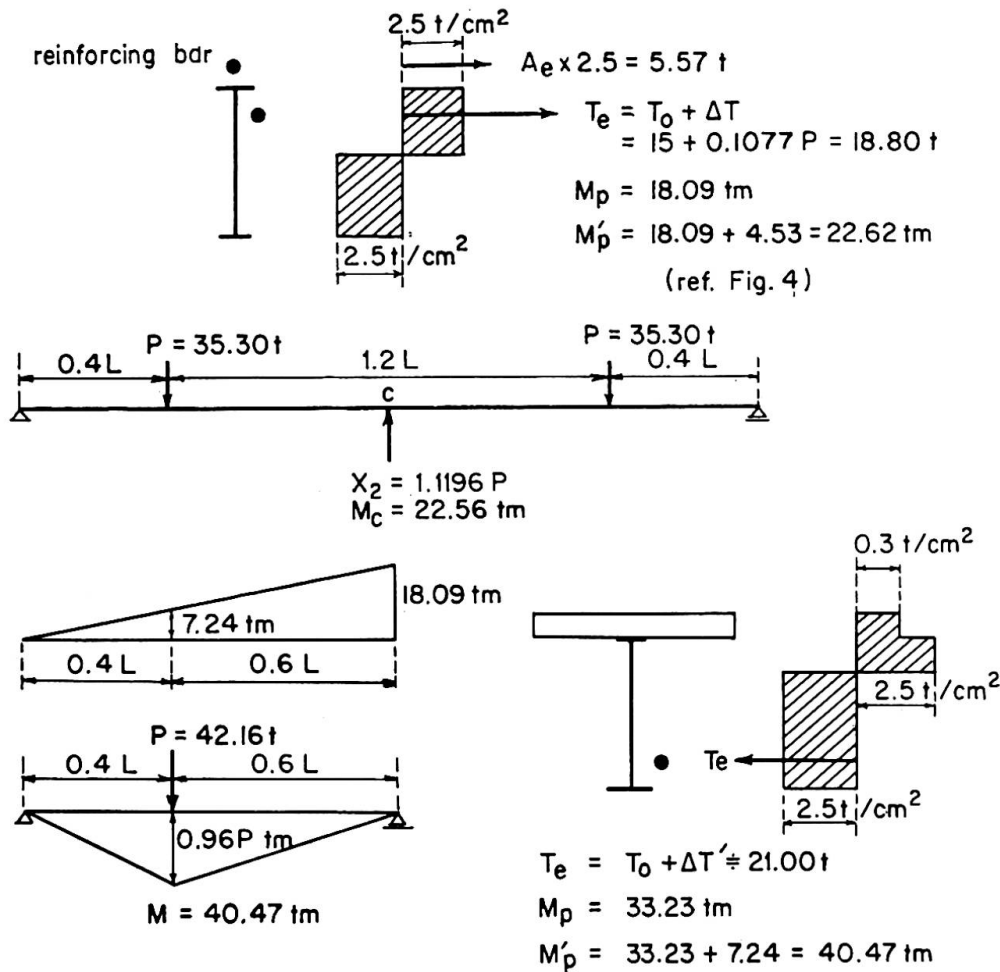


Fig. 6. Calculation of plastic moment.

ship. The distributions of the strain at the central support of the upper fibre of the concrete slab and of the upper flange of the steel beams *B* and *C* are shown in Fig. 5.

As the load is gradually increased, the concrete causes cracks in the central support and subsequently yielding takes place in the section at the central support and at the  $0.4L$  position. The measured values and the calculated values are shown in Table 1. The loads which create the hinges on the support as well as at the  $0.4L$  position of beam *B* are calculated as shown in Fig. 6.

Table 1

Beam	Value	Crack load $P$	Loads which create hinges	
			on the support	at the $0.4L$ position
B	meas.	17.5 ton	47.50 ton	47.50 ton
	cal.	15.5 ton	35.30 ton	42.16 ton
	ratio	1.13	1.35	1.13
C	meas.	4.0 ton	45.00 ton	47.50 ton
	cal.	3.4 ton	31.03 ton	42.12 ton
	ratio	1.18	1.45	1.13

The loads which create hinges on the support and at the  $0.4L$  position are equal for beam *B*, and approximately equal for beam *C*.

Some of the reasons for the difference between the measured values and the calculated values of a load such as to create plastic hinges on the central support are considered to be as follows:

1. After the crack was produced in the concrete, the strain in the upper flange of the steel beam was a little slow to appear, because of the existence of the concrete.
2. As the cracks spread, the moment of inertia of the central support decreases so that the moment shifts.
3. It is assumed that the elastic equation is applicable until the plastic hinge is created.

In conclusion, although there was a slight difference between the loads that caused cracks in beam *B* and in beam *C*, their bearing capacities were approximately equal.

### Summary

In loading tests carried out on prestressed composite beams, within the elastic limits, the measured values and the calculated values were found to be approximately equal.

In this experiment, beam *B*, which was prestressed after the composite beam had been formed, and beam *C* of which only the steel beam was prestressed, showed different crack loads, but their bearing capacities were nearly equal.

It may, therefore, be considered that in cases where this method is adopted, only the prestress necessary for the concrete at the section of the support, should be given after construction of the composite girder, and the remaining tensile force of the wire cable should be used for the stress improvement of the steel beam.

### Résumé

Des essais de charge exécutés dans le domaine élastique sur des poutres mixtes précontraintes confirment les prévisions de la théorie.

Lors de ces essais, la poutre *B*, précontrainte après le bétonnage, et la poutre *C* dont seule la partie métallique était précontrainte ont naturellement montré des charges de fissuration différentes, mais leurs résistances à la rupture étaient pratiquement égales.

Si l'on veut adopter ce procédé, il faudra donc n'appliquer à la section mixte que la précontrainte exigée par le béton au droit des appuis et utiliser le reste de l'effort du câble pour améliorer l'état de contrainte de la poutre métallique.

### Zusammenfassung

Bei ausgeführten Belastungsversuchen mit vorgespannten Verbundträgern innerhalb des elastischen Bereiches waren die gemessenen Werte und die berechneten Werte annähernd gleich.

Bei diesen Versuchen zeigten der Träger *B*, der nach dem Verbund vorgespannt wurde, und der Träger *C*, dessen Stahlträger allein vorgespannt wurde, verschiedene Rißbelastungen, wobei jedoch ihre Tragfähigkeit annähernd gleich war.

Bei Anwendung dieses Vorspannverfahrens soll nur jene Vorspannung, die für den Beton am Stützquerschnitt des Trägers nötig ist, nach dem Verbund aufgebracht werden und die Rest-Zugkraft der Drahtseile für die Spannungsverbesserung im Stahlträger benutzt werden.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

### III c 3

## Vorgespannte Stahlkonstruktionen und Stahlbrücken

*Prestressed Steel Structures and Steel Bridges*

*Charpentes et ponts métalliques précontraints*

S. A. ILJASEWITSCH

Prof., UdSSR

In der Sowjetunion hat man mit der Anwendung der Vorspannung in Stahlkonstruktionen und Brücken begonnen. Die Forschungen auf diesem Gebiet werden ebenfalls weiterentwickelt. Die bisher durchgeführten Arbeiten weisen darauf hin, daß solche Konstruktionen im Vergleich zu nicht vorgespannten Stahlbauten weniger Stahl verbrauchen. Außerdem können die existierenden Stahlkonstruktionen und Brücken durch die Anwendung der Vorspannung verstärkt werden.

Die Vorspannung findet daher in den verschiedensten Konstruktionen und Bauwerktypen Anwendung.

Die Vorspannung erschwert zwar die Herstellung der Konstruktion, was jedoch ausgeglichen werden kann durch den geringeren Materialverbrauch und das kleinere Eigengewicht der Konstruktion. Die Vorspannung ist am wirksamsten für statisch unbestimmte und Verbundsysteme. Hierbei ist es möglich, auf relativ einfache Weise eine günstige Kombination von Vorspannung und künstlicher Regulierung der Spannungen durch Montagemaßnahmen zu finden. An einer Reihe von in der Sowjetunion ausgeführten Bauten soll die Richtigkeit dieser Behauptungen bewiesen und die verschiedenen Anwendungsmöglichkeiten aufgezeigt werden.

Als erstes Beispiel sind hier die vorgespannten Blechträger für einen Kran mit einer Stützweite von 12 m angeführt, die als Balken auf zwei Stützen mit Hilfe eines hochwertigsten Stahldrahtbündels oder von Stahlseilen, welche am Untergurt angebracht sind, vorgespannt wurden. Dieser Kran steht in einem metallurgischen Betrieb.

Die Vorspannung eines Teiles der Träger wurde durch Spanndrahtbündel bewirkt, die mit Pressen angespannt wurden. Die anderen Träger wurden mit Hilfe einer Vorspanneinrichtung, welche die Messung des der erforderlichen Kraft entsprechenden Spannweges gestattet, vorgespannt.

Die Ersparnis an Stahlgewicht bei Berechnung der Träger nach der Elastizitätstheorie betrug 20% und die Kostenersparnis 12%. In den gleichen Trägern betrug bei Berechnung nach der Plastizitätstheorie die Ersparnis an Stahlgewicht 25% und die Kostenersparnis 18%.

Die Kraft  $X_k$  im Spanndrahtbündel, die bei der Herstellung des Trägers aufgebracht wird, muß unter Berücksichtigung der möglichen Nachgiebigkeit der Befestigungspunkte und der Relaxation des Materials bestimmt werden. Sie muß mindestens betragen:

$$X_k = 1,05 X + \Delta a \frac{\omega E_\omega}{L}.$$

Hierin bedeutet:  $X$  = die Berechnungskraft im Bündel.  
 $E_\omega$  u.  $\omega$  = Elastizitätsmodul und Fläche des Bündels.  
 $L$  = Länge des Trägers.  
 $\Delta a$  = Größe der Befestigungsnachgiebigkeit (0,1 cm für Ankerschrauben mit Keilen und 0,2 cm für Anker mit Unterlagsscheiben).

Gleichzeitig muß der Untergurt die erforderliche Knicksicherheit besitzen.  $X_k$  darf deshalb nicht größer sein als:

$$X_k = \frac{F W_u R \varphi}{W_u + F c}$$

mit:  $R$  = Zulässige Spannung für das Trägermaterial.  
 $\varphi$  = Knickzahl.  
 $F$  = Querschnittsfläche des Trägers.  
 $W_u$  = Widerstandsmoment des Trägerquerschnittes bezogen auf die untere Kante.  
 $c$  = Abstand der Achse Spanndrahtbündel von der neutralen Trägerachse.

Es ist außerordentlich wichtig, daß die Drahtbündel und Drahtseile vor dem Verbinden mit der Konstruktion auf eine Belastung angespannt werden, die um 20% größer ist als die Berechnungslast.

Nach den Untersuchungen von Professor Strelezkj N. S. beträgt das Metergewicht eines mit einem Spanndrahtbündel von der Länge  $\alpha L$  vorgespannten Trägers mit konstantem Querschnitt:

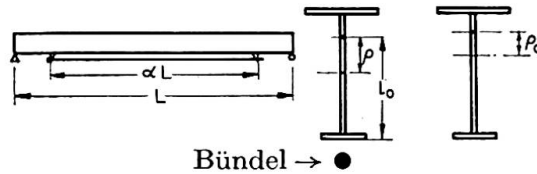
$$g = A \frac{q L}{R} \gamma$$

mit:  $g$  = Metergewicht des vorgespannten Trägers.  
 $L$  = Stützweite des Trägers.  
 $\gamma$  = Raumbgewicht des Stahls.  
 $A$  = Koeffizient (Charakteristik des Gewichtes), welcher nach folgender Formel bestimmt wird.

$$A = \mu \left( 1 + \beta \frac{\rho}{\rho_0} - \frac{l_0}{l'} + \frac{\rho R}{l' R_x} \right) \frac{\alpha L}{\rho}$$

mit:  $\mu = \frac{M_q}{q L^2}$ ;  $\beta = \frac{(1 - \alpha^2)(1 - \alpha)}{\alpha}$ ;  $l' = \frac{M_q}{X + X_1}$

- $X_1$  = Kraft im Bündel aus der äußeren Belastung.
- $\rho_0$  = Kernentfernung des äußeren Teiles des Trägerquerschnittes (ohne Bündel).
- $\rho$  = Kernentfernung des inneren Teiles des Trägerquerschn. (mit Bündel).
- $l_0$  = Der Abstand des oberen Kernpunktes von der Trägerunterkante in Mittelachse des Trägers gemessen.
- $R_x$  = Zulässige Spannung für das Spanndrahtbündel.



Ist das Spanndrahtbündel auf die ganze Länge des Trägers verteilt, so wird mit  $\alpha = 1,0$ :

$$A = \mu \left( 1 - \frac{l_0}{l'} + \frac{\rho}{l'} \frac{R}{R_x} \right) \frac{L}{\rho}.$$

Ist hingegen  $\alpha = 0$  (nicht vorgespannter Träger) und  $\rho = \rho_0$

$$A = \frac{\mu L}{\rho},$$

so erhält man, wie zu erwarten war:

$$g = \frac{\mu q L^2}{R \rho} \gamma = \frac{W}{\rho} \gamma = F \gamma$$

mit:  $F$  = Querschnittsfläche,  $W$  = Widerstandsmoment des Trägers.

In den angeführten Formeln sind folgende Größen von Einfluß auf das Gewicht des vorgespannten Trägers: äußere Belastung, Größe der Kraft im angespannten Bündel, Querschnittsform, das Verhältnis der zulässigen Spannungen von Trägermaterial und Spanndrahtbündel und die Länge des Spanndrahtbündels. Diese Untersuchungen zeigen, daß vorgespannte Träger mit geringstem Stahlverbrauch einen bestimmten unsymmetrischen (optimalen) Querschnitt haben müssen.

So beträgt zum Beispiel für  $R_x = 8000 \text{ kg/cm}^2$  und für einen I-Träger, wenn man die Berechnung nach der Elastizitätstheorie durchführt, die Entfernung der neutralen Achse des Trägerquerschnittes von der Trägerunterkante das 0,63fache der Querschnittshöhe.

Neben der Berechnung nach der Elastizitätstheorie können vorgespannte Träger auch nach der Plastizitätstheorie berechnet werden. Es wird hierbei jener Grenzzustand betrachtet, bei dem im Träger ein plastisches Gelenk entsteht und im hochfesten Spanndrahtbündel die zulässige Spannung herrscht. Allerdings muß hierbei auf die Deformationen unter Verkehrslast Rücksicht genommen werden.



Unter diesen Bedingungen beträgt das größte Moment aus der vollen Berechnungslast im Träger:

$$M_{max} = \left[ c - \left( 1 - k \frac{R_x}{R} \right) c_n \right] F R$$

mit:  $k = \frac{\omega}{F}$  und  $c_n = \frac{F_1}{\left( 1 - k \frac{R_x}{R} \right) F} \frac{F_1}{\delta_1} \mp c_x$ .

$c_n$  ist der Abstand vom Bündel bis zum Schwerpunkt des Stegteiles vom Trägerquerschnitt im Grenzzustand,  $F_1$  und  $\delta_1$  bedeuten Fläche und Dicke dieses Stegteiles und  $c_x$  die Entfernung vom Bündel bis zum Schwerpunkt des Trägeruntergurtes.  $c_x$  erhält das Minusvorzeichen, wenn sich das Bündel im Bereich des Steges befindet, und das positive Vorzeichen, wenn das Bündel außerhalb liegt.

Die erforderliche Kraft des vorgespannten Bündels:

$$X = E_\omega R_x - X_1 - X_2$$

mit:  $X_1$  = Kraft im Spanndrahtbündel infolge der äußeren Belastung im elastischen Bereich.

$X_2$  = entsprechende Kraft im plastischen Bereich.

Das auf den Träger wirkende Biegemoment im elastischen Arbeitsstadium (nach der Vorspannung) kann aus folgender Gleichung berechnet werden:

$$X_1 = \frac{M}{Z_1} = \frac{W R + (c \pm \rho) X - M_g}{Z_1 - (c \pm \rho)}$$

mit:  $M_g$  = Biegemoment aus ständiger Last vor der Vorspannung.

$W, \rho$  = Widerstandsmoment und obere oder untere Kernwerte des Querschnittes, gemessen bis zur Faser, in welcher das Fließen des Materials beginnt. Bei der Betrachtung der oberen Faser ist  $\rho$  mit negativem Vorzeichen einzusetzen.

$Z_1$  = Entfernung vom Bündel bis zur Spannungserzeugenden im Querschnitt des starren Trägerteiles für die Einheitsbelastung.

$$Z_1 = \frac{3}{2c(2-\alpha)} \left( c^2 + \frac{J}{F} + \frac{EJ}{E_\omega \omega} \right).$$

$X_2$  wird nach folgender Formel berechnet:

$$X_2 = 2 \frac{M_{max} - M - M_g}{Z_1 + Z_2}$$

mit:  $Z_2 = \frac{F_1}{\delta_1} \mp c_x$ . Entfernung vom Bündel bis zum Schwerpunkt des Gelenkes.

$M$  hängt demnach von  $X$  ab. Für die Berechnung der Größen  $X_1$  und  $X_2$  wird die Methode der schrittweisen Annäherungen verwendet.

Die erste Annäherung für  $X$  ist gleich

$$X = 0,85 \left( X_k - \Delta a \frac{\omega E_{\omega}}{L} \right).$$

Das größte Biegemoment infolge Nutzlast, welches vom Träger aufgenommen werden kann, wird durch folgende Formel bestimmt:

$$M_g = \frac{Z_1(1+\varphi)}{Z_1-(c+\rho_n)} W_n R$$

mit:  $\varphi$  = Knickzahl für den unteren Trägergurt.

$W_n$  u.  $\rho_n$  = Widerstandsmoment und Kernentfernung bezogen auf die untere Faser des Trägerquerschnittes.

Die Untersuchungen zeigten, daß die Berechnung von vorgespannten geschweißten oder gewalzten Trägern nach der Plastizitätstheorie die Möglichkeit gibt, den Stahlverbrauch gegenüber den nach der Elastizitätstheorie berechneten Trägern um 10—15% zu senken. Es ist auch eine Berechnung der elastisch-plastischen Deformationen während der Vorspannung möglich. Vorgespannte Blechträger wurden in der Sowjetunion beim Bau von zwei großen Brücken über den Fluß Tom (Fig. 1a) und den Fluß Don (Fig. 1b) verwendet.

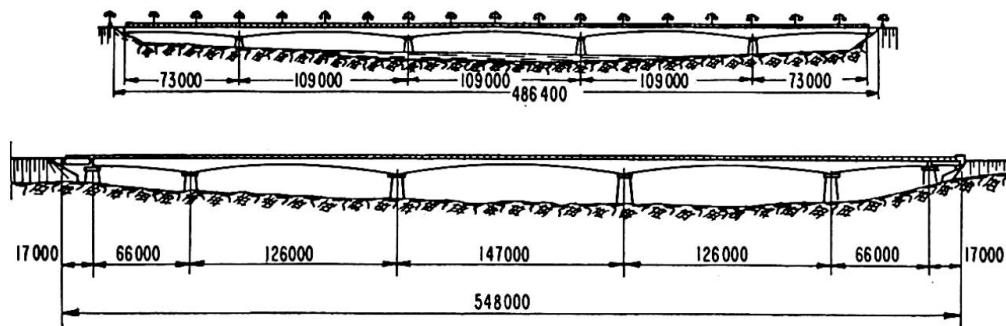


Fig. 1.

Die erste Brücke besteht aus über 5 Felder durchlaufenden Blechträgern. Die Stützweite der drei mittleren Öffnungen beträgt je 109 m und die der beiden Außenöffnungen je 73 m.

Im Querschnitt besitzt die Brücke 10 Träger. Die Breite der Brücke mit den Bürgersteigen beträgt 24,7 m. Die Fahrbahn besteht aus einem Eisenbahngleis und zwei Straßenbahngleisen sowie aus zwei Spuren für Kraftfahrzeuge.

Die Hauptträger des Brückenüberbaues bestehen aus legiertem, hochfestem Stahl ( $\sigma_s = 3400 \text{ kg/cm}^2$ ). Die Vorspannung wurde mit Hilfe von Spanndrahtbündeln ( $\sigma_b = 19000 \text{ kg/cm}^2$ ) an den Obergurten in den Stützbereichen (auf 80 m Länge) aufgebracht.

Jedes Bündel hat eine Länge von 114 m und besteht aus 125 Drähten mit einem Durchmesser von 3 mm. Diese Bündel, welche im Plan aussehen wie eine Acht (Fig. 2a), wurden mit hydraulischen Pressen zwischen beweglichen und unbeweglichen Ankern, welche am Obergurt angebracht waren, angespannt.



Fig. 2.

Die beweglichen Anker wurden nach der Anspannung am Träger befestigt. Durch die Anordnung spezieller beweglicher und unbeweglicher Querträger wurden zwei nebeneinander liegende Träger gleichzeitig angespannt. Die Gesamtvorspannung über den Stützen erreichte die Größe von 12000 t, wobei außer der Vorspannung durch die Spanndrahtbündel noch ein Spannungszustand durch Montagemaßnahmen erzeugt wurde, so daß der geplante Endspannungszustand erreicht wird.

Bei der Projektierung der Brücke war geplant, die ersten Bündel mit größerer Kraft anzuspannen, um der Verringerung der Spannkraft durch die Anspannung der anderen Bündel Rechnung zu tragen.

In Wirklichkeit mußten allerdings, auf Grund der großen Reibkräfte, welche im Anspannungsmechanismus und zwischen den Bündeln entstanden, die folgenden Bündel im Vergleich zu den ersten mit noch größerer Kraft (Druck) angespannt werden. Es wurden große Unterschiede zwischen den theoretischen und praktischen Spannungen (bis zu 8%) im Trägerobergurt festgestellt (Fig. 3), was auf die verschiedenen Temperaturen zwischen Träger und Bündel zurückzuführen war.

Die zweite Brücke über den Don ist der ersten ähnlich. Bei ihr wurden ebenfalls vorgespannte, durchlaufende Blechträger angewendet. Die Stützweiten betragen: 66 + 126 + 147 + 126 + 66 m und die volle Brückenbreite mit

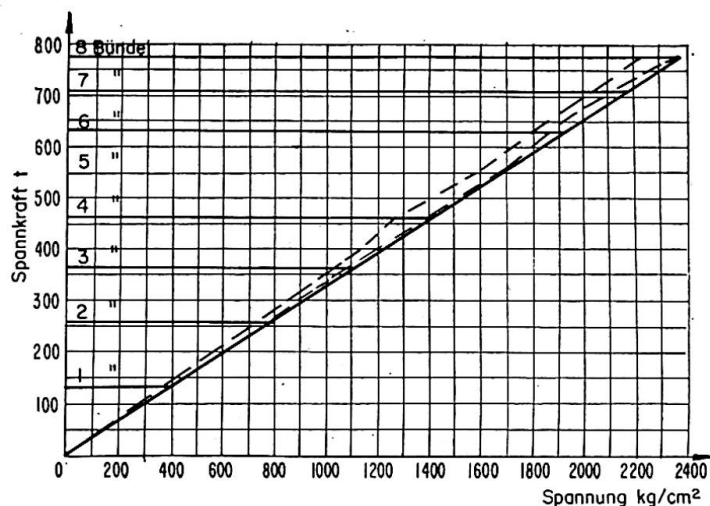


Fig. 3.

Bürgersteig 10,0 m. Die Bündel aus hochfestem Stahldraht hatten keine Schlingen und wurden geradlinig in den Stützbereichen am Obergurt verlegt (Fig. 4) und angespannt.

Außerdem wurde, wie bei der Brücke über den Tom, ein zusätzlicher Spannungszustand durch Montagemaßnahmen aufgebracht.

Die Veränderung des Spannungszustandes aus den Biegemomenten der Träger im Verlaufe der Montage ist für den Stützenquerschnitt in Fig. 5 dargestellt.

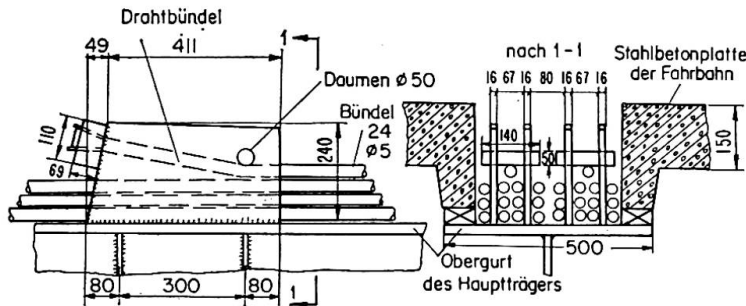


Fig. 4.

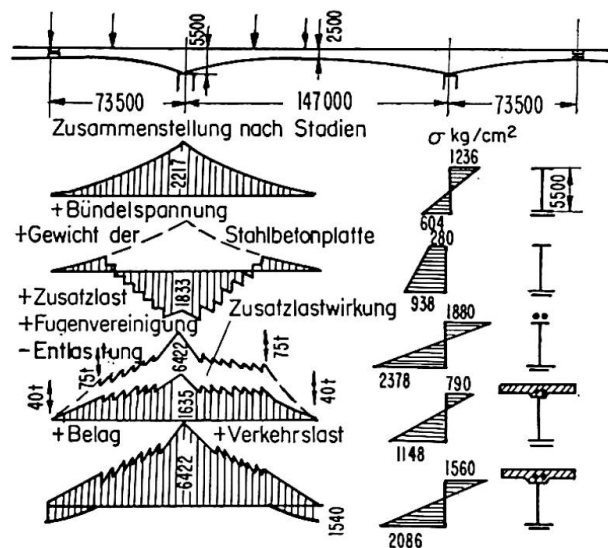


Fig. 5.

In der Sowjetunion wurde in den letzten Jahren eine Reihe von Bauten mit teilweise vorgespannten Stahlbindern errichtet. Beim Bau einer einschiffigen Flugzeughalle (Hangar) mit einer Stützweite von 84 m wurden parabolische Dachbinder verwendet (Fig. 6).

Die Vorspannung wurde an den Untergurten durch Anspannen hochfester Stahldrahtbündel auf ganzer Länge durchgeführt. Jedes Bündel hatte 24 Drähte mit einem Durchmesser von je 5 mm. Die Bündel waren längs des Gurtes angebracht. Sie wurden mit hydraulischen Spannvorrichtungen angespannt und an den Enden des unteren Gurtes mit Hilfe von Ankerplatten und konischen Pfropfen befestigt.

Die Binder bestehen aus Stahl ( $\sigma_s = 2300 \text{ kg/cm}^2$ ) mit geringem Kohlenstoffgehalt. Die Zahl der Bündel im Gurt betrug in den Zwischenbindern 4 und in

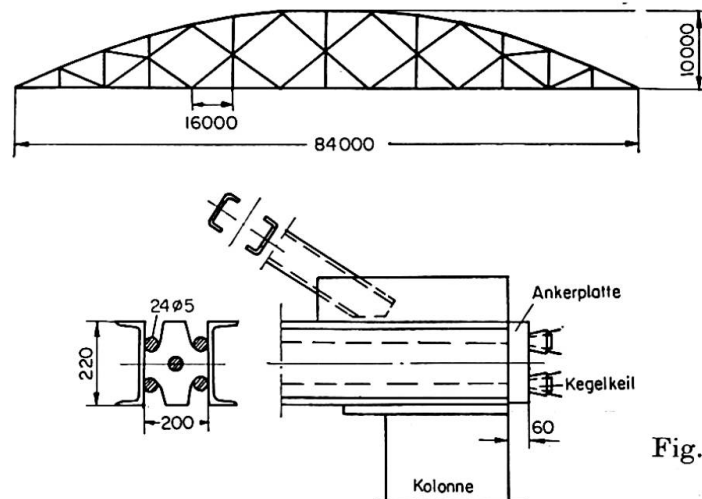


Fig. 6.

den Endbindern 5. Die Querschnittflächen  $\omega$  der Vorspannelemente und  $F$  des vorgespannten Elementes (Untergurt) sind durch folgende Formel verbunden:

$$\omega \left[ \sigma'_{\omega} - (\sigma'_n + \sigma''_n) \frac{E_{\omega}}{E} \right] = \sigma''_n F$$

mit:  $\sigma'_{\omega}$  = Berechnungsspannung des Querschnittelementes, welche gleich sein muß der Berechnungsspannung des Vorspannelementes.

$\sigma''_n$  = Druckspannung des Elementes (Untergurt) aus der Vorspannung.

Die Kraft im Element (zusammengesetzter Untergurt) infolge der Wirkung der vollen äußeren Belastung  $N$  wird:

$$X_1 = \frac{\omega N}{\omega \frac{E_{\omega}}{E} + F} \frac{E_{\omega}}{E}$$

Die volle Berechnungskraft im Vorspannelement ist dann

$$X + X_1 = R F \varphi + X_1,$$

worin  $\varphi$  = Knickzahl des Elementes bedeutet.

Schließlich ist die volle Berechnungskraft im Element:  $N_1 = N - (X + X_1)$ .

Die beschriebene Vorspannmethode ist nur bei zweckmäßiger Auswahl der Stähle für den Untergurt und die Spanndrähte sowie bei günstiger Dimensionierung wirtschaftlich. Hierbei lassen sich, im Vergleich zu gewöhnlich vorgespannten Bindern, noch 5% Stahlgewicht ersparen.

In der Sowjetunion findet die Vorspannung auch bei Hängebrücken Anwendung. Werden Seile vorgespannt, so sind sie in der Lage, Druckkräfte aufzunehmen, die bei bestimmten Lastfällen auftreten können. Das größte Bauwerk dieser Art ist der Wantenübergang von vier Drahtseilbahnen über die Wolga, welche zum Materialtransport für die Volgagrader Elektrostation dienen. Die hier angewendeten Wantenbinder mit einer Stützweite von 874 m

besitzen Stahlseile, aus Seilen bestehende Verankerungen an den Ufern, Seilgurte und ein dreieckiges Netz von Seildiagonalen (Fig. 7). Die Elemente des Netzes wurden durch das Eigengewicht der schweren Querrahmen, die in den Knoten des Binders angebracht sind und die Seilbahn unterstützen, vorgespannt. Anfangs plante man eine Erhöhung der Anfangszugkräfte in den Diagonalen durch Anspannen des unteren Seilgurtes, der eine Krümmung erhalten sollte. Die Druckkräfte in den Diagonalen aus der Verkehrslast erwiesen sich jedoch als gering, so daß die eingangs beschriebene Vorspannmethode ausgeführt wurde. Für dieses Bauwerk wurden einschließlich der aus Metall bestehenden 130 m hohen Stützen nur 2130 t Stahl verbraucht, wobei auf die Seile 800 t entfielen.

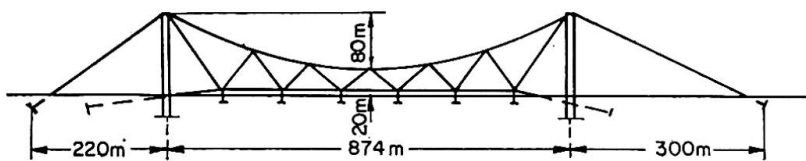


Fig. 7.

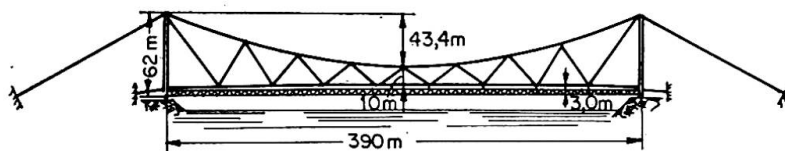


Fig. 8.

Das erläuterte System bewahrt unter Belastung seine geometrische Form und unterscheidet sich daher sehr günstig von den Hängesystemen, die nur vertikale Hängeseile haben.

Bei der Überführung einer Gasleitung in Bukara-Ural über den Fluß Amu-Darja in Mittelasien wurde dasselbe System verwendet (Fig. 8). Dieser Übergang gestattet die Verlegung von zwei Gasleitungen mit einem Rohrdurchmesser von 1020 mm und dient außerdem dem Autoverkehr. Für dieses Bauwerk wurden zwei Wantenbinder mit einer Stützweite von 390 m verwendet (Fig. 8), die in neun Fache unterteilt sind. Der Durchhang des Obergurtes beträgt 43,4 m, die Höhe des Binders in Brückenmitte 10 m und die Höhe der Pylonen 62 m. Der Binderobergurt besteht aus acht Stahlseilen von 59 mm Durchmesser. Die Seile sind an den Köpfen der Pylonen befestigt und finden ihre Fortsetzung in den Uferzugseilen, die durch ein Zusatzseil gleichen Durchmessers verstärkt sind. Der Untergurt besteht aus zwei Seilen von je 55 mm Durchmesser und aus einem Seil von 59 mm Durchmesser. Der Untergurt hat einen Stich von 2 m. An den unteren Binderknoten wird die Zwischenkonstruktion für die obenliegende Fahrbahn angehängt, bestehend aus durchsichtigen Stahlbindern von 3 m Höhe. Aufgestellt, genau wie die Wantenbinder auf 8 m. Die Fahrbahnkonstruktion besteht aus Querträgern, auf welchen eine geriffelte Stahlplatte liegt, und aus Längsträgern. Die Gasleitung ist in der Nähe der Binder angebracht und könnte mit zum Abtragen der Fahr-



bahnlasten herangezogen werden. Im vorliegenden Fall wurde jedoch im Hinblick auf die besondere Aufgabe der Gasleitung darauf verzichtet. Die 3,5 m breite Fahrbahn für den Autoverkehr wurde zwischen den Gasleitungen angeordnet. Die Vorspannkräfte in den Diagonalen der Wantenbinder wurden durch Anspannen des Untergurtes und durch direkte Belastung der Diagonalen mit dem Eigengewicht der Fahrbahn vor ihrer Befestigung an den Untergurtnoten erzeugt. Zur Erreichung dieses Zieles wurden die Untergurtseile provisorisch in den Knoten aufgehängt, so daß das System als Hängebrücke wirkte. Die Binder der aufgehängten Fahrbahnkonstruktion besaßen in der Nähe der Knoten Montagegelenke. Schließlich wurde der untere Gurt mit Hilfe von hydraulischen Pressen angespannt, an den Untergurtnoten befestigt und die Montagegelenke geschlossen. Das endgültige System ist elffach statisch unbestimmt und wurde mit Hilfe von elektrischen Rechenmaschinen für Verkehrslast berechnet.

Die gemachten Ausführungen führen zur Schlußfolgerung, daß vorgespannte Stahlkonstruktionen für verschiedenste Bauwerkstypen nutzbringend angewendet werden können.

### **Zusammenfassung**

In der Sowjetunion wurde mit der Anwendung von vorgespannten Stahlhochbauten und Brücken begonnen. Es werden wissenschaftliche Untersuchungen auf diesem Gebiet unternommen. Der Verfasser berichtet über den Bau von zwei großen vorgespannten, durchlaufenden Trägerbrücken mit einer maximalen Stützweite von 147 m und über vorgespannte Wantenhängebrücken mit Diagonalseilnetz. Im einen Fall haben die Hauptträger eine Stützweite von 874 m und unterstützen Drahtseilbahnen, während im anderen Fall die Stützweite 390 m beträgt, wobei die Fahrbahn dem einspurigen Autoverkehr dient und außerdem zwei Gasleitungen aufgehängt sind. Ferner wird in dem Artikel dargelegt, wie in der Sowjetunion die vorgespannten Stahlkonstruktionen nach der Elastizitäts- und Plastizitätstheorie berechnet werden.

### **Summary**

In the Soviet Union, the construction of prestressed steel bridges and other structures has begun. Scientific researches are being undertaken in this field. The author describes the construction of two large, prestressed continuous girder bridges having a maximum span of 147 m, and of suspension bridges with prestressed inclined hangers. In one case, the main girders have a span of 874 m and support aerial ropeways, while in the other case there is a span of 390 m with a single-lane deck for motor traffic and two suspended gas mains. The article also describes how the calculation of prestressed steel bridges and structures in the Soviet Union is based on the elasticity and plasticity theories.

### Résumé

En Union soviétique, on a commencé de réaliser des charpentes et des ponts métalliques précontraints. Des recherches sont en cours dans ce domaine. L'auteur décrit la construction de 2 grands ponts à poutres continues précontraintes d'une portée maximale de 147 m ainsi que de ponts suspendus à suspentes inclinées précontraintes. Dans un cas, les poutres maîtresses ont une portée de 874 m et soutiennent des transporteurs aériens tandis que dans l'autre cas on a une portée de 390 m avec un tablier à une voie pour le trafic automobile et 2 conduites de gaz suspendues. L'article expose en outre comment, en Union soviétique, le calcul des charpentes et ponts métalliques précontraints est fondé sur la théorie de l'élasticité et de la plasticité.



Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## III c 4

### Control of Prestress in Steel Structures

*Le calcul des charpentes métalliques précontraintes*

*Berechnung von vorgespannten Stahlkonstruktionen*

SHU-T' IEN LI

Ph. D., F. ASCE, M. IABSE, Professor of Civil Engineering, South Dakota School of Mines and Technology, Rapid City, S. Dak., U.S.A.

#### Introduction

Since World War II, the increasing availability of high-tensile steel wires, high-tensile steel rods, and high-strength steel plates for cover plates and welded flanges of girders, has given impetus to prestressed steel structures. They may now be proportioned for higher performance and better economy with equal factor of safety as the classical steel structures.

Take the United States, for instance; besides the introduction of ASTM designation A 36 structural steel with 60,000-psi tensile strength and 36,000-psi yield point for the fabrication of classical steel structures, the following commonly available constructional high-strength steels are in current use: high-strength steels of ASTM designations A 242, A 440, and A 441, all with 70,000-psi tensile strength and 50,000-psi yield point; and heat-treated constructional alloy steel with 115,000-psi tensile strength and 100,000-psi yield point. Plates and rods made of these high-strength steels can be very expediently used in steel construction for prestressing beams, stringers, and girders.

In the category of high-tensile steel wires, a comparatively common grade of 238,000—268,000-psi tensile strength and 140,000-psi allowable versus an allowable of 22,000-psi for A 36 steel, costs only about 3 times as high as the latter. Still higher-strength wires of up to 380,000-psi tensile strength,  $28(10)^6$ -psi modulus of elasticity, and 230,000-psi allowable is also obtainable. Cables made of these high-strength-steel wire strands may be used in various configurations as a medium in prestressing component members of steel structures.

Back in 1958, the author emphasized the importance of the promising future of prestressing steel structures as a means of evolving competitive steel designs in connection with the case for all-welded bridges<sup>1</sup>). This paper will not deal with other aspects of prestressing structures but rather limit its scope

---

<sup>1</sup>) LI, SHU-T' IEN: "The Case for All-Welded Bridges." *Railway Track and Structures*, Vol. 54, No. 6, June 1958, pp. 28—31; Abstracted in *Bulletin, Chinese Association for the Advancement of Science (CAAS)*, Vol. VI, No. 6, December 1958, Summary of Essays B 2, pp. 6—7.

to a refreshing approach to the basic problem of stress control analysis in the application of prestress to framed structures with particular reference to securing appropriate factor of safety and attaining better economy.

Recognizing conditions of structural internal equilibrium and available fabrication and erection techniques as well as inherent economy involved, basic criteria for prestress control in framed structures may be stated as follows:

1. Whereas both tension and compression members may theoretically be respectively precompressed and pretensioned, it is more expedient in practice to precompress tension members either directly or indirectly and pretension, or reduce compression in, compression members indirectly.

2. As the desideratum of applying prestress to steel structures is to secure better economy than, but with the same factor of safety as, classical steel structures, the better economy has to be shown justified by the saving in structural steel more than offsetting the additional cost of cables and labor required.

3. By the same factor of safety as classical steel structures is meant the factor of safety as usually prescribed by the applicable design specifications and codes, and, in addition, at least the same factor of safety under all conditions of service life of the structure from permanent load alone to the application of maximum design live load. This latter imposition arises from the fact that in prestressed steel structures both magnitudes and range of stresses become important considerations as compared with, usually, the maximum magnitudes alone in classical steel structures.

4. During fabrication and erection and before the transfer of full dead load, any compression member may be pretensioned to below some predetermined margin within the proportional limit of the steel in the basic structure, and any tension member may be precompressed to the lower of either a) below the same margin if it is short enough without danger of buckling, or b) below a similar margin within the critical buckling stress if it is susceptible to buckling below the proportional limit due to inherent slenderness ratio and end restraint conditions.

5. Whenever a steel structure whose failure has no probability of involving the safety of human life and whose external loads will be applied gradually from an initial, highly-prestressed condition to a permanently loaded condition having normal factor of safety, the aforesaid margin during prestressing may even be reduced to, say, 10 per cent below the proportional limit of the steel, or 10 per cent below the critical buckling stress, whichever is the smaller.

6. In any complicated case, the decision of optimum, consistent criteria for prestress should be made after due analysis of appropriate safety, attainable economy, and foreseeable probability.

7. Tension chord and web members may be compressed by tensioning cables as the medium for applying prestress, either locally, or collectively, or in

assembly. As the tension members are compressed, either the compression members are reduced in stress or changed to tension members. This follows directly from structural internal equilibrium, and leads in practice to the crucial problem of logical control of prestress in groups of key tension members of the basic structure.

8. Safety, economy, prestress, and deformation can always be controlled by analyzing the unprestressed basic structure, the prestressed structure before and after transfer of dead loads, the prestressed structure under maximum design live loads of all kinds, to secure the same factor of safety as in classical steel structures at crucial moments, to keep deformations within acceptable limits, and to use such prestresses in the key group of tension members that will give the least total cost for the entire structure.

9. As factor of safety is usually stipulated or implied in applicable design specifications and codes, and allowable deformations are, in general, governed by the particular service function of the structure, the crucial problem, in the last analysis, reduces to optimum prestress for maximum economy (or least cost) rather than maximum prestress possible.

### A Simplified Approach to the Problem

Let a simplified approach to the problem of prestress control be stated in its fundamental way thus: A key tension member in a very simple framed structure, or one of a series of main tension members forming the lower chord of a simply supported truss, the upper chord of the cantilever arms of a cantilever truss, or the lower chord of a braced bowstring girder, etc., be substituted by a prestressed design. The member under consideration is to resist an externally applied load varying from zero to  $F$ .

To provide the same safety factor in the prestressed version as in the conventional design, and to limit the deformation in the former to within allowable bounds, if the conventional unprestressed counterpart requires a cross-section  $A$ , the prestressed version would require a much reduced cross-section  $A_r$  plus, of course, a prestressing cable of cross-section  $A_c$ . The problem boils down, therefore, to the evaluation of the most appropriate  $A_c$  and  $A_r$  to satisfy stipulated safety factor, acceptable elastic deformation, and allowable unit stresses.

Four allowable steel unit stresses will enter into the problem:

$F_T$  = Allowable tensile stress in conventional structural steel members;

$F_a$  = Allowable axial compressive stress in structural steel members of such small slenderness ratio that its strength is in no way limited by critical buckling Euler stress  $F_e$  divided by the factor of safety (S. F.); in case  $F_e < F_a \cdot (\text{S. F.})$ , use allowable  $F'_e = F_e / (\text{S. F.})$ ;

$F_t$  = Allowable tensile stress in prestressed structural steel members to be determined from  $F_a$ , yield point stress  $F_y$ , and stipulated safety factor S.F.; and

$F_c$  = Allowable tensile stress in the prestressing cable.

A consideration of these allowable unit stresses in the necessary equilibrium and deformation equations will yield the most appropriate  $A_t$  and  $A_c$ .

### Allowable Tensile Stress in Prestressed Members for Maintaining a Stipulated Safety Factor

Standard design specifications and codes usually stipulate a safety factor (S.F.) as the ratio of yield-point stress  $F_y$  of the structural steel in use to the allowable tensile stress  $F_T$  in conventional structural steel members.

In prestressed design, the ratio defining factor of safety must be construed as the ratio of range of yield point stress in tension plus allowable precompressive stress to the range of allowable tensile stress plus allowable precompressive stress. Thus, to maintain the same safety factor in the prestressed version, the chosen allowable tensile stress  $F_t$  must be such that

$$F_t + F_a \text{ (or } F_e') = \frac{F_y + F_a \text{ (or } F_e')}{\text{S.F.}} \quad (1)$$

In the case of ASTM A 36 steel,  $F_y = 36,000$  psi,  $F_a = F_T = 22,000$  psi,  $\text{S.F.} = \frac{36}{22} = 1.64$ , Eq. (1) gives an allowable  $F_t = 13,440$  psi.

### Simultaneous Solution of Cable and Member Areas

Now, let the initial prestressing force  $P$  be gradually applied through the cable to put the cross-section  $A_r$  of the tension member of the basic structure under precompression, and the cable be tensioned only to a working value  $f_c$  less than  $F_c$ .

Having completed prestressing, when the external load  $F$  is applied to the assembly, it will be shared by both the structural steel member of  $A_r$  and the cable of  $A_c$  under their natural elastic adjustment and collaboration such that

$$F_c A_c + F_t A_r = F. \quad (2)$$

The same equation may be obtained in a different way by recognizing that the cable has been tensioned to the initial prestressing force  $P$  plus the increment  $\Delta P$  due to the application of  $F$ , and that the precompressed structural steel tension member has expended its precompression and become tensioned to the difference between  $F$  and  $(P + \Delta P)$ ; thus

$$\begin{bmatrix} F_c A_c \\ F_t A_r \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P \\ -P \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta P \\ F - \Delta P \end{bmatrix}. \quad (3)$$

It is seen that the addition of both Eqs. (3) will give Eq. (2) identically.

To formulate a second independent equation relating  $A_c$  with  $A_r$ , resort is made to equating the initial tensioning force exerted by the cable with the precompression in the structural steel tension member, which yields

$$f_c A_c = P = F_a A_r. \quad (4)$$

Just what  $f_c$  should be, it has to be ascertained from the overall identical strain relation in the cable and in the prestressed structural steel member resulting from the application of the external load  $F$ , during which the range of stress in the cable is  $(F_c - f_c)$  and in the prestressed structural steel member  $(F_a + F_t)$ ; thus

$$\frac{F_c - f_c}{E_c} = \frac{F_a + F_t}{E}, \quad (5)$$

where  $E_c$  and  $E$  are respectively the modulus of elasticity of the cable and of the structural steel. Calling the modular ratio

$$n = \frac{E}{E_c}, \quad (6)$$

Eq. (5) becomes 
$$f_c = F_c - \frac{F_a + F_t}{n}, \quad (7)$$

Substituting  $f_c$  as expressed by Eq. (7) into Eq. (4), it will form with Eq. (2) a set of two simultaneous linear equations in  $A_c$  and  $A_r$ ; thus

$$\begin{bmatrix} F_c & F_t \\ F_c - \frac{F_a + F_t}{n} & -F_a \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_c \\ A_r \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F \\ 0 \end{bmatrix} \quad (8)$$

whose solution by Cramer's rule or matrix inversion yields:

$$\begin{bmatrix} A_c \\ A_r \end{bmatrix} = K \begin{bmatrix} F_a \\ F_c - \frac{F_a + F_t}{n} \end{bmatrix}, \quad (9)$$

where

$$K = \frac{n F}{(F_a + F_t)(n F_c - F_t)}. \quad (10)$$

In cases where the critical buckling Euler stress  $F_e$  is lower than  $F_a$  multiplied by the safety factor, a reduced  $F_e'$  should be used instead of  $F_a$  in Eqs. (9) and (10), such that

$$F_e' = \frac{F_e}{\text{S.F.}}. \quad (11)$$

When  $E = 30(10)^6$  psi,  $E_c = 28(10)^6$  psi,  $n = \frac{30}{28} = 1.071$ ,  $F_a = 22,000$  psi,  $F_t = 13,440$  psi,  $F_c = 140,000$  psi, Eq. (10) gives

$$K = \frac{F}{4517(10)^6} \text{ in in.}^4/\text{lb.} \quad (12)$$

and Eq. (9) yields

$$\begin{bmatrix} A_c \\ A_r \end{bmatrix} = \frac{F}{(10)^6} \begin{bmatrix} 4.87 \\ 23.67 \end{bmatrix} \text{ in in.}^2 \quad (13)$$

### Determination of Initial and Incremental Prestresses

Initial and incremental prestresses may now be determined respectively by transposing the first of Eqs. (3) and by equating the identical incremental strains in the cable and in the structural steel member; thus writing this second relation first,

$$\begin{bmatrix} \Delta P \\ \frac{\Delta P}{A_c E_c} \\ P \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{F - \Delta P}{A_r E} \\ F_c A_c - \Delta P \end{bmatrix} \quad (14)$$

whence the solution of the first equation first will immediately give that of the second, resulting in

$$\begin{bmatrix} \Delta P \\ P \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{F}{1 + n \left( \frac{A_r}{A_c} \right)} \\ F_c A_c - \Delta P \end{bmatrix}. \quad (15)$$

If it is desired to compute  $P$  and  $\Delta P$  before  $A_c$  and  $A_r$  are known, Eq. (15) may be expressed in terms of allowable stresses by substituting the values of  $A_c$  and  $A_r$  given by Eqs. (9), resulting in

$$\begin{bmatrix} \Delta P \\ P \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{F F_a}{n F_c - F_t} \\ K F_a F_c - \Delta P \end{bmatrix}. \quad (16)$$

For the case of  $n = 1.071$ ,  $K = \frac{F}{4517(10)^6}$ ,  $F_a = 22,000$  psi,  $F_c = 140,000$  psi,  $F_t = 13,440$  psi, Eq. (16) becomes

$$\begin{bmatrix} \Delta P \\ P \end{bmatrix} = F \begin{bmatrix} 0.1612 \\ 0.6819 \end{bmatrix} \quad (17)$$

in the same units as  $F$ .

### Section Areas of Other Members

If other web members and chord compression members be prestressed directly, their  $A_r$  may be determined analogously. If they are only prestressed indirectly, their  $A_r$  may always be found from equilibrium conditions and allowable unit stresses, taking due consideration of indirect prestresses and each member's deformation compatibility with joint displacements.



### Control of Elongation and Deflection

The elongation ratio  $R_{\Delta}$  of the precompressed tension member to its un-compressed counterpart must remain within reasonably allowable limits so that the deflection of the prestressed structure will not become excessive or otherwise objectionable for the particular service function intended.

Using Eq. (5),  $R_{\Delta}$  may be expressed as

$$R_{\Delta} = \frac{F_a + F_t}{F_T} = \frac{(F_c - f_c) E}{F_T E_c}. \quad (18)$$

In the case of  $F_a = F_T = 22,000$  psi, Eq. (18) reduces to

$$R_{\Delta} = 1 + \frac{F_t}{22,000} \quad (19)$$

giving  $R_{\Delta} = 1.61$  for  $F_t = 13,440$  psi which provides the same safety factor as in conventional design.

In a given case, the deflection of the structure should be computed unless it is known that similar elongations in similar prestressed structures do not cause excessive or objectionable deflections. Should the deflection show excessively large for a particular service function, the prestressed design would have to be revised using a lower  $F_t$ .

### Comparative Economics

The justification and extent of applying prestress to a given framed structure depends on an ultimate analysis of comparative economics of the prestressed version versus a conventional design for the same function with the same safety factor. This comparison may be readily made by translating section areas or unit stresses into weight and cost ratios.

Let  $R_w$  and  $R_c$  represent respectively the weight ratio and the cost ratio of the entire prestressed design to its entire conventional counterpart, and

$$r_c = \frac{c_c}{c} \quad (20)$$

where  $c_c$  and  $c$  denote respectively the estimated cost in place of unit weight of high-strength wires and structural steel. If  $L$  be the length of any member, and there be  $m$  members directly prestressed among all the  $(m+n)$  members of the entire structure, then in case where the lengths of cables are the same as the directly prestressed members,

$$\begin{bmatrix} R_w \\ R_c \end{bmatrix} = \frac{1}{\sum_1^{m+n} A L} \begin{bmatrix} \sum_1^m (A_c + A_r) L + \sum_1^n A_r L \\ \sum_1^m (r_c A_c + A_r) L + \sum_1^n A_r L \end{bmatrix} \quad (21)$$



or in the case where the lengths of cables are different from those of the directly prestressed members,

$$\begin{bmatrix} R_w \\ R_c \end{bmatrix} = \frac{1}{\sum_1^{m+n} A L} \begin{bmatrix} \sum A_c L + \sum_1^m A_r L + \sum_1^n A_r L \\ r_c \sum A_c L + \sum_1^m A_r L + \sum_1^n A_r L \end{bmatrix}. \quad (22)$$

For a singled out comparison of unit length of the precompressed tension member with the uncompressed conventional tension member, let  $R_{w_1}$  and  $R_{c_1}$  be respectively the weight ratio and the cost ratio, then in terms of allowable unit stresses, modular ratio, and unit cost ratio  $r_c$ , Eq. (9) may be transformed to the following form:

$$\begin{bmatrix} R_{w_1} \\ R_{c_1} \end{bmatrix} = \frac{F_T}{(F_a + F_t)(n F_c - F_t)} \begin{bmatrix} n(F_c + F_a) - (F_t + F_a) \\ n(F_c + r_c F_a) - (F_t + F_a) \end{bmatrix}. \quad (23)$$

In the case of  $n = 1.071$ ,  $F_a = F_T = 22,000$  psi,  $F_c = 140,000$  psi,  $r_c = 3$ , Eqs. (23) become

$$\begin{bmatrix} R_{w_1} \\ R_{c_1} \end{bmatrix} = \frac{22,000}{(22,000 + F_t)(149,900 - F_t)} \begin{bmatrix} 151,500 - F_t \\ 198,600 - F_t \end{bmatrix}. \quad (24)$$

If we take  $n = E : E_c = 1$ , Eqs. (24) reduce to the simpler form:

$$\begin{bmatrix} R_{w_1} \\ R_{c_1} \end{bmatrix} = \frac{22,000}{22,000 + F_t} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 + \frac{44,000}{140,000 - F_t} \end{bmatrix}. \quad (25)$$

For the same safety factor as in conventional steel design, that is,  $F_t = 13,440$  psi, Eqs. (25) vs. Eqs. (24) give

$$\begin{bmatrix} R_{w_1} \\ R_{c_1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.62 \\ 0.84 \end{bmatrix} \text{ vs. } \begin{bmatrix} 0.63 - \\ 0.84 \end{bmatrix}$$

showing that the simplified form is sufficiently accurate for practical purposes. The decimal results may be directly read as a saving of 38 per cent in weight and a saving of 16 per cent in cost for the prestressed tension member alone versus its counterpart in the conventional design. The total saving for the entire structure, however, would be less on account of less saving in the indirectly prestressed members taken into consideration by Eqs. (21) and (22).

By putting the left-hand side of the second of Eqs. (24) equal to "one", and solving for  $F_t$ , we find that the condition of equal cost in prestressed tension members alone as in conventional design is reached when  $F_t$  in the prestressed structural steel tension member is reduced to 7,530 psi.

Unit-length cost ratios  $R_{c_1}$  and savings in per cent by the second of Eqs. (24), safety factors by Eq. (1), and  $R_{c_1}$  by an alternate formula, are computed for different values of  $F_t$  as shown in Table 1 on the basis of using ASTM A 36 structural steel and high-strength wire cables having 140,000 psi allowable.

Table 1. Unit-Length Cost Ratio, Percentage Saving, and Safety Factor

$F_t$ psi	Unit-length Cost Ratio $R_{c_1}$	Saving in %	Safety Factor S. F.	$R_{c_1}$ by Alternate Formula
15,000	0.81-	19	1.57	0.80-
13,440	0.84	16	1.64*)	0.84
12,000	0.87	13	1.71	0.87
11,000	0.90	10	1.76	0.90
10,000	0.93-	7	1.81	0.92+
9,000	0.95	5	1.87	0.95
7,530	1.00	0	1.96	1.00

\*) At  $F_t = 13,440$  psi, the same safety factor is maintained in prestressed as in unprestressed design.

From an examination of Table 1, the following observations are justified:

1. The allowable tensile stress  $F_t$  in the precompressed tension member for maintaining the same safety factor  $36/22 = 1.64$  for ASTM A 36 structural steel is  $13,440/22,000 = 0.61$  or 61 per cent lower than the 22,000 psi allowable in AISC Design Specifications.

2. Any increase in  $F_t$ , though accompanied by an increase in cost saving, is not recommended on the basis of producing a prestressed steel structure of not less safety factor versus its unprestressed conventional counterpart.

3. Any decrease in  $F_t$ , while accompanied by a decrease in cost saving, is enhanced by faster increases in the safety factor.

4. At  $R_{c_1} = 1.00$ , and  $F_t = 7,530$  psi, the saving in cost by applying prestress reduces to zero, but the safety factor increases by  $1.96/1.64 = 1.20$ , or by 20 per cent, giving justification for prestressing in providing more potential resistance in the structure, when saving in cost is not the sole primary consideration.

5. In practice, the overall cost saving in the entire structure would be somewhat less than shown in Table 1 due to reduced cost saving in the indirectly prestressed members as taken into consideration in Eqs. (21) and (22).

6. As a practical economic minimum, where deflection considerations require a lower  $F_t$ , the latter should not go below 9,000 psi at which the 5 per cent cost saving in directly prestressed members would be almost averaged down to "nihil" by the indirectly prestressed members and the additional factor of safety gained would not warrant the trouble of prestressing unless an increase of factor of safety alone be the primary consideration.

### An Alternative for Computing Unit-length Cost Ratios

Two kinds of dimensionless numbers appear in Table 1, the unit-length cost ratios  $R_{c_1}$  and the safety factors S.F. The closeness of S.F. to twice  $R_{c_1}$

naturally suggests that an alternative way for computing the latter presents itself. The closest agreement could be obtained by using a more realistic value of  $F_y$  for A 36 steel in Eq. (1) for computing S. F., recognizing that the 36,000-psi yield point is not a statistic value but rather the minimum specified by specifications, or the minimum guaranteed by steel producers. As the lower yield point for A 36 steel is generally even higher than 38,000 psi, it is conservative to use  $F_y = 37,000$  psi for estimating cost ratios and savings. The last column in Table 1 was computed as half of S. F. by Eq. (1), using this alternate value of  $F_y$ , checking almost exactly with the second column computed by the second of Eqs. (24).

To adapt the safety factor relation of Eq. (1) as an alternative way for computing unit-length cost ratio, we need simply rewrite Eq. (1) in the form of

$$R_{C_1} = \frac{1}{2} \frac{F_y + 1,000 + F_a \text{ (or } f'_e)}{F_l + F_a \text{ (or } F'_e)}. \quad (26)$$

This alternate formula for  $R_{C_1}$  is convincingly accurate as already shown in the almost identical agreement for the whole range of values in columns 2 and 5 of Table 1. It bears out one of the author's corollaries<sup>2)</sup> of Buckingham's Pi Theorem. That corollary states: "Any dimensionless quantity may be expressed as a function of any other dimensionless quantity."

### Summary

This paper enunciates criteria for prestress control in framed structures; determines allowable tensile stress in prestressed members for maintaining the same safety factor as in classical steel designs; formulates simultaneous solution of cable and member sections; evaluates initial and incremental prestresses; outlines the calculation of section areas of indirectly prestressed members; gives criterion for control of elongation and deflection; discusses comparative economics with concluding observations; and finally provides an alternative for computing unit-length cost ratio.

### Résumé

L'auteur rappelle les principes du calcul des charpentes métalliques précontraintes; il détermine les contraintes admissibles dans les charpentes précontraintes conduisant à un coefficient de sécurité égal à celui des charpentes non précontraintes. Il propose des règles pour le dimensionnement des câbles

<sup>2)</sup> LI, SHU-T' IEN: "Synthesizing Hydraulic Formulae by Dimensional Matrix Analysis." Trans., Chinese Association for the Advancement of Science (CAAS), Vol. 3, No. 1, November 1962, pp. 10—15.

et des éléments et détermine la précontrainte initiale et l'augmentation des efforts. Il montre comment calculer la section des éléments précontraints indirectement et définit un critère pour le contrôle des déformations. Le point de vue économique est finalement abordé et il est proposé une méthode pour le calcul du coût des éléments précontraints rapporté à l'unité de longueur.

### **Zusammenfassung**

Die Arbeit behandelt die Grundlagen der Berechnung von vorgespannten Stahlkonstruktionen. Es wird die zulässige Spannung in vorgespannten Konstruktionselementen unter Beibehaltung des für nicht vorgespannte Konstruktionen gültigen Sicherheitsfaktors ermittelt und Regeln für die Bemessung der Stahlseile und Konstruktionselemente bei anfänglicher und zusätzlicher Vorspannung gegeben. Die Berechnung der erforderlichen Querschnittsflächen von indirekt vorgespannten Elementen wird dargestellt und ein Kriterium für die Ermittlung der Formänderungen gegeben. Die Arbeit schließt mit Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen und zeigt einen Weg zur Berechnung der Kosten des vorgespannten Konstruktionselementes bezogen auf die Längeneinheit.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide