

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

Band: 11 (1980)

Rubrik: VIII. Trends in big bridge engineering

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 05.02.2026

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



SEMINAR

VIII

Trends in Big Bridge Engineering

Evolution dans la construction de grands ponts

Tendenzen im Gross-Brückenbau

- Co-chairmen: M. Ito, Japan
S. Marques de Souza, Brazil
- Introductory Papers: "Evolution dans la construction de grands ponts"
J. Mathivat, France
"Trends in Big Bridge Engineering"
I. Konishi, T. Okumura, S. Susei, K. Yoshida; Japan
"Evolution dans la construction de grands ponts"
J. Muller, France
- Coordinator: J.C. Badoux, Switzerland

Leere Seite
Blank page
Page vide

Introduction

J. MATHIVAT

Professeur

Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

Paris, France

Les tendances recentes dans la conception des grands ponts seront évoquées en examinant successivement les ponts à poutres, les arcs et les ponts à câbles.

Les ponts à poutres en béton précontraint ont connu ces dernières années un développement important grâce aux progrès réalisés dans la construction par encorbellements successifs (accélération des cadences, utilisation d'équipages mobiles autoportants, exécution de la section transversale en plusieurs phases décalées, préfabrication partielle, etc. Les records de portée sont le pont d'Hamana, au Japon, avec 240 m, pour les ouvrages à voussoirs bétonnés en place, et le pont d'Ottmarsheim, en France (Fig. 1), avec 172 m, pour les ouvrages à voussoirs préfabriqués à joints conjugués collés.

Leur structure transversale est généralement constituée, soit d'une ou plusieurs poutres tubulaires à deux âmes, soit d'une poutre tubulaire à trois âmes, comme au pont de Gennevilliers.

Pour les tabliers de largeur moyenne, comprise entre 13 et 18 m, deux solutions conduisent à des dispositions constructives plus simples que la poutre tubulaire à trois âmes:

- une poutre tubulaire à deux âmes avec un hourdis supérieur nervuré transversalement, solution adoptée au pont de Sallingsud;
- une poutre tubulaire à deux âmes avec de larges encorbellements soutenus par des bracons inclinés, solution adoptée au Kochertalbrücke (Fig. 2).



Fig. 1



Fig. 2



Des progrès intéressants ont également été faits dans la conception des ponts à poutres métalliques, avec l'utilisation d'aciers à haute résistance (jusqu'à 80 kg/mm^2) et d'aciers anti-corrosion, ainsi que grâce à une meilleure connaissance des phénomènes d'instabilité locale des éléments minces, âmes et membrures, formant la section transversale des tabliers.

Les poutres à âme pleine sont généralement préférées aux poutres à treillis, malgré quelques réalisations spectaculaires comme le pont d'Oshima, au Japon, avec une portée centrale de 325 m (Fig. 3).

Les structures à treillis devraient pourtant offrir dans un proche avenir un nouveau domaine d'application aux constructions en béton précontraint.



Fig. 3

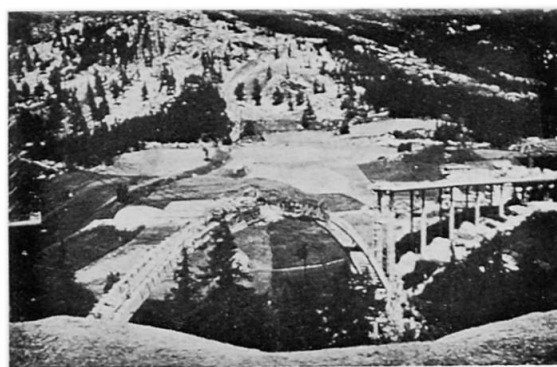


Fig. 4

Après plusieurs ouvrages faisant suite au pont de Plougastel construit en 1929, le développement des grands arcs en béton a été stoppé, il y a une vingtaine d'années, par suite du coût élevé des cintres nécessaires à leur construction.

Mais le recours à la technique de l'encorbellement, qui permet le montage d'un arc au moyen d'un haubannage provisoire en se libérant des cintres, a redonné un intérêt économique certain à ce type d'ouvrage.

On peut distinguer trois schémas constructifs:

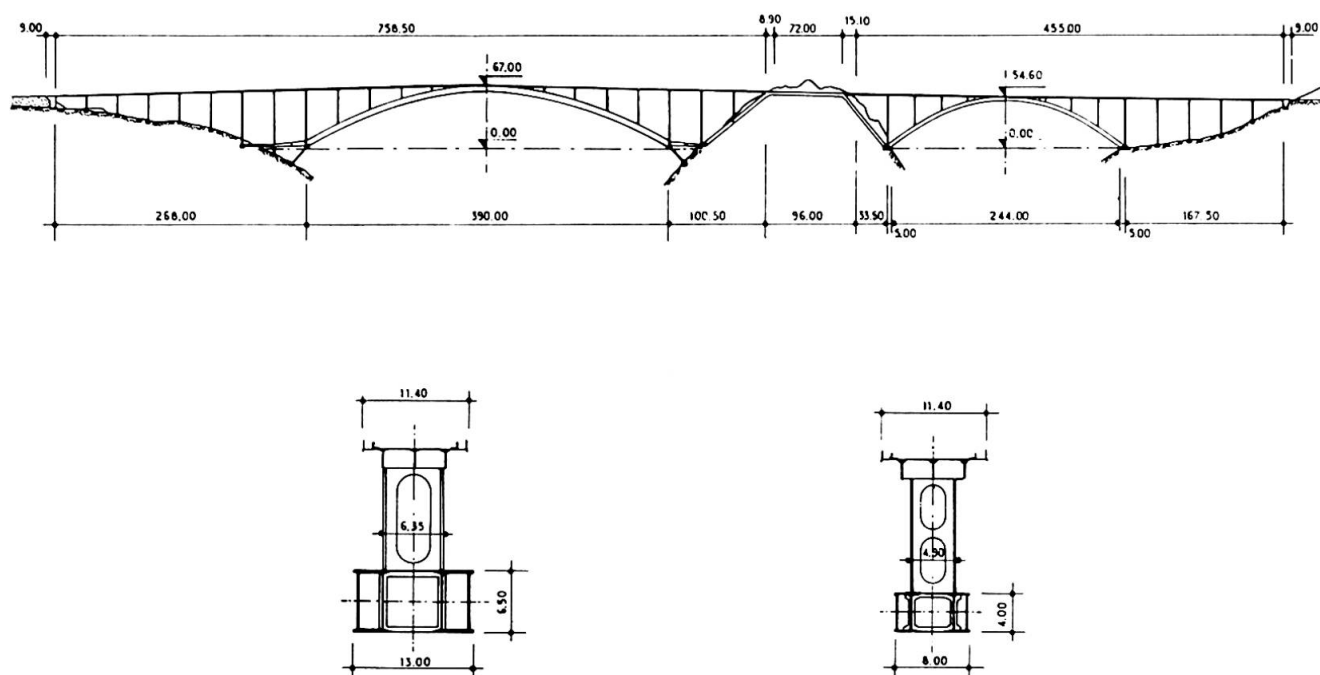
- dans le premier, l'arc est construit par encorbellements successifs à partir de ses culées au moyen de haubans provisoires s'appuyant en tête des piles principales et ancrés dans les fondations des piles voisines. Des pylones auxiliaires, placés à l'aplomb des piles principales, améliorent l'efficacité des derniers haubans en augmentant leur inclinaison.

Le Krummbachbrücke fournit un exemple de ce schéma constructif (Fig. 4):

- dans le deuxième schéma, on construit par panneaux successifs un treillis réticulé, dont la membrure inférieure est l'arc, dont les montants verticaux sont les pilettes, dont la membrure supérieure est le tablier et dont les diagonales tendues sont les haubans provisoires.

Ce schéma a été retenu pour le pont d'Hokawazu, au Japon

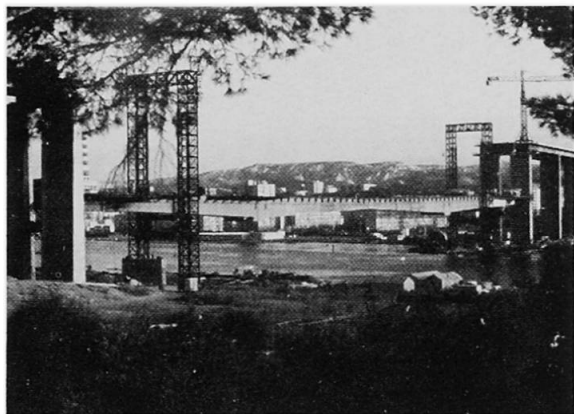
- enfin, dans le troisième schéma, le poids du treillis réticulé est réduit en constituant sa membrure supérieure des seuls haubans provisoires et en ne construisant le tablier qu'après clavage de l'arc.

PONT DE KRKFig. 5

C'est le schéma constructif du pont de Krk, en Yougoslavie, qui vient de s'adjuger le record du monde de la plus grande travée en béton avec 390 m de portée (Fig. 5).

Dans les dernières années peu d'arcs métalliques ont été construits. On notera toutefois quelques réalisations à structure tubulaire comme l'élégant pont de Matsushima, au Japon.

Les ponts à béquilles, bien que très proches des arcs, se prêtent à des méthodes de construction différentes. Ainsi, au Viaduc de Caronte, en France, la traverse métallique a été levée en une seule fois et mise en place à partir de deux plateformes provisoires, avant réalisation des béquilles (Fig. 6).

Fig. 6



Les ponts à haubans modernes sont caractérisés par un grand nombre de haubans, constitués de câbles de précontrainte et distribués de façon régulière le long de l'ouvrage de façon à permettre leur remplacement éventuel et à faciliter la construction du tablier par encorbellement. Ces câbles sont disposés à l'intérieur d'une enveloppe métallique ou plastique, et injectés au coulis de ciment ou à la résine. Leur résistance mécanique élevée et leur faible espacement (de 3 à 10 m) conduisent à un nouveau type de structure, analogue à un treillis en cantilever, dont le tablier constituerait la membrure comprimée et les haubans les diagonales tendues.

Le tablier peut ainsi avoir une hauteur limitée (de 1.5 m à 3 m), presque indépendante de la portée de l'ouvrage, comme le projet du pont de Dame Point aux Etats-Unis avec 1.5 m, sous réserve que sa stabilité au flambement soit assurée et que ses déformations locales sous les charges d'exploitation demeurent acceptables.

Les plus grands ponts à haubans actuellement construits ou en cours de construction sont respectivement:

- pour les ouvrages en béton, le pont de "Barrios de Luna", en Espagne, avec une portée principale de 440 m (Fig. 7).
- pour les ouvrages en métal, le pont de Saint-Nazaire, en France, avec une portée principale de 404 m (Fig. 8).

Plusieurs autres ouvrages avoisinant ou dépassant 400 m sont également en projet, en particulier au Japon et aux Etats-Unis.

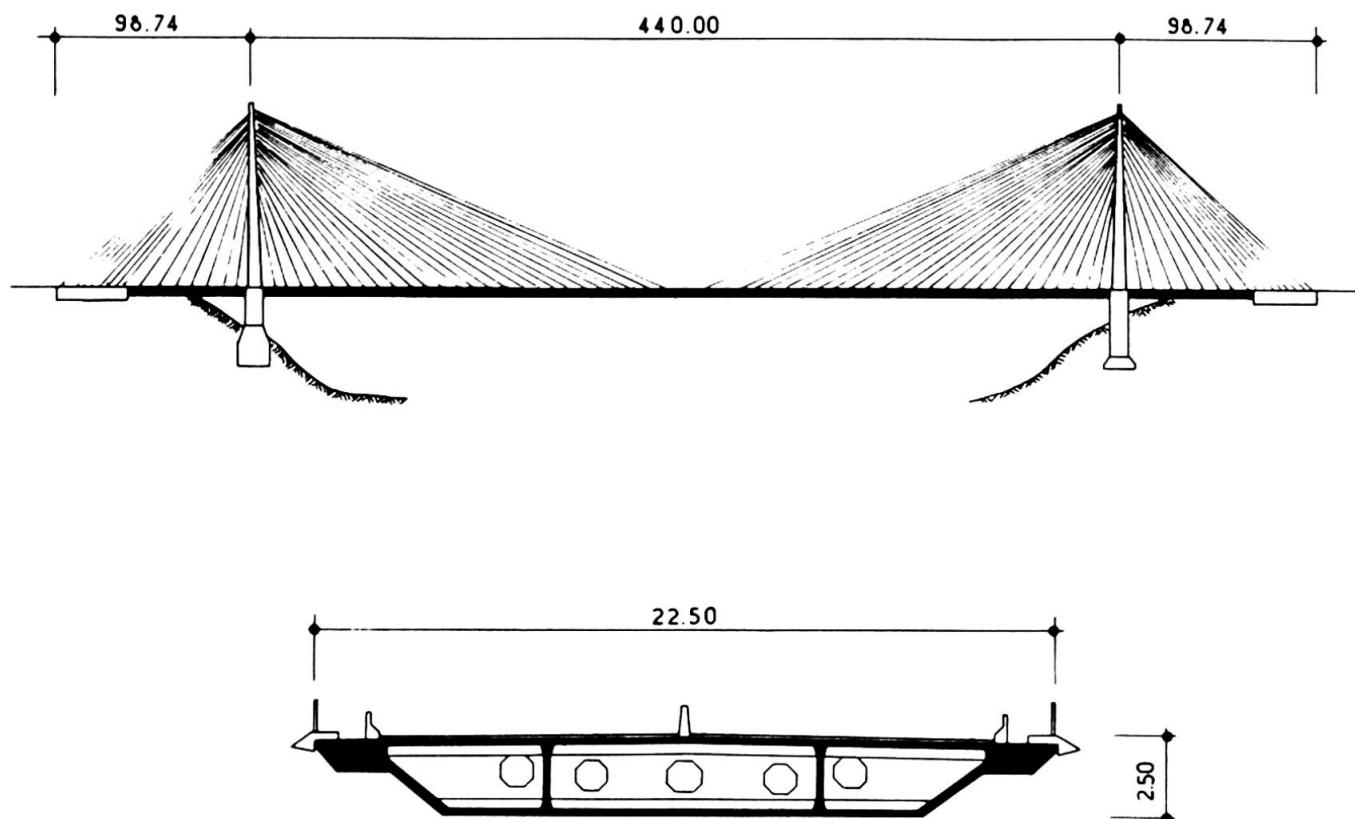


Fig. 7

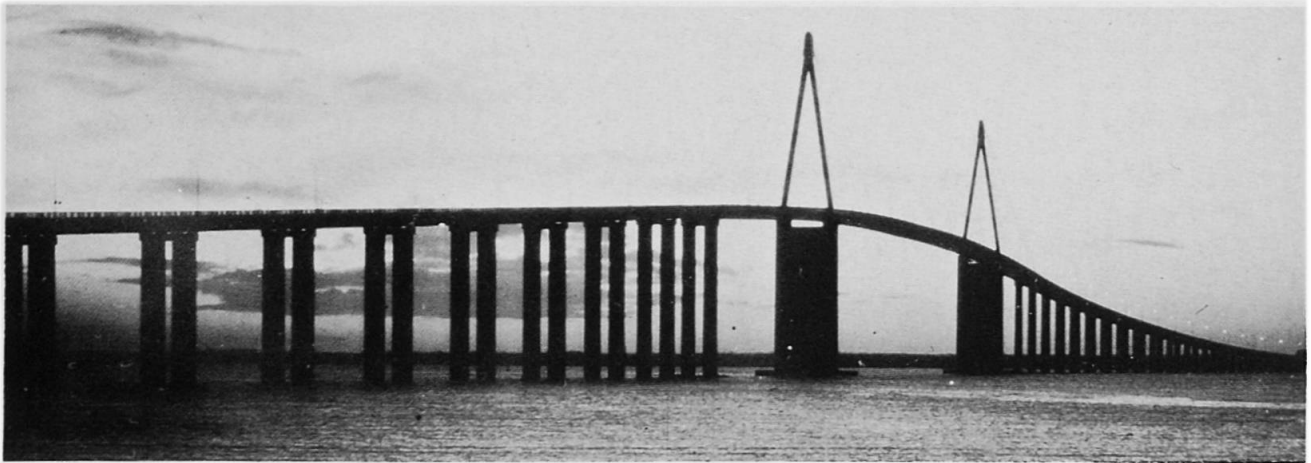


Fig. 8

Deux schémas statiques sont couramment utilisés:

- Le premier schéma comporte un tablier rigide à la torsion suspendu axialement.

Ce schéma est particulièrement économique et de construction facile avec un mât unique et un tablier de largeur moyenne, à l'exemple du pont de Brotonne, en France. On peut également utiliser un mât en A, disposé longitudinalement, comme au pont de Raiffeisen, sur le Rhin (Fig. 9). Enfin dans le cas d'ouvrages situés en zone sismique, un mât en Y renversé est préférable, comme nous l'avons conseillé pour le pont de Coatzacoalcas, au Mexique (Fig. 10).

- Le second schéma comporte un tablier sans rigidité de torsion à suspension latérale.

Ce schéma, bien adapté aux tabliers de grande largeur, comporte généralement un mât double en H, comme au pont de Pasco-Kennewick, aux Etats-Unis, et aux deux ponts sur le Rio Parana, en Argentine (Fig. 11). Un mât en Y renversé semble là encore préférable dans le cas d'ouvrages de grande portée ou de risques sismiques importants.



Fig. 9

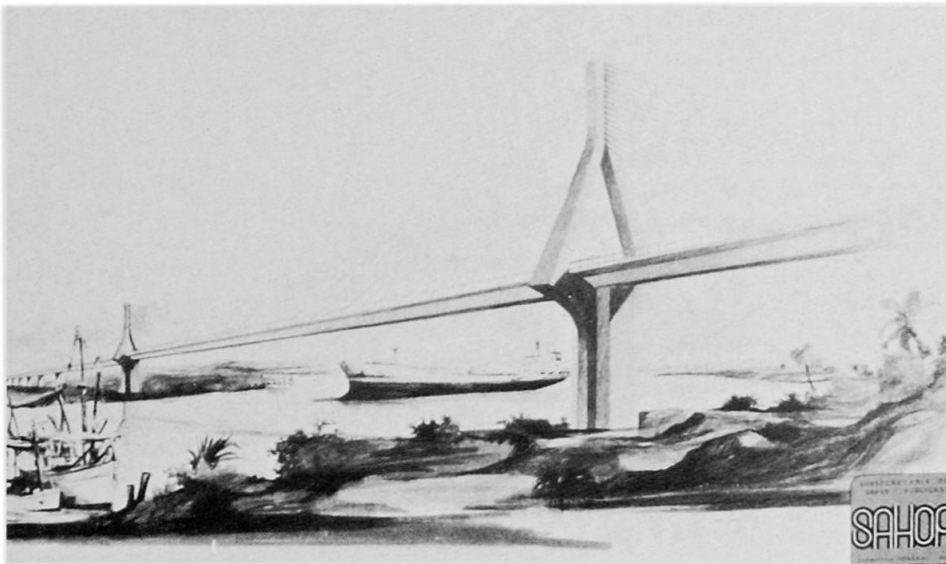


Fig. 10

Longitudinalement, les haubans sont le plus souvent disposés en éventail, solution correspondant au poids minimal d'acier pour les élancements courants des mâts.

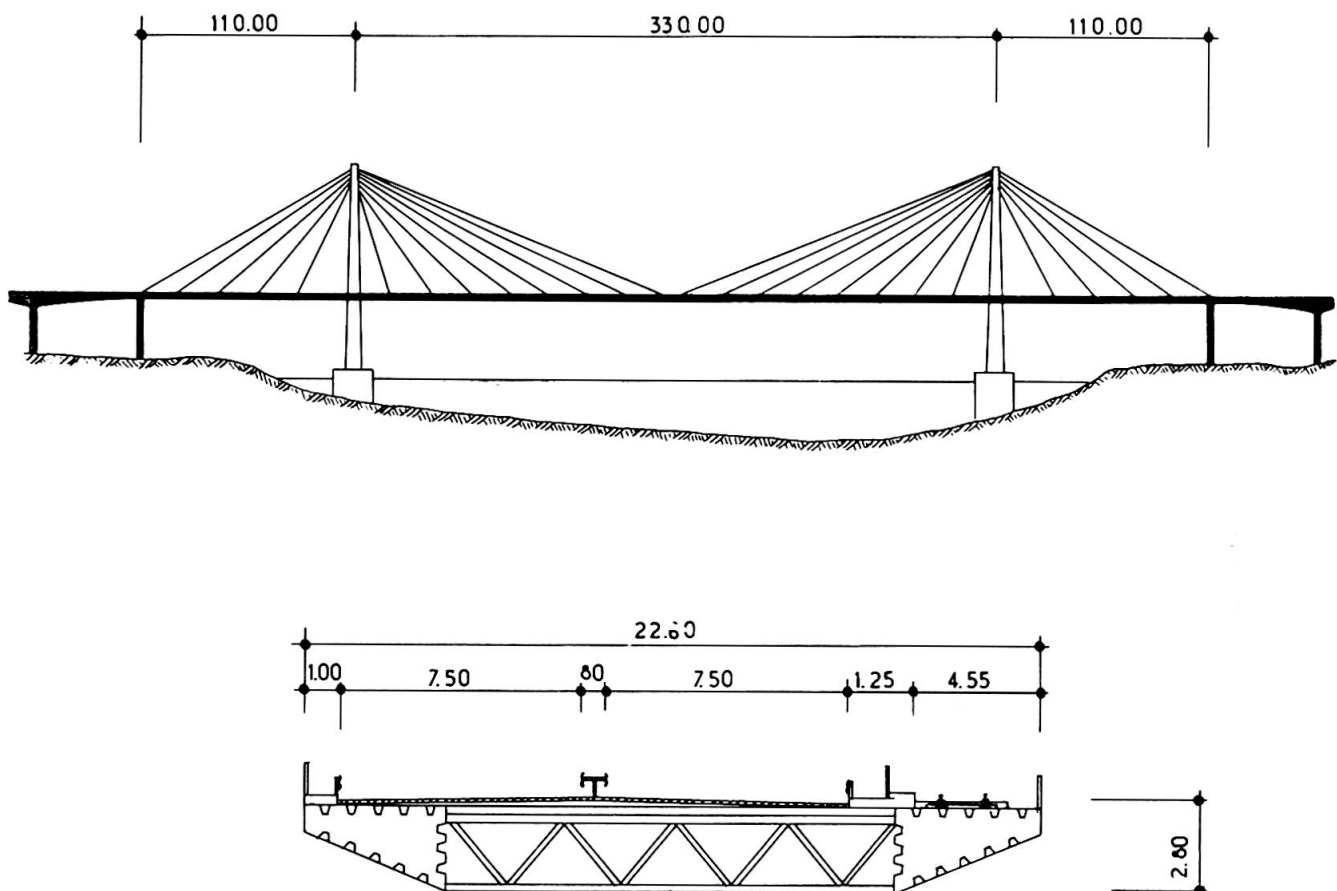


Fig. 11

Au voisinage de 200 m de portée les ponts à haubans en béton concurrencent efficacement les ponts traditionnels construits par encorbellements successifs dont ils constituent une extension naturelle. On peut également penser qu'aux environs de 500 à 600 m de portée le métal devrait l'emporter sur le béton, bien que la meilleure solution réside alors probablement en un ouvrage composite; acier-béton, l'acier constituant la partie centrale de la travée principale, comme le projet du pont de Tampico, au Mexique.

Dans certains ouvrages, à l'exemple du pont sur le Ganter, en Suisse, on peut envisager de faire participer à la fois le tablier et les haubans, peu nombreux et enrobés dans les voiles en béton, à la reprise des charges verticales. On est alors conduit à une structure hybride tenant du pont à haubans et du pont en encorbellement traditionnel.

Enfin, les mâts étant généralement les éléments les plus vulnérables d'un pont à haubans, il est tentant de les supprimer en ancrant directement les haubans dans les rives de la vallée, si la nature du terrain le permet. C'est ce qui a été imaginé pour le projet du pont de Ruck-à-chucky, en Californie, dont le tablier, au tracé en plan fortement courbe, est suspendu sur une portée d'environ 400 m par des câbles ancrés dans les falaises.

Nous terminerons par les ponts suspendus qui demeurent le domaine encore inviolable des ouvrages métalliques. En dehors de l'exceptionnel pont sur la Humber, en Grande-Bretagne, on peut citer deux ouvrages représentatifs de la génération actuelle des ponts suspendus: les ponts de Kanmon (Fig. 12) et d'Ohnaruto, au Japon. Ces deux ponts se situent toutefois dans une gamme de portée (800 m) où les ponts à haubans leur feront peut-être prochainement concurrence.

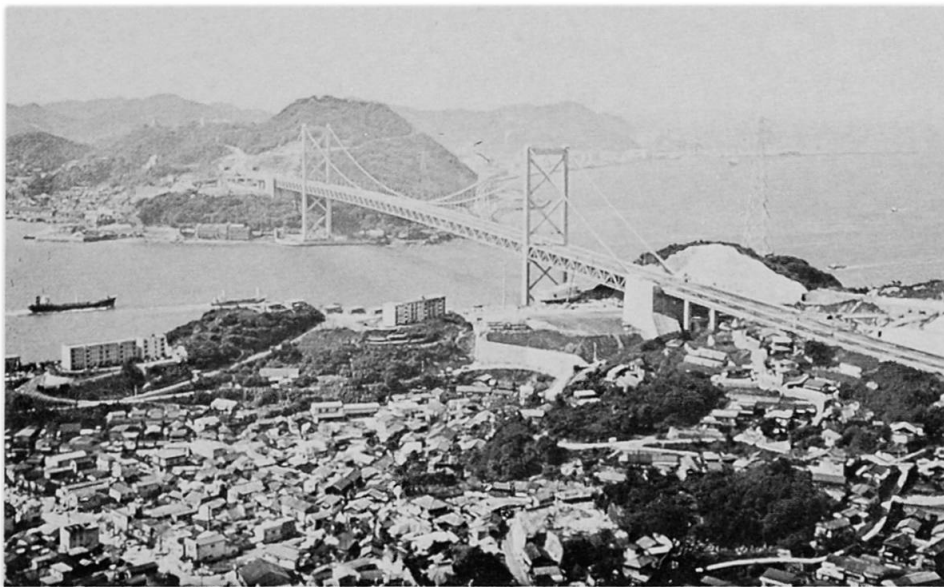


Fig. 12

Leere Seite
Blank page
Page vide



VIII

Evolution dans la conception des grands ponts en acier

Tendenzen im Entwerfen grosser Stahlbrücken

Trends in Big Steel Bridge Design

DUILIU SFINTESCO

Dr. Ing. h.c., F. ASCE

Paris, France

RESUME

En passant en revue des exemples récents de divers types de ponts (à poutres caissons, en arc, à béquilles, en treillis, à haubans, suspendus), le rapport fait ressortir les possibilités offertes par l'acier en tant que matériau par excellence approprié à la construction de grands ouvrages.

ZUSAMMENFASSUNG

Anhand kurzer Beschreibungen neuerer Brücken verschiedener Art (Kastenträger-, Bogen-, Fachwerkträger-, seilverspannter und Hängebrücken) werden die vom Stahl als dem bestgeeigneten Werkstoff für Grossbrücken gebotenen Möglichkeiten hervorgehoben.

SUMMARY

By reviewing recent examples of several types of bridges (box girder, arch, truss, cable stayed, suspended bridges), the possibilities offered by the use of steel as best adapted material for big bridges are shown in this paper.



1. INTRODUCTION

L'objet du présent texte est de présenter succinctement quelques aspects marquants de l'évolution actuelle dans la construction des grands ponts, en visant plus particulièrement la conception de ces ouvrages. Cependant, le projet ne pouvant être raisonnablement conçu et compris qu'en envisageant le comportement prévu de l'ouvrage en service ainsi que les diverses phases de sa réalisation, et aussi la façon dont il va répondre aux exigences de toute nature (fonctionnelles, économiques, esthétiques, etc.) qui lui sont imposées, les indications qui suivent ne se limiteront pas aux aspects strictement conceptuels et se référeront d'ailleurs à des exemples concrets.

Mais, traiter de grands ponts, porte en tout premier lieu à considérer le matériau qui est par excellence celui des grands ouvrages de franchissement, celui des grandes portées et des records du monde: *l'acier*. Ce texte est donc consacré aux réalisations dues à l'emploi de ce matériau, qui n'apparaît pas dans le rapport introductif.

Evidemment, il est hors de question de faire un tour qui se veuille plus ou moins complet du sujet dans un cadre aussi limité. Nous nous contenterons donc d'y aligner un choix de remarques, greffées sur des exemples de réalisations et susceptibles de donner une image générale des tendances observées dans la construction des grands ponts en acier.

Précisons d'emblée que, parmi les principaux traits de l'évolution actuelle résultant des progrès techniques incessants, des contraintes économiques de plus en plus sévères et des exigences fonctionnelles toujours croissantes, on constate -d'une part- une nette régression sinon la quasi-disparition de l'emploi d'acier dit "ordinaire", avec une limite d'élasticité de l'ordre de 360 N/mm², en faveur d'aciers à haute résistance et souvent résistants à la corrosion et -d'autre part- une progression des systèmes constructifs fondés sur des calculs élaborés et conduisant à des ouvrages relativement légers, avec des procédés judicieux, donc économiques, de fabrication et de montage.

On constate donc la nette prédominance de la recherche de formes structurales les plus efficaces, dans lesquelles les fonctions de résistance aux diverses actions ne sont plus attribuées séparément à des éléments structuraux spécialisés (poutres maîtresses, entretoisements, contreventements, etc.), mais à l'ensemble de l'ouvrage, dont les parties constitutives sont traitées comme solidairement multi-fonctionnelles.

Cette façon de concevoir les structures est maintenant possible grâce à l'emploi des ordinateurs, qui permet de mettre en application des méthodes d'analyse très élaborées, autrefois impraticables, tandis que les méthodes classiques de calcul -plus simples, mais conduisant à des ouvrages plus lourds et moins économiques- ont pratiquement disparu. Cette évolution est particulièrement avancée dans le domaine des ponts en acier, où la précision qualitative et dimensionnelle et la clarté du cheminement des sollicitations justifient pleinement les efforts déployés dans ce sens.

L'évolution des grands ponts en acier est marquée, comme elle l'a toujours été, par une poussée constante des performances, y compris des records dans chaque type d'ouvrages. Dans ce qui suit, nous en donnons quelques aperçus.

2. PONTS A CAISSONS

Depuis la spectaculaire construction du pont de Düsseldorf-Neuss en 1952, la

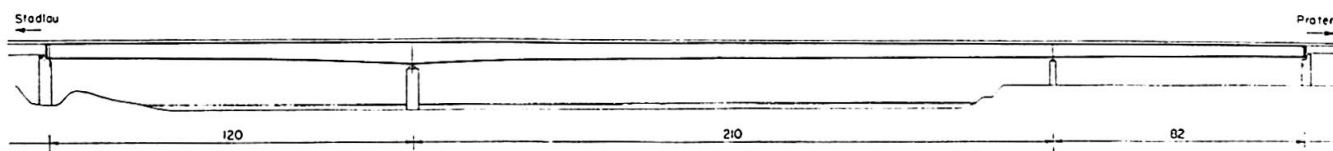
construction des ponts à poutres caissons continues, favorisée notamment par les développements des réseaux d'autoroutes, a connu un grand essor dans le monde pour les ouvrages de moyenne portée, comme en témoignent les nombreux ponts de ce type réalisés depuis.

Ces ponts comportent, dans la plupart des cas, soit -comme pour celui de Düsseldorf-Neuss- deux caissons parallèles solidarités par des entretoisements, ou un caisson unique avec ou sans encorbellements latéraux. Ils sont caractérisés par une grande rigidité torsionnelle due à la forme "en tube" de la structure portante, mais aussi -du fait des grands élancements d'ensemble ainsi rendus possibles- par l'élégance de leur silhouette répondant aux ambitions esthétiques les plus hardies.

Cependant, les proportions adoptées dans certains ouvrages des années 60 avaient quelque peu devancé le progrès des connaissances approfondies nécessaires pour une analyse précise de la stabilité des systèmes porteurs à âmes minces, ce qui a permis l'apparition de quelques (en fait, quatre) incidents, qui ont eu le mérite de mettre en branle l'attention des chercheurs et les moyens de divers laboratoires. Les études théoriques et expérimentales très poussées ainsi effectuées sur la stabilité post-critique au voilement des âmes, compte tenu des imperfections inévitables, et conjointement sur les systèmes de raidissage, ont permis de combler cette lacune, au point que l'étude et la réalisation d'un tel ouvrage sont devenues des opérations quasi-classiques entre les mains des projeteurs et constructeurs avertis.

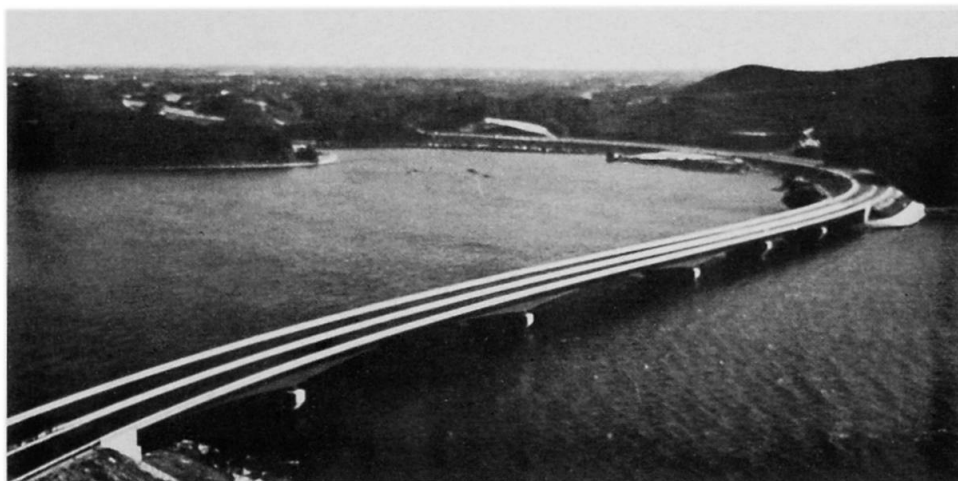
Parmi les nombreux ponts à poutres caissons que l'on pourrait citer, nous en avons choisi les exemples suivants:

Le pont du *Prater* sur le Danube à Vienne, pont à trois travées de 120+210+82 m et avec une largeur totale du tablier de 31,88 m sur deux caissons de 7,56 m de largeur et de hauteur variable, résultant en une élégante sobriété de lignes.



Pont du Prater

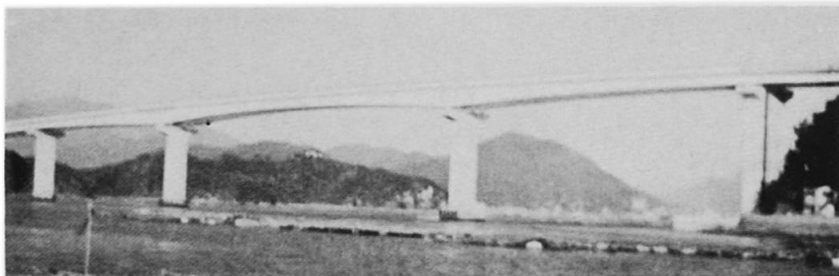
Le pont de *Hamanako*, au Japon, est à quatre travées de 80+140+140+80 m avec deux caissons de hauteur variable ($H_{\max} = 6$ m, $H_{\min} = 3$ m), résultant en un profil très élancé, souligné par une couleur vive tranchant sur le paysage sans toutefois le contrarier.



Pont de Hamanako



La même recherche de beauté se retrouve dans le pont d'*Hiroshima*, à trois travées de 100+150+100 m de portée avec deux caissons de hauteur variable à profil parabolique en travée centrale et demi-parabolique en travées de rive, avec $H_{\max} = 6,30$ m et $H_{\min} = 3,20$ m. L'ouvrage, peint en blanc, se détache élégamment dans l'environnement marin où il est situé.



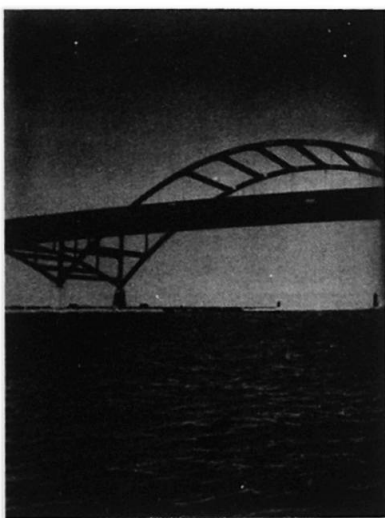
Pont d'Hiroshima

Notre quatrième et dernier exemple du genre est le pont de *Floridsdorf* sur le Danube, à Vienne. De construction techniquement tout aussi "classique" et de forme tout aussi élégante que les précédents, il se distingue par la remarquable rapidité de son exécution. En effet, appelé à remplacer un pont accidenté sur une voie de trafic intense, ce pont à trois travées de 82,5+167,5+82,5 m comportant deux chaussées à deux files de voitures, deux voies de tramway et des pistes cyclables et piétonnes, a été réalisé (travaux de génie civil et fabrication et montage de la structure métallique compris) dans le temps record de 18 mois depuis l'adjudication et jusqu'à la mise en service, ce qui est à peine la moitié d'un délai habituel pour un tel ouvrage.

Cet exemple démontre la faculté particulière de la construction en acier de répondre à des contraintes très sévères de délais, pour faire face à des situations exceptionnelles.

3. PONTS EN ARC

Nous avons choisi, pour illustrer le caractère de ce type de ponts, hors d'Europe des exemples d'ouvrages de portée moyenne par rapport aux records qui dépassent les 500 m. Ils assurent avantageusement des franchissements où la topographie et la géologie du lieu s'y prêtent, mais exigent des procédés particuliers de montage, plus laborieux que ceux des ponts à poutres droites.



Pont de Milwaukee

Le pont de *Milwaukee*, franchissant les eaux des rivières Milwaukee et Kinnickinnic avant leur embouchure dans le Lac Michigan, avec une hauteur libre de 36,6 m au dessus du plan d'eau, permet le passage de navires de haute mer.

Des études comparatives de plusieurs types de ponts sur le plan technique et architectural ont conduit au choix de la formule d'arc sous-tendu, la tension dans le tablier situé à mi-hauteur de l'arc annulant la poussée horizontale sur les piles, ce qui s'imposait du fait de la faible résistance du sol.

La structure de l'arc est en caisson étanche, non peint à l'intérieur et raidi par des nervures en Vierendeel.

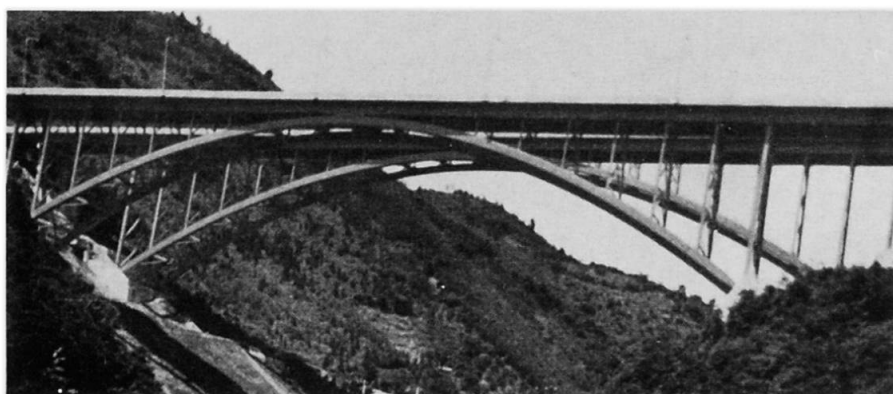
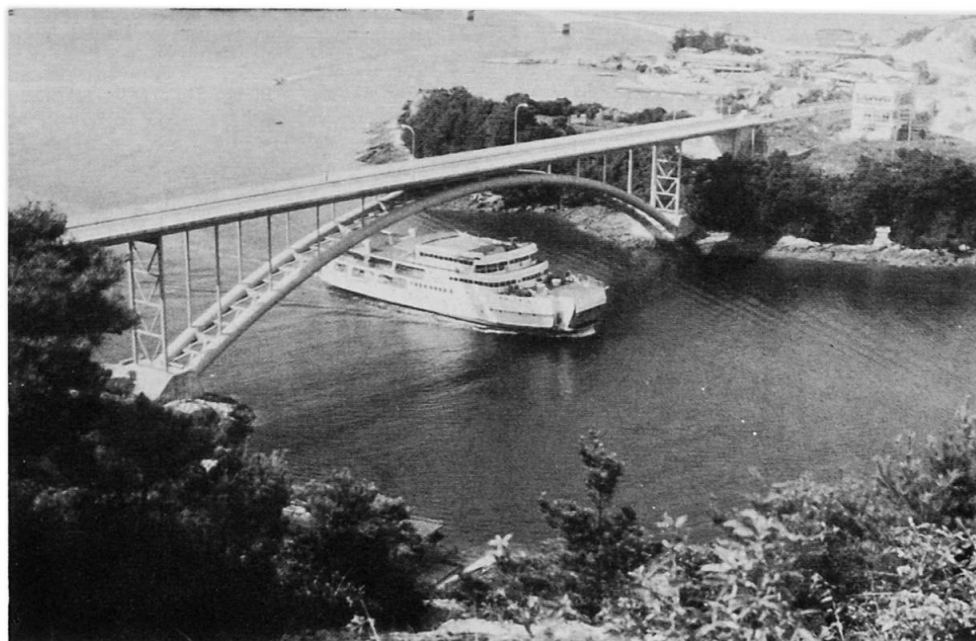
La coloration en bleu du tablier et en teinte or du reste de la structure témoigne de la recherche esthétique.

tique qui a déjà joué dans le choix du type d'ouvrage.

Les ponts en arc à tablier supérieur de *Matsushima* et de *Minasegawa*, placés en des sites particulièrement pittoresques du Japon, sont conçus en harmonie avec leur environnement, dont ils constituent maintenant un élément positif.

Le premier est en construction tubulaire -arcs, contreventements en K et montants tout en tubes ronds- et rappelle le beau pont suédois d'Askeröfjord. Le second est en caissons carrés. Tous deux peints en une teinte rouge et munis de garde-corps en aluminium qui ajoutent à leur élégance, ils témoignent de la prédilection japonaise pour les jeux de couleurs.

Pont de Matsushima



Pont de Minasegawa

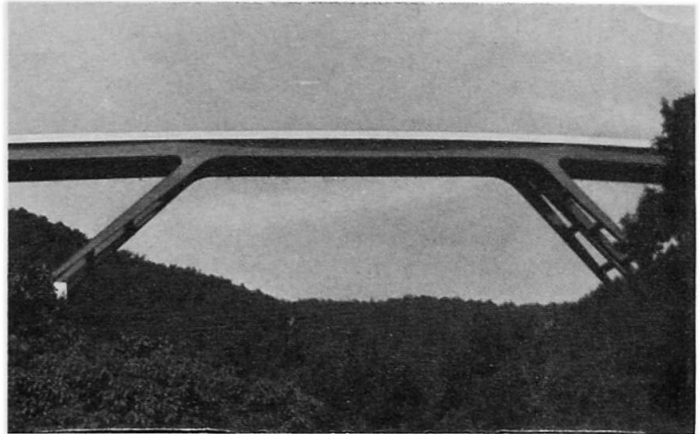
4. PONTS A BEQUILLES

Lorsqu'il s'agit de franchir une vallée dont le profil incite à l'adoption de ce type de pont, et même en profil non accidenté mais à condition de bénéficier d'une certaine hauteur de libre passage en dessous, il peut être avantageux de recourir à un pont à béquilles, système qui s'apparente à la fois au pont en arc et au pont à poutres continues et qui permet géométriquement d'enjamber une largeur libre de passage bien plus grande que la travée centrale du tablier.

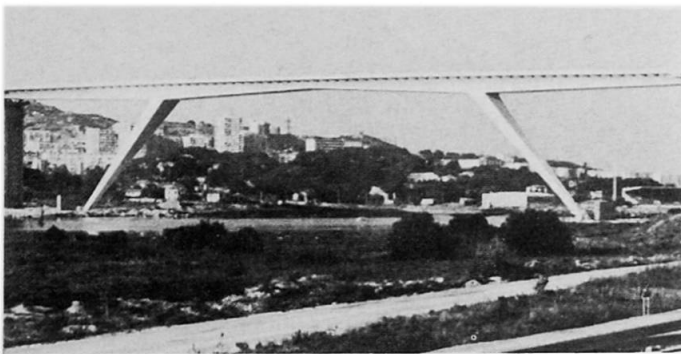
C'est le cas, à titre d'exemple, du pont de *Yuyadani* au Japon, de dimensions bien plus modestes que le très beau Pont Grande Duchesse Charlotte à Luxembourg, mais qui en rappelle les proportions.

Les portées du tablier sont de 50+60+50 m. Une particularité de ce pont est son tracé courbe, inhabituel pour ce type d'ouvrage.

Pont de Yuyadani →



C'est aussi le cas du Viaduc de *Martigues* sur la passe navigable de Caronte, de la Méditerranée à l'étang de Berre. La partie centrale du viaduc est à trois travées de 85+130+85 m mais, du fait du système à béquilles, correspond à un passage libre de 210 m de largeur au niveau du plan d'eau.



Viaduc de Martigues

L'adjudication de cet ouvrage métallique a eu lieu par compétition avec le béton précontraint, qui toutefois était retenu pour les viaducs d'accès, à travées de 45 m de portée.

5. PONTS EN TREILLIS

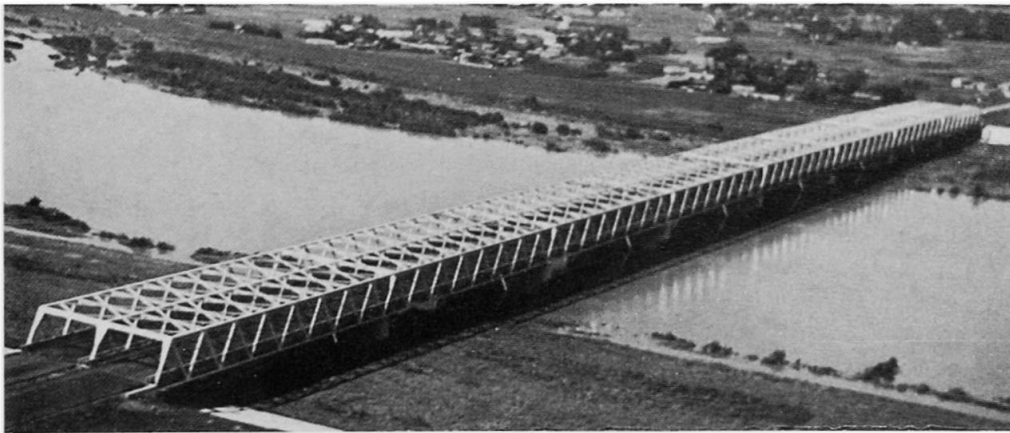
Le pont en treillis, qui fut jusqu'à ces derniers temps la formule quasi universelle, ou tout au moins largement prédominante pour les moyennes portées et même au delà, a été presque totalement abandonné dans les projets d'Europe occidentale, en raison de son coût de fabrication et d'entretien, mais aussi comme non conforme aux canons des exigences esthétiques modernes. Il est cependant intéressant de constater qu'en Amérique et au Japon ce type d'ouvrages continue à figurer dans les programmes et a donné lieu, encore tout récemment, à de remarquables réalisations.

Vu dans l'optique traditionnelle, le calcul des ponts à treillis apparaît comme relativement simple, mais on ne peut ignorer qu'il comporte des problèmes non résolus, notamment la détermination des longueurs de flambement des barres, qui rend illusoire la précision voulue des calculs.

Quant aux considérations économiques et esthétiques, la comparaison des poids d'acier mis en oeuvre et de l'aspect, par exemple, des deux ponts du Firth of Forth à 80 ans d'intervalle ou, plus proches, du Pont Severin à Cologne et de l'ouvrage détruit qu'il a remplacé, en constitue une démonstration parlante.

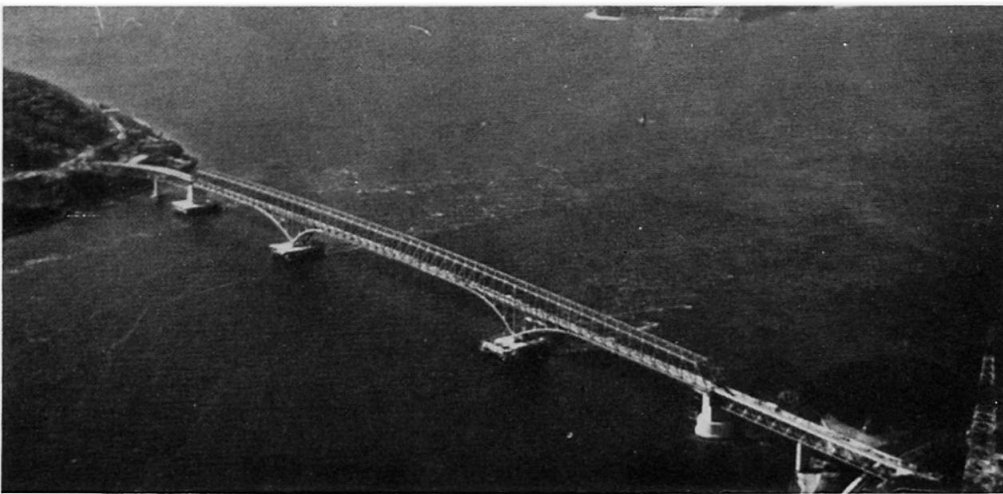
Cela n'entache cependant pas les mérites des exemples que nous allons considérer ci-après, trois ponts japonais.

La structure du pont de *Tonegawa* comporte trois poutres maîtresses à treillis en V, continues sur quatre travées de 80 m et de hauteur constante, avec contreventement supérieur et tablier inférieur, donnant passage à une autoroute à trois voies dans chaque sens.

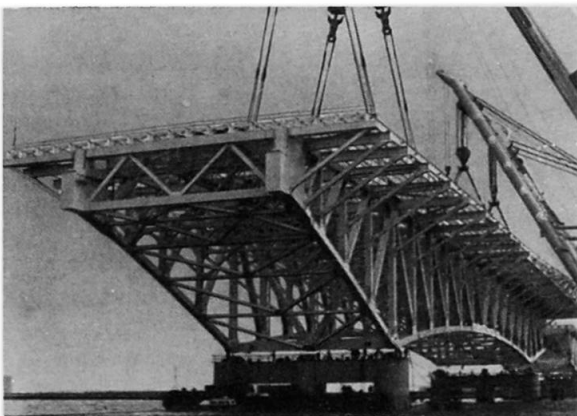


*Pont de
Tonegawa*

Le pont de *Ohshima*, à poutres continues sur trois travées de 200+325+200 m avec treillis en N, n'atteint pas le record mondial de portée détenu par le pont Astoria (aux U.S.A.), mais se place en second après celui-ci. Il est relativement étroit, le tablier inférieur étant prévu pour 2 files de voitures (6,5 m) et un trottoir (1,5 m) et il est peint en vert pâle, pour s'accorder avec le paysage. Le tablier est en béton léger, armé.



*Pont de
Ohshima*



Pont d'Arakawa

Sur l'autoroute de ceinture de la Baie de Tokyo, on construit actuellement un pont à treillis de 840 m de long: le pont d'*Arakawa*, franchissant la rivière du même nom à son embouchure. Sa structure est du type à cantilever, constituée à 70% en acier autopatinable résistant à la corrosion, sur le total de 20000 t mis en oeuvre.

La structure, fabriquée en atelier en 7 tronçons entièrement soudés, est ainsi apportée à pied d'oeuvre et assemblée par boulons HR.

6. PONTS A HAUBANS

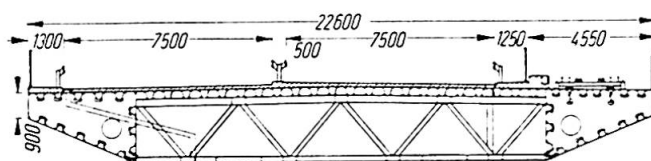
La construction moderne de ponts à haubans, spectaculairement inaugurée par celle du pont de Düsseldorf Nord sur le Rhin avec ses portées de 108+260+108 m, a connu un essor considérable au cours des dernières années, ce système s'étant révélé techniquement et économiquement intéressant. En effet, le fractionnement des portées, dû au haubanage, conduit à des ouvrages relativement légers. Cette légèreté, ainsi que son incidence sur le parti de génie civil, influent favorablement sur l'économie d'un tel projet. Accessoirement, les haubans peuvent être utilisés pour les opérations de montage.

Afin de dégager les tendances actuelles, nous présentons quelques exemples illustrant différentes versions de ce type d'ouvrages.

Le pont de *Steyregger* sur le Danube, en Autriche, à trois travées de 80+161+50 m, est muni d'un pylône métallique en A transversal de 44 m portant, sur selle, deux nappes inclinées de 15 haubans de 69 mm ϕ disposés en éventail. Le tablier est mixte, à dalle de béton sur grille de poutres en acier avec 4 poutres maîtresses continues. L'effort collaborant de la dalle sur toute la longueur est réalisé par dénivellation des appuis d'extrémité, par soulèvement des appuis sur selle et finalement par réglage individuel des douilles sur les haubans.

Le calcul du système porteur hautement hyperstatique, avec prise en compte des phases de montage et de bétonnage et des multiples actions prévues en service, a été rendu possible par combinaison de plusieurs programmes sur ordinateur.

Deux ponts pratiquement identiques, construits à *Zarate* (Argentine) traversant les deux bras du Paraná à son embouchure, comportent un tablier constitué de deux caissons trapézoïdaux de



Section transversale du tablier

3,90 m de largeur, reliés par une dalle orthotrope de 15,8 m de largeur et entretoisés par des diaphragmes à âme pleine et des treillis en K.

Deux pylônes en béton supportent des nappes verticales de haubans disposés en éventail, préalablement confectionnés en atelier (procédé sans précédent pour un tel ouvrage, dans ces dimensions).

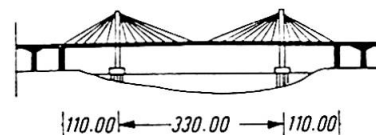


Schéma longitudinal

Le revêtement de la dalle est en béton, pour des raisons locales (climat sec, prix de revient) et sert de ballast pour cette structure par ailleurs très légère, sensible aux actions du vent. Dans l'étude de stabilité torsionnelle il a été tenu compte d'une forte dissymétrie due à la présence d'une voie de tramway sur un côté du tablier.

Le pont de *Saint-Nazaire* sur la Loire détient, avec sa travée centrale de 404 m, le record mondial de portée.



Pont de Saint-Nazaire

Le tablier est en caisson métallique, d'une largeur de 15 m. Deux pylônes métalliques en A, à cheval sur le tablier, supportent chacun deux nappes de haubans toronnés, de 72 à 105 mm ϕ , ancrés sur les pylônes (sans selle de passage). Compte tenu du grand élançement latéral du tablier, une étude spéciale sur les effets du vent a été effectuée. Elle a conduit au choix d'un profil aérodynamique et à l'installation de déflecteurs judicieusement placés.

Le choix du système à haubans, plutôt que d'un pont suspendu, a été imposé par la quasi-impossibilité de placer des culées d'équilibrage en plein milieu d'un large estuaire.

A la différence des exemples précédents, le pont français de *Raiffeisen* sur le Rhin, en Allemagne, comporte un seul pylône métallique médian en A, de 88 m, portant une seule nappe verticale de 44 haubans de 108 à 118 mm disposés en éventail dans le plan axial du pont. Le tablier, continu, est encastré sur la travée centrale de 38,40 m située sur un terre-plein entre les deux bras du fleuve, enjambés par les travées de rive avec des portées de 235 et 212 m. Il est constitué d'un caisson symétrique à 4 âmes (écartement 5,55-3,50-5,55 m) avec des encorbellements de 10 m sur chaque côté, le tout portant deux chaussées de 10,75 m et deux trottoirs de 3,5 et 4,5 m.



Pont de Raiffeisen

Ce pont étant destiné à remplacer un autre, devenu impropre au service exigé, devait être construit sans interrompre la circulation routière et sans gêner la navigation. Cette contrainte a été satisfaite par montage à côté de l'an-

cien ouvrage et ripage sur les têtes de piles. Cette dernière opération (déplacement latéral de 16,25 m de la structure de 12000 t) s'est effectuée sans incident en 54 heures, limitant ainsi à l'extrême la gêne de la circulation.

Remarque générale.

L'emploi du système à haubans est en progression. On peut noter, par exemple, les projets japonais des deux ponts identiques de *Hitsuishijima* et *Igurojima* (portées: 185+420+185 m) et celui du port de *Yokohama* (portées: 200+460+200 m) dont la construction est imminente et qui prendront donc successivement le relais du record détenu par le pont de Saint-Nazaire. Mais dans les conditions actuelles rien n'empêche de viser plus loin, vers des portées de 500 à 600 m.

7. PONTS SUSPENDUS

Le pont suspendu, structure par excellence des ouvrages de grande et très grande portée, connaît un développement continu, répondant aux nécessités toujours croissantes du trafic traversant les grandes brèches, dans les diverses parties du monde. Ce type de ponts n'a jamais cessé de détenir le record absolu de portée, jamais dépassé que par un ouvrage du même type, comme c'est le cas encore aujourd'hui, où le record mondial de 1300 m du pont sur le détroit de Verrazano est en train de céder cet honneur au pont en construction sur le Humber, en Grande Bretagne, avec sa portée de 1410 m et sa poutre de rigidité de 4,50 m de hauteur, approchant ainsi la prédiction de John Roebling faite il y a plus d'un siècle: "the one-mile span". Cette progression n'est, de toute évidence, nullement finie et ce sont des considérations économiques et de conjoncture -et non techniques- qui arrêtent des projets tels que, par exemple,



celui du franchissement du détroit de Messine, pour lequel on n'a pas hésité à envisager une portée maximale allant, selon les diverses solutions proposées, de 1700 à 3000 m.

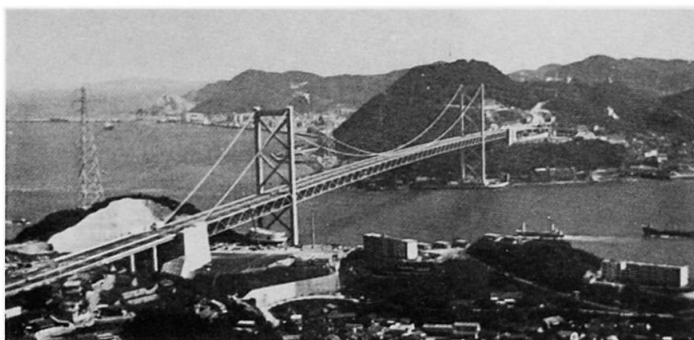
Des preuves, s'il en fallait, de la complexité des bases économiques et financières indispensables pour la réalisation d'ouvrages de cette importance sont amplement fournies par l'histoire des adjudications de divers grands ponts suspendus, au cours des deux dernières décennies.

Des considérations du même ordre, mais dans un contexte plus favorable et associées au besoin impérieux d'assurer des liaisons efficaces entre les principales îles du Japon, ont conduit à un prestigieux ensemble d'ouvrages de grande portée -évidemment en acier- qui est en cours de réalisation. C'est dans cet ensemble que se situent, entre beaucoup d'autres, les ponts suspendus suivants:

- le pont de *Kanmon*, avec une travée centrale de 712 m
- le pont de *In-no-Shima*, " " " " " 770 m
- le pont de *Ohnaruto*, " " " " " 876 m

ainsi que les projets en cours de réalisation suivants:

- trois ponts suspendus avec des portées de 940, 990 et 1100 m sur le trajet *Kojima-Sakaide* et
- le pont d'*Akashi* avec une portée de 1514 m.



Pont de Kanmon

Tous ces ouvrages sont placés dans des sites particulièrement difficiles, en raison des conditions météorologiques (typhons) et sismiques et de très forts courants marins. Ils ont donc dû faire l'objet d'études extrêmement complexes.

8. REMARQUE FINALE

Le cadre de cet exposé ne permettant pas de nous étendre sur des considérations générales, nous laissons au lecteur le soin de tirer les conclusions qui, de toute évidence, s'imposent d'elles-mêmes sur le rôle de l'acier dans la construction des grands ponts.

9. BIBLIOGRAPHIE

1. Droin, J.C. et Corbière, G.: Le Viaduc de Martigues - CFEM, Paris,
2. Heckel, R.: Die Floridsdorfer Donaubrücke in Wien -
3. Leonhardt, F. et al.: Zwei Schrägseilbrücken über den Rio Paraná - Der Stahlbau, 8/1979, Berlin.
4. Müller, Th.: Die Steyregger Brücke in Linz -
5. n.n.: Le Pont de Saint-Nazaire Saint-Brévent - CFEM, Paris, 1974
6. n.n.: Documents divers communiqués par MM: K. Miyamoto (Nihon Doro Kodan, Tokyo), M. Sasado (Technological University, Nagaoka), J. Tajima (Honshu Shikoku Bridge Authority, Tokyo), Y. Uyemae (Metropolitan Expressway Corporation, Tokyo).



VIII

Cable Systems for Bridges

Systèmes de câbles pour les ponts

Kabelsysteme für Brücken

NIELS J. GIMSING

Professor

Technical University of Denmark

Copenhagen, Denmark

SUMMARY

It is shown that the application of a fan shaped cable system will reduce the amount of cable steel significantly compared to the suspension system. Furthermore, it is shown that the earth anchoring of the back stay in a fan shaped cable system can reduce the normal forces acting on the stiffening girder.

RESUME

Il est montré qu'un système de câbles en forme d'éventail permet une réduction importante du poids des câbles par rapport au système suspendu. En outre, il est montré que l'ancrage dans le sol du câble d'arrêt d'un système de câbles en éventail peut réduire les forces normales agissant dans la poutre.

ZUSAMMENFASSUNG

Es wird gezeigt, dass mit einer büschelförmigen Kabelanordnung eine bedeutende Gewichtseinsparung der Kabel erbracht werden kann, wenn diese mit der herkömmlichen Kabelanordnung der Hängebrücken verglichen wird. Zusätzlich wird gezeigt, dass bei einer büschelförmigen Kabelanordnung eine Erdverankerung der äusseren Schrägseile eine Reduktion der im Brückenträger vorhandenen Normalkraft erzielt werden kann.



INTRODUCTION

In cable supported bridges, the cable system is generally designed for dead load and for traffic load distributed over the whole span length. Applying uniform load to the cable systems will therefore give a good picture of the efficiency of the different systems.

In this paper, the following three cable systems will be treated: (a) The Suspension System, (b) The Fan System and (c) The Harp System, shown in Figure 1 as pure cable systems with all elements in tension.

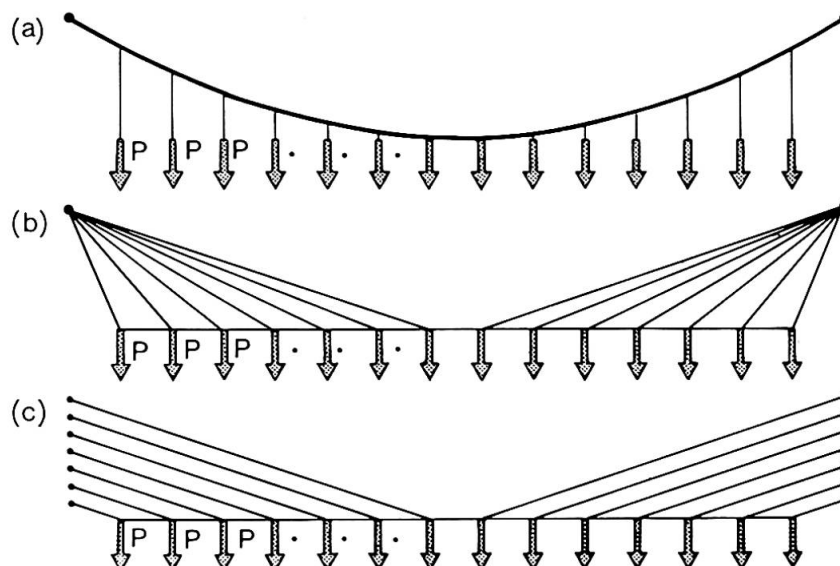


Figure 1. Suspension System, Fan System and Harp System as pure Cable Systems.

The theoretical quantity of cable steel Q_C for a given cable system can be determined by the summation: $Q_C = \sum (\gamma/\sigma) N \lambda$, where N is the cable force, λ the length of each cable element, γ the density of the cable material and σ the limiting stress (allowable cable stress).

THE SUSPENSION SYSTEM

For a suspension system, the right half of which is shown in Figure 2, the quantity of cable steel Q_{CS} can be determined as follows:

$$Q_{CS} = 2 \frac{\gamma}{\sigma} P \left[\frac{1}{4} n(n+1) \frac{a^2}{h} + \sum_{i=1}^n \frac{i(i-1)}{n(n+1)} h + \sum_{i=1}^n \frac{n(n+1)}{2h} \left(a^2 + \frac{4h^2}{n^2(n+1)} i^2 \right) \right]$$

where the first term is the quantity of the cable 0-1, the second term the quantity of the hangers (summation of $i-i'$) and the third

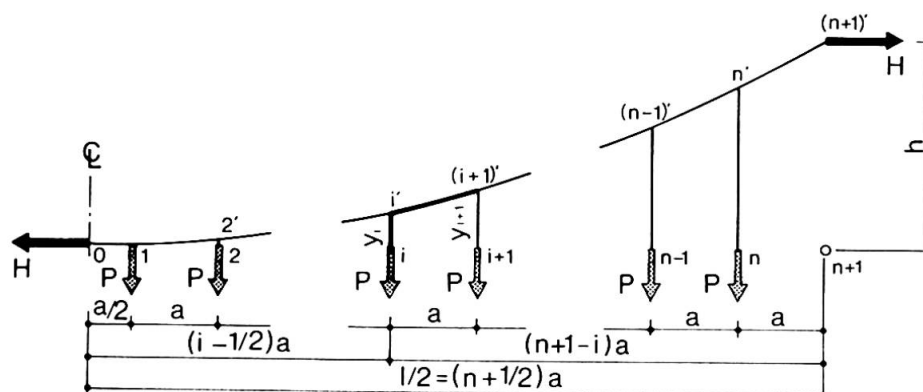


Figure 2. Geometry and Nomenclature for the Suspension System.

term the quantity of the main cable $1-(n+1)'$ (summation of $i'-(i+1)'$).

$$Q_{CS} = 2nP(h + (n+1)(2n+1)\frac{a^2}{4h})\frac{\gamma}{\sigma} \quad (1)$$

THE FAN SYSTEM

For a fan system as shown in Figure 3:

$$Q_{CF} = 2\frac{\gamma}{\sigma}P\left(\sum_{i=1}^n (n-i+1)\left(i-\frac{1}{2}\right)\frac{a^2}{h} + \sum_{i=1}^n [(n-i+1)^2 a^2 + h^2]\frac{1}{h}\right)$$

the first term being the summation of $0-i$ and the second the summation of $i+1-(n+1)'$.

$$Q_{CF} = 2nP(h + (n+1)(2n+1)\frac{a^2}{4h})\frac{\gamma}{\sigma} \quad (2)$$

thus leading to exactly the same expression as (1).

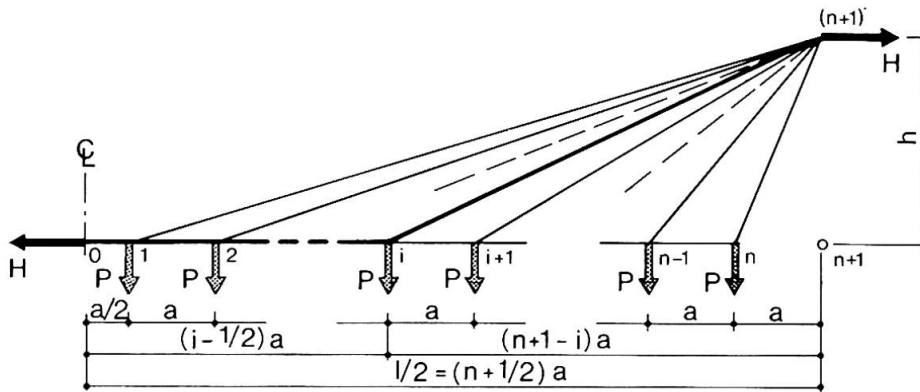


Figure 3. Geometry and Nomenclature for the Fan System

THE HARP SYSTEM

For a harp system (Figure 4) the horizontal force H will be the same as for the suspension and fan systems if $b = 2h/(n+1)$. In this case, the quantity of cable steel Q_{CH} will be:

$$Q_{CH} = 2\frac{\gamma}{\sigma}P\left[\sum_{i=1}^n \frac{1}{2}(n+1)\left(i-\frac{1}{2}\right) + \sum_{i=1}^n \frac{1}{2}(n+1)\left(a^2 + \frac{4h^2}{(n+1)^2}\right)(n+1-i)\right]$$

the first term being the summation of $0-i$ and the second the summation of $i-i'$

$$Q_{CH} = 2nP(h + (n+1)(2n+1)\frac{a^2}{4h})\frac{\gamma}{\sigma} \quad (3)$$

again the same expression as (1)

THEOREM ON THE CONSTANCY OF THE QUANTITY OF CABLE STEEL

From the above investigations the following theorem can be deducted:

The theoretical quantity of cable steel is the same for the suspension system, the fan system and the harp system under uniform load provided they are all made as pure cable systems (with all elements in tension) and with the same horizontal force.

This result might seem to be astonishing as several other investigations have revealed that the quantity of cable steel in the cable stayed systems is considerably lower than in the suspension system. However, the explanation on this divergency is that in the cable

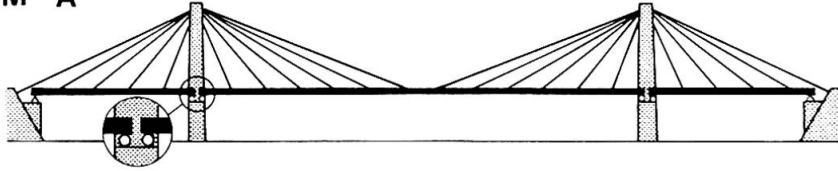
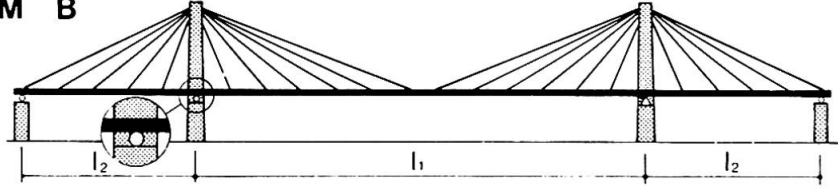
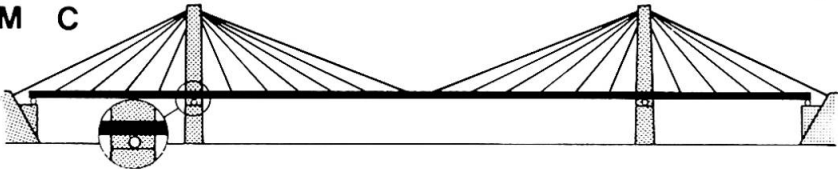
SYSTEM A**SYSTEM B****SYSTEM C**

Figure 5. Structural Systems for Bridges with Fan Shaped Cable Systems.

In system C the back stay is anchored to an anchor block, and the stiffening girder continuous with movable bearings at the ends. In this case the stiffening girder will be subjected to both tension and compression.

The variation of the normal force in the stiffening girder is determined by integrating $dN = p(x/h)dx$, where dN is the normal force produced by the load pdx in the distance x from the pylon. For system A: $N=0$ at the pylons, for systems B: $N=0$ at the centre of the main span, and for system C: $N=A$ at the ends.

$$\text{System A: } N(x) = \int_0^x dN = \frac{1}{2} \frac{P}{h} x^2$$

$$\text{System B: } N(x) = -\int_{l_1/2}^x dN = \frac{1}{2} \frac{P}{h} (x^2 - \frac{l_1^2}{4}) \quad (8)$$

$$\text{System C: } N(x) = -\int_x^{l_2} dN = \frac{1}{2} \frac{P}{h} (x^2 - l_2^2)$$

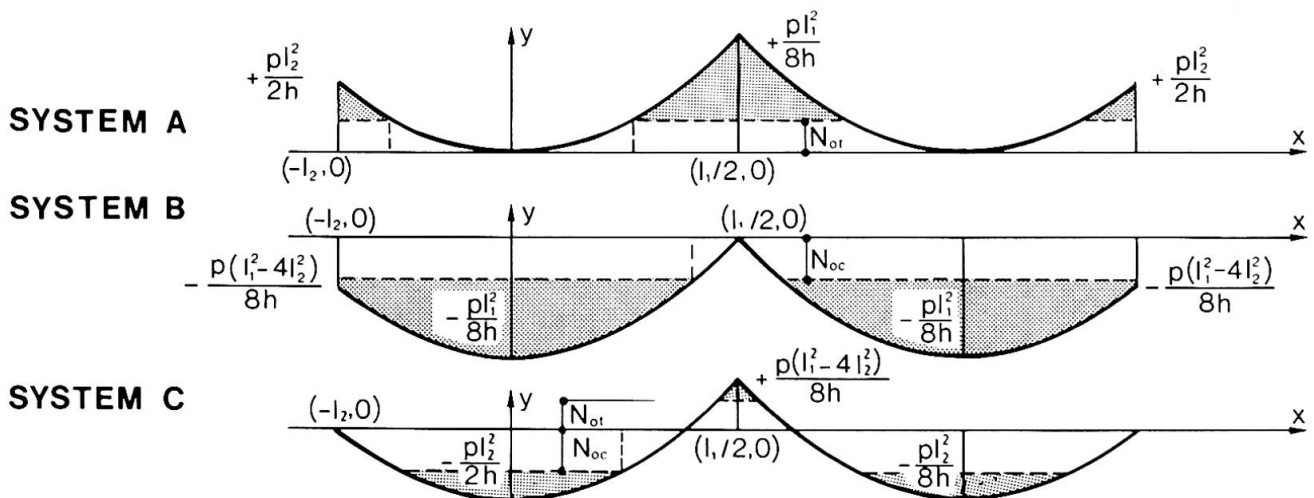


Figure 6. Variation of Normal Forces in the Stiffening Girder for the System shown in Figure 5.

In Figure 6 this variation of the normal forces is indicated.

The influence of the normal forces on the quantity of additional steel in the stiffening girder can approximately be expressed by calculating the area under the normal force curve: $A_N = \int |N(x)| dx$. However, as the stiffening girder generally possesses a capability of transmitting normal forces up to a certain value N_0 , without requiring strengthening, only the shaded areas in Figure 6 should be included in A_N .

In Figure 7 the variation of A_N with the span length l is shown. Note that system B will be considerably more material consuming than the other systems for span lengths exceeding the value l_0 . For $l = 4l_0$ the additional material required in the stiffening girder of system B will be more than 8 times larger than for system C.

It should, however, be considered that the more expensive stiffening girders of system B will in many cases be balanced out by the cheaper substructure subjected to vertical forces only. This is especially true for smaller spans, as those found in the present cable stayed bridges.

With increasing spans the savings in the superstructure of system C will probably make this the optimum solution unless the soil conditions are extremely unfavourable for the construction of anchor blocks.

System A will in no cases be superior to system C.

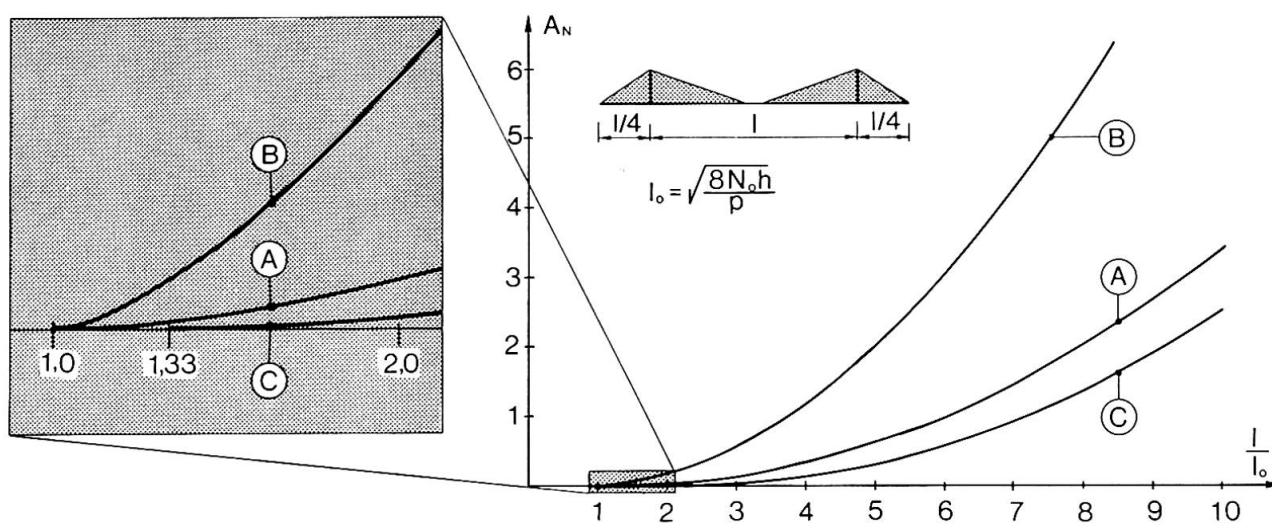


Figure 7. Intensity of the Normal Force Acting on the Stiffening Girder.

REFERENCES

- Gimsing, N.J. : Anchored and Partially Anchored Stayed Bridges. Proceedings of the Symposium on Suspension Bridges, Lisbon, LNEC, 1966.
- Leonhardt, F. : Latest Developments of Cable-Stayed Bridges for Long Spans, Byggningsstatistiske Meddelelser, Copenhagen, Vol. 45, 1974, No. 4.



VIII

Evolution dans la conception des grands ponts ferroviaires

Tendenzen beim Entwurf grosser Eisenbahnbrücken

Trends in the Design of Big Railway Bridges

JEAN-LOUIS PICQUAND

Chef du Département des Ouvrages d'Art
Société Nationale des Chemins de Fer Français
Paris, France

RESUME

La valeur élevée des surcharges et l'importance des majorations dynamiques ont conduit la SNCF à employer, pour le dimensionnement de ses ouvrages, le convoi de calcul défini après les études menées sous l'égide de l'Union Internationale des Chemins de Fer. Des précautions ont été prises sur les lignes parcourues à très grande vitesse. Des recommandations ont été élaborées pour l'emploi notamment du béton précontraint.

ZUSAMMENFASSUNG

Die hohen Verkehrskosten und die Wichtigkeit des Stosszuschlages führten dazu, dass die SNCF bei der Bemessung ihrer Bauwerke den Typenzug nach UIC (Internationaler Eisenbahnverband) zugrunde legen. Besondere Vorsichtsmassnahmen wurden für Strecken, die mit sehr grossen Geschwindigkeiten befahren werden, vorgenommen. Empfehlungen wurden für die Verwendung von Stahlbeton erarbeitet.

SUMMARY

The high value of live loads and the importance of the impact factors led SNCF to use a theoretical train defined by UIC (Union International of Railways) for designing its civil engineering structures. Particular attention was paid to high speed operated lines. Rules especially applying to prestressed concrete were elaborated.



Après une longue période où la construction des voies ferrées était en France limitée à la création de triages et à l'établissement d'embranchements particuliers, la S.N.C.F. a, depuis les années 70, entrepris la construction de lignes nouvelles, d'abord dans le cadre suburbain pour la desserte des villes nouvelles de la Région Parisienne et de l'aéroport Charles de Gaulle à Roissy, puis, plus récemment, pour la réalisation de la ligne à très grande vitesse Paris-Sud-Est.

L'ensemble des travaux d'établissement des lignes nouvelles s'est traduit par la construction d'un nombre important d'ouvrages d'art neufs dont la conception a été marquée d'une certaine évolution tenant compte du fait que leur mise en œuvre se déroulait en dehors de tout trafic ferroviaire. Il en est résulté un emploi assez étendu du béton précontraint avec un certain nombre de précautions d'emploi qu'imposaient les caractéristiques spécifiques du trafic ferroviaire.

1. CARACTERISTIQUES PARTICULIERES DES PONTS-RAILS

Ce qui différencie les ponts-rails des ponts-routes c'est d'une part l'importance des surcharges roulantes, d'autre part la difficulté et le coût d'une intervention d'entretien sur un ouvrage exploité. Ces particularités ont de tout temps conduit à des structures de dimensions importantes en regard des portées des ouvrages. Des portées de viaduc de l'ordre de la centaine de mètres qui sont, somme toute assez courantes en matière de ponts-routes, posent des problèmes techniques ardues en matière de ponts-rails. Ces problèmes sont d'ailleurs accentués comme nous le verrons plus loin dans le cas où l'ouvrage est susceptible d'être parcouru par des circulations à grande vitesse.

2. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES : DEFINITION DES SURCHARGES

2.1. - Les effets dynamiques

Ces effets sont essentiellement de trois ordres :

1) *La force centrifuge verticale due à la charge de la voie*

La flexion prise par l'ouvrage sous la surcharge donne à la voie une courbure concave vers le haut ce qui entraîne une force centrifuge dirigée vers le bas qui s'ajoute au poids propre et accroît la flèche donc la courbure de la voie. Cette variation de courbure provoque une nouvelle augmentation de la force centrifuge jusqu'à établissement d'un équilibre dynamique. La force centrifuge étant proportionnelle au carré de la vitesse, il se peut que pour une vitesse dépassant un seuil que nous appellerons vitesse critique la poutre ne trouve pas sa position d'équilibre dynamique. On notera que pour les convois légers du Train à Grande Vitesse (TGV) la vitesse critique sur les tabliers classiques en béton armé ou précontraint est de l'ordre de 1 500 km/h ce qui laisse une marge très suffisante ; par contre, la vitesse critique d'une machine lourde sur un tablier métallique léger est de l'ordre de 500 à 600 km/h ce qui pourrait poser des problèmes dans le cas de circulation de tels engins à 300 km/h. On remarquera que dans une telle éventualité l'effet de la force centrifuge peut être maîtrisé en donnant une contreflèche à la voie.

2) *Les variations dynamiques des charges d'essieu attribuables aux défauts de voie, aux irrégularités des organes de roulement, aux oscillations de caisses et bogies, aux effets de cabrage liés aux efforts de freinage et traction.*

3) *Les oscillations élastiques des poutres sous l'effet des sollicitations périodiques dues aux passages des groupes d'essieux.*

Dans la pratique les divers effets sont en interaction mutuelle de sorte qu'il est nécessaire de les appréhender globalement. C'est l'objet du coefficient de majoration dynamique $1 + \varphi$.

Dès 1952, sous l'égide de l'Union Internationale des Chemins de Fer (UIC) des essais sur modèle réduit et sur ouvrages, des études théoriques ont été menés afin de mieux appréhender le coefficient de majoration dynamique. Ces études ont montré qu'on pouvait représenter le coefficient de majoration dynamique sous la forme $1 + \varphi = 1 + \varphi' + \lambda \varphi''$ où φ' représente la majoration dynamique pour une voie parfaite, φ'' la majoration dynamique due aux irrégularités verticales de la voie, λ un coefficient de prise en compte de ces dernières, variable avec la qualité de l'entretien de la voie.

Les coefficients φ' et φ'' sont fonction de :

- la vitesse du convoi,
- la fréquence propre d'oscillation du tablier,
- la longueur caractéristique de l'élément considéré qui est égale à la portée pour les poutres principales sur appui simple et qui est donnée par un tableau défini par les essais pour les autres éléments et pour les travées hyperstatiques.

2.2. - Le convoi de calcul

Sous peine de compliquer exagérément le calcul et d'entraîner par là des risques d'erreur, il n'est pas souhaitable de multiplier les paramètres entrant dans le dimensionnement des ouvrages. Aussi l'UIC a-t-elle cherché à couvrir par un schéma de charge unique les diverses circulations susceptibles d'emprunter une même ligne.

A cet effet, six trains types réels (TTR) ont été considérés chacun avec sa vitesse caractéristique.

On a d'abord établi un schéma de charge UIC couvrant du point de vue des charges statiques l'ensemble des TTR. On a pu alors définir un coefficient de majoration dynamique ϕ qui, appliqué au schéma UIC, puisse couvrir les effets des TTR avec leurs majorations dynamiques réelles.

Le coefficient ϕ ne dépend que de la longueur caractéristique de l'élément.

2.3. - La qualité de la géométrie de la voie dans le cas des circulations à grande vitesse

La sécurité et le confort des usagers circulant à grande vitesse (260 km/h) impose des variations extrêmement limitées à la géométrie de la voie.

- a) Les déformations dues au *fluage* et au *retrait* du béton sont des phénomènes lents qui peuvent altérer le profil en long de l'ouvrage. Il y est remédié par une pose de voie ballastée qui permet toutes les corrections de nivellement désirables.
- b) La dilatation thermique s'accompagne de courbures parasites des tabliers en plan et profils lorsque l'ensoleillement chauffe inégalement les faces du tablier. Une réduction de cet effet est obtenue par l'utilisation de matériaux à grande inertie thermique (béton) et par mise à l'ombre des faces exposées : encorbellement protégeant les faces latérales, ballast protégeant le hourdis supérieur.
- c) La flexibilité des tabliers ne doit pas amener de défauts supérieurs à ceux admis en voie courante.

Les flèches sont limitées :

- au 1/1 500 de la portée si celle-ci est inférieure à 8 m,
- au 1/800 de la portée si celle-ci est supérieure à 16 m avec raccord entre ces deux valeurs.

En réalité, pour le TGV, du fait des prescriptions concernant le dimensionnement des ouvrages, ces flèches sont restées inférieures au 1/4000 de la portée pour les viaducs.

3. EMPLOI DU BETON PRECONTRAINT

Pour des raisons économiques, l'utilisation du béton précontraint s'est imposée pour les portées supérieures à une trentaine de mètres et par suite pour les viaducs.

Le béton précontraint ayant été peu utilisé pour les ponts-rails, un guide du projeteur a été établi en collaboration avec les bureaux d'études de deux grandes entreprises spécialisées, afin de déterminer le type optimal d'ouvrages à réaliser, compte tenu de l'économie du projet et de la pérennité à obtenir.

3.1. - Précautions d'emploi

Des interventions ultérieures sur les ouvrages perturbant le trafic ferroviaire et notamment le trafic à grande vitesse n'étaient pas acceptables. Pour réduire les risques correspondants, des prescriptions particulières aux ouvrages ferroviaires en béton précontraint ont été élaborées en liaison avec un bureau d'études spécialisé et le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes.

Les précautions reprises par ce document s'efforcent de pallier les difficultés suivantes :

- incertitudes sur le comportement des ouvrages,
- durabilité des points faibles de construction et notamment des reprises,
- corrosion ultérieure des armatures actives,
- vieillissement des appareils d'appui.



Les dispositions principales sont les suivantes :

a) zones de moment réduit et zones voisines des appuis

Dans ces zones où les variations relatives des moments risquent d'être plus importantes que celles calculées du fait d'un comportement réel ne correspondant pas exactement aux hypothèses, un certain nombre de câbles sont disposés près des 2 fibres extrêmes de manière à augmenter la résistance limite des sections.

b) contrôle et réglage de certaines réactions d'appui

Pour tous les ouvrages à travées continues, un contrôle global de la bonne exécution et du comportement est effectué par pesées des réactions d'appui accompagné d'un réglage éventuel.

c) continuité des armatures passives dans les sections de reprise

Dans les ouvrages coulés en place, la totalité des aciers passifs longitudinaux doit être non seulement continue au droit des sections de reprise, mais encore renforcée dans ces zones.

d) disposition des armatures vis-à-vis du retrait différentiel

Lorsque le bétonnage des sections de tablier est effectué en deux phases il est tenu compte de l'action du retrait différentiel et des armatures sont prévues de manière à limiter les ouvertures de fissures éventuelles.

e) limitation de la tension maximale des armatures de précontrainte

Cette mesure permet de diminuer les risques de corrosion des armatures sous tension. Elle conduit à une augmentation des sections d'armatures et en conséquence de la résistance limite des ouvrages. Compte tenu de l'expérience acquise lors de la construction des premiers ouvrages de la ligne nouvelle Paris-Sud-Est, la tension des câbles est actuellement limitée pour les ponts-rails par la plus petite des deux valeurs suivantes $0,70 R_G$ et $0,80 T_G$. De plus, si le remplacement d'un fil rompu lors de la mise en tension n'est pas possible, la valeur est limitée à $0,75 T_G$.

Si un ou plusieurs fils se rompent, il convient de surtendre les autres fils sans toutefois dépasser $0,8 R_G$ de manière à se rapprocher au maximum de la force de précontrainte prévue à l'origine.

f) disposition de calcul

Les ouvrages sont dimensionnés pour qu'une perte de section des armatures de précontrainte de 30 % n'entraîne pas la rupture des éléments constituant de la structure sous la charge permanente et la surcharge majorée dynamiquement et multipliée par un coefficient de 1,3.

g) mise en place ultérieure d'une précontrainte complémentaire

Des bossages établis à la construction permettent la mise en œuvre d'une précontrainte complémentaire de telle sorte que la structure satisfasse encore aux prescriptions réglementaires dans l'hypothèse où la précontrainte totale serait réduite de 15 %.

h) cellules de mesures

De manière à suivre dans le temps le comportement de l'ouvrage, des cellules de mesures de contraintes sont placées dans le tablier en des points judicieusement choisis.

3.2. - Conception des ouvrages

Les viaducs de la ligne nouvelle à grande vitesse ont fait l'objet de recherches de standardisation qui ont conduit aux conceptions suivantes : le tablier à travées continues est généralement constitué par un caisson à deux âmes dont l'épaisseur est du 1/14ème de la portée environ. Ce type de tablier qui comporte des entretoises sur appui présente ainsi une grande rigidité à la torsion ce qui intéresse notamment pour les ouvrages en courbe. De plus la forme caisson s'accommode mieux d'une absence de précontrainte transversale ce qui simplifie le tracé des câbles longitudinaux et elle permet un cheminement qui facilite la surveillance ultérieure de l'ouvrage.

Pour les portées couramment rencontrées soit 45 à 50 m, le caisson est de hauteur constante mais pour des portées plus importantes, comme celles assurant le franchissement de la Seine par la ligne de desserte de la ville nouvelle de Cergy-Pontoise (85 m), il est plus intéressant de réaliser un caisson d'inertie variable.

Toutefois, nous signalerons la conception de deux ouvrages particuliers :

- un viaduc pour quatre voies dont le caisson comporte quatre âmes,
- un viaduc à béquille qui permet le franchissement d'une brèche de 104 m (73 m entre l'appui des béquilles).

Par ailleurs, ces ouvrages doivent se plier à des contraintes d'ordre esthétique, aussi la SNCF a fait appel à des architectes de renom pour le dessin de certains d'entre eux. Les corniches et les garde-corps ont été tout particulièrement étudiés ; dans le cas d'un environnement sensible au bruit, des garde-corps pleins en béton ont été utilisés. L'aspect des piles a été également soigné.

3.3. - Modes de construction

Les méthodes de réalisation des viaducs routiers en béton précontraint sont nombreuses. Toutefois l'importance relative des surcharges et des charges permanentes complémentaires (ballast) dans le cas d'ouvrages ferroviaires a privilégié la méthode du poussage dans le cas de géométrie régulière. En effet, compte tenu des efforts que doit supporter la structure en service, la précontrainte supplémentaire qu'impose le recours à la méthode du poussage reste relativement limitée ce qui fait que cette méthode s'est avérée, dans bien des cas, la plus économique. Bien entendu, d'autres méthodes ont été également employées, quoique de façon moins généralisée, notamment le bétonnage en place sur cintre et le montage par voussoirs coulés en place en encorbellement pour les grandes portées.

En ce qui concerne la protection des câbles de précontrainte, essentielle pour la pérennité de l'ouvrage, de bons résultats, contrôlés par gammagraphie ont été obtenus par l'injection sous vide des gaines de précontrainte.

4. LES OUVRAGES METALLIQUES

4.1. - Domaine d'emploi

L'emploi du métal est généralement considéré comme plus onéreux que celui du béton précontraint. Cependant, compte tenu du caractère particulier des ouvrages ferroviaires, le recours à la construction métallique est assez généralisé dans les cas suivants :

a) contraintes d'exploitation

Le renouvellement d'un ouvrage sur ligne exploitée impose généralement un travail par phase de manière à gêner le moins possible le trafic ferroviaire. Le métal, par sa légèreté et sa résistance en traction comme en compression, permet des manutentions relativement aisées qui rendent son utilisation compatible avec les nécessités de l'exploitation.

b) contraintes géométriques

L'utilisation de ponts à poutres latérales avec pose de voie directe sur longerons permet de franchir des portées importantes avec des épaisseurs entre rail et sous poutre très petites (par exemple ouvrage pour 2 voies de 53 m de portée et 0,90 m d'épaisseur, ouvrage pour 1 voie de 76 m de portée et 0,70 m d'épaisseur).

c) grandes portées

Les qualités propres du métal permettent d'envisager des ponts à poutres droites de dimensions raisonnables même pour des grandes portées ; c'est ainsi qu'a été réalisé, en 1978, le pont permettant à la ligne de Cergy de franchir l'Oise par 2 portées de 105 m chacune. Le tablier est constitué par un caisson d'inertie variable avec hourdis supérieur et inférieur raidis par poutrelles en T et cadres de contreventement. La hauteur maximale est de 6 m sur appui.

d) dans certains cas de portées courantes il peut s'avérer que le métal puisse concurrencer le béton précontraint sous la forme d'ouvrages de type fer-béton.

4.2. - Conception des ouvrages métalliques

Elle n'a pas donné lieu à des recherches spéciales mais a simplement bénéficié des progrès technologiques récents. Elle est guidée par le souci de projeter des ouvrages relativement simples à réaliser afin d'en diminuer le coût, et faciles à surveiller afin d'en augmenter la durabilité.

La construction métallique utilise maintenant très largement la soudure (les boulons HR ne sont employés au chantier que si la soudure s'avère impossible).

La conception des assemblages soudés tient compte des résultats des essais et recherches concernant les phénomènes de fatigue. La SNCF a établi un cahier des dispositions types pour les assemblages qui élimine les dispositions vicieuses sensibles à la fatigue. Par ailleurs, la conception des ouvrages prévoit une limitation des contraintes, notamment dans les assemblages de telle sorte que vis-à-vis de la fatigue la durée de vie de ces ouvrages soit d'au moins 50 ans.



En fonction des portées et des diverses contraintes, différents types d'ouvrages ont été conçus :

- ponts à poutres latérales à treillis type Warren avec longerons et pièces de pont,
- ponts à poutres latérales pleines avec dalle béton participante enrobant les pièces de pont,
- ponts « fer-béton » à poutres à âme pleine par en-dessous,
- ponts à poutres par en-dessous avec dalle métallique orthotrope,
- ponts à caisson métallique.

4.3. - Mise en place des ouvrages

Elle fait appel à l'imagination et aux moyens techniques des entreprises spécialisées.

Si le lancement est un moyen couramment utilisé, les entreprises ont également recours à des portiques plus ou moins sophistiqués permettant une mise en place soit latérale soit par en-dessus, soit par en-dessous.

4.4. - Contrôle d'exécution

Outre le contrôle classique des dimensions et l'examen visuel de l'ouvrage, la SNCF procède à un contrôle soigné des soudures exécutées tant en usine que sur le chantier :

- les procédés de soudages sont agréés,
- les soudeurs sont agréés après examen probatoire,
- le résultat des soudures est contrôlé par ressuage, radiographie et ultrasons pour certaines d'entre elles.

o o o

L'aptitude du chemin de fer aux transports à grande vitesse et en grande masse le place parmi les moyens de transport promis à un développement important dans l'avenir. Son fonctionnement économe en énergie et en espace ne peut que renforcer sa position. En contrepartie de ces qualités, la circulation de trains lourds ou à grande vitesse amène des sollicitations prononcées à l'infrastructure et tout particulièrement aux ouvrages d'art. Par ailleurs, la régularité de l'exploitation impose nécessairement la construction d'ouvrages dont la durée de vie ne saurait être inférieure à 50 ans. Nous sommes reconnaissants aux constructeurs des premiers chemins de fer du siècle dernier d'avoir établi des lignes dont la majorité des ouvrages supportent encore, à ce jour, un trafic beaucoup plus important et agressif que celui d'origine. En dimensionnant les ouvrages et en prenant les précautions constructives ainsi qu'il vient d'être exposé, nous avons l'espoir que nos successeurs pourront nous adresser les mêmes compliments.

VIII

Design of the Byker Viaduct

Conception du Byker Viaduct

Entwurf des Byker Viaduct

ROBERT BENAÏM

Project Director

Ove Arup and Partners

London, England

SUMMARY

This paper describes the design and the salient points of the construction of the Byker Viaduct. The structure is 815 m long with maximum spans of 69 m, and carries two Metro tracks. The design of the viaduct and its method of construction were strongly influenced by the terrain, and by the importance of the bridge's appearance in an urban environment. This is the first major bridge in the U.K. to be built by the match cast method of prefabrication.

RESUME

Cet article décrit la conception et les éléments importants de la construction du Byker Viaduct. L'ouvrage a une longueur totale de 815 m, avec des portées maximales de 69 m. Il porte deux voies de métro. La conception du viaduc et la méthode de construction étaient fortement influencées par le terrain, et par l'importance de l'esthétique dans un environnement urbain. Il s'agit du premier pont important du Royaume Uni construit par la méthode de préfabrication avec des joints conjugués.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Artikel beschreibt den Entwurf und die wichtigsten Aspekte der Ausführung des Byker Viadukts. Diese Brücke ist 815 m lang und weist maximale Spannweiten von 69 m auf. Sie ist mit zwei Geleisen der neuen U-Bahn von Newcastle versehen. Sowohl der Entwurf als auch die Konstruktionsweise wurden vom Terrain und vom Aussehen der Brücke in ihrer Umgebung stark beeinflusst. Dieses ist die erste Brücke in Grossbritannien, die im Klebeverfahren gebaut worden ist.



1. INTRODUCTION

The Byker Viaduct is an 815m long prestressed concrete structure carrying the two tracks of the Tyne and Wear Metro, which is a new rapid transit system being built in Newcastle upon Tyne. The viaduct was designed to be built by the match cast method of prefabrication and is the first major structure of this type in the United Kingdom. The structure crosses parkland and a densely populated part of Newcastle upon Tyne. Consequently its appearance was an important factor in its design. It was completed in 1979 by Contractor John Mowlem.

2. DESIGN STUDIES

The site is clearly divided into two halves, almost equal in length (Fig. 1). In the west the metro crosses the steep sided valley of the Ouse Burn river. Two fine nineteenth century bridges, one rail and one road also cross this valley, either side of the viaduct. The valley is some 30m deep and is destined to be used as parkland (Fig. 2). In the east, the line of the viaduct crosses the urban Byker "plateau" in a corridor of land between a major new housing development and the principal shopping street of the area. In this plateau area, the viaduct passes over three major roads and a deep railway cutting and is about 6m above ground level.

The geology of the area is similarly sharply divided. The valley sides slope at about 1 in 3, and are covered with up to 10m of recent fill. Geological faults lie beneath the Ouse Burn and create a wide band of disturbed ground. Several coal seams lie beneath the site, including the 2m thick High Main seam which borings showed had been extensively worked.

No such problems exist beneath the plateau where a layer of stiff boulder clay some 4m below ground level provides a suitable foundation layer.

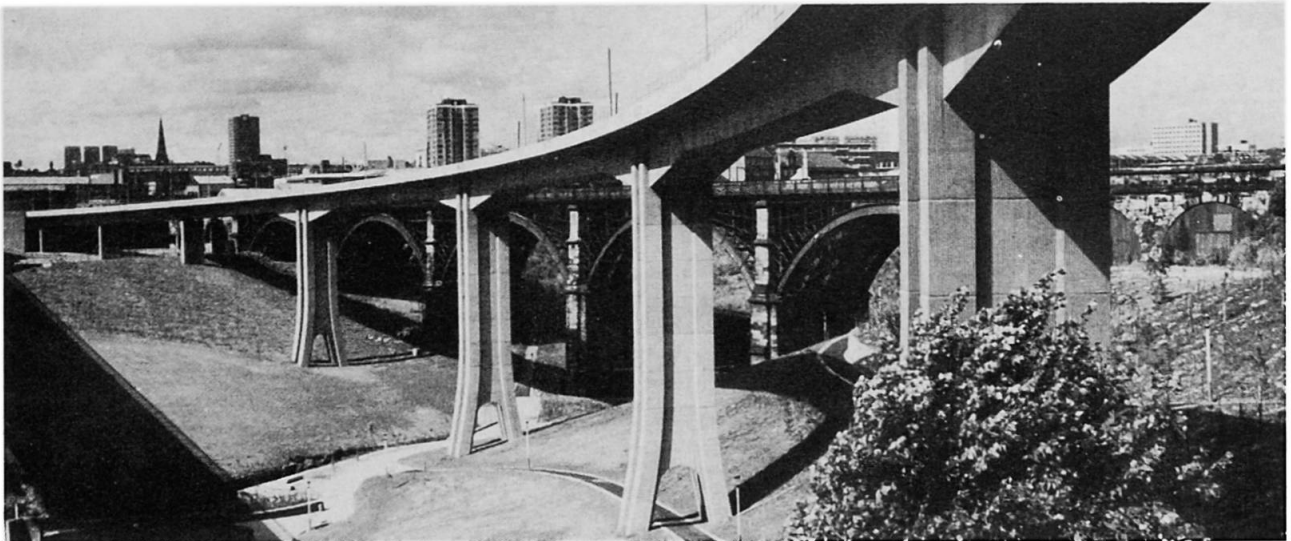
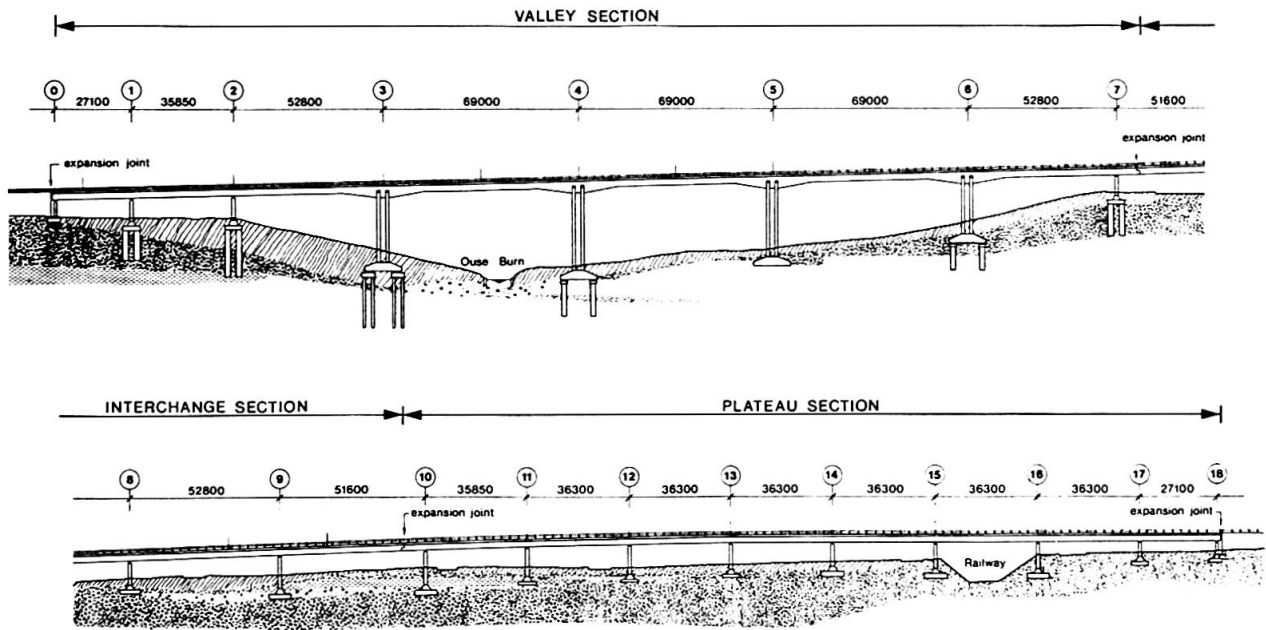
Relatively short spans were economical over the plateau, while the cost of foundations and piers made longer spans necessary in the valley. Whereas falsework could be used on the plateau, it was not suitable for use in the valley. Detailed comparisons of bridge types were made with spans ranging from 20m to 95m, in steel and concrete.

The principal design problem was to find a type of structure which would suit the two radically different halves of the site. Economy and aesthetics were closely linked in these design studies. For economy it was necessary to find a type of bridge and form of construction which could use the same plant throughout its length. Success in this aim would help confer continuity of appearance to the two halves of the viaduct. Mr. H. Wood of Renton Howard Wood Levin Partnership gave architectural advice to the design team.

3. DESCRIPTION OF THE VIADUCT

3.1 Viaduct Deck

The deck is 815m long 8.9m wide and consists of a single cell box with side cantilevers (Fig. 5). In plan the viaduct is S-shaped with 390m radius curves and transitions. The maximum length between expansion joints was governed by the acceptable movements at the rail joints. For this reason the viaduct is divided into three sections, with joints at each end, and between each section.





The arrangement of spans shown in Fig. 1 gives a good relationship between the piers of the viaduct and the adjacent railway bridge in the valley, as well as optimum pier positions with respect to roads and the railway cutting on the plateau. The positions of the two interchange section piers were fixed by a future road alignment.

The minimum practical depth for the 52m spans is 2.25m. This is also the greatest depth that is visually acceptable for the low urban section, and provides a very economical deck for the short plateau spans. 2.25m is also sufficient for the 69m valley spans on condition that a high degree of fixity is provided by deepening the deck to 4m over each support, and by providing double piers.

3.2 Piers and Foundations

The typical plateau pier is I-shaped, with 1.1m thick ends and a 400mm thick web. The double valley piers use the same basic shape with the end thickenings extended to provide the extra load capacity (Fig. 4). The two leaves are spaced at 2.9m centres. The end thickenings flare outwards near the base of the columns to increase the stability of the foundation and to allow the web to be cut away. The opening allows precast deck segments to pass through during construction, saves material and makes the piers more agreeable to walk around and beneath. The double piers are stiff for moments but flexible in shear, and provide a stable base for free cantilever erection, obviating temporary supports.

The valley section is built into its four double piers which flex under the length changes of the deck. Mechanical sliding bearings are provided on each single pier and on the abutments. The interchange section is pinned to its two piers and rests on the adjacent sections through halved joints equipped with sliding bearings. The plateau section is pinned to piers 13 and 14.

The valley piers are founded on H-shaped pile caps resting on the rock, or on a single 1.83m diameter, 1200t capacity rock socket pile in each corner. The plateau columns are founded on the boulder clay, either on pads, or on four 2.1m diameter piles which stop in deeper clay layers. In the event of unforeseen foundation settlement, provision is made to realign the deck at each pier.

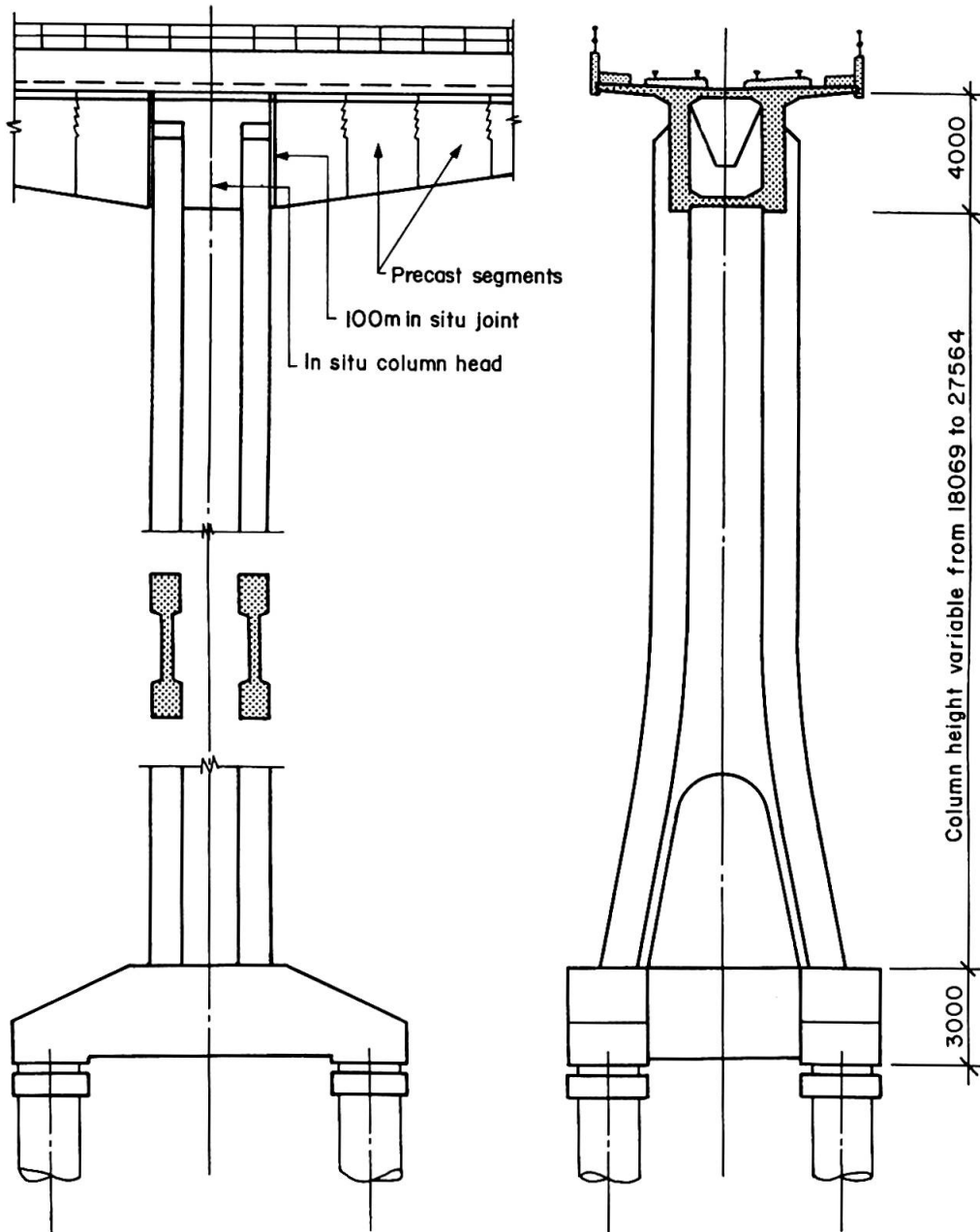
4. CONSTRUCTION METHOD AND DECK DETAILS

4.1 General

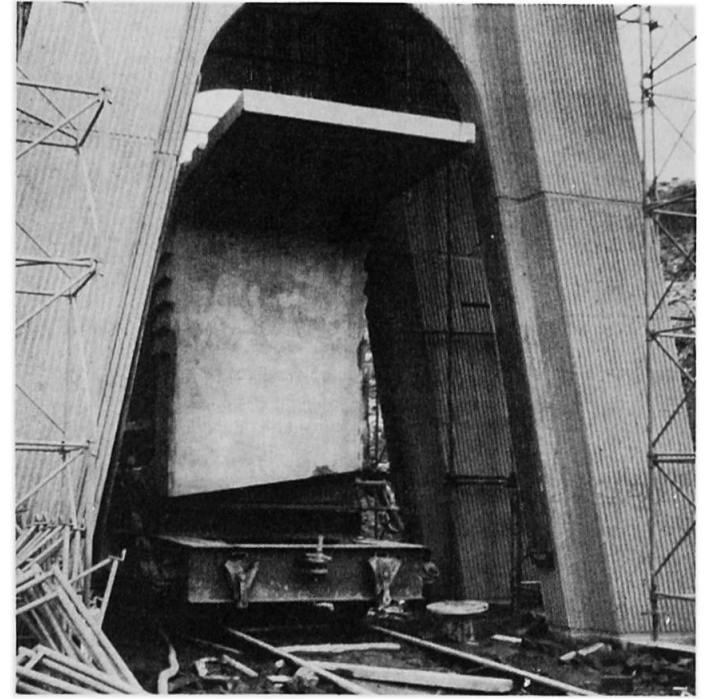
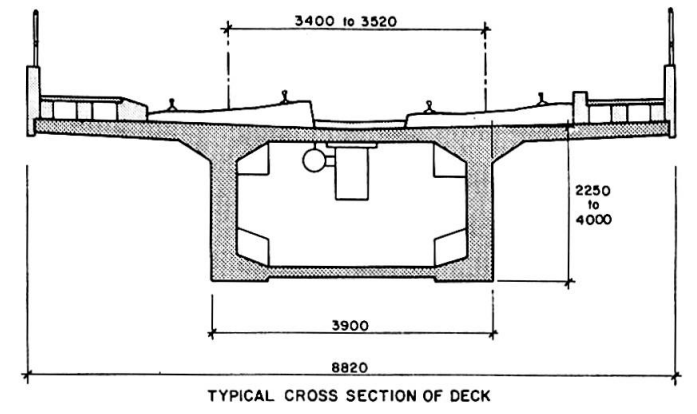
The deck was to be constructed by the counter-cast method of prefabrication using the palette technique. Although at 7300m² the deck is small for such a method, it was considered viable if a launching girder could be dispensed with. Over the plateau lorry access to the construction head was everywhere possible and erection could be carried out with a simple fixed winch on the deck. However the valley slopes were too steep for such access. For this reason, the holes in the double piers were made just big enough to allow the precast segments to pass through (Fig. 6). A railway line was laid down the axis of the viaduct and the segments rolled down till they were beneath the construction head, and lifted using the same fixed winches. Two lengths of segment were specified, 2.6m for thick or deep segments and 3.3m for the rest. The heaviest segment weighed 46t.

4.2 Valley Section

Four metres of deck above the double piers were cast insitu. The first precast segment on either side of the pier was temporarily propped, leaving a 100mm gap which was filled with concrete (Fig. 4). The alignment of these sections was



VALLEY SECTION





critical, as their orientation would determine that of the complete match cast cantilever. Two types of prestress are used. MacAlloy bars were stressed while the epoxy jointing glue was still fluid and 12K13 Freyssinet tendons, subsequently threaded, provide the main prestress. A total of twelve 32mm MacAlloy bars are housed in the top flange of the box, and six 16mm bars in the bottom. Once stressed, these bars were grouted and were part of the design permanent prestress. Due to the slenderness of the deck a very high prestress force was required, with an average compression of up to 10N/mm^2 in the long spans.

Large multiple unreinforced shear keys are provided in each web. For the 2.2m deep segments there are three keys per web, with up to five on the deeper sections. The shear keys also act as the anchorage planes for the construction prestressing cables.

4.3 The Plateau Section

As the plateau section has eight short spans it was not considered sensible to build each span in cantilever. Consequently a novel construction technique was used which consisted in starting construction at a central pier (pier 14) and building out continuously in each direction passing over the intermediate piers using three temporary props per span. Thus a continuous match cast deck 287m long would be built (Fig. 3). As the cable prestressing was all anchored in internal blisters, it was possible to erect a complete span on temporary supports, using only the bar prestressing, and to thread and stress the cables later.

5. DECK FINISHES AND TRACKWORK

The rail track beds were 2.2m wide reinforced concrete slabs laid by the British Rail/MacGregor slipform paver to a specified tolerance of 3mm in 3m. The continuously welded rail was laid on discreet rubberised pads on the concrete, and held in place by Pandrol clips. The deck surface was waterproofed after laying the track slabs with a sprayed on compound. The deck is trimmed by precast parapets and a light steel handrail.

The traction current is 1500 volt DC supplied by an overhead cable with the return in the rails. It was feared that any breakdown in rail insulation could give rise to parasitic currents flowing in the prestressing cables which may cause corrosion. To avoid this risk, all prestressing anchors are electrically connected and are connected to the rails through a diode which ensures a safe polarity.

6. EPOXY GLUE

In view of the importance of the glue in the structural safety of the deck and of the difficulty of adequately specifying all aspects of its performance, the Consultants specified that Ciba Geigy glue and hardener be used. Test samples were taken of the glue from every joint of the viaduct. Test cylinders were cored at any suspect joint, such as those made during very cold or wet weather and tested for adhesion of the glue. There were no failures.

VIII

Reinforced Concrete Arches of the Bridge „Mainland — Krk”

Pont en arc en béton armé „Continent — Krk”

Stahlbetonbogenbrücke vom Festland zur Insel Krk

I. STOJADINOVIC

B.S.C.E., Director

Design Bureau, Mostogradnja

Beograd, Yugoslavia

SUMMARY

This paper deals with the description of the reinforced concrete arches of the bridge connecting the Island of Krk with the mainland which have exceptionally large spans, that is 244 m and 390 m. The arches were constructed in three portions, primarily the central boxlike portion and two lateral arch components consisting of deep I-beams. The central portion of the arches was executed applying the cantilever method including temporary steel ties. Both the central boxlike portion and the lateral sections of the arches consist of precast elements that were assembled into a unit by means of cable-cranes.

RESUME

Il s'agit de la description des arcs en béton armé du pont reliant l'île de Krk et la côte, lesquels sont d'une portée exceptionnellement grande, 244 m et 390 m. Les arcs sont construits en trois parties, d'abord l'arc médian en caisson, ensuite, les parties latérales des arcs en forme de poutres en double té de grande hauteur. La partie centrale des arcs est exécutée par encorbellement avec des ancrages métalliques provisoires. Le caisson de la partie médiane ainsi que les parties latérales des arcs sont constitués d'éléments préfabriqués. Le montage a été réalisé par des blondins et des grues flottantes.

ZUSAMMENFASSUNG

Es werden die Bogen der Stahlbetonbrücke beschrieben, welche das Festland mit der Insel Krk verbindet. Die Brückenbogen haben eine respektable Spannweite: 224 m der kleinere und 390 m der grössere Bogen. Die Bogen wurden in drei Phasen gebaut: Zuerst wurde der zentrale, kastenförmige Teil erstellt, anschliessend wurden die Seitenteile der Bogen gebaut, welche die Form von hohen I-Trägern aufweisen. Der zentrale Teil der Bogen wurde im Freivorbauverfahren mit provisorischen, stählernen Zugseilen gebaut. Alle drei Teile, d.h. der zentrale, wie die beiden seitlichen, sind aus vorgefabrizierten Elementen erstellt. Die Montage wurde einerseits durch Kabel, andererseits durch Schwimmkräne vorgenommen.



1. BRIEF DESCRIPTION OF THE ARCHES

The structure of the bridge connecting the mainland with the Island of Krk in the Adriatic Sea, consists of two large span arches, as shown in Fig. 1.

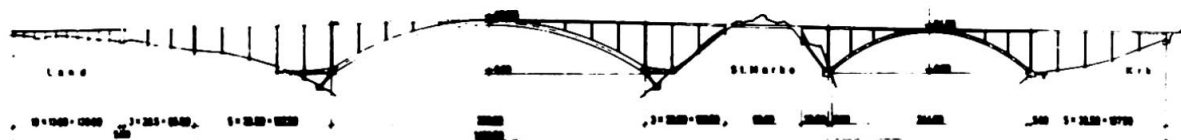


Fig. 1 - Longitudinal section of the Krk bridge

The gap between the Islands of St. Marko and Krk has been bridged with the arch of the theoretical span of 244 m, the foundations of which were established upon the sea shore line. The opening between the Island of St. Marko and the mainland has been spanned with the arch of 390 m in length. On account of fact that the breadth of water surface in this straits is much larger, over 460 m, it was necessary to have this arch footings designed to represent a type of a triangular structure consisting of nearly horizontal boxlike strut positioned above the sea level and a racking solid pier founded in the rock 19 meters beneath the sea level. The greatest part of this supporting structure consists of precast concrete elements which were definitely positioned by a floating crane of the great bearing capacity.(1)

The box section arches consist of the top and bottom slabs and four vertical ribs. The external dimensions of the section are fixed along the entire arches length - the height is equal to $1/60$ of the arches span and the width to $1/30$ of the span. Accordingly to the change of dimensions of the boxlike section slabs, there has been enabled the modification of the area magnitude and of the moments of inertia of the arches thus achieving nearly uniform distribution of stresses in the arch concrete throughout its length, for all types of load both in vertical and horizontal plane. For the longer arch span, the stresses in the arch concrete are somewhat greater ranging from 102 to 109 kp/cm² for the dead load, while for the total load these stresses are oscillating through the value of 150 kp/cm² along the entire length of the arch except immediately at the supports, where the absolute maximum of the stress occurring within the single edge point is 188 kp/cm² although the probability of its occurrence due to simultaneous action of all influences, is practically nil. All values of the extreme stresses occurring within the 244 m arch are smaller. It should be emphasized here that the tensile stresses do not even occur under the circumstance of the least favourable combination of load in concrete of both arches.

2. ARCHES ERECTION OPERATION

Both of these arches have been executed applying the so called cantilever method. Back in 1963, the people from the Designing Bureau of Mostogradnja of Belgrade elaborated a special technique for concreting of the large span arches, applied for the first time in construction of the arch spanning the 246.40 m broad straits near Šibenik in Yugoslavia (2). The same technique was applied again in 1967. in construction of the 193.20 m arch span for the reinforced concrete bridge connecting the mainland with the Island of Pag in the Adriatic Sea (Fig. 2).

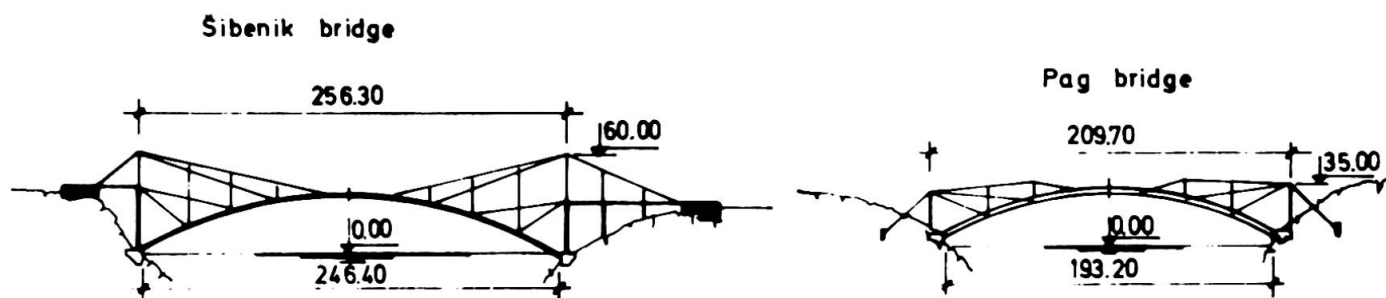


Fig. 2 - Erection of the arches for the bridges "Šibenik" and "Pag"

The method of concrete placement in the arch is exercised in the manner of immediate casting in its full section, in several segments, by longitudinal displacement of the steel lattice platform. This steel structure, upon which the arch was being cast, as well as the accomplished arch segments were suspended upon the U-section steel ties strengthened with prestressing cables.

In case of the bridge in Šibenik, the temporary steel ties were guided from two centres, including the auxiliary pylon erected above the pavement at the inundation. The intermediate piers were constructed of the light concrete elements to exclusively serve for the installation of the ties which were composed of several extensions. As regards Pag bridge, all ties were guided from a single centre and, in addition, the intermediate piers were receiving the refracting forces existing in the latticelike tie network.

The technique of arch construction for the bridge connecting the Island of Krk with the mainland is similar to that applied formerly, as shown in Fig 3. The principal difference is to be seen in the fact that the arches here were not concreted throughout the section, but instead, the diminished central portion of the arch, applying the cantilever technique, was constructed first and its lateral sections thereafter, in the form of high I-beams. Likewise, the arches were not concreted into the sections of 27 m and supported by a steel lattice platform, but they were concreted to form the assembly sections of 5 m in length instead. The large arch is composed of 40 segments at both sides, and the small one of 26 each.

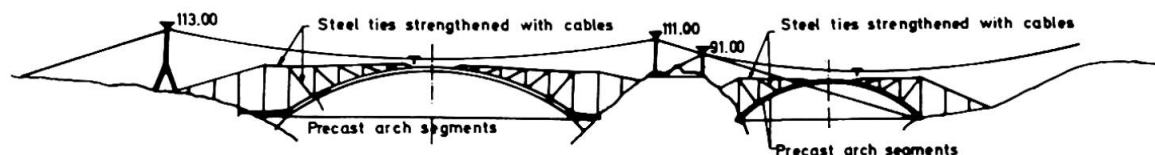


Fig. 3 - Erection of the arches for the Krk bridge

3. ERECTION OF THE CENTRAL PORTIONS OF THE ARCHES

The central portion of the arches consists of prefabricated elements, two vertical ribs, and identical bottom and top slabs. They were erected on the light cantileverlike latticework fixed to the end of the previously completed segment (Fig. 4). The erection was completed by cable-cranes.

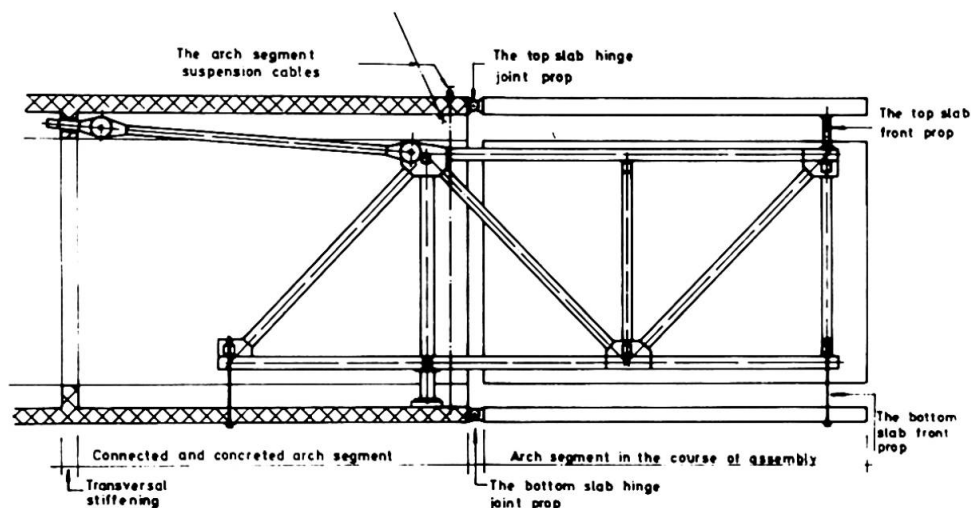


Fig. 4 - Longitudinal section of the arches' assembly portion

The erection of the arch segment and the adjustment of its elevation and position were followed by the placement of reinforcement and concrete for the longitudinal edge beams connecting all arch elements, and for the joint to the previous arch segment in the form of a transverse stiffener throughout the cross section, as shown in Fig. 5.

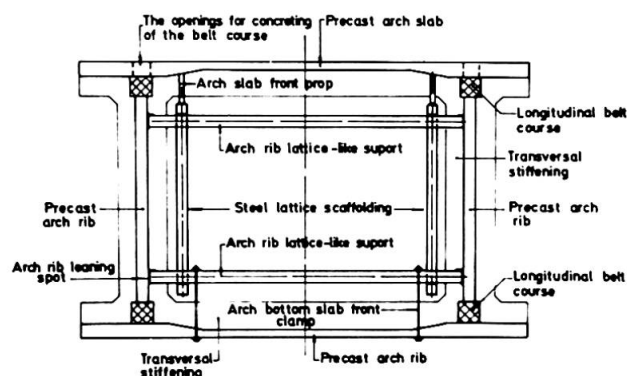


Fig. 5 - Cross section of the arches' assembly portion

Finally, the temporary cables which made possible the cantilevered construction of the arch in several segments from one to the next bearing tie, were tensioned. Upon the erection of several segments, the central part of the arch was suspended and held by the bearing steel tiework made of rigid sections and which are provided with hydraulic jacks for control of the forces in the ties. The temporary cables were released immediately after the bearing steel tie was actuated (Fig. 6).

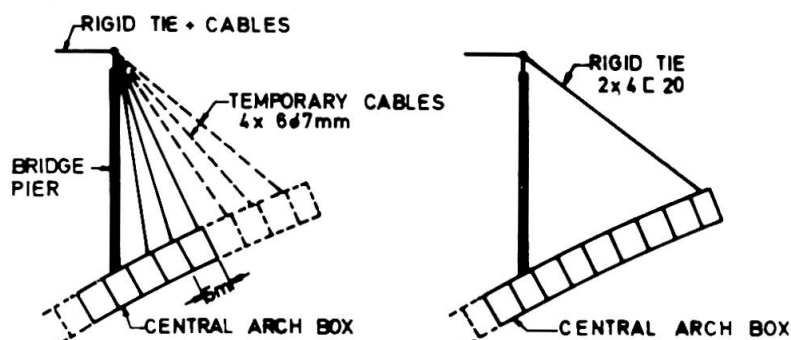


Fig. 6 - Erection by means of temporary cables

Exercising such continuous work, which was scheduled in all details, all other segments of the arch designed in the form of box, were erected up to the arch crown.

Completion of the central portion of the arch consisting of the precast members was done in the exceptionally short period, that is, in less than 13 months required for the erection of the arch of the span of 390 m, and the small one of 244 m in span, was completed in 5 months and 12 days (fig. 7).



Fig. 7 - Erection of the central portion of the bridge arches

4. ERECTION OF THE ARCH LATERAL SECTIONS

Upon completion of erection of the basic, central portion of the arch in its entire length, the hydraulic jacks, positioned at its crown, were actuated and steel auxiliary ties were removed. Upon removal of ties, the lateral parts of the arch were erected, too.

In case of the smaller arch of the cross sectional height of 4.0 m, these additional parts were erected immediately in their entire section, as shown in Fig. 8.



The relevant precast units were fabricated rather long, even up to 32 m in length and of 35 to 93 ton in weight. They were brought and erected by means of a floating crane.

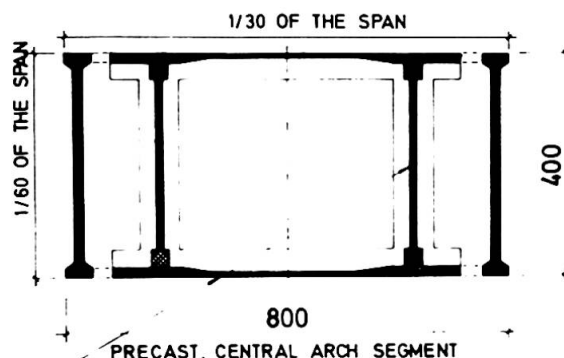


Fig. 8 - Cross section of the 244 meters arch

As regards the large span arch of the sectional height of 6.5 m, the erection of the lateral arch sections was completed of segments of rather small weight. The top and bottom parts were completed of the precast elements of the weight of 10 ton each and the intermediate part was concreted in-situ (fig. 9).

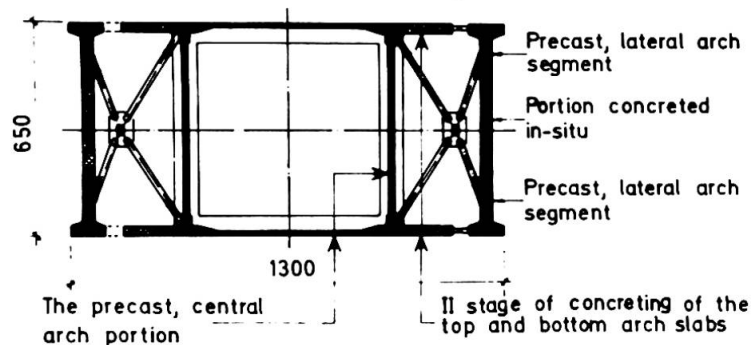


Fig. 9 - Cross section of the 390 meters arch

The erection of these lateral arch elements was quick and simple, and was accomplished by cable-cranes and having the elements held by light steel scaffolding tied to the arch central portion.

After the arch lateral elements were leaned against the hydraulic jacks in the crown, their longitudinal joints to the arch central portion, and the transverse stiffeners at the spot of piers, were concreted as these are required to participate in receiving further load. Finally, required cross prestressing operation was carried out, whereby the entire cross section of the arch turned into a monolithic structure.

REFERENCE

- (1) Ilija STOJADINOVIĆ: "FOUNDATION OF A REINFORCED CONCRETE ARCH BRIDGE, IABSE, 10th Congress, Final Report (Tokyo, 1976.), p.5
- (2) Siegfried Thomas: "Berichte über den V. Internationalen Spannbeton-Kongress (Paris 1966.) Arbeitssitzung V, Bemerkenswerte Bauwerke - Brücken". Beton und Stahlbetonbau, Heft 12, Berlin, Dezember 1966, p. 293 (pp. 289-297).

VIII

Les ouvrages de l'échangeur de Saint-Maurice. Maîtrise de la géométrie des tabliers.

Brücken des Autobahnknotens von Saint-Maurice. Kontrolle der Geometrie der Fahrbahnplatte.

The Bridges of the Saint-Maurice Junction. Deck Geometry Control.

JACQUES BOUDOT

Ingénieur

Entreprise Bouygues Travaux Publics

Clamart, France

RESUME

Certains ouvrages construits par encorbellement en voussoirs préfabriqués ont présenté d'importants défauts géométriques. Les réflexions menées sur cet état de fait ont conduit à mettre en place des méthodes de mesures, des moyens de calcul et des procédures de contrôle entièrement nouveaux.

ZUSAMMENFASSUNG

Bei einigen Brücken, die mit vorgefertigten Teilen im Freivorbauverfahren erstellt worden sind, hat man grosse geometrische Fehler feststellen können. Betriebsinterne Studien führten dazu, sowohl neue Berechnungsverfahren als auch neue Prüf- und Messmethoden zu erarbeiten.

SUMMARY

Certain structures constructed of cantilevered precast segments have presented large geometric errors. The reflection on this subject has led to establish methods of measurement, means of calculation and control procedures which are entirely new.



1. INTRODUCTION

Certains ouvrages construits par encorbellement de voussoirs préfabriqués ont présenté d'importants défauts géométriques.

Les réflexions menées par notre entreprise sur cet état de fait nous ont conduit à mettre en place des méthodes de mesures, des moyens de calcul et des procédures de contrôle entièrement nouveaux. Cet ensemble de moyens fut mis en œuvre pour la première fois lors de la construction des ponts de l'Echangeur de Saint-Maurice ; la qualité des résultats obtenus permet de témoigner de la fiabilité des moyens utilisés.



2. SITUATION - DESCRIPTION DES OUVRAGES

L'Echangeur de Saint-Maurice assure la liaison entre l'Autoroute A 86 et l'Autoroute A 4 au droit des communes de Maisons-Alfort et Saint-Maurice à l'Est de Paris.

Il est constitué de quatre bretelles franchissant en viaducs la Marne et l'Autoroute A 4. Chaque bretelle est constituée d'un viaduc d'accès et d'un viaduc franchissant la Marne. La longueur totale des huit tabliers atteint 2 800 m. Le tablier le plus long mesure 510 m, la portée la plus importante atteint 117,50 m et coïncide avec une courbure en plan de 350 m.

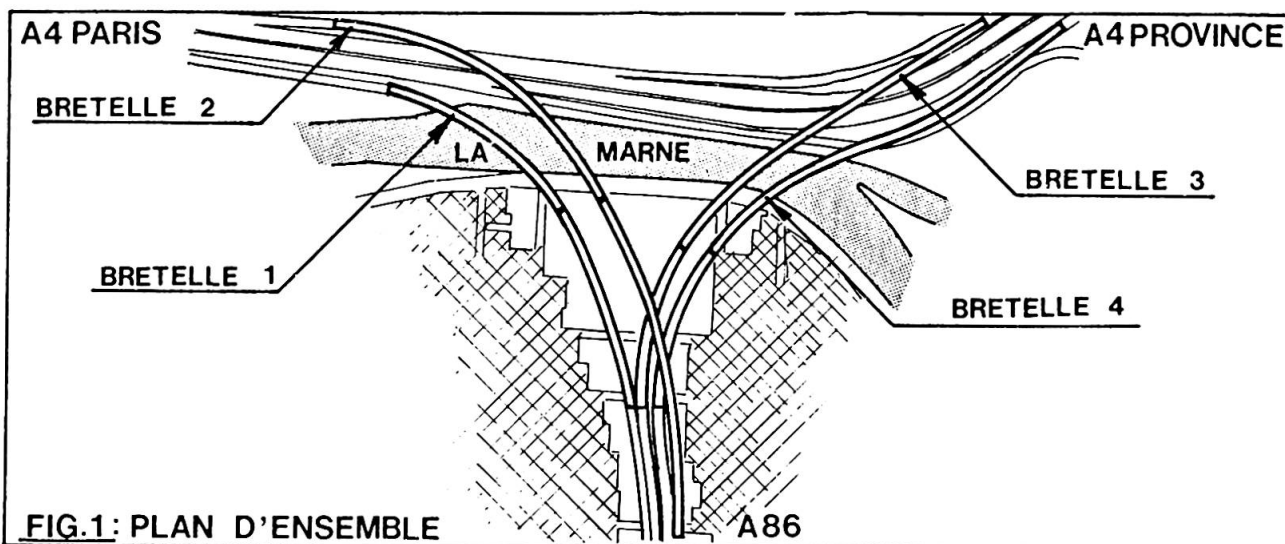


FIG.1: PLAN D'ENSEMBLE

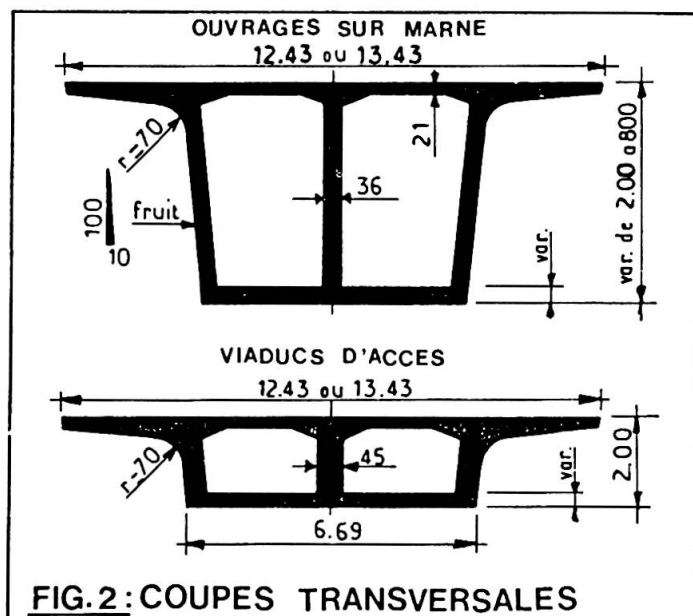
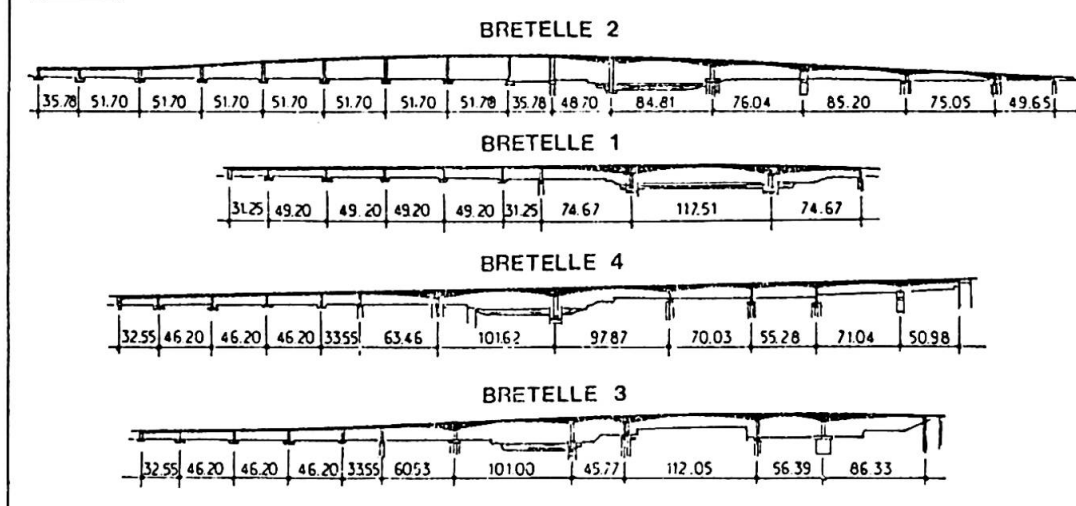


FIG.2: COUPES TRANSVERSALES

Chacun des tabliers est un monocaisson à trois âmes, la largeur des caissons est de 12,43 m pour les ouvrages assurant les liaisons vers Paris, et de 13,43 m pour ceux assurant les liaisons vers la province. Les hauteurs des tabliers varient entre 2 m et 8 m.

La méthode utilisée pour la réalisation des tabliers est le procédé par encorbellement de voussoirs préfabriqués sur le chantier. Deux cellules ont été nécessaires pour assurer la préfabrication de 1 000 voussoirs d'un poids variant entre 50 t et 100 t.

La précontrainte longitudinale est réalisée par des câbles 12 V 13 STUP et la précontrainte verticale par des barres Dywidag ϕ 15 et ϕ 26,5.

FIG.3: COUPES LONGITUDINALES


3. OBJET DU CONTROLE DE GEOMETRIE

La géométrie du tablier d'un pont est définie sur les plans contractuels par une vue en plan, un profil en long et une loi de dévers. Ces données déterminent la surface de l'extrados du tablier qui doit être obtenue avec le minimum d'écarts lors de l'exécution.

Nous appellerons :

a) *géométrie locale* :

la géométrie interne à la section droite : épaisseurs des hourdis et âmes, hauteur de la section, etc.

b) *géométrie d'ensemble* :

lorsque la qualité de la géométrie locale est assurée, la surface du hourdis supérieur, le confort de l'utilisateur et l'esthétique de l'ouvrage sont conditionnés par la maîtrise de la géométrie d'ensemble (aspect de l'intrados, des lignes de corniches et garde corps).

Le contrôle et la maîtrise de la géométrie locale relèvent de procédés classiques dont nous ne parlerons pas ici ; par contre la maîtrise de la géométrie d'ensemble demeure un problème délicat et fait l'objet de cette communication.

4. FACTEURS INFLUANT SUR LA GEOMETRIE D'ENSEMBLE

Les facteurs influant sur la géométrie d'ensemble peuvent être classés en deux grandes catégories : ceux qui sont liés à l'évolution des flèches pendant et après la construction et ceux qui dépendent de la géométrie de l'assemblage des voussoirs.

4.1. - Evolution des flèches de l'ouvrage

Les charges de toute nature provoquent des flèches aussi bien en plan que verticalement.

On peut citer par exemple : le poids des charges permanentes, les efforts de précontrainte, le poids des matériels lourds, les gradients thermiques et les surcharges d'exploitation.

Les deux causes essentielles de l'évolution des flèches dans le temps sont, d'une part, les variations de tension des aciers de précontrainte (relaxation des aciers, retrait-fluage du béton), d'autre part, les déformations différées du béton. Les programmes de calculs utilisés doivent intégrer toute l'histoire de la construction, c'est-à-dire le calcul des déformations différées du béton en tenant compte des âges des différents voussoirs et des dates de chargement et le calcul des pertes réelles de tension dans les câbles.



4.2. - Géométrie de l'assemblage des voussoirs

Dans le cas de construction par voussoirs préfabriqués à joints conjugués, il faut connaître de façon précise la géométrie de l'assemblage qui dépend de la qualité de la préfabrication et de la fermeture des joints entre voussoirs.

La bonne fermeture des joints dépend :

- de la géométrie des faces conjuguées, en particulier celle des clés de façon à assurer l'évacuation de la résine époxyde en excès,
- du bon nettoyage des joints,
- et du niveau de pression sur les joints lors de la pose avant mise en place de la précontrainte définitive.

5. MOYENS MIS EN ŒUVRE POUR LA MAITRISE DE LA GEOMETRIE

L'Entreprise BOUYGUES a utilisé un ensemble de programmes de calcul électronique qui constituent le système ARC, appartenant à la Société ENGINEERING ET OUVRAGES D'ART.

A partir des données, ARC fournit une vérification complète de la structure phase par phase et définit la géométrie théorique de préfabrication des voussoirs. Il effectue également le contrôle systématique de la préfabrication, comme nous le décrivons ci-après.

5.1. - Calcul des flèches et contre-flèches

Le système ARC prend en compte en permanence les données générales se rapportant à la structure étudiée et successivement les données particulières à chaque phase.

5.1.1.- Données générales

- définition de la géométrie le long d'une « ligne de base » : tracé en plan, en élévation, loi de dévers décrite dans un système d'axes général,
- découpage en voussoirs de calcul. Les voussoirs réels constituent en général un sous-ensemble des voussoirs de calcul,
- données de coffrage et de câblage,
- caractéristiques de souplesse des appuis,
- loi de fluage,
- caractéristiques mécaniques des matériaux,
- calendrier de fabrication et de pose des voussoirs.

5.1.2.- Données particulières phase par phase

- définition de la structure dans son état actuel,
- dates des chargements et mises en tension successives des voussoirs,
- charges appliquées par les ouvrages provisoires dans chacune des phases de construction.

Pour chaque phase de calcul on obtient les sollicitations et contraintes dans le tablier, les tensions dans les câbles, les réactions et déformations des appuis, ainsi que les déformations du tablier.

Le système ARC intègre également les contreflèches, qui sont de deux types :

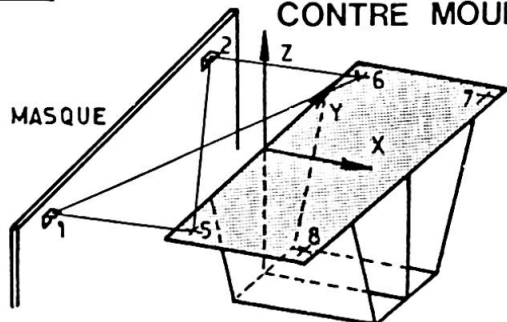
- celles destinées à annuler les flèches dues au mode de construction et aux déformations différées sous charges permanentes. ARC calcule ces contreflèches et modifie la géométrie initiale, voussoir par voussoir.
- les contreflèches additionnelles destinées à compenser les flèches de l'ouvrage sous certaines combinaisons de surcharges d'exploitation. ARC modifie en conséquence la géométrie initiale, voussoir par voussoir.

5.2. - Préfabrication et contrôle

5.2.1.- Contrôle en cellule

Dans la technique de préfabrication utilisée sur ce chantier (préfabrication en cellule), le voussoir est coulé entre un masque (face avant) et le voussoir précédent : voussoir en contre-moule (face arrière). On réalise donc en cellule l'assemblage de deux voussoirs consécutifs. Pour maîtriser la géométrie d'ensemble, il est indispensable de réaliser, après chaque coulage de voussoir, la schématisation par le calcul de l'assemblage de tous les voussoirs déjà exécutés.

FIG. 4: REGLAGE DU VOUSOIR EN CONTRE MOULE



on mesure: les longueurs indiquées sur le schéma
les distances à un plan horizontal de référence (points 1.2.5.6)

Cela permet de corriger sur le voussoir suivant toute anomalie de géométrie qui pourrait être constatée, de donner les coordonnées de réglage des voussoirs successifs et de suivre de manière précise et efficace la géométrie réelle de préfabrication.

Les calculs de correction en cellule sont effectués par le système ARC. Les mesures sur le chantier doivent être précises (présence continue d'un géomètre sur le site) et des moyens de calculs importants doivent être disponibles sur le chantier (calculateur HP 9825).

Les mesures en cellule sont faites avant décoffrage. Leur précision est de ± 1 mm sur les longueurs et $\pm 0,25$ mm sur les cotes.

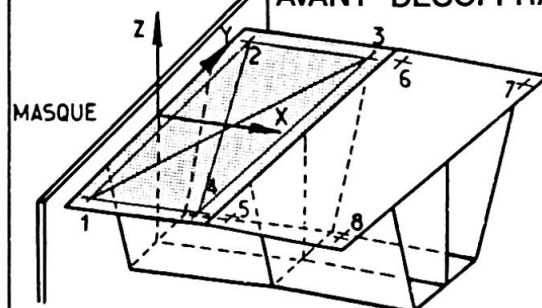
5.2.1.1. - Réglage du voussoir N en contre moule

A chaque voussoir est associé un repère 0.xyz (voir figure n° 4). Par le calcul on compare la position réelle et la position théorique des trois axes définissant le voussoir N.

En fonction des écarts on modifie la définition théorique des axes du voussoir (N + 1) de manière à annuler tous les écarts à son extrémité. On en déduit enfin la position à donner en contre moule au voussoir N (réglage dans l'espace des points 5-6-7-8).

5.2.1.2. - Relevé du voussoir coulé (N + 1) avant décoffrage

FIG. 5: RELEVÉ DU VOUSOIR COULÉ AVANT DECOFFRAGE



on mesure: les longueurs indiquées sur le schéma
les distances à un plan horizontal de référence (points 1.2.3.4)

On relève la position dans l'espace des points 1-2-3-4 (voir figure n° 5) définissant la face supérieure du voussoir.

6. RESULTATS OBTENUS SUR L'ECHANGEUR DE SAINT-MAURICE

A titre d'exemple, nous donnons ci-après les résultats obtenus à la fin de la construction du fléau 25-26 qui comporte quinze voussoirs préfabriqués (longueur des voussoirs variant de 2,50 m à 2,75 m).

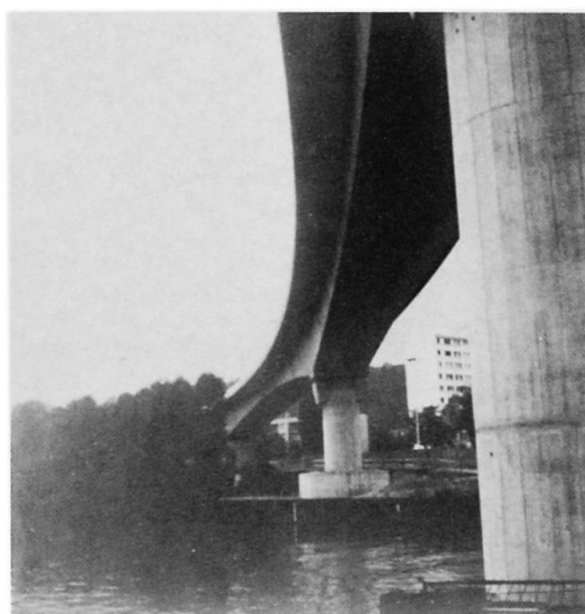
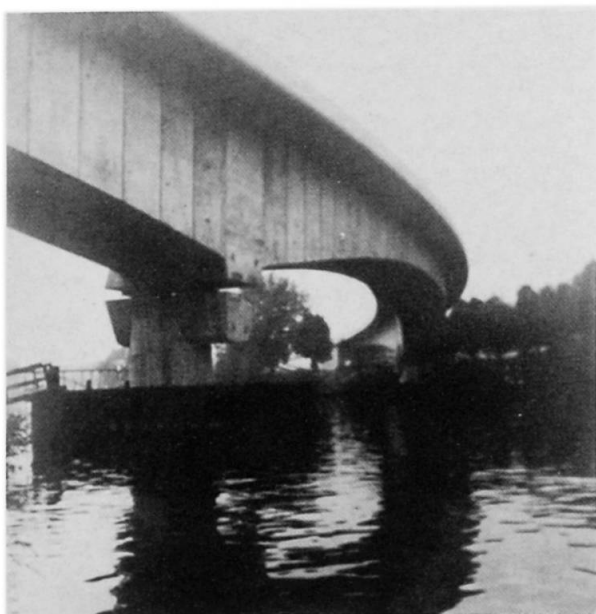
Colonne 1 : nom des voussoirs
Colonne 2 : nom des voussoirs
Colonne 3 : flèches calculées par ARC
Colonne 4 : cotes NGF théoriques (colonne 2 + colonne 3)
Colonne 5 : cotes NGF mesurées en place
Colonne 6 : écarts en mm.

Les cotes données dans ce tableau sont la demi-somme des cotes des points 1-2 des voussoirs. L'erreur de dévers est partout inférieure à 0.08 %. L'écart en niveau reste inférieur au centimètre.

Cette précision a été obtenue sur l'ensemble des ouvrages exécutés à Saint-Maurice.



Voussoir	Z prefa (N.G.F.)	Flèche mm	Z total (N.G.F.)	Z mesure (N.G.F.)	Z (mm)
1	42 842	– 1.3	42 841	42 845	+ 4
2	42 732	– 2.1	42 730	42 730	0
3	42 616	– 2.9	42 613	42 611	– 2
4	42 510	– 3.8	42 506	42 505	– 1
5	42 399	– 5.0	42 394	42 392	– 2
6	42 278	– 6.6	42 271	42 272	+ 1
7	42 166	– 8.6	42 157	42 156	– 1
8	42 053	– 11.0	42 042	42 038	– 4
9	41 943	– 13.8	41 929	41 932	+ 3
10	41 823	– 16.8	41 806	41 809	+ 3
11	41 708	– 19.9	41 688	41 686	– 2
12	41 594	– 23.0	41 571	41 568	– 3
13	41 467	– 26.1	41 441	41 441	0
14	41 373	– 29.3	41 344	41 340	– 4
15	41 261	– 32.4	41 229	41 223	– 6





VIII

Maintenance-free Bridges

ICHIRO KONISHI
Professor Emeritus
Kyoto University
Kyoto, Japan

TOSHIE OKUMURA
Professor Emeritus
University of Tokyo
Tokyo, Japan

SHUZO SUSEI
Manager
Technical Institute
Kawasaki Heavy Inds.
Kobe, Japan

KAZUHIKO YOSHIDA
Manager
Kobe Shipyard & Engine Works
Mitsubishi Heavy Inds.
Kobe, Japan

1. INTRODUCTION

In the future subject for the construction of steel bridges, we shall consider as one of the most important problems, the maintenance-free-method to minimize the repainting cost for steel bridges. The Hanshin Expressway Public Corporation has been studying the standard of non painting use in atmospheric corrosion resisting steel. In this paper, we will describe the outline of experimental bridge which was recently built by the Hanshin Expressway Public Corporation.

2. OUTLINE OF THE BRIDGE

Name of bridge		off ramp of Dejima in Osaka bay route
Type of bridge		three span continuous, non-composite, I-section plate girder
Length of bridge		$31 + 36 + 31 = 98$ m
Width of bridge		7.500^m
Weight of bridge		approximately 118 tons



3. SPECIFICATION OF MATERIAL AND TEST RESULT

Table-1 shows the Japanese standard specification for the atmospheric corrosion resisting steels. These steels are not specified to use with no painting system. The Technical Committee of the Hanshin Expressway Public Corporation has recommended a tentative standard for the atmospheric corrosion resisting steels without painting, which are shown as Table-2.

TABLE 1 CHEMICAL COMPOSITION (JIS G 3114)

Classi- fication	Symbol	Chemical Composition (%)							
		C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Others
Class 1	SMA 41 A·B·C	0.20 max	0.35 max	1.40 max	0.040 max	0.040 max	0.20 to 0.60	0.20 to 0.65	—
Class 2	SMA 50 A·B·C	0.19 max	0.75 max	1.40 max	0.040 max	0.040 max	0.20 to 0.70	0.30 to 1.20	One or more elements among Mo,Nb,Ni,Ti, V and Zr shall be added.
Class 3	SMA 58	0.19 max	0.75 max	1.40 max	0.040 max	0.040 max	0.20 to 0.70	0.30 to 1.20	One or more elements among Mo,Nb,Ni,Ti, V and Zr shall be added.

Remark: Alloy element other than those in the above table may be added as required.

TABLE 2 CHEMICAL COMPOSITION
(HANSHIN EXPRESSWAY PUBLIC CORPORATION TENTATIVE STANDARD)

Group	Symbol	CHEMICAL COMPOSITION (%)						
		C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr
High Cu,Cr Group	H-SMA 41	0.19 max	0.15 to 0.35	1.40 max	0.035 max	0.035 max	0.25 to 0.50	0.40 to 0.70
	H-SMA 50	0.19 max	0.25 to 0.75	1.40 max	0.035 max	0.035 max	0.25 to 0.50	0.40 to 0.70
Low C, High Cu,Cr,P Group	H-SMA 41P	0.08 max	0.15 to 0.50	0.50 to 1.40	0.07 to 0.15	0.035 max	0.25 to 0.50	0.30 to 0.70
	H-SMA 50P	0.08 max	0.15 to 0.50	0.50 to 1.80	0.07 to 0.15	0.035 max	0.25 to 0.50	0.30 to 0.70

Remark: One or more elements among Mo,Nb,Ni,Ti,V and Zr shall be added.

Comparing these two tables, we can find that the capability of resisting to atmospheric corrosion is strengthened by means of increasing the contents of [Si], [Cr] and [Cu].

On the other hand, [Cu] and [Cr] decrease the weldability of steels. To solve this problem, Japanese five big steel makers proposed new type of steels by means of decreasing the contents of [C] as shown by Fig-1.

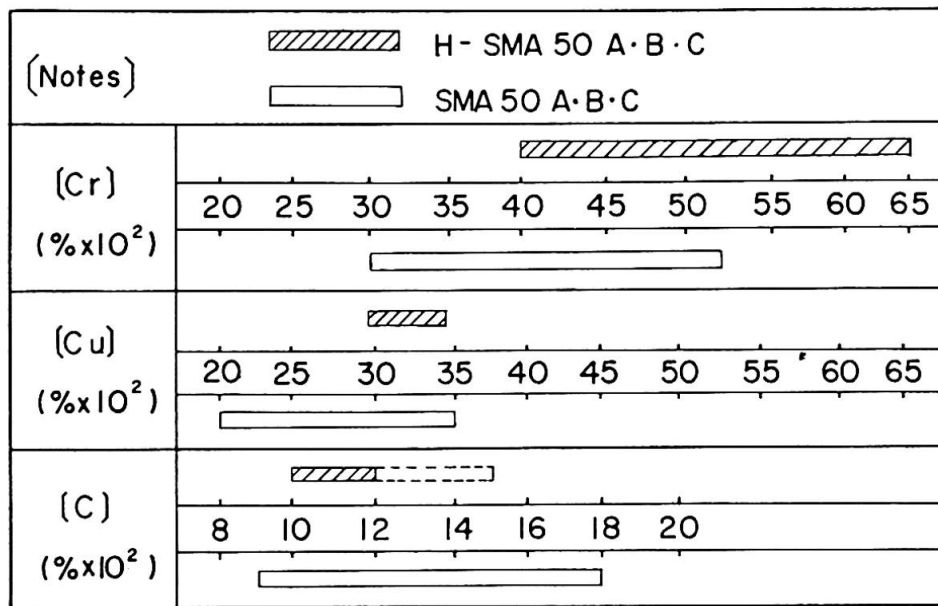


FIG.1 TEST RESULT OF CHEMICAL ANALYSIS
(COMPARISON: H-SMA50, SMA50)

This steel has the same weldability and mechanical properties as weldable steel SM50, which has no anticorrosion contents of [Cu] or [Cr] as shown in Table-3 and Fig-2. Thus, a new low carbon type anticorrosion steel with good weldability has been established as the recommended material specification for the maintenance-free bridge.

TABLE 3 COMPARISON OF Ceq. AND Pcm VALUE.

Tensile strength level	Symbol	Ceq. (%) (ave)	Pcm (%) (ave)
41 to 52 (kg/mm ²)	SM 41	0.299	0.196
	Special A·C·R·S	0.355	0.209
	H- SMA 41	0.358	0.184
50 to 62 (kg/mm ²)	SM 50	0.410	0.247
	Special A·C·R·S	0.443	0.259
	H- SMA50	0.433	0.239

A·C·R·S: Atmospheric Corrosion Resisting Steel

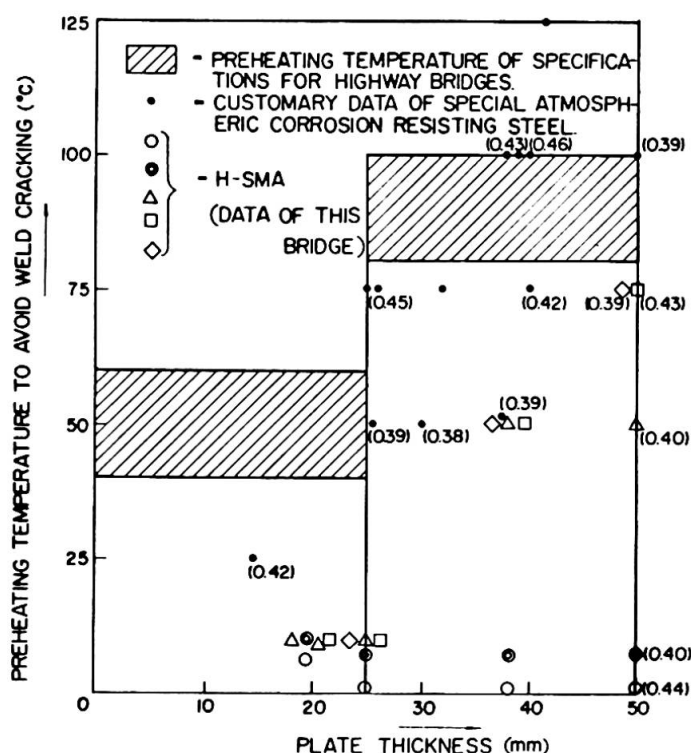


FIG.2 Y-SLIT CRACKING TEST RESULTS
(HT50, SHIELD METAL-ARC WELDING.)

4. SURFACE TREATMENT OF STEELS

One of the method to solve the initial rust problem is the chemical surface treatment to form the protective rust by the coating system shown below, and is sometimes applied in Japan.

1st stage phosphate surface treatment

2nd stage resin type coating (porous film)

Though this method has a weak point of its higher initial cost, but it is expected to be one of the answer for the initial rust problem.

The Hanshin Expressway Public Corporation decided to apply the method of chemical surface treatment to the half of area in the experimental bridge, and in the future, some conclusion will be obtained which of two is better, unpainted part or chemical surface treated part.

5. RESULT OF EXPERIMENTAL BRIDGE

Through the fabrication of experimental bridge, standard specification for the atmospheric corrosion resisting steels with good weldability has been established. The capability of the resisting corrosion will be tested during the later fifteen years both for the unpainted and phosphate treated parts. In the future, we expect the maintenance-free steel bridge from the technical data of the experimental bridge.



VIII

Matadi Bridge over the Zaïre River

Le pont de Matadi sur le Fleuve Zaïre

Matadi-Brücke über den Fluss Zaïre

M. ITO

Professor
University of Tokyo
Tokyo, Japan

M. YACHIDA

Directeur
Org. Equipement de Banana-Kinshasa
Kinshasa, Zaïre

T. NARUSE

Chief Engineer
Consortium Japonais représenté par IHI
Tokyo, Japan

SUMMARY

Matadi Bridge over the Zaïre River is a three-span continuously-stiffened suspension bridge which will be used for both railway and roadway. The main span length measures 520 m, while the side spans of 91 m do not have hangers. The suspended structure is a double-deck truss. The construction work is currently under way.

RESUME

Le pont de Matadi sur le fleuve Zaïre est un pont suspendu à trois travées continues, qui sera utilisé aussi bien par le chemin de fer que la route. La travée centrale mesure 520 m, tandis que les travées de rive, qui sont dépourvues de suspentes, ont une longueur de 91 m. La structure suspendue est une poutre triangulée comportant deux tabliers. Les travaux de construction sont actuellement en cours.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Stützweite der Hauptöffnung der beschriebenen Hängebrücke beträgt 520 m. Die nicht aufgehängten Seitenöffnungen des durchlaufenden Versteifungsträgers haben Stützweiten von 91 m. Die oberliegende Fahrbahn dient als Strassenbrücke während die untenliegende für die Eisenbahn vorgesehen ist. Die Brücke stellt ein wesentliches Bauwerk der Eisenbahnlinie Banana – Matadi dar. Die Brücke befindet sich zur Zeit im Bau.



1. INTRODUCTION

The Matadi Bridge Project is based on the agreement between Japan and the Republic of Zaire, and the construction order was placed by OEBK (Organisation pour l'Equipement de Banana-Kinshasa), Zaire Government. In the bid opened in November 1978, the Japanese Consortium (C-IHI) received orders for all construction works including the superstructure and substructure of the bridge and the access road. The construction is currently under way in the suburbs of Matadi City (Fig. 1).

2. REQUIREMENTS FOR THE PROJECT

The Matadi Bridge is a double-deck type suspension bridge used both as railway and roadway. The upper deck is used as a 2-lane road for the present, and will be expanded to be 4 lanes in the future by adding footwalks on the outer sides. A single track railway will be laid on the lower deck, which will be put into practical use after the railway routes on land are constructed.

The loadings and allowable stresses for the structure are based on the Zaire Standards in the Contracted Technical Specifications, while the design details are due to the Japanese Standards concerned.

The design live loads are as follows:

Roadway:	Uniform load	340kg/m ²
	Line load	1200kg/m
	Trailer load	As per Zaire Standards T-32 (32-ton trailer)
Railway:	Wheel load	As per Zaire Standards C-3 (Locomotive axle load 18 ton, wagon axle load 20 ton)
	Uniform load	7.4 ton/m (maximum loaded length 295m)

70 percent of the railway load should be used when fatigue effect due to running of trains is taken into account.

3. TYPE OF BRIDGE

At the beginning, four types of structures, namely (1) suspension bridge, (2) cable-stayed bridge, (3) arch bridge and (4) cantilever truss bridge, were compared. After the types (3) and (4) had been rejected mainly for economic reasons, a detailed comparative study of the types (1) and (2) were made with particular emphasis on the study of long span railway bridge.

As far as the fatigue of cable is concerned, the suspension type is advantageous because the dead load stress is always dominant in cable tension. On the other hand, the members of stiffening truss of a suspension bridge are subjected to greater stress variation due to the live load. Furthermore, the bending moment on the supports at the towers will be large in the present bridge. After careful investigation, it was found that these shortcomings would be solved by the use of appropriate erection method and the adjustment of side span length. The stability of the bridge against wind during and after the construction was also studied. Thus, the comprehensive studies both in technical and economic aspects resulted in the adoption of the suspension bridge.



In the next place, the configuration of the bridge structure was investigated. Considering the geographical conditions and the specific problems for the railway suspension bridge, the three-span continuously-stiffened suspension bridge without hangers in side spans was selected. The optimum side to main span ratio of the bridge (see Fig. 2) was determined by considering (a) large amount of alternate stresses caused at the intermediate supports of the stiffening truss, (b) negative reaction at end supports, (c) geographical and geological conditions in the side spans, including position of the anchorages, as well as amount of excavation, and (d) construction procedure.

4. SUPERSTRUCTURE

4.1. Stiffening Truss (Fig. 3)

The stiffening truss itself is like in three-span continuous truss bridge, and has a double-deck structure; the roadway is laid on the orthotropic steel deck on the upper deck, while the railway is laid on the longitudinal girders on the lower deck.

The orthotropic steel deck is also composed as a cross section of the stiffening truss. The secondary stress due to bending in the rigid panel points occurs in the stiffening truss. Though this was included in the calculation of the cross sections, the members close to the intermediate support were subjected to conspicuous secondary stress.

Installation of the stiffening truss will be carried out by the cantilever erection method which is made progress from the towers on both river banks toward the center of the river.

4.2. Tower (Fig. 4)

The configuration of the tower was decided, among many alternatives, from the viewpoints of aesthetics, construction workability and structural feasibility. The tower shafts is inclined to adapt to the continuous stiffening truss, and the heights of two towers are different each other according to the geographical situations. The cross section of tower shaft is composed of four panels in a rectangular mono-cell form, and has constant external dimensions along the entire height of the tower.

The member joints were designed to be welded in the shop and to be connected by high strength bolts at the construction site. The main skin plates of the tower shafts were designed to transit 50 percent of the stress by means of the metal touch joints and the remainder by means of the high strength bolt joints.

4.3. Cable (Fig. 5)

Considering past experiences, the main cables of the suspension bridge with 520 meter span length have been determined to be the parallel wire cables which feature high sectional properties. After comparing the air spinning process with the PWS process for installation, the latter was adopted to minimize the indefinite factors and amount of work at the construction site.

The main cable cross section consists of the PWS 127, with 54 cable strands for the main span and 56 for the side spans. The two strands for the side span are anchored at the tower top saddle to improve the safety factor for cable sliding.

5. SUBSTRUCTURE

5.1. Geographical and Geological Features

Mountain ranges of about 400 meters high are located on both sides of the Zaire Rive, and the mountain feet form steep cliffs, entering into the river. The ground base on both sides of the river is composed of green schist of pre-Cambrian age. The surface soil and hard weathered bedrock layer are not very deep, about ten meters deep from the ground surface. Below this layer, there is a considerably hard rockbed suitable as a bridge foundation.

5.2. Anchorage

The anchorage should have a capacity to withstand the tension of 10,500 tons per main cable. The tunnel type and self-weight type for anchorage were compared, and the latter was selected for enconomical reasons. However, since there is a good bedrock to the shallow place, a conflicting problem was raised in determining the type of anchorage, in which the excavation of the bedrock should be minimized and the horizontal sliding resistance should be increased.

The anchorage seems to be a massive integral structure, but is divided into many chambers by thin walls, excepting the cable anchor frame embedded section. This leads to a substantial decrease of the concrete placement in high temperature, which presents difficult technical problems.

5.3. Pier Foundation

The pier foundation is required to support vertical force of about 9,500 tons per tower shaft. Studied first was a footing having wide range of supporting surface. It was made clear that it was difficult to cope with the complicated geological variation, and raised problems in excavation and economy. To solve those problems, the deep well foundation piles of 8 meters in diameter were layed out just under the tower shafts. To give sufficient rigidity to the top surface of the piles in the direction perpendicular to the bridge axis, they are connected by a beam of 8 meters in depth.

6. CONCLUDING REMARKS

The outline of the Matadi Bridge over the Zaire River was presented. the construction started in February 1979 and is expected to finish in 1984. When this project is completed, the bridge will be one of the largest suspension bridges in Africa, and will be the world's top-class railway suspension bridge.

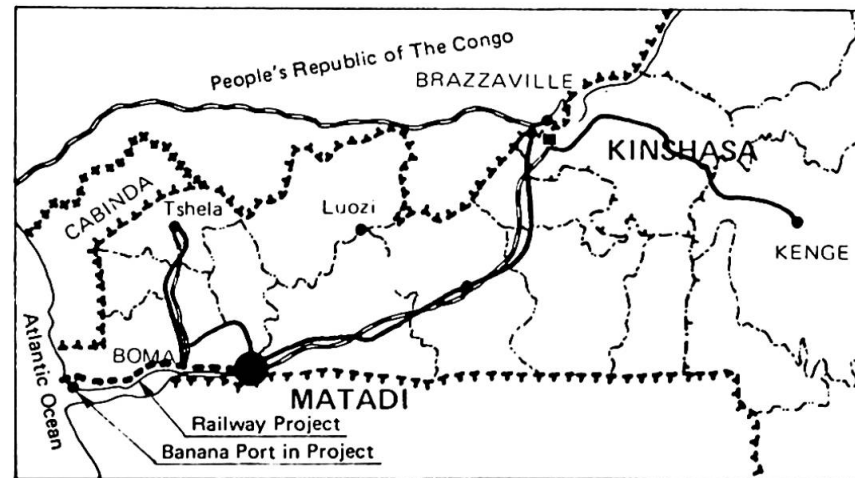


Fig. 1 Bridge Location

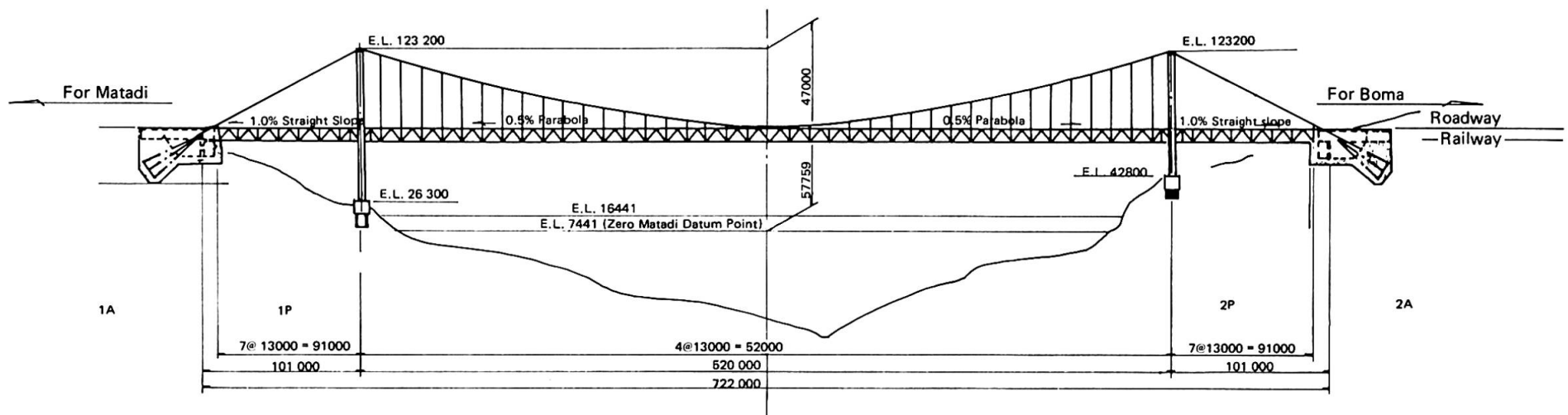


Fig. 2 General Arrangement

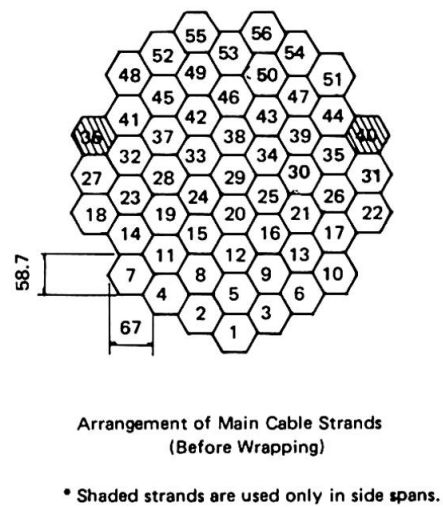


Fig. 5 Cable

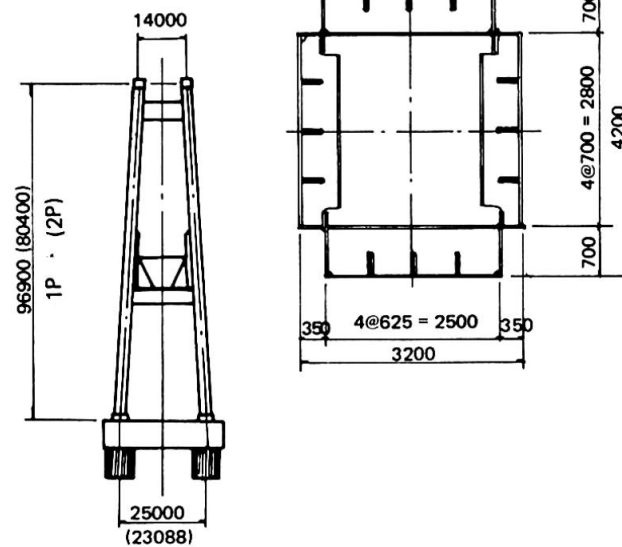


Fig. 4 Tower

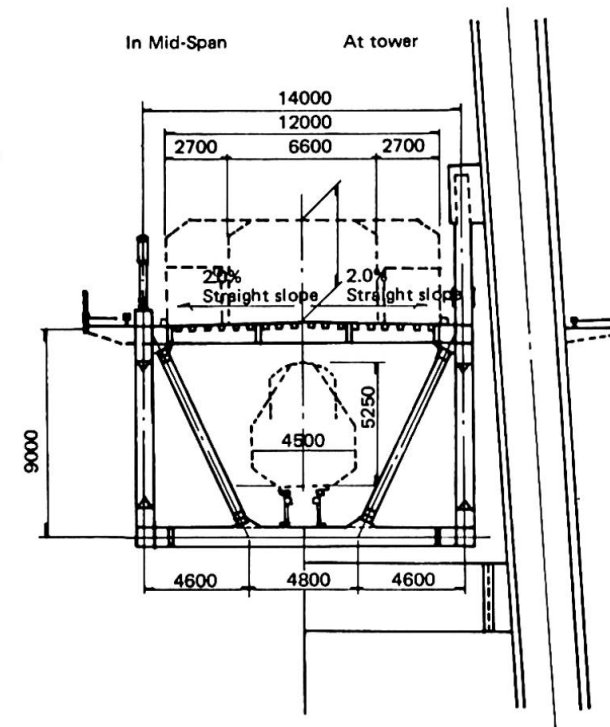


Fig. 3 Stiffening Girder

VIII

On Planning and Design of High-Piered, Long-Spanned Bridges with Consideration to Seismic Effect

Ponts à grandes portées sur piles élevées et effets séismiques

Brücken grosser Spannweiten mit hohen Pfeilern unter Berücksichtigung der Erdbebenwirkung

JUN MISE

Assist. Dir. of Osaka Operation Bureau
Nihon Doro Kodan
Osaka, Japan

TADASHI ARAKAWA

Deputy Head of Tokyo Research Office
Nihon Doro Kodan
Tokyo, Japan

SUMMARY

Seismicity has a great importance in designing large-scale bridges with high piers in mountainous areas. The possible magnitude of earthquake at the site concerned and the frequency characteristics of earthquake waves are studied in detail for the design. Among the seismic analysis performed, results of dynamic analysis are described here. In addition, the plans of the major bridges are outlined.

RESUME

La séismicité est un des éléments très importants pour l'étude de grands ouvrages d'art avec des piles élevées, qui sont construits en région montagneuse. L'intensité possible du séisme ainsi que la fréquence de l'onde séismique sont étudiées en détail. Parmi les analyses séismiques qui ont été effectuées, les résultats de l'analyse dynamique sont décrits dans cet article. En outre, les ponts principaux sont brièvement présentés.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Erdbebensicherheit ist ein sehr wichtiger Parameter beim Entwurf von Brücken mit hohen Pfeilern. Die Stärke eines möglichen Bebens sowie die Frequenz der seismischen Wellen werden im Detail untersucht. Zusätzlich zur Untersuchung der seismischen Wirkung werden die Ergebnisse einer dynamischen Betrachtung beschrieben. Ausserdem werden die wichtigsten Brücken vorgestellt.



1. INTRODUCTION

Kan-etsu Expressway is 300km in length, connecting Tokyo with Niigata, the largest city along the north coast of Japan Island. Particularly, this Expressway goes through one of the most severe mountainous areas in Japan. Numata section of 40km in length (Fig.1) is located in the central part of the expressway, with many V-shaped valleys to be passed through. Accordingly huge bridges in terms of length and height are to be constructed along the Expressway. In addition to the severe topography, earthquakes create another hard conditions in planning and design such huge bridges because Japan is a typical earthquake country.

This paper describes the outline of planning and seismic design of the bridges, taking into account conventional seismic design standards together with newly developed seismic design considerations.

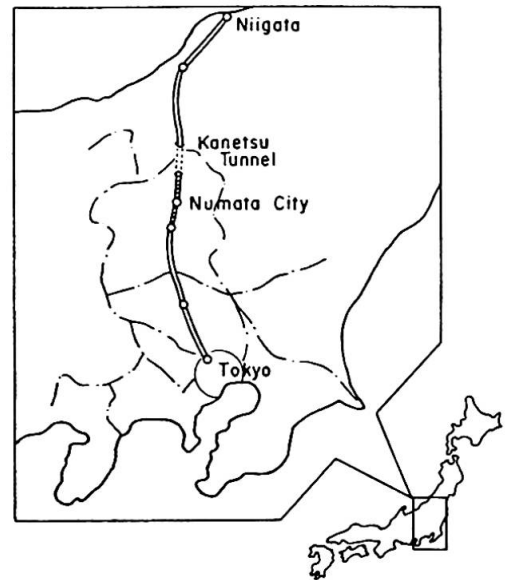


Fig.1 Kan-etsu Expressway

2. SEISMIC DESIGN STANDARD IN JAPAN

Usually inertia force which works to super- and sub-structure of the bridge is estimated by static analysis, which replaces the inertia force with the static load. But in case of the important structures, the seismic response analysis considering natural period of the structure is used.

2.1 Seismic Inertia Force in the Static Analysis

Seismic inertia force (F) is calculated as the product of the weight of the structure (W) and the seismic coefficient (k_h), i.e., $F = k_h \times W$. This k_h value is calculated by the following equation in the Seismic Design Standard defined by Japan Road Association.

$$k_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_0$$

Where

k_h ; horizontal design seismic coefficient

k_0 ; basic seismic coefficient (0.2)

ν_1 ; correction factor by the area difference (0.7, 0.85, or 1.0)

ν_2 ; correction factor by the ground difference (0.9, 1.0, 1.1, or 1.2)

ν_3 ; correction factor by the importance of the structure (0.8, or 1.0)

For this project, $\nu_1 = 1.0$, $\nu_2 = 1.0$, $\nu_3 = 1.0$ are used.

Furthermore, when the calculated natural period of the structure is more than 0.5 sec., k_h is corrected by multiplying the correction factor by the period (β), which is shown in Fig.2

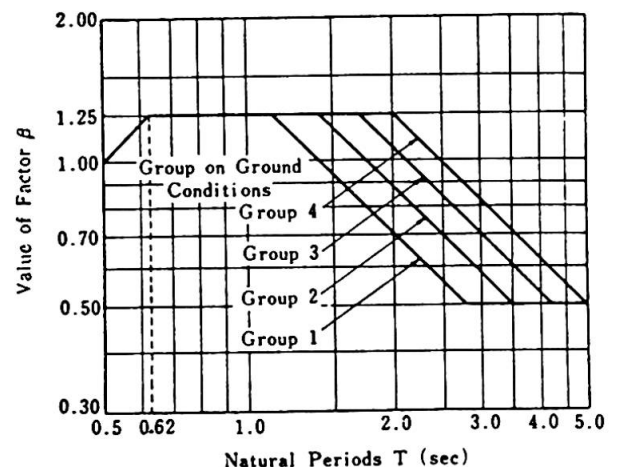


Fig.2 Correction Factor β

2.2 Dynamic Analysis

Dynamic response analysis, which uses average response spectrum and real seismic wave examples, is used for the long span bridges and the flexible structures with the comparatively long natural period in order to check the seismic stability of these structures.

Objective structures are modeled by multi-lumped mass and spring elements combining each mass. The example of the idealized system is shown in Fig.7. The analysis of deformation and section forces are calculated based on the response given by the seismic impuls to the ground. Modal analysis method using acceleration response spectrum is adopted to calculate the structural behavior. Assumptions concerning dynamic analyses for bridges in Numata region are as follows.

- 1) Damping factor (h) is 0.02 for the superstructure and 0.05 for the substructure.
- 2) Only flexural behavior is analyzed in the condition that the section is rigid enough and it keeps linear between strain and stress.

3. PREVIOUS EARTHQUAKE RECORDS AROUND NUMATA REGION

Fig.3 shows earthquake records around Numata region greater than Magnitude 6.5 which are estimated to have occurred in the past 1500 years. From the figure, it can be judged that major earthquakes greater than Magnitude 8 have taken place in the area along the Pacific Ocean and that the average distance between these focuses and Numata is about 200km.

According to the new Seismic Design Standard (recently proposed), an empirical equation between a magnitude-scale (M) at focus and an acceleration (A gal) at a point concerned is proposed as a function of a distance (Δ) as follows:

$$A_{\max} = 24.5 \times 10^{0.333M} \times (\Delta + 10)^{-0.924}$$

By means of the equation above, a relationship between distance (Δ) and an acceleration (A) is plotted in Fig.4 for the previous earthquakes around

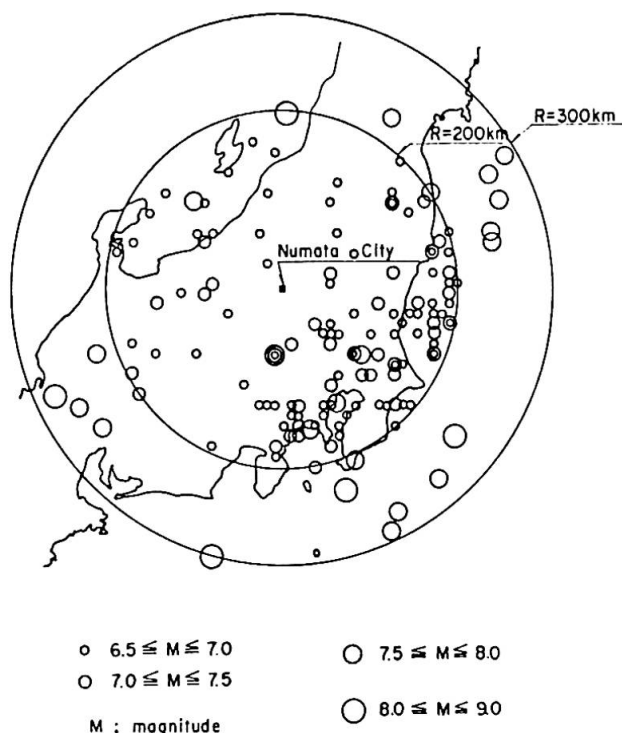


Fig.3 Previous Earthquake Records

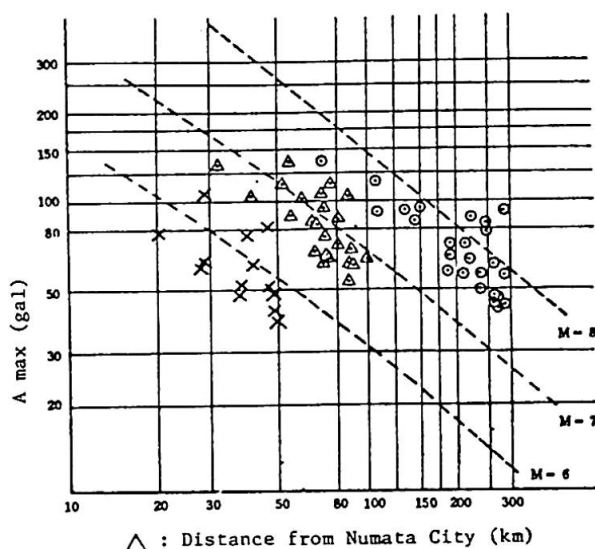


Fig.4 Relation between the Earthquake Focus and Acceleration



Numata. From the figure, an acceleration value (A) for designing bridges in Numata region can be determined as follows:

- 1) In case of major earthquakes greater than Magnitude 8, a design acceleration value is 80 gal.
- 2) In case of middle-class earthquakes which can occur around Numata, a design value is 200 gal.

Long span bridges in this project have high piers and are expected to have a fairly long natural period. Generally, frequency characteristics of an earthquake occurred at a long distance are known to have long period components dominantly in the spectrum, although an acceleration value for design is relatively small ($A=80$ gal). Hence, it is requested to check the seismic stability for the spectrum with such long period components, in addition to the middle-class earthquakes ($A=200$ gal) which will occur near the site. Fig.5 shows two response spectra.

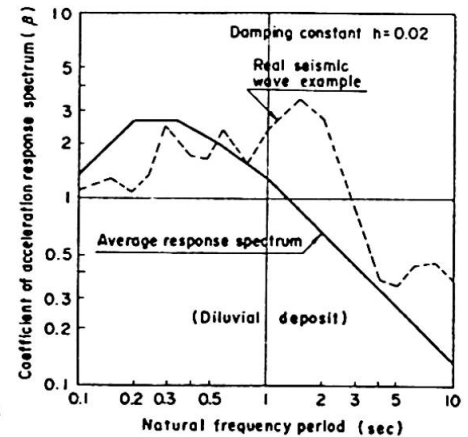


Fig.5 Seismic Response Spectrums

4. DESIGN EXAMPLE FOR A BRIDGE WITH HIGH PIER -NUMAO RIVER BRIDGE-

Bridge type is 6-span continuous metal box girder with multi-fixed-Piers and bridge length is about 600m.

4.1 Selection of Bridge Type and Result of Dynamic Analysis

The height of piers except P1 is about 65m. There are two reasons why multi-fixed-piers are adopted. One is that inertia force of the superstructure due to the earthquakes is likely divided into each pier evenly because each pier has almost the same height. The other is that the excessive axial force in the superstructure may be caused if the support on the abutment is fixed. The reason why 6-span continuous type is adopted is that it will improve resistance against earthquakes and drivability by increasing the degree of indeterminacy.

Fig.7 shows the model considered in the dynamic analysis in the driving direction. The primary natural period is about two seconds. Therefore the correction factor $\beta=0.9$ is taken based on Fig.2 in the static analysis. The relation between the dynamic analysis and the static analysis is shown on

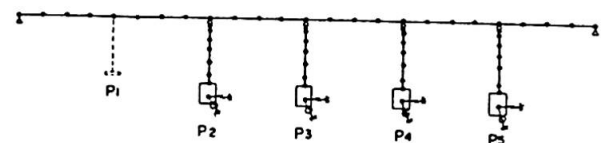


Fig.7 Dynamic Model for Analysis

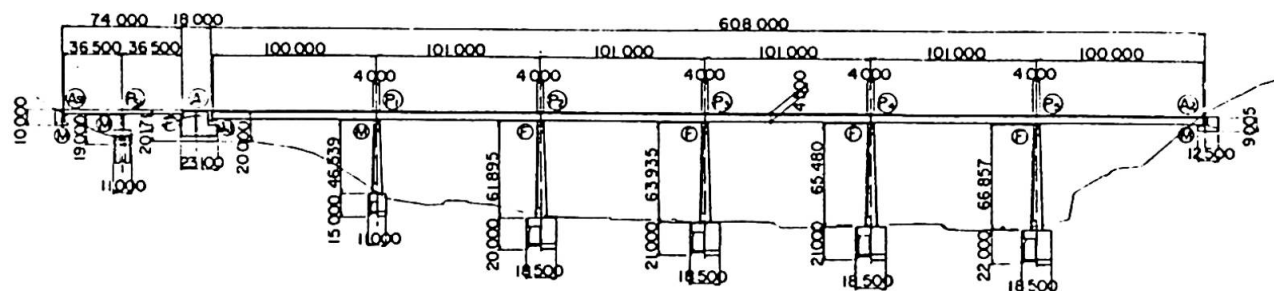


Fig.6 Numao River Bridge

Table-1. It can be seen that the static analysis satisfies the dynamic analysis.

In addition, the installation of the equipments at the girder end to prevent the superstructure from dropping out and the fender to reduce the shock of collision are being investigated considering unexpected excessive deformation.

Table 1 Comparison of Response Results

	Static Analysis	Dynamic Analysis	
	Seismic Coeff. $K_h = 0.18$	Ave. Response Spectrum 200 gal	Real Wave Example 80 gal
Horizontal Deformation of Superstructure (mm)	175	155	220
Axial Force of Superstructure (ton)	981	812	1,123
Bending Moment at the Foot of Pier #2 (ton m)	86,223	60,713	86,269
Bending Moment at the Foot of Pier #5 (ton m)	82,459	56,735	80,332
Shearing Force at the Foot of Pier #2 (ton)	2,025	1,052	1,497
Shearing Force at the Foot of Pier #5 (ton)	1,947	948	1,332

4.2 Several Practices regarding seismic structure

As for Numao Bridge, several types of structures which are based on completely new design idea were introduced and studied. Conventional idea for designing structures regarding seismic forces is to design structural members rigid enough to resist design seismic force in order to obtain the stability of the whole structure. In other words, this design methods lay emphasis on increasing rigidity of structural members.

However, entirely new design idea can be introduced regarding seismic forces, which is to allow relatively large horizontal displacements of the structure obtaining larger natural periods and smaller seismic responses. In order to realize the structure based on the above idea, the structural model to be expected to have larger natural period was considered as illustrated in Fig.8. The characteristics of this model is the application of the elastic supports at the girder ends instead of fixing the girder end to the abutment which enables horizontal forces working on the piers lower. Accordingly rigidities of the piers become smaller, and the natural period of the whole structure become longer. Regarding the actual practices of the elastic supports at the girder ends the rubber gaskets on the recovery free pendulum supports as shown in Fig.9 are being studied.



Fig.8 Dynamic Model for Long Natural Period

But there are still several problems to be solved before realizing the system described above. Firstly, the effects caused by the horizontal forces derived from the temperature differences of the structures, should be analyzed in connection with seismic forces. Other miscellaneous problems such as small parts of the system, their maintenances, etc. should also be studied carefully in the future.

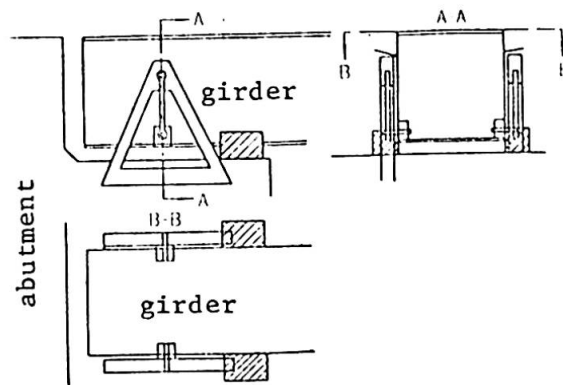


Fig.9 Pendulum Support Example



5. OTHER MAJOR BRIDGES IN THIS SECTION

Nagai Bridge is 500m in length and 98m in height (Fig.-10). The type of superstructure is PC box girder with a maximum span length of 123m.

Katashina Bridge is 1000m in length and 90m in height (Fig.-11). The superstructure is a deck-type truss with 4-lanes.

For both bridges, such a detailed seismic study have been made as one for Numao Bridge mentioned above.

6. EPILOGUE

NIHON DORO KODAN has completed planning and design of the bridges in Numata region, getting advice from the council presided by Dr. Yukitaka Uemae.

Reference

- 1.) JSCE: Manual and commentary for seismic design of highway bridges. Japan Society of Civil Engineers, 1966
- 2.) EHRF: Report of survey and investigation on design and execution of work of long span bridges in Numata area. Express Highway Research Foundation of Japan, 1978
- 3.) EHRF: Second report of survey and investigation on design and execution of work of long span bridges in Numata area. Express Highway Research Foundation of Japan, 1979

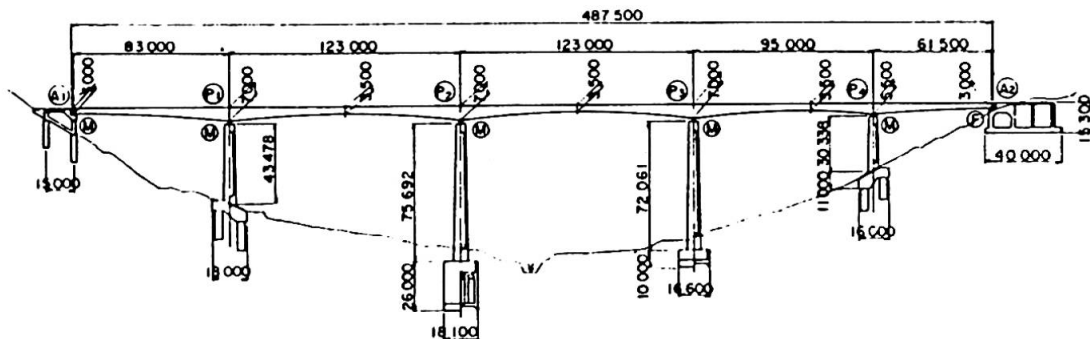


Fig.10 Nagai River Bridge

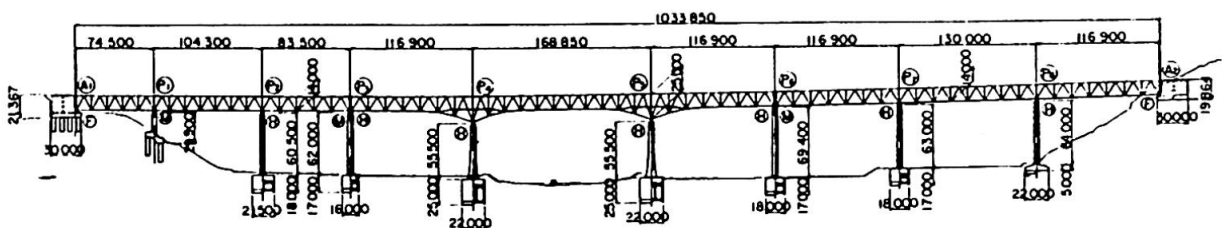


Fig.11 Katashina River Bridge

VIII

Oscillation of Floating Caisson in Deep Water

Oscillation de caisson flottant dans l'eau profonde

Schwingung des schwimmenden Senkkastens im tiefen Wasser

YIN WAN-SHOU

Associate-Chief Engineer
Bureau of Bridge Construction
Wuhan, People's Republic of China

LIN YIN-YUE

Bridge Engineer
Bureau of Bridge Construction
Wuhan, People's Republic of China

ZHAO SUI-ZHANG

Chief Engineer
Bureau of Bridge Construction
Wuhan, People's Republic of China

SUMMARY

During the construction of two floating caissons of a bridge across the Yangzi River in China, an abnormal late autumn flood caused the breaking of side anchoring cables and set up a dangerous oscillation in the floating system. The paper presents the description of the incident, method of restoring the control, and some related discussions.

RESUME

Durant la construction de deux caissons flottants d'un pont sur le fleuve Yangzi en Chine, une crue exceptionnelle de fin d'automne a causé la rupture de câbles d'ancrage latéraux et a entraîné une oscillation dangereuse du système flottant. L'article présente une description et une discussion de l'incident et des mesures prises pour rétablir le contrôle.

ZUSAMMENFASSUNG

Während des Baus einer Brücke über den Yangzi-Strom in China rissen infolge eines Hochwassers die seitlichen Verankerungskabel der zwei schwimmenden Senkkasten. Das ganze System begann zu schwingen und wurde dadurch stark gefährdet. In diesem Aufsatz wird der gesamte Bauprozess beschrieben sowie die Massnahmen erläutert, mit welchen das System wieder unter Kontrolle gebracht worden ist.

1. INTRODUCTION

Reinforced concrete floating caissons, rectangular in plan 18.2 m by 22 m, were adopted for the foundation work of piers No. 4 and 5 in a bridge across the lower Yangzi River. While constructing the caisson of No. 5, an abnormal flood caused the side anchoring cables to break suddenly in succession. The arrangement of the anchorage system is shown in Fig. 1.

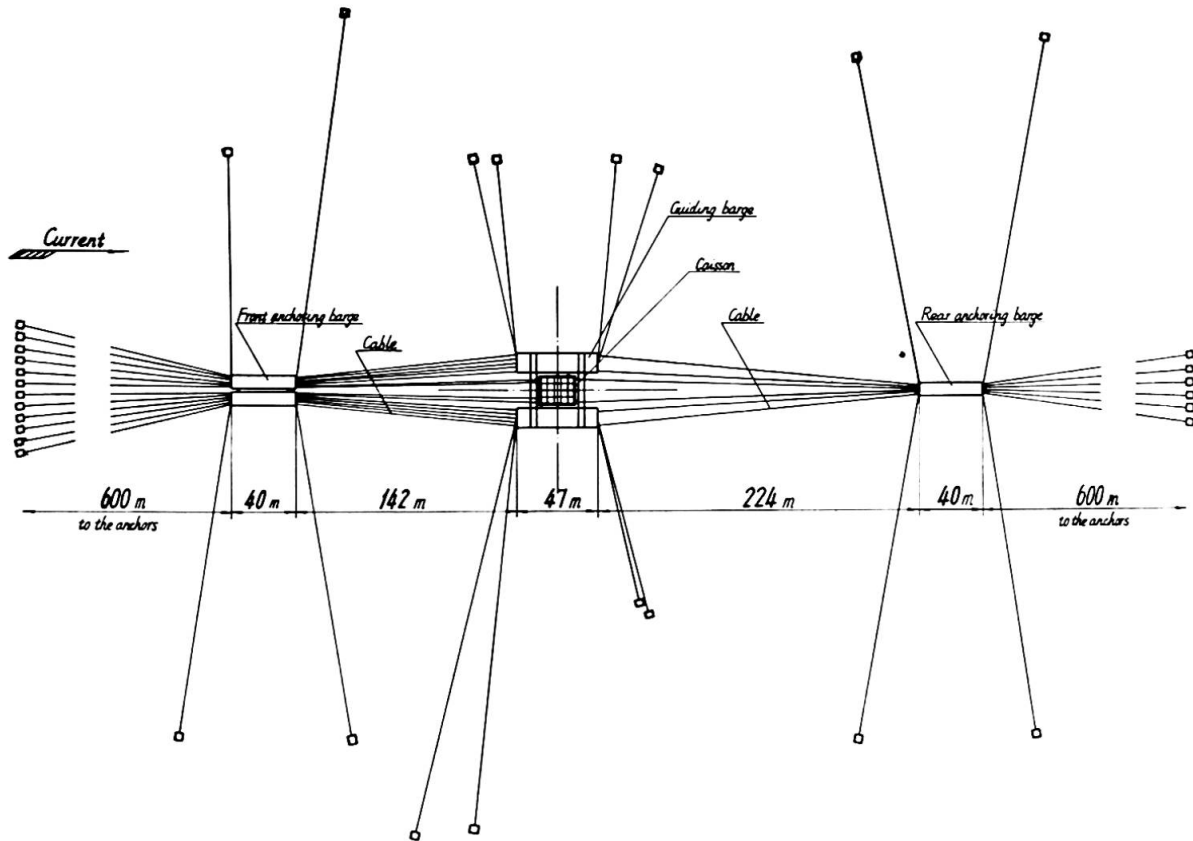


Fig. 1 The Arrangement of Anchoring System of Pier No. 5

The floating caisson with its guiding barges began to swing transversely to the axis joining the anchoring barges. This was an incessant oscillation of large amplitude and low frequency. The oscillation made the position of the caisson out of control, and the main cables connecting the guiding and anchoring barges were highly overstressed. Several days afterwards, same thing happened to the caisson of pier No. 4, and similar oscillation started, that made the condition still more critical.

2. DESCRIPTION OF THE EVENT

Piers No. 4 and 5 are situated in the mid-stream of the river. During the time of oscillation, the depth of water was 30 m, and current velocity was 2.5 m/sec. The caisson of pier No. 5 had been constructed to the height of 20.2 m, its immersed depth was 14.2 m. The amplitude of oscillation reached 15 m, and the average cyclic period was about 3 minutes. The total weight of the caisson and the guiding barges was nearly 7,000 tons. The maximum amplitude of oscillation for caisson of pier No. 4 reached 29.3 m.

During oscillation, both the upstream and downstream anchoring barges dis-

placed very slightly. However, the stresses in the main cables connecting the anchoring and guiding barges fluctuated with the change of position of the floating body continuously. The main cables on the outer side (convex edge) were tightened and those on the inner side (concave edge) were slackened. The maximum movement of the floating body had a tendency to deviate constantly to the rightside of the current flow.

In elevation, the caisson also fluctuated up and down. The magnitude of fluctuation was about 1 m.

The guiding barges were kept in position with 8 side anchors. The direction of the anchors, the cable lengths, and the composition of each cable were all different from one another. Altogether 12 side anchoring cables were replaced for pier No. 5, some had been replaced twice.

3. THE CAUSE OF THE OSCILLATION

The floating body — the caisson together with guiding barges, was held in place in the river with a great number of anchoring cables. It constituted an elastically supported structural system in space. The stresses in the maintaining cables varied continuously, depending on the action of wind and water current. Owing to the effect of Karman Vortex, eddy current was constantly formed on both sides and in the wake of the floating system. The component forces from the swirls perpendicular to the current flow acted alternatively on the sides of the floating body. At first, it caused vibration of small amplitude. But when the side anchoring cables were broken, the self-excited action of the swift current amplified the oscillation rapidly. Finally, the restraint of the main connecting cables ahead and behind the floating body, kept the oscillation restricted at certain limit and avoided further divergency.

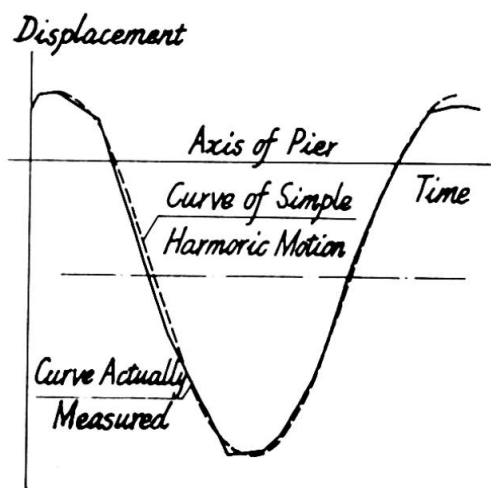


Fig. 2 Cyclic Time-Displacement Curve

An actually measured vibration curve of the floating body was plotted. It closely resembles that of a simple harmonic motion, as shown in Fig. 2. Utilizing the analytical solution of simple harmonic motion as an approximation, the maximum force of inertia of the floating body was found to be 13.1 ton-force, and the kinetic energy, 98 ton-force-meters.

4. MEASURES TO CHECK THE OSCILLATION

At first, to alleviate the tension of the main connecting cables at upstream side, two 700 HP tug boats had been applied alongside the floating body and

ran against the current. But this was found to have little effect on the oscillation.

Then another method was attempted by tightening the side anchoring cables slowly and simultaneously to check the oscillation. It momentarily appeared to be a success, as the amplitude was decreased from 11.5 m to 4.1 m. But the cables broke again a few hours later, and the whole event happened again.

The above attempts had made it clear that the oscillation of the floating body could not be stopped by simple, ordinary means.

In order to increase the damping effect by introducing a counteracting force always opposite to the direction of motion and at the same time not to overstress the existing cables, a damping contrivance was devised to restrict the oscillating impetus.

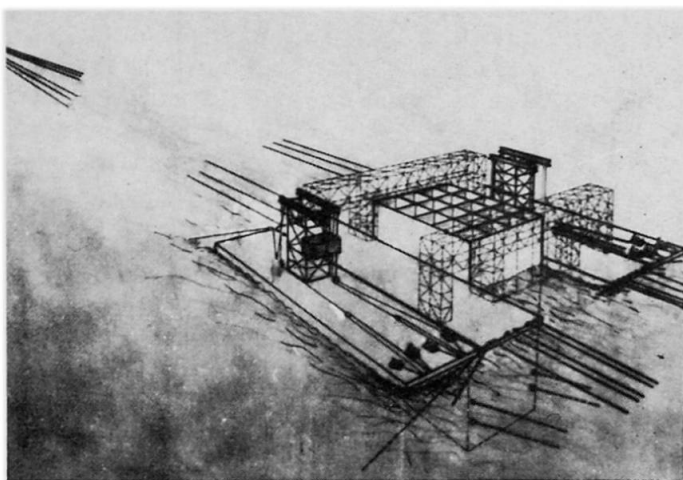


Fig. 3 Working Boat with Damping Contrivance Move Together with the Floating System

The arrangement and the working principle are as follows:

Two working boats were employed, on each boat there were one lifting tower, two sets of counterweights of 20 tons each, and two electrical winches. The boats were connected to the guiding barges side by side, and moved together with the floating body as shown in Fig. 3. The counterweight was attached to a movable pulley running on a main working wire rope which was suspended from and passing through two fixed pulleys on top of the tower. The working rope was connected on one end by pulley blocks to a side cable reaching a concrete anchor, and on the other end to the electric winch.

When the floating body was swinging to one side with the working boats, the movement lifted the counterweights on one boat, the work thus done transformed the kinetic energy into potential energy, which would be dissipated when the weights were later lowered down mechanically to and rested on the deck by the winch. When the swing was reversed, similar work was done on the other boat. Thus by a series of repetitions of such damping process the dynamic energy would be dissipated step by step.

The working procedure is shown schematically in Fig. 4. When the floating body set to move the counterweight on the front side boat kept on the deck the main working rope was in slackened condition and would be wound up slowly by the winch, while the counterweight on the rear side boat would be slowly lifted up with the winch on brake, the working rope was then taut. When the oscillation attained its maximum reach, the winch on the rear boat would release the working rope and lower down the counterweight. The operations would be reversed when the floating body began to move back.

The pull in the side anchoring cable was safely limited to within 10 ton-force during all the time. To keep the floating body in well balanced con-

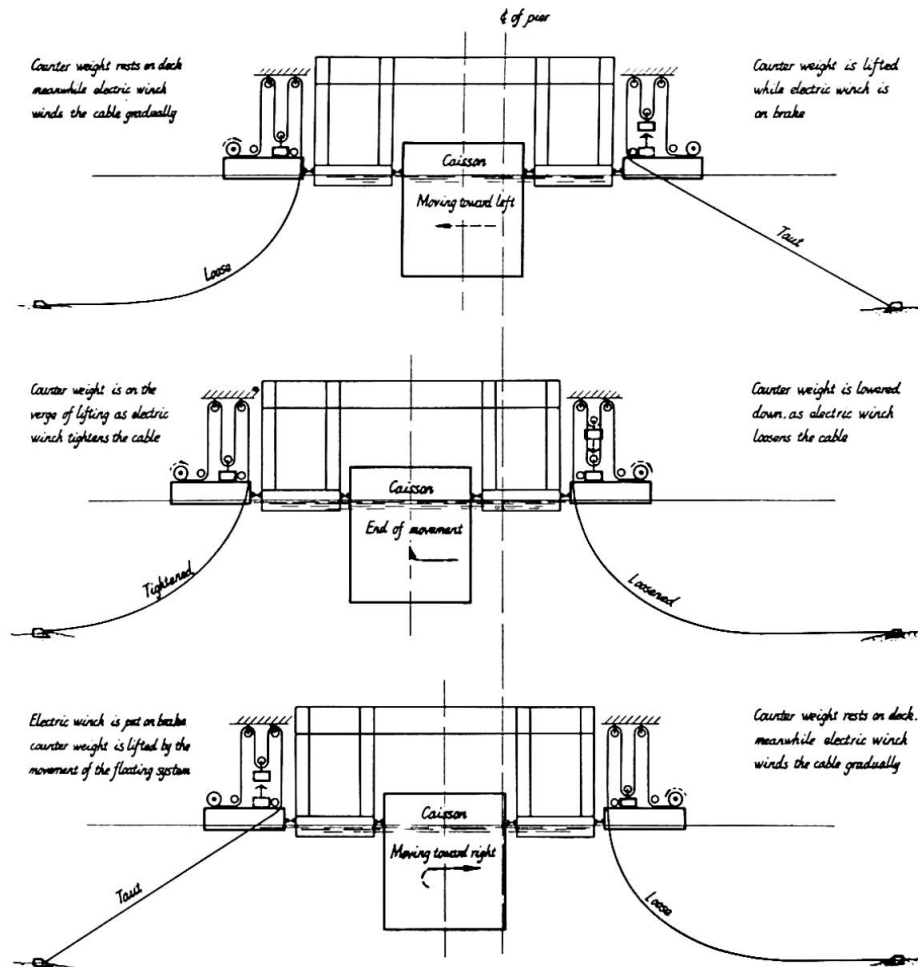


Fig. 4 The Working Principle of the Dissipation of Energy

dition during moving, two similar sets of counterweights connected to two side anchors were used on each working boat.

With the aid of the working boats, the oscillation was effectively controlled, and the amplitude decreased from 11 m to 1.5 m for pier No. 5 (Fig. 5, when the counterweights were purposely put out of action, oscillation quickly resumed to its original magnitude). Then side anchoring cables were tightened without any difficulty, the amplitude was finally restricted to within 1 m. The same measure was taken at pier No. 4, and the amplitude was restricted to 0.5 m. Throughout the entire event, about 13,000 cycles of oscillation with large amplitude occurred at pier No. 5 before construction work resumed to normal.

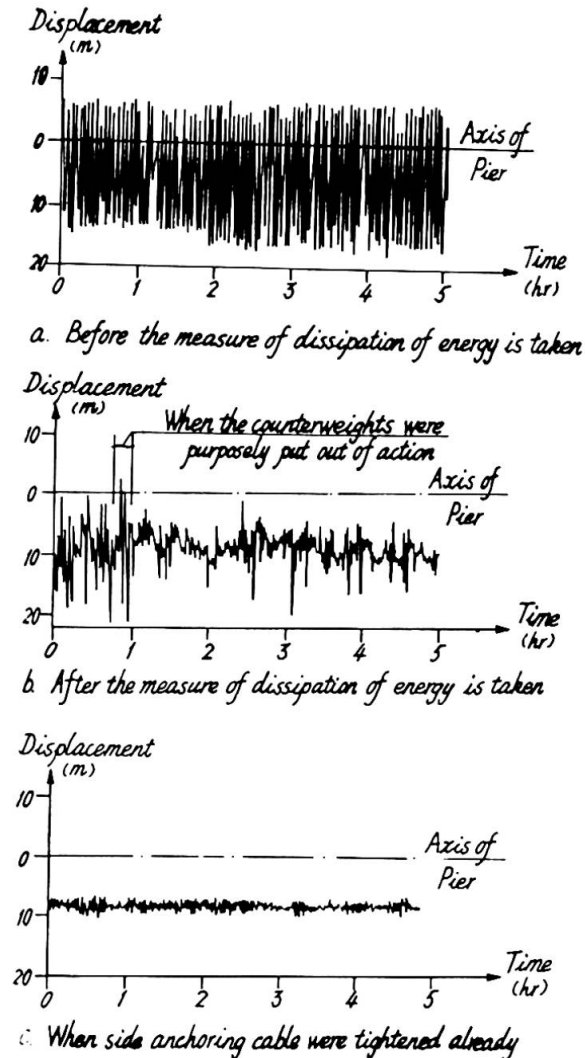


Fig. 5 Oscillation Curve of Caisson at Pier No. 5

5. A FEW REMARKS

In the construction of floating caisson with cable anchorage system for deep water foundation special attention should be paid to the dynamic problem.

During arranging the anchoring system, the stresses in different anchoring cables should be kept as even as possible, and it is important that the cable lengths and the composition of cables should not differ too widely from one another.

When figuring the acting forces on the cables, the following should be taken fully into consideration:

- The effect of changing direction of the current flow.
- The forces acting on the floating system from different directions with different dynamic coefficients.
- The initial prestressing of cables during tightening.
- The dynamic effect of current force on the cables.

When figuring the strength of cables, the following are important factors:

- The fatigue influence of the high frequency vibration of cables in swift current.
- The bending, squeezing and abrasion of cables at fairleaders.

Finally, special precautions for figuring the anchoring cables, anchoring chains and anchors should be drawn and strictly adhered to.

VIII

Weitgespannte, hängende Rohrleitungsbrücken in der UdSSR

Long Span Pipeline Suspension Bridges in the UdSSR

Ponts suspendus à grande portée pour canalisation en URSS

N.N. STRELETSKY

Dr. -Ing., Professor

ZNII Projektstallkonstruktziya des Gosstroj

Moskau, UdSSR

ZUSAMMENFASSUNG

Die Rohrleitungsbrücken stellen eine neue Kategorie von Brückenbauwerken dar, die in der UdSSR eine starke Entwicklung durchmachen. Für die Spannweiten von 600–1000 m wird eine neue Rohrleitungs-konstruktion verwendet, die aus Hängebindern mit geneigten Aufhängungen, einem Fachwerkversteifungsträger und einem originellen vorgespannten Windverband besteht. Es werden auch zweigurtige, hängende Fachwerkbinder und Schrägseilbalkenkonstruktionen verwendet.

SUMMARY

Pipeline bridges present a new category of bridge construction which is widely developed in the UdSSR. For 600–1000 m spans a new kind of pipeline bridge may effectively be used; it consists of suspended trusses with inclined hangers, a lattice stiffening girder and an original pre-stressed bracing system. Two-chord suspended lattice girders and cable-stayed-girder systems are also used.

RESUME

Les ponts pour canalisation présentent une nouvelle catégorie dans la construction de ponts en URSS. Pour des travées de 600 à 1000 mètres, il est efficace d'utiliser un nouveau type de pont pour canalisation, formé de poutres en treillis suspendues à suspentes inclinées, d'une poutre à treillis de rigidification et d'un système original de contreventement précontraint. Des poutres en treillis suspendues à deux membranes et des systèmes en poutres haubanées sont également utilisés.



In Zusammenhang mit der Entwicklung des Rohrleitungstransports erschien in den Nachkriegsjahren eine neue Brückenkategorie – Rohrleitungsbrücken, deren Hauptaufgabe die Unterstützung der Rohrleitung ist. In der UdSSR bekam diese Brückenkategorie eine weitere Entwicklung und Anwendung nach Ausarbeitungen des ZNIIPSK-Instituts unter der Leitung von Akademiker N.P. Melnikow.

Die Flüsse in der UdSSR werden mit Überwasser- statt der Unterwasserrohrleitungen in folgenden Fällen überquert:

- bei nicht stabilen Flussbetten, die eine Unterwasserrohrleitung zerstören können;
- bei Verhältnissen, die die Einrichtung einer zuverlässigen Rohrleitung stark erschweren können, d.h. bei schwer ausbeutenden Felsböden, bei grosser Wassertiefe oder grosser Sohlschlammsschicht, bei einer Notwendigkeit, den Rohrleitungswarmschutz periodisch auszubessern oder verschleiaste Röhre zu ersetzen;
- bei besonderen Umweltschutzforderungen an die Sicherheit der Rohrleitung oder falls es wegen der Fischereiinspektionsforderungen unmöglich ist, Unterwasserarbeiten zu leisten.

Die Rohrleitungsbrücken werden durch relativ geringe Nutzlaste gekennzeichnet, was eine Leichtigkeit des Brückenüberbaus bestimmt und die Verwendung weitgespannter Hänge- oder Schrägseilkonstruktionen zweckmässig macht. Die Röhre als Elemente des Überbaus einer Rohrleitungsbrücke werden in der UdSSR bei Brücken für Nichteinhauptrohrleitungen eines niedrigen Druckes genutzt, wenn das die Betriebsführung der Rohrleitung nicht stört. Die produktleitenden Röhre werden auf verantwortliche Rohrleitungsbrücken als Nutzlast nach der Montage verschoben.

Für weitgespannte Rohrleitungsbrücken hat das ZNIIP Projektstallkonstrukzija eine originelle hängende versteifte Raumkonstruktion entwickelt, die aus vertikalen Hängebindern mit geneigten Aufhängungen besteht, sowie aus einem Versteifungsgitterträger mit Bauteilen rohrartigen Querschnitts und einem vorgespannten horizontalen Windsystem mit zwei im Grundriss parabelförmigen Windseilgurten, die in der Öffnungsmitte am Versteifungsträger unbeweglich gefestigt sind. Die Windgurte sind nach ihrer Länge mit Tragkabeln durch Neigungsabspannungen und mit dem Versteifungsträger durch horizontale Abspannungen verbunden.

Das Hängesystem mit geneigten Aufhängungen wurde in der UdSSR im Jahre 1940 von Ja.A. Ostaschewsky vorgeschlagen und von N.N. Streletsky und E.Ja. Slonim weiteruntersucht. Die dieses System ausnutzende Raumsteifkonstruktion (Abb. 1) wurde 1972 von E.Ja. Slonim, M.M. Krawzow und W.M. Fridkin vorgeschlagen.

Die Konstruktion ist durch einen geringen Metallaufwand, ein hohes Montagetempo und eine relativ hohe aerodynamische Stabilität gekennzeichnet. Die guten aerodynamischen Eigenschaften werden durch das räumlich-versteifte Systemverhalten und durch folgende Massnahmen gesichert:

- der Versteifungsträger ist durchsichtig und besteht aus gut

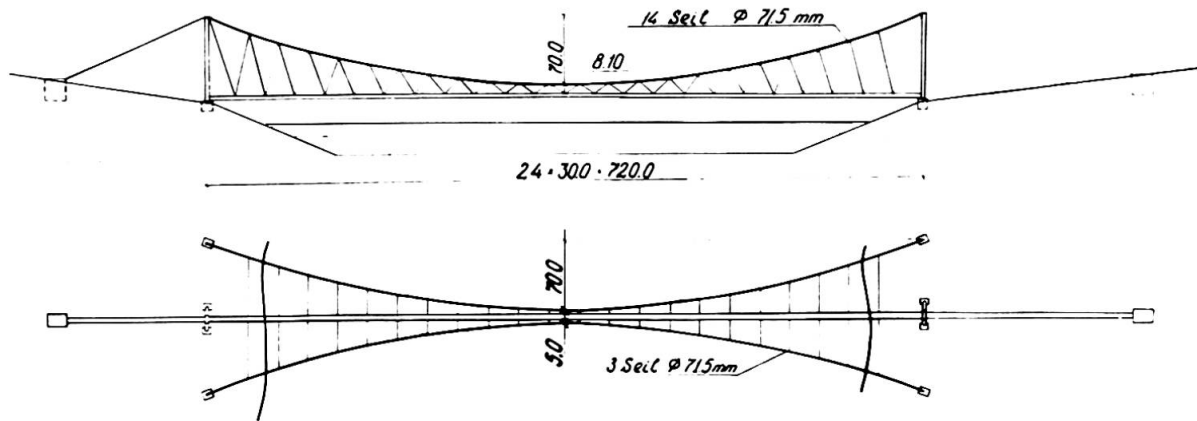


Abb. 1

umfliessenden Röhren mit knotenblechlosen Verbindungen (Abb.2), was den Winddruck vermindert;

- der Fussgängerbelag ist durchsichtig und aus gezogenen Lochstahlblechen ausgeführt, was die aerodynamische Hubkraft vermindert;
- der Mittelpunkt der Rohrleitungsbiegung gegen den Biegemittelpunkt des Versteifungsträgers ist verschoben, was bei Schwingungen des Brückenüberbaus die Längsverschiebungen mit der Reibung der Rohrleitung an den Versteifungsträger herbeiführt und zu einem guten Erlöschen der Schwingungen beiträgt.

Wie die rechnerischen Untersuchungen zeigen, werden die guten aerodynamischen Kennwerte der Brückenspannweite auch im Falle erhalten, wenn die Teile der Seilstreben (der geneigten Aufhängungen) der Hängebinder ausser Betrieb bleiben.

Mit der Anwendung dieser Konstruktion wurden in der UdSSR einige Rohrleitungsbrücken errichtet und einige werden projektiert, wobei, soviel es uns bekannt ist, sie die grössten in der Welt Spannweiten haben. 1974 wurde eine 660 m lange Hängebrücke über den Amudarja für die Gasleitung von 820 mm Durchmesser und von 55 atü Druck gebaut. 1978 wurde eine 720 m lange Hängebrücke über den Dnepr für die Ammoniakleitung von 355 mm Durchmesser und 80 atü Druck gebaut. Heute wird eine 950 m lange Hängebrücke über den Amudarja für die Erdölleitung von 720 mm Durchmesser und von 20 atü Druck errichtet.

Betrachten wir näher Besonderheiten der Konstruktionen und der Montage einer 720 m langen Brücke (s. Abb. 1).

Da das durch die Rohrleitung transportierende Ammoniak für die Umgebung stark gefährlich ist, liegt die Rohrleitung auf der Brücke in einer Schutzhaube ("das Rohr im Rohr").

Die Tragkabel und Windgurte sind aus verschlossenen verzinkten Stahlseilen von 71,5 mm Durchmesser zusammengestellt, hergestellt



von der österreichischen Firma "S. Egid am Neuwald". Die Drahtfestigkeit beträgt $130-150 \text{ kg/mm}^2$. Dieselbe Seile werden im Wolgograder Werk hergestellt und bei anderen Brücken verwendet. In der Nähe der Öffnungsmitte werden die Seile mit Gewindemuffen auf Stoss verbunden, die Ankertassen verbinden. Jedes Tragkabel hat 6 Seile, die einzeln in einer horizontalen Reihe liegen. Jeder Windgurt hat 3 Seile. Die Streben (geneigte Aufhängungen) bestehen aus einzelnen $39,5 \text{ mm}$ -Seilen doppelten Schlages.

Die Endbefestigungen aller Seile sehen eine Möglichkeit vor, geometrische Längen (und entsprechend – die Seilkräfte) zu regulieren. Die Regulierung erfolgt durch Flaschenzüge, die Befestigung nach der Regulierung – durch Noniusvorrichtungen bei $71,5 \text{ mm}$ -Seilen und durch ein Gewinde bei $39,5 \text{ mm}$ -Seilen. Alle Seile wurden am Stand vorgezogen, was zur Verminderung deren Kriechfähigkeit beiträgt. Die Kriechfähigkeit der Seile ruft eine wesentliche Umlagerung der Kräfte absteigender und aufsteigender Streben und den Verlust der Spannkraft von Windgurten hervor.

Die Rohrkonstruktionen des Versteifungsträgers sind hauptsächlich aus dem 09×20 -Stahl mit normativer Fließgrenze von 27 kg/mm^2 gefertigt, die Pylonkonstruktionen – aus dem 16×20 - Stahl mit normativer Fließgrenze von 45 kg/mm^2 .

Die Pylonen (Abb. 3) sind als Rahmen mit geneigten Stützen ausgeführt. Jede Stütze besteht aus zwei geschweissten Doppel-T-Trägern, die durch ein Gitter und Aussteifungen verbunden sind. Die Montageverbindungen werden durch den Anschlag gefräster Stirnseiten und durch HV-Schrauben-Decklaschen realisiert.

Die Pylonen wurden an beiden Ufern in horizontaler Lage montiert und durch das Drehen um Montagegelenke herum aufgestellt. Die Tragseile wurden zum Pylonenkopf aufgehoben und dort in der Entwurfsstellung mit Bolzendruckern gefestigt. Die Obergurtnoten des Hängebinders wurden mit den Streben und Abspannungen des Windsystems in der Nähe von Pylonen an Tragseilen aufgehängt, mit Distanzseilen verbunden und zur Spannweitebildung auseinandergezogen. Die Montage des Versteifungsträgers wurde von beiden Ufern zur Öffnungsmitte durchgeführt. Die Blöcke wurden mit Schwimmvorrichtungen transportiert, mit Flaschenzügen gehoben, mit HV-Schrauben gestossen, wobei Spalten mit dem Epoxyleim gefüllt wurden, und an den Seilstreben angeschlossen.

Der Stahlverbrauch für Metallkonstruktionen der Brückenspannweite mit Einschluss von Pylonen und Ankervorrichtungen beträgt 1750 t , darunter 655 t für Seilelemente. Der volle Stahlverbrauch pro lfd. Meter beträgt entsprechend $2,43 \text{ t}$. Die Montage dauerte 12 Monate.

In der UdSSR werden noch andere Konstruktionen für weitgespannte Rohrleitungsbrücken verwendet. Interessant ist die 1964 errichtete 390 m lange Brücke über den Amudarja, die eine zweigurtige hängende Gitterkonstruktion hat, wobei der Versteifungsträger an untere Knoten aufgehängt ist und Röhre und eine $3,5$ breite Dienstfahrt trägt. Wenn es nicht zweckmässig ist, Verankerungen anzuordnen, die den Schub in den Untergrund übertragen, werden für Rohrleitungsbrücken Schrägseilbalkenkonstruktionen verwendet. Als Beispiel dient die 1974 errichtete Brücke über den Wolchow mit

einem 168 m langen Hauptfeld (Abb. 4).

Die Brücken mit einem Produktleitungsrohr als steifer durchhängender Faden (mit oder ohne Unterstützung durch das Kabel) sind durch einen geringen Stahlverbrauch gekennzeichnet, aber man enthält sich ihrer Verwendung bei grossen Spannweiten, da die Sicherheit räumlicher aerodynamischer Beanspruchung mit grossen Schwingungsamplituden, die Dauerfestigkeit des schwingenden Druckrohrs in Biege- und Befestigungsstellen, die Fragen der Ausnutzung und der Reparaturfähigkeit noch nicht genug erlernt sind. Die Versagensfälle solcher Konstruktionen, die in einigen Ländern vorgekommen sind, sind sorgfältig zu analysieren.

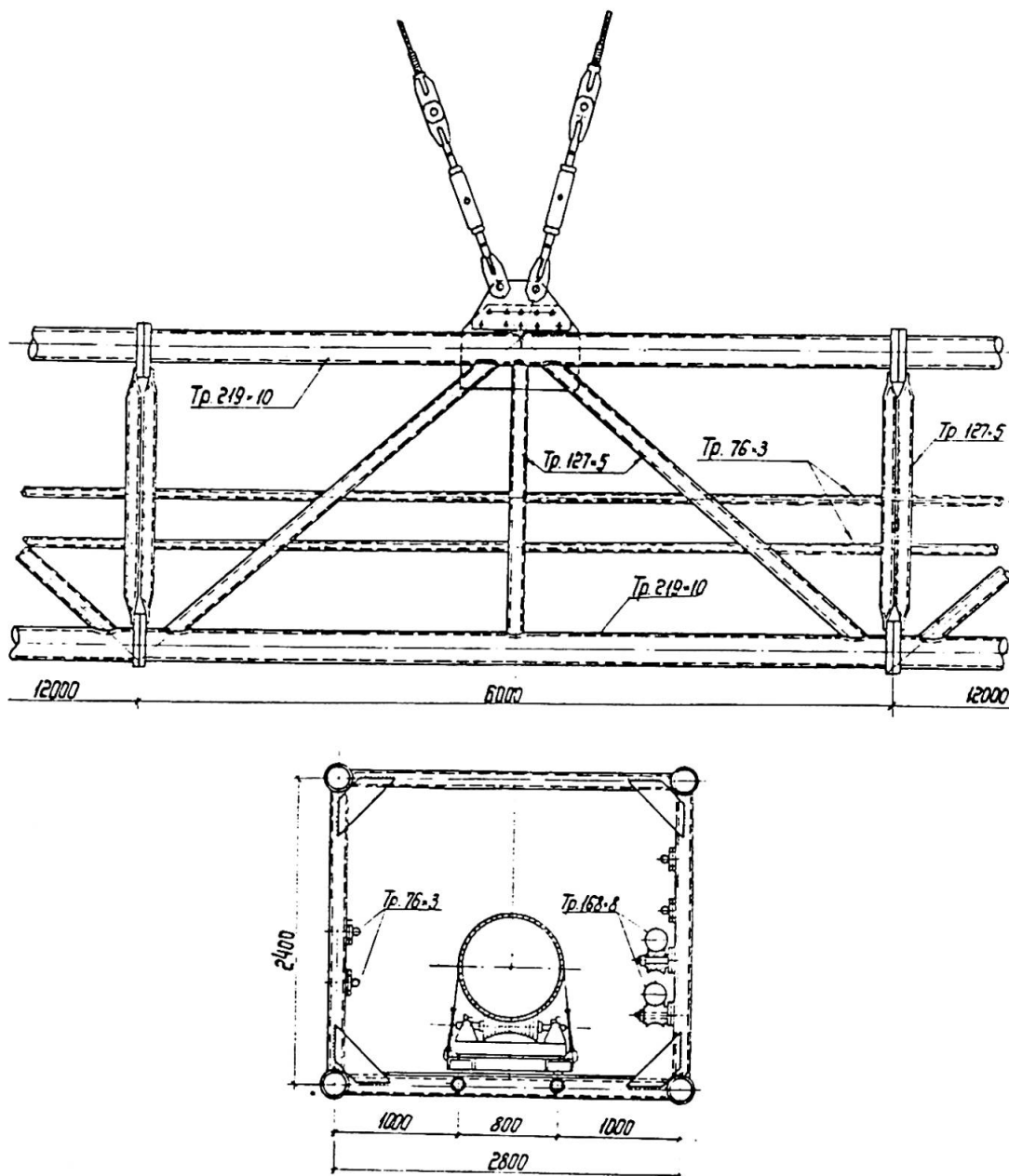


Abb. 2

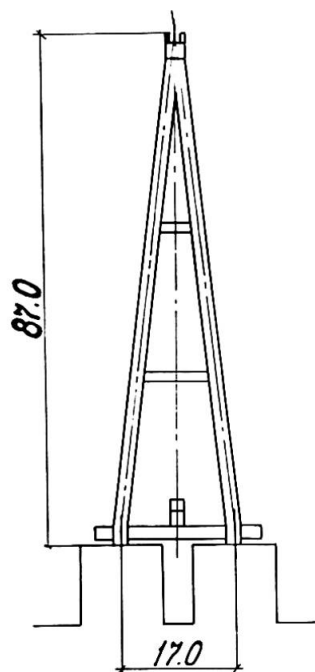


Abb. 3

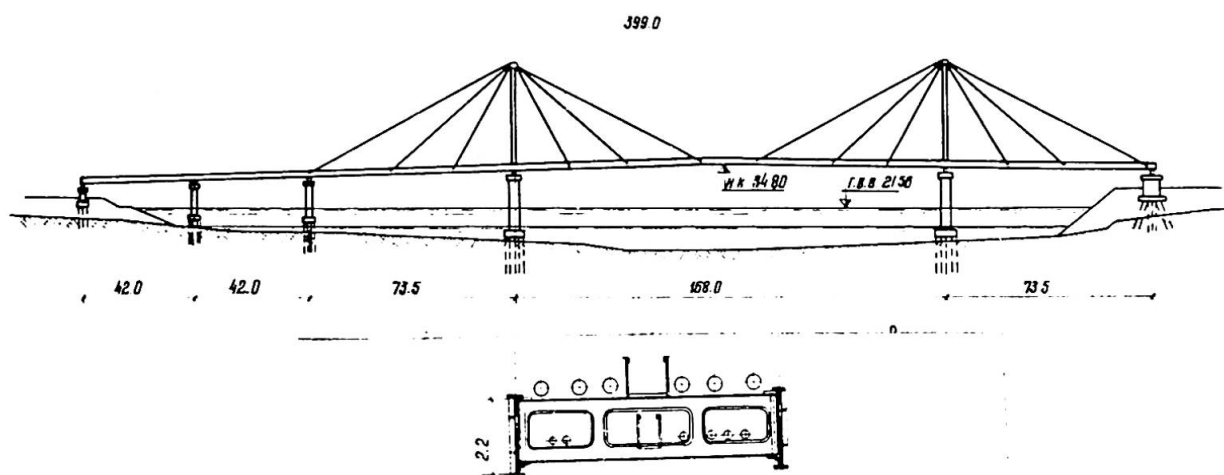


Abb. 4

VIII

Great Belt Bridge — Tender Projects

Le Pont de Grand Belt — Projets d'appels d'offres

Brücke über den Grossen Belt — Ausschreibungsprojekte

ERIK KALHAUGE

Chairman of the Board
Cowiconsult, Consulting Engineers and Planners AS
Copenhagen, Denmark

GEORG HAAS

Consulting Engineer
Cowiconsult, Consulting Engineers and Planners AS
Copenhagen, Denmark

KLAUS OSTENFELD

Department Head
Cowiconsult, Consulting Engineers and Planners AS
Copenhagen, Denmark

SUMMARY

Record breaking cable stayed and suspension bridge tender designs have been prepared for the Great Belt Bridge in Denmark. The development of the two main span concepts is presented as well as the special equipment incorporated to satisfy the very strict deflection criteria for the heavy duty double track railway. A comparison of cable stayed and suspension bridge types for very long span bridges is made, on the basis of the Great Belt Bridge tender projects.

RESUME

Les projets d'un pont à haubans et d'un pont suspendu avec portées records ont été préparés pour l'appel d'offres du Pont du Grand Belt au Danemark. Le développement des deux projets est présenté, ainsi que les dispositifs spéciaux pour satisfaire aux critères de rigidité extrêmement stricts pour le chemin de fer à double voie. Une comparaison de ponts à haubans et suspendus pour de très grandes portées a été faite sur la base des projets du Grand Belt.

ZUSAMMENFASSUNG

Für die Ausschreibung der Brücke über den Grossen Belt in Dänemark wurden Projekte für eine Schrägseil- bzw. Hängebrücke mit sehr grossen Spannweiten ausgearbeitet. Die Entwicklung der zwei Brückenlösungen wird erläutert sowie die speziellen Einrichtungen erwähnt, welche die sehr restriktiven Deformationskriterien für die schweren Eisenbahnlasten erfüllen lassen. Es wird ein Vergleich von Schrägseil- und Hängebrücken aufgrund des Grossen Belt Projektes angestellt.



1. INTRODUCTION

Tender documents have been prepared for the high level bridge across the East Channel of the Great Belt. A state agency, "Statsbroen Store Bælt" was established by the Danish Ministry of Public Works for the overall management of the Great Belt Bridge connection, whereas most of the design work was carried out by a consortium of three consulting engineering firms, Cowiconsult AS, B. Højlund Rasmussen, and Rambøll & Hannemann A/S [1].

Several state-of-the-art investigations (ship impact, fatigue, wind loads etc.), were made before the project was temporarily stopped by the Government in August 1978 for a period of 4-5 years, just 1½ month short of issuing tender documents and call for bids.

The selected 2 record breaking navigation span concepts for the East Bridge - a 780 m cable stayed solution, and a 1416 m suspension bridge solution designed for a heavy duty double track railway and a 6 lane motorway - incorporate however several interesting features which are described in the following.

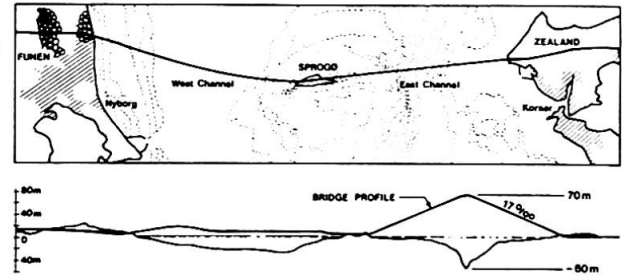


Fig. 1 Plan and profile.

2. DESIGN REQUIREMENTS

The safety and comfort of the railway imposed very strict deformation criteria. The relative vertical rotations at the expansion joints were limited to 4 o/oo for high speed trains (up to 220 km/h) and 6 o/oo for freight trains. Horizontal bends should be max. 1 o/oo and 2 o/oo respectively, and torsional rotation was generally limited to max 15 o/oo with gradient of max. 0.3 o/oo per m. Radius for load induced curvature should be kept above 10.000 m.

The navigation clearances, established after an international notification, should be either 2 separated channels ea. 325 m in width, or alternatively one channel 750 m wide, both with a free vertical clearance of 62 m and water depth min. 20 m. This would allow the biggest oil tankers of 250.000 dwt or even more to pass.

Equivalent static ship impact forces of up to 400 MN were established for the main pier design [2].

3. TENDER DESIGN DEVELOPMENT

3.1 Cross-section

Comparative studies indicated an economic advantage (about 5%) of a double deck structure with the railway at the lower level. This configuration also offered

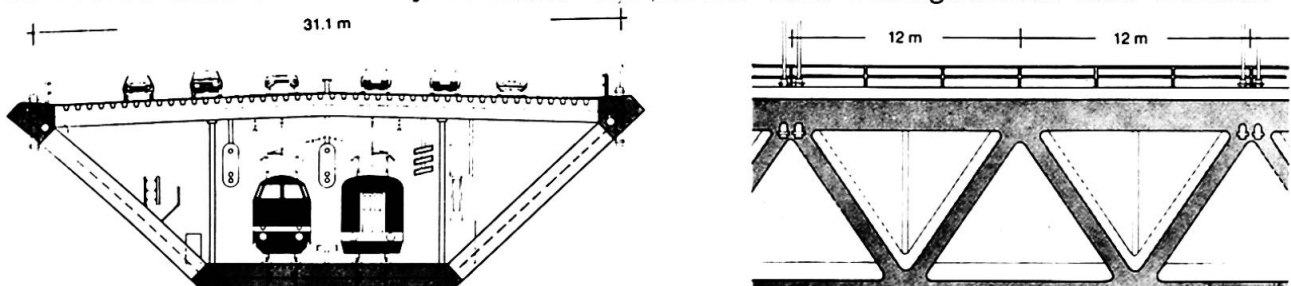


Fig. 2 Cross-section and elevation of stiffening girder.

operational advantages (separation of high speed trains from road traffic, possibility for reversing of traffic lanes, minimum climb of trains etc.).

The section is composed of a streamlined closed railway deck box member and an orthotropic roadway deck with edge box girders, interconnected by closed box diagonals. This cross section combines optimum lateral load transfer to the 2 suspension planes with adequate torsional and longitudinal rigidity, as well as very good aerodynamic performance.

The interior of the box members was to be dehumidified by air dehumidification equipment. Such equipment has successfully been in operation in the Little Belt suspension bridge box girder for 10 years and eliminates the need for interior painting [4].

Main span concepts	Approx. relat. constr. cost (%)
	122
	120
	120
	129
	126
	125
	123
	110
	120

Fig. 3 Relative constr. cost East Bridge.

3.2 780 m cable stayed solution

Several studies and cost comparisons of 2 span schemes with moderate spans, indicated the desirability of long single span bridges to reduce ship collision risk and eliminate the construction risks associated with very deep water intermediate piers.

The shortest possible single span satisfying the horizontal navigation clearance, a 780 m span, initially had a rather conventional configuration with short 230 m side spans and concentrated high capacity back stays.

During the refinement phase the back stay cables were distributed over the adjacent approach span.

Such stay arrangement has the advantage of simplicity because of the use of single, low capacity and easily replaceable stays equidistantly anchored to the roadway stiffening girder. The fans of cable stays are symmetrical about the pylons and thus in balance for permanent and uniform loads. All points of anchorage of stay cables may be of similar concept due to modest cable forces. The selected multistay system is geometrically aligned in slightly inclined planes parallel to the pylon legs.

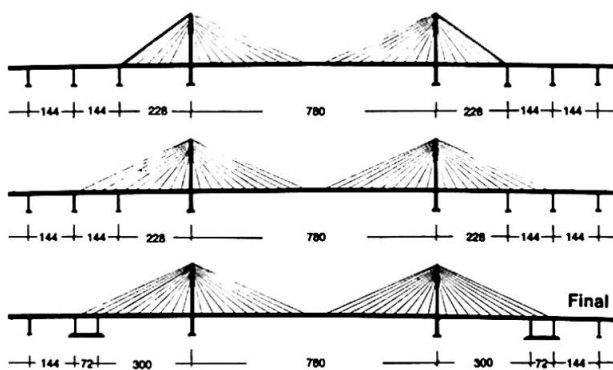


Fig. 4 Steps in cable stayed bridge development.

The intermediate anchor piers were moved closer to the adjacent approach piers to reduce deformations, and permit a common sand island ship collision protection.

Concrete pylon structures were selected for cost reasons, and because their mass



contribute advantageously to the ship collision safety of the bridge. Foundation conditions in Great Belt are excellent, and permit spread footings to be founded directly on the stiff moraine clay a few meters below the sea bottom.

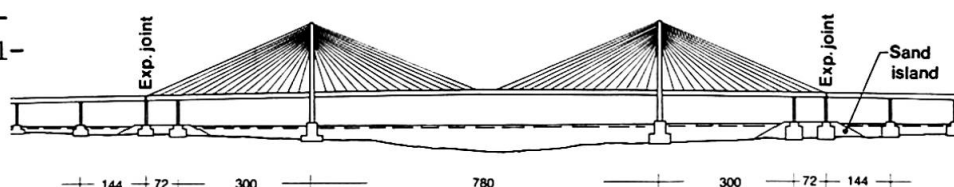


Fig. 5 Cable stayed bridge solution.

The cable stays are designed as prefabricated parallel wire cables using between 152 and 350 $\phi 7$ mm wires (ult. capacity max. 21.6 MN) enclosed in polyethylen pipes grouted with cement grout. Preliminary fatigue tests have been conducted at the Technical University of Denmark with stay models of parallel 7 mm wires anchored in Hi-Am heads, and with parallel 15 mm prestressing strands anchored by ordinary wedge prestressing anchorages combined with transition trumpets. The tests have indicated, that alternate anchorage systems exist, which, with today's technology, have adequate fatigue resistance for railway bridges [3]. Further testing was contemplated during the final design phase.

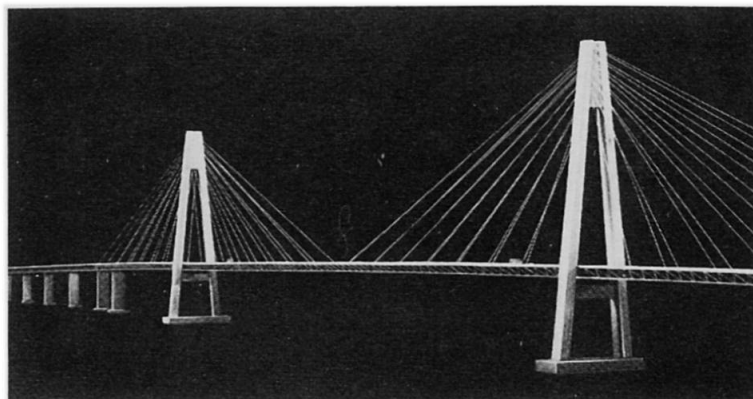


Fig. 6 Cable stayed bridge model.

3.3 1416 m suspension bridge solution

The Great Belt, being the only deep water connection between the Baltic and the North Sea, is heavily navigated by very large ships, and major ship collisions will, in spite of the required pier strength, imply a considerable risk for both the bridge and involved ships as well as for the general ecology in the area. This risk may be reduced significantly by a substantial increase of the main span. The piers on moderate water depths may be effectively and economically protected by ship deviating sand islands.

Very long span cable stayed designs are outside past experience and proved of higher cost; but, encouraged by the very large rail carrying suspension bridges (up to 1780 m) planned by the Honshu Shikoku Bridge Authority in Japan, feasibility studies were made for long span suspension bridge solutions for the Great Belt.

Initially it was believed necessary to stiffen the conventional suspension span by additional cable stays, similar to e.g. the famous Brooklyn bridge and the future provisions for the Tejo bridge. However the two different suspension systems proved poorly compatible at high live loads due to different behaviour and stiffness, leading to a rather inefficient and costly system.

For a conventional suspension bridge scheme the lower limit for main spans was determined to 1000 - 1200 m. Shorter spans would reduce the main cable tension to levels where the traffic load induced curvature would generate excessive deformations of the stiffening girder.

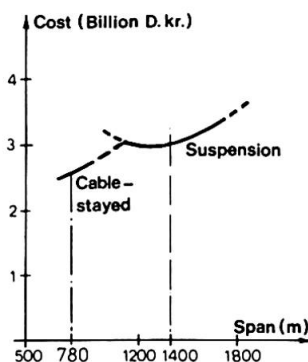


Fig. 7 Bridge costs.

Cost estimates for suspension bridge solutions with 1200, 1500 and 1800 m main spans indicated an optimum span of 13-1400 m. The cost estimate for the entire Eastern Bridge connection comprising a 1416 m main span was about 10 o/o higher than for the 780 m stayed design, but was retained as the second tender project because of the clear advantages of the very long span.

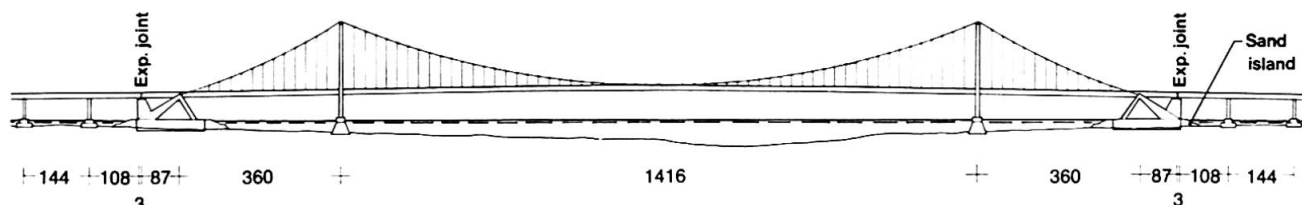


Fig. 8 Suspension bridge solution.

The deformations of the suspension bridge system are minimized by optimization of overall geometry and by incorporation of special equipment:

- The sag ratio of the main cables is slightly below the apparent economical optimum at 1/10, and short side spans are selected for rigid horizontal support of pylon tops by the short, and almost rectilinear, main cables forming back stays.
- Continuous stiffening truss throughout the bridge, supported on double bearings 87 m apart on the anchor blocks.
- Fixed central node at midspan preventing relative horizontal movements of cable and stiffening truss, which would also be detrimental to the short suspenders.
- Incorporation of slow deflecting hydraulic dampers at the anchor blocks to prevent short term longitudinal displacement of the stiffening truss, without restricting slow temperature expansions. The dampers, comprising a system of double acting mutually connected hydraulic cylinders, are installed at the intersection of the inclined legs forming a trestle.

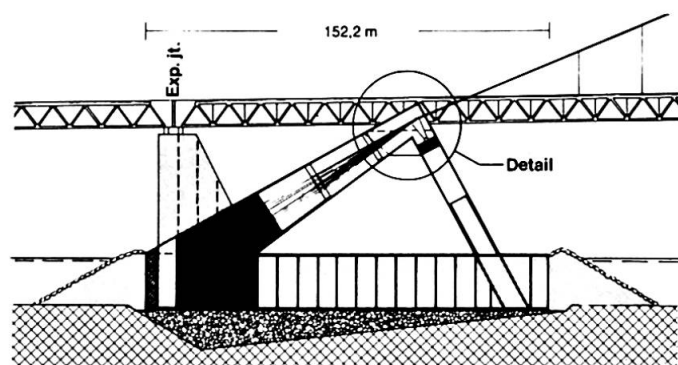


Fig. 9 Anchor block.

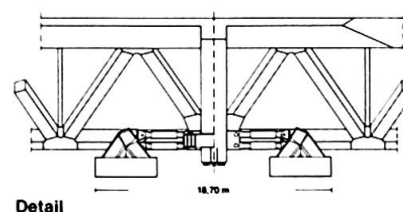


Fig. 10 Hydraulic dampers.

The dampers in conjunction with the central node reduces deflections for asymmetrical loads to about 2/3 of deflections without these provisions.

The main cables are designed as parallel wire cables erected alternatively as prefabricated strands with ea. 271 galvanized $\phi 5$ mm wires, or conventionally spun, at the contractors option.

4. COMPARISON OF THE SELECTED MAIN SPAN PROJECTS

The cost and technical investigations have justified the selection of both the



cable stayed and the suspension bridge solution. The location of the main piers and anchor blocks on reasonable water depths for the very long span suspension bridge is of course a major cost reducing factor.

The erection of a 1400 m suspension span is conventional and safe, employing conventional techniques pioneered more than 50 years ago for large American suspension bridges, and offers considerable flexibility as to sequencing of the different hoisting and assembly operations for the truss segments. The erection of a cable stayed span substantially longer than 800 m will require further development, in particular with regard to the stabilization of the long projecting cantilevers prior to closure.

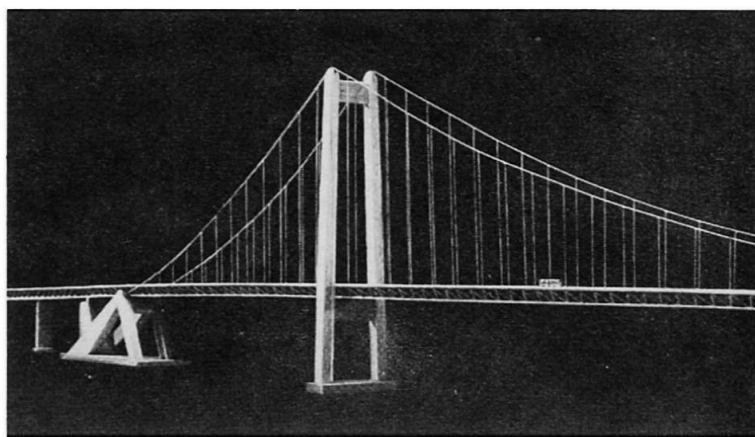


Fig. 11 Suspension bridge model.

Local failures of vital members in the stiffening truss caused by overloading, accidents, fire, sabotage etc., may be fatal for the axially loaded cable stayed bridge, as opposed to the conservative suspension bridge system, which is globally stable, even if complete truss sections are removed.

The main cables are of course not exchangeable in a suspension bridge, as cable stays should be, but the fatigue loads are modest and the durability of the wires has proved to be excellent in several existing, even very old, bridges.

5. CONCLUSION

Following the comprehensive studies made for the selection of the Great Belt Bridge tender projects, the authors believe, that long span suspension bridges in modern versions generally may be suitable and competitive even for heavy duty railways.

Although the stiffness of a cable stayed design naturally is greater, the stiffness of the long span suspension bridge is sufficient, in particular if deflection reducing systems are incorporated, as in the case of The Great Belt Bridge.

REFERENCES

1. STATSBRØEN STORE BÆLT: En redegørelse for de af STATSBRØEN STORE BÆLT i medfør af lov nr. 414 af 13. juni 1973 om anlæg af BRØEN over Store Bælt udførte forberedende arbejder, August 1979. (Summary of this report is available in english translation).
2. STATSBRØEN STORE BÆLT: The Great Belt Bridge, Investigation into the Ship Collision Problem, February 1979.
3. STATSBRØEN STORE BÆLT: The Great Belt Bridge, Fatigue tests with Cable models, August 1979,
4. E.H. SCHÜLEIN and G. HAAS: Air-Dehumidification in a Box Girder Bridge. IABSE journal J-4/77.

VIII

The Luling Bridge

Le pont Luling

Die Luling Brücke

FRANK D. SEARS

Chief, Review and Analysis Branch
Bridge Division Federal Highway Administration
Washington, DC, USA

SUMMARY

The design and construction of the Luling bridge is the first attempt in the United States at a long-span cable-stayed bridge in structural steel. Smaller spans have been constructed in both steel and prestressed concrete and several other large types are in various stages of planning and design.

RESUME

Le pont Luling sera, aux Etats-Unis, le premier pont à haubans de grande portée, en acier. Des portées plus faibles ont déjà été réalisées en acier et en béton précontraint et d'autres ponts plus importants sont en cours de projet.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Luling Brücke wird die erste weitgespannte Schrägseilbrücke aus Stahl in den USA sein. Kleinere Spannweiten in Stahl und Spannbeton wurden schon realisiert und mehrere grössere Projekte stehen in verschiedenen Projektierungsphasen.



THE LULING BRIDGE

The Luling bridge across the Mississippi River at New Orleans, Louisiana is the first major long-span steel cable stayed structure to be constructed in the United States. Preliminary studies by the consulting firm of Modjeski & Masters included consideration of a cantilever truss bridge, a suspension bridge and a cable stayed bridge, each for main span lengths of 2100 feet and 1600 feet, as well as cost estimates for a cantilever truss bridge and a cable stayed bridge for a main span length of 1200 feet.

Figure 1 is an artist's rendering of the final structure which was selected for construction. Design of the project was carried out under the joint venture of Modjeski and Masters and Frankland and Lienhard. The prime contractor on the project is Williams Brothers, the erection subcontractor is Melbourne Brothers, the fabricator is IHI of Kure, Japan and supervision of construction is by the Louisiana Department of Transportation.

The cable stayed span is shown in Figure 2. You will note the lack of symmetry in the end spans, occasioned by a riverward movement of pier 2 during the sinking of the caisson. The subsurface profile shown in Figure 3 will reveal the general foundation conditions under which the Pier 2 caisson was constructed. Although shown for Pier 3, the details of this caisson shown in Figure 4 will illustrate the magnitude of the problem and size of the base.

The tower shown in Figure 5 extends 350 feet above the top of pier for a total length of approximately 600 feet from founding to tower top. Cable anchorages at the tower top are shown in Figure 6 and the deck level cable anchorages are shown in Figure 7. The stay arrangement at the tower top is staggered to provide compressive seating on the bearing block. All jacking is done from the lower anchorage. You will note the encapsulation of this anchorage in a cross-girder which extends through the longitudinal girders. The cable-stays consist of from two or four strands of 1/4" diameter high tensile steel parallel wires. The number of wires per strand varies from 103 to 307 depending upon the location in the structure. The anchorages for the parallel wire strands are of the Hi-Am type with epoxy resin and steel balls. Corrosion protection for the strands is provided by encasement in polyethylene tubes which are subsequently grouted with a cement mortar. The only previous use of this type of cable-stay and anchorage system in the United States was for the Pasco-Kennewick bridge in the State of Washington.



The cross section, Figure 8, consists of two box girders supporting an orthotropic deck. The minimum deck plate thickness is 7/16 inch and the longitudinal ribs are 9" deep at 2' -2" centers. Floor beams are spaced at 15 foot centers. The steel fairing plate is only on the center span to improve the aerodynamics of the structure. It is interesting to note that wind tunnel tests were used as a design tool rather than an after the fact investigation. During design, wind tunnel studies were conducted on six different cross sectional configurations so as to select the proper aerodynamic shape.

Figure 9 indicates that construction is proceeding nicely to date. The approaches and towers are now complete and you will note in Figure 10 the 250 ton crane built especially for this project. The orthotropic deck configuration, as can be seen from Figure 11, extends one approach span beyond each anchor span, and the contractor has elected to build the west anchor span on falsework rather than by balanced cantilever in each direction from pier 2. After the anchor span is completed to pier 2, construction of the west half of the main span will begin, utilizing the stays and weight of the anchor span as necessary to construct the west half of the center portion of the bridge without falsework. The east anchor span and the east half of the center span will be erected by balanced cantilever from pier 3. Construction of the cross section is done in segments across the roadway width. You will note the cross girder in the lower left of Figure 12.

Keeping in mind that the design of the structure began in the early 1970's, it is interesting to speculate whether the configuration of this structure would be maintained if the design were to be done today. Too few stays are spaced too far apart at the deck level. This resulted in large forces at the cable-stay anchorages that had to be distributed by large transverse cross-girders, which are fracture critical. A larger number of stays spaced closer together would reduce the size of the stays and thus the anchorage forces which would in turn reduce the size and complexity of the anchorage detail as well as the cross-girder. By virtue of the closer spacing of the stays, the depth of the girder could be reduced leading to economy in steel weight. In addition, the length and weight of deck segments would be reduced which would improve erection by eliminating the use of temporary stays.

Total cost of the five span main structure is \$84.3 million, which consists of \$42.5 million for the substructure and \$41.8 million for the superstructure. Total square foot cost for the superstructure, is \$185.70. Structural metalwork in the superstructure, exclusive of the cable-stays is approximately \$150.00 per square foot. Cost of the cable-stays was \$2.06 million or \$9.15 per sq. ft. based on the five span superstructure. Cable-stay cost per pound is \$1.90 and structural steel was \$0.91 per lb.

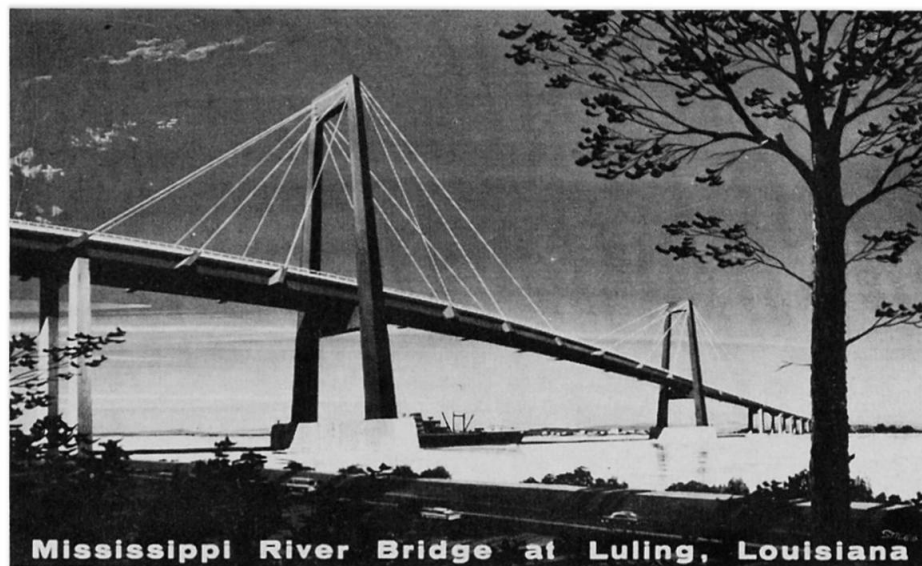


Fig. 1

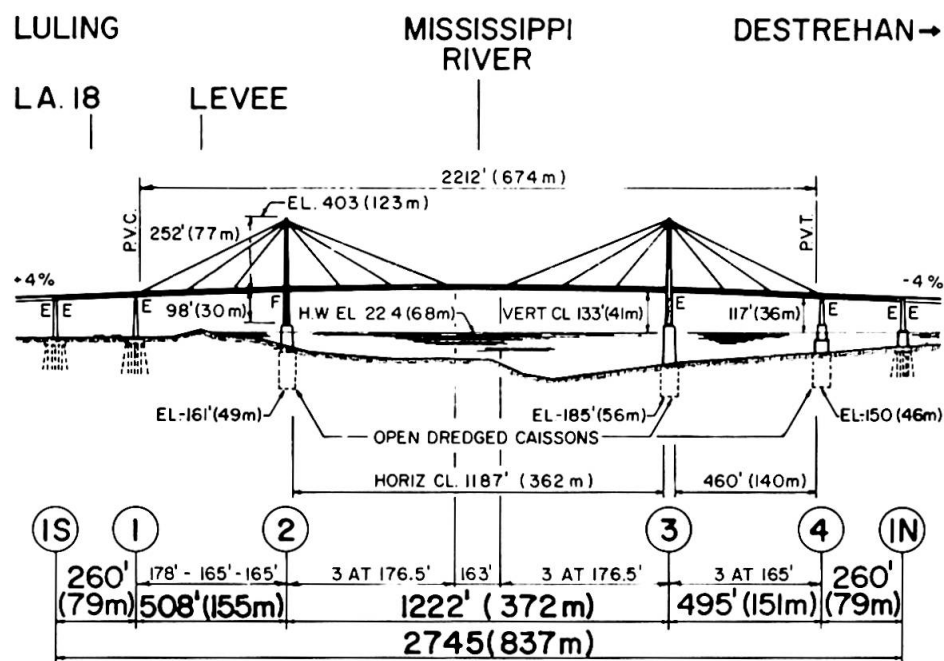


Fig. 2

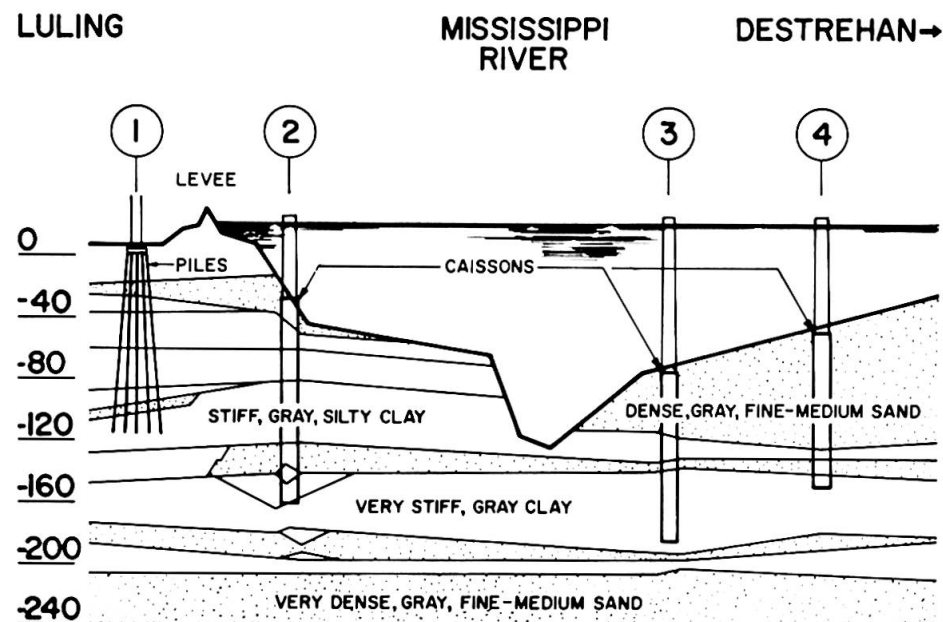


Fig. 3

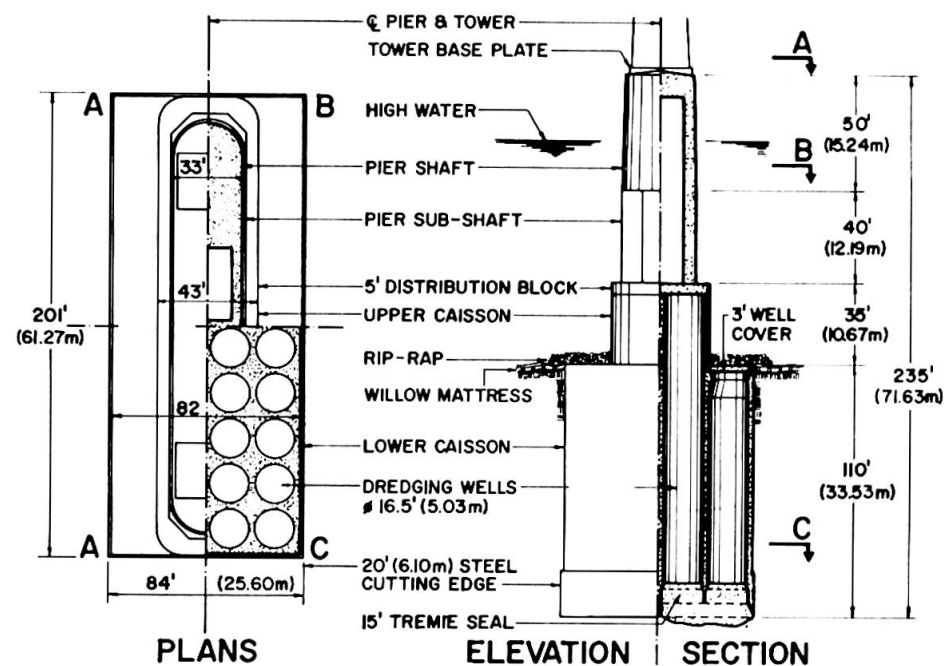
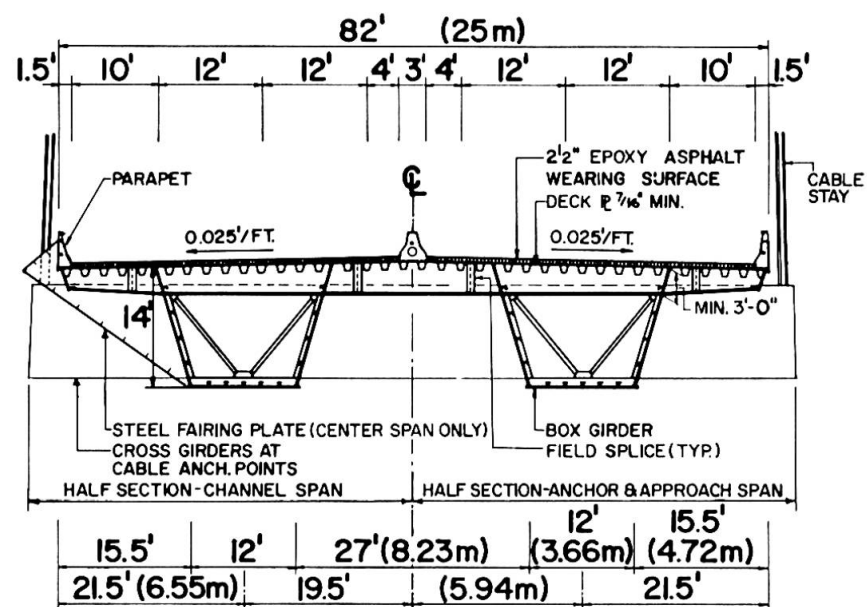
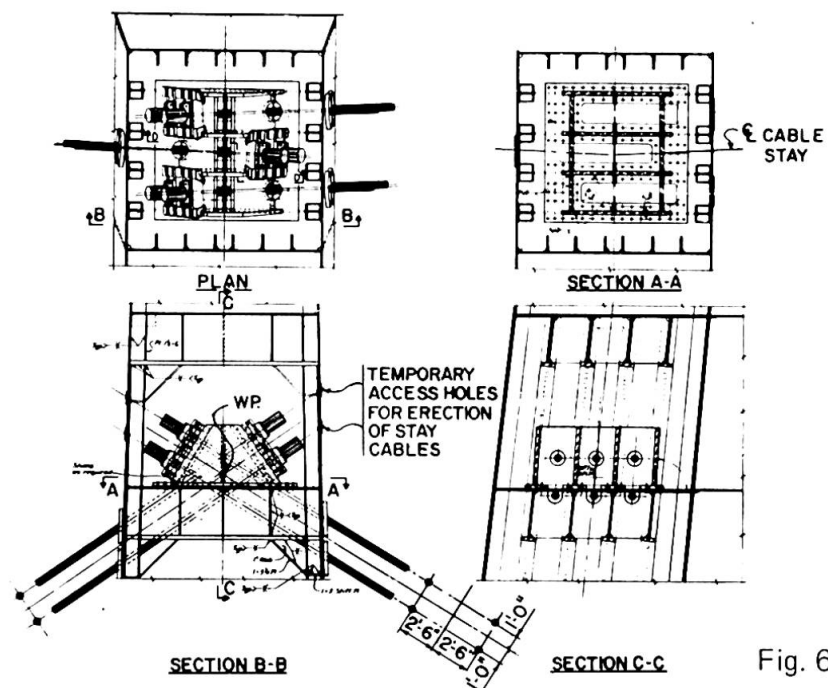
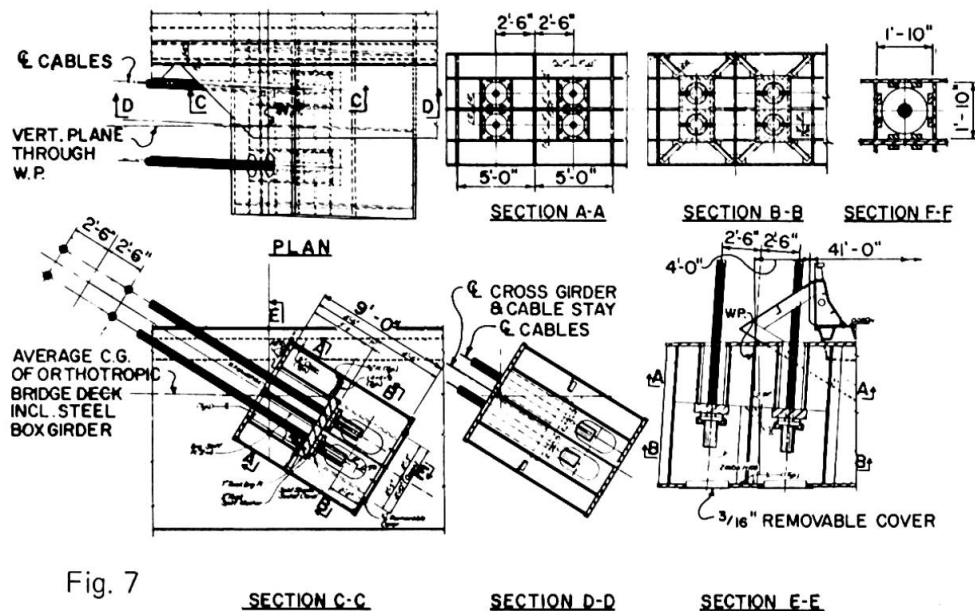
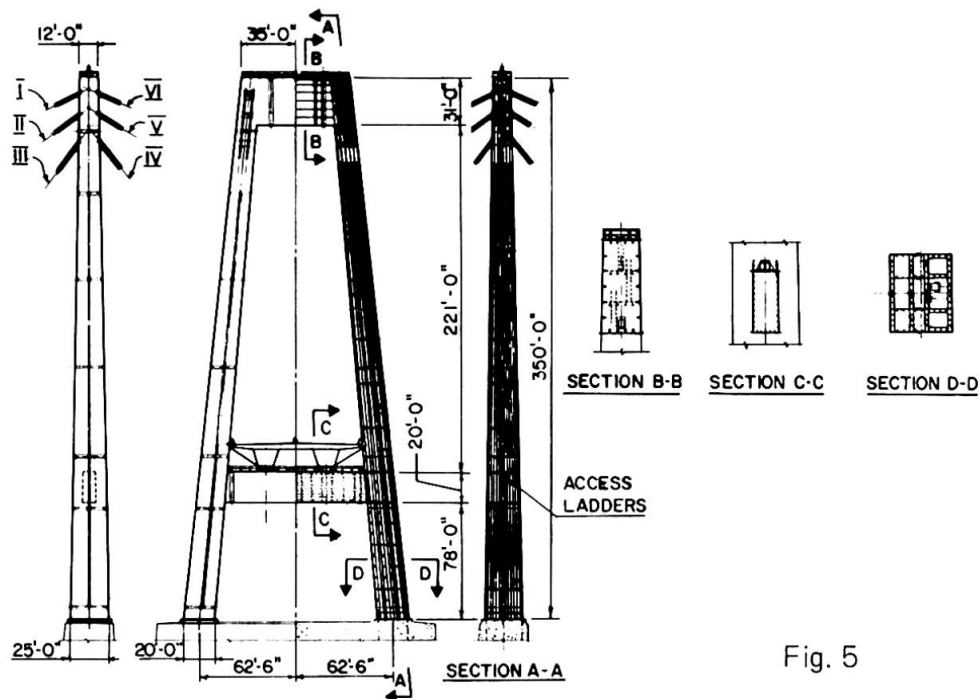


Fig. 4



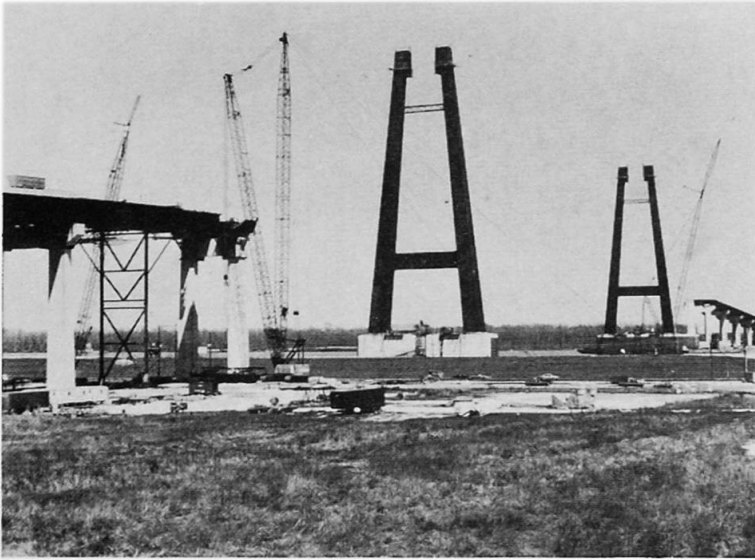


Fig. 9



Fig. 10



Fig. 11

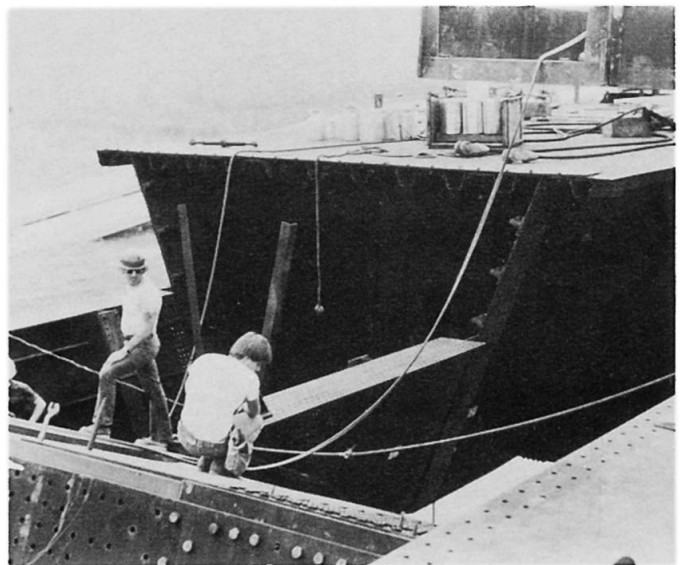


Fig. 12

VIII

The first wire suspension bridge : Geneva 1823

Le premier pont en fil de fer : Genève 1823

Die erste Drahtseilbrücke : Genf 1823

TOM F. PETERS

Dr. sc. techn. ETH

Swiss Federal Institute of Technology

Zurich, Switzerland

SUMMARY

The first permanent wire cable suspension bridge built in Geneva in 1823 was the work of Guillaume-Henri Dufour, a man famous in his own country as one of the founding-fathers of modern Switzerland, diplomat, general and cartographer, but not as a civil engineer. Dufour was very concerned with the quality of his structures; not one of them failed in a period characterized by many suspension bridge collapses. Dufour was also very concerned about the aesthetics of his structures, and his drive to perfection in both detailing and appearance gave rise to an intense development, the first step of which is described here.

RESUME

Le premier pont permanent en fil de fer, construit à Genève en 1823, fut l'oeuvre de Guillaume-Henri Dufour. Dans son pays il est connu comme un des fondateurs de la Suisse moderne, comme diplomate, général et cartographe, mais il reste pratiquement inconnu comme ingénieur civil. Dufour s'occupait beaucoup de la qualité de ses ouvrages d'art: aucun ne s'effondrait dans une période caractérisée par la chute d'un grand nombre de ponts suspendus. Dufour s'occupait également de l'esthétique de ses ponts, et sa tendance à la perfection dans les détails et l'apparence initia un développement dont le premier pas est décrit ici.

ZUSAMMENFASSUNG

Die erste permanente Drahtseilbrücke, 1823 in Genf gebaut, war das Werk von Guillaume-Henri Dufour. In seinem eigenen Land ist er als einer der Gründer der modernen Schweiz bekannt, als Diplomat, General und Kartograf, aber nicht als Bauingenieur. Dufour beschäftigte sich stark mit der Qualität seiner Bauwerke. In einer Periode, die durch den Einsturz zahlreicher Hängebrücken gekennzeichnet war, stürzte kein einziges seiner Bauwerke ein. Dufour beschäftigte sich ebenfalls mit der Aesthetik seiner Bauwerke. Seine Neigung zur Perfektion sowohl in seiner Detaillierung als auch im Aussehen seiner Bauten leitete eine intensive Entwicklung ein, deren erster Schritt hier beschrieben wird.



Chain suspension bridges had been known in China and the Himalayas for about 2000 years before a revolution in their construction began when James Finley erected the first to have a suspended deck, permitting vehicular traffic, in 1796. For the first time, the relationship between the deadload and the liveload of a structure was reversed and bridges could be designed to carry more than they themselves weighed. The economy of the new structures over the traditional bridges of timber or stone was nothing short of miraculous to the laymen of the day, and Charles Dupin, the french technologist, counted the chain bridge among the wonders of the age together with the perfected steam engine, the hydraulic press, gas lighting and the miner's safety lamp.(1) Then, in 1822, with the advent of the first permanent wire cable bridge in Switzerland, the basis was laid for the development of the cable suspension bridge we know today. From the "Grand Pont Suspendu" of Fribourg onward (1834), 13 bridges have succeeded one another as the world's largest span. All with the exception of two – the Firth of Forth (1890) and the Quebec (1917) cantilevers – have been wire cable bridges.

In the summer of 1822, Marc Séguin, who was to become one of the most eminent engineers of 19th century France, and his four brothers erected a trial wire cable catenary bridge of 17 m span at Annonay in Savoy. This structure had been preceded by others, notably the 124 m catenary over the Schuylkill by Hazard and White in Philadelphia and the Galashiels wire-stayed bridge of 33 m span by Richard Lees in Scotland, both built six years before. Like them, the Annonay bridge was a temporary structure, and like them too, each builder had no knowledge of the others. Unlike them however, the Annonay test bridge became the starting point for the development of wire cable suspension bridges.

The editor of the renowned scientific and literary journal, the Bibliothèque Universelle of Geneva, heard of the experiment and travelled to Annonay to investigate. He returned fascinated with what he had seen and determined to build such a bridge in Geneva. A letter was dispatched to Séguin inquiring as to the possibility of erecting a footbridge over the fortifications of the city. Séguin's reply, dated October 21, 1822, contains the preliminary design, calculations and cost pricing for what was to become the first permanent suspension bridge on the european continent and the first permanent wire suspension bridge in the world.

Séguin's 11-page letter throws much light on the engineering attitudes of the time and on the state of the art just a year before Navier published his first major work on statics (2), which, together with his more famous work of 1826 (3), constitutes one of the foundations of analytical statics as we know it today. Séguin was invited to Geneva to discuss the matter with Guillaume-Henri Dufour, the State Engineer. Dufour then presented his project, based on Séguin's proposal, to the bridge company which had swiftly been founded, in November 1822.

Dufour had been trained at the new Ecole Polytechnique in Paris and at the Ecole d'application at Metz. Although his command of mathematics and engineering was more profound than that of the self-taught Séguin, there was very little to add to what had already been stated. Before beginning such a novel structure, Dufour made a series of experiments to determine the tensile strength of wire. We can no longer imagine the difficulties which then accompanied such an undertaking. Karl von Sickingen had published some data in 1782, and Séguin himself was running some tests at the time, but there was no reliable information on the properties of drawn wire.

Mathematics had by that time begun to influence engineering practises, especially in France. The Ecole des Ponts et Chaussées had been founded in 1747 under the directorship of Rudolphe Peronnet, and the Ecole Polytechnique, which received

its final form in 1802, was strongly influenced by Gaspard Monge, the inventor of Descriptive Geometry. Material technology was far less advanced, and the lack of available data was compounded by the fact that weights and measures often varied from city to city. Tests had no common basis for comparison: Barlow reported in 1818 (4) that Telford's experimental results on iron included the friction of the test apparatus whereas the friction in Samuel Brown's apparatus reduced the force measured.

Little wonder then that Dufour began his own experiments. He set up his workshop in the building of the "machine hydraulique" in Geneva and already had a paper ready for a scientific meeting on February 20. The strength of the wire he measured varied considerably for wire from different sources. The thinnest wire resisted twice the breaking strength of bar iron or about 80 kg/mm^2 . Both Séguin's and Dufour's experiments varied less than $\pm 2.5\%$, a far better result than the 12.5% reported by Navier for Marc Isambard Brunel's experiments in London. Wire of up to 5 mm diameter withstood average strains of 60 kg/mm^2 , bar iron up to 6 mm : $40\text{--}45 \text{ kg/mm}^2$ and bar iron over 6 mm : $25\text{--}30 \text{ kg/mm}^2$.

In the course of his experiments, Dufour learned to differentiate between an apparent increment due to straightening of the wire and a genuine stretching under strain. This fact was of prime importance for the success of Dufour's cables in comparison with those of Séguin and others in France. Séguin who had concentrated on other aspects of wire testing, missed this point entirely. As he had observed small increments in loading to give small increments in length, he concluded that small differences in wire length in the cables would mean small differences in tension! (5)

The swiss and french immediately adopted wire for suspension bridge construction whereas the british retained the eye-bar chain. The reason was economic: iron was relatively cheap in Britain, whereas in Switzerland and France it was very expensive. On the other hand, industrial labour was cheaper on the continent than in Britain. Telford therefore found a wire cable version of his Runcorn Bridge project to be twice as expensive as a chain version, (6) while Dufour and Séguin were justified in going to any lengths to save iron.

Dufour pretensioned all his wires in a rack before binding them together. He found that his cables has an unfortunate tendency to spiral which inspired him to develop another method for his later bridges. Séguin's cables, on the other hand, were made of wires slung by hand into parallel catenaries and then bound. According to Joseph Chaley in his report on the building of the Fribourg bridge in 1835, Louis-Jean Vicat, an eminent material technologist and early suspension bridge builder himself, suggested Dufour's method as a solution to the problem, without however crediting him for it. (7)

The next step was to test a model, and Dufour built a 12.6 m long test structure in a factory hall. He used it to test the attachment of the suspenders and also for examining methods for stiffening the deck. Dufour examined each problem independantly and made no attempt to treat the problem systematically as a whole. He designed many solutions to specific loading conditions, such as stiffening the deck flooring, rigidly fixing the joists into the abutments and stays under the deck, but it was Séguin who was to develop the first stiffening truss the following year. In the course of his tests, Dufour noted the fact that the stability of the bridge increased with increasing loading, a fact which Navier related to increasing span later that year. The erection of the bridge then proceeded rapidly, and the Pont Saint-Antoine opened to the public on August 1, 1823.

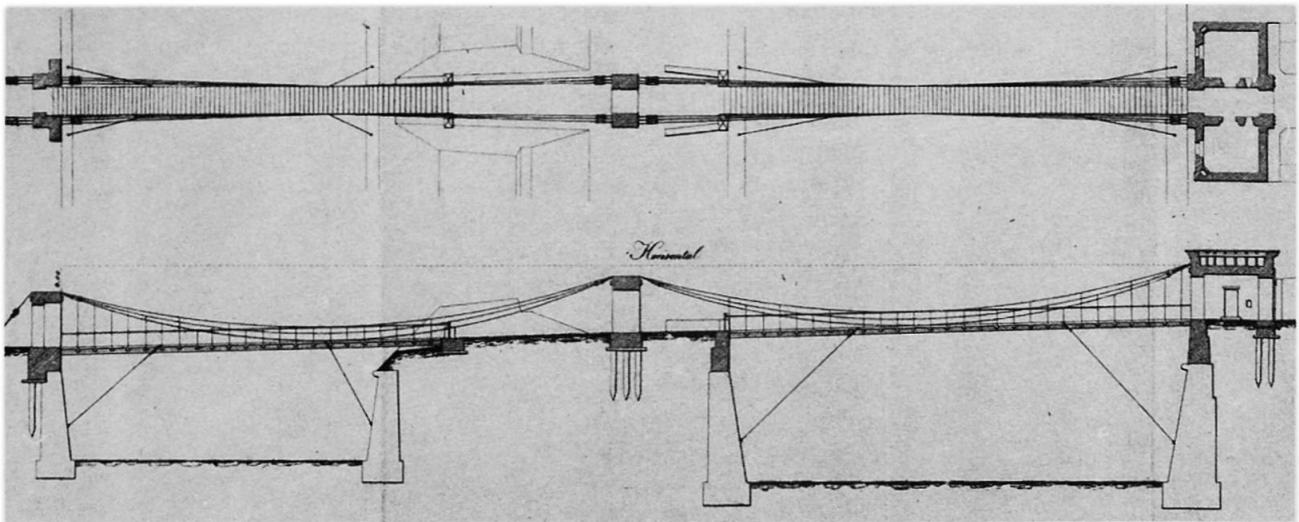


Fig. 1 Guillaume-Henri Dufour: Pont Saint-Antoine, Geneva 1823. Plan and elevation
A double span of twice 42 m with 6 cables of 90 2.1 mm wires each supported two decks assymmetrically arranged. The cable size was limited for reasons of weight, as they were prefabricated and hoisted into position individually. Each cable was manufactured in five lengths: two 36 m sections spanned the gaps, and 3 short ones lay over the piers in order to facilitate replacement should this prove necessary. Several coats of varnish protected the finished cables which were anchored by means of iron bars attached to the cable ends some 2 m above ground level.

The coupling for the main cable sections seems to have been developed from Telford's eye-bar link. The Cable ends were bent into loops and spools passed through them. The opposing spools were then linked by means of two short wire "belts" one on either side of the centered cable. The odd transfer of a two-dimensional structural detail to the three-dimensional, non-directional problem is inexplicable. Dufour was well-trained in the three-dimensional visualization of structural problems, and the reason for this dangerous solution remains a mystery. However Dufour never again used it in any of his subsequent bridges.

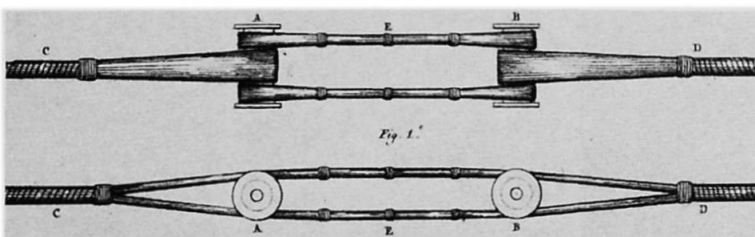


Fig. 2 Coupling details for the main cables

The cables lay 20 cms apart horizontally over the piers, but at mid-span they were pulled in toward the deck and lay vertically above one another. Originally this was for stability, but Dufour later argued that it was to transmit the load to the middle of the piers. This meant that the cables had to be of different lengths. The "garland" system was a most awkward arrangement and Dufour abandoned it thereafter, gradually developing the twin cable in several well-documented stages. French constructors however, retained the "garland" system for many years.

The mean ratio of sag to span lay, as Séguin had recommended, between 1:10 and 1:12, and followed neither the british (1:20) nor the american (1:7) preference. It was essentially chosen for economic reasons, balancing the disadvantages of increased cable tension in the flatter cable against flexibility in the steeper. The cables expanded differently for temperature changes due to their different lengths. Therefore each suspender hung alternately from only one of the cables. As they were 130 cms apart, each cable was only loaded at 390 cm intervals. Du-

four found the resulting "graceless polygons" as he termed them, esthetically disturbing. (8) This provided him with the incentive to develop the parallel cable arrangement. Dufour's design decisions were often influenced by his sense of esthetics, a fact which he readily admits in his writings.

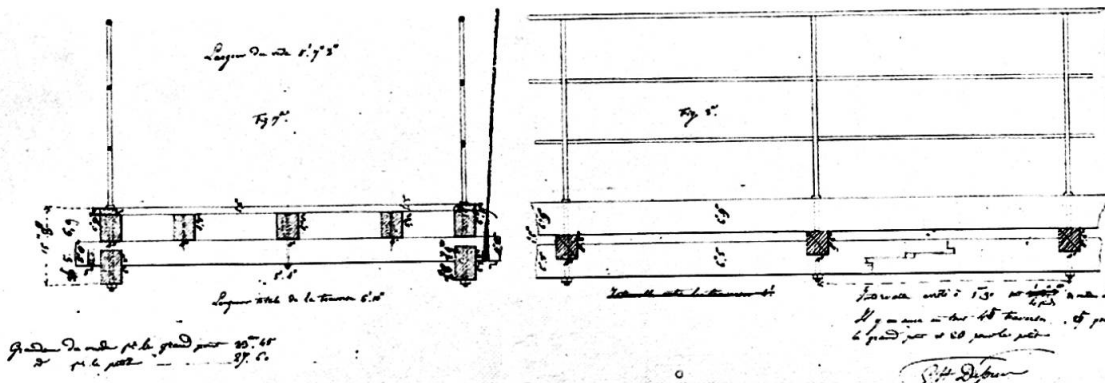


Fig. 3 Sketch of deck construction in Dufour's hand

The suspenders were of wire simply looped over the main cables and secured by a binding of wire, and the crossbeams hung in stirrups from the suspenders. It was these stirrups which Dufour chose to test in his capacity of State Engineer upon the lapse of the 20-year bridge charter and its reversion to the city of Geneva in 1843. The stirrups had always worried him as the wires passed under the crossbeams and could not properly be checked. But he found them to be in excellent condition and could discover no fault in the structure. The pioneer Pont Saint-Antoine stood for about 40 years and was only demolished with the removal of the city fortifications between 1860 and 1870.

The development of Dufour's detailing from project to project, his reactions to french developments and the french reactions to his, are all fascinating to follow. Taken together, they clearly document the development of the wire cable suspension bridge which was to capture the world record span in 1834 in Fribourg and to keep it but for a brief period ever since.

- (1) DUPIN, Charles: Voyages dans la Grande-Bretagne entreprises relativement aux services publics de la guerre, de la marine, et des ponts et chaussées, au commerce et à l'industrie depuis 1816. Paris: 1820-24 4 vols. quoted in Dufour's book-review in Bibliothèque Universelle. Geneva XXVI 1824 pp.127-141
- (2) NAVIER, C.L.M.H.: Rapport à M. Becquey...et Mémoire sur les ponts suspendus. Paris 1823 1 vol + atlas
- (3) NAVIER, C.L.M.H.: Résumé des leçons données à l'Ecole royale des Ponts et Chaussées sur l'application de la mécanique à l'établissement des constructions et des machines. Paris: 1826 1 vol. (2 others publ. postumously 1838)
- (4) BARLOW: An Essay on the Strength and Stress of Timber. London: 1818 ? quoted in: DULEAU, A.: Essai théorique et expérimental sur la résistance du fer forgé...Paris: 1820 (p.71)
- (5) SEGUIN aîné, (Marc): Des ponts en fil de fer. Paris: 1826 2 ed. 1 vol (p.80)
- (6) PAXTON, R.A.: Menai Bridge (1818-1826) and its influence on Suspension Bridge Development. Transactions of the Newcomen Society. London: XLIX 1977-1978 pp.87-110 (p.90)
- (7) CHALEY, Joseph: Pont suspendu de Fribourg (Suisse). Notice extrait des Annales des Ponts et Chaussées. Paris: 1835 1 vol.
- (8) DUFOUR, Guillaume-Henri: Quelques notes sur les ponts suspendus. Bibliothèque Universelle. Geneva: XLVIII 1831 pp.254-291 (p.289)

Leere Seite
Blank page
Page vide



Truss Bridges for Medium Spans

IVAN M. VIEST

Bethlehem Steel Corporation
Bethlehem, PA, USA

I believe that we as a profession are guilty of having neglected the truss bridge, frequently the best candidate for the most economical and aesthetically pleasing solution for medium span lengths, say 100 to 500 m and beyond. I have collected slides of 19 American steel bridges to examine their aesthetics together.

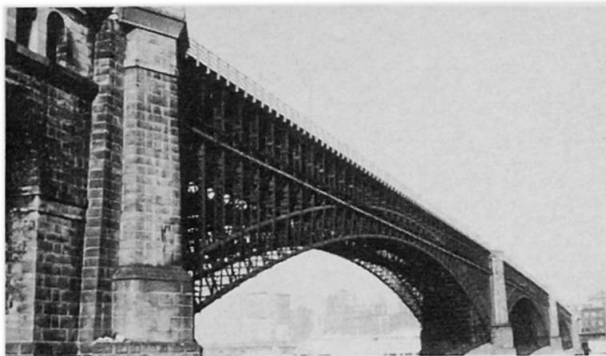
The first bridge in America that used steel for some of its structural members is the Eads Bridge (Figure 1) crossing the Mississippi River at St. Louis with three graceful arches. Completed in 1874, it has a center span of 158 m. The first all steel spans were these trusses (Figure 2) carrying a railroad over the Missouri River near Glasgow, Missouri. It was completed in 1879. Most of you are familiar with the Brooklyn Bridge (Figure 3) over East River in New York City. It was the first suspension bridge with steel cables and stiffening trusses. Although it was completed in 1883 and the surrounding landscape has changed considerably, I think you will agree with me that it blends with the backdrop very well. The most acclaimed structure designed by the famous bridge designer Gustav Lindenthal was the Hell Gate two-hinged arch (Figure 4) completed in 1917. The stone towers were practically an architectural requirement for major bridges of that day. Stone towers were also planned for the George Washington Bridge (Figure 5) over Hudson River in New York City. However, the public liked the steel towers and the builders decided to omit the stone (Figure 6). George Washington Bridge was designed by another famous bridge designer Othmar Amman, who also designed the graceful Bayonne arch over Kill Van Kull (Figure 7). When completed in 1931, it was the longest arch in the world spanning 504 m. Most of you are also familiar with Golden Gate Bridge (Figure 8) in San Francisco. During the 30's when Golden Gate was under construction, any color was acceptable for bridges as long as it was black. However, the public liked the red lead primer so much that the builders decided to make the final coat the same colour and Golden Gate has remained red ever since.

Another graceful suspension structure is the Walt Whitman bridge (Figure 9) in Philadelphia over the Delaware River. This five-span truss (Figure 10) has been acclaimed by many as one of the most graceful structures fitting perfectly its surroundings. It carries a railroad over Pecos River near the Mexican border in Texas. The traffic from downtown Philadelphia to the International Airport crosses the Penrose Avenue Bridge (Figure 11), a double cantilever truss with the center span of 207 m. Another double cantilever truss, this time combined with a tied arch of 344 m (Figure 12), carries traffic over Panama Canal at Thatcher Ferry. Many of the remaining bridges are on our interstate highway system. I-80

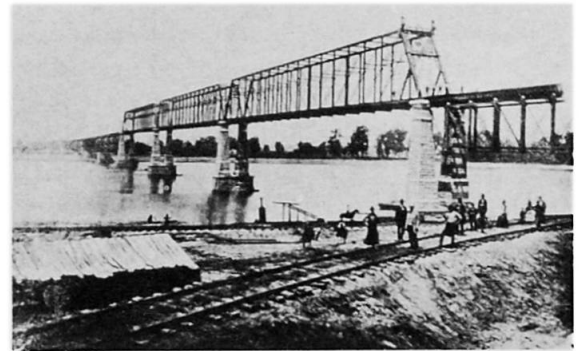


is carried over the Clarion River in Western Pennsylvania by this three-span continuous truss (Figure 13) and I-84 crosses the Hudson between Newburg and Beacon (Figure 14) – also a continuous truss. A parallel twin structure of identical design is under construction. Another continuous truss, the Betsy Ross Bridge in northeast Philadelphia (Figure 15) over the Delaware; and a cantilever bridge over Atchafalaya on I-10 in Louisiana (Figure 16). This double cantilever (Figure 17) was painted gold to fit its arid semi-desert surroundings. It carries a road over Warm Springs Creek in California (Figure 18); a beautiful, airy, but nevertheless stiff structure. I-95 has two levels on the Girard Point Bridge (Figure 19) in Philadelphia across the Schuylkill River. A new record arch was erected in 1977 over New River gorge in West Virginia (Figures 20 and 21). It is built of weathering steel – it needs no painting. And, my favorite structure is this twin arch Mississippi crossing (Figure 22) on I-40 near Memphis, Tennessee. A real work of art (Figure 23).

The 19 bridges were selected for my presentation because they have two things in common: first, each of them has trusses as major load carrying structural elements. And, second, each of them has been acclaimed by the public as well as by professionals as a beautiful bridge. Unfortunately, the progress in the design of truss bridges has not kept pace with other types. An early correction of this deficiency is likely to result in many more truss bridges during the coming decades with the design community exploiting both their economy and the aesthetic opportunities that they offer.



1. James B. Eads Bridge



2. Glasgow Bridge over Missouri River



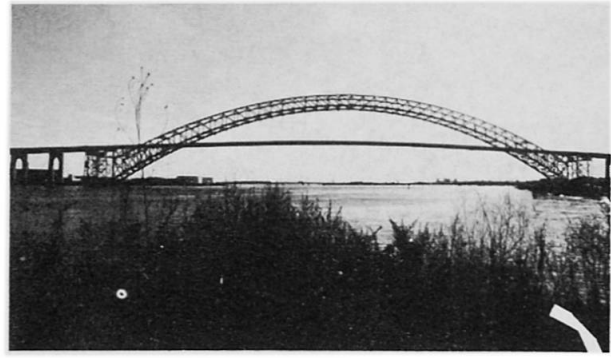
3. Brooklyn Bridge



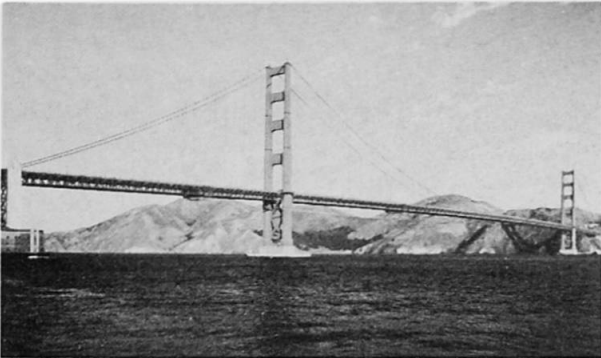
4. Hell Gate Bridge



5. George Washington Bridge



7. Bayonne Bridge



8. Golden Gate Bridge



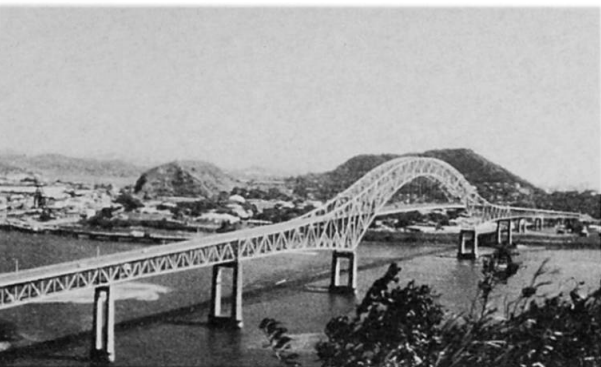
9. Walt Whitman Bridge



10. Pecos River Bridge



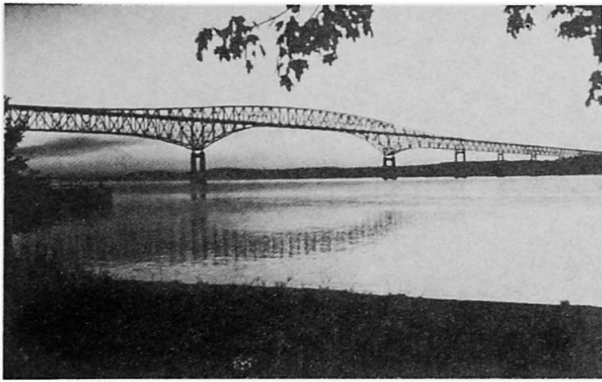
11. George Platt Bridge



12. Thatcher Ferry Bridge over
Panama Canal



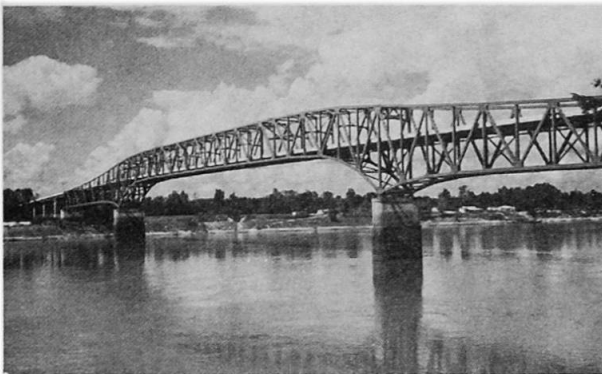
13. Clarion River Bridge on I-80



14. Newburg-Beacon Bridge



15. Betsy Ross Bridge



16. Atchafalaya, Pointe Coupe, LA Crossing



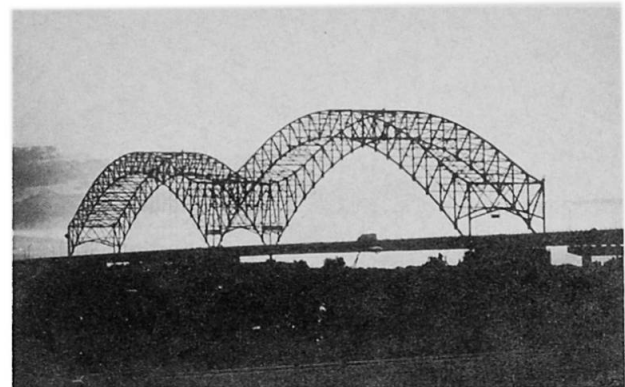
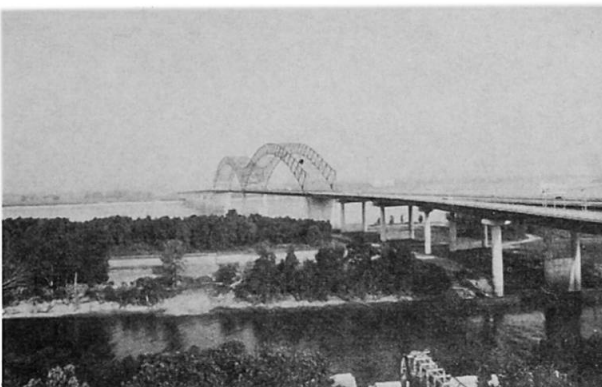
17. Warm Springs Creek Bridge



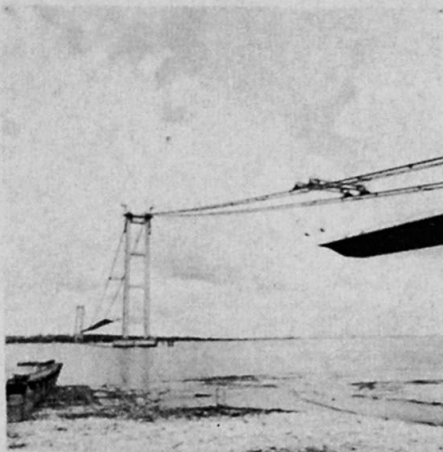
19. Girard Point Bridge



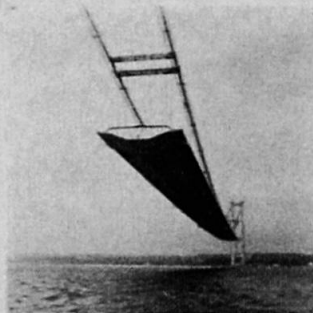
21. New River Gorge Bridge



22. 23. Twin Arch Mississippi Crossing at Memphis



Humber Bridge, England—will have the world's largest main span of 1410 metres when completed early next year.



West Gate Bridge, Melbourne, Australia—main span 336 metres.



HUMBER BRIDGE STATISTICS

Main span	:	1410m	(4626ft.)
Side spans - north	:	280m	(919ft.)
- south	:	530m	(1739ft.)
Total length between anchorages	:	2220m	(7284ft.)
Clearance over high water	:	30m	(98ft.)
Carriageways	:	Dual two-lane carriageways plus separate footpaths	
Total deck width (including footpaths)	:	28.5m	(93.5ft.)
Tower height above piers	:	155.5m	(510ft.)
Main cables	:	Two cables, each of 14,948 wires of 5mm diameter and 1540MN/m ² (100ton/in ²)uts plus an additional 800 similar wires in each cable on the Hessle side	
Load in each cable	:	194MN	(19,400 tonnes)
Weight of steel - in deck structure	:	16,500 tonnes	
- in main cables	:	11,000 tonnes	
Contractors	:	British Bridge Builders - Redpath Dorman Long Limited - Cleveland Bridge & Engineering Ltd. - Sir William Arrol Branch of N.E.I.	
Consulting Engineers	:	Freeman Fox & Partners.	
Client	:	Humber Bridge Board.	

WEST GATE BRIDGE STATISTICS

Main river span	:	336.04m	(1102ft.6in.)
Overall length of steel bridge	:	848.10m	(2782ft.6in.)
Overall length of concrete approach viaducts	:	1505.10m	(4938ft.)
Overall length of minor spans	:	192.02m	(630ft.)
Overall length of West Gate Bridge structure	:	2582.57m	(8473ft.)
Maximum width of bridge	:	37.34m	(122ft.6in.)
Number of traffic lanes plus two breakdown lanes	:	8 lanes	
Minimum navigation clearance to low water	:	53.65m	(176ft.)
Height from low water to top of steel bridge towers	:	102.41m	(336ft.)
Volume of concrete in project	:	100.998m ³	(132,100 cu.yd.)
Reinforcing steel in project	:	12,497 tonnes	(12,300 tons)
Fabricated steel casings to cylinder foundations and piled foundations	:	2,103 tonnes	(2,070 tons)
The steel bridge - high yield	:	12,560 tonnes	(12,362 tons)
- mild steel	:	1,840 tonnes	(1,811 tons)
Contractors for the steel bridge	:	Dorman Long - Holland J.V.	
Consulting Engineers	:	Directorate of Engineering.	
Client	:	West Gate Bridge Authority.	

CABLE NET BRIDGE CONCEPT

CONCEPTUAL DESIGN FOR AN EFFECTIVE LONG SPAN CABLE SUPPORTED BRIDGE

LS J GIMSING
LESSOR

IF STRUCTURAL ENGINEERING
CAL UNIVERSITY OF DENMARK
Copenhagen, Denmark

ING & MADSEN LTD
SULTING ENGINEERS
Johannes VI, 8700 Horsens, Denmark



COMPARISON

ERECTION

SUSPENSION SYSTEM

MAIN SPAN LENGTH 1000 m
CABLE STEEL 10000 t
STRUCTURAL STEEL 10000 t

CABLE STAYED SYSTEM

MAIN SPAN LENGTH 1000 m
CABLE STEEL 10000 t
STRUCTURAL STEEL 10000 t

CABLE NET SYSTEM

MAIN SPAN LENGTH 1000 m
CABLE STEEL 10000 t
STRUCTURAL STEEL 10000 t

Stage 1

Stage 2

Stage 3

Stage 4

Stage 5



CABLE NET BRIDGE CONCEPT

Niels J. Gimsing
Professor
Department of Structural Engineering
Technical University of Denmark
DK 2800 Lyngby, Denmark.

Within modern bridge building, two systems of cable supporting have been developed: The suspension system with a concave main cable and vertical or slightly inclined hangers, and the cable stayed system with stay cables arranged as a fan shaped, multi cable system.

Of these two systems, the cable stayed system is characterized by the lowest consumption of cable steel, only about 50% of that needed in the suspension system.

Despite this fact, all cable supported bridges with main spans exceeding 450 m have so far been built as suspension bridges.

The main reason for this is undoubtedly the efficient and very stable erection procedure of the earth anchored suspension bridge, characterized by pure tension in all load carrying elements between supporting points throughout the erection period, and by the application of lifting struts supported directly on the main cables and allowing lifts of very large erection units weighing up to 300 tons. In the self anchored cable stayed bridge, erection must proceed by free cantilevering from the pylons introducing compression in the stiffening girder and requiring heavy derrick cranes (with moderate lifting capacity) placed on the bridge deck.

The cable net bridge concept is developed in order to obtain a structure combining the erectional advantages of the earth anchored suspension system and the material saving properties of the cable stayed system.

In many ways, the cable net system is similar to the cable stayed system, both having cables radiating from the pylon top. However, the cable net system differs in 2 important aspects from the cable stayed system: the top cable is continuous across the main span, and the back stay (side span top cable) is anchored to an anchor block instead of to the stiffening girder.

The erection procedure for the cable net bridge can be chosen so that the desired final system is achieved directly without requiring complicated adjustments to be carried out before or after installation of the closing pieces.

The erection of the cable net itself can be based entirely on techniques known from the suspension bridge and the cable stayed bridge erection. To harmonize the erection of the top cable and of the stay cables, parallel wire strands should preferably be used in both operations.

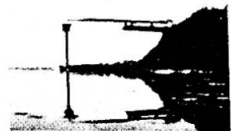
The last stage in the cable net erection is the installation of secondary, so-called trajectory cables that are being stressed under the application of superimposed load from wearing surfaces, railings etc. The trajectory cables significantly reduce the sag variations of the main cables and eliminate individual cable oscillations.

Client
The Road Directorate

Design and Supervision
COWiconsult

Architects
Hvidt & Møllgaard-Nielsen

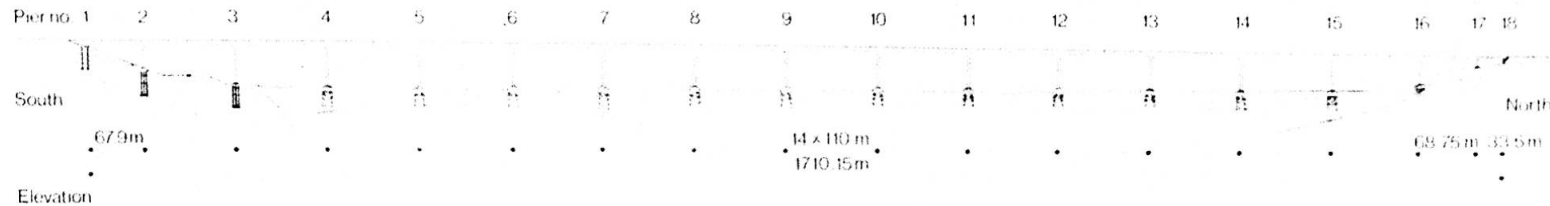
Contractors
The Vejle Fjord Consortium
Munkberg & Thomsen Ltd
Dyckerhoff & Widmann AG
A. Jespersen & Son Ltd



Vejle Fjord Bridge, Denmark

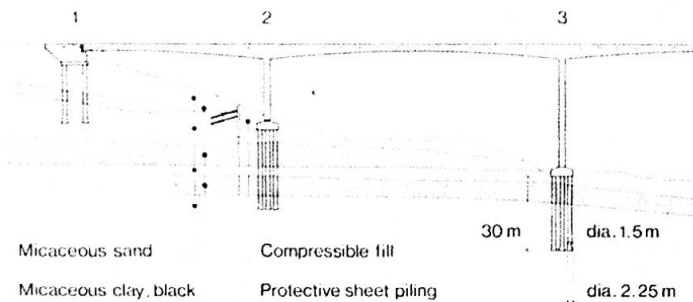
Erik Kalhauge
Jens Jonas Jessen
Georg Haas

Cowiconsult



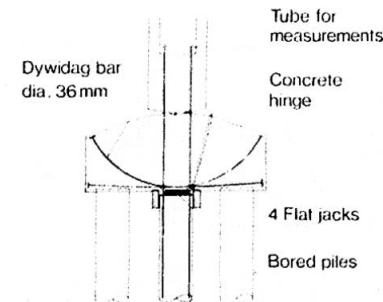
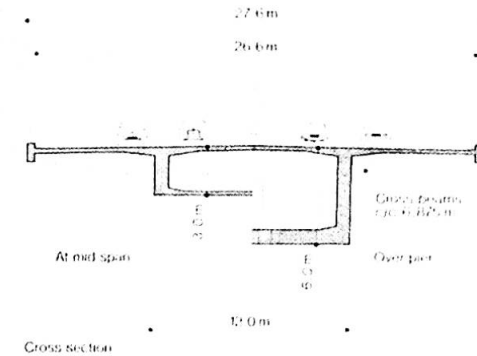
Launching girder Carriage for concreting Cantilevered scaffolding
Slip-form

Principle of execution

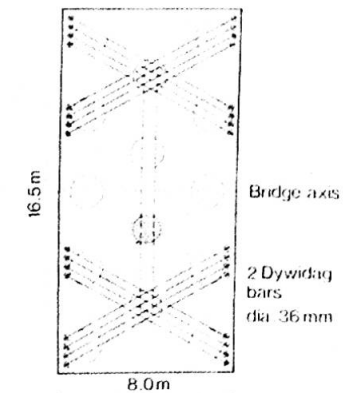


Section in southern bank

When open to traffic in 1980, the motorway bridge across Vejle Fjord will be the second longest bridge in Denmark with a total length of 1710 m. The superstructure is constructed in post-tensioned, cast in-situ concrete using the balanced free cantilever method. The cross section is designed as a central box-type girder with cross beams. The effective width is 26.6 m. The foundation is mainly on piles. Bored piles are used as well as driven piles.



Test loading of bored piles
Prestressing of pilecap (pier no. 2 and 3)





VEJLE FJORD BRIDGE - E. KALHAUGE, J.J. JESSEN, G. HAAS, COWICONSULT, DENMARK.

During the design phase and in the course of the erection of the bridge a number of special problems arose and were solved by somewhat unconventional means.

Two of these problems aroused special interest at the poster session and will be treated in detail in later publications: The Pier Foundations in the South Slope and the Temperature Gradient Problem of the Superstructure.

A decisive improvement of the stability of the potentially dangerous south slope was achieved by means of several stabilizing measures. In view of the difficult soil conditions it was decided to employ large bored piles, $\phi 1.50$ m, for the foundations of the three southernmost piers. The piles were up to 30 m long and were carried through alternating layers of tertiary clay and water-bearing sand. Their bearing capacity was established by testloading 3 piles with vertical loads of 11-17 MN each. The load-settlement relationships of the pile groups have been followed from the time of construction, also studying the influence of artesian pressure variations in the soil layers.

A close control of the temperature conditions of the superstructure concrete was necessitated, partly because an early striking of formwork was desirable in order to obtain a reasonable flow of work for the cantilever construction.

After a series of model calculations and correlating tests during the construction of the first segments, it was realized that temperature differences might lead to excessive tensile stresses - and ensuing cracks - in certain sections of the structure, especially during times of the year with adverse climatic conditions.

The temperature problems may be divided into the types as shown in the table below.

In order to avoid adverse affects from these temperature gradients, a special enveloping insulation carriage was developed covering $1\frac{1}{2}$ section behind the form. The carriage is supported on the bridge deck and is connected to the construction carriage.

The envelope is constructed from 16 mm plywood boards, provided with 10-50 mm foam insulation. The distance between concrete surface and the envelope ranges from 0.6 to 2.0 m. Depending on ambient temperature, hot air is blown into the space. On the deck, however, the insulation is placed directly on the concrete.

Measurements have been made during the construction by means of Nickel-Chromium thermoelements embedded in the concrete. In the table is shown a comparison between maximum temperature differences measured.

Difference in temperature. Influence of Insulation.

Problem type	No Insulation $\Delta T_{\max.}$	Insulation $\Delta T_{\max.}$
Local gradients in massive elements	65°C	12°C
Temperature differences between adjacent elements of the cross section	40°C	15°C
Temperature differences across construction joints	60°C	30°C

INKEROINEN BRIDGE

SUUNNITTELUKORTES OY

FINLAND

ROADS AND WATERWAYS ADMINISTRATION OF FINLAND

CLIENT

Roads and Waterways Administration, Helsinki, Finland

Chief of Bridge Construction Division
Jelge Roos, Chief eng.
Chief of Bridge Design Division Yrjö Punnonen, Chief eng.

Chief of Control Division
Irkki Isokkala, Civ. eng.

CONTRACTOR

Zestö Oy

SUBCONTRACTORS

Steka Oy
Jännitetty Betoni Oy

DESIGNER

Suunnittelukortes Oy
Consulting Engineers
Pikisaarentie 13
90100 Oulu 10, Finland



The existing steel truss bridge
Spans: 70.0 + 10.4 + 10.4 + 10.4 + 10.4 m
Width: 5.0 + 2.0 + 1.35 + 1.35 + 5.0 m
Completed: 1925

REBUILDING OF THE INKEROINEN BRIDGE

To increase the capacity of the Inkeroinen bridge and improve the level of service Roads and Waterways Administration made a decision to renew it under a tight schedule.

Based on technical and economic studies and further on the central location of the bridge the following design criteria were achieved:

- the bridge was to be built in the same position as the old
- wherever possible the existing bridge foundations were to be used
- provision was to be made for the canalization of the Kymi river

Solution

The bridge is a continuous composite girder bridge (steel girdes and reinforced concrete deck).

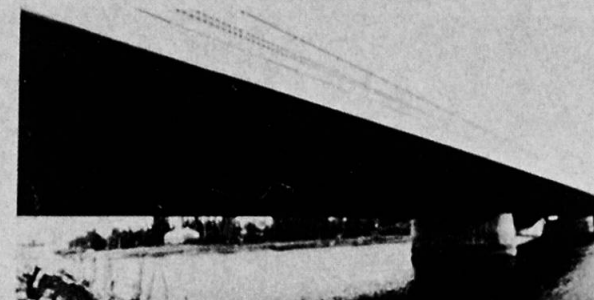
Beams are of weathering steel with erosion factor of 0.5 mm on each surface. The steel structure is so designed that the side span can be cut and connected to an openable bridge when canalization occurs.

At the intermediate supports the web of the beams is 2400 mm high and 18 mm thick. Height-span ratio is 1/28.

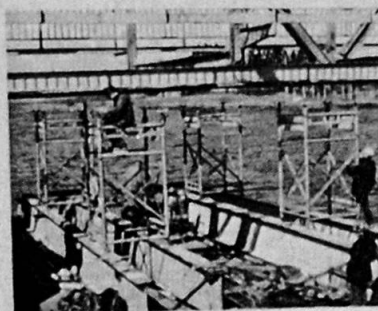
The deck was casted without construction joints using retardants.

In existing pillars the old bearing seatings were removed and new heavily reinforced ones casted in their place.

Costs approx.	2170 Fmk/m
4.1 million Fmk	
Steel Structure	273000 kg 145 kg/m
Deck Concrete	585 m 0.31 m ³ /m
Deck Reinforcement	136000 kg 230 kg/m
Foundation Concrete	188 m
Foundation Reinforcement	13600 kg



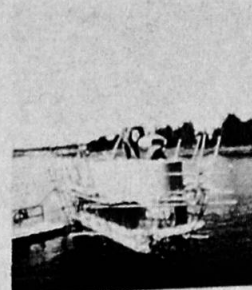
The New Bridge, a composite structure
Spans: 39 + 66.4 + 38 m
Width: 2.75 + 7.5 + 2.75 = 13.0 m



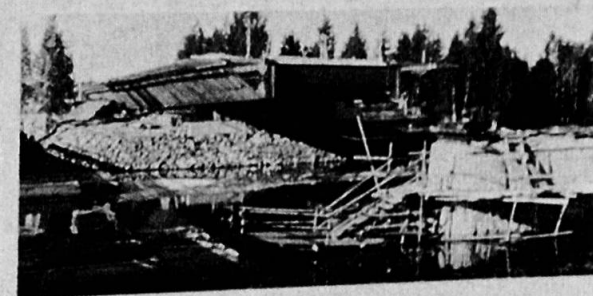
Demolishing of the old steel truss bridge in progress



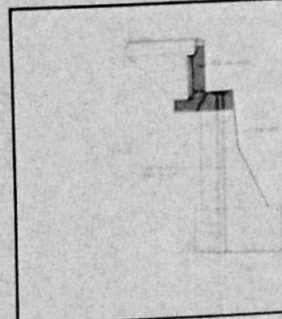
Two of the old intermediate pillars were removed



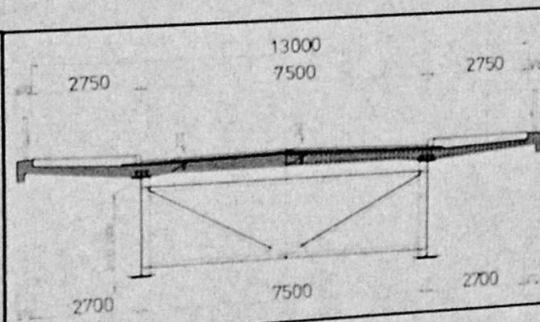
Bearing seatings of remaining pillars were strengthened



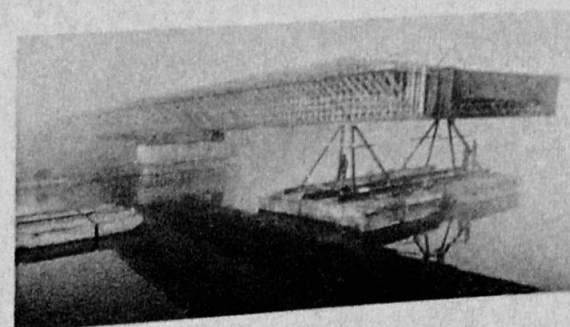
The steel structure was joined together on the river bank



Adjustment tensioning and grout injection in rock



Superstructure cross-section



Bridge cantilever positioning in progress

BRIDGING CONDITIONS IN FINLAND

The most characteristic feature of Finnish geography is the multitude of shallow lakes and the natural beauty of the landscape. The area of our waters is 9.3 % of the whole surface of 337000 km².

An average of 200-300 bridges are built in Finland annually, of which 74 % are concrete bridges, 14 % steel bridges, 9 % wooden bridges and 4 % bridges of corrugated pipes.

The annual mean temperature of the country is +2 °C, the average day temperatures (July, January) varying from +22 °C to -18 °C.

The steel used in bridges must have high impact strength and the general requirement is 27 J at -30 °C.

Concrete is mainly carried out during the cold season.



INKEROINEN BRIDGE

Esko Järvenpää
M.Sc. in Struct.Eng.
Technical Manager
Suunnittelukortet Oy
Oulu, Finland

THE REBUILDING OF THE INKEROINEN BRIDGE

1. GENERAL

To increase the capacity of the Inkeroinen bridge and improve the level of service, RWA made the decision to renew it under a tight schedule. Based on technical and economic studies and further on the central location of the bridge the following design criterions were achieved.

- the bridge was to be built in the same position as the old,
- wherever possible the existing bridge foundations were to be used,
- provision was to be made for the canalization of the Kymi river.

2. SOLUTION

2.1 A Steel beam structure

The bridge is a continuous composite girder bridge (steel girders and reinforced concrete deck). The steel framework is formed of two parallel beams joined together by crossbeams at 6600 mm centres. Beams are of weathering steel with erosion factor of 0,5 mm on each surface. The steel structure is so designed that the side span can be cut when canalization occurs. At the intermediate supports the web of the beams is 2400 mm high and 18 mm thick. Height-span ratio is 1/28. The steel structure was jointed together on the river bank and pulled to its final position.

2.2 The Concrete Deck

Automatically welded bolts, ϕ 19 mm, serve to join the concrete to the steel. Thickness of deck slab between the beams is 210 - 340 mm. At the support in the negative moment area the amount of non-prestressed steel is over two percent of the deck cross-section because of crack-width limitations. The deck was casted without construction joints using retardants.

2.3 Foundations

The condition of the existing foundations was checked by core sampling. Two of the intermediate pillars were removed totally and in remaining pillars the old bearing seatings were removed and new heavily reinforced ones casted in their place. The abutments and the fixed bearing pillar were stressed with rock anchors to ensure a sufficient capacity. By using the existing foundations constructing in water was completely eliminated.

3. COSTS AND QUANTITIES

Costs of the project were approx. 4,1 Million Fmk.

Steel Structure	273000 kg	145 kg/m ²
Deck Concrete	585 m ³	0,31 m ³ /m ²
Deck Reinforcement	136000 kg	230 kg/m ³
Foundation Concrete	188 m ³	
Foundation Reinforcement	13600 kg	



Kochertalbrücke Geislingen

Entwurf und Techn. Bearbeitung WAYSS & FREYTAG AG

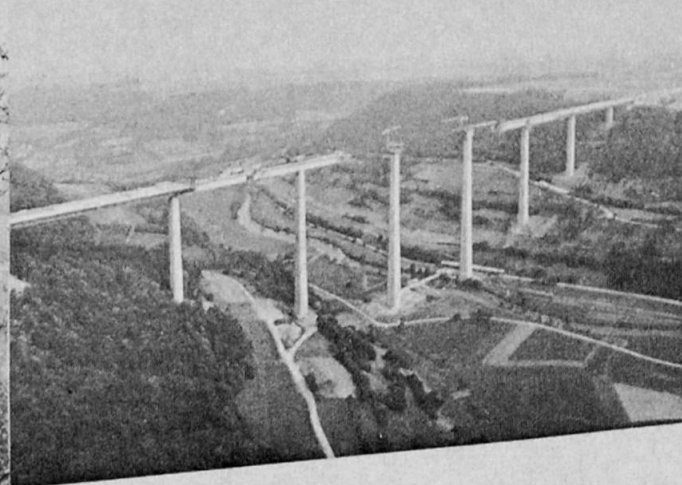
Länge zwischen den Widerlagern: 1 128 m

Größte Pfeilerhöhe: 181 m

Spannweiten: 81 m, 7 × 138 m, 81 m

Überbaukonstruktion: Schrittweise in Längs- und Querrichtung aufgebautes Tragwerk

Bauverfahren: Freivorbau mit Vorfahrträger





KOCHERTALBRÜCKE GEISLINGEN

Götz Pinder
Dipl.-Ing.
Wayss & Freytag AG
Frankfurt/M., Bundesrepublik Deutschland

Mit der Kochertalbrücke Geislingen wird die Bundesautobahn A 6 (Streckenabschnitt Heilbronn-Nürnberg) in bis zu 185 m Höhe über das an dieser Stelle etwa 1,1 km breite Kochertal geführt.

Das statische System der Brücke in Längsrichtung ist ein Rahmentragwerk. Die vier in den Überbau eingespannten Mittelpfeiler und je ein weiterer mit festen Punktkipplagern ausgerüsteter Pfeiler auf jeder Seite bilden zusammen den Festpunkt des Bauwerks. Auf den beidseitig anschließenden Hangpfeilern und auf den Widerlagern sind Bewegungsmöglichkeiten zwischen Überbau und Unterstützung vorgesehen. Die Stützweiten des 9-feldrigen Systems betragen 81, 7x138, 81 m.

Der für die gesamte Autobahnbreite von 31 m ausgeführte einteilige Überbauquerschnitt besteht aus einem einzelligen Hohlkasten mit weitausladenden Kragplatten, die über sekundäre Längsträger und schräge Druckstreben im Schnittpunkt Steg-Bodenplatte des Hohlkastens abgestützt sind.

Die Herstellung des Überbaus erfolgte nach der Methode des Aufbauquerschnitts. An den zunächst im Freivorbau hergestellten Hohlkasten (Kernquerschnitt) wurden in einem zweiten Arbeitsgang die noch fehlenden Fahrbahnplattenteile (Ergänzungsquerschnitt) nachträglich anbetoniert. Um für den Prozeß der Spannungsumlagerung einen noch sehr kriechfähigen Kernquerschnitt zu haben und um die aus dem unterschiedlichen Schwinden herrührenden Spannungen klein zu halten, wurde die zeitliche Differenz bei der Herstellung der nacheinander betonierten Querschnittsteile so gering wie möglich gehalten. Jeweils beim Anschluß eines von einem Pfeiler aus im Freivorbau fertiggestellten Doppelkragarms an das rückliegende System wurde von der Möglichkeit Gebrauch gemacht, durch Einprägen von Korrekturschnittgrößen den gerade vorhandenen Momentenverlauf gezielt zu verändern. Die Maßnahme der eingepprägten Korrekturschnittgrößen in Verbindung mit dem gewählten Ablauf des Querschnittsaufbaus führte dazu, daß die zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe aufgebauten Spannungen sehr weit angenähert denen des Einußsystems entsprachen.

Für die Bemessung der bis zu 178 m hohen Pfeiler waren bei den Stabilitätsnachweisen für die Lastschnittgrößen zwei Kombinationen von Sicherheitsbeiwerten zu berücksichtigen (1,75-faches Moment mit 1,75-facher Normalkraft und 1,75-faches Moment mit 0,95-facher Normalkraft). Die wegen der außergewöhnlich hohen Pfeiler erbrachten aerodynamischen Stabilitätsnachweise (Kármán-Wirbelablösung, Galloping-Instability) waren für die Bemessung nicht maßgebend.

LITERATUR:

1. Baumann, H.: Die Kochertalbrücke Geislingen - Entwurf und Ausführung
Vorträge auf dem Betontag 1979, Deutscher Beton-Verein E.V.
2. Wayss & Freytag AG: Technische Blätter zur Kochertalbrücke Geislingen,
Teil 1: Entwurf und Bauausführung
Teil 2: Statik und Konstruktion

NETWORK ARCHES

Per Tveit, dr.ing.

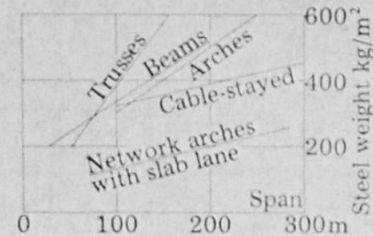
Aalborg University Centre, Denmark

CENTRAL CLAIMS

A network arch with a simple slab lane usually saves half the steel compared to equal spans.

In the future, the world's most slender arch bridge will most likely remain a network arch.

STEEL WEIGHTS OF ROAD BRIDGES



Weights of network arches from: Per Tveit et al. *Network Arches*, University of Houston, 1978. Weights of other bridges from: Max Herzog: *Stahlgewichte moderner Eisenbahn- und Strassenbrücken*, Der Stahlbau 9/1975.

BOLSTADSTRAUMEN BRIDGE, Norway

Built 1963



Structural steel 44t
Prestressed steel 7t

$$\text{Slenderness} = \frac{\text{Length of span}}{\text{Depth of arch and lane}} = \frac{83.75}{.5 + .42} = 91$$

FUNDAMENTALS

For trusses and tied arches esthetic reasons



limit the distance between upper and lower chord.

Thus saving of weight can be achieved mainly by reducing bending and by avoiding a high length/depth ratio of compression members.

The most economical diagonals are tension members. When there is live load on part of the span, tension members can relax (dotted



lines) and thus transform part of the truss into part of a bowstring arch with inclined hangers.

When many hangers relax bending moments in the chords are bigger than when the span acts like a truss. The normal forces in the chords, however, are smaller than maximum because the live load is only on part of the span.

To avoid too big bending moments due to relaxation of hangers, hangers must not be too steep. To avoid too great distances between points of support more hangers can



be introduced. This will allow more slenderness in arch and lane. The reduction of chord depth greatly reduces secondary stresses.

OPTIMAL DESIGN
High-strength materials should be used. Hangers

should be placed equidistantly along the arch and along the middle portion of the lane. F5. This gives the best support of the arch and minimum bending moments in the chords. Further all hangers can have the same cross-section, and nearly the same maximum force.

For ease of fabrication the arch should be part of a circle. This also contributes to equally small max. bending moments along the edge beams.

The lane should be a slab spanning between the concrete edge beams, which can be enlarged to act as traffic barriers protecting the hangers. These beams contain the prestressing cables that counteract the tensile force in the lower chord.

ERECTION

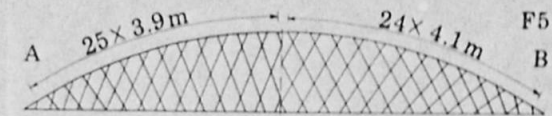
The two network arches in Norway were built on a timber structure resting on wooden piles, see photo. Cable-stayed erection has



been used many times in Japan.

Better still it seems to utilize the fact that the arch and hangers of the network arch, supplemented by a temporary lower chord, will have enough strength and stiffness to support the lane while it is being cast. This temporary steel structure can be floated into place or lifted into place by big cranes.

In cold climates ice can be used for erecting or moving the temporary structure.



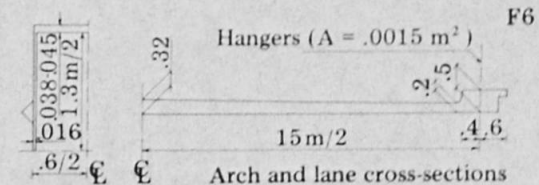
LATEST RESEARCH
Two bridges, F5, A and B, having the same cross-sections and spanning 200 m, have been designed according to Danish codes to study optimal arrangement of hangers.

Nonlinear calculation showed that the tension in the lower chord caused a 15-20% reduction of max. bending in the edge beam. The hanger arrangement A gave 8% smaller

bending moment in the edge beam, 2% smaller max. stress in the arch, and 9% smaller max. hanger force.

For bridge A live load on half the span with many hangers relaxing, is about equally critical for the arch as max. load on the whole span.

Steel weights are 416t structural steel, 192t prestressing steel, 62t ribbed bars. Complete calculations will be published later.



NETWORK ARCHES

Per Tveit, dr.ing.

Aalborg University Centre, P.O. Box 159, DK-9100 Aalborg, Denmark

Network Arches Made Exclusively from Concrete

In Vienna several engineers, most of them from Austria, asked why I was using steel in the arch of network arches, when stresses due to axial forces were about 9 times as big as the bending stresses. I answered that I had been using steel because I was afraid of high costs of scaffolding. Since the arch of a network arch is relatively light there is not much money to be saved by replacing the steel by concrete. The arch bridge with inclined hangers is the forerunner of the network arch. In the twenties and thirties concrete arches were used for more than 70 of these bridges.

While listening to the session on »Trends in big bridge engineering» it struck me that network arches with arches made of concrete could be competitive for long bridges like the »Long Key Bridge» and the »Seven Mile Bridge». For each span it would be best to cast the lane slab and traffic barriers in one piece reinforced in two directions by means of pre-tensioned wires. See fig. 1. To cut scaffolding costs it would probably be best to cast elements of arches with pre-tensioned windbracing on the ground. Joints would have to be cast after the arch elements were put in place above the lane.

Preliminary calculations for a 100 m span carrying a 10 m wide lane give $.42 \text{ m}^3$ concrete ($f'_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$) and 70 kg steel, mostly wire, per m^2 of lane. Such a span would weigh about 1000t, and after installing of hangers they can be lifted from the prestressing bed and rolled sideways to a quay. If sufficiently big floating cranes are not available for placing the spans on the piers, one pontoon at each end of the span could be used. If the lane of the bridge is to be less than 10m above sea level, it seems economical to slide the spans sideways from pontoons to piers, See fig. 2. During this sliding process, pontoon and pier must be fastened to each other, and the buoyancy of the pontoons must be adjusted to compensate for the shifting of the weight of the span. Finally the hydraulic jacks intended for possible changing of permanent bearings, would be used for removing the steel rail and installing the permanent bearings.

For a long bridge the above arrangement would have these advantages: Low weight and a high degree of prefabrication, which would give low labour and materials costs and good control of workmanship.

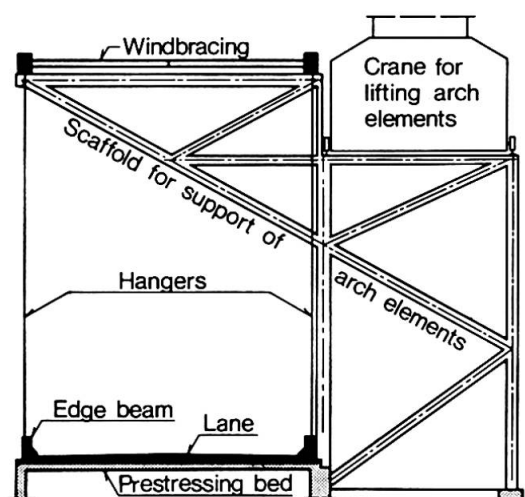


Fig. 1. Cross-sections of rig for casting of the lane, edge beam and joints in arches.

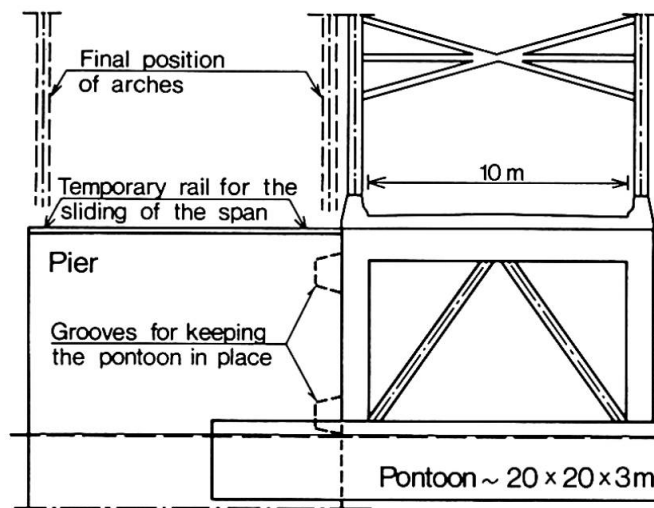


Fig. 2. Pontoon and pier with the span on the pontoon ready for transfer.



P. XERCAVINS
Technical Advisor, E.P.

P.E. MONDORF
Chief Engineer, M.Sc.

PARALLEL STRAND CABLE STAYS - STATIC AND FATIGUE STRENGTH

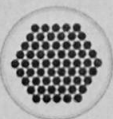
RESUME

THE 7-WIRE STRAND USED IN PRESTRESSING CABLES MAY ALSO BE USED FOR CABLE STAYS PROVIDED THAT CERTAIN MEASURES ARE TAKEN TO ENSURE ADEQUATE FATIGUE STRENGTH.

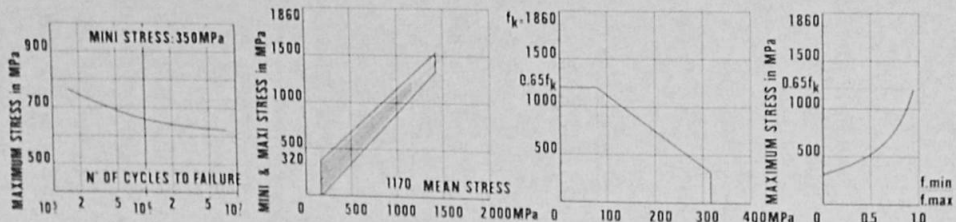
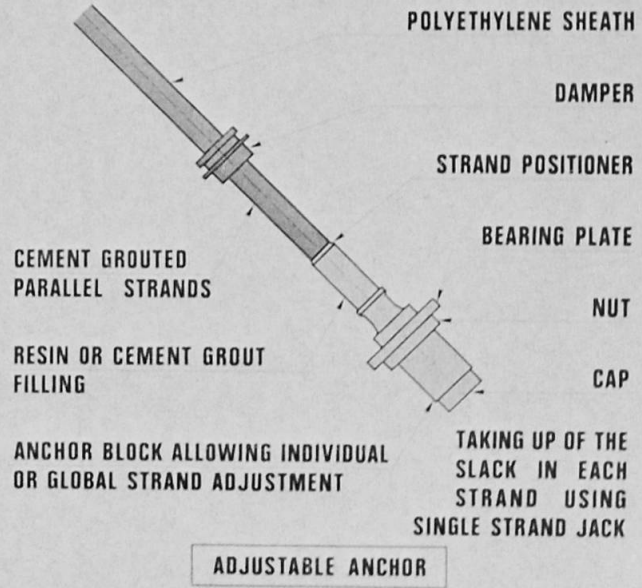
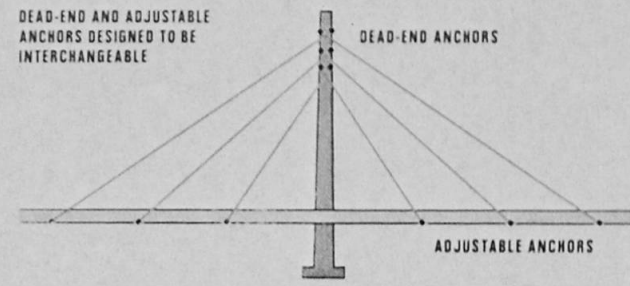
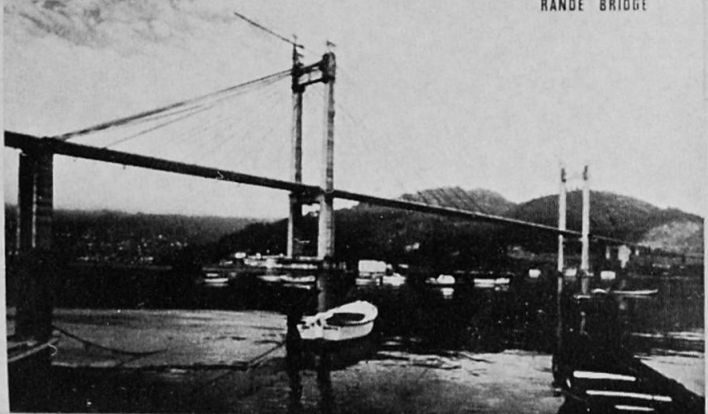
THESE MEASURES HAVE BEEN TESTED IN LABORATORIES AND THE RESULTS HAVE SHOWN THAT WITH PARALLEL STRANDS, CABLE STAYS OF THIS TYPE MAY HAVE VIRTUALLY THE SAME FATIGUE STRENGTH AS THAT OF THE INDIVIDUAL STRANDS OF WHICH THEY ARE CONSTITUTED.

TYPE	FORCE			
	45% G.U.T.S.		100% G.U.T.S.	
	T	kN	T	kN
37H15	441	4326	980	9613
61H15	727	7132	1616	15853
91H15	1084	10634	2410	23642

61H15 CABLE



RANDE BRIDGE



FATIGUE ENDURANCE OF A SEVEN-WIRE STRAND SPECIALLY DESIGNED FOR CABLE-STAYS

SMITH DIAGRAM AT 2.10⁵ CYCLES

MAXIMUM PERMISSIBLE STRESS ACCORDING TO STRESS VARIATION IN: ABSOLUTE VALUE, RELATIVE VALUE



PARALLEL STRAND STAYS - STATIC AND FATIGUE STRENGTH

P. XERCAVINS

Technical Advisor, E.P.
FREYSSINET INTERNATIONAL
PARIS, FRANCE

P.E. MONDORF

Chief Engineer, M.Sc.
FREYSSINET INTERNATIONAL
PARIS, FRANCE

A type of stay has been developed using parallel prestressing strand anchored by special stay anchor devices which comprise the following parts :

- an anchorage block, which makes it possible to anchor the strands either by 3-piece jaws and wedge action, or by swaged grips,
- a trumpet, which permits the strands to arrive to the anchor block with the right angle and spacing,
- a trumpet extension (heavy steel pipe) the length and gauge of which have been selected in order to reduce the range of stresses transmitted to the anchorage,
- a light steel pipe used to extend the stay anchor device for structural reasons.

The stay anchor devices exist both in fixed and adjustable versions. In the adjustable version part of the trumpet length is replaced by a steel tube with an outer thread which allows adjustment by turning a collar. The anchors are filled with resin after stressing.

The bundle of parallel strands is enclosed by a polyethylene pipe which after the final stressing of the stay is filled with cement grout for protection against corrosion.

Generally a neoprene damper is inserted between the light steel pipe and the structure in order to restrict wind induced oscillations in the stays.

The strands may be threaded and tensioned one by one or the whole stay may be preassembled.

The stay cable may be assembled from parallel steel strands conforming to current standards for prestressed concrete strand, but additional fatigue requirements have to be specified. Typical WOHLER-curve and SMITH diagram for good quality prestressing strand are shown on the poster.

The static and dynamic strength of the described stay type has been checked through tests of models containing up to 19 strands of 15 mm nominal diameter undertaken by official laboratories in various countries. Such tests have shown that a fatigue life expectancy of 2×10^6 cycles may be safely admitted within the performance band traced inside the SMITH-diagram of the individual strand.

From the performance band a linear relationship is deduced between the safe values of upper stress and stress range as shown graphically. The safe upper stress is also shown as a function of the ratio between stress range and upper stress.

The tests have further shown that the dynamic properties of a bundle of parallel strands are similar to those of a bundle of parallel wires.

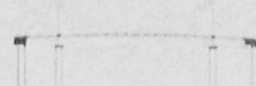
Discussions around the POSTER concerned especially the dynamic strength of the stays, their durability, construction methods, damping of wind oscillations etc...

Parallel strand stays were used for such bridges as the BROTONNE bridge in FRANCE and RANDE bridge in SPAIN, both built in the late seventies.

PASSERELLES DE MEYLAN ET DE L'ILLHOF



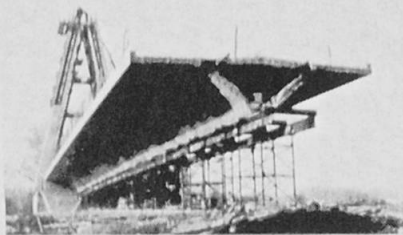
COUPE TRANSVERSALE



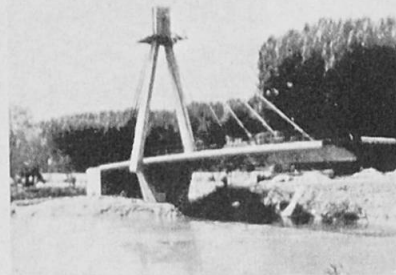
PHASES DE CONSTRUCTION



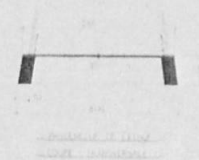
MISE EN PLACE



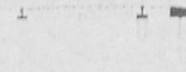
EXECUTION DU TABLIER



ROTATION PASSERELLE RIVE DROITE

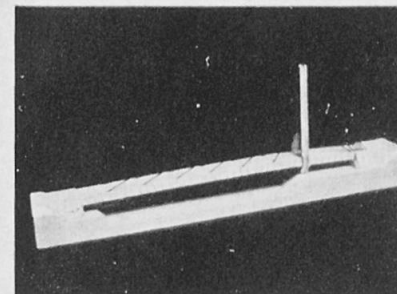


COUPE TRANSVERSALE

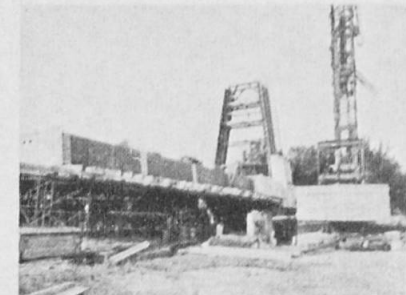


COUPE LONGITUDINALE

MAITRE D'OUVRAGE : COMMUNAUTE URBAINE
DE STRASBOURG
MAITRE D'OEUVRE : SERVICES TECHNIQUES
DE LA C.U.D.S.
CONSEIL : SETRA
ENTREPRISE : CAMPENON BERNARD
PROJET D'EXECUTION : CAMPENON BERNARD
ARCHITECTE CONSEIL : A. ARSAC



MAQUETTE



EXECUTION DU TABLIER



LA CONSTRUCTION DES PASSERELLES DE MEYLAN ET DE L'ILLHOF

P. MOREAU

Directeur du Département des Etudes
et Méthodes
Campenon Bernard Cetra
Clichy — FRANCE

M. PLACIDI

Ingénieur des Arts et Métiers
Ingénieur en Chef
Campenon Bernard Cetra
Clichy — FRANCE

M. VIRLOGEUX

Ingénieur des Ponts et Chaussées
Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
Chef du Département Béton à la Division des Ouvrages d'Art
Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (S.E.T.R.A.)
Bagneux — FRANCE

La mise en place par rotation est une technique peu répandue, mais qui trouve des applications intéressantes dans un certain nombre de situations favorables.

Cette technique a été partiellement utilisée en 1969 pour la construction du pont de Bresilley, sur l'Ognon, par l'entreprise Citra. Elle a également été employée pour la construction du pont de la Fontenelle, sur l'Escaut, près de Valenciennes, en 1975, par l'entreprise Quille selon un projet d'Europe Etudes.

Mais les deux applications les plus importantes sont la construction des passerelles de Meylan, sur l'Isère près de Grenoble, et de l'Illhof, sur l'Ill près de Strasbourg.

Il s'agit de deux passerelles haubannées, dont les travées principales sont réalisées en béton léger.

La passerelle de Meylan comporte trois travées. L'ouvrage est construit par moitié sur chaque rive de l'Isère, chaque partie étant mise en place par rotation autour de la pile sous pylône correspondante.

La passerelle de l'Illhof ne comporte que deux travées. Elle est construite sur une seule rive de l'Ill, et mise en place par rotation autour de sa pile sous pylône. Elle est alors prolongée par la construction, sur cintre, d'un dernier élément sur l'autre rive.

Ces deux passerelles ont été construites par l'entreprise Campenon Bernard, à partir de variantes proposées par cette entreprise, sous le contrôle du S.E.T.R.A.

BIBLIOGRAPHIE

- (1) P. BAUM — Le pont de Bresilley sur l'Ognon — Annales de l'I.T.B.T.P. — Mai 1970.
- (2) Pont sur le Canal du Danube en Autriche — Bulletin STUP — Mai - Juin 1975.
- (3) Pont la Fontenelle — Ouvrage mis en place par rotation — Bulletin STUP — Novembre - Décembre 1975
- (4) A. PAUSER et K. BESCHORNER — Betrachtungen über seilverspannte Massivbrücken, ausgehend vom Bau der Schrägseilbrücke über den Donaukanal in Wien — Beton und Stahlbetonbau — Novembre 1976 - Pages 261 à 265.
- (5) M. SPECHT, G. POWITZ et B. PRIEDIGKEIT — Anwendung der Drehbauweise beim Bau der Weserbrücke Höxter-Lüchtringen — Der Bauingenieur — Avril 1977 - Pages 117 à 123.
- (6) M. VIRLOGEUX — Les ponts de portée moyenne — L'Ingénieur Constructeur ETP — Juin - Juillet 1980 - Pages 4 à 9.
- (7) M. PLACIDI — Les ponts mis en place par rotation — L'Ingénieur Constructeur ETP — Juin - Juillet 1980 - Pages 30 à 32.
- (8) P. MOREAU, M. PLACIDI et M. VIRLOGEUX - Meylan and Illhof pedestrian bridges : design and erection — Contributions of the french group (English translations) — I.A.B.S.E. — Eleventh Congress — Vienne 1980 - Pages 51 à 57.

PONT D'OTTMARSHEIM SUR LE CANAL D'ALSACE

M^r FAESSEL (COIGNET Ent) M^r TEYSSANDIER (D.D.E. Haut - Rhin) M^r VIRLOGEUX (SETRA)

Maitre D'Oeuvre
D.D.E. Haut-Rhin

Contrôle Technique
SETRA

Architecte Conseil
Cabinet ARSAC

Etude & Execution
Coignet Entreprise

VUE AERIEENNE D'ENSEMBLE

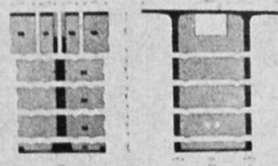


COUPE LONGITUDINALE



VOUSOIRS DE PILE

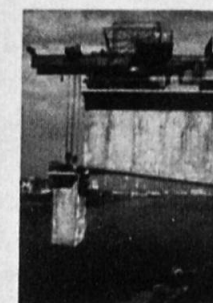
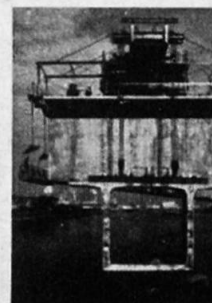
ELEMENTS



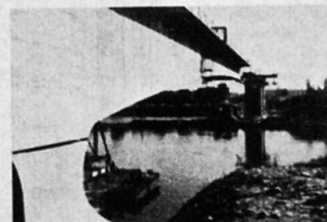
ASSEMBLAGE



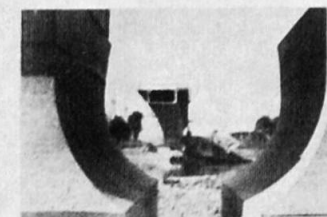
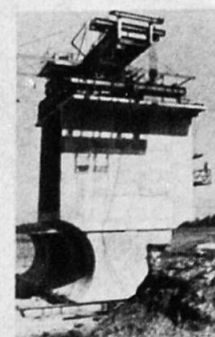
POSE D'UN VOUSOIR



TABLIER FLEAU AMONT R.G.



PILES





LE PONT D'OTTMARSHHEIM SUR LE GRAND CANAL D'ALSACE

P. FAESSEL

Ingénieur
Constructions E. Coignet
Paris — FRANCE

J.P. TEYSSANDIER

Ingénieur des Ponts et Chaussées
Chef de l'Arrondissement Opérationnel
Direction Départementale de
l'Équipement du Haut-Rhin
Habsheim — FRANCE

M. VIRLOGEUX

Ingénieur des Ponts et Chaussées
Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées
Chef du Département Béton à la Division des Ouvrages d'Art
Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (S.E.T.R.A.)
Bagneux — FRANCE

Le pont d'Ottmarsheim est l'un des plus grands ponts français construits par encorbellements successifs. Avec sa travée principale de près de 172 mètres, c'est l'un des plus grands du monde construits partiellement ou totalement en béton léger, derrière le pont de Deutz à Cologne, dont la plus grande portée est de 184 mètres, et le pont de Parrotts Ferry, près de Sonoma en Californie, dont la travée principale atteint 195 mètres. Il est aussi le record du monde des ponts construits par encorbellements successifs au moyen de voussoirs préfabriqués.

La solution en béton léger s'est imposée à l'issue d'un appel d'offres pour lequel l'Administration avait établi quatre projets :

- une solution comportant deux travées métalliques isostatiques s'appuyant sur une partie centrale en béton, construite par encorbellements successifs ;
- une solution de pont construit par encorbellements successifs en béton traditionnel ;
- une solution de pont construit par encorbellements successifs avec les travées principales en béton léger ;
- et une solution de pont à haubans en béton précontraint, construit par encorbellements successifs.

La solution retenue en définitive a été établie par l'entreprise Coignet, en aménageant la solution en béton léger de l'Administration.

BIBLIOGRAPHIE

- (1) P. FAESSEL, B. GREZES, R. JACQUES, J.P. TEYSSANDIER, et M. VIRLOGEUX — Pont sur le canal d'Alsace à Ottmarsheim — La technique française du béton précontraint — Huitième Congrès International de la précontrainte Londres 1978 — Pages 309 à 315.
- (2) G. LACOMBE — La construction des ponts d'Ottmarsheim — L'Ingénieur Constructeur E.T.P. — Juin-Juillet 1980 Pages 39 à 41.
- (3) P. FAESSEL, J.P. TEYSSANDIER et M. VIRLOGEUX — Ottmarsheim bridge over Alsace Canal — Contributions of the French group (English translations) — I.A.B.S.E. — Eleventh Congress — Vienne 1980 — Pages 65 à 72.
- (4) P. FAESSEL, J.P. TEYSSANDIER, M. VIRLOGEUX, B. GREZES, R. JACQUES, et J.J. LAGANE — Présentation des ouvrages d'Ottmarsheim — Annales de l'I.T.B.T.P. — À paraître.