

# Poster session I: Innovative bridge structures

Objektyp: **Group**

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

Band (Jahr): **13 (1988)**

PDF erstellt am: **11.09.2024**

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.



## **POSTER SESSION 1**

### **Innovative Bridge Structures**

### **Structures innovatrices de ponts**

### **Neuartige Brücken**

Coordinators: A. Sarja, Finland  
P. Hassinen, Finland



**A New Cross-Sectional Form of Plate Girder**

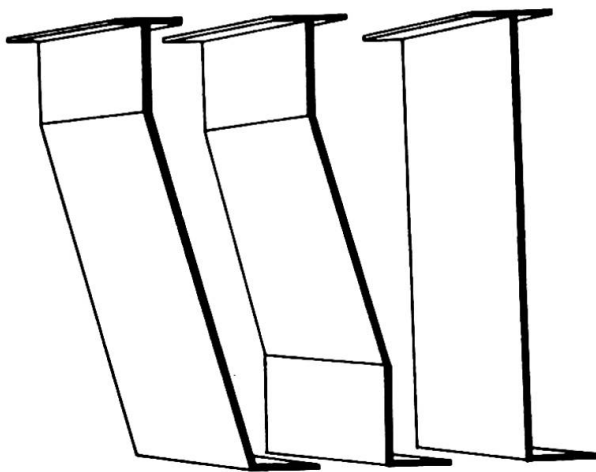
Nouveau profil de poutre à âme pleine

Ein neuer Querschnitt für Blechträger

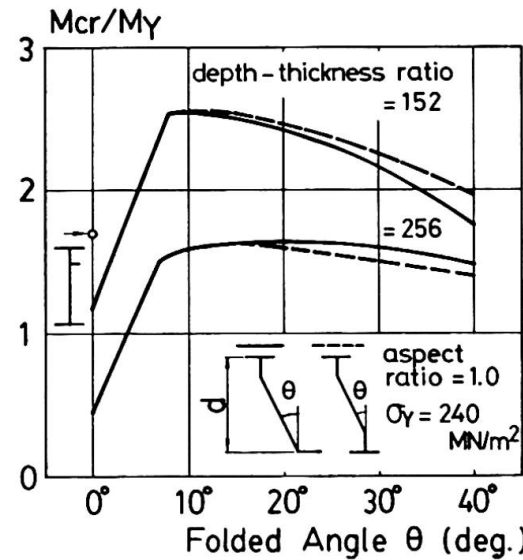
**Shigeru KURANISHI**

Prof. Dr.  
Tohoku University  
Sendai, Japan

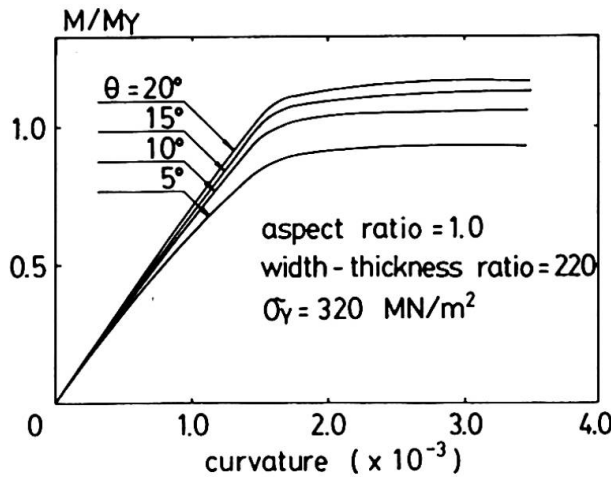
The Proposed New Configuration of Cross-Sectional Form of Plate Girder(Fig.1) have enough buckling strength(Fig.2) and post-buckling strength(Fig.3).



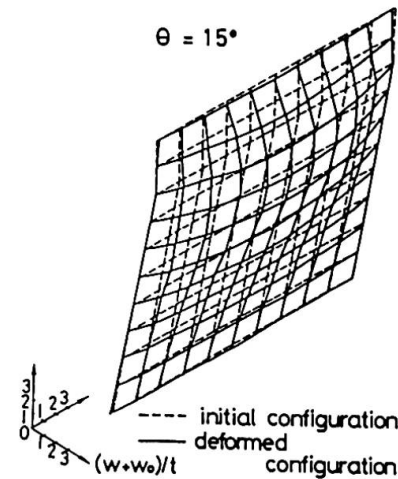
**Fig.1** Proposed Configuration of Cross Section.



**Fig.2** Relationship between Elastic Bending Buckling Strength and Folded Angle.



**Fig.3** Bending Moment-Curvature Curves.



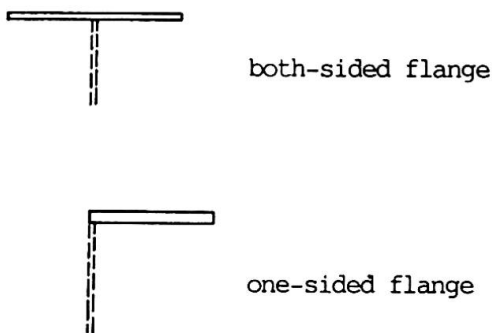
**Fig.4** Deformed configuration.

The so-called folded plate or hipped plate are widely used in the lightweight structures, being taken advantage of its high bending strength and rigidity as a whole in spite of its simple form. This structural feature of folded plates is also effective in the application to the web of plate girders. The high bending rigidity as a whole which comes from the mutual constraining action of the plate connected at a certain angle is sufficient to keep the distance between the flanges and bestows the high buckling strength on the web. In this case, buckling under the bending moment occurs locally in the flat plates between the adjacent folded lines. It is shown through the numerical and experimental analysis that this type of buckling can be realized folding them at such a small angle as 10-15 degree. Consequently, the folded web plates behave like a plate with the longitudinal stiffener connected on the folded line and their buckling strength is even compatible to that of the usual stiffened plate. As an example, the relationship between the buckling strength in bending and the folded angle is shown in Fig.2.

The ultimate strength analysis taken into account of the effect of the finite displacements, yielding and initial imperfections shows that the folded web plates have a sufficient post buckling strength and the resistance capacity against the initial imperfections in shear and bending. Fig.5 and 6 show the post buckling behavior in bending for an example.

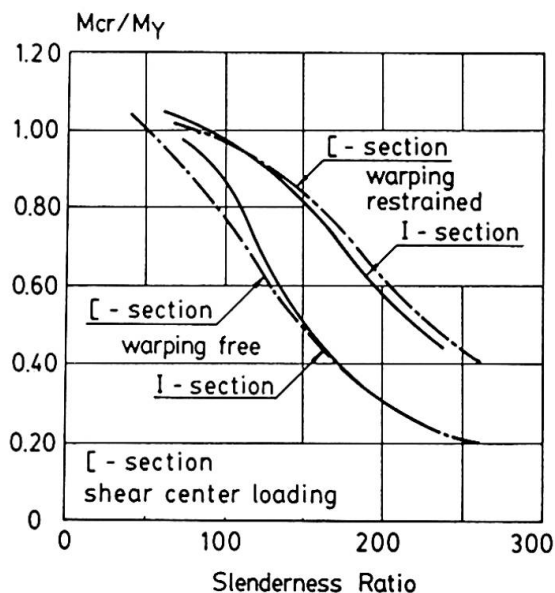
One-sided flanges have a higher rigidity than usual both-sided flanges which have the same cross-sectional area and the same width-thickness ratio as one-sided ones. This higher rigidity gets over the structural handicap resulted from the asymmetry of cross sections and gives the sufficient bending strength to the plate girders. Especially, the objection due to the asymmetry will be released when main plate girders with one-sided flanges are placed face to face in a pair and form a symmetrical cross section as a whole or used in a structural system, namely in constrained conditions. The strength is demonstrated in Fig.6 by the ultimate strength analysis of a beam with channel cross sections.

Adding those mechanical features of the plate girders using the folded web plate or one-sided flange, these are expected to improve the appearance of rather monotonic and poor-looking plate girders and make them more beautiful.



one-sided flange has higher torsional and flexural rigidity than both-sided flange of the same cross-sectional area and width-thickness ratio.

**Fig.5** Both-sided Flange and One-sided Flange.



**Fig.6** Comparison of The Bending Strength of [ - & I - Section Girders.



## Steel Multispan Rigid Frame Structures with Fastened Knees

Cadres métalliques rigides avec des attaches particulières

Mehrfeldrige Stahlrahmenbrücke mit spezieller Lagerung

### Yoshiaki NAKAYAMA

Tech. Adviser Dr. Eng.  
Topy Industries Ltd.  
Tokyo, Japan

### Takao YAMAZAKI

Senior Engineer  
Topy Industries Ltd.  
Tokyo, Japan

### Kenji DOBASHI

Design Engineer  
Topy Industries Ltd.  
Tokyo, Japan

In the guideway beams for high speed transportation systems and the beams of highway viaducts, of which the beam depth is severely limited, at times there are the cases that the severe restriction of deflection is demanded within the range of the given beam depth.

One of the methods of solving the problems in such cases is to make beam systems into so called rigid frames (Rahmen) by rigidly connecting main beams with substructures, in particular with columns.

These beam systems are advantageous when the beams comprise a number of continuous spans. However, the thermal stress due to temperature change becomes high. Therefore, usually every three or four spans are made independent and discontinuous, and this method is good for reducing thermal stress, but its economical efficiency is to be somewhat impaired.

The structural system which is newly proposed now is to prevent these rigid frames being connected in a large number from causing large thermal stress.

As shown in Figure 1, in a multispan rigid frame, beams and columns are separated, and like an ordinary continuous beams, only one support of the beams is fixed, and the rigid connection with one column is made there. At the other supports, the beams are made so as to be able to slide over columns. Then, by fastening a beam and a column with a pair of long tie-bolts (tendons), the bending moment of the beam is to be transmitted to the column.

That is, as shown in Figure 2, this proposed rigid frames are supported vertically with two supports A and B on the top of each column, at the same time, in the vicinity of respective supports, they are fastened with the tie-bolts used in vertical direction (prestress), so as to be able to resist tensile force. Accordingly when a beam deflects due to a vertical load applied to it, by the couple composed of the tensile force of the bolts and the compressive force on the supports arising due to the deflection, a moment occurs and reduces the deflection. This is to show the behavior close to that of the knee of a so-called fixed Rahmen just like rigidly connected beam and column.

However, unlike a theoretically perfectly rigid knee, the structures of various elastic fixing are to be obtained according to the tightening force of the tie-bolts (amount of prestress), the length and diameter of the bolts and so on.

Thereupon, it was decided to give a new concept "knee rigidity factor" to this rigidity of knees, and the characteristics of a multispan rigid frame having these knees is discussed.

Of course, respective supports are made easy to slide using lubricant (for example, Teflon), and the tie-bolts are made so as to be able to incline due

to the movement of beams, at the same time, the sliding of their heads is made easy, beforehand.

In order to experimentally confirm this mechanism, the model experiment was carried out, and the experimental setup is shown in Figure 3.

The points of this experiment are the state of sliding of beams at knees and the tightening force of tie-bolts. Concerning the tightening force, it was attempted to obtain the functionally optimum values to use those as the design data by changing the tightening force, the length and cross-sectional area of the bolts, and the position of tie-bolts as the parameters.

The typical examples of the experimental results are shown in Figures 4 and 5. Figure 4 shows the comparison of the bending moment and deflection curve of a beam with the theoretical values in the case of the length of bolts  $750\text{m}^{-3}$ , small tightening force, load  $2\text{ kN}$ , and the spring constant of PTFE plates  $k = 0.245\text{m}^{-3}/\text{kN}$ . In the figure, also the cases of the length of bolts being  $450\text{m}^{-3}$  and  $320\text{m}^{-3}$  are shown. Besides, Figure 5 shows the deflection curve of a beam when the spring constant of PTFE plates was changed in the same case.

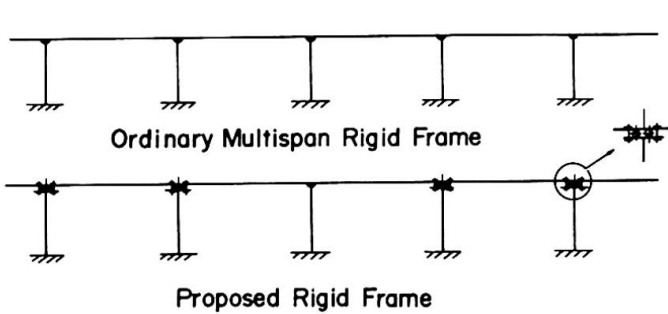


Fig. 1 Multispan Rigid Frame

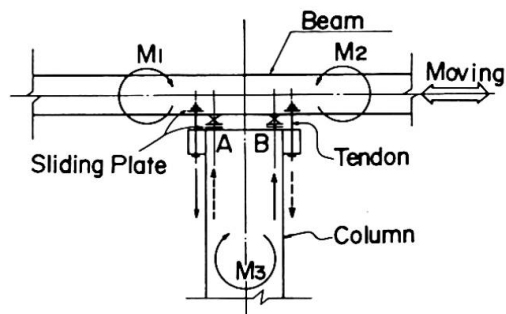


Fig. 2 Mechanism of Fastened Knee

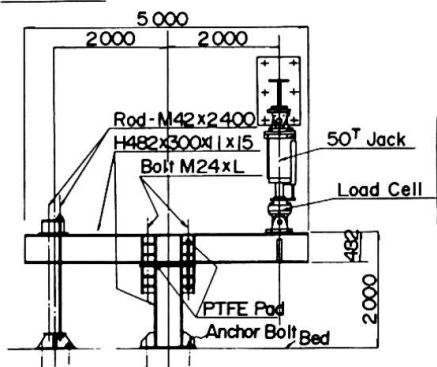


Fig. 3 Model Test Device

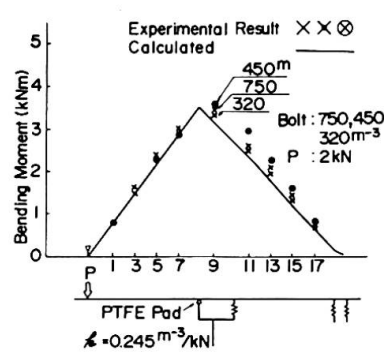


Fig. 4 Comparison of Theoretical and Experimental Results of Bending Moment Curves

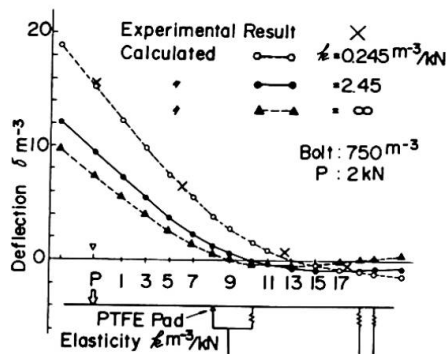


Fig. 5 Comparison of Theoretical and Experimental Results of Deflection Curves



## Timber Pole-Concrete Composite Bridge Deck, Nkenyauna River, Zambia

Tablier de pont en béton et bois sur la rivière Nkenyauna, Zambie

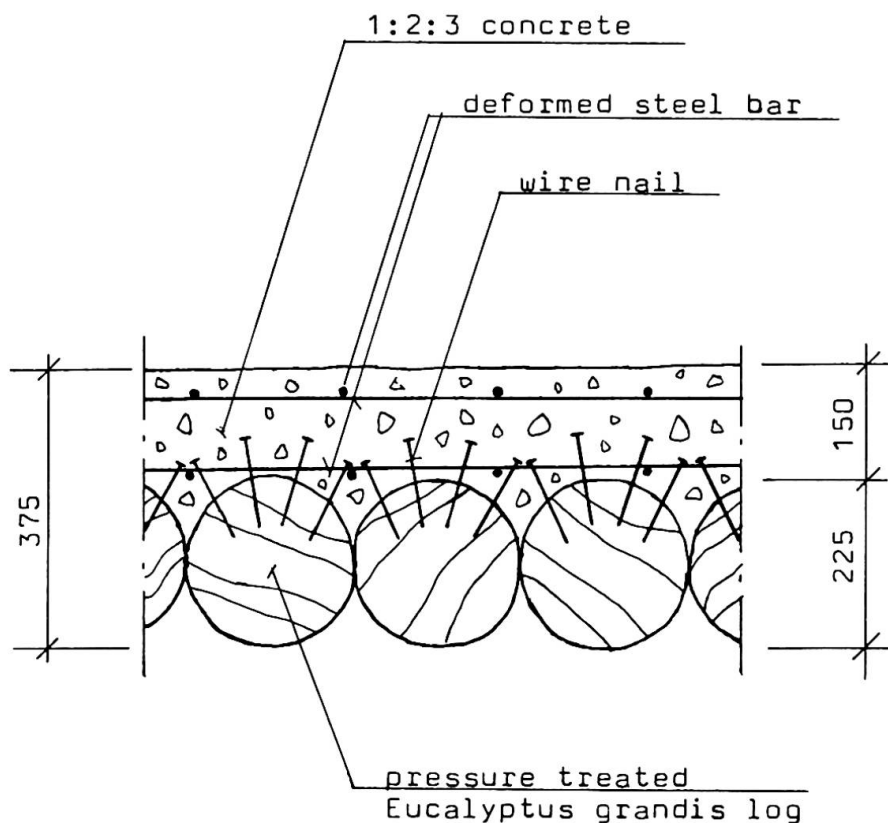
Holz-Beton-Verbundbrücke über den Nkenyaunafluss, Zambia

**Mauri LAAKKONEN**

City Engineer  
City of Hanko  
Hanko, Finland

### SUMMARY

This poster abstract describes a pilot project, in which a timber pole-concrete composite bridge deck was designed and constructed over Nkenyauna river in Kasempa, Zambia. Design span and load for the bridge were 6.0 m and 90 kN wheel (increased by 25% for impact) respectively, and the total deck depth was 375 mm (span/16). Main advantage of the used technique is claimed to appear at the national economic level in Zambia.



Theoretical cross section at midspan

## 1. INTRODUCTION

Sponsored by the Finnish International Development Agency (FINNIDA) the Timber Engineering Section of the Zambian Forest Department has studied, among other things, the feasibility of timber-concrete composite structures in Zambian context. At the time of the study, early 1986, significant savings in cost compared to steel reinforcing were only possible by using poles instead of sawn timber in composite slabs. Strength tests suggested that general design principles of timber-concrete composite structures are applicable also when round timber poles are used. Safety factor in tests ranged from 3.2 to 5.9, and the true deflection under design load was less than the calculated one in all test beams I1I.

## 2. BRIDGE DECK

A pilot project in conjunction with the Zambian Roads Department was implemented in Kasempa, whereby a timber pole-concrete bridge deck was designed and constructed over Nkenyauna river in September-October 1986. Design span and load for the bridge were 6.0 m and 90 kN wheel (increased by 25% for impact) respectively, poles used were out of locally plantation grown, exotic Eucalyptus grandis, (pressure) treated with CCA-salt, and concrete mixture was 1:2:3 (cement:sand:stones). Round wire nails, nailed half way into timber, projecting head sides of nails being finally embedded in the concrete, were used as shear developers. Midspan diameter for the poles was 225 mm, with 150 mm concrete deck on top, bringing the total deck depth to 375 mm (span/16). Light reinforcement of deformed steel bars was used in the concrete to achieve transverse continuity, and to control compression stress and shrinkage cracks.

## 3. CONCLUSIONS

The material cost of timber pole-concrete bridge deck was calculated to be about 10% less than for steel reinforced concrete deck, but about 30% less when overlong poles are used (to achieve the required midspan diameter), and the salvage value of the removed top end was taken into account. However, the main advantage of this technique appears at the national economic level in Zambia, since the foreign exchange component (of the material cost) of timber pole-concrete composite bridge deck was only about 1/10th of the forex-component in the equivalent steel reinforced one I1I.

It is anticipated that harder and stronger species of timber, that cannot be economically sawn into planks due to excessive wear and tear of sawblades, can be utilized in this type of construction.

Aspects that need attention when considering the use of the technique are stem form of timber species (only relatively straight poles can be used), sugar content of timber (hampers setting of concrete) and protection against decay (weather, fungi, insects).

## REFERENCES

1. LAAKKONEN M.O., Timber pole-concrete composite structure - an option for multi-storey low-cost houses. Proceedings of the seminar: Housing for the greatest number (UNESCO, C.E.B.T.P.), Kinshasa, Zaire, 30.11. - 3.12.1987.





## Behavior of Joint between Steel Girder and Concrete Girder

Comportement des joints entre des poutres en acier et des poutres en béton

Verhalten von Fugen zwischen Stahl- und Betonträgern

**Jiro TAJIMA**

Dr., Professor  
Saitama University  
Urawa, Saitama, Japan

**Atsuhiko MACHIDA**

Dr., Professor  
Saitama University  
Urawa, Saitama, Japan

### 1. PURPOSE AND OUTLINE OF THE INVESTIGATION

The investigation was carried out to make clear the effect of details on the behavior of joints between steel girder and reinforced or prestressed concrete girder, which are applicable to a cable-stayed or a continuous girder bridge of a long span, and to present the means to aid the design of such joints. To fulfill the purpose, the experiments and the analysis were carried out. The specimens used in the experiments were the ones which were modeling the compression zone or the tension zone of the joints. The method of the analysis was the one based on FEM.

### 2. RESULTS AND DISCUSSION

#### 2.1 Stress transfer at the compression zone

In the compression zone, the flange of the concrete girder is splitted at a relatively low loading stage due to concentrated compressive line force transferred from the steel girder, and this phenomenon governs the ultimate strength of the joint if any measures are not taken to distribute the concentrated line force. If steel stiffeners are arranged at the end portion of the steel girder and concrete is placed in this portion (see Fig.1), the concentrated force is distributed to some area partly through the friction between the flange or stiffeners and concrete and partly through the stud shear connectors, which are arranged on the flange and the stiffeners, as well as directly through the stiffeners, and the degree of the distribution governs the behavior of the joint. It is very effective in distributing the force to extend the concreted portion as long as possible and to introduce the prestress longitudinally. This can be referred to the increase of friction. It was proved

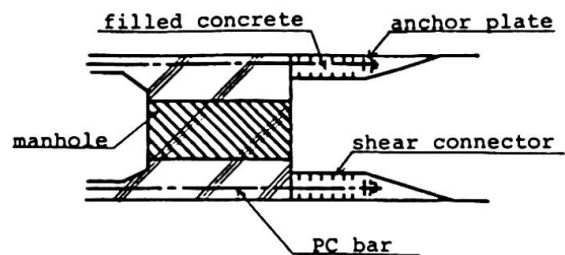


Fig.1 Details of joint in Iguchibashi Bridge, Honshu-Shikoku Bridge Authority

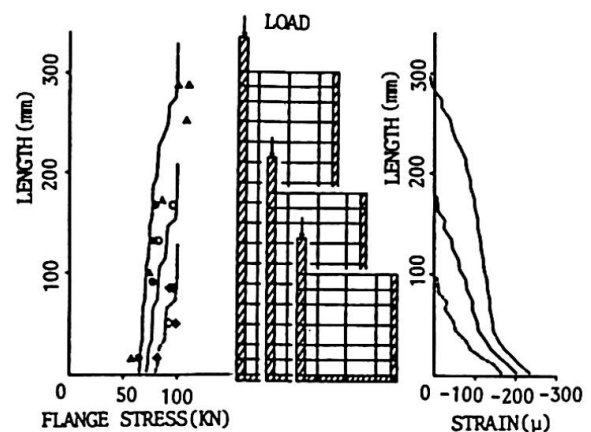


Fig.2 Results of tests and analysis on joint at the compression zone

that all of these phenomena can be followed successively by the FEM analysis if the contribution of the friction and the behavior of shear connectors are taken into account properly ( see Fig.2).

2.2 Stress transfer at the tension zone

In the tension zone, the tensile force carried by the reinforcing or prestressing bars can be transferred to the steel girder easily through the friction if concrete is placed at the end portion of the steel girder and the tensile bars are anchored to the concrete. The stresses and the deformation characteristics can also be analyzed by FEM (see Fig.3).

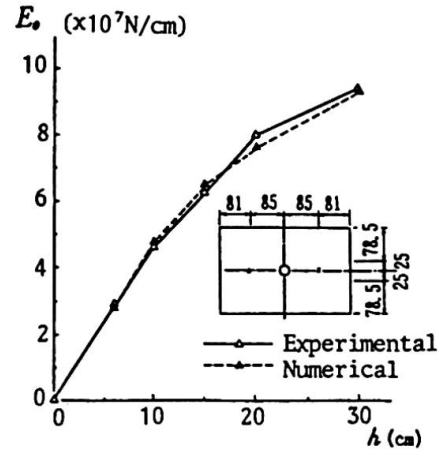
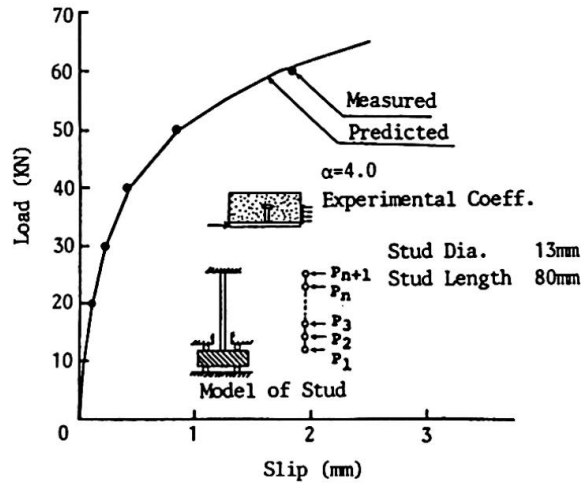


Fig.3 Results of tests and analysis on joint at the tension zone

2.3 Roll of shear connectors

The roll of shear connectors to transfer the stresses is very important if the joint is so designed that the friction is little caused, and they should be arranged properly considering their shear transferring capacity and deformation characteristics. However, the importance is greatly reduced when the joint is designed so that the large friction is caused because the contribution of the friction is very large. In such a joint, the roll of shear connectors is just to prevent peeling-off of the concrete from the steel girder due to unexpected loads.



2.4 Behavior of stud shear connector

Fig.4 Load vs. slip relation of stud joint

Shear transferring capacity and deformation characteristics of stud shear connector, which is considered to be used commonly in joints, can be analyzed successfully as shown in Fig.4, if a shear connector is modeled as shown in Fig.4 and assuming that each nodal point is supported to concrete through spring, of which characteristics is determined based on Winklers' model and bearing strength of concrete proposed by N. Howkins. The bearing strength must be modified to take into account three dimensional loading condition at the surface of shear connector. It was proved that the coefficient to modify the strength changes keeping linear relationship with the ratio of diameter to the height of shear connectors (see Fig.5).

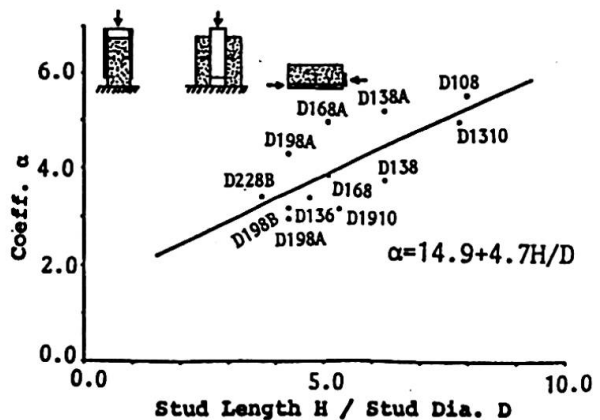


Fig.5 Relation between coefficient  $\alpha$  and  $H/D$



## Vorspannung mit Faserverbundstäben bei hoher Salzbelastung

Prestressing with Composite Fibre Rods to Combat Heavy Salt Attack

Précontrainte à l'aide de barres composites renforcées par des fibres sous l'influence de sels

### Hans-Joachim MIESELER

Dipl.-Ing.  
Strabag Bau-AG  
Köln, FR Germany

### Lothar PREIS

Dr.rer.nat.  
Bayer AG  
Leverkusen, FR Germany

Das von der Arbeitsgemeinschaft HLV-Elemente, bestehend aus den Firmen Strabag Bau-AG, Köln und Bayer AG, Leverkusen, entwickelte Vorspannsystem auf der Basis von Glasfaserverbundwerkstoffen als korrosionsbeständige Alternative zum herkömmlichen Spannstahl hat nach der weltweit erstmaligen Anwendung bei einer Brücke für Schwerlastverkehr, der Brücke Ulenbergstraße in Düsseldorf, eine weitere Anwendung gefunden.

Diese Glasfaserverbundstäbe (HLV-Stäbe) haben eine Kurzzeitzugfestigkeit von 1670 N/mm<sup>2</sup> (Gebrauchsspannung ca. 800 N/mm<sup>2</sup>) und werden von der Bayer AG unter dem Markennamen R Polystal produziert. Von der Strabag Bau-AG wurden unter Mitwirkung namhafter Universitätsinstitute anwendungsspezifische Verankerungssysteme entwickelt. Die wesentlichen Unterschiede solcher HLV-Spannglieder im Vergleich zu Spannstahl sind:

- Der E-Modul der HLV-Spannglieder hat nur 1/4 der Größe des E-Moduls der Stahlspannglieder (51.000 N/mm<sup>2</sup>).
- Die HLV-Spannglieder zeigen einen nahezu linearen Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung bei fehlendem Fließvermögen.
- HLV-Stäbe haben eine gute Korrosionsbeständigkeit gegen relevante Medien, insbesondere Chloride.
- Die Dauerstandfestigkeit ist kleiner als die Kurzzeitzugfestigkeit (70 %).
- HLV-Stäbe haben ein geringes Gewicht (2,0 g/cm<sup>3</sup>).



Bild 1: Salzlösegrube nach dem Abstemmen der Abdeckplatten

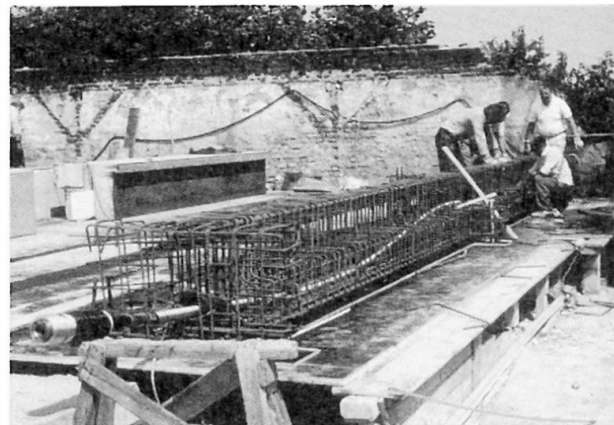


Bild 2: Neuer Fertigteilelbalken, Bewehrungskorb mit HLV-Spannglied

Im Bayerwerk in Dormagen waren die 1960 hergestellten Abdeckplatten aus Stahlbeton über den Gruben zur Lagerung und Lösung von Kochsalz durch die hochkorrosive Umgebung von chloridhaltigen Dämpfen zerstört worden und mußten ersetzt werden. Die Stahlbewehrung dieser Plattenbalken war vollständig weggerostet (Bild 1).

Die Abdeckung dieser Salzlösegruben wurde als Fertigteillösung von der Arbeitsgemeinschaft HLV-Elemente unter Einbeziehung einer Spannbewehrung durch Glasfaserspannglieder neu konzipiert. Die Balken ( $b/d = 60/70$ ), als Durchlaufträger über zwei Felder mit Spannweiten von zweimal 5,70 m, wurden bemessen für eine Belastung durch einen SLW 60 (Brückenklasse 60) und erhielten als Vorspannbewehrung ein 19-stäbiges Spannglied aus Polystal - Stäben Durchmesser 7,5 mm mit einer Gebrauchslast von insgesamt 660 KN (Bild 2). Es handelte sich hierbei um beschränkte Vorspannung mit nachträglichem Verbund. Der Verbund wurde durch einen hierfür speziell entwickelten Verpreßmörtel auf Kunstharzbasis hergestellt.

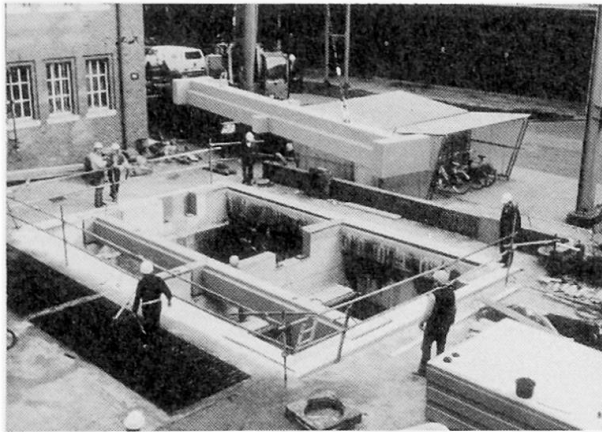


Bild 3: Fertigteilebalken beim Einbau in die sanierte Grube

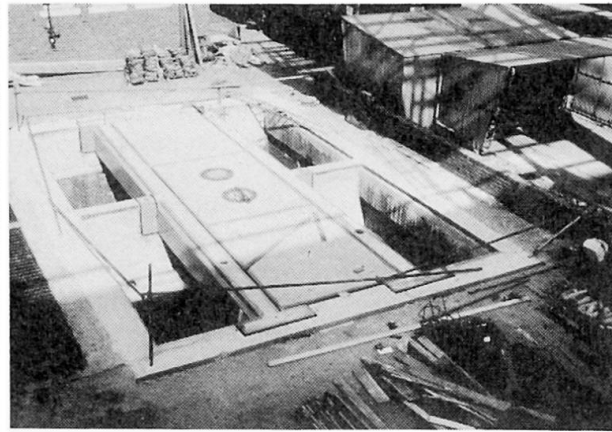


Bild 4: Fertig sanierte Grube ohne Gitterroste

Durch den Einsatz dieser korrosionsbeständigen Spannbewehrung wird die Lebensdauer solcher hochbeanspruchter Bauteile deutlich gesteigert und dadurch trotz der z.Z. noch größeren Investition wesentlich wirtschaftlicher (Bild 3 und 4).



## Aussergewöhnliche Bedingungen bei der Seoul Olympic Grand Bridge

Extraordinary Conditions at the Seoul Olympic Grand Bridge

Conditions exceptionnelles du pont Seoul Olympic Grand Bridge

**René S. RHIE**

Dipl.Ing.  
Youone Constr.Co., Ltd.  
Seoul, Korea

**Helmut WENZEL**

Dr. Ing.  
VCE-Vienna Consulting Engineers  
Vienna, Austria

Anlässlich der Olympischen Spiele in Seoul 1988 wird eine neue Straßenverbindung von Downtown Seoul zum Olympischen Park geschaffen. Zur Querung des Han-Flusses ist ein Brückenbauwerk mit insgesamt 56.000 m<sup>2</sup> Brückenfläche vorgesehen. Die Hauptbrücke in Flußmitte wurde Thema eines Ingenieurwettbewerbes im Jahre 1985. Die Aufgabe war es, ein außergewöhnliches Bauwerk für einen großen Anlaß zu schaffen.

Der bestplatzierte Entwurf sieht eine 300 m lange Schrägseilbrücke vor. Die Breite ist 30 m und die Seilverankerung ist in der Mittelebene vorgesehen. Das 3,0 m hohe Betontragwerk ist in Längs- und Querrichtung vorgespannt und wird im Freivorbau hergestellt. Die Abstände der Seilverankerung im Tragwerk betragen 10 m. Es werden jeweils 2 Seile vorgesehen, um einen leichteren Austausch von Einzelseilen zu ermöglichen.

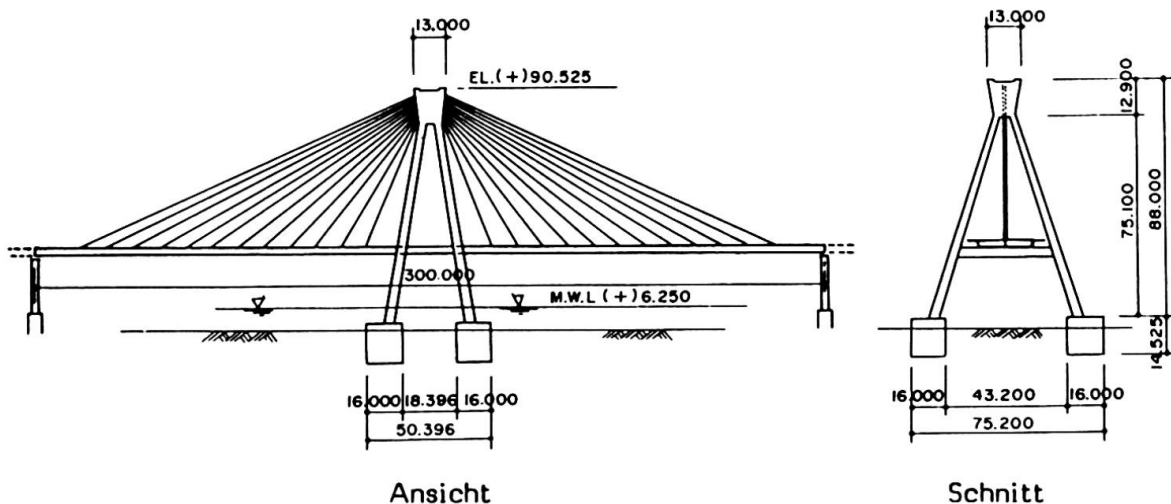


Bild 1 Olympic Grand Bridge (Cable stayed part)

Außergewöhnliche Bedingungen herrschen insofern, als der Bauablauf alle Klimaänderungen ungestört durchlaufen muß. Das Klima in Korea ist durch regenreiche, von Taifunen heimgesuchte, Sommermonate Juli und August, sowie durch extrem kalte Wintermonate Januar und Februar gekennzeichnet.

Die Herausforderung besteht darin, daß auf Grund der Termsituation das Einstellen der Baustelle, wie dies im Regelfall geschieht, nicht möglich ist, und Wege gefunden werden müssen, um mit den Bedingungen fertig zu werden. In den Berechnungen wurden daher die extremst zu erwartenden Bedingungen simuliert. Hohe Windgeschwindigkeiten schaffen Probleme mit dem weit auskragenden, nur in der Mitte aufgehängten Tragwerk. Schon beim Entwurf des Freivorbaugerätes wurde Bedacht genommen, den exzentrischen Windangriff

zu minimieren. Andererseits ist im Winter mit wochenlangen Kälteperioden von  $-15^{\circ}\text{C}$  zu rechnen. Abgesehen von den dadurch zu erwartenden Schnittkräften mußte besonders auf die Verformungen Bedacht genommen werden. Zum Zeitpunkt der Berechnungen war nicht exakt vorherzusehen, wann diese außergewöhnlichen Belastungen auf das Tragwerk wirken werden. Es mußte daher ein Weg gefunden werden, um während des Bauens die Arbeitsanweisungen so zu korrigieren, daß die aktuellen Geschehnisse berücksichtigt werden können. Es wurde ein Model, sowie ein Meßprogramm erarbeitet, mit dem ein rasches Reagieren ermöglicht wird.

Nach allen wichtigen Bauphasen wird eine Vermessung der relevanten Tragwerksknoten durchgeführt. Die Ergebnisse werden auf ein geometrisches Model übertragen, das die Konsequenzen eventueller Abweichungen vom Sollwert auswirft. Diese Ergebnisse werden auf das statische Model übertragen und damit Korrekturmöglichkeiten aufgezeigt. Die so neu entstandenen Systeme werden durchgerechnet und auf Sicherheitsrisiken überprüft.

Durch die Weichheit des Systems entstehen ohnehin Verformungen bis zu 40 cm im Betonierzustand. Im Starkwindfall, wo bis zu 3 kN Staudruck pro  $\text{m}^2$  auftreten, ist es besonders wichtig, daß die notwendigen Maßnahmen sehr rasch gesetzt werden. Es lohnt sich daher auch über die Kommunikation nachzudenken und das Baumanagement an die Anforderungen anzupassen.

Der 4-beinige Pylon, der mit einer Kletterschalung hergestellt wird, die in einer resultierenden Schräge von  $75^{\circ}$  arbeiten muß, wird in nur 5 Monaten Bauzeit hergestellt. Dies bedingt Maßnahmen, um das kontinuierliche Klettern zu sichern. In zwei Ebenen wurden Hilfsaussteifungen eingeplant, die einerseits ein unterbrechungsfreies Klettern garantieren und andererseits der gewünschten Einflußnahme auf das statische System dienen. Die Steifen können durch hydraulische Pressen bewegt werden, womit eine erfolgte Verformung an der Kragstütze annulliert wird und gewollte Vorverformungen aufgebracht werden können.

Auch am Pylonenkopf mußten Änderungen vorgenommen werden. Es ist zwar möglich die Schräge mit insgesamt mehr als 20.000 Tonnen Zugkraft im Beton zu verankern, billiger und schneller ist es aber im Pylonenkopf eine Stahlverankerungskonstruktion vorzusehen. 8 Wochen Bauzeit werden ohne Mehrkosten und bei wesentlich leichter Bauausführung eingespart.

Die ständige Bauaufsicht durch den Planer soll garantieren, daß die Entwurfsideen auch exakt umgesetzt werden. Im Falle von Abweichungen wird das formatierte Protokoll per Telefax an das Home Office gesandt und die Daten verarbeitet. Rechtzeitig vor dem nächsten Bauschritt werden die neuen Anweisungen ebenfalls per Fax übermittelt.

Außergewöhnlich sind auch die Anforderungen an die Baudurchführung, die durch das Klima erwachsen. Im Sommer steigt der Wasserspiegel bis zu 12 m. Ein unterbrechungsfreier Bauablauf sollte trotzdem gewährleistet sein. Bauhilfsmaßnahmen spielen daher eine ganz wesentliche Rolle. Es wurde versucht, in enger Zusammenarbeit zwischen Planer und Bauausführung, eine optimale Lösung zu finden.

Entgegen dem Amtsentwurf, das Tragwerk auf konventioneller Rüstung herzustellen, konnte von Baufirma und Planer ein überzeugendes Freivorbaukonzept erarbeitet werden, das neben Kosteneinsparungen auch eine Minimierung der Klimarisiken bringt. Das Freivorbaugerät wurde, angepaßt an den Kabelinstallationsvorgang, ganz neu entworfen. Für die flexible Stabilisierung des Freivorbaues wurden die zuvor eingesetzten Rüsttürme für den Pylon verwendet.

Am Beispiel der OGB wird demonstriert, wie erfolgreich die Zusammenarbeit zwischen den großen Baufirmen des Fernen Ostens und Europäischen Consultants sein kann. Aus handwerklicher Fertigkeit, unterstützt durch gewachsenes "Know-How", entsteht ein zukunftsweisendes bauliches Wahrzeichen, das viele Jahre an die Olympischen Spiele in Seoul 1988 erinnern soll.



## Novel Parallel Wire/Strand Bundles for Cable-Stayed Structures

Nouveaux câbles à fils parallèles/-à torons pour des constructions haubanées

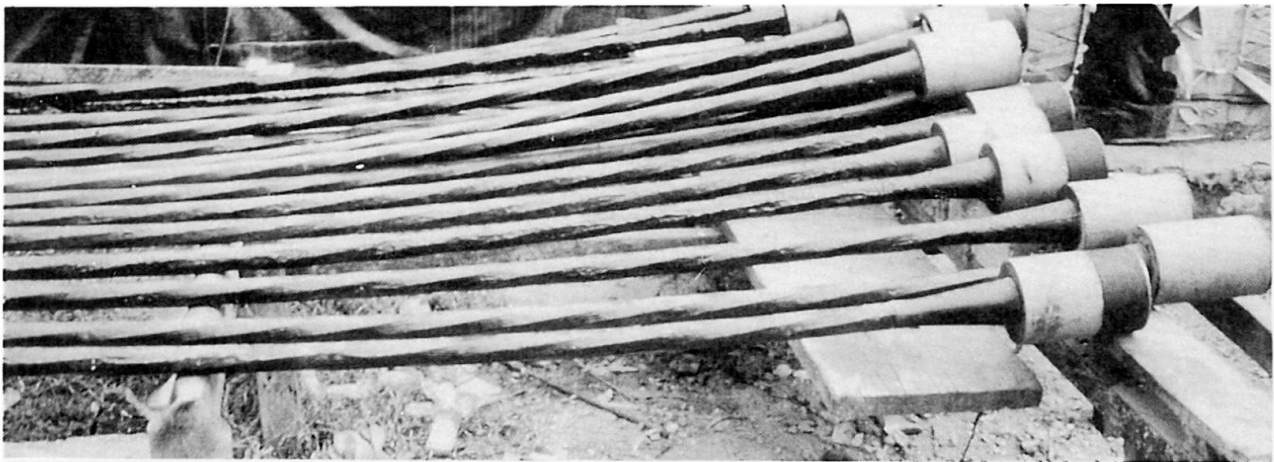
Neuartige Paralleldraht/-Litzen-Bündel für Seilkonstruktionen

### Jörg SCHLAICH

Prof.Dr.Ing.  
Schlaich und Partner  
Stuttgart, FR Germany

### Rudolf BERGERMANN

Dipl.Ing.  
Schlaich und Partner  
Stuttgart, FR Germany



**Fig. 1** Novel Parallel Wire Bundles with Long Lay Length Twist, Polyurethane Coating and Zinc Alloy Cast Socket

Bundles of parallel wires/strands, compared to spiral or locked coil ropes, offer following advantages:

- they are stiff in longitudinal direction; the elasticity modulus is very close to that of the individual steel wires, which is important because the cable stiffness dominates nearly reciprocal linearly the suspended structure bending moments.
- they have a low bending stiffness, which is as low as only the sum of its individual wires; this facilitates coiling them on reels for transport, storage and installation.
- there is no reduction in ultimate strength due to twisting.

The systems of parallel wire/strand bundles, available and in use today, still show the following disadvantages:

- for corrosion protection, they use a PE-pipe and grout; this increases the weight of the cables considerably and nevertheless presents a protection system which is not 100 % reliable due to insufficient ductility and consequent cracks in the grout and pipes.
- in order to get adequate fatigue strength, the wires are either anchored inside the socket by a sophisticated steelball-epoxy resin mix (HI-AM) or by wedges supported by an epoxy resin fill. Both schemes are very costly compared to a standard socket with a zinc alloy cast.

The new parallel wire bundle is twisted with a long lay length of about  $30 d$ , thus avoiding any loss of stiffness and strength for the bundle. Nevertheless this twist is sufficient to keep the wires, arranged in a hexagonal shape, in a compact configuration, also during transport and installation.

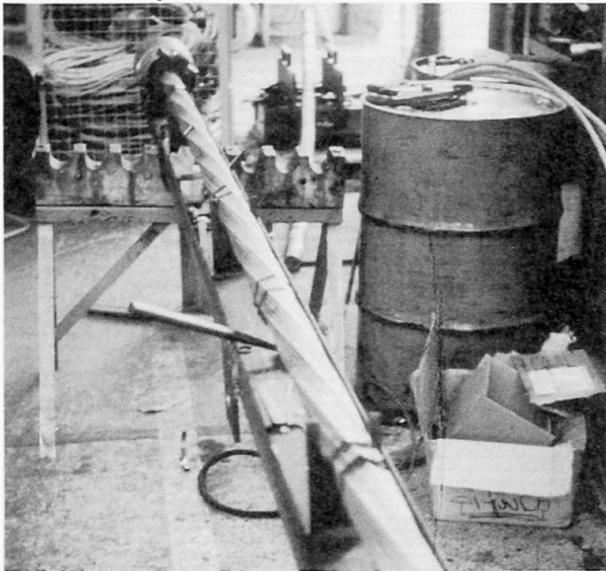


Fig. 2 Twisted Test Bundle with Long Lay Length

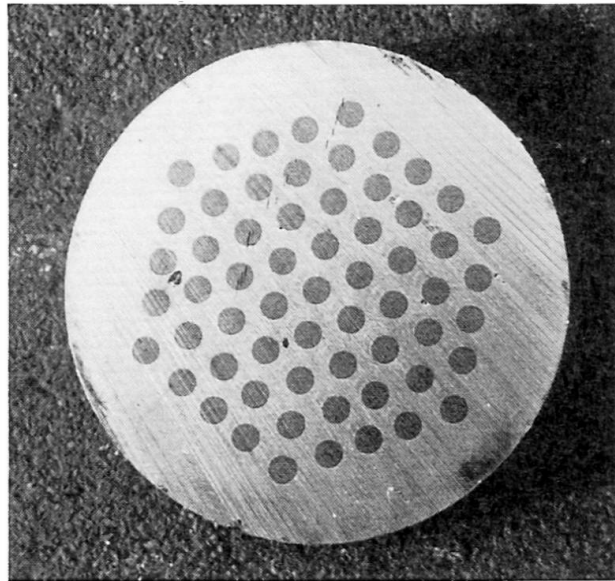


Fig. 3 Zinc Alloy Cast Cone; Section showing the uniform Wire Arrangement

Since the wires are fixed in their position relative to each other, they can be filled inside the bundle and be painted outside like the locked coil ropes. The material chosen is a two-component polyurethane, filled into all voids during assembly and applied as an outer coating of 1 to 2 mm thickness under controlled shop conditions. The material shows a strong bond to the wires of more than 2 N/mm<sup>2</sup>, is resistant against UV-radiation and abrasion, has a breaking strength of more than 6 N/mm<sup>2</sup> and, most important, guarantees an elongation of minimum 400 before breaking. All bundle deformations during shipping and installation are 'bridged' by the coating without damage. So a highly effective corrosion protection system is applied which is even double-fold, where preferably hot dip galvanized wires are taken. Further the cables including their protection remain light, important especially for deeply inclined cables.

The light twist of the wire bundle yields another advantage: at the end the wires spread out conically without any bending which results in a uniform distribution in the interior socket cone, where they are anchored by ordinary zinc-alloy cast, a very economical solution. The uniform adequate space between all wires guarantees a voidless cast down to the cone base. The sockets are so shaped that they produce a well distributed high radial compression on the wires, thus allow a short bond length which minimizes the wire fretting where they leave the anchorage and results in a more flexible support for the wires; the latter fact guarantees the test-proven high fatigue strength of this type of anchorage of more than  $\sigma = 200 \text{ N/mm}^2$  for 2 million load cycles.

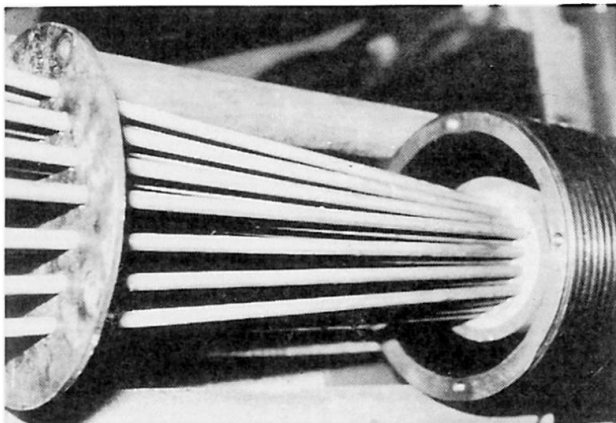


Fig. 4 Opened Bundle End before Casting



Fig. 5 Finished Sockets after Casting





## "Lumberjack's Candle", Rovaniemi, Finland

Pont haubané à Rovaniemi, Finlande

Schrägseilbrücke in Rovaniemi, Finnland

### Erkki ISOKSELA

Over Engineer  
Bridge Design Office, RWA  
Helsinki, Finland

### Juhani VÄHÄÄHO

Civil Engineer  
Bridge Design Office, RWA  
Helsinki, Finland

### Algot KETTUNEN

Managing Director  
Suunnittelukortet  
Oulu, Finland

### Esko JÄRVENPÄÄ

Techn. lic.  
Suunnittelukortet  
Oulu, Finland

## 1. THE STRUCTURE OF THE BRIDGE

The "Lumberjack's Candle" ("Jätkän kynttilä") is the result of an idea competition. The competition was arranged whose purpose was to find a bridge which would further the image of Rovaniemi town. The bridge is an asymmetric, single pylon, twin column, cable-stayed bridge. The cablepairs are in one plane along the centreline of the bridge.

The bridge is 323,5 m long and its effective width is 25,5 m. The spans are: 12 + 41 + 42 + 126 + 42 + 42 m. Traffic is carried in four lanes and on both sides there are pedestrian and cycle lanes. The pylon rises 47 m above deck level and from it the steel cables which support the 126 m central span fan out in eight pairs. The backstay cables form a six parallel cablepair bunch. The pylon column diameter is 2 x 2,3 m. The bridge is under construction and will be completed autumn 1989.

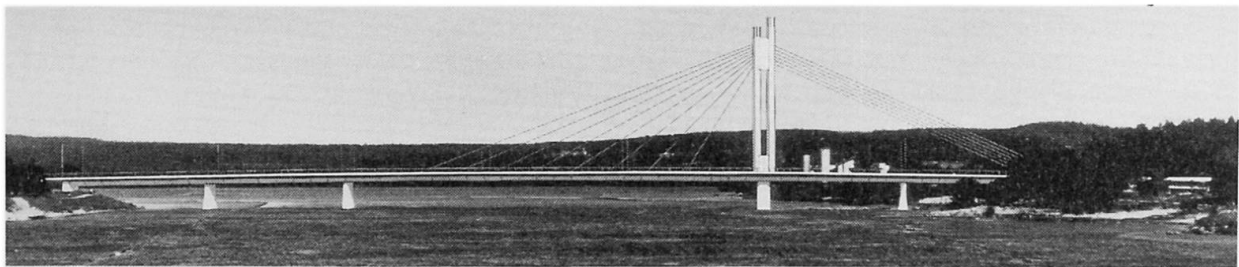


Fig. 1 Photo-montage of the bridge

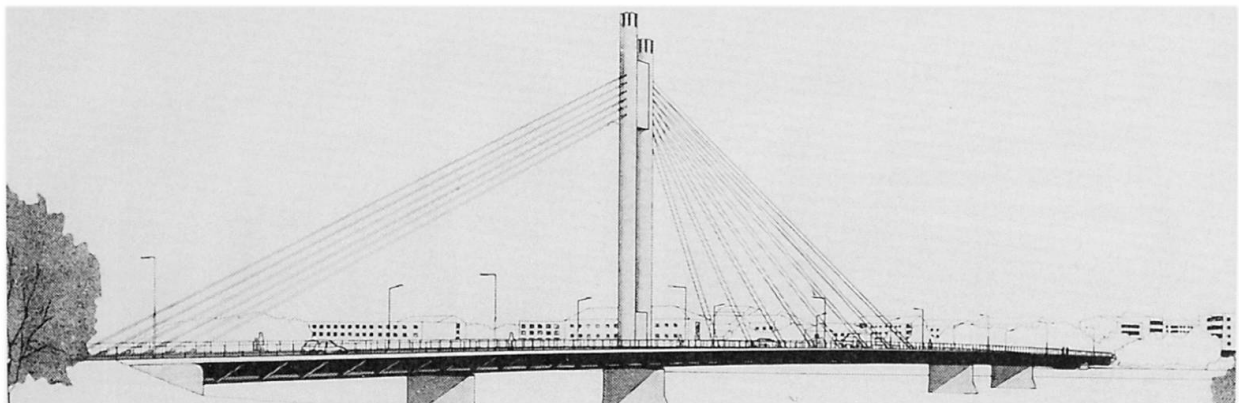


Fig. 2 Perspective view at the bridge

## 2. DECK STRUCTURE

The deck structure is of the box-beam type. The steel beams and concrete deck form a composite structure. The width of the steel structure is 8,8 m. The broad cantilevers of the deck slab are supported by struts outside the box.

The deck slab is cast onto the steel girders in 11,3 m wide sections and the composite structure develops as the casting proceeds.

The pylon goes through the deck. The backstay cables are anchored in the abutment on the rock bed. In the tender stage the use of concrete box girder constructed by launching was considered as an alternative. The price difference between the composite type was not significant.

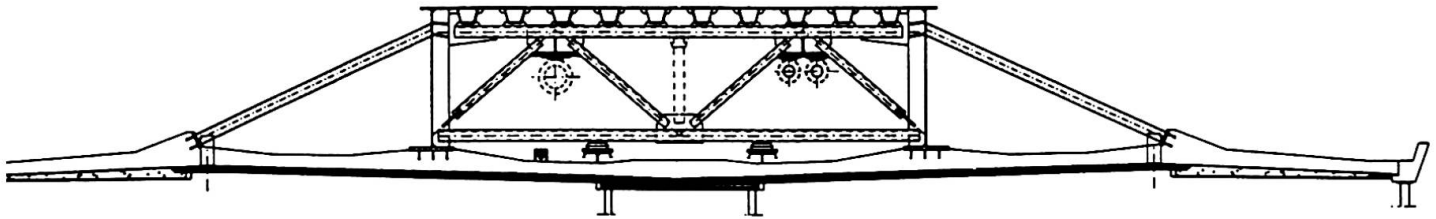


Fig. 3 Cross-sections of the superstructure

## 3. STAY CABLES

The stay cables are designed so that they can be easily adjusted and can also be changed.

The main span cable's active anchorage is in the head of the pylon and the back stay cable's in the abutment. In the head of the pylon there is a steel anchor chamber.

The strands of the cable are unbonded, individually coated. The strand bundles are contained in a PE-pipe which is then grouted. The exterior of the PE-pipe is covered with white tape and the cables are illuminated. The cables will be supplied by VSL.

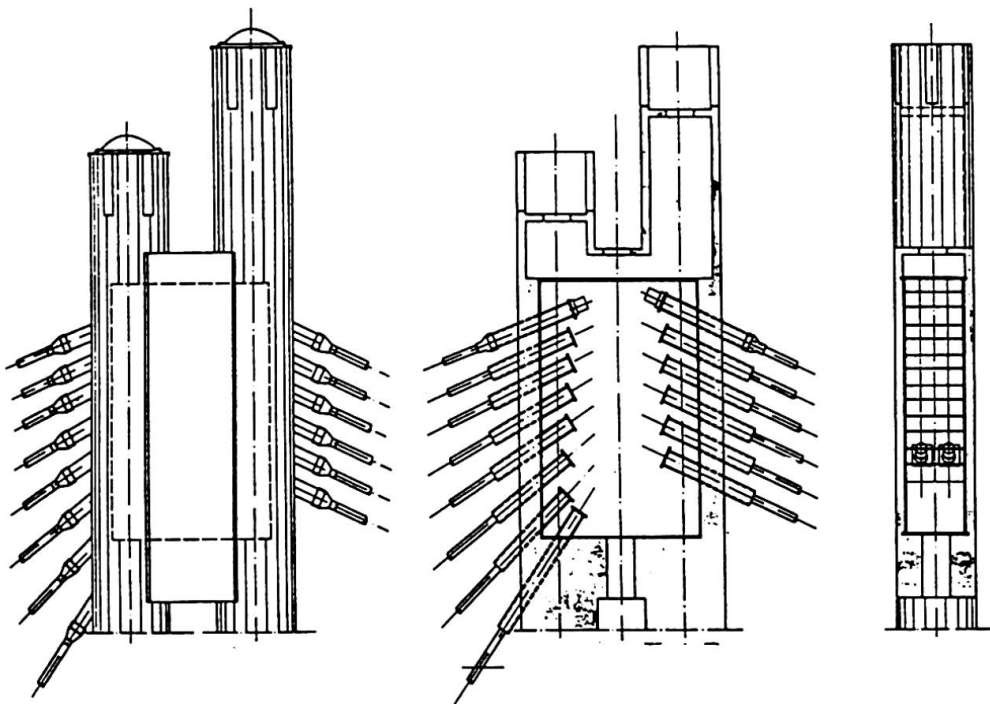


Fig. 4 The top of the pylon



## Pont de Ben-Ahin

Die Ben-Ahin Brücke

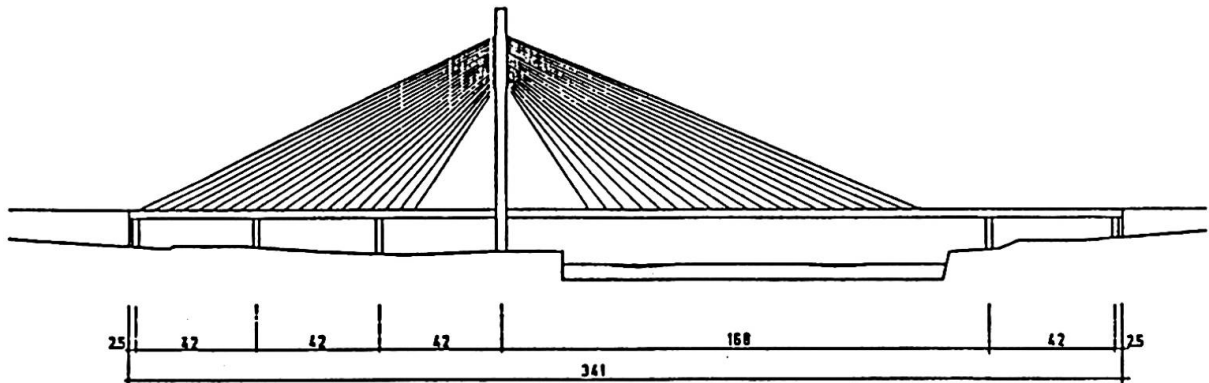
The Ben-Ahin Bridge

### Jean-Marie CREMER

Chef du département d'ouvrages d'art  
Bureau d'études Greisch  
Jupille, Belgique

L'ouvrage est un pont haubané avec un seul pylône implanté en rive gauche de la Meuse.

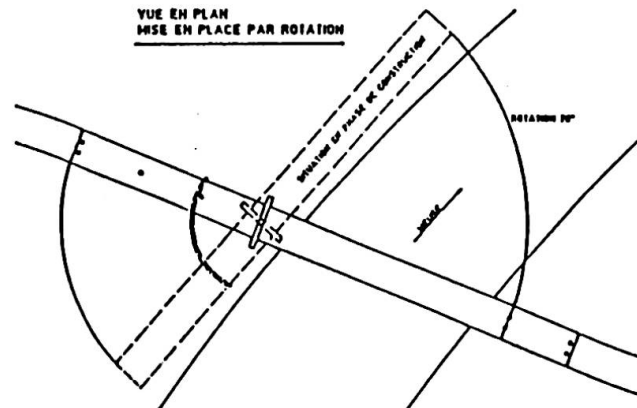
#### VUE EN ELEVATION



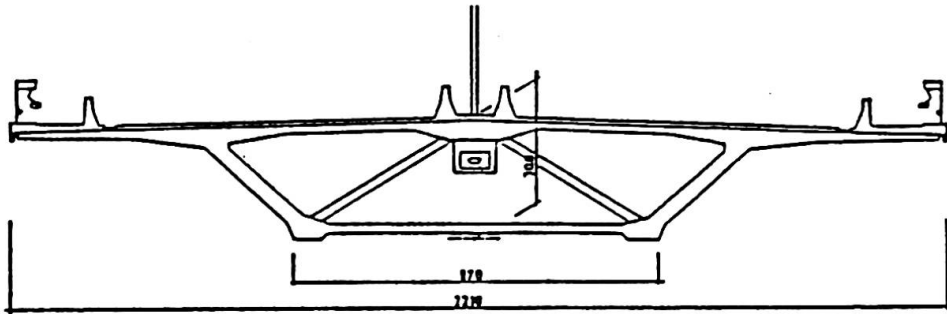
La portée principale au-dessus de la Meuse est de 168 m, la travée d'équilibre de 126 m avec deux appuis intermédiaires en rive gauche et, en rive droite une travée non suspendue de 42 m.

La travée suspendue et la travée d'équilibre ont été construites, de même que le pylône, en rive gauche, parallèlement à la Meuse dans un délai très court d'un an.

Après mise en tension des haubans, l'ensemble pylône-haubans-tablier a subi une rotation autour de l'axe du pylône de  $70^\circ$  et a été amené à son emplacement définitif.



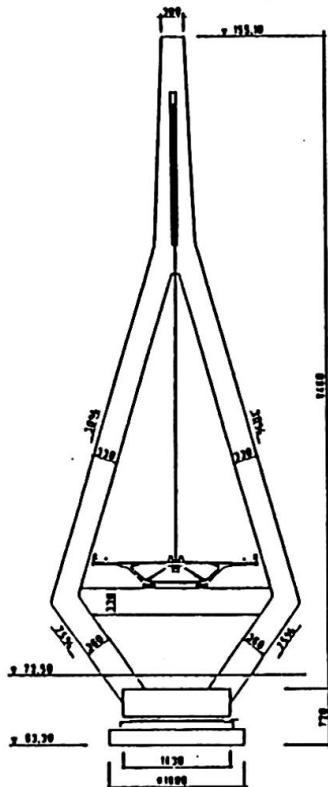
Le tablier du pont qui doit supporter 4 bandes de circulation et deux trottoirs est un caisson en béton précontraint de 22,30 m de large et 3 m de haut. Cette précontrainte principalement située dans la zone non suspendue du pont est extérieure et réglable grâce à l'injection des gaines en PEHD par de la cire pétrolière.



Il est prévu dans l'avenir de réaliser une rampe d'accès au pont au droit du pylône.

Cette contrainte a influencé la géométrie du haubanage et du pylône.

ELEVATION DU PYLÔNE



Le pylône est un portique en béton armé en forme d'Y renversé enjambant le tablier. Sous le tablier les deux jambes reliées par une traverse sont ramenées vers une fondation unique. la hauteur du pylône est de 83 m au-dessus du sol.

La fondation du pylône, élément essentiel pour la rotation est composée de 2 parties:

- une partie fixe de 4,5 m d'épaisseur moyenne surmontée d'une couronne qui sert de piste de glissement sur laquelle sont déposés des appuis en néoprène-teflon;
- une partie mobile en forme de croix: sur la branche principale viennent s'encastrent les 2 jambes du pylône; l'autre sert à reprendre 1 moment longitudinal éventuel de déséquilibre.

Les extrémités de la croix sont garnies d'inox pour faciliter le glissement.

La suspension est assurée par une seule nappe de haubans située dans l'axe de l'ouvrage. Ils sont ancrés d'une part en tête du pylône et d'autre part au tablier avec une entredistance de 5 m à l'arrière et 6 m à l'avant. Ils sont constitués de torons parallèles enfermés dans une gaine en PEHD qui sera injectée par de la cire pétrolière.

Il est à souligner que le mode de mise en place du pont la ROTATION constitue à notre connaissance une première mondiale. En effet, jamais un pont de poids aussi élevé (16000 to) ni de longueur aussi importante (296 m) n'a été mis en place par ce système.



## Pont de Wandre

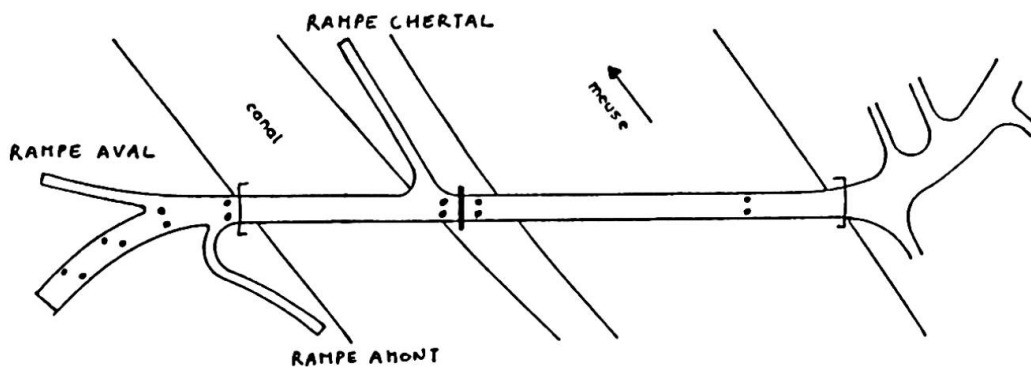
Die Wandre Brücke

The Wandre Bridge

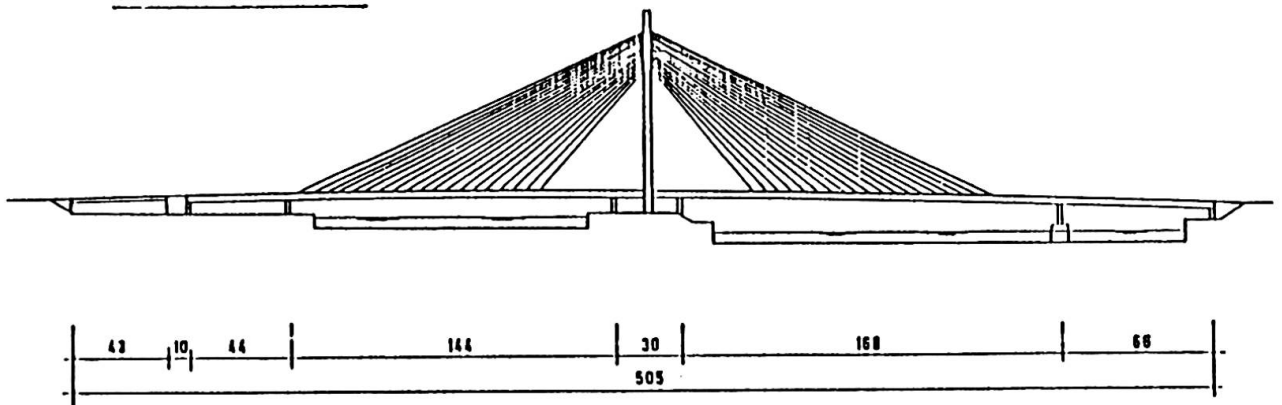
### Jean-Marie CREMER

Chef du département d'ouvrages d'art  
Bureau d'études Greisch  
Jupille, Belgique

L'ouvrage principal est un pont haubané avec un seul pylône de suspension implanté sur le môle qui sépare la Meuse et le canal Albert. Il est prolongé en rive gauche du canal par quatre travées d'approche et deux rampes d'accès. Il reçoit également une rampe d'accès sur le môle. La présence de cette rampe a conditionné en grande partie le choix du système de haubanage et la géométrie du pylône.

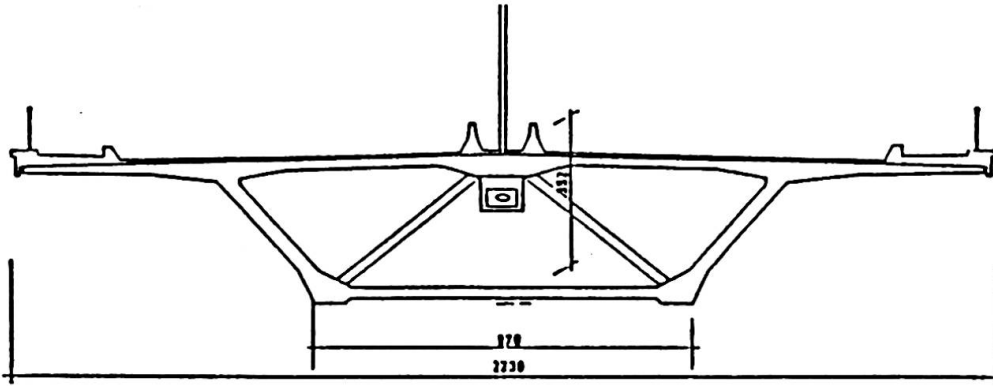


VUE EN ELEVATION



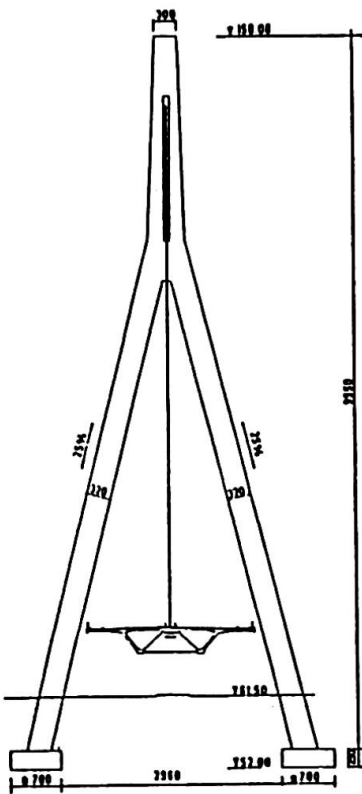
Les portées principales enjambant la Meuse et le canal Albert ont respectivement 168 m et 144 m de longueur. Les travées d'extrémité, non haubanées, ont 44 m et 66 m de longueur.

Le tablier du pont, qui doit supporter 4 bandes de circulation et deux trottoirs, est un caisson en béton précontraint de 22 m de largeur et 3,50 m de hauteur.



Une partie de la précontrainte est intérieure et a servi pour le poussage du pont. Elle est noyée dans les dalles inférieures et supérieures du caisson. Le complément de précontrainte est extérieure et réglable grâce à l'injection des gaines en PEHD par de la cire pétrolière. Cette précontrainte extérieure se situe surtout dans les parties non suspendues du pont.

ELEVATION DU PYLONE



Le pylône, est un portique en béton armé, en forme d'Y renversé, qui enjambe le tablier du pont et la voie ferrée desservant CHERTAL. Sa hauteur totale est de 90 m au dessus du sol.

La suspension des deux grandes travées est assurée par des haubans disposés suivant une nappe unique, située dans l'axe de l'ouvrage. Ils sont ancrés d'un côté en tête du pylône et de l'autre côté dans le tablier, avec une entredistance de 6 m. Cette disposition, tout en conférant une esthétique agréable, présente l'avantage de dégager complètement la vue des usagers qui aborderont l'ouvrage par ses rampes latérales.

Les haubans sont constitués de torons parallèles. Chaque toron est protégé par galvanisation puis enrobé en usine par une gaine individuelle en PEHD. L'espace gaine-toron est injecté à l'aide d'une résine en époxy-brai. L'ensemble des torons gainés est rassemblé dans une gaine en acier inoxydable.

Le pylône est bien sûr construit en place mais le tablier du pont, est confectionné en totalité en rive gauche du canal, et lancé, au-dessus de celui-ci et de la Meuse, par poussage sur des appuis provisoires.



### Le Pont de Lanaye

Die Lanaye Brücke

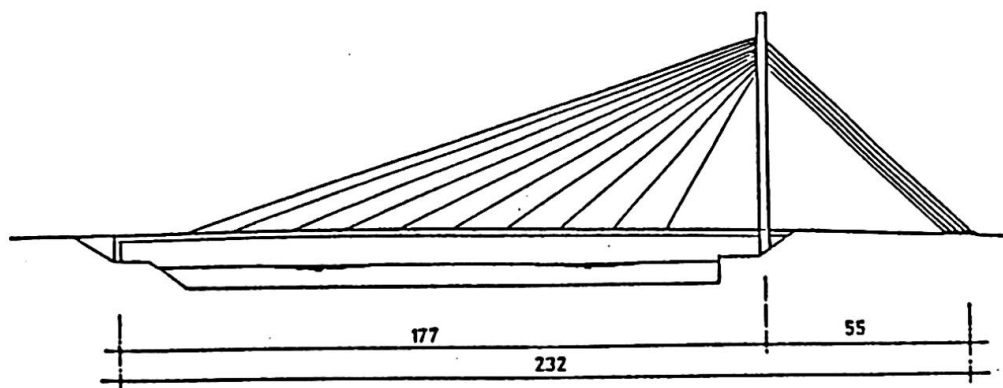
The Lanaye Bridge

#### Jean-Marie CREMER

Chef du département d'ouvrages d'art  
Bureau d'études Greisch  
Jupille, Belgique

Le pont de Lanaye de type haubané dissymétrique enjambe le canal Albert à 2 km de la frontière hollandaise.

Le canal, qui est mis au gabarit de 9000 to, a une largeur à cet endroit d'environ 160 m.



VUE EN ELEVATION

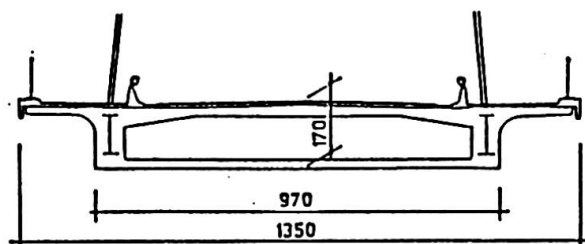
La travée classique d'équilibrage est remplacée par une culée contrepoids profondément ancrée dans le sol et destinée à reprendre la composante verticale des efforts dans les câbles de retenue, tandis que la composante horizontale est transmise par une dalle épaisse complètement enterrée.

La section droite de la grande travée consiste en un caisson rectangulaire très plat réalisé en béton léger avec deux encorbellements de la dalle de platelage.

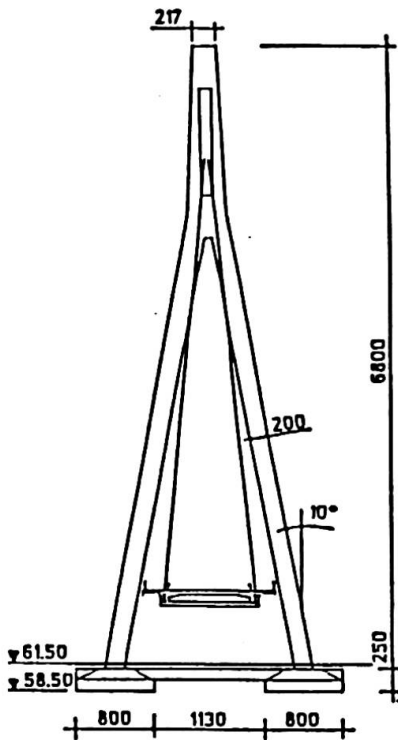
La largeur totale du pont est de 13,60 m.

La hauteur hors tout du caisson est de 1,60 m.

Sa largeur est de 9,70 m.



COUPE TRANSVERSALE



ELEVATION DU PYLONE

Un pylône unique de 68 m de hauteur, en rive droite, en forme d'Y renversé supporte la travée au-dessus du canal à l'aide de deux nappes de haubans en éventail et des câbles de retenue qui sont ancrés dans la culée contrepoids.

Du côté du pylône, ils sont ancrés dans une rainure ménagée dans la branche verticale de l'Y.

Les câbles utilisés pour ce pont sont du type à fils parallèles.

Les câbles de retenue, qui sont les plus gros, ont chacun une section de 125 cm<sup>2</sup> et reprennent un effort maximum d'environ 900 to. Les câbles de la nappe supportant la grande travée ont des sections de 40 et 75 cm<sup>2</sup> pour des efforts maximum de 288 et 540 to.

La construction de cette travée est une application du brevet RICHARD déjà appliqué au pont de HUY et qui porte le nom de: "Système de construction de pont par armature portante".

Le système de construction est basé sur le principe suivant:

- mettre en place une structure métallique légère avec des moyens d'exécution classiques;
- suspendre à cette poutre métallique des prédalles de grande dimension qui permettent le bétonnage de la structure à partir d'un plancher avec des coffrages classiques;
- exécuter des phases de bétonnage de telle sorte que la structure métallique reprenne des sollicitations aussi faibles que possible et qu'elle soit renforcée au fur et à mesure par la structure définitive en béton;
- faire collaborer la poutre métallique noyée dans le béton à la reprise des sollicitations en service.

Une caractéristique supplémentaire est que la dalle inférieure du caisson a été bétonnée sur coffrages fixes en rive droite du canal et suspendue par des patins de glissement à la poutre métallique puis tirée par pas de 15 m jusqu'à l'autre extrémité.

Cette technique, qui apporte de gros avantages d'exécution, demande par contre des études très élaborées, particulièrement dans le cas d'un pont haubané:

- étude de toutes les phases d'exécution en prenant en compte les variations très importantes du module d'élasticité apparent des haubans;
- vérification de la stabilité aérodynamique de structures particulières au cours des phases d'exécution.





## Système de pylônes V pour les ponts aquatiques

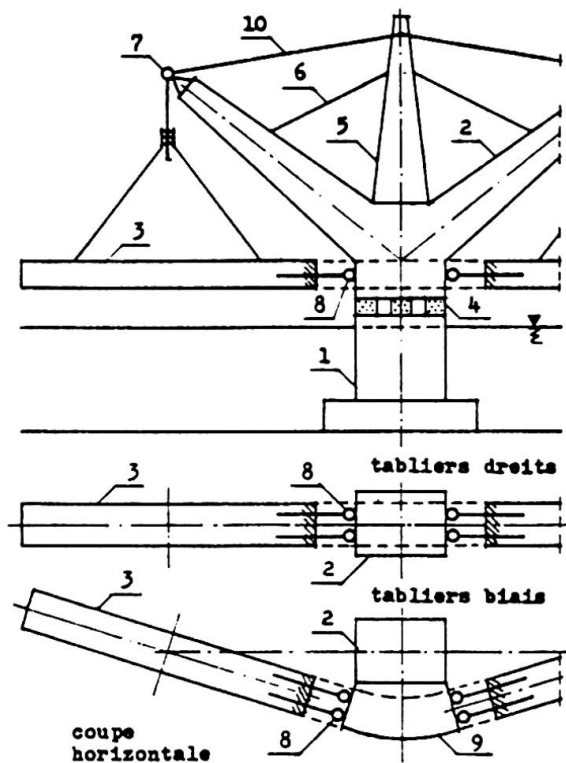
V Pylon System für Überwasserbrücken

V Tower System for Channel Bridges

Zygmunt WISNIEWSKI

Prof.Dr.

Ville St.Laurent, PQ, Canada



**Fig. 1** Schéma de la structure

Il est stabilisé par les rotules 8 contre la base du pylône 2 ou contre une console 9 encastree dans cette base, si les tabliers sont disposés reciproquement en biais et le pont est courbe en plan. Les appareils de suspension 7 sont liés entre eux par les tirants 10, fixés au sommet du mât 5.

En cas des risques séismiques les appareils d'appui 4 et les rotules 8 sont construits comme semimobiles. Ainsi ils permettent aux pylônes 2 d'osciller horizontalement par rapport aux piles 1 et aux tabliers 3 de balancer autour des appareils de suspension 7, en vue d'absorber les chocs.

Tous ces éléments peuvent être produits onshore, comme éléments entiers ou en parties plus petites. Ils sont ensuite transportés off-shore par flottage ou sur barges amenées au-dessous des éléments. D'abord est posé la pile. Ensuite est érigé le pylône. Enfin sont suspendus simultanément les deux tabliers.

Mis à part les tunnels, seulement les ponts à très grands entraxes et profondeurs des piles et aux tracés quelconques, même courbes, peuvent satisfaire les conditions posées par les liaisons maritimes fixes de l'avenir.

Ces conditions peuvent être accomplies dès aujourd'hui par les structures en béton et acier à qualités déjà existantes, divisées en unités indépendantes, autoéquilibrées. On propose de diviser ces unités en trois types d'éléments structuraux: une pile centrale 1, un pylône 2 en forme de V à deux bras et deux tabliers haubanés 3 (Fig. 1).

Le pylône 2 repose sur la pile 1 sur les appareils d'appui 4 comprimés par les forces de gravité ou une précontrainte supplémentaire. Les bras du pylône 2 sont soulagés par un mât central 5 et les haubans 6.

Chaque tablier 3 est suspendu dans un seul point aux appareils de suspension 7, posés à l'extrémité d'un bras du

Les piles peuvent être produites en totalité ou en parties longitudinales, transportées dans la position horizontale et ensuite érigées sur le site par une rotation. Si la pile sera divisée en parties horizontales, la partie inférieure, de la fondation, est transportée préférablement par flottage. Elle est submergée partiellement sur le site et on amène au-dessus d'elle, sur une barge, la deuxième partie de cette façon que leur jonction peut se faire au-dessus de la nappe d'eau. Ensuite on submerge un peu plus les parties déjà assemblées, amène et joint la troisième partie et répète ces opérations jusqu'à ce que toute la pile est assemblée et fondée sur le sol au fond.

Les pylônes et les tabliers peuvent être divisés en partie plus ou moins verticales et réalisés par la méthode d'encorbellement. Si le pylône et les tabliers seront produits et transportés comme éléments entiers, ils sont construits, contrôlés et rectifiés sur des supports situés dans un canal d'un chantier naval, au même niveau et dans les conditions statiques d'appui proches de ceux qui existent sur le site.

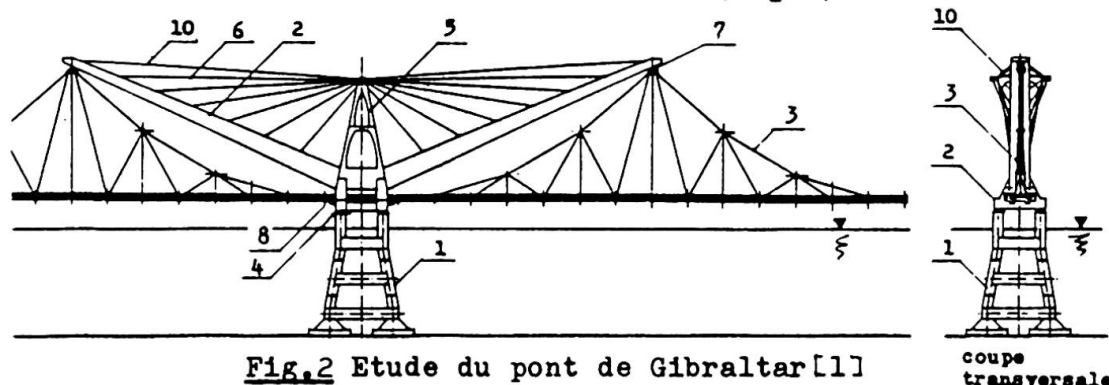
Ce nouvel arrangement apporte plusieurs avantages.

La division du pont en unités indépendantes, équilibrées sans réactions horizontales du sol, élimine le danger d'une destruction progressive.

Les pylônes en forme de V permettent de diminuer environ deux fois les portées de tous les éléments structuraux horizontaux du pont par rapport aux entraxes des piles. On obtient ainsi une remarquable augmentation de la rigidité et de la stabilité du pont. Les éléments relativement plus courts minimisent les problèmes causés par la dilatation thermique, le retrait et le fluage. La suspension de chaque tablier dans un seul point d'un pylône et stabilisation de celui dans un autre seul point de même pylône rend possible une régulation de la position des tabliers et des déformations du pont même pendant l'exploitation. Cette suspension protège aussi les tabliers contre l'écrasement ou la rupture causés par les déplacements différentiels des piles, p.ex. séismiques. En effet les entraxes des piles peuvent être considérablement augmentées, même si on utilise le béton et les aciers classiques. L'usage de tabliers réciproquement en biais, permet de contourner les profondeurs trop gênantes.

La division du pont en éléments relativement courts, ainsi que la simplicité de l'assemblage de ces éléments, permettent d'effectuer presque la totalité de travaux de la construction, du contrôle et de la rectification de la structure dans les meilleures conditions onshore.

L'auteur a présenté l'application du système représenté dans une étude d'un pont à travers le Détroit de Gibraltar publiée en [1], qui démontre qu'un pont maritime mixte, routier et ferroviaire, à l'entraxes des piles de 2625 m et profondeur des piles de 250 m, est possible à réaliser à partir du béton 50 MPa et de l'acier 2000 MPa (Fig.2).



#### BIBLIOGRAPHIE

1. WIŚNIEWSKI Z., Spanning the seas. Civil Engineering, May 1987.



## Viaduc de Charix

Viadukt von Charix

Viaduct of Charix

### Claude SERVANT

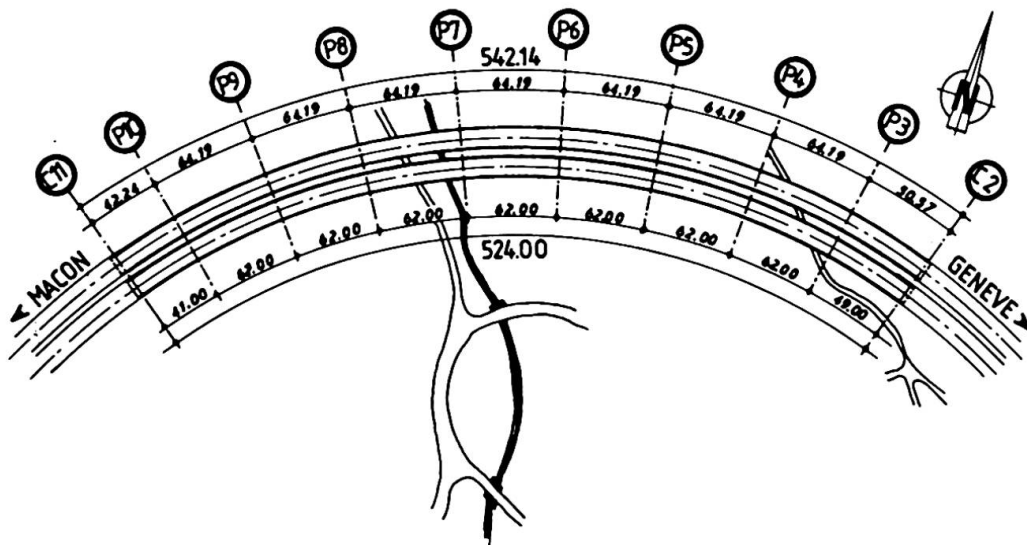
Ingénieur en Chef  
Spie Batignolles  
Vélizy, France

#### 1. GENERALITES

Ce viaduc permet à l'autoroute A40 de franchir une brèche de 550 m, profonde de 50 m, au-dessus du hameau de Charix. L'ouvrage est constitué de deux viaducs indépendants, d'une longueur totale de 1066 m, représentant une surface de tablier de 10395 m<sup>2</sup>.

Chaque tablier comporte neuf travées de 64,19 m de portée maximale dont le tracé est courbe en plan (rayons 425 et 440 m).

Les piles sont constituées de caissons de dimensions en plan 4,00 x 3,50 m. Elles présentent des hauteurs variables atteignant 60 m pour la pile P7 du tablier Nord.



#### 2. CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE

La section transversale du tablier est constituée d'une poutre caisson à deux âmes inclinées d'épaisseur constante (0,35 m) et de hauteur constante (3,90 m). Le hourdis inférieur est épaissi de 0,20 à 0,50 m sur les deux premières travées, côté ouest. La largeur du hourdis supérieur est égale à 9,75 m.

La précontrainte longitudinale définitive est mixte et constituée de 4 familles de câbles internes et externes au béton :

- i Des câbles 19T15 rectilignes internes situés dans les goussets et mis en oeuvre avant poussage
- ii Des câbles 19T15 externes, régnant sur une travée, mis en oeuvre avant poussage, ancrés sur les entretoises d'appuis et déviés en travées.
- iii Des câbles 19T15 externes mis en oeuvre après poussage et régnant sur 2 travées consécutives.
- iiii Des câbles éclisses 9T15 ou 12T15 internes venant en complément de la précontrainte externe de continuité.

La précontrainte longitudinale au cours du poussage est principalement constituée de câbles 19T15 :

- rectilignes, internes pour la plupart, et couplés les uns aux autres à l'aide de raccords monotonons,
- externes, à tracé polygonal et antagoniste, ancrés sur les entretoises d'appui.

**3. METHODES DE CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE**

3.1. Les puits de fondation sont excavés à la mine dans le rocher et blindés par du béton projeté dans les zones d'éboulis.

3.2. Les fûts de piles en béton armé sont réalisés à l'aide de coffrages grimpants.

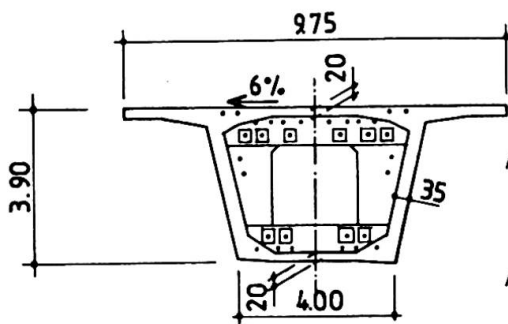
3.3. Le tablier est mis en place par poussage de travées entières sans l'aide d'appuis provisoires. L'aire de préfabrication de 103 m de longueur totale est fondée sur le rocher afin d'empêcher tout tassement des coffrages.

Au cours du poussage, l'axe de l'intrados décrit un cercle tracé sur un cône très aplati d'axe légèrement incliné sur la verticale. Un élanement exceptionnel (1/16,4) en regard des travées franchies, une géométrie complexe et des appuis déformables ont nécessité :

- un avant-bec de 35 m (poids 93 t) associé à un mât de haubannage à tension réglable de 0 à 600 t pour le franchissement des travées supérieures à 64 m,
- un guidage latéral du tablier et de l'avant-bec lui-même sur chaque pile à l'aide de vérins de 100 ou de 25 t,
- un haubannage provisoire des piles les plus élancées P7 à P8 à l'aide de 2 paires de câbles 6T15 ancrés dans les semelles des piles voisines.

Le système de poussage utilisé est le système EBERSPACHER. Toutefois, au début et à la fin du poussage, le tablier est tiré à l'aide de câbles de précontrainte "avalés" par des vérins disposés à l'avant de la culée est.

**4. PRINCIPALES QUANTITES**



Coupe transversale

Bétons	
Puits creusés à la main	2.450 m <sup>3</sup>
Semelles et culées	1.750 m <sup>3</sup>
Piles	2.750 m <sup>3</sup>
Tabliers	7.700 m <sup>3</sup>
Aciers passifs	
Appuis et fondations	655 t
Tabliers	1.220 t
Aciers de précontrainte (procédé LH)	
Précontrainte interne définitive	173 t
Précontrainte externe définitive	144 t
Précontrainte externe provisoire	74 t
Ratios	
Epaisseur moyenne tablier	0,74 m
Aciers passifs tablier	158 kg/m <sup>3</sup>
Précontrainte longitudinale définitive	41 kg/m <sup>3</sup>



## Erection Procedure of Aji-Gawa Bridge

Procédure de montage du pont Aji-Gawa

Bauverfahren für die Aji-Gawa Brücke

### Yoshihiro MIYASAKA

Chief, Design Division  
Hanshin Expressway  
Public Corporation, Japan

### Michio ENOKI

Design Manager  
Aji-Gawa Bridge Co.  
Japan

### Kazunori YUKI

Senior Engineer  
Hanshin Expressway  
Public Corporation, Japan

### Kazuhiro FUKUMOTO

Bridge Engineer  
Hitachi Zosen Corporation  
Japan

The Aji-Gawa Bridge is a long-span cable-stayed bridge with a center span of 350 m and is a part of the Osaka Bay coastal route of the Hanshin Expressway System, which is a four lane highway, two lanes in each direction. The bridge spans the mouth of the Aji River. Since large vessels sail this river, a clearance of 184 m in width and 45.6 m in height is required below the bridge for the main fairway. Therefore, the bridge must be erected at a height of 52 m above the sea level, which presents rather severe conditions for its aerodynamic design.

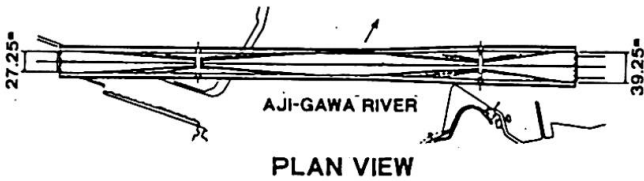
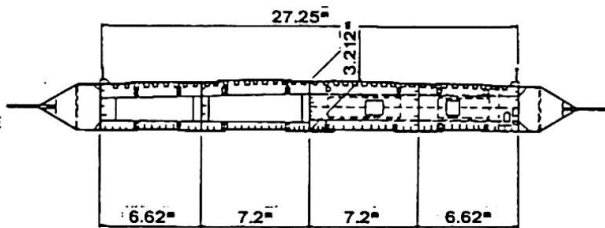
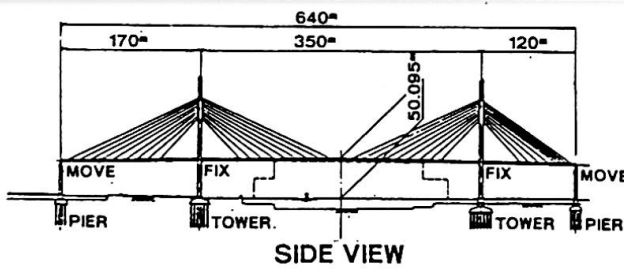
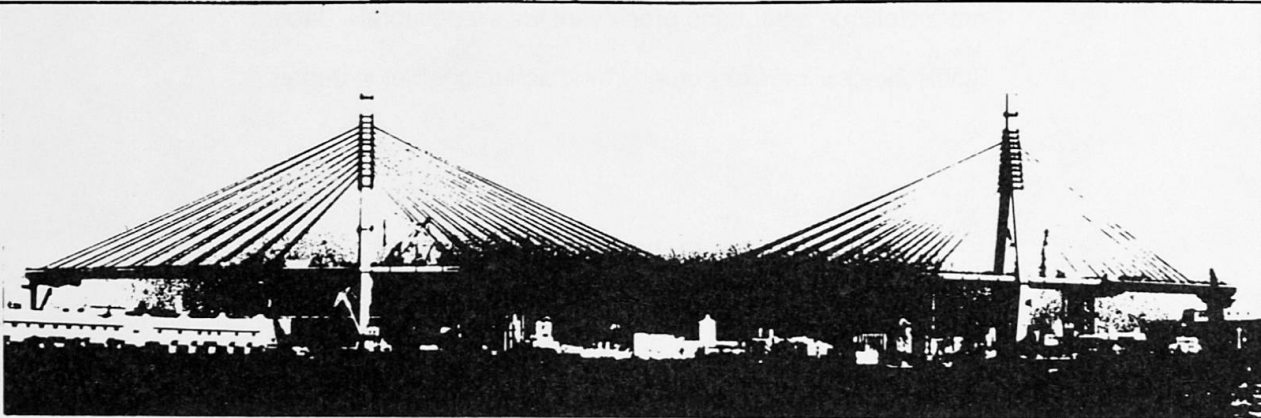
It is essential to select an erection procedure that is suitable for the geographic conditions of the erection site and the type of structure. In the case of this bridge, almost all of the structure is situated above the water which is geographically ideal for large-block erection by the flotation method using large floating cranes. However, since there are many large ferries sailing in the water area around the erection site, maintaining a sufficient fairway is the essential requirement for the erection. Therefore, some parts of the main girder are erected in large blocks with 3000-t floating cranes, after which the other parts that come immediately above the fairway are erected in small blocks by cantilevering.

As this erection procedure needs the strict control for the accuracy of the cable-stayed bridge, a new computer system was adopted.

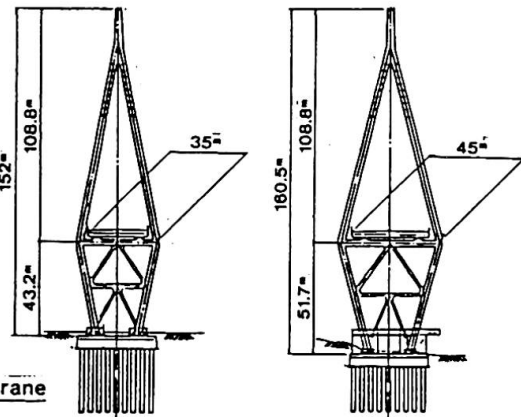
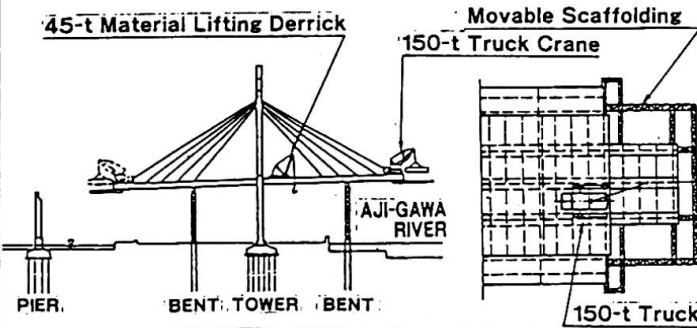
### Bridge Description

Type of Bridge	:	Cable-stayed bridge with a three span continuous box girder
Spans	:	120 m + 350 m + 170 m
Tower Height	:	165 m, A-shape
Traffic Capacity	:	4 lanes highway

## ERECTION PROCEDURE OF AJI-GAWA BRIDGE (THREE-SPAN CABLE-STAYED BRIDGE)

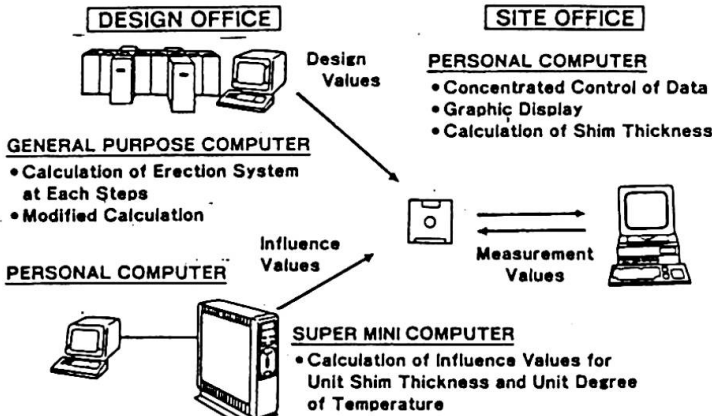


**GENERAL SECTION**



Movement of movable scaffolding.  
Erection of center I-girder, lower  
flange plates and deck plates.

### SMALL-BLOCK ERECTION BY CANTILEVERING (STEP 2)



**PRELIMINARY CALCULATION FOR  
ADJUSTMENT OF CABLE TENSION FORCE**



**ERECTION OF SUBSTRUCTURE**



## Cable-Stayed Steel Bridge for Preservation of Natural Environment in Japan

Pont métallique à haubans préservant les sites naturels, Japon

Stahlschrägseilbrücke durch Umweltschutzgebiet in Japan

### Masao FUJISAWA

Manager, Elevated Crossing Dep.  
Public Works Bureau  
Osaka, Japan

The dominant part of the Yodogawa Shinkyo Bridges, which consist of many types of bridges, is a cable-stayed bridge and is under construction in the northeast of Osaka City, Japan.

The type of the bridge is a single plane cable-stayed bridge with a central span of 238 m and two side spans of 119 m each.

The bridge crosses over the Shin-Yodo River. The construction site is especially famous for its rich natural environment.

Not only very rare fishes designated by the Protection of Cultural Assets Law live here, but also Japanese-native reed plants survive here.

The followings are considered in the design and construction of the bridge.

1. The end of each side span of the cable-stayed bridge is jointed to the cantilever end of a three span continuous prestressed concrete girder bridge with a pin connection in order to avoid the construction of an end pier for protection of the natural environment mentioned above.
2. The following erection process has been selected to protect the natural environment: firstly, a central span is constructed by a staging method, secondly, the side spans are constructed by a cantilever method.
3. In view of aesthetic appearances, a single plane multi-cable system is applied to fit the site environment. Aerodynamic stability of the pylon is examined by wind tunnel tests, and air stream slits are provided on the same face of cable anchors in the center of pylons from the results of the tests.

The bridge will be completed in Spring in 1989.

It would be a great privilege if this example provided useful information for bridge planning & designing in consideration of protecting natural environments.

### Bridge Description

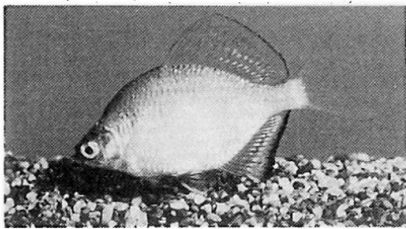
Type of Bridge	:	Cable-stayed steel bridge with a three span continuous box girder
Spans	:	119 m + 238 m + 119 m
Tower Height	:	46.4 m above bottom of box girder
Traffic Capacity	:	4 lanes roadway with 2-side walks

# YODOGAWA SHINBASHI BRIDGE

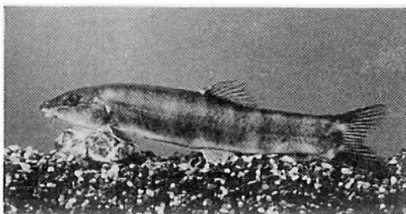


(PHOTO-MONTAGE)

## RARE FISHES



"ITASENPARA"

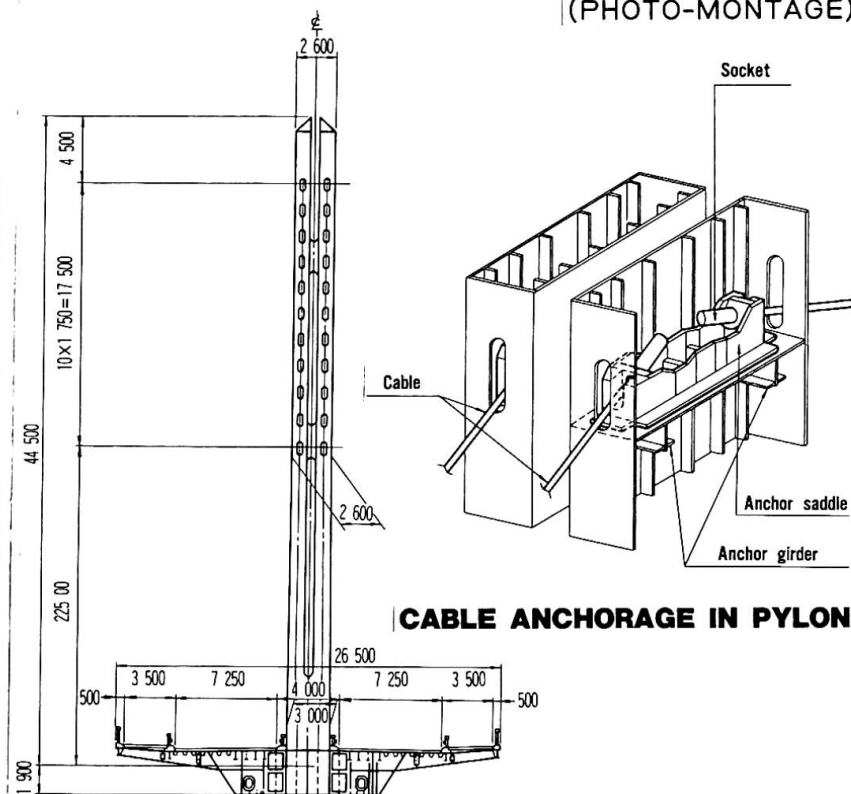


"AYUMODOKI"

## JAPANESE-NATIVE REED

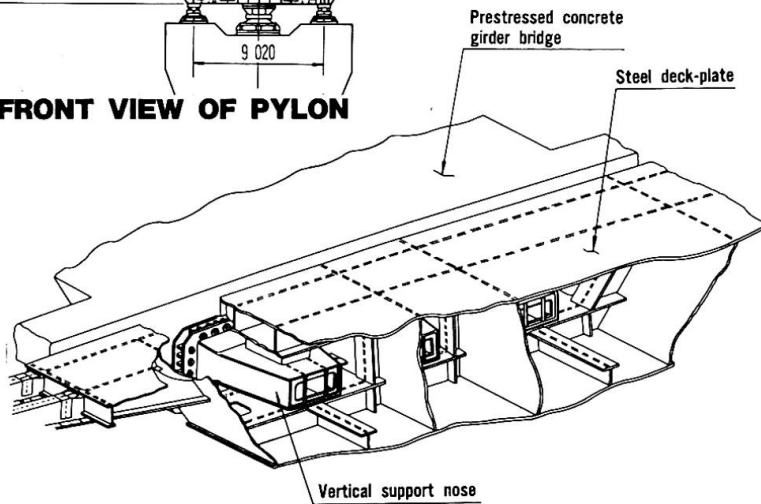


"YOSHI"



CABLE ANCHORAGE IN PYLON

FRONT VIEW OF PYLON



CONNECTION DETAIL OF GIRDERS





## Stay Cables for the Kemijoki River Bridge at Rovaniemi

Câbles haubanés pour le pont sur Kemijoki à Rovaniemi

Schrägseilkabel für die Kemijoki Brücke in Rovaniemi

### Peter BUEGGI

Mechanical Engineer HTL

VSL International Ltd.

Berne, Switzerland

## 1. INTRODUCTION

Cable-stayed bridges have extensively gained in popularity for spans between approximately 100 m and 500 m all over the world. They are not only economic to build but also very favourable in the impression they create.

VSL has adapted its well-known post-tensioning system for the specific requirements such stay cables demand. In particular, this comprised a relatively high fatigue strength of the cables, adjustability and replaceability, good corrosion protection, economic installation and stressing and durability.

The cable consists of:

- a bundle of parallel strands
- a tubing for the strand bundle
- an anchorage at both ends
- a grouting compound.

VSL has successfully used this stay cable system in several projects, such as the Sunshine Skyway Bridge in Florida, USA. Some five projects to be provided with these cables are under construction.

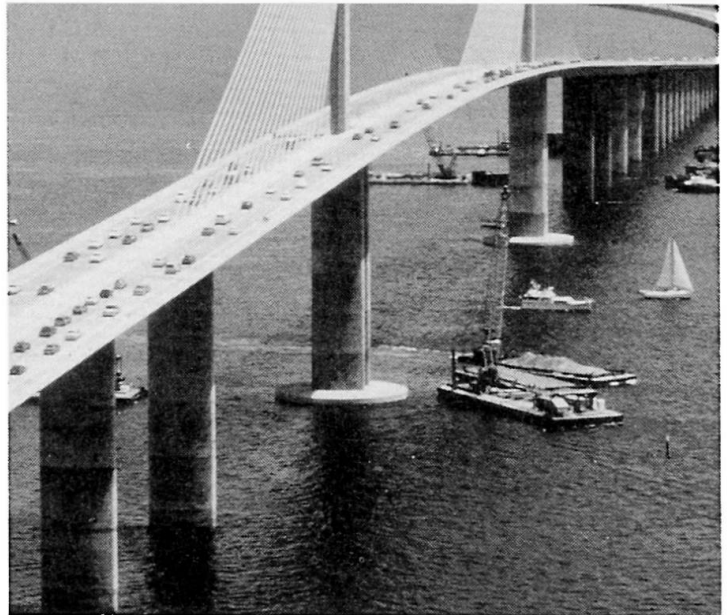


Fig. 1 : Sunshine Skyway Bridge

## 2. KEMIJOKI RIVER BRIDGE CABLES

The stay cables for the Kemijoki River Bridge at Rovaniemi, Finland, contain 16 mm diameter strand bundles with ultimate capacities ranging from 8480 kN to 14575 kN. For optimum corrosion protection and full mobility, the strands are individually greased and polyethylene coated. An additional thick-walled polyethylene pipe sheathes the bundle. The adjustable anchorages are injected with a

specially suited, petroleum based corrosion preventive compound and the cables themselves are grouted with cement mortar. The main cables will be stressed in the pylon head. The back stays provide a special stressing chamber in the abutment for tensioning of the cables.

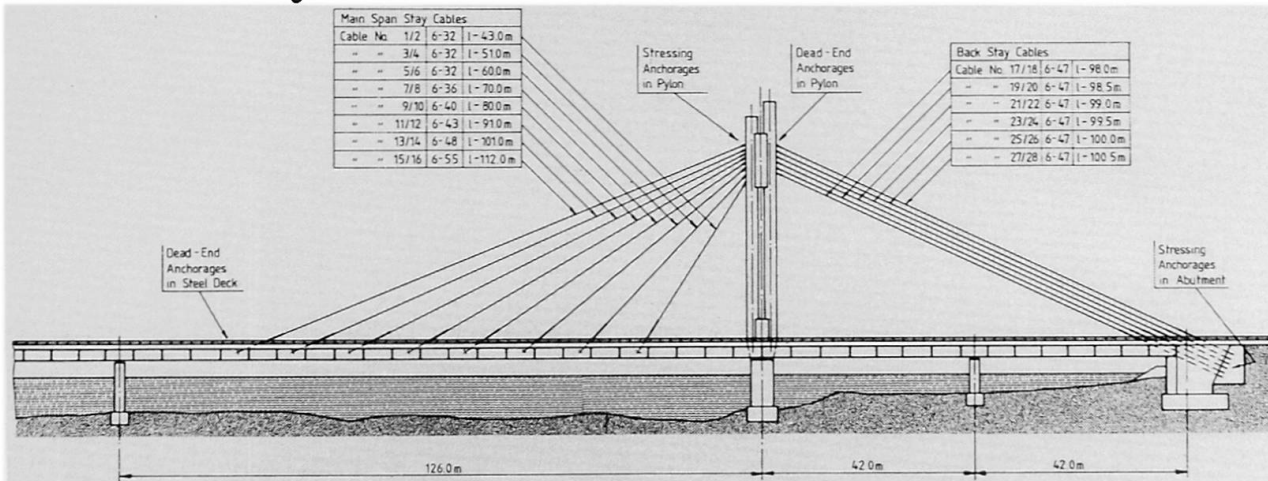


Fig. 2 : Principal cable lay-out

### 3. TESTING

Several tests are foreseen to prove the reliability of the cables and their components for this bridge:

- A low temperature test ( $-50^{\circ}\text{C}$ ) to check on the behaviour of the corrosion protective compound in the Nordic climate.
- An injection test for the grouting procedure.
- A dynamic test over 2 million load cycles with a cable of 32 strands at a stress amplitude of  $185\text{ N/mm}^2$  with a subsequent static loading to 95 % of the capacity of the cable.
- A flexure test with a cable simulating dynamic angle variations in the bridge.

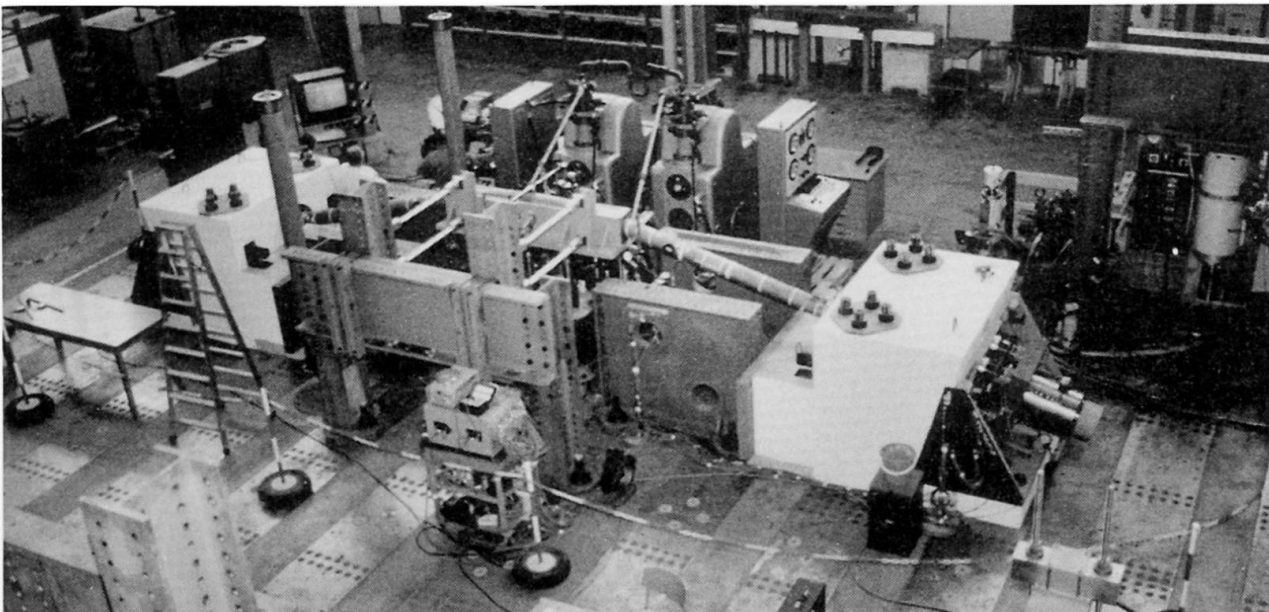


Fig. 3 : VSL stay cable testing at EMPA in Dübendorf, Switzerland

For more information on this bridge also refer to the presentation by the Roads and Waterways Administration, Helsinki and Suunnitelukortet Consulting Engineers Ltd., Oulu, Finland.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide