

Theme IV: Applications in bridge engineering

Objektyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen**

Band (Jahr): **9 (1971)**

PDF erstellt am: **25.07.2024**

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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

IV

Ausführung im Brückenbau

Bridge Construction

Exécution de pont

K. KUNERT

Dr.-Ing.

Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG
Gustavsburg, BRD

1.00 Einleitung:

Typisierte, als Serienfertigung ansprechbare Stahlbrücken, werden zur Zeit im wesentlichen durch die sog. Brückengeräte repräsentiert. Hierfür werden einige Beispiele gezeigt, um daran die Untersuchung anzuschließen, welche aus der Fertigung dieser Brückentypen resultierenden Erkenntnisse auf spezielle, den örtlichen Bedingungen angepaßte ortsfeste Brücken, kurz als "maßgeschneiderte Brücken" bezeichnete Stahlüberbauten, übertragen werden können.

In einem besonderen Abschnitt dieser Ausführungen werden daher Vorschläge zum Entwurf und zur Fertigung maßgeschneiderter Brücken zur Diskussion gestellt. Das Ergebnis eines fertigungs- und montagetechnisch richtig konzipierten Entwurfes muß die Teilfamilienfertigung sein, denn nur durch diese wird es bei steigenden Lohnkosten möglich sein, Fabrikation und Montage zu rationalisieren und damit den Anwendungsbereich der Stahlbrücken auszuweiten.

2.00 Standardisierte und teilstandardisierte Brücken:

Vielfach begegnet man der Meinung, daß Standardisierung zugleich Uniformisierung bedeute. Daß dem nicht so ist, sondern bei geschickter konstruktiver Durchbildung eines nach dem Baukastenprinzip konstruierten Systems eine Fülle von Anwendungsmöglichkeiten und architektonischer Gestaltungselemente gegeben sind, soll an einigen Beispielen gezeigt werden.

2.10 Standardisierte Brücken:

Den größten Vereinheitlichungsgrad haben zerleg- und umsetzbare Brücken.

Beim Entwurf dieser Konstruktionen wird besonderer Wert darauf gelegt, relativ wenige Einzelteile in einer Weise kombinieren zu können, daß vielfältige Anwendungsformen möglich sind. Zerlegbar- und - bis zu einem gewissen Grade - beliebige Aneinanderreihbarkeit erfordern den Einsatz von Fertigungsvorrichtungen. Diese teuren Einrichtungen amortisieren sich dann, wenn es gelingt, mit diesen größere Stückzahlen zu produzieren. Insofern ist es auch richtig, diese Geräte in die "In Serien gefertigten Stahlbauten" einzuordnen, da die Einzelteile zwar in unterschiedlichen Stückzahlen, jedoch in sich ständig wiederholenden Arbeitsgängen hergestellt werden.

Die Bilder 1 und 2 zeigen die D-Brücke (Diagonalausfachungen hergestellt aus Dreiecken), einmal als Straßenbrücke, zum andern als Baubrücke und Bedienungssteg einer Wehranlage. Mit ca. 50 Einzelteilen ist es möglich, Straßenbrücken von etwa 30 m bis 70 m Stützweite zu errichten.



Bild 1:

D-Brücke über die Drau in Österreich

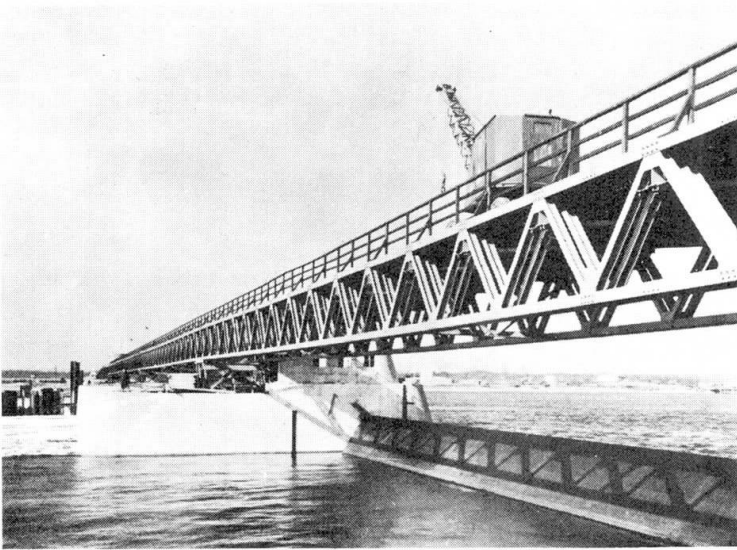


Bild 2:

D-Brücke als Wehr-
steg



Bild 3:

SE-Brücke über den
Main in Frankfurt,
max. L = 65 m

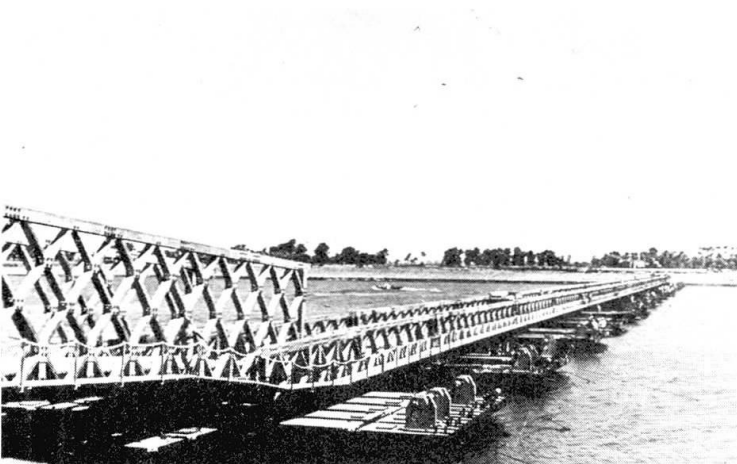


Bild 4:

SE-Schwimmbrücke
über den Nil bei
Kairo



Bild 5:

SE-Montagegerät,
Einfahren eines
Betonträgers

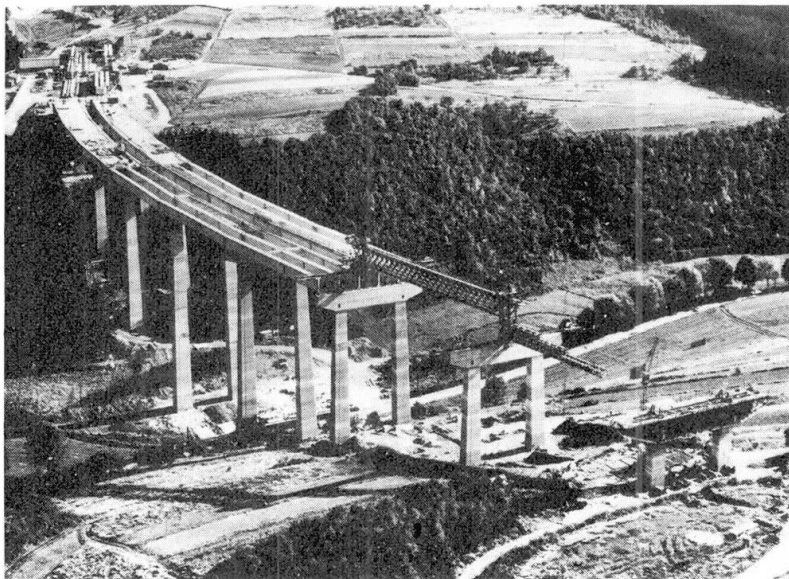


Bild 6:

SE-Montagegerät
und Spannbeton-
Fertigteil-
Brücke

Dieses Gerät wird sinnvoll ergänzt durch die in den Bildern 3 bis 6 gezeigte SE-Brücke (Straßen/Eisenbahn-Brücke). Die SE-Brücke ist konzipiert als zweispurige Straßenbrücke bis 100 m Stützweite und für eingleisige Eisenbahnlasten bis etwa 70 m Stützweite. Die Diagonalausfachungen sind in beliebiger Folge aneinandersetzbare Rauten. Neben der Verwendung als Hauptträger können aus den gleichen Teilen Brückenpfeiler zusammengesetzt werden.

Besonders augenfällig demonstriert dieses Gerät seine Universalität als Verlegegerät für schwere Betonfertigteile. Der in Bild 6 gezeigte Vorgang, die Errichtung eines langen Brückenzuges mit Stützweiten der Einzelfelder bei ca. 50 m, ist eine glückliche Synthese schlechthin des Bauens in Stahl und in Beton: ein stählernes Brückengerät verlegt vorgefer-

tigte Spannbetonbalken.

Typisierung und systematischer Fertigungsablauf sind möglich für die Einzelelemente der in Bild 7 gezeigten Schwimmbrücke. Die aneinanderkoppelbaren Schwimmkörper, sog. Hohlplatten, sind in ihrer technischen Konzeption gleich. Sie eignen sich daher in besonderem Maße für eine Serienfertigung.

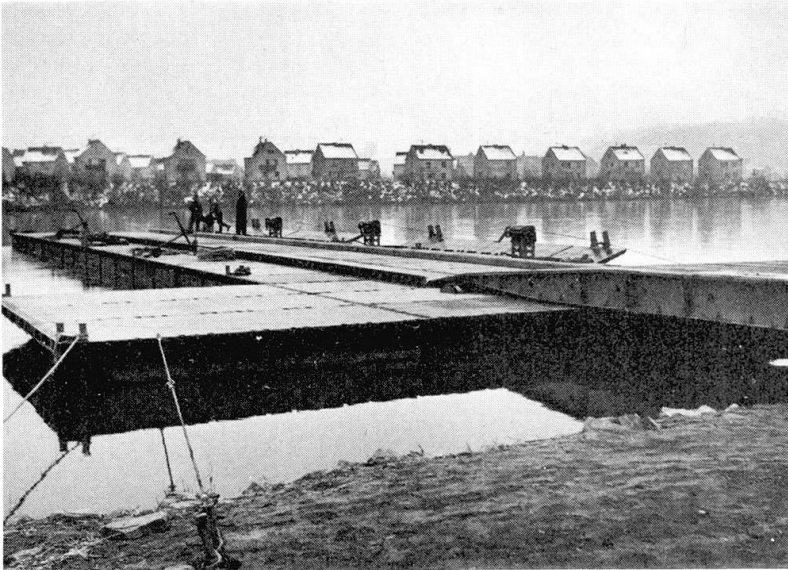


Bild 7:

Schwimmbrücke
aus Hohlplatten

2.20 Teilstandardisierte Brücken:

Dem Idealfall der mit vorbeschriebenen Geräten gezeigten Typisierung kommen die teilstandardisierten umsetzbaren und ortsfesten Hochstraßen am nächsten. Auch hier ist es möglich, durch Systematisierung der Belastungen und des Querschnittsaufbaus zu einheitlichen Elementen zu kommen, die in größeren Stückzahlen gefertigt werden können.

In vielen Fällen erweist sich für die sog. Fly-Over jedoch eine Anpassung an örtliche Gegebenheiten als notwendig (Stützweiten, Krümmungen), so daß ohne Sonderteilfertigungen nicht auszukommen ist. Die Bilder 8 bis 10 zeigen Ansicht, Querschnitt und Hauptträgerteil des Fly-Over am Platz der Republik in Frankfurt am Main.

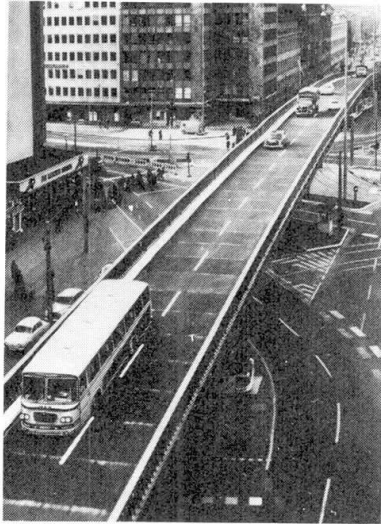


Bild 8:

Fly-Over, Platz
der Republik,
Frankfurt/Main

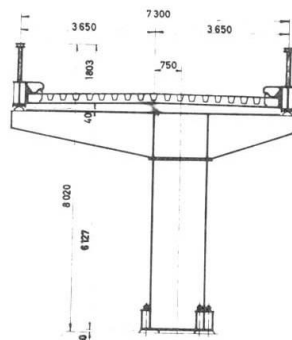


Bild 9:

Fly-Over,
Querschnitt
(Stütze 5)

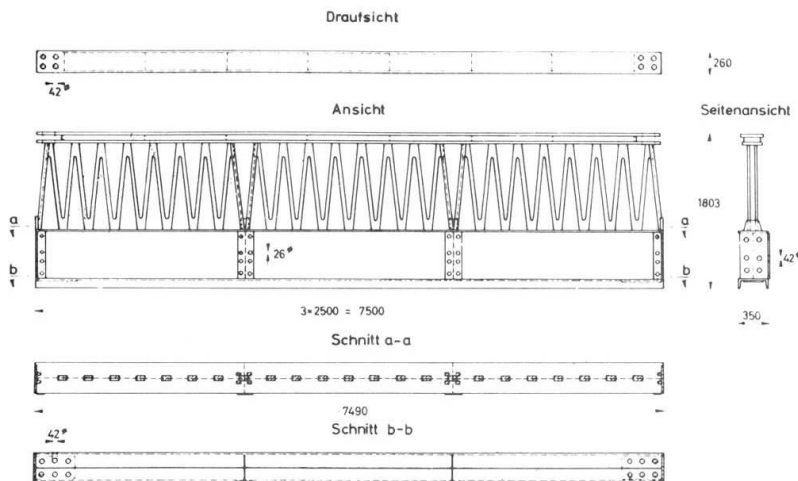


Bild 10:

Fly-Over,
Hauptträger

Die in Bild 11 wiedergegebene Hochstraße "System Koblenz" ist ein Trägerrost aus stählernen Haupt- und Querträgern, auf dem eine Fahrbahn aus Betonfertigteilen aufgelagert ist.

Beiden umsetzbaren temporären Brückensystemen ist die einwandige Ausführung der linearen Tragelemente eigen, wodurch Fertigung und Montage vereinfacht werden.

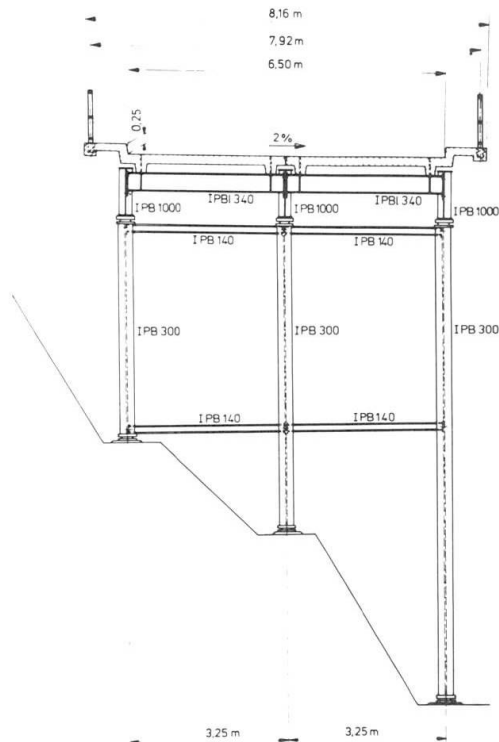


Bild 11:

Hochstraße,
System Koblenz

Zur Abrundung dieser Ausführungen sei schließlich die ortsfeste Hochstraße in Frankfurt/M. mit den Bildern 12 und 13 vorgestellt. Dieses System ist aufgebaut aus kastenförmigen Hauptträgern, eingelegten gleichartigen Zwischenplatten und Kragplatten. Durch Variation der Plattenabmessungen ist es möglich, eine Anpassung an unterschiedliche Brückenbreiten vorzunehmen.



Bild 12:

Opelkreisel
Frankfurt/Main



Bild 13:

Opelkreisel Ffm.
Querschnitt
(Montagestadium)

Diese Beispiele der Brückengeräte sowie der teilstandardisierten temporären und ortsfesten Brücken, die keinen Anspruch auf Vollständigkeit erheben, zeigen, welche Vielfalt von Anwendungsmöglichkeiten trotz Typisierung gegeben sind. Wir wollen die Prinzipien dieser Konstruktionen nun auf maßgeschneiderte Brücken übertragen und untersuchen, welche Möglichkeiten für die Vereinfachung, d.h. Verbilligung der Fertigung und Montage dieser Brücken gegeben sind.

3.00 Ortsfeste Brücken:

3.10 Entwurf:

Von den Brückengeräten haben wir gelernt, daß Rationalisierung im Fertigungs- und Montagesektor bereits beim Entwurf beginnt. Was kann hierfür getan werden?

3.11 Typisierung von Einzelteilen:

Die in Ansätzen erkennbare Typisierung von Brückenausrüstungen (Geländer, Schramm- und Leitborde, Entwässerungseinrichtungen, Übergangskonstruktionen etc.) müßte stärker betrieben werden, damit diese Zubehörteile von Spezialfirmen preisgünstig in Serien gefertigt werden können.

3.12 Berechnungsvorschriften; geometrische Abmessungen:

Es wird angeregt, zu einheitlichen Belastungs- und Bemessungsvorschriften zu kommen. Hiermit wäre nicht nur eine Ermäßigung des Statikaufwandes verbunden, da Ergebnisse übertragbar wären, sondern die Zusammenarbeit auf internationaler Ebene wäre wesentlich erleichtert.

Eine Normung gewisser Grundabmessungen sollte angestrebt werden. So könnten beispielsweise einheitliche Brückenbreiten in Abhängigkeit von der Anzahl der Fahrspuren festgelegt werden. Für die Stützweiten der Einzelöffnungen sollte sich das Vielfache eines Grundrastermaßes einbürgern. Aus beiden Festlegungen ließen sich dann einheitliche Abmessungen der Einzelteile ableiten, auf deren Bedeutung noch näher einzugehen ist.

3.20 Fabrikation:

Eine echte Serienfertigung wird für die Fabrikation maßgeschneiderter Brücken nur in seltenen Fällen infrage kommen. Als das derzeit anzustrebende Ziel muß die "Teilefamilienfertigung" angesehen werden, d.h. die Zusammenfassung ähnlicher Teile in einem Fertigungsfluß mit dem Ziel, aufeinander abgestimmte Arbeitsfolgen zu installieren und Transportwege zu sparen. Unterschiede in den Abmessungen der Bleche oder Profile (beispielsweise Längssteifen und Querrippen) sind hierbei ohne Belang, solange die Vorfertigung der Einzelteile und das Zusammenbauprinzip der Gesamteile dasselbe bleibt. Damit erhebt sich die Frage nach der Art der Teile, die im Brückenbau zu fertigen sind. Wir kennen

1. die Kleinteile (Eckbleche, Schotte, Laschen, Besäumungswinkel etc.)
2. die linearen Elemente (Längsrippen, Querrippen, Fachwerkstäbe etc.)
3. die Flächenelemente (orthotrope Fahrbahnplatten, Stegblechwände, Untergurte von Kastenträgern etc.)

3.21 Kleinteile:

Kleinteile werden zweckmäßigerweise in einer separaten Werkstatt (kleine Schlosserwerkstatt), in der alle hierfür benötigten Arbeitsmaschinen zusammengefaßt sind, vorgefertigt und in Behälter abgepackt für die weitere Fertigung oder Montage bereitgestellt. Die Vielfalt und das geringe Gewicht dieser Kleinteile empfehlen eine derartige Fertigungsmethode.

3.22 Lineare Elemente:

Nach einer Erhebung des Verfassers beträgt der Gewichtsanteil der linearen Elemente mit Breitenabmessungen unter 1,0 m für Blechträgerbrücken durchschnittlich 35 % (bei Fachwerkbrücken liegt der Prozentsatz höher). Für die Fabrikation dieser Teile wird die Einrichtung von Fertigungsstraßen als zweckmäßig angesehen, damit die Vorfertigung dieser Teile in aufeinander abgestimmten sich wiederholenden Arbeitsgängen erfolgt.

3.23 Flächenelemente:

Orthotrope Platten, Stegblechwände und Untergurte werden unter Verwendung der nach 3.21 und 3.22 vorgefertigten Elemente zweckmäßigerweise weitgehend ortsgebunden gefertigt. Diese flächenhaften Elemente zeichnen sich durch große geometrische Abmessungen und Gewichte aus, so daß deren häufiger Transport aufwendig ist. Im allgemeinen werden für die Herstellung dieser Teile leichte Arbeitsaggregate benötigt (Schweißmaschinen, Brenner, leichte Handbohrmaschinen), so daß es billiger ist, diese und den Menschen zum Werkstück zu bringen als umgekehrt.

Selbstverständlich muß die Fertigung der flächenhaften Elemente in einem geordneten Fluß erfolgen, um rentabel zu sein. Eine ausgesprochene Fließfertigung wird in vielen Fällen jedoch noch nicht realisierbar sein, da von den in den Werkstätten vorhandenen Möglichkeiten auszugehen ist und grundsätzliche Werkstatsumstellungen erhebliche Investitionen erfordern. Bei der knappen Ertragslage im Stahlbau werden die Mittel hierfür nur zögernd bereitgestellt werden.

3.30 Zukünftige Entwicklung:

Neben der anzustrebenden Gleichartigkeit der zu fertigenden Konstruktionen, der Installierung sich aneinanderreihender Arbeitsfolgen und der Vermeidung unnötiger Transportwege ist ein ganz wesentlicher Faktor, der zur Verbilligung der Werkstattfertigung beiträgt, die kontinuierliche Auslastung der Werkstattkapazität (Verstetigung der Auftragvergaben).

Durch eine Typisierung der Brückenquerschnitte und Einführung von Grundrastermaßen könnte man zu vereinheitlichten Elementabmessungen gelangen, wodurch es möglich wird, diese Teile auf Vorrat zu fertigen. Hierdurch ließen sich unvermeidliche Schwankungen in der Vergabe von Aufträgen zu einem gewissen Grade ausgleichen. Hinzu käme der Vorteil, daß bei steigender Nachfrage die vorgefertigten Elemente sofort abgerufen und damit auch kurze Bauzeiten erreicht werden könnten.

Es mag heute utopisch klingen, aber warum sollte es eines Tages nicht möglich sein - wenn die Voraussetzungen hierfür geschaffen sind -, orthotrope Platten als Halbfertigfabrikate in gesonderten Fertigungslinien zu produzieren und - falls notwendig - vorübergehend einzulagern?

ZUSAMMENFASSUNG

Im Stahlbrückenbau sind bisher im wesentlichen nur Brückengeräte und zum Teil auch Stahlhochstrassen so weit typisiert, dass deren Einzelteile in Serien gefertigt werden können.

Es erscheint jedoch möglich, durch Uebertragung von Entwurfsgrundsätzen und Herstellungsmethoden dieser Spezialbrücken auf ortsfeste individuell gestaltete Stahlbrücken auch deren Fabrikation noch stärker zu rationalisieren.

SUMMARY

Large-scale standardization in steel bridge engineering with a view to serial production of component parts has so far been applied to temporary bridge assemblies and dismantable steel flyovers only.

It seems possible, however, to extend the basic design and fabrication methods used for these special bridge units to permanent, individually designed steel bridges so as to rationalize their manufacture on a vaster scale, too.

RESUME

Dans le domaine des ponts métalliques la standardisation ne s'étend que sur les équipages de pont et en partie sur les routes métalliques surélevées à un tel point que leurs éléments peuvent être fabriqués en série.

Par application des principes d'étude et des méthodes de fabrication de ces ponts spéciaux il semble pourtant possible de forcer la rationalisation dans la fabrication des ponts métalliques fixes à conception individuelle.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IV

The Present Status and Problems on Mass-Produced Bridges in Japan

L'état actuel et les problèmes des ponts préfabriqués en série au Japon

Der gegenwärtige Stand und die Probleme seriengefertigter Brücken
in Japan

TETSUO KUNIHIRO
Chief of Bridge Section
Public Works Research Institute
Ministry of Construction
Chibashi, Chibaken, Japan

1. Introduction

As the typical mass-produced bridge with the merits in Japan may be mentioned the rolled H-beam bridge and footway bridge. There is also a tendency that prefabricated deck slabs for highway bridges will be mass-produced in the near future. The present status of these items and the problems thereof will be introduced in the following.

2. Highway bridge in which rolled H-beam is used.

2.1 The reason why rolled H-beam is used.

The production tonnage of steel highway bridge in 1969 is about 300,000 t, and more than half of this tonnage is for bridge of girder type with span length of 40 m or thereunder. Box girder is sometimes used where depth of girder is limited, when the span length is long, or where torsional rigidity has to be increased in the case of curved bridge, but such cases as these are not so common. Accordingly, majority of steel girder bridge is bridge with girder of I section, and almost all of these are composite girder bridges. In composite girders, since the unsymmetrical section in which the upper flange is smaller than lower flange is economical, girder of unsymmetrical I section is always used in the welded girder. However, in such welded girders, labour-saving is attempted in design field through the use of standard design, but in the sphere of fabrication, the effect of mass production is not realized so remarkably despite the considerable amount thereof.

The type of bridge in which the merit of mass-production in future will be more significant will be the steel girder bridge in which rolled large-size H-beam is used. The transition in price of steel for bridge and in wages in recent years in Japan are as stated in Fig. 1. Although no change in price of steel is seen, the upward ratio of wages is exceedingly high, and such a

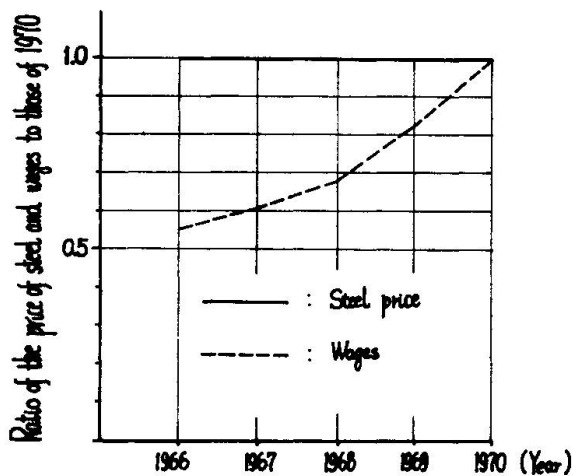


Fig. 1 Transition in steel price and wages.

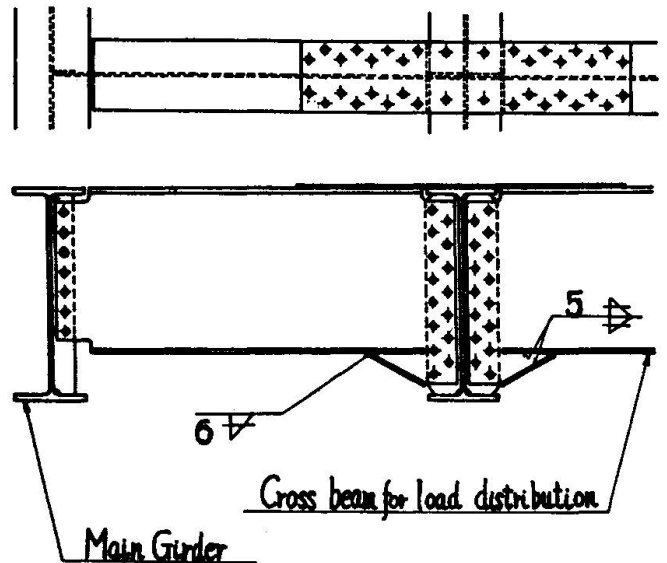


Fig. 2 Connection of cross beam for load distribution and main girders.

trend is expected to continue hereafter. The past conception that the bridge with the least steel weight is the most economical has changed greatly. Rolled H-beam is used not only in bridges, but also in building and other spheres, and the section size is regulated in JIS (Japanese Industrial Standards). Rolled H-beam which is mass-produced due to its wide range of use, may lead to considerable decrease of processing labour, if utilized to steel bridge.

2.2 Rolled H-beam bridge in Japan.

As the main girder of highway bridge, rolled H-beam with height of 600 ~ 900 mm is presently used in Japan. Rolled H-beam is generally applied to bridge with span length of 7 ~ 20 m in the case of non-composite girder, and to bridge with span length of 15 ~ 25 m in the case of composite girder. Since rolled H-beam has symmetrical section, it is not advantageous to apply this to composite girder. However, it is applied also to composite girder for the purpose of extending span length of rolled H-beam bridge.

For the purpose of constructing rolled H-beam bridge efficiently and economically, standard designs are prepared for each one meter in the range of abovementioned span length, for the cases of various road width of 6.0 ~ 11.5 m. Rolled H-beam with quality of tensile strength of 50 ~ 62 Kg/mm², yielding strength of 36 Kg/mm² or more is generally used. Where the number of main girder is 3 or more, and the span length is 12 m or more, cross beam for load distribution of rolled H-beam is arranged at the center of span. Besides the cross-beam for load distribution, corss-beam (rolled C-beam with height of 250 mm) connecting each main girder is arranged at the interval of 6 m or less. It is so devised that these cross beams and main griders may be spliced with facility in the field, using high-strength bolts. (Refer to Fig. 2). The main girder is usually equipped with camber corresponding to deflection due to dead load. Further, girder of one span is transported in a body as possible, but where the length

is limited owing to transportation capacity, splicing in the field is carried out. As the result, because the processing upon main girder comprises only the welding of stiffener to connect the cross-beam, camber processing and welding of shear connector, the processing labour will be considerably saved than in the case of welded beam.

2.3 Problems when rolled H-beam is used in the bridge.

Rolled H-beam retains the residual stress caused by the inequality of cooling speed in each part, or the residual stress due to camber processing. This residual stress sometimes attained such magnitude as to cause local buckling of web directly after rolling, or caused crack in the web in the course of processing when it is cold. The magnitude and distribution of residual stress used to be different according to the method of production of H-beam, but on the basis of the result of survey on rolled large-size H-beam produced in Japan (H 912 x 300 x 16 x 34) it has been known that, maximum compressive residual stress of 15 ~ 20 Kg/mm² in the web and maximum tensile residual stress of 12 ~ 18 Kg/mm² in the flange exists in the state of being rolled.

On the basis of bending test of rolled large-size H-beam, the facts have been known that the existence of such residual stress reduces the elastic limit of H-beam as bending member, but does not affect ultimate loading capacity, that in the case of camber processed beam, though more reducing of elastic limit is observed as compared with those beams not camber processed, no reducing of ultimate strength is seen, and that the stress in H-beam may be analyzed, as assuming that it is equal to calculated stress due to external force to which residual stress is simply added. As the result of reducing of elastic limit due to the presence of residual stress, the girder retains the residual deflection caused by loading. According to the result of calculation on the bridge with span length of 20 m, using the value of residual stress measured as mentioned above, even in the case when camber corresponding to the dead load deflection is applied, since the residual deflection only attains to the value of 1/20,000 of span length or less by the loading of design live load, or even by the loading of 1.7 times of design live load, to the value of 1/5,000 or less, it will not cause any trouble in point of drainage on road surface, passing of motor vehicles and appearance. The maximum value of residual stress in the flange of rolled large-size H-beam is 15±5 Kg/mm² in the worst production conditions. It may be said that, if the value stays in this range, rolled large-size H-beam may safely be used for main girder.

When there are 3 main girders, bending moment is caused to deck slab due to unequal deflection between the main girders supporting the deck slab. As H-beam has big flange area, it has generally less height as compared with welded girder. As the result, the deflection of main girder due to live load increases, and the unequal deflection among each main girder increases attending thereto. An example of calculation result of bending moment of slab due to the unequal deflection of main girder is explained in Fig. 3. In the calculation of Fig. 3, the transverse bending rigidity is taken as of constant value in each case, and only the bending rigidity EI of main girder is made to change. In Fig. 3 Mo represents the bending moment of slab due to truck load where

there exists no unequal deflection (in conformity with the Specifications for the design of steel highway bridges), M is the bending moment of slab caused by unequal deflection, and EI_0 is the bending rigidity of main girder in standard design generally used. On the basis of this Figure, it will be seen that the bending moment of slab due to unequal deflection will be the greater as the bending rigidity of main girder is lesser, and even in the case of $EI/EI_0 = 1$, it has the value attaining approximately 75 ~ 90% of the value of ordinary design bending moment, namely bending moment when no unequal deflection is assumed to exist. In this way, it should not be forgotten that, in the bridge for which rolled H-beam is used, being more subject to deflection than in welded girder, unfavourable effect is caused to reinforced concrete slab.

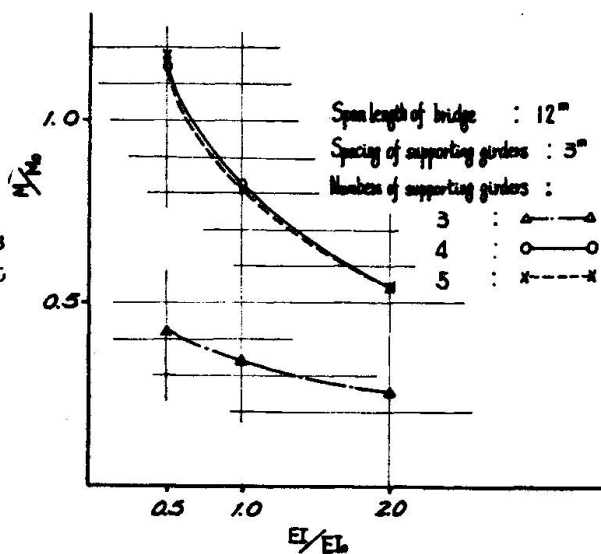


Fig.3 Bending moment of slab due to unequal deflection of main girders.

As to the section size of rolled H-beam, no such accuracy as in the case of welded girder may be expected. As the result, except the case of splicing of the members each other cut from the same rolled members, the splicing of rolled H-beam is considerably limited. The improvement in accuracy of size at the time of rolling is our future problem.

3. Footway bridge.

During the period from 1966 to March 1970, about 5,300 footway bridges have been constructed in Japan. For the purpose of economical construction of these footway bridges amounting to a large number in a short period of time, the standard designs of simply supported steel footway bridges are prepared, which were applied to the 90% or more of the entire bridges. Almost all of footway bridges are constructed in the urban area where severe restriction is imposed on the field erection time and method of construction. The preference of steel structure to concrete structure is chiefly due to the fact that the reduced period of field work and the safer as well as more facile field erection may be expected in the case of steel structure. Besides, the numerous adoption of simply supported system is due to the simplicity in structure and of the fabrication, and that field work are simpler, and further, there are no many such cases with long span length as the statically indeterminate structure is required.

These standard designs are prepared for bridge with girder span length of 12 ~ 30 m and with width of 1.5 m, aiming at the common use of materials, positive application of rolled shape-steel and molded or pressed member and standardization of members and details of structure. As the main girder, rolled H-beam, welded I beam and pressed C-shape beam are used. C-shape steel is made

from steel plate by press processing, and since it has good appearance, it is preferred in the case of bigger span. Main girder consists of 3 blocks, and the camber is attached as shown in Fig. 4. This method enables to reduce the cost of fabrication than by processing camber in parabolic shape.

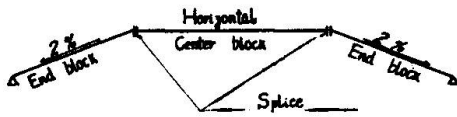


Fig. 4 Camber of main girders.

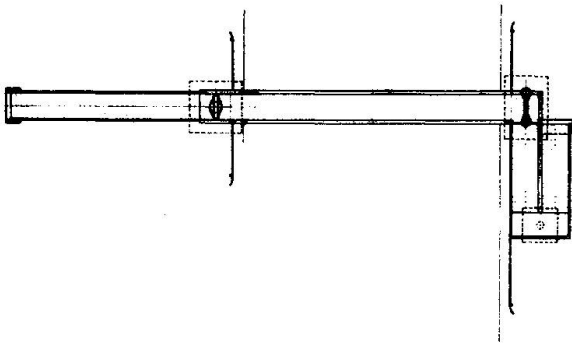


Fig. 5 Forms of steps.

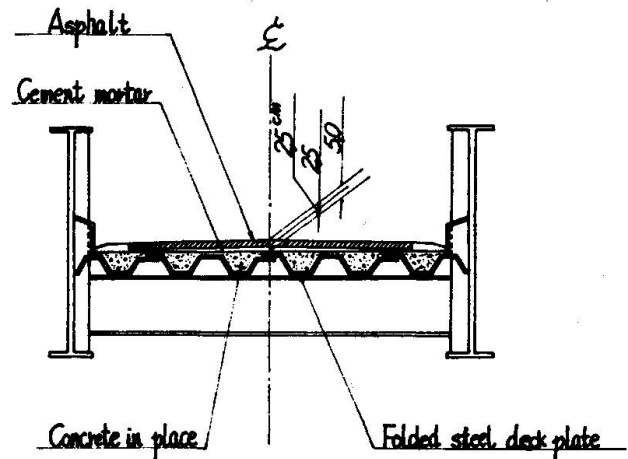


Fig. 6 Concrete slab placed on the folded steel deck plate.

In order to secure the rigidity of the entire bridge, cross-beam is additionally arranged at the interval of 6 m or less between the two main girders. This cross-beam is shop-welded to vertical stiffener of main girder, and the integrated body of main girder and cross-beam is carried to the construction site.

As the pier, the design for two kinds of 1 pier and 2 piers is prepared, and steel pipe with external diameter of 400 ~ 700 mm is used. For the style of step construction, two kinds, one with linear pathway (left in Fig. 5) and one with U-shape (right in Fig. 5) are prepared, and the steps of each these forms may be affixed in either direction parallel to the direction of the bridge (left in Fig. 5) or perpendicular to the direction of the bridge (right in Fig. 5) in conformity with the condition of the bridge location.

As the type of slab, there are 2 kinds, namely, one in which concrete is placed upon undulately folded deck plate, as shown in Fig. 6, and the other, precast reinforced concrete slab. This undulately folded deck plate is made from steel plate with thickness of 3.2 mm by press processing, and is considerably less expensive than the steel plate deck to which longitudinal ribs and transverse ribs are welded. As precast reinforced concrete slab, those with size of 168 x 50 x 8 cm are used, which are fixed with upper flange of main girder by means of high-strength bolts with 12 mm diameter.

4. Prefabricated deck of highway bridges.

4.1 The necessity of prefabrication.

Recently in Japan, the method to construct speedily, safely and with less expense has been a big problem especially in the viaduct construction in urban area. At present, almost all of the slabs for viaduct is made of reinforced concrete by cast-in place. In the case of cast-in place concrete slab, the majority of bridge construction period in the field is occupied by slab construction work, which involves assembling and disassembling of scaffolding and concreting work at elevated position and brings about excessive danger to workmen, passers-by and vehicles. As a means of solving such a problem, there is the prefabrication of slabs. At present, prefabricated slab is used only as experimentally on some bridges, but the purposes of reduction of work period, safety of construction and elevation of quality control are sufficiently attained. However, in the cost point, being not on line of mass-production, there still leaves much to be desired.

There are many kinds of prefabricated slabs, but in the following will be introduced the instances of uses in Japan of precast reinforced concrete slab and floor slabs made of ductile cast iron.

4.2 Precast reinforced concrete slab.

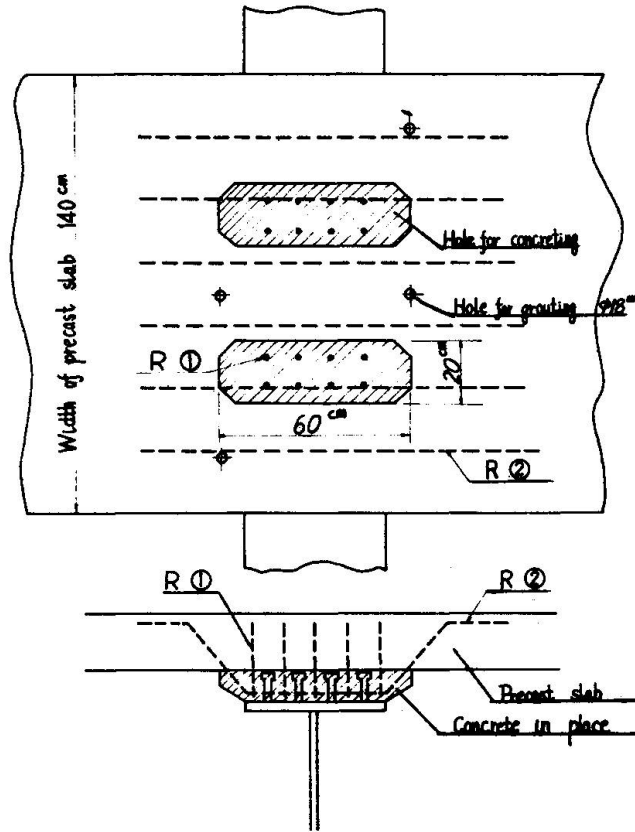
As the points of issue when using precast reinforced concrete slab, the connection of prefabricated slab and main girder, and the joint of precast slabs each other may be mentioned. The method of clamping precast slab and main girder with high-strength bolts has been adopted in several bridges, but by this method, the execution thereof is considerably difficult due to fabrication error in both slab and main girder and error in erection, etc., and actually there were cases in which the loosening of tension of the bolt was caused after the completion of bridge.

Recently there is an instance of execution which is shown in Fig. 7. Namely, by adopting the connection method between precast slab and steel girder as shown in Fig. 7 (a) and changing the haunch level, the problems, caused when there are the change in upper flange thickness due to presence of splice plate, error in fabrication of girder and slab, or cross-grade and longitudinal slope of road surface, may be solved with facility. The concrete in haunch portion will be placed through the hole bored in the precast slab, and where concrete failed to be filled and void was left, grouting with mortar will be applied.

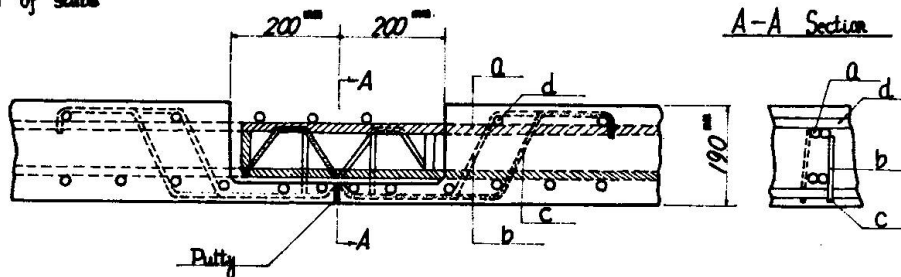
When the joint between slabs each other is structurally disconnected, big crack may be caused in the pavement due to difference of the two in deflection or deflection angle. In the instance shown in Fig. 7 (b), the reinforcements protruding from precast slab on both sides are connected by lapping, and the slabs are in one body by placing the concrete on the joint portion. The joint of precast slab is of form shown in Fig. 7 (b), and no additional mold is required for concrete cast in place. When reinforcement is connected by welding on the joint portion, the joint width may be made lesser, but lap joint has been decided as preferable in view of the fact that the welding places considerably increase, the reliability on strength will be lacking

Fig. 7 Connection of precast slabs.

(a) Connection of slab and main girder



(b) Connection of slabs



due to the field welding and besides the problem of fatigue by repeated loading of truck wheel will be caused.

Since the errors in fabrication and erection of girders and precast slabs have to be absorbed somewhere, in the present stage, the precasting of slab in which the concreting in place is partially left, as shown in Fig. 7, is considered to be the most desirable. Further, in the case of Fig. 7, the noise by passing vehicles is, needless to say, the same as in the case of cast-in place reinforced concrete slab.

4.3 Slab made of ductile cast iron.

Steel plate deck has the characteristic of being light in weight as compared with precast reinforced concrete slab, being about one third of that of the latter. This makes the construction work at the site exceedingly easy, and reduces the work period a great deal. Besides, although the cost of fabrication of steel plate deck itself is somewhat expensive, the main girder supporting the slab as well as the substructure may be small, and especially in a country like Japan where earthquake is frequent,

according to the conditions of construction site, bridge with steel plate deck is sometimes more economical than the bridge with reinforced concrete slab. But, at present, it is usual that the former is more expensive than the latter and is only used under special condition where lightness in weight is strongly demanded.

The reason of high cost in fabrication of steel plate deck is that, generally, in steel plate deck, longitudinal rib and transverse rib are welded to deck plate, and this labour cost for processing is exceedingly high. For welded steel plate deck, even when they are mass-produced, no sizable reduction of cost will be expected.

As the one which has the possibility of lowering the fabrication cost of steel plate deck, may be considered the ductile cast iron slab. Being able to produce steel slab of complex form in one body by casting, welding which occupied majority of processing as in the existing welded steel plate deck is dispensed with, and the way for lowering of cost through the medium of mass production is opened. Several bridges, in which ductile cast iron slab is used, have been already constructed in our country.

The mechanical properties of ductile cast iron used as the slab had tensile strength of 46 Kg/mm^2 , yielding strength of 34 Kg/mm^2 , fatigue strength at 2,000,000 cycles of 23.8 Kg/mm^2 , elongation of 24.7% and elastic modulus of $1.65 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$. The corrosion resistance thereof is superior to general structural steel.

The example of ductile cast iron slab which is actually used is shown in Fig. 8. The slab of the size of 200 cm (length) x 75 cm (breadth) is, as explained in Fig. 8 (a), attached to main girder with high-strength bolts. Because there exist no many examples in which slab of this kind is used, so far no design has been made as the composite girder so as to be in safety side, but, according to the test results in which full size slabs were used, perfect composite effect still exists under the condition in which about twice the design load is loaded, and it is known that even when design load repeatedly loaded for about 2,000,000 cycles, the composite effect thereof is not lost.

The ductile cast iron slabs are each other connected by means of high-strength bolts as is shown in Fig. 8 (a). Even in the case of joint such as these, shearing force and bending moment may be fully transmitted, and it is experimentally confirmed that it is safe for fatigue at about 2,000,000 cycles of design wheel load.

In the example of Fig. 8 (b), the weight of one sheet of slab was about 300 Kg (200 Kg/m^2). Since these light slabs are fixed with high-strength bolts, the erection work in the field is exceedingly facile and also the erection period is reduced. The difference in the positions of bolt holes between girder and slab is much less than in the case of precast reinforced concrete slab, and may be inspected previously by carrying out shop assembling before being carried to the field.

On the surface of ductile cast iron slab, first coating is applied in the shop, and in the field, pavement is directly made thereupon. On the bridge shown in Fig. 8, asphalt concrete

pavement with thickness of 13 cm was applied, but no trouble has so far been caused though 3 years have passed already, with traffic quantity of about 20,000 vehicles/day per one lane. On the upper surface of ductile cast iron slab such as these, since it has superior evenness, thin pavement may be adopted. On the basis of the result of repeated bending as to the specimen consisting of slab on the surface of which tack-coat is applied, and further, goose asphalt of 3.5 cm is applied thereover, it has been made clear that the adhesion between slab surface and pavement is excellent.

Further, the noise by passing vehicles upon bridges where ductile cast iron slab is used is approximately the same as that on existing bridges in which welded steel plate deck is used.

5. Acknowledgement.

The author wishes to add here that, in the preparation of the present paper, permission has been given to avail of the data by the Japan Road Association, Nippon Steel Corporation, Kawasaki Steel Corporation and Kubota Iron and Machinery Works, Ltd., for whom the author wishes to express deep sense of gratitude.

SUMMARY

Rolled H-beam bridge are extremely advantageous as massproduced bridge, but in this case, such problems as residual stress and unequal deflection between main girders, are posed. In Japan, through the use of standard design, considering the members available for mass production, a great number of footway bridges are economically constructed within a short period. The use of precast reinforced concrete slab as well as ductile cast iron slab is quite promising.

RESUME

Les ponts composés de profilés laminés en I se prêtent bien à la fabrication en grande série. On soulève le problème des tensions résiduelles et des flèches inégales des poutres maîtresses.

Au Japon on construit rapidement et bon marché de nombreuses passerelles pour piétons, à l'aide de plans normalisés destinés à la fabrication en série. L'utilisation de dalles préfabriquées en béton armé ou en fonte sphérolithique paraît promise à un bel avenir.

ZUSAMMENFASSUNG

Die aus Doppel-T-Walzträgern gefertigten Brücken sind für seriefabrizierte Brücken sehr vorteilhaft; allerdings treten dabei Probleme der Restspannungen und ungleichen Durchbiegungen in den Hauptträgern usw. auf. In Japan werden zahlreiche Fussgängerbrücken wirtschaftlich und in kurzer Zeit gebaut, indem man normalisierte Zeichnungen verwendet, die auf Seriefertigung zugeschnitten sind. Die Verwendung vorfabrizierter Eisenbetondecken und von Decken aus sphärolithischem Gusseisen ist sehr versprechend.

IV

Some Problems of Mass Production of Steel Bridges in Japan

Quelques problèmes de la production en série de ponts d'acier au Japon

Einige Probleme bei der Massenfertigung von Stahlbrücken in Japan

TOSHIE OKUMURA

Dr. of Engineering
Professor of University of Tokyo

YASUSHI YONENAGA

Dr. of Engineering
Mitsubishi Heavy Industries Ltd.
Japan

1. Foreword

Recently the national economy of Japan has shown remarkable growth, which has affected also civil engineering, and as a result a number of epochmaking projects have been put into practice.

In urban district, tall buildings went up and 2- or 3-storied expressways were built. Also networks of expressways connecting major cities were coordinated, and consequently numerous bridges, small and large alike, are constructed at each key points.

The representative expressway networks operating today in Japan are Tokyo Metropolitan Expressway, Tomei (Tokyo-Nagoya) Expressway, and Meishin (Nagoya-Kobe) Expressway. Japan World Exposition Expressway is added as a new comer.

With construction of expressways as well as numerous plans to build long-span suspension bridges across Setonaikai (Seto Inland Sea) and major city ports, domestic demand for bridges is ever increasing in last ten years.

On the other hand, this fast-pacing economical growth gives a rise to

concentration of population to cities, shortage of young men's labor power, and inflow of population to the third industry, inviting a serious labor power shortage in heavy industry such as shipbuilding and bridge construction.

Under these social environments, in making of steel bridges, rationalization of production continues. And as a way of cost-down, labor saving and standardization of works are promoted. Furthermore, as a final image, prefabrication and mass production of structures should be developed. However, at the present, bridge production in Japan has not reached this stage generally.

2. Problems Arise from Mass Production of Steel Structures in Japan

Products precessed from the plank roll materials are steel structure products _____ such as bridge, steel frame, steel tower, underground tunnel, steel pipe, etc. and ships _____ tanker and container ship. A characteristic of any one of these products is up-to-now small-scale production of various items. That is, it is always a dishes a la carte. Now let us take a look to see how the makers of these products think about the problems of labor saving, standardization, and mass production as means for final solution to production rationalization of each product.

- (1) Bridge: Centered around urban area, elevated bridges for expressways are built, and bridges of same dimensions or similar structure are existing. However, because topography of Japan is complex, there are extremely little cases of actual examples of same dimensional bridges built over long lengths.

- The shape is overwhelmingly the simple supported composite girder. Although recently in Japan, long-span suspension bridges are planned, problems of mass production can be spotted in component members for such super-structure, such as suspension bridge's stiffening truss, floor beam and prefabricated slab.
- (2) Steel Tower : Due to the complex topography in Japan there are only a few cases that the same steel towers are constructed in large quantities. However, the upper structures of steel towers are often similar in design. In comparison, for the works ordered from foreign countries, there are numerous cases of planning that the steel towers having the same dimensions are planned in quantity, to be built on the vast wildernesses.
- (3) Steel Frame : Individual building iron frames are similar; but there is a remarkable tendency for dishes a la carte. On the other hand, as for a large-scale structure as a super-multistoried building, the component members such as column and beam are often same dimensional : thus they may be considered to be subject to mass production.
- (4) Steel Pipe : For penstocks installed in mountainous region, there are fairly variations in material quality, plate thickness and shape. However in case of water service steel pipes used in leveled city area, products of same form are numerous, and thus, they are subject to mass production in many cases.
- (5) Underground Tunnel : For use in a relatively flat sea bottom, there is a possibility of mass production of same dimensional products.

- (6) Ship : Although ordered production is dominating, in recent years there appeared some projects of producing several ships of same dimensions and structure prior to receiving of an order and selling them as the ready-made product. This is a new attempt.
- (7) In General : Although mass production of steel constructions is possible partially, only for the members having the same dimensions and design, when viewed for entire Japan, there are many problems to be solved before stepping into the ready-made product production such as the automobile industry.

3. Merits from Mass Production of Steel Bridges

For Japan's bridge construction, many difficulties lie in way in applying the mass production method to same dimensional products. Below is shown the degree of cost down to be attained by producing several units of same size bridges at one time (Figure 1).

Figure 1. Cost Down Attainable by Mass Production of Steel Bridges

Item		Cost Down
Cost of material		Not expected
Designing cost		Drastic
Erection cost		Some
Production cost	Full size marking	Drastic
	Gas cutting	Not expected
	Plate butt welding	"
	Assembling	Some
	Welding	Not expected
	Test erection	Some
	Painting	Not expected
	Material handling	Some
	Transportation	Not expected
	Inspection	"
General administrative cost		Some
Total		Approx. 20%

4. Problems Related to Standardization of Steel Bridge, Simple Composite Girder, in Particular

For Steel bridges, the simple composite girders are most frequently designed and produced. And this type occupies a remarkable share in Japanese high way bridges. Therefore, let us consider the standardization of simple composite girder in particular.

It is regarded that in Japan the problems related to standardization of design and production of similar products are centers of consideration rather than the problems related to mass production of same dimensional bridges. The problems concerning the standardization of composite girder members are enumerated in Figure 2.

Figure 2. Problems Related to Standardization of Composite Girder

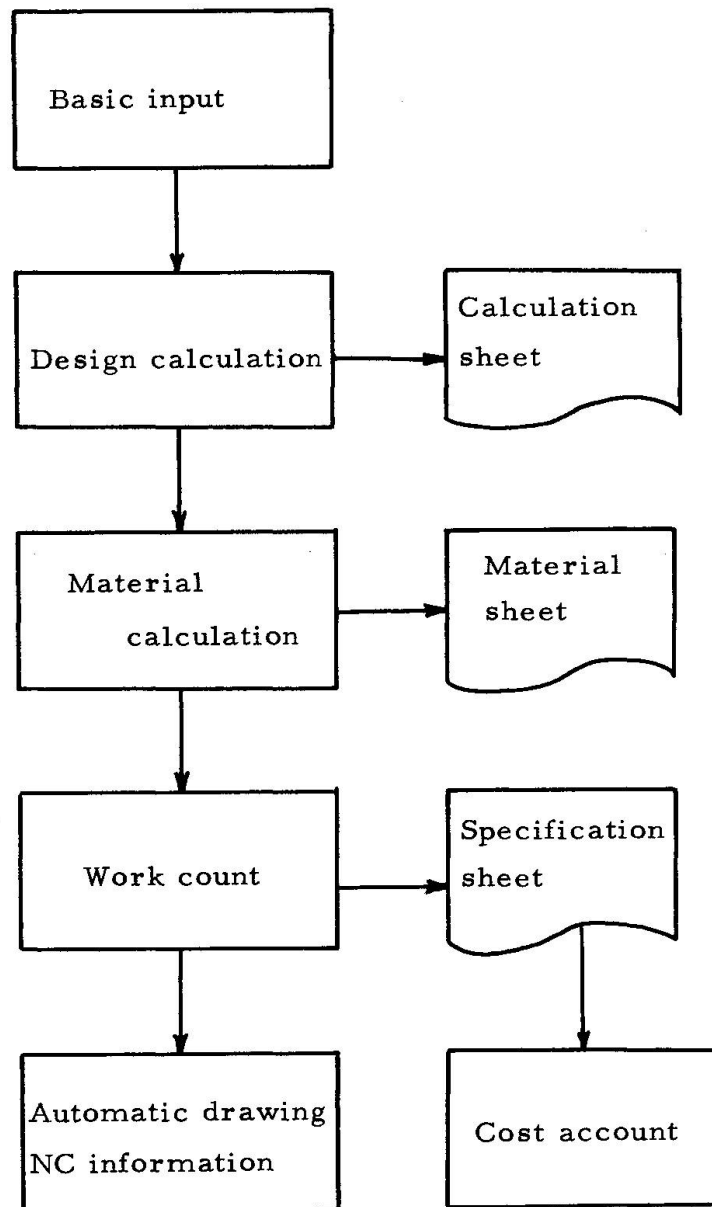
Structure	Problems for Standardization
Flange	Establishment of rule for cross section change
	Clear indication of material quality, plate thickness and plate width according to application
	Establishment of minimum and maximum sizes
Web	Standardization of material quality and plate thickness
	Establishment of rule for most suitable height of web
	Standardization of cambers
Cross beam	Standardization of coupled structure with main girder
	Standardization of cross beam material
Lateral truss	Standardization of major material used
	Standardization of gusset plate fitting condition
Splice	Standardization of arrangement for rivet and HT bolt holes
	Standardization of splice material size

If standardization of the composite girder is executed, automatic designing and automatic drawing can be done on basis of a relatively simple input data.

The automatic designing program "SLAM" developed by the authors carries out the design calculation, material calculation and cost calculation. Figure 3 shows the outline of the flow chart.

Automatic drawing is an important technique having a relation to NC technique of manufacture at plant besides labor saving in drawing work. Figure 4 is a sample of automatic drawing developed by us.

Figure 3. Flow Chart of "SLAM"



5. Similarity of Steel Bridge Members & NC Technique

If component members of steel bridge are classified according to their processings, thus being divided into the following four groups.

- (1) Relatively large items with numerous markings
- (2) Slender rectangular items with few markings
- (3) Small parts of irregular shape
- (4) Shaped steel, etc.

The relations between the features of each group with NC technique are as shown in Figure 5.

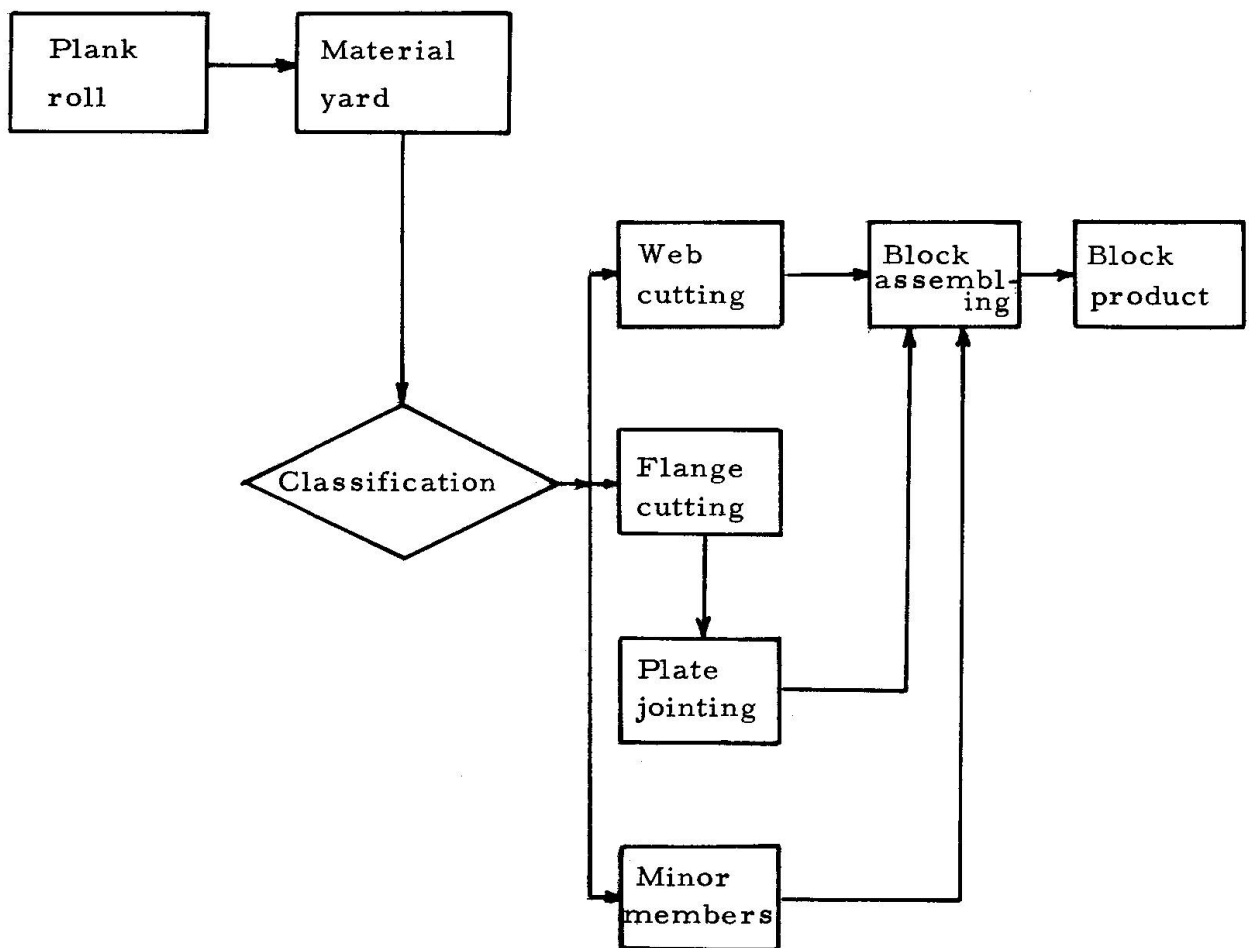
Figure 5. Bridgemembers and N/C technique

Members	Characteristics of members	N/C technique
I girder Web Box flange	One member is taken from one material. Volume of marking is much.	Suitable for automatic marking and automatic gas cutting by means of N/C.
I girder flange, small section box main member	Member is of long and slender rectangular shape and thickness is large. Volum of marking is less.	Cutting plan and groove detail for welding by automatic drawing.
Stiffener gusset Splice	There are many small members of irregular shapes.	Full size model is made out by automatic drawing.
Shaped Steel	No welding work linear nesting.	Working sketch

6. Production Line of Steel Bridge

When steel bridges are produced, it is necessary to grasp the features of component members and to regulate the traffic inside the factory for smooth flow of bridge members. Because there is a limit to mass production of steel bridges, it is necessary to give flexibility to the factory layout. . An example the layout is shown by Figure 6.

Figure 6. An Example of Production Line for Steel Bridge



7. Conclusion

When considered from a point of view of actual circumstance in Japan, time is not ripe for steel bridge and other steel structure products to enter a stage of mass production. However, each product has similar members, it is necessary to grasp their features and to promote labor saving and standardization of designing and manufacturing in order to secure a cost down.

In labor saving of works, application of a digital computer becomes a focal point.

It is important to seek a better layout of works according to the items to be produced.

SUMMARY

Due to the topographical conditions in Japan it is impossible to introduce a large-scale mass production of steel bridges, but it is practicable to standardize designing and each engineering process as well as to rationalize processes by introducing, for example, NC process, since each component member composing the steel bridge has a similarity on basis of which the standardization can be realized. However, the production line requires flexible layout.

RESUME

En raison des conditions topographiques du Japon, il est impossible d'introduire la production en grande série des ponts en acier. On peut, par contre, en unifier la conception et les calculs et en rationaliser tous les procédés, en utilisant par exemple le procédé NC, où tous les éléments du pont ont une similitude sur la base de laquelle on peut réaliser la standardisation. La ligne de production exigera pourtant une disposition flexible.

ZUSAMMENFASSUNG

Aufgrund der topographischen Bedingungen in Japan ist es unmöglich, Stahlbrücken in grossen Mengen herzustellen; es ist jedoch durchführbar, die Durchbildung sowie die technischen Prozesse zu normieren und gleichzeitig zu rationalisieren, zum Beispiel durch Einführung des NC-Verfahrens, indem alle Einzelteile, welche die Stahlbrücke zusammensetzen, eine Grundähnlichkeit aufweisen, gestützt auf welche eine Normierung möglich ist. Die Fertigungsstrasse erfordert indes eine flexible Auslegung.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IV

Versteifungskonstruktion für die Hängebrücke über den Lillebaelt, Dänemark

Stiffening Girder Construction Across Lillebaelt, Denmark

Construction de rigidité du pont sur le Lillebaelt, Danemark

CHR. OSTENFELD

Dr. techn.

Consulting Engineers
Copenhagen, Dänemark

G. HAAS

Dipl. Ing.

Die Hängebrücke über den Lillebælt [1] hat eine Hauptspannweite von 600 m und Seitenfächer von je 240 m; die Gesamtlänge der Brücke einschliesslich der Viaduktbauwerke über Land ist 1700 m. Das Bauwerk wurde im Herbst 1970 fertiggestellt.

Der Versteifungsbalken der Hängebrücke ist ein Stahlkasten von 3,0 m Bauhöhe und ca. 33 mm Gesamtbreite, dessen oberes Deckblech die Brückenfahrbahn bildet. Die Brücke überführt 6 Fahrspuren sowie je eine Standspur an den Fahrbahnseiten. Fig. 1 zeigt ein Bild des fertigen Bauwerks.

1. Konstruktiver Aufbau:

Die knapp 1700 m lange vollgeschweisste Konstruktion ist durchweg gleichartig aufgebaut, nur an den Fachenden ist der Kasten zur Überführung der Schnittkräfte in die Lager lokal verstärkt.



Fig. 1. Ansicht der fertigen Brücke.

Der laufende Hohlkasten, dessen Konstruktion aus Fig. 2 ersichtlich ist, besteht aus folgenden zusammenwirkenden Haupttrag-elementen:

- Die Kastenaussenbleche, im Fahrbahnbereich 12 mm stark und durch Trapezhohlprofile versteift, im übrigen Bereich durch Bulbribben versteifte Bleche von 9 mm Dicke.
- Ein weitmaschiges inneres Versteifungssystem in voller Trägerhöhe (dessen Flange die Deck- und Bodenbleche des Kastens sind), bestehend aus zwei Längsstegen (12 mm Blechdicke) nahe den Hängerlinien, zwei Längsfachwerken in den Drittelpunkten des Kastens, sowie Querschotte (8 mm Blechdicke) in Abständen von je 3,0 m.

Die Aufhängung des Versteifungsbalkens an die Hauptkabel erfolgt in Abständen von 12 m durch je 2 Hängerkabel, die in den Kasten hineingeführt und an den ribbenverstärkten Querstegen verankert sind. Wie aus dem Querschnitte hervorgeht, sind die Kasten-seiten mit schrägliegenden Blechen und gekrümmten Übergängen zu den Deck- und Bodenblechen nach aerodynamischen Prinzipien geformt.

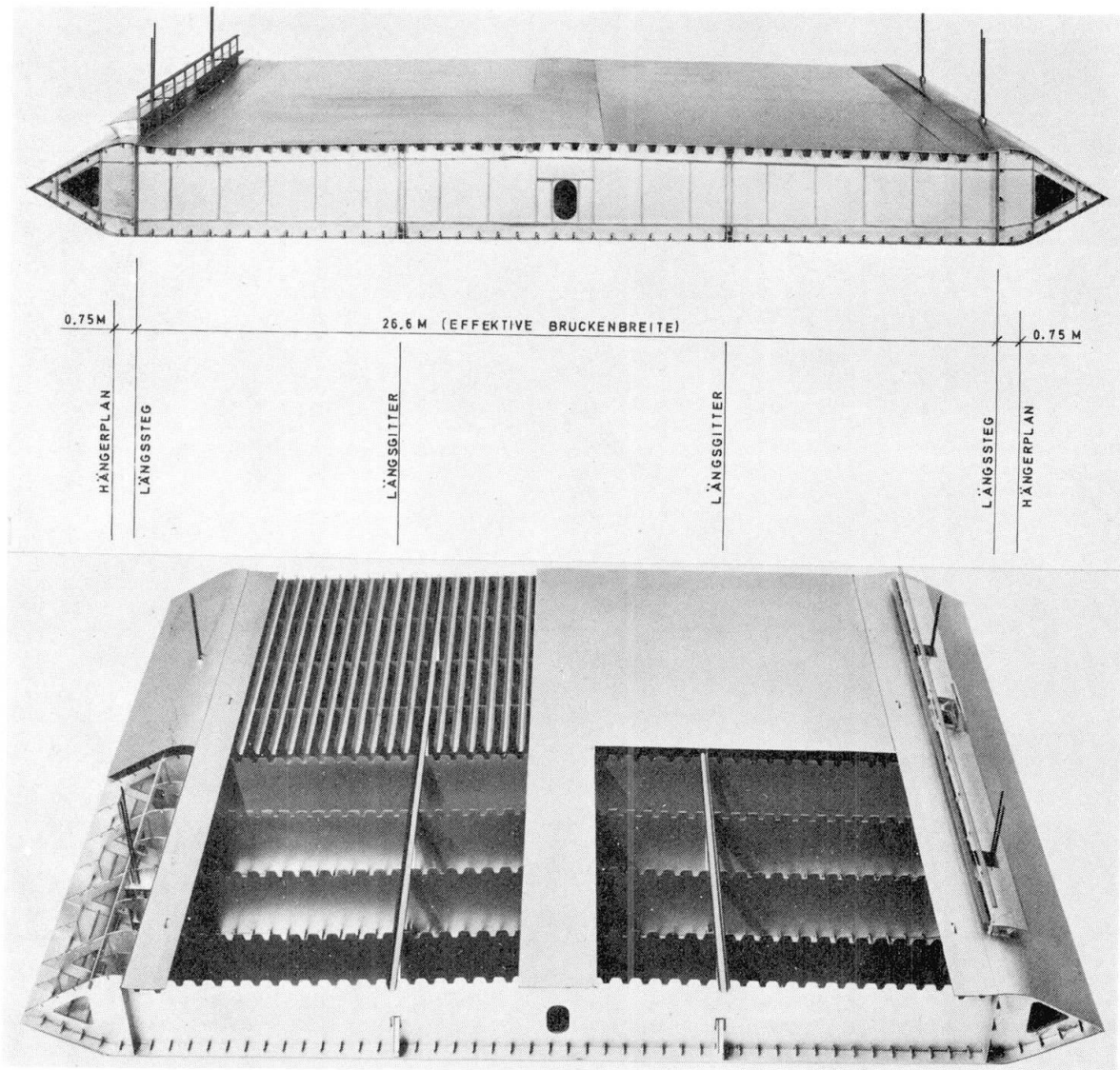


Fig. 2. Querschnitt und Aufbau des Stahlhohlkastens, Modell.

Die Projektausarbeitung erfolgte mit besonderem Hinblick auf eine rationelle Herstellung in werkstattgerechter Arbeitsfolge, u.a. war es wichtig die Möglichkeit einer weitgehenden Anwendung automatischer Schweissprozesse für die grosse Anzahl der längsorientierten Schweissnähte zu sichern. Alle Versteifungsribben der Aussenbleche und Längsstege sind kontinuierlich über die volle Kastenlänge geführt, wobei die Bleche der Querstege entsprechend ausgeschnitten wurden. Die mässig beanspruchten Querstege erhielten eine einseitige Aussteifung durch Flachstähle, die mit Rücksicht auf eine Minderung des Deformationszwanges in der fertigen Konstruktion sowie zur Vereinfachung von Herstellung und Zusammenbau nicht in die Deck- und Bodenelemente eingebunden sind (siehe Fig. 2).

Die Längsgitter, deren Diagonalen in Hohlribben an den Deck- und Bodenblechen eingebunden sind, wurden vollwandigen Stegblechen vorgezogen, um eine gleichmässige Steifigkeit über die gesamte Fahrbahntafel mit Rücksicht auf den Belag zu erhalten.

Das Gewicht der gesamten Versteifungskonstruktion beträgt ca. 12.200 t, davon liegen 4.200 t in der Stahlfahrbahn, bestehend aus Deckblech und Hohlribben, in der mit Rücksicht auf die lokale Beanspruchung durch Verkehr der Stahl St 52-3 zur Verwendung kam. Für alle übrigen Teile des Kastens wurde ausschliesslich Stahl St 37-2 benützt.

2. Werkstattfertigung.

Für Fertigung und den Transport wurde die Konstruktion in Sektionen von 12 m Länge und voller Brückenbreite aufgeteilt. Die Herstellung der 93 Kastensektionen von je ca. 135 t Gewicht erfolgte auf einer Schiffswerft und umfasste alle Arbeiten bis zur schweissfertigen Ausführung, sowie die notwendige Nahtvorbereitung für die Sektionssamlungen (Querstösse) und den grössten Teil der Oberflächenbehandlung der Konstruktion. Zur Sicherstellung der

Passform der Sektionen an den Querstössen war eine successive Zusammenstellung der Kasteinheiten im Fertigungs-gang unerlässlich.

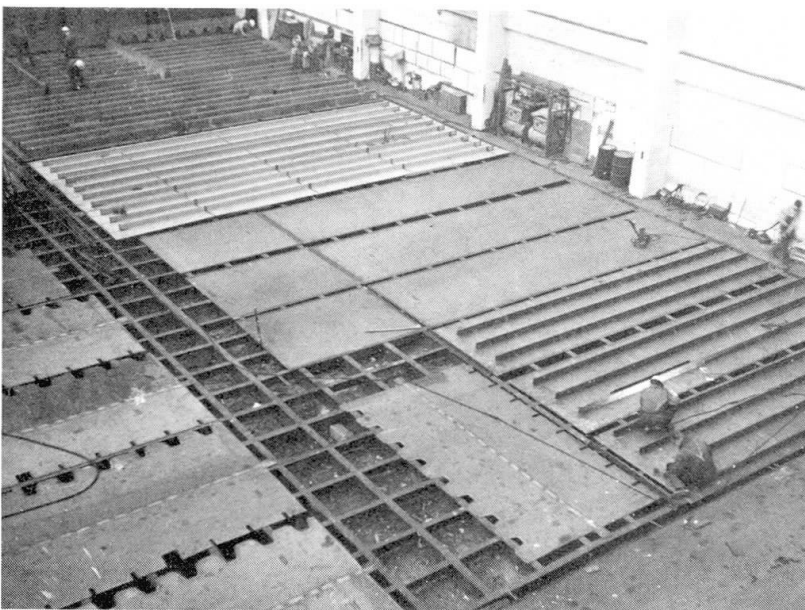


Fig. 3. Panelfertigung. Im Hintergrund Deck- und Bodenpaneele, im Bild vorne Längs- und Querstege ausgelegt.

Zur Vereinfachung der Anarbeitung und Stosspassung war schon im Projekt eine vollständig geradlinige Auslegung der Kastenkonstruktion vorgegeben. Die Einleitung der notwendigen Momente zur Erreichung der vorgesehenen Vertikalkrümmung des Versteifungsbalkens im Hauptfach der fertigen Brücke konnte bei dem schlanken Balken sehr einfach durch entsprechende Abstimmung der Hängerlängen an den Fachenden erreicht werden.



Fig. 4. Sektionsfertigung. Im Hintergrund: Zusammenbau und Kontrolle; Mitte: Malerstation (vor Errichtung der Anstrichhalle); im Vordergrund Verschiffung.

Eingehende Studien zur Festlegung des generellen Produktionsverlaufes, der Teilfertigung und des Zusammenbaues wurden von Werksseite aus durchgeführt.

Der voran beschriebene Aufbau des Kastens führt zu einer natürlichen Teilung der Werkstattarbeiten in Panelherstellung und den folgenden räumlichen Zusammenbau der Panele zur fertigen Konstruktion. Die überwiegende Anzahl dieser Panele hat ausschliesslich längsorientierte Ribben und Schweissnähte, ist also einer Serienfertigung leicht zugänglich.

Die Panelfertigung erfolgte in Schneid- und Schweisshallen (Fig. 3), für den Zusammenbau und die Verschiffung zur Baustelle wurde innerhalb des Werftgeländes eine spezielle Anlage errichtet, die in eine zentrale Fertigungsstrasse auslief, auf der die abschliessende Kontrolle, das Zusammenpassen der Sektionen sowie die Oberflächenbehandlung vorgenommen wurde (Fig. 4).

Fig. 5 gibt eine Übersicht der Anlage und zeigt den Arbeitsablauf beim Zusammenbau. Die Panelelemente, deren Länge einer vollen Sektionslänge entsprach, wurden vorerst zu 7 Teilsektionen gesammelt und in der Folge zur fertigen Einheit verschweisst. Die Sektionen wurden sodann abwechselnd von beiden Seiten in die zentrale Spur eingeschoben, wo die Zusammenpassung von jeweils zwei Sektionen erfolgte.

Hierbei mussten die Bleche an der Stossfuge der Sektionen entlang der ganzen Kastenperipherie innerhalb von 1 mm zum Fluchten gebracht werden. Weiterhin war die Nivellette über beide Sektionen innerhalb von knapp 4 mm Abweichung zu halten, um eine unacceptable Aufsummierung von Verdrehungen des torsionssteifen Querschnittes über die Fachlänge auszuschalten. Die Kontrollmessungen mussten in den Nachtstunden bei Temperaturgleichgewicht in der Konstruktion vorgenommen werden. Die geforderte Genauigkeit konnte dank laufen-

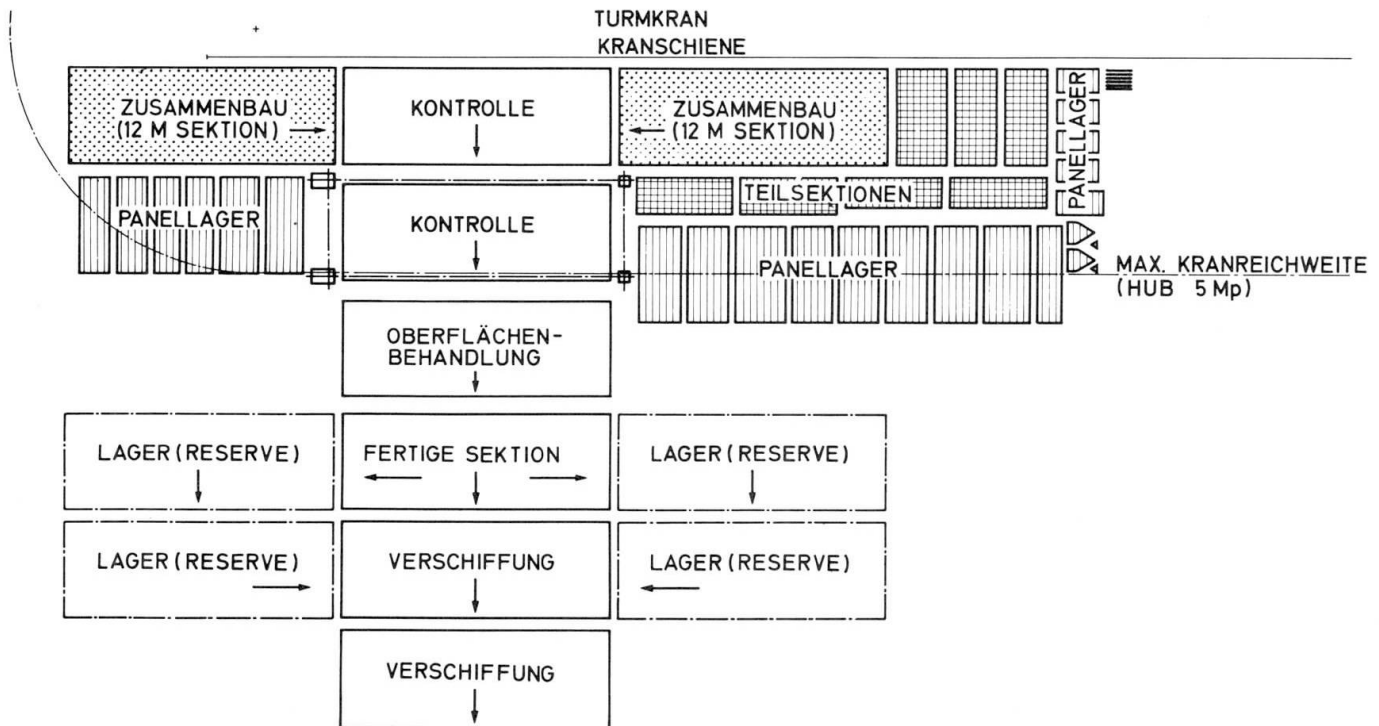


Fig. 5. Sektionszusammenbau, Fertigungslinie.

der Kontrolle im Fertigungsverlauf gut eingehalten werden und erwies sich als notwendig und vorteilhaft bei den Sammlungsarbeiten an der Baustelle.

Im weiteren Arbeitsverlauf rückten die Sektionen in eine Malerhalle, wo die Innenflächen des Kastens fertig behandelt wurden, sowie der Grundanstrich der Aussenseiten supplied und die Fahrbahn-
tafel mit einem vorläufigem Korrosionsschutz versehen wurde.

Damit waren die Sektionen klar zur Verschiffung an die Baustelle. Um eine Produktionsunterbrechung bei eventuellem Stop der Sektionsverschiffung im Winter durch Eis zu vermeiden, war ein Reserve-
lager für zusätzlich 4 Sektionen ausgelegt. Der Transport der Sektionen auf dem Werkgelände erfolgte durch Verschieben auf Gleitplan-
ken mittels hydraulischer Pressen; zur Verschiffung und an der Bau-
stelle wurden die Einheiten auf niederen Specialwagen auf Schienen
verfahren.

Die Fabrikation der Sektionen musste – bedingt durch den ori-
entierten Arbeitsablauf und die begrenzte Lagerkapazität in der
Werft – zeitlich sehr gleichmässig ablaufen. Jede Woche wurde eine
Sektion fertiggestellt, wobei die Verschiffung zur Baustelle von je
zwei Sektionen auf einem Specialfahrzeug jede zweite Woche erfolgte (Fig. 6).

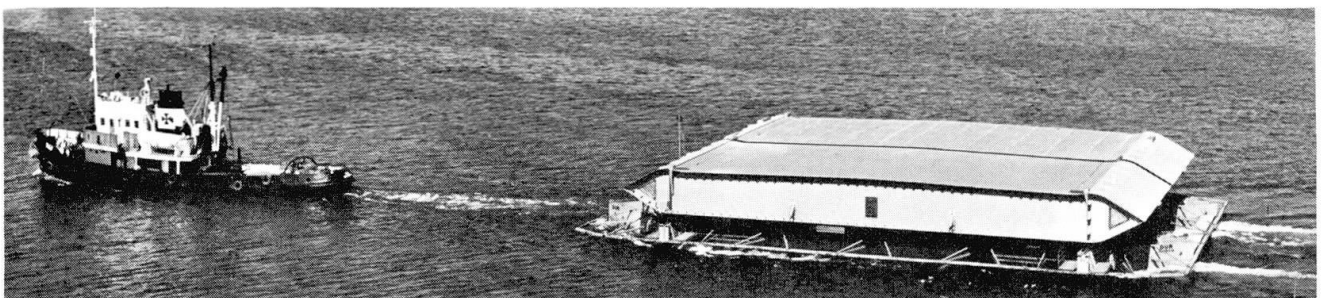


Fig. 6. Schiffstransport zur Baustelle.

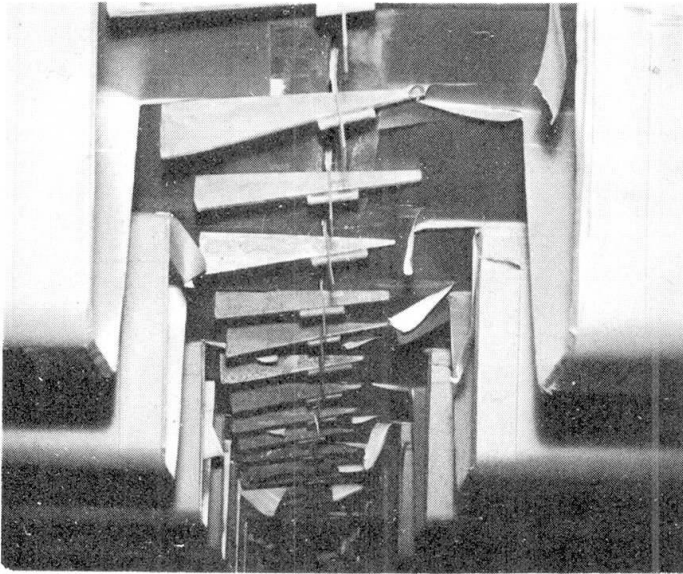


Fig. 8. Fixierung der Deckbleche im Sektionsstoss.

Elektroschlackeschweissung mit seitlich angeordneten Kupferbakken stossverbunden. Die gewählten Methoden hatten sich sowohl in einer Reihe von Vorversuchen als auch in der Ausführung als wirtschaftlich und geeignet erwiesen.

Für alle Schweissungen der Kastenkonstruktion wurden – von wenigen Ausnahmen abgesehen – basische Elektroden benützt. Wegen der beschränkten Blechdicken war ein Vorwärmen beim Schweissen in den Teilen der laufenden Konstruktion nicht erforderlich.

Alle Stumpfschweissungen mussten mindestens dem Charakter 4 nach IIW-Röntgenatlas genügen, doch wurden in gewissen Nähten Porenfehler bis Charakter 3 akzeptiert.

Die Kontrolle der Schweissnähte erfolgte durch Röntgen, Ultraschall und Magnetoflux. Die Blechstumpfnähte wurden mit insgesamt ca. 4000 m Röntgenfilm geprüft, verteilt entsprechend der Beanspruchung der Nähte. Die Röntgenkontrolle wurde durch Ultraschall ergänzt und zudem überlappt, um durch Vergleich mit den Filmen eine entsprechende Qualitätsbeurteilung nach dem Schallbild laufend zu sichern. Die Röntgenkontrolle umfasste ca. 5% die Ultraschallprüfung ca. 25% der Gesamtlänge der Stumpfnähte. Die Prüfung der Kehlnähte erfolgte stichprobenweise mit Magnetoflux.

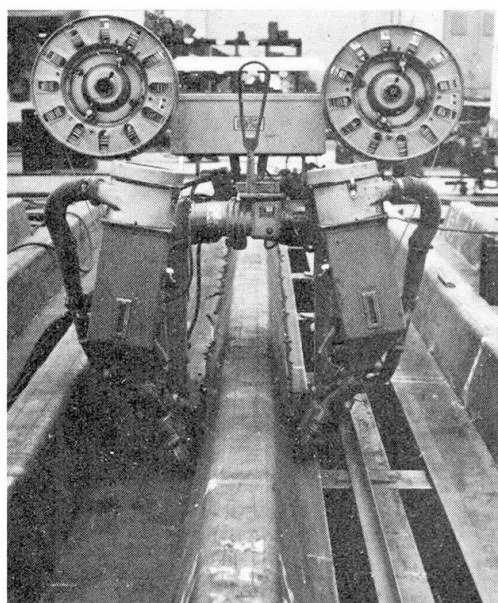
4. Toleranzen.

Neben den bereits genannten Masstoleranzen beim Zusammenstellen der Kastensektionen war für alle Aussenbleche und Längsstege die maximale Abweichung aus der Ebene innerhalb von 4x4 m Feldern in der fertigen Brücke auf 5 mm begrenzt, gemessen als Distanz von einschliessenden parallelen Ebenen. Die erzielte Genauigkeit entsprach – bis auf ganz wenige Ausnahmen – sehr gut den gestellten Forderungen. Bei den Querstegen wurden Abweichungen in den freien Blechfeldern zwischen den Aussteifungen bis 8 mm akzeptiert. Die Tendenz zu grösseren Abweichungen bei Beginn der Produktion konnte durch passende Massnahmen eliminiert werden. Felder mit Ubertoleranzen wurden durch zusätzliche Steifen stabilisiert.

3. Schweissarbeiten und Schweisskontrolle.

Die Bleche wurden mit optisch gesteuerten Schneidbrennern bearbeitet nach massfesten Zeichnungen 1:10 als Grundlage. Alle Längsstumpfnähte in den Panelblechen wurden von beiden Seiten bei Wenden der Tafeln mit UP-Automaten geschweisst. Für die Oberseite der Fahrbahn war mit Rücksicht auf den Asphaltbelag der Nahtüberwulst auf maximal 1,2 mm begrenzt und erforderte somit eine sehr gleichmässige Nahtführung.

Ein besonderes Problem bot die Schweissverbindung der Trugribben mit dem Deckblech. Aus Beanspruchungsgründen war für die torsionssteifen Ribben eine möglichst volle Durchschweissung der Ribbenblechtiefe von 6 mm gefordert, dabei musste jedoch ein Durchlaufen von Schweissgut, das zu Bindungsfehlern führen kann, verhindert werden. Nach einer Reihe von Versuchen



erden. Nach einer Reihe von Versuchen mit Automaten sowie mit Handschweissung und anschliessender Prüfung der Nähte unter statischer und pulsierender Belastung, konnte ein passender Parametersatz für den vorhandenen Doppelkehlnaht-Pulverautomaten erstellt werden, der die gesetzten Bedingungen erfüllte. Alle Nähte dieser Art von insgesamt ca. 85 km Länge wurden unter ständiger Kontrolle und ohne Beanstandung automatgeschweisst (Fig. 7).

Für die Ausführung der Kehl­nähte, u.a. zur Verbindung der Bulbsteifen mit den Aussenblechen, kam die halbautomatische "gravity welding"-Methode zur Verwendung, bei der ein Mann vier der gleitgesteuerten Einrichtungen bediente; insgesamt wurden ca. 125 km Nähte nach diesem Verfahren gefertigt.

Fig. 7. Verschweissen der Hohlrippen mit Deckblech.

Beim Zusammenbau der Panele zu fertigen Sektionen, die viele Stellungsschweissungen (lotrechte und Überkopfnähte) enthielt, wurde vornehmlich von Hand, die Füllnähte im Deckblech jedoch mit Automaten geschweisst.

Spezielle Anforderungen stellten die Schweissammlungen der Sektionen untereinander, die im Zuge der Montage teils am Lagerplatz an der Baustelle teils in der Luft ausgeführt wurden. Diese Querstösse umfassen alle langgehenden Konstruktionselemente und werden im fertigen Bauwerk unter äusserer Belastung hoch beansprucht. Um ein einwandfreies Schweissen der Aussenbleche zu sichern waren alle Trug- und Bulbprofile im Stossbereich ausgespart. Nach Fertigschweissung und Kontrolle sowie eventuellen Reparationen der Blechnähte wurden die fehlenden Ribbenstücke eingeschweisst. Die Fixierung der Blechkanten für die Heftungen erfolgte durch dichtgesetzte Verspannungsanordnungen ("Fliegen" und Springkeile) über die ganze Kastenperipherie ohne temporäre Beschlagschweissungen (Fig. 8).

Nach Ausführung der unteren Schweissstränge von Hand überkopf, erfolgte die Auffüllung der Nähte im Deck- und Bodenblech von Kastenmitte her nach aussen durch Pulverautomaten. Beim abschliessenden Einbau der Ribbenstücke kam an den Hohlribben CO₂-Schweissung mit Drahtelektrode zur Verwendung, die Bulbribben wurden mittels

5. Schluss.

Ein Kostenvergleich zwischen der zur Ausführung gekommenen Kastenkonstruktion und einer traditionellen Gitterkonstruktion war durch die parallele Ausschreibung beider Lösungen möglich. Er zeigte für die Kastenlösung eine Kostenersparnis von über 20%. Von wesentlichem Einfluss auf die Wirtschaftlichkeit der Kastenlösung war die Zugänglichkeit der Konstruktion für rationelle und arbeitssparende Fertigungsmethoden, die vom Hersteller durch intensive Planlegung genutzt wurde.

Bauherr:

Ministerium für öffentliche Arbeiten in Dänemark.

Gesamtprojekt und Bauleitung samt ökonomische Administration:

Chr. Ostenfeld & W. Jønson, beratende Ingenieure, Kopenhagen.

Ausführung des Stahlüberbaues: Monberg & Thorsen A/S, Kopenhagen.

Fertigung der Kastensektionen in Unterentreprise: Nakskov Skibsværft, Nakskov.

Anstricharbeiten in Unterentreprise: Bjerring Andersen & CO.A/S, Kopenhagen.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Versteifungsbalken für die Hängebrücke über den Lillebaelt in Dänemark ist ein vollgeschweisster Hohlkasten von 3 m Höhe und ca. 33 m Breite mit einer Gesamtlänge von knapp 1100 m, der aus 93 gleichartig aufgebauten Sektionen zusammengesetzt wurde. Die grosse Anzahl identischer Sektionen ermöglichte eine Werkstattfertigung nach modernen Methoden in kontinuierlichem Arbeitsprozess. Im Vergleich mit der parallel ausgeschriebenem traditionellen Gitterlösung ergab sich eine Kostenersparnis von über 20%.

SUMMARY

The stiffening girder for the suspension bridge across Lillebaelt in Denmark is an all-welded, hollow box section of 3,0 m height and approx. 33 m width. The total length is near 1100 m, made up by 93 almost identical units. The large amount of similar units allowed fabrication in continuous operation, utilizing modern workshop methods. By this solution a saving of more than 20 per cent was achieved compared with the traditional lattice girder solution, for which alternative tenders were called.

RESUME

La poutre de rigidité du pont suspendu sur le Lillebaelt au Danemark est une poutre en caisson entièrement soudée, de 3,0 m de hauteur et de 33 m de largeur environ, et d'une longueur totale de près de 1100 m constituée par 93 éléments identiques rendit possible le façonnage en atelier selon les méthodes modernes de fabrication continue. Une économie de plus de 20% comparée à la solution traditionnelle en treillis mise parallèlement en adjudication fut ainsi obtenue.

IV

L'Autopont — un viaduc démontable

Der Autopont — ein demontabler Stahlviadukt

L'Autopont — A Dismountable Steel Viaduct

FRANÇOIS CIOLINA

Ingénieur des Ponts et Chaussées
à la Division des Ouvrages d'Art,
Professeur à l'École Nationale
des Ponts et Chaussées
Professeur au Centre des
Hautes Etudes de la Construction
Paris, France

JACQUES COMPAGNION

Ingénieur de l'École
des Hautes Etudes Industrielles
(E.H.E.I.)
Ingénieur à la Compagnie
Française d'Entreprises
Métalliques

Le Ministère Français de l'Équipement avait lancé, en août 1969, un concours pour l'attribution d'un marché portant sur la commande d'au moins 50.000 m² de viaducs métalliques démontables pour passages supérieurs.

Ces viaducs ont pour but principal de supprimer les carrefours à passage difficile et dangereux, par la création de circulation à deux niveaux.

Au mois de mars 1970, sur la recommandation du Jury constitué pour le jugement du concours, le Ministre décidait d'adopter la solution présentée par la Compagnie Française d'Entreprises Métalliques et appelée "Autopont".

Le système standardisé "autopont", mis à l'étude par la C.F.E.M. dès 1964, a profité de l'expérience acquise par notre société dans l'étude et la réalisation des ouvrages de franchissement.

Les données principales du concours étaient les suivantes :

- les travées présentées devaient permettre de couvrir une gamme de portées allant de 9 à 30 m
- les travées présentées devaient permettre la construction d'ouvrages à une ou plusieurs voies
- le montage devait être très rapide pour créer le moins de gêne possible
- les travées devaient recevoir en atelier la totalité du système de protection anti-corrosion
- l'ouvrage, s'il était à dalle orthotrope, devait recevoir, en atelier, son revêtement de chaussée.

Comment l'autopont a-t-il répondu à ces différents critères ?

La gamme présentée comprend des travées de :

9,800 m
12,800 m
18,800 m
24,800 m
30,800 m (voir figure 1)

La hauteur totale du dessus revêtement au dessous semelle est constante au droit des appuis, quelle que soit la portée. Cette hauteur est de 950 mm.

Chaque travée se compose d'une tôle supérieure de platelage de 10 mm d'épaisseur, raidie par des longerons en tôle pliée de 6 mm d'épaisseur, et de forme trapézoïdale. L'ensemble, tôle longerons forme dalle orthotrope (voir figure 2).

La tôle supérieure est bordée, tant longitudinalement que transversalement, par des plats verticaux. Ces plats bandeaux débordent de 12 mm au-dessus du niveau de la tôle supérieure ; ils sont destinés à former arrêt du revêtement de chaussée.

Les longerons de la dalle orthotrope s'appuient sur des pièces de pont écartées de 3 m, quelle que soit la portée. Ces pièces de pont sont formées d'une âme verticale découpée au droit des longerons, et d'une semelle inférieure. La semelle supérieure des pièces de pont est constituée par la tôle de platelage. L'épaisseur de l'âme est de 8 mm ; celle de la semelle inférieure est de 10 mm.

Les pièces de pont sont reprises par deux poutres principales verticales composées d'une âme et d'une semelle assemblées par soudure.

L'épaisseur des âmes est de 10 mm et elle est constante quelle que soit la portée.

Si les semelles inférieures des poutres principales ont une largeur constante de 350 mm, par contre, l'épaisseur est variable suivant les travées. L'épaisseur est de :

12 mm pour les travées de 9,800 m et 12,800 m
16 mm pour les travées de 18,800 m
30 mm pour les travées de 24,800 m
et 30 mm pour les travées de 30,800 m renforcées par une semelle de 220 x 30 sur une certaine longueur.

On remarque dès maintenant que cette conception offre de grandes possibilités :

- de standardisation des approvisionnements
- de préfabrication des éléments communs à toutes les travées ainsi que d'une fabrication en chaîne.

Il sera question plus loin de ces deux possibilités ci-avant.

Nous arrivons maintenant à l'élément qui fait l'originalité de l'autopont.

En bouts des âmes verticales sont fixées des chapes d'assemblage, chape mâle à une extrémité, chape femelle à l'autre extrémité (voir figure 3).

La chape mâle, d'une épaisseur de 40 mm, est soudée sur l'âme des poutres principales ; par contre les chapes femelles, d'une épaisseur de 25 mm, sont boulonnées sur les âmes au moyen de boulons HR 10-9.

La liaison de deux éléments consécutifs est réalisée par un axe de 100 mm de diamètre. Cette liaison par axe donne à l'ensemble une structure cantilever. Cette disposition, tout à fait propre à l'autopont, présente les avantages suivants :

- a - la dilatation entre deux éléments consécutifs est supprimée et toute la dilatation est reportée aux appuis extrêmes. Cela entraîne la suppression de tous les joints transversaux intermédiaires et augmente le confort de la circulation.
- b - la structure cantilever permet de réaliser aisément toutes les ruptures de pente nécessitées par le profil en long de l'ouvrage.
- c - la structure cantilever permet à l'ouvrage d'absorber les déformations pouvant provenir de tassements dans les fondations. Ceci a une grande importance, surtout dans le cas d'ouvrages provisoires.
- d - chaque élément est calculé pour porter, avec un porte-à-faux de 3,400 m maximum, un élément au moins égal à lui-même. Il découle de là une très grande souplesse d'implantation. Pour s'en convaincre, il suffit de savoir que pour un ensemble formé de 4 travées de 30,800 m, il y a 64 implantations possibles, y compris les dispositions symétriques (voir tableau en fin de texte).

Cette grande souplesse d'implantation a une grande importance lors de l'établissement de l'avant-projet d'un ouvrage situé en site urbain car l'implantation des appuis est souvent conditionnée par la présence, dans le sous-sol, de très nombreux obstacles (égouts, réseaux de distribution électrique, de distribution d'eau, de gaz, réseaux téléphoniques).

Cette souplesse d'implantation facilite également la réutilisation dans un autre site d'un ouvrage démonté.

- e - enfin, cette disposition nous a permis d'éviter la fabrication d'éléments de portées intermédiaires, c'est-à-dire 15,80 m - 21,80 m - 27,80 m ; ces portées pouvant être

obtenues en utilisant judicieusement le porte-à-faux de 3,400 m des éléments de 18,80 m - 24,80 m - 30,80 m.

Les travées de base que nous fabriquons livrent passage à une chaussée de 3,50 m de largeur entre nus intérieurs des équipements latéraux.

Les ouvrages à deux ou plusieurs voies sont formés par des travées de base placées côte à côte et liaisonnées entre elles par un boulonnage longitudinal pour éviter des déformations différentielles des éléments, les uns par rapport aux autres.

Dans le cas d'un ouvrage à deux voies, la largeur libre entre nus intérieurs des équipements latéraux est de 7,015 m.

Signalons en passant que les équipements latéraux se composent de montants verticaux écartés à 3 m et recevant :

- une lisse supérieure
- une glissière de sécurité
- une tôle de protection inférieure

l'ensemble étant disposé de façon à former un écran plein depuis le dessus de la lisse jusqu'au niveau supérieur du revêtement de chaussée. Cet écran constitue une protection contre les projections horizontales.

Les différentes travées constituant un ouvrage prennent appui sur des palées métalliques.

Pour les ouvrages à une voie, les palées métalliques d'appui sont en forme de T formé par un fût vertical encastré dans le massif de fondation, et une traverse horizontale portant le dispositif d'appui des travées (voir figure 4).

Dans le cas d'ouvrages à deux voies, les palées sont formées de deux fûts verticaux et d'une traverse horizontale, l'ensemble formant portique articulé aux pieds. Dans le sens longitudinal, ces palées agissent comme des pendules (voir figure 5).

Certaines dispositions longitudinales des éléments peuvent développer sur les appuis des réactions négatives (soulèvement). Il existe un dispositif anti-soulèvement destiné à liaisonner la travée à la palée et la base des fûts verticaux aux massifs de fondation.

Décomposons maintenant une travée courante en ses divers éléments consécutifs. Nous allons trouver :

- des éléments que nous avons appelés "banalisés" parce qu'ils appartiennent à toutes les travées
- des éléments spécifiques à chacune des travées.

Dans les éléments banalisés, nous trouvons :

- la tôle de platelage supérieure qui a une largeur et une épaisseur constantes, quelle que soit la portée. Les tôles entrant dans la constitution de ces platelages nous sont livrées à 3,50 m de largeur et à 12 m et 12,80 m de longueurs.

A partir de ces deux formats de tôle, il est possible de reconstituer le platelage de n'importe quelle travée.

- les longerons en tôle pliée de forme trapézoïdale. Leur forme et leur épaisseur sont identiques pour toutes les travées. Ils sont obtenus à partir de larges-plats de 630 mm de largeur qui nous sont livrés avec une tolérance très réduite sur la rectitude de façon à pouvoir être utilisés tels quels, sans aucune préparation. Ils nous sont livrés en deux longueurs : 6 m et 6,40 m, de sorte qu'à partir de ces deux longueurs, il est possible de reconstituer des longerons correspondant à la longueur des travées.
- il en est de même pour les plats-bordures longitudinaux et transversaux
- les pièces de pont sont identiques pour toutes les travées. Les âmes de ces pièces de pont sont commandées en tôle dont les dimensions sont des multiples de leur longueur et de leur hauteur. Les semelles des pièces de pont sont commandées en plats.
- les chapes mâles et femelles sont également commandées en tôles dont les dimensions sont des multiples de leur longueur et de leur hauteur.

Dans les éléments spécifiques des travées, nous avons classé les poutres principales. Les âmes des poutres principales de toutes les travées ont 900 mm de hauteur et 10 mm d'épaisseur ; elles ne diffèrent que par la contreflèche que nous devons leur donner pour que les travées soient horizontales sous leur poids mort.

Néanmoins, les tôles destinées à leur fabrication sont commandées en dimensions telles qu'il est possible d'y découper des âmes pour les poutres principales des diverses travées.

Les semelles inférieures des poutres principales sont commandées en larges-plats à des longueurs adaptées aux longueurs des travées correspondantes.

On voit donc que, sauf pour les semelles inférieures des poutres principales, il est possible de mettre en stock des aciers permettant la fabrication de la grande majorité des éléments entrant dans la constitution des différentes travées, ce qui est un avantage très important.

Cet avantage va se retrouver au niveau de la fabrication. Celle-ci peut se décomposer en trois phases :

- préfabrication
- assemblage
- soudure

Dans la phase de préfabrication, nous allons trouver la fabrication des éléments banalisés et spécifiques. La fabrication des éléments banalisés commence par le pliage des longerons trapézoïdaux. Ce pliage est effectué en une seule opération, à partir des larges-plats, sur une presse de 450 tonnes munie d'un appareillage spécial (photo n° 1). Ces longerons unitaires sont pliés en longueurs de 6 m et 6,40 m. Ils sont ensuite raboutés sur un gabarit tournant pour former des longerons de la longueur des travées à réaliser. Ainsi, pour une travée de 24,800 m, on rabouterait deux longerons de 6 m et deux longerons de 6,400 m. Parallèlement à cette opération s'effectue le raboutage des tôles de platelage. Pour une travée de 24,800 m, il faut rabouter une tôle de 12 m et une tôle de 12,800 m. Cette opération se fait en une seule passe, par soudure semi-automatique sous flux.

La préparation des bandeaux latéraux est effectuée sur un chantier parallèle. Ces bandeaux comportent de nombreux trous destinés à la fixation des divers équipements. Le perçage se fait sur des gabarits munis de bagues en acier dur.

Les chapes mâles et femelles sont découpées au Mégatom et percées au gabarit. Les trous destinés à recevoir les axes sont alésés.

Pour donner une idée de la précision obtenue par nos méthodes de fabrication, il suffit de dire que, compte-tenu d'un jeu initial de 0,8 mm entre les diamètres de l'axe et des trous des chapes, la tolérance maximum est de 1,0 mm. Cette tolérance se retrouve sur les travées. Cette tolérance, très réduite, était nécessaire car s'il en avait été autrement, la mise en place, au montage, des axes d'articulation, aurait été très difficile sinon impossible.

Les âmes des pièces de pont sont découpées au chalumeau automatique à partir d'un dessin lu par une cellule photo-électrique. L'assemblage des âmes et des semelles des pièces de pont s'effectue sur un outillage particulier.

Quant à la préparation des éléments spécifiques, elle est menée sur un chantier spécial qui a pu être très simplifié étant donné la largeur des semelles qui est constante. L'assemblage est effectué par soudure automatique sous flux.

Nous allons maintenant étudier la seconde phase, c'est-à-dire l'assemblage. Il est important de signaler que pendant toute cette phase, la travée se trouvera à l'envers de la position qu'elle aura en service.

Nous allons voir que cette opération d'assemblage se déroule d'une façon continue, de sorte que nous pouvons valablement parler de fabrication à la chaîne.

Sur la tôle de platelage, on vient positionner les longerons trapézoïdaux et les bandeaux longitudinaux, à l'aide d'un portique roulant muni de vérins, ceux-ci ayant pour but d'assurer par pression un contact correct entre les éléments à assembler. Ces derniers sont alors fixés par des cordons de soudure discontinus effectués manuellement (photo n° 2).

La dalle orthotrope ainsi préassemblée est placée sous un autre portique mobile lui aussi, appelé portique de soudage. Ce portique porte quatre générateurs alimentant quatre machines à souder semi automatiques. En un aller et retour du portique, les 8 cordons de soudure d'assemblage des longerons trapézoïdaux sont réalisés (photo n° 3).

L'opération suivante consiste dans l'assemblage des pièces de pont et des poutres principales.

Une fois positionnées, les pièces de pont sont appliquées sur la tôle de platelage par un portique équipé de vérins. Les assemblages sont réalisés par cordons de soudure discontinus.

Il en est de même pour les poutres principales. Un gabarit se fixant sur les chapes mâles et femelles assure une mise à longueur correcte (photo n° 4).

La travée ainsi assemblée, la phase soudure commence.

La travée, qui est toujours à l'envers, est alors placée sur un chantier qui a été étudié pour qu'elle puisse prendre plusieurs positions en vue de permettre l'exécution des soudures dans la position la plus favorable (photo n° 5).

A la fin de cette troisième phase, la travée a repris sa position normale, qu'elle ne quittera plus, y compris en service.

La fabrication se poursuit par l'application du système de protection anti-corrosion et du revêtement de chaussée.

Le système de protection anti-corrosion est formé par

- deux couches de peinture époxydique à la poudre de zinc
- une couche de peinture glycérophtalique à l'oxyde de fer micacé

Ce système de protection devait être appliqué après décapage au degré SA3 des surfaces à peindre.

Le revêtement de chaussée ne pouvait être appliqué qu'après décapage au degré SA2 de la surface à revêtir.

Ces deux décapages sont réalisés dans une cabine de grenailage que nous avons prévue assez grande pour permettre le traitement en une seule opération d'une travée de 18,80 m de longueur. Le grenailage est effectué manuellement.

L'importance du travail à effectuer nous a obligés à installer une véritable centrale de production d'air comprimé, puisque la consommation en opération est de l'ordre de 45 m³ par minute (photo n° 6).

Une fois décapée, la travée est conduite dans le hall de peinture où la première couche du système anti-corrosion est appliquée. L'hygrométrie et la température de l'atmosphère du hall sont constamment contrôlées.

Pendant la durée du séchage de cette première couche, se place l'application du revêtement de chaussée.

Ce revêtement, à base de brai époxy, est appliqué sur la tôle supérieure de la dalle orthotrope par un portique mobile muni d'une lame vibrante prenant appui sur les bandeaux latéraux (photo n° 7). Le mélange appliqué étant très riche en époxy, il se produit un reflux du liant, tant vers la surface supérieure que vers la surface inférieure.

Le liant refluant sur la tôle forme la couche d'accrochage ; le liant refluant vers la surface supérieure permet l'accrochage des grains d'achromine destinés à donner une surface anti-dérapante.

Pendant la durée de polymérisation du revêtement, les deux autres couches de peinture sont appliquées.

La travée est terminée et prête à être chargée sur la remorque qui l'emportera au chantier de montage.

+

L'importance de la commande (puisqu'elle représente au minimum 15.000 ml d'ouvrages à une voie), la cadence élevée nécessitée par la réalisation du programme (la cadence journalière moyenne étant de deux éléments de 18,80 m complètement terminés), nous ont poussés à mettre au point des travées standardisées de fabrication rapide, faisant appel à une préfabrication poussée.

+

DIFFERENTES POSSIBILITES D'IMPLANTATION AVEC
QUATRE TRAVEES DE 30,800 m (64)

Δ	30	Δ	○	27.8	Δ	○	33.8	Δ	○	30.8	Δ
Δ	30	Δ	○	30.8	Δ	○	30.8	Δ	○	30.8	Δ
Δ	30	Δ	○	30.8	Δ	○	27.8	Δ	○	33.8	Δ
Δ	30	Δ	○	30.8	Δ	○	31.6	Δ	○	30	Δ
Δ	30	Δ	○	30.8	Δ	○	34.6	Δ	○	27	Δ
Δ	30	Δ	○	31.6	Δ	○	30	Δ	○	30.8	Δ
Δ	30	Δ	○	31.6	Δ	○	27	Δ	○	33.8	Δ
Δ	30	Δ	○	31.6	Δ	○	30.8	Δ	○	30	Δ
Δ	30	Δ	○	31.6	Δ	○	33.8	Δ	○	27	Δ
Δ	30	Δ	○	34.6	Δ	○	27	Δ	○	30.8	Δ
Δ	30	Δ	○	34.6	Δ	○	24	Δ	○	33.8	Δ
Δ	30	Δ	○	34.6	Δ	○	27.8	Δ	○	30	Δ
Δ	30	Δ	○	34.6	Δ	○	30.8	Δ	○	27	Δ
Δ	27	Δ	○	33.8	Δ	○	30.8	Δ	○	30.8	Δ
Δ	27	Δ	○	33.8	Δ	○	27.8	Δ	○	33.8	Δ
Δ	27	Δ	○	33.8	Δ	○	31.6	Δ	○	30	Δ
Δ	27	Δ	○	33.8	Δ	○	34.6	Δ	○	27	Δ
Δ	27	Δ	○	30.8	Δ	○	33.8	Δ	○	30.8	Δ
Δ	27	Δ	○	30.8	Δ	○	30.8	Δ	○	33.8	Δ
Δ	27	Δ	○	30.8	Δ	○	34.6	Δ	○	30	Δ
Δ	27	Δ	○	30.8	Δ	○	37.6	Δ	○	27	Δ
Δ	27	Δ	○	34.6	Δ	○	30	Δ	○	30.8	Δ
Δ	27	Δ	○	34.6	Δ	○	27	Δ	○	33.8	Δ
Δ	27	Δ	○	34.6	Δ	○	30.8	Δ	○	30	Δ
Δ	27	Δ	○	34.6	Δ	○	33.8	Δ	○	27	Δ
Δ	27	Δ	○	37.6	Δ	○	27	Δ	○	30.8	Δ
Δ	27	Δ	○	37.6	Δ	○	24	Δ	○	33.8	Δ
Δ	27	Δ	○	37.6	Δ	○	27.8	Δ	○	30	Δ
Δ	27	Δ	○	37.6	Δ	○	30.8	Δ	○	27	Δ
Δ	30.8	Δ	○	30	Δ	○	30.8	Δ	○	30.8	Δ
Δ	30.8	Δ	○	27	Δ	○	33.8	Δ	○	30.8	Δ
Δ	30.8	Δ	○	30.8	Δ	○	30	Δ	○	30.8	Δ
Δ	30.8	Δ	○	33.8	Δ	○	27	Δ	○	30.8	Δ
Δ	30.8	Δ	○	30	Δ	○	30.8	Δ	○	30.8	Δ
Δ	30.8	Δ	○	30	Δ	○	27	Δ	○	33.8	Δ
Δ	30.8	Δ	○	30	Δ	○	31.6	Δ	○	30	Δ
Δ	30.8	Δ	○	30	Δ	○	34.6	Δ	○	27	Δ
Δ	30.8	Δ	○	27	Δ	○	33.8	Δ	○	30.8	Δ
Δ	30.8	Δ	○	27	Δ	○	30.8	Δ	○	33.8	Δ
Δ	30.8	Δ	○	27	Δ	○	34.6	Δ	○	30	Δ
Δ	30.8	Δ	○	27	Δ	○	37.6	Δ	○	27	Δ
Δ	30.8	Δ	○	30.8	Δ	○	30	Δ	○	30.8	Δ
Δ	30.8	Δ	○	30.8	Δ	○	27	Δ	○	33.8	Δ
Δ	30.8	Δ	○	30.8	Δ	○	30.8	Δ	○	30	Δ
Δ	30.8	Δ	○	30.8	Δ	○	33.8	Δ	○	27	Δ
Δ	33.8	Δ	○	27	Δ	○	30.8	Δ	○	30.8	Δ
Δ	33.8	Δ	○	27	Δ	○	27.8	Δ	○	33.8	Δ
Δ	33.8	Δ	○	27	Δ	○	31.6	Δ	○	30	Δ
Δ	33.8	Δ	○	27	Δ	○	34.6	Δ	○	27	Δ
Δ	33.8	Δ	○	24	Δ	○	33.8	Δ	○	30.8	Δ
Δ	33.8	Δ	○	24	Δ	○	30.8	Δ	○	33.8	Δ
Δ	33.8	Δ	○	24	Δ	○	34.6	Δ	○	30	Δ
Δ	33.8	Δ	○	24	Δ	○	37.6	Δ	○	27	Δ
Δ	33.8	Δ	○	27.8	Δ	○	30	Δ	○	30.8	Δ
Δ	33.8	Δ	○	27.8	Δ	○	27	Δ	○	33.8	Δ
Δ	33.8	Δ	○	27.8	Δ	○	30.8	Δ	○	30	Δ
Δ	33.8	Δ	○	27.8	Δ	○	33.8	Δ	○	27	Δ
Δ	33.8	Δ	○	30.8	Δ	○	27	Δ	○	30.8	Δ
Δ	33.8	Δ	○	30.8	Δ	○	24	Δ	○	33.8	Δ
Δ	33.8	Δ	○	30.8	Δ	○	27.8	Δ	○	30	Δ
Δ	33.8	Δ	○	30.8	Δ	○	30.8	Δ	○	27	Δ
Δ	30	Δ	○	27.8	Δ	○	30.8	Δ	○	33.8	Δ
Δ	30	Δ	○	27.8	Δ	○	34.6	Δ	○	30	Δ
Δ	30	Δ	○	27.8	Δ	○	37.6	Δ	○	27	Δ

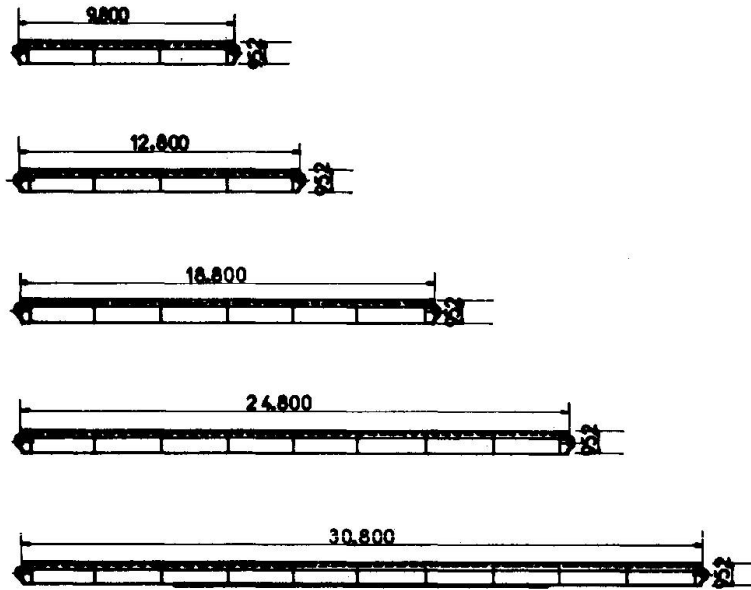


Figure 1. - Gamme des travées réalisées

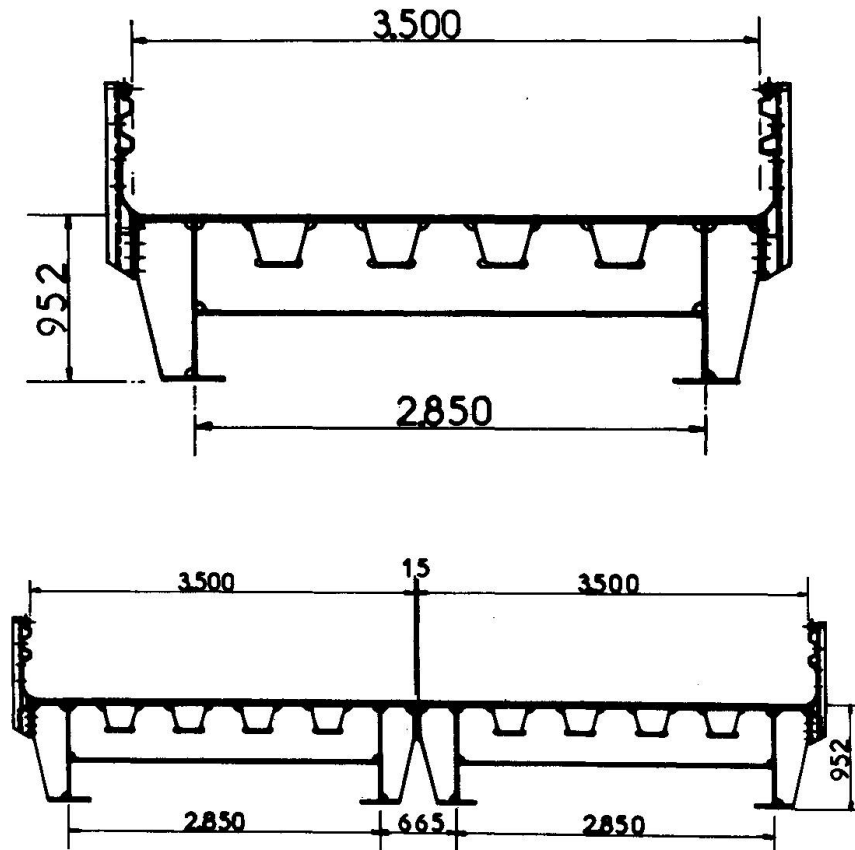


Figure 2 - Coupes transversales

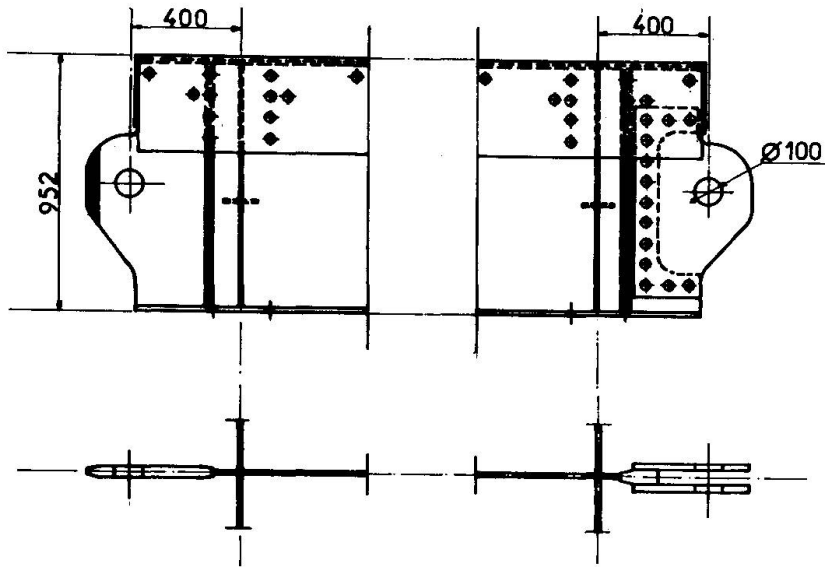


Figure 3. - Dispositif d'articulation

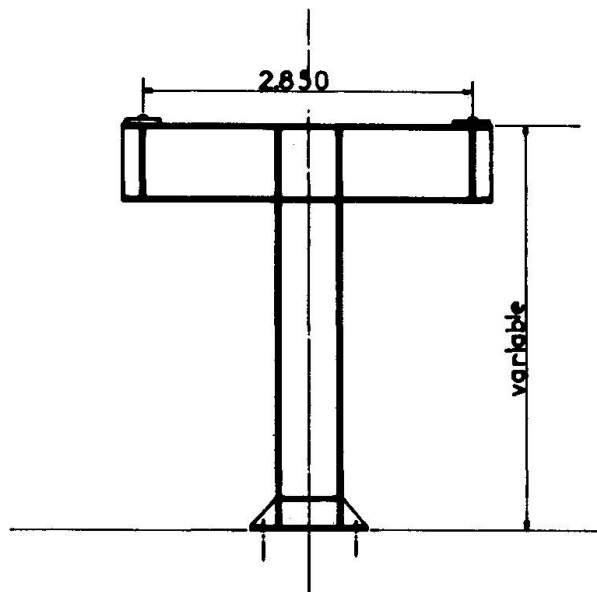


Figure 4. - Palée pour ouvrage à une voie

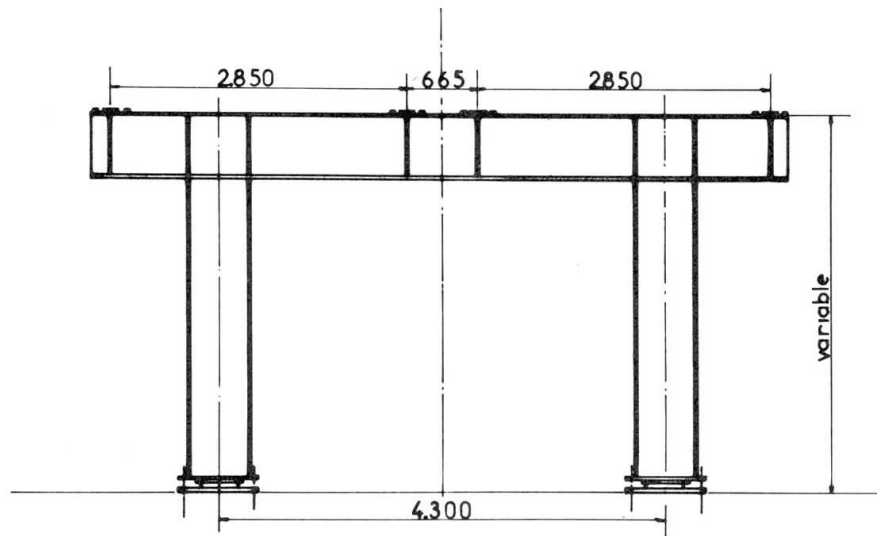


Figure 5. - Palée pour ouvrage à deux voies

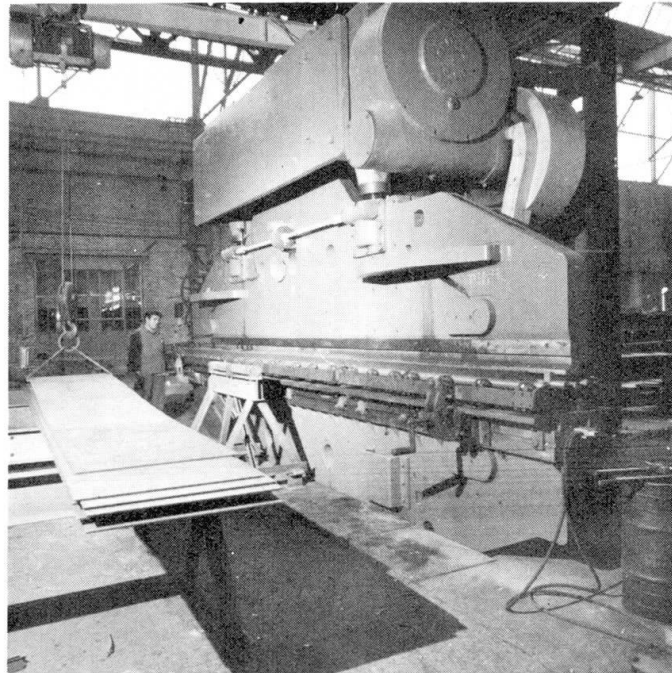


Photo 1. - Presse utilisée pour la fabrication des longerons trapézoïdaux

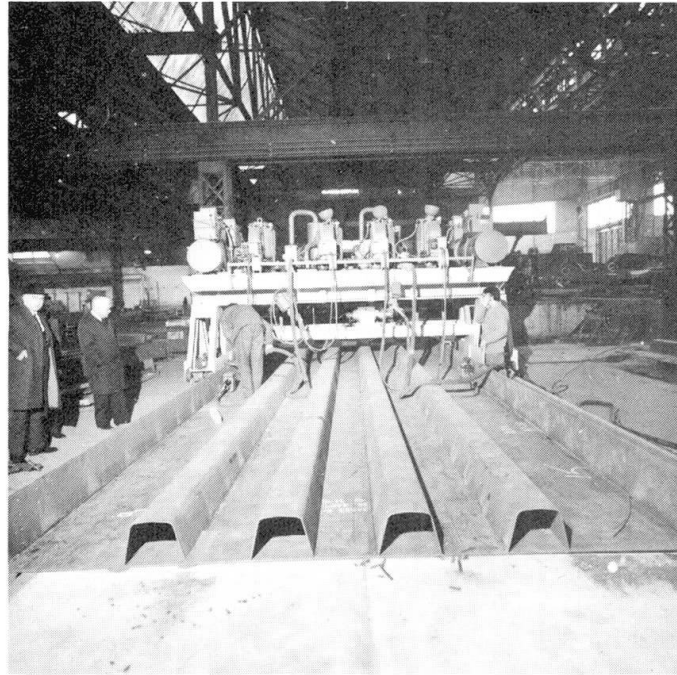


Photo 2. - Portique de positionnement des longerons de la dalle orthotrope

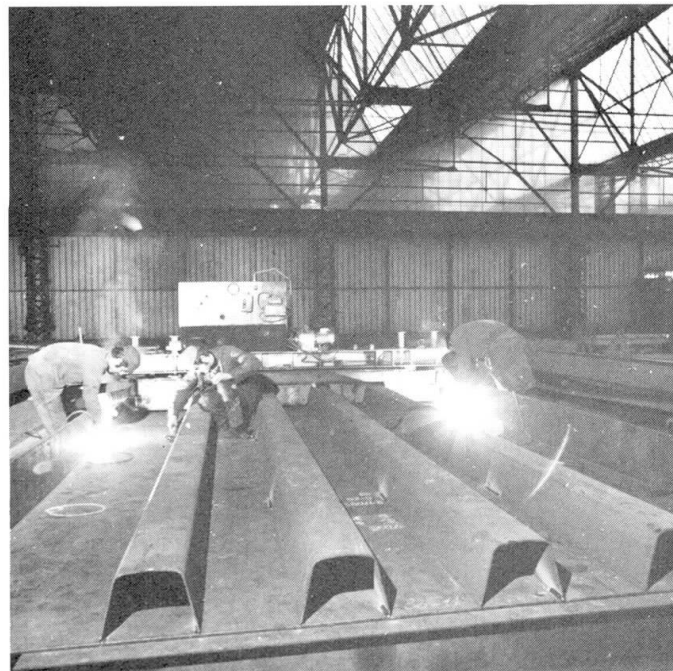


Photo 3. - Portique de soudage des longerons de la dalle orthotrope

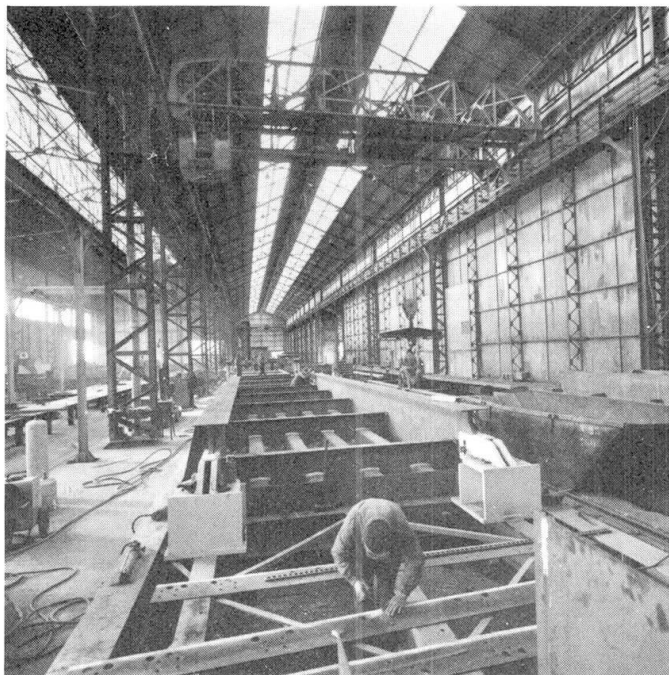


Photo 4. - Assemblage des pièces de pont et des poutres principales

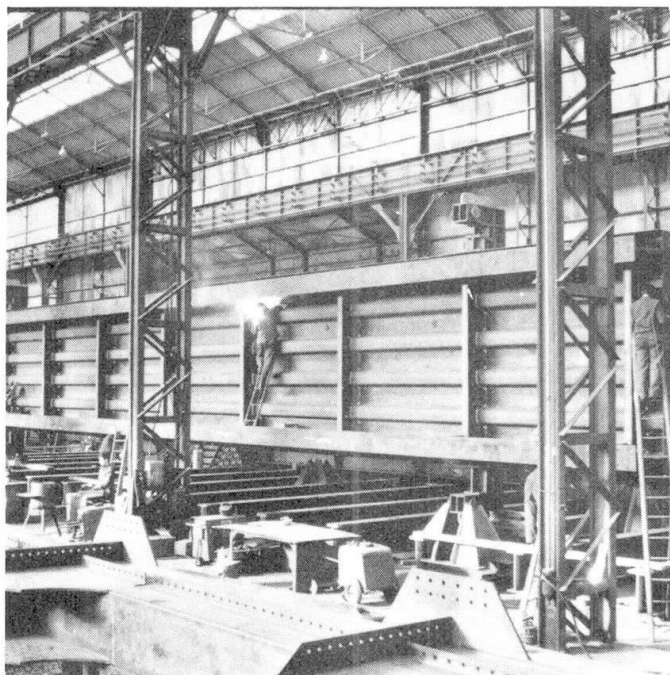


Photo 5. - Travée en cours de soudage final

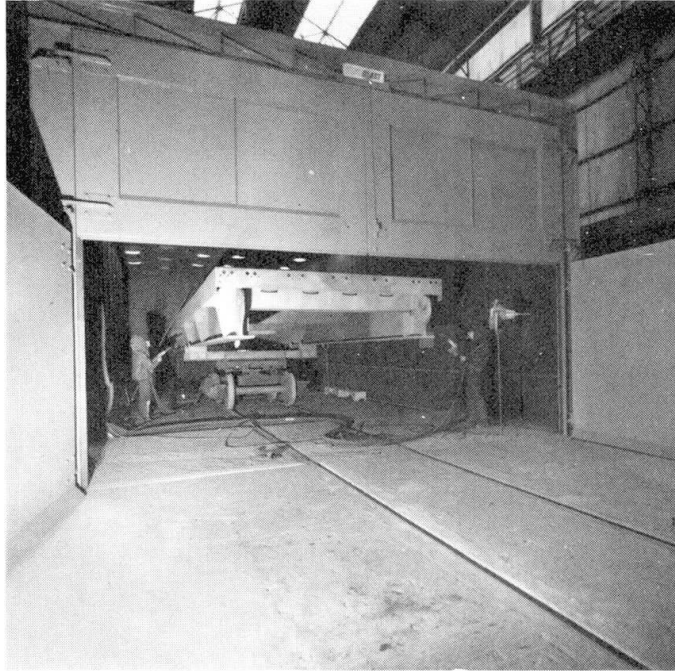


Photo 6. - Cabine de grenailage

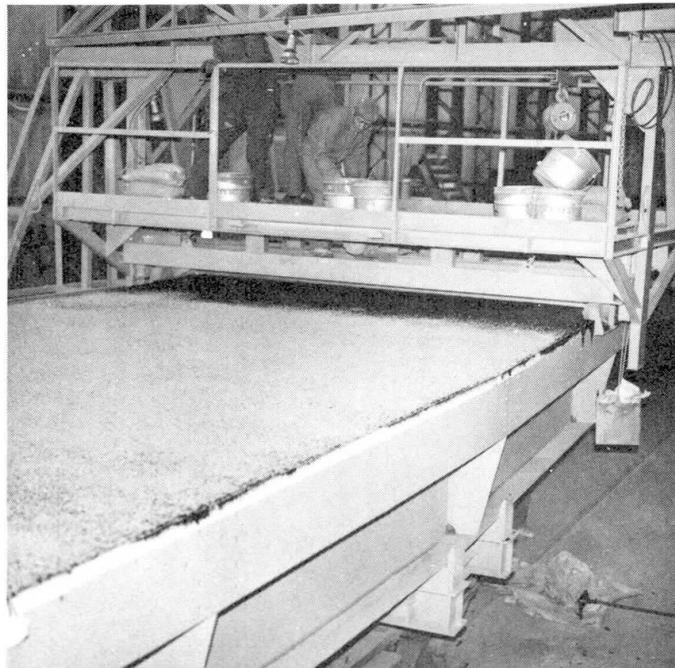


Photo 7. - Portique servant à l'application
du revêtement de chaussée

RESUME

A l'occasion d'un marché très important, la Compagnie Française d'Entreprises Métalliques a mis au point un système de construction de viaducs métalliques démontables pour passages supérieurs faisant appel à une standardisation et à une préfabrication très poussées.

ZUSAMMENFASSUNG

Angesichts des sehr grossen Absatzgebietes hat die Compagnie Française d'Entreprises Métalliques im Hinblick auf weitgehende Vereinheitlichung und Vorfabrikation, ein Bausystem demontierbarer Stahlviadukte für Ueberführungen entwickelt.

SUMMARY

Considering the large market outlet the Compagnie Française d'Entreprises Métalliques has developed, with a view to an extensive unification and prefabrication a building system of dismountable steel viaducts.

IV

Typisierte Stahlverbundbrücken in der DDR

Standardized Composite Steel Bridges in the German Democratic Republic

Ponts normalisés à section mixte acier-béton en RDA

E. FIEDLER

Dipl. Ing.

Kammer der Technik

Komitee Brückenbau und Hochbau

Dresden, DDR

Ausgehend von der Erkenntnis, daß im Baugeschehen der nächsten Jahre die Montagebauweisen auf Grund der sich abzeichnenden Arbeitskräftelage auf dem Bausektor maßgeblich zur Bewältigung der gestellten Aufgaben eingesetzt werden müssen, wurde der Stahlverbundbauweise mit Fertigteilen in der DDR große Beachtung geschenkt. Dabei kam man recht bald zu der Feststellung, daß sich die mit dieser Bauweise verbundenen Vorteile z.B.

- geringe Bauzeit
- Einsatz von wenigen Arbeitskräften auf der Baustelle
- weitgehend witterungsunabhängiges Bauen

erst dann in vollem Umfang nutzen lassen, wenn für diese Bauwerke getypte Elemente zum Einsatz kommen.

Unter diesem Aspekt wurde in der DDR für statisch bestimmte Verbundbrücken für die gemäß Tabelle 1 festgelegten Brückenquerschnitte ein Typenprojekt ausgearbeitet, dessen Gültigkeitsbereich in dem Stützweitenbereich von $L = 30 \dots 50$ m liegt. Dabei wurde die Intervallbreite der Stützweite mit 5,0 m gewählt.

Wie aus Tabelle 1 hervorgeht, sind für alle Typen Brückenquerschnitte mit 2 Hauptträgern vorgesehen, wodurch für die Lastabtragung von der Fahrbahnplatte auf die Hauptträger für das Fertigteil einfache Lagerungsbedingungen gegeben sind.

Die Berechnung der einzelnen Überbauten erfolgte unter weitgehender Verwendung elektronischer Rechenanlagen. Es stand allerdings kein Programm zur Verfügung mit dem eine komplexe Berechnung nämlich

Schnittkraftermittlung der Fahrbahnplatte als Plattenkette

Bemessung der Fahrbahnplatte als Spannbetonbauteil,

Schnittkraftermittlung des Haupttragwerkes und

Bemessung als Stahlverbundquerschnitt

möglich war.

Typ	Querschnitt	Stützweite		L _N m	b _e m	b _f m	d _p cm	$\frac{h_g}{L}$	Belastung
		L m	L m						
I		30	50	3,50	0,50	4,50	1 M 18	$\frac{1}{22}$	LKW 15
		30	50	5,0	1,50	6,50	28	$\frac{1}{20}$	SLW 45
III		30	50	6,0	1,50	7,50	28	$\frac{1}{18}$	SLW 60
IV		30	50	7,0	1,50	8,50	28	$\frac{1}{17}$	SLW 60
V		30	50	7,0	2,25	8,50	28	$\frac{1}{17}$	SLW 60
		30	50	7,0	0,50	11,0	31	$\frac{1}{18}$	SLW 60
VI		30	50	7,0	0,50	11,0	31	$\frac{1}{18}$	SLW 60

Intervalle der Stützweite ΔL = 5,0m Querverneigung max q_f = 2,5%, min q_f = 1,5%, q_{f1} = q_f + 0,5%

Tafel 1 Übersicht über die typisierten Stahlverbundbrücken

Ebenso war die Ermittlung folgender Teilprobleme

- optimaler Materialverbrauch
- optimale Baukosten und Bauzeit
- optimale Fertigungsbedingungen
- optimale Erhaltungsbedingungen

rein analytisch unter Verwendung von Rechenprogrammen nicht durchführbar. Dies zwang den Verfasser zu einer Arbeitsweise, die ein ständiges manuelle Eingreifen in durchgeführte elektronische Berechnungen notwendig machte.

Unter diesen Umständen wurde zunächst die Fahrbahnplatte mit gestaffelten Hauptparametern, nämlich Stützweite und Plattendicke berechnet und unter Auswertung der Ergebnisse für jeden Brückentyp die annähernd optimalen Werte festgelegt.

Dabei war zu berücksichtigen, daß die Plattenstützweite und auch in begrenztem Umfang die Plattendicke für die Dimensionierung der Fahrbahnplatte von größerem Einfluß sind als der Abstand der Hauptträger die Dimensionierung des Stahlträgerrostes beeinflusst und zudem sich beide Einflüsse gegenläufig zueinander verhalten. Deshalb wurde der Hauptträgerabstand unter Berücksichtigung der für die Fahrbahnplatte maßgebenden Gesichtspunkte bestimmt. Mit diesen Festlegungen wurde der Verbundträger in einem weiteren Rechenschritt für verschiedene Stegblechhöhen und Werkstoffgüten für volle Verbundwirkung dimensioniert. Der sich daraus für die einzelnen Parameter ergebende Stahlbedarf wurde in Bild 1 z.B. für Typ III in Abhängigkeit von der Stützweite graphisch dargestellt.

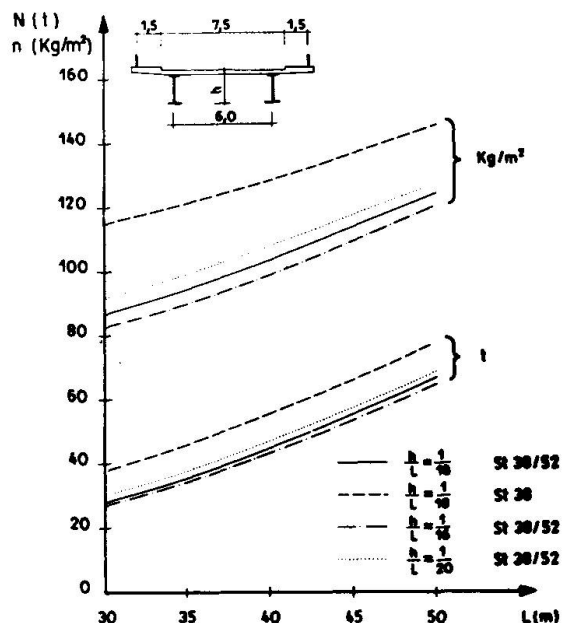


Bild 1 Stahlbedarf für die Stahlkonstruktion von Typ III

Unter Verwendung dieser Ergebnisse konnte bei Beachtung der effektiv erforderlichen Werkstoffdicken und -breiten die für jeden Typ maßgebende optimale Bauhöhe abgeleitet werden. Dabei war neben der absoluten Menge an Stahl auch der Einfluß auf die Rampenhöhe und in gewissem Grade auch die Auswirkung auf die architektonische Gestaltung des Bauwerkes zu bedenken. Die beiden vollwandigen, voll geschweißten I-förmigen Hauptträger werden

bei den Brücken mit den Stützweiten $L \approx 35$ m durch jeweils 3 vollwandige geschweißte I-förmige Zwischenquerträger und 2 Endquerträger verbunden. Bei den Stützweiten $L \approx 40$ m bestehen die Zwischenquerträger aus einem \sphericalangle -förmigen Fachwerk, für dessen Diagonalen Rohre $\varnothing 159$ Verwendung finden.

Für die Gurte und den Steg der Hauptträger wurden für die einzelnen Typen z.B. für einen Querschnitt in Feldmitte der Stützweite $L = 40$ m die in Tabelle 2 angegebenen Querschnitte gewählt.



Brückentyp		Obergurt	Steg	Untergurt
I		350 . 18	1500 . 10	450 ♦ 30 400 . 30
II		400 . 20	1530 . 10	600 ♦ 25 500 ♦ 25 500 . 25
III		400 . 20	1740 . 10	600 ♦ 25 550 ♦ 25 500 . 25
IV		400 . 20	1865 . 10	600 . 25 550 ♦ 25 500 . 25
V		Bearbeitung noch nicht abgeschlossen		
VI		450 . 20	1685 . 10	700 ♦ 25 650 ♦ 25 600 . 25 Schrägbleche 2 . 350 . 10

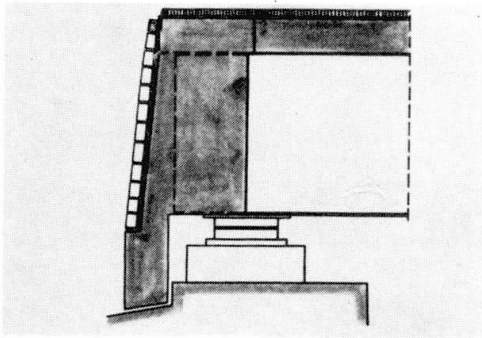
Tabelle 2 Querschnittsabmessungen der Hauptträger

Das Stegblech wird entsprechend der Beanspruchung durch eine oder zwei Flachblechlängssteifen und durch in den Achtelspunkten der Stützweite angeordnete Quersteifen ausgesteift. Der Untergurt und das Stegblech der Hauptträger werden grundsätzlich in der Werkstoffgüte St 52 - 3 gefertigt, während für den Obergurt und die Querträger St 38 ausreichend sind. Lediglich bei Typ I wird komplett die Werkstoffgüte St 38 eingesetzt.

Planmäßig ist für jeden Hauptträger ein geschweißter Montagestoß etwa in dem Viertelpunkt der Stützweite vorgesehen, wobei im Untergurt bei den Typen II - VI höchstens zwei Lamellen von je 25 mm Dicke zu schweißen sind. In Ausnahmefällen kann der Stoß auch in einem Bereich verlegt werden, wo der Untergurt aus drei Lamellen von je 25 mm Dicke besteht. Dafür sind aber besondere schweißtechnische Maßnahmen für das Schweißen des Untergurtes notwendig. Mit Rücksicht auf den Stoß der Schrägbleche ist jedoch bei dem Typ VI der Montagestoß des Untergurtes nur im Viertelpunkt möglich, da nur dort die für die Ausführung des Stumpfstoßes der Schrägbleche mögliche Ausführungsklasse der Schweißnaht (IIA) gegeben ist. Bei Typ I kann der Montagestoß an jede beliebige Stelle gelegt werden, da hier nur maximal 2 Gurtlamellen in Feldmitte vorgesehen sind.

Die Querträger werden in jedem Fall mittels Schweißnähten an die Hauptträger angeschlossen. Für jedes Bauwerk werden 2 feste und 2 einseitig bewegliche Gummitopflager verwendet.

Bei den Stützweiten $L \leq 35$ m wird nur auf der Seite des beweglichen Lagers ein Fahrbahnübergang mit dreieckförmigen Schleppblechen angeordnet, während auf der Seite des festen Lagers auf die Anordnung eines Fahrbahnüberganges verzichtet wird. Dafür wird dort ein Betonbalken an den Endquerträger anbetoniert, der die Funktion der Kammermauer des Widerlagers



übernimmt, s. Bild 2. Insgesamt betrachtet wurden bei der konstruktiven Gestaltung der Stahlkonstruktion nicht alle Prinzipien der Massenherstellung verwirklicht, da es zunächst darauf ankam, Verbundbrücken nach gewissen einheitlichen Gestaltungsprinzipien herzustellen, wobei materialökonomische Gesichtspunkte den Vorrang hatten. Bei Anwendung der Typenunterlagen ist die Auf-

Bild 2 Endquerträgerausbildung am festen Lager für Brücken mit Stützweiten $L \leq 35$ m

stellung einer statischen Berechnung nicht mehr erforderlich, die zeichnerischen Unterlagen bedürfen nur geringfügiger maßlicher Ergänzungen, die sich auf Grund der Anpassung an Kreuzungswinkel und Gradienten notwendig machen.

Wenn zu gegebener Zeit die Prinzipien der Massenherstellung den Vorrang vor den materialökonomischen Gesichtspunkten erhalten sollten, dann wären noch gewisse Vereinfachungen in der Gurtplattenabstufung und Beulsteifenanordnung möglich. Wobei im wesentlichen durch die Wahl dickerer Stegbleche Beulsteifen eingespart werden könnten und durch Verlängerung der im Feld endenden Gurtplatten in schweißtechnischer Hinsicht einfachere Ausbildungen möglich wären.

ZUSAMMENFASSUNG

Es wurde ein Typenprojekt für statisch bestimmte gestützte Stahlverbundbrücken beschrieben, welches für den Stützweitenbereich $L = 30 \dots 50$ m gilt und für 6 verschiedene Strassenquerschnitte verwendet werden kann.

Für einen Brückentyp dieses Typenprojektes wurde der Walzstahlverbrauch für die tragende Konstruktion in Abhängigkeit von der Stützweite graphisch dargestellt.

SUMMARY

A type project for statically determined supported steel composite bridges has been described which is valid within the span of $30 \dots 50$ m and which can be employed for 6 different road sections.

For a bridge of the said type project the expenditure of laminated steel for the supporting construction as a function of the span has been represented graphically.

RESUME

On décrit un modèle standardisé de ponts à section mixte pour un système statique déterminé et une portée comprise entre 30 et 50 m qui peut être utilisé pour 6 types de profils normaux de chaussée.

Pour l'un de ces modèles standardisés, on a reporté graphiquement le poids d'acier laminé de la structure porteuse en fonction de la portée.

IV

Steel Structures for Composite Bridge Construction in the USSR

Ponts à section mixte acier-béton en URSS

Stahlbauten für Verbundbrücken in der USSR

E.M. GHITMAN

Engineer

The All-Union Scientific
Research Institute of
Transport Construction
Moscow

There is a wide-spread application of composite superstructures in the USSR: these are simply supported in the railway bridges and both continuous and simply supported in the highway and urban bridges. This type of superstructure makes it possible to span 18 to 140-m gaps.

The application of the industrial techniques in bridge engineering practice necessitated the development of the composite spans that should be quite serviceable and simple in fabrication and erection. To satisfy these requirements, the typical highway and railway composite structures have been developed.

The typical highway composite spans are designed as a simply supported deck span type with span lengths of 42 m and 63m, and a continuous deck span type with span lengths of 3 x 42m; 42 + 63 + 42 m; 3 x 63 m; 63 + 84 + 63m; 63 + 2 x 84 + 63 m and 63 + 3 x 84 + 63 m. The typical cross-section of such a span is illustrated in fig.1.

The steel portion of the span consists of two main welded I-girders and an intermediate beam supported by the cross bracing. The main girders made of low-alloyed grade C-35 steel have the constant web depth (h_w) throughout the span lengths; the web depth for the span lengths of 42m; 42 + 63 + 42m and 3 x 42 m is equal to 2.48 m; for 63 m; 3 x 63 m and 63 + 84 + 63 m $h_w = 3.16$ m; for 63 + 2 x 84 + 63 m and 63 + 3 x 84 + 63 m $h_w = 3.60$.

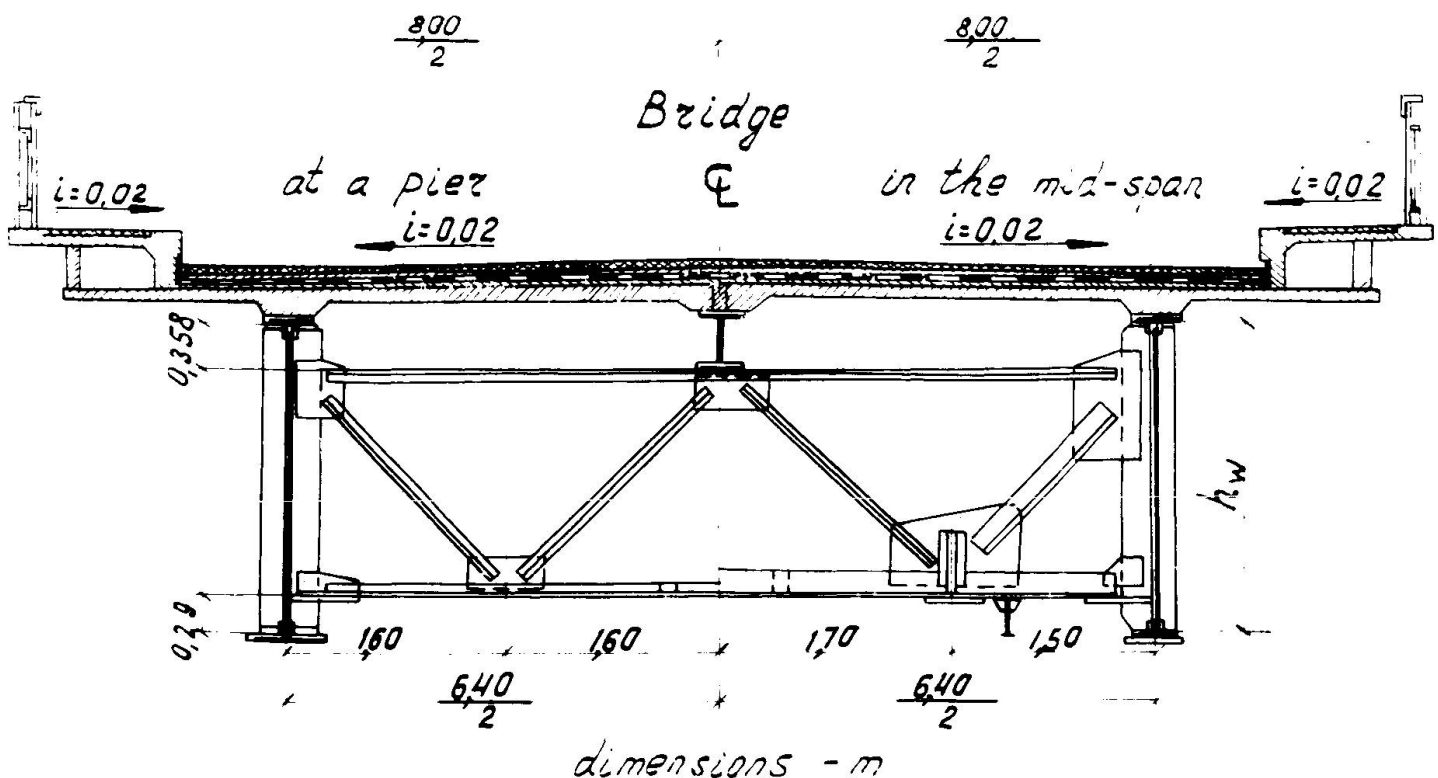
The main steel girders are divided along the span into 21.0-m or 10.5 segments (for certain spans the length of the end segment is 16.05m). The web of each segment is reinforced against buckling with vertical and horizontal stiffening ribs.

The intermediate beam is also divided into 10.49 m long segments (the web depth of this is 0.40 m for all spans).

Field connections between the segments are carried out using high-strength bolts.

The steel portion of a superstructure is placed in position

FIG. 1. Typical cross-sections



by launching this from the approach embankments in accordance with the standard design.

The typical railway spans are designed as the ballasted deck type for spans: 18.2 m; 23.0 m; 27.0 m; 33.6 m; 45.0 m and 55.0 m. The typical cross-section of such a span is shown in fig.2.

The steel portion of the superstructure is formed by two welded I-girders; the web depth of the girders is constant throughout the span. For instance, the web depth (h_w) for the 18.2 m - long span is 1.23 m; and for the other spans: for 23.0 $h_w = 1.48$ m; for 27.0 m and 33.6 m $h_w = 1.98$ m; for 45.0 m and 55.0 m $h_w = 3.60$ m. The cross-section of girder flanges varies depending upon the moment distribution along the span. The girders are made of low-alloyed grade C-35 steel.

The girders of span lengths equal to 18.2 m, 23.0 m, 27.0 m and 33.6 m are entirely prefabricated. The girders of 45.0 m consist of two segments 22.9 m - long each and are connected during the erection process with the high-strength bolts. The girders for a span of 55.0 m comprise three segments of 17.4 m, 21.0 m and 17.4 m respectively also combined in the course of erection with the high-strength bolts.

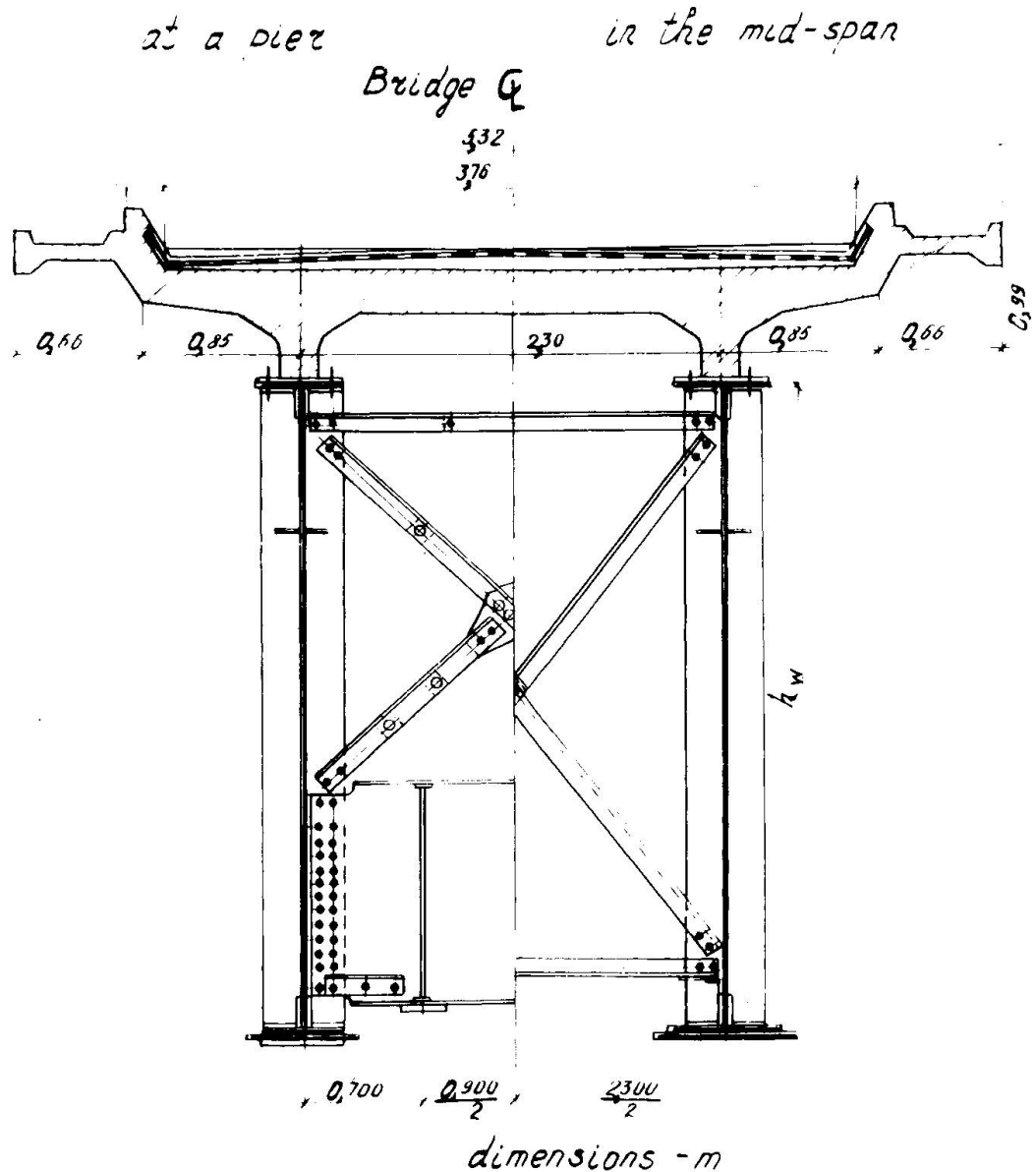
Having been delivered to site, the steel girders are assembled into a spatial block and placed in position either by special cranes, or by the launching method.

The steel welded I-girders (or segments of girders) for the typical superstructures are fabricated in special conductors by automatic welding.

The span deck is formed by the precast reinforced concrete

FIG 2

Typical cross-sections



deck slabs. These are connected to the steel girders either using rigid studs, or high-strength bolts and epoxy-resin based glue; the latter being recognised in the USSR as the most efficient technique as much in terms of providing the connection reliability of the structure in service conditions as in terms of the convenience of including the precast deck slab into composite action with the steel girders during the cold seasons.

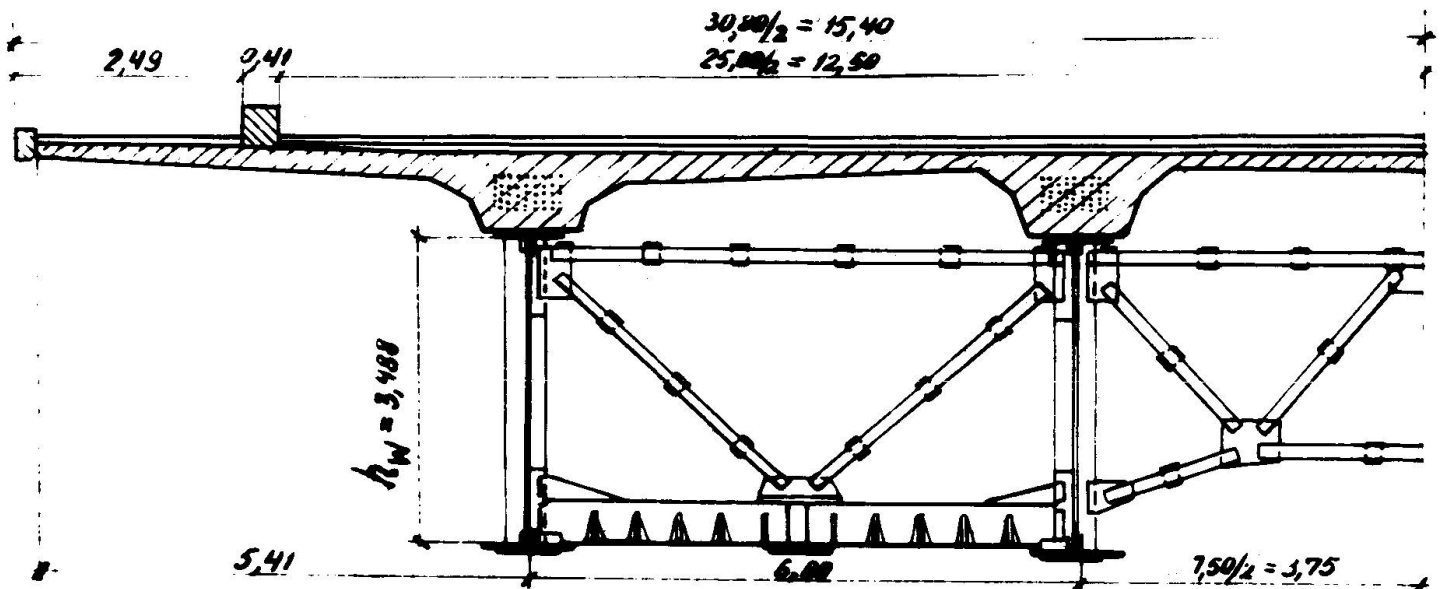
Along with the typical composite steel structures there are individual structures used in the USSR for the urban bridges (usually continuous).

The steel portion of these structures is formed either by plate girder of the constant or variable depth, or by single or multiple steel box girders.

An example of application of the individually designed, continuous, composite structure is the bridge recently built in Moscow with the spans of 81 + 135 + 81 m. A cross-section within the region of action of the negative bending moments is shown in fig.3.

*Typical cross-section
at a pier.*

Bridge G



dimensions - m

FIG. 3

The steel portion of the bridge structure consists of four welded I-beams with the constant web depth ($h_w = 3.488\text{m}$). The beams are coupled at the bottom along the most part of their length by a ribbed metal plate with the thickness varying along the span from 0.040 to 0.010m. The combining is carried out in such a manner that there are two 6.0 m - wide boxes with 13.5 m between centers appearing in the cross-section. The girders and the bottom ribbed plate are made of low-alloyed high-strength C-40 grade steel.

The erection started with installing the pier diaphragms, followed by the installation of the steel girders fabricated in 13.1 to 15.5 m - long segments and connected to each other by the automatic welding process. Simultaneously, the bottom ribbed metal plates, also divided into segments, were placed and butt-welded to each other and, in a lapped manner, to the bottom flanges. And after all, the transverse ribs of the bottom plate and the cross-bracing inside the boxes were installed and welded.

The precast/cast-in-place reinforced concrete deck slab of the above superstructure was prestressed by tendons in the regions of the negative bending moments.

At the present time, the development of typical composite superstructures with steel boxes is under way in the USSR. For example, for the railway simply-supported composite structures with the 45.0 and 55.0 m - long spans the steel portion is formed by two vertical webs with a constant depth throughout the span and placed 1.8 m apart from each other, the bottom ribbed 2.4 m - wide plate and the top horizontal 0.48 m - wide plates.

The turn over to the production of the steel boxes for, say, the simply-supported span structures of 45.0 m, will permit to deliver these in a ready-to-erection state and avoid the intermediate operations in placing them in position.

The elimination of the cross-bracing results in simplifying the prefabrication procedure and the saving of metal amounting to 10 percents.

SUMMARY

Typical highway and railway composite bridges as well as an urban highway bridge with the superstructure having an individually fabricated steel portion, are described in this paper. For typical composite spans in the USSR welded I-girders are used with the unified web depth and lengths of the segments, which permits their serial production; for urban bridges steel girders of both open and box section are used without unification of the general dimensions and produced individually for every site.

RESUME

On décrit dans cet article des ponts-routes et des ponts-raills typiques ainsi qu'un pont d'une autoroute urbaine, où la superstructure est composée d'éléments en acier fabriqués individuellement.

On dispose, pour plusieurs portées différentes de ponts mixtes en URSS de profils soudés en I avec une hauteur d'âme et des longueurs de segments unifiés, ce qui permet une exécution en série. Pour les ponts urbains, on utilise des sections ouvertes aussi bien que des sections en caisson, sans aucune standardisation des dimensions principales, avec une exécution individuelle.

ZUSAMMENFASSUNG

Im vorliegenden Beitrag werden typische Strassen- und Eisenbahnbrücken sowie eine Stadtstrassenbrücke mit einem aus einzelnen Stahlteilen fabrizierten Oberbau beschrieben. Für typische Verbundöffnungen werden in der USSR geschweisste I-Träger mit vereinheitlichter Steghöhe und Länge der Segmente verwendet, was Serienanfertigung erlaubt; für Brücken im Stadtbereich werden Stahlträger sowohl mit offenem wie mit Kastenquerschnitt ohne Vereinheitlichung der Hauptabmessungen benutzt und für jede Baustelle individuell angefertigt.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IV

Automated Minimum Cost Design of Continuous Bridge Girders

Minimalisation automatique du coût des poutres de ponts à plusieurs travées

Automatisierter Minimalkostenplan für durchlaufende Brückenträger

G.G. GOBLE

Professor of Structures

P.V. DeSANTIS

Case Western Reserve University

Cleveland, Ohio, USA

1. Introduction

As techniques of mass production find increased useage in steel bridges greater refinement in their design becomes justified. Due to duplication, or at least, automation, efforts to make relatively small cost savings are desirable. In addition, a more precise knowledge of costs will become available. The above factors point to the increased use of optimization methods in structural design. However, it is infeasible to expect to apply mass production techniques to the fabrication of large numbers of steel bridges through the production of standard structures. The details of alignment geometry are much too varied to accomodate standard designs. This may be possible for bridges having very short spans but such structures are usually not fabricated of steel. It is much more likely that mass production techniques may be applied to individual elements. This paper reports the use of optimization techniques in the design of a continuous welded bridge girder. A realistic scheme of cost optimization is used in design. A resulting computer program, known as GAD I has been used by many design firms engaged in bridge design. A modified version of this program, GAD II, is now going into application and will be described.

2. Problem Formulation

The uniform depth girders designed by GAD II have a constant web height, a constant flange width and a constant web thickness for the entire length of the girder. The flange thickness changes along the girder with the top and bottom flanges being identical. A set of stations is defined along the girder for analysis and design purposes. The design forces are calculated at these points and any changes in flange thickness will occur at these stations.

The design parameters which must always be preassigned are span lengths, steel strength, stiffener type, number and location of stations, girder spacing and loading type. Some of this information is internally stored and need not be

explicitly entered as data.

The design variables which the program selects to obtain the optimum design are web depth and thickness; flange width, thicknesses, points of change in flange thickness; bearing stiffener widths and thicknesses; longitudinal stiffener width and thickness; and transverse stiffener width, thickness and spacings. Some of these design variables can be changed into design parameters by apply proper constraints to fix their values.

The objective function for the uniform depth girder is made up of the following cost items:

1. Cost per pound of flange steel.
2. Cost per pound of web steel.
3. Cost per pound of installed bearing stiffeners.
4. Cost per pound of installed transverse stiffeners.
5. Cost per pound of installed longitudinal stiffeners.
6. Fixed cost of flange splice welds.
7. Cost per cubic inch of weld metal in flange splices.
8. Cost per lineal inch of flange splice.
9. Cost per cubic inch of flange to web welds.
10. Cost per lineal inch of web height penalty.
11. Cost per lineal inch of flange width penalty.

The cost of the flanges is found by multiplying the total weight of steel by the unit cost. No length, width or thickness penalties are used. The web steel cost is calculated in a similar manner with a different unit price. Because of the difference in the plate sizes used in the flanges and webs, the unit price might be different for the same grade of steel.

The three types of stiffeners have their costs based on a unit price per pound in place. The welding costs, setup costs and steel costs are all lumped into one term. This corresponds to cost estimating practices typically used by engineers and fabricators.

Flange splicing costs are made up of three terms. The first term is a fixed cost which is independent of the weld size. This accounts for setup time, inspection, and other fixed items encountered whenever a flange weld is made. The second term is a cost per unit volume of weld material deposited. This volume is calculated from the width of flange multiplied by the area of an equalateral right triangle whose leg is equal to the thickness of the smaller of the two plates being joined. The third term is a cost per inch of width of flange. This reflects the cost of X-rays and grinding of the surfaces.

The cost of the flange to web connection is based on the volume of deposited weld metal. Since the weld is required in each girder designed, the fixed cost and the cost per lineal inch would be constants and not enter into the optimization process. The volume of weld metal is calculated from four fillet welds running the length of the girder with legs equal to the thickness of the web. This is an approximation to the actual weld required. The final design gives the required welds for each subelement.

A penalty term is provided for the web height and the flange width. This term account for factors such as embankment costs, slender profiles and other terms which do not directly enter into the design of the girder. The penalty

cost is calculated from the unit penalty cost and the difference between the design being considered and a preferred design entered as data by the user. If the preferred design is not entered then the penalty is calculated for the total web depth and the flange width of the design.

Space does not permit a complete review of the limitations or constraints placed on the design. They are taken from the AASHO Bridge Design Specification (ref. 1) and include limits on bending stress, shear stress, flange and web width-thickness ratios, stiffener design criteria and many others. They are described in detail in References 2, 3, 4, and 5.

3. Design Procedure

The method used to obtain the best design for a given analysis combines several optimization techniques. The problem is decomposed to eliminate possible sources of local minima. The web plate thickness is a design variable which has a very pronounced effect on the total design space because of the discrete jumps in plate sizes. This makes the web plate cost a discontinuous function with thickness and also effects the possible web heights because of the limiting width to thickness ratios.

A one dimensional search is done on the possible range of web plate thicknesses. This search examines only discrete plate sizes available for the web. For each plate size the best girder design is found with its cost. The web thickness which yields the design with the least cost is the optimal design for a given analysis.

To find the best girder design for a particular web thickness a modified form of the steepest descent technique is used on the two design variables of flange width and web height. A point in the design space is defined by specifying a value for flange width and web height. For each point in the design space a complete girder is designed and its cost is calculated. The modified steepest descent technique finds the point with the least cost by a systematic search of the design space. This point yields the best girder design for the given web thickness.

In order to find the best flange thicknesses and splice locations for a given design point, the dynamic programming technique is used. There are two methods by which the flange can be designed. The first method, which is preferred, is to minimize the total cost of the flange. This dynamic programming routine balances the cost of excess plate thickness against the cost of making flange splices. The second method requires the number of splices in each span to be specified in the data set. The flange is designed such that the material used is minimized. Both of these methods design the girder one span at a time starting from the left end. Continuity at the supports is insured by forcing the plates on either side to be identical.

4. Dynamic Programming Application

The dynamic programming technique is applicable to problems where a sequence of decisions is made. The sequence of decisions which gives the best design is called the optimal policy. The girder design problem is well suited for the dynamic programming technique. The variables are discrete values of plate sizes and the system (i.e. the girder) is partitioned into subelements or stages in the nomenclature of the process. The dynamic programming concept insures that the global optimum and not a local optimum will be found.

Since the dynamic programming technique is used only as a tool to obtain the

best practical design, a detailed discussion of the theory behind the method is not warranted. Rather a sample formulation is given below. A complete numerical example for the girder problem is contained in reference 4. A complete discussion of the techniques are found in reference 5.

The example formulation will be set up for the flange of a span with uniform depth. The flange width, web height and web thickness are known at this point in the optimization process. The determination of the flange thicknesses along the span length will be done using the dynamic programming computational technique. An attempt will be made to use both the nomenclature of the optimization method and the actual engineering equivalent name. Let r_1, r_2, \dots, r_n be a preassigned sequence of demands, where r_k is the demand at the k th stage. These are the required minimum plate thicknesses in each of the N subelements.

Let x_k = the capability of the system at the k th stage,
 $k = 1, 2, \dots, N$

This represents the best plate thickness for the k th subelement. It is required that the provided plate thickness must always be greater than or equal to the required plate thickness. Therefore the following relationship must hold.

$$x_k \geq r_k \quad k = 1, 2, \dots, N \quad (1)$$

Two cost functions can now be set up. The first is the cost of material used in the k th stage.

$$M_k(x_k) \quad (2)$$

The second is the cost of the splice between the k and the $k-1$ stages. Obviously the cost is zero if x_k and x_{k-1} are the same or if k is one.

$$S_k(x_k, x_{k-1}) \quad (3)$$

Total cost of the flange is then

$$C(x_1, x_2, \dots, x_n) = \sum_{k=1}^N M_k(x_k) + S_k(x_k, x_{k-1}) \quad (4)$$

The objective is to choose the $x_k, k = 1, 2, \dots, N$ subject to the minimum plate conditions so as to obtain the least cost flange.

It is now necessary to transform this problem to the form required by the minimization technique. A family of problems is constructed which requires the minimization of the function

$$C_R = \sum_{k=R}^N [M_k(x_k) + S_k(x_k, x_{k-1})] \quad (5)$$

over the region defined by $x_k \geq r_k, k = R, R+1, \dots, N$ with $x_{R-1} = t$, for $R = 1, 2, \dots, N$. This requires the minimization of the girder from subelement R to the end if the plate size at subelement $R-1$ is set at thickness t . A new function can be defined

$$f_R(t) = \min_{x_k} C_R, \quad R = 1, 2, \dots, N \quad (6)$$

where the minimum is taken over the x_k region defined above. This is the minimum cost of the girder from subelement R to N if subelement R-1 is set at thickness t. Then

$$f_N(t) = \min_{x_N \geq r_N} [M_N(x_N) + S_N(x_N, t)] \quad (7)$$

is the least cost of the N or end subelement if subelement N-1 is thickness t. This is easily found by direction enumeration.

The Principle of Optimality upon which the dynamic programming method is based is given below.

An optimal policy has the property that whatever the initial state and initial decision are, the remaining decisions must constitute an optimal policy with regard to the state resulting from the first decision (ref. 6).

This principle states that having chosen some initial thickness x_N at the end of the span, then all policies involving that particular choice of x_N need not be examined, but rather only those policies which are optimal for a N-1 stage process.

Using the above argument the following relation can be formulated.

$$f_R(t) = \min_{x_R \geq r_R} [M_R(x_R) + S_R(x_R, t) + f_{R+1}(x_R)] \quad (8)$$

for $R = 1, 2, \dots, N-1$

This is the algorithm for obtaining the computational solution of the flange selection problem.

5. Cost Parameter Study

The capabilities of this program can be illustrated with an example problem. In this case a number of designs will be obtained for a particular girder using different cost coefficients. The behavior of the design can be examined. The girder considered has three continuous spans having lengths of 80.0, 120.0 and 75.0 feet. It is designed to carry one HS20 loading including both the equivalent lane and truck load in addition to a superimposed dead load of 1.5 kilopounds per foot. The material used has a yield point of 36.0 ksi and the requirements of the Bridge Specification of the American Association of State Highway Officials, including fatigue will be satisfied. A design using transverse stiffeners will be used.

A number of cost constants were used as shown in Table 1. The cost of flange splices is increased while the material cost is held constant. It is observed that with increasing flange splicing cost the number of flange splices is reduced. Total girder weight increases since it becomes advantageous to reduce fabrication cost by using more material. Of course, since unit costs are changing it is meaningless to compare optimum costs.

TABLE I
COST PARAMETER STUDY

Mat. Cost \$	Flange Splice Fixed Cost \$	Flange Splice Depth Weld Metal \$/in ³	Web Depth in.	Web Thickness in.	Flange Width in.	Weight lbs.	No. Flange Splices
.15	10.	1.	59	3/8	12.	50,540	10
.15	10.	2.	71	7/16	10.	51,123	7
.15	10.	3.	71	7/16	10.	52,222	6
.15	10.	4.	71	7/16	10.	52,282	6
.15	20.	1.	59	3/8	12.	50,825	9
.15	20.	2.	71	7/16	10.	52,282	6
.15	20.	3.	71	7/16	10.	52,282	6
.15	20.	4.	71	7/16	10.	52,282	6

6. Conclusions

The GAD programs have been used extensively in the automated optimum design of bridge girders. These techniques are ideally suited for use in mass produced structures. In cases where mass production techniques are applied it is reasonable to expect that considerable detailed knowledge of fabrication costs will be developed. This information can be fruitfully used in designing more economical structures.

7. References

1. The American Association of State Highway Officials, "Standard Specifications for Highway Bridges", Ninth Edition, AASHO, Washington D. C., 1965.
2. Razani, R., and Goble, G. G., "Optimum Design of Constant Depth Girder", ASCE Journal of the Structural Division, April 1966.
3. Goble, G. G., and DeSantis, P. V., "Optimum Design of Composite Highway Girders with Mixed Steel Strengths", ASCE Journal of the Structural Division, December 1966.
4. Goble, G. G., and DeSantis, P. V., "Girder: Automated Design I", Report No. 22, Division of Solid Mechanics, Structures and Mechanical Design, Case Western Reserve University, October 1968.
5. Goble, G. G. and DeSantis, P. V., "Girder: Automated Design II, Division of Solid Mechanics, Structures and Mechanical Design, Case Western Reserve University, July 1971.
6. Bellman, R., and Dreyfus, S. F., "Applied Dynamic Programming", The Rand Corporation, Santa Monica, California, May 1962.

SUMMARY

As technique of mass production find increased usage in steel bridges greater refinement in their design becomes justified. Due to duplication, or at least, automation, efforts to make relatively small cost savings are desirable. In addition, a more precise knowledge of costs will become available. The above factors point to the increased use of optimization methods in structural design. The GAD (Girder Automated Design) programs have been used extensively in the automated optimum design of bridge girders. These techniques are ideally suited for use in mass produced structures.

RESUME

Comme la technique de la production en série trouve toujours plus d'applications dans la construction des ponts, une optimisation dans les calculs est tout indiquée. Même des économies relativement faibles sont justifiées, grâce à la répétition des pièces ou à l'automatisation de leur fabrication. On obtient en outre un calcul plus exact des prix de revient. Ces différents avantages nous encouragent à employer des méthodes d'optimisation dans le calcul des structures. Les programmes du GAD (Girder Automated Design) ont été largement utilisés pour l'optimisation des âmes de poutres. Cette technique est particulièrement bien adaptée pour le calcul des structures produits en série.

ZUSAMMENFASSUNG

Da die Technik der Seriefertigung vermehrte Anwendung für Stahlbrücken findet, ist eine erhöhte Verfeinerung im Entwurf gerechtfertigt. Infolge der Vervielfachung oder zumindest Automation sind Bestrebungen, relativ geringe Ersparnisse zu erzielen, wünschenswert. Ausserdem wird eine genauere Kenntnis der Kosten zugänglich. Die obigen Faktoren weisen auf vermehrte Anwendung von Optimierungsmethoden im Entwurf von Bauwerken hin. Die GAD- (Girder Automated Design) Programme wurden im automatisierten optimalen Entwurf von Brückenträgern ausgiebig verwertet. Diese Technik eignet sich ideal für die Anwendung auf massengefertigte Bauten.

IV

Prefabricated Composite Girder Consisting of Steel Grating Floor and Inverted T-Beam

Poutres préfabriqués en construction mixte acier-béton

Vorfabrizierter Träger in Verbundbauweise bestehend aus einem Fahrbahnrost und umgekehrtem T-Balken

YUKIO MAEDA
Dr.-Eng. Prof. of
Osaka University
Osaka, Japan

TOSHIKAZU SURUGA
Chief, Section of Bridge
Structures, Kobe Steel Ltd.
Kobe, Japan

HIROSHI YAMADA
Senior Engineer, Section
of Bridge Structures
Kobe Steel Ltd.
Kobe, Japan

I. Introduction

A steel grating floor consists of a concrete-filled steel grid frame of small parallel I-Beams connected by suitable steel bars. It is also called the I-B-Grate floor, on which several studies [1] have already been made and it has been applied to many structures in Japan including highway bridges[2].

This type of the floor has the following advantages:

- (1) A dead load can be reduced because of smaller thickness of the floor.
- (2) An accuracy for fabrication is higher than an ordinary reinforced concrete fabricated in a shop.
- (3) Since assembling and removing of moulds and placing of reinforcements in the field are not required, a construction time required for erection of the girder can be shortened.
- (4) The load carrying capacity is as much as 20 to 40% larger than that of the reinforced concrete floor against the same bending moment.

It is generally known that the composite girder is more economical and more widely used than a non-composite girder in which a reinforced concrete slab is connected to a steel girder with shear connectors. However, the composite girder which is apparently economical, has some uneconomical factors. Generally speaking, in a composite girder erected with shoring the upper flange covering 10 to 20% of the steel section in weight is not so effective with regard to composite action, the flange being useful almost solely for fitting of the slabs and the shear connectors before concrete is hardened.

A prefabricated composite girder, which consists of an inverted steel T-beam without an upper flange and the above-mentioned I-B-Grate directly attached thereto, is introduced at the present study. The new type of composite girder may be called K-TIG girder hereinafter. In this paper are given the report on model experiments, applications of the K-TIG composite girder to

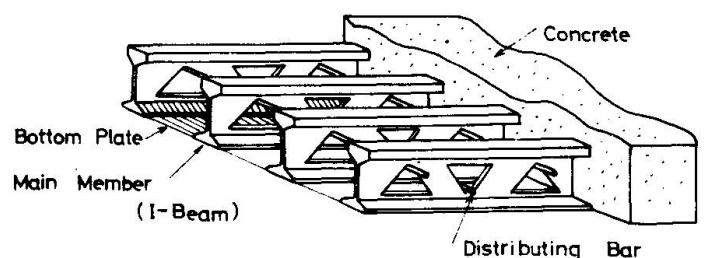


Fig.1 Details of Grating Floor

an actual bridge and the results of a comparative design with an ordinary composite girder.

II. Experiments

1. Purposes

Experiments are carried out for the purpose of obtaining basic data for behavior of small I-Beams, which are main members of the grating floor, composite action and ultimate load carrying capacity for K-TIG composite girder.

2. Test Beams

Two test beams to be statically loaded were designed as shown in Figs.4 and 5. Small I-Beams and web were fillet-welded together on both sides of the web up to supports as shown in Fig.3. The test beams were simply supported over a span of 5.9m and loaded with two concentrated loads spaced symmetrically with respect to the center of the beam (Fig.4).

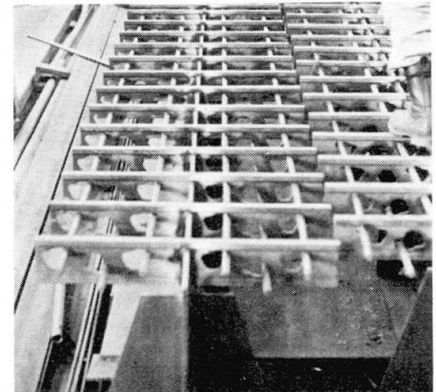


Fig.2 Details of Prefabricated Beam

Concrete was normal one of $\sigma_{28} = 289 \text{ kg/cm}^2$ strength and of 10cm slumps. The thickness of the floor was 13.4 cm of which 10.4 cm was occupied by the height of small I-Beams and 3 cm was for covering. Steel for the beam was SM50A steel with the tensile strength of 50 kg/mm^2 designaged by the Japan Industrial Standards.

3. Test results and discussions

(1) Shear connectors

Fig.6 shows slips during the loading and residual slips after unloaded. The broken line in Fig.6 is the load-slip curve [4] obtained at the push-out test with one stud connector ($\phi 19 \times 100$ in mm) and the dot-and-dash line is the curve [4] for one rigid connector with a bearing area of 90×45 in mm. As is evident from the figure, the load-slip and load-residual slip curves indicate a linear relation. The small I-Beams behave like rigid shear connectors which do not indicate slips between the slab and the beam under service loads.

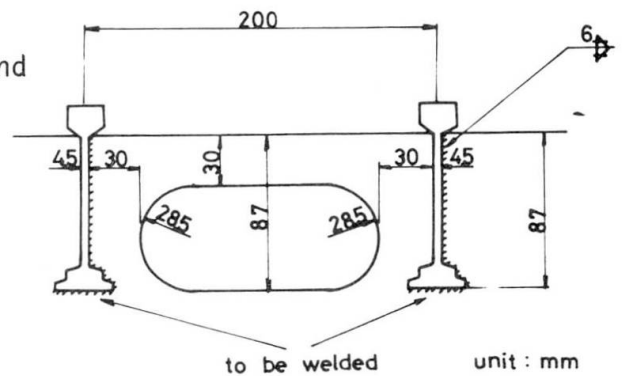


Fig.3 Punching Holes and Welding

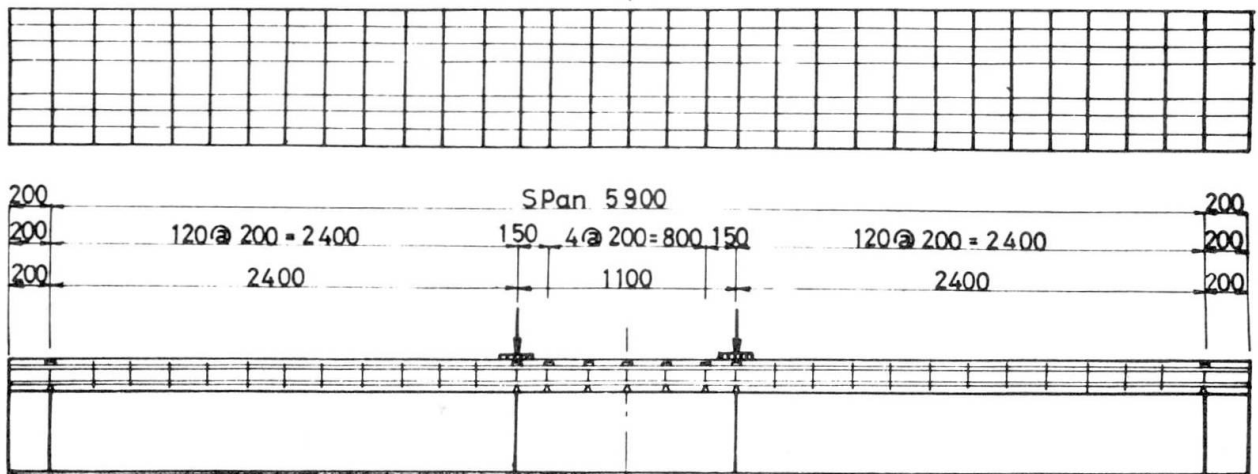


Fig.4 Test Beams

unit: mm

(2) Structural behaviors

1) Calculation in inelastic range

Assumption for the calculation is as follows:

follows:

- i) A section of beam follows law of retaining of plane.
- ii) Tensile stress of concrete is ignored.
- iii) A stress-strain curve of concrete follows the e-Function Method [3] with the maximum strength of 289 kg/cm^2 and the strain at the maximum strength of 2600×10^{-6} .
- iv) As displacements are very small, a flexural curvature of beam can be approximated by differentiating a deflection two times.

The calculated values with Young's modulus ratio $n = 7$ and those by e-Function Method are naturally not continuous near the elastic-limit in the both of load-strain curve (Figs.7 and 8) and of load-deflection curve (Fig.10).

2) Stress and Strain

There is not much difference between the test values and the calculated ones in the elastic range. But in the inelastic range, the test values are considerably larger on the safety side when the load is over 70 tons, as is evident from Figs. 7, 8 and 9.

3) Deflection

Fig.10 shows that in the elastic range the test values of deflection almost coincide with the calculated values due to bending and shearing force. In the inelastic range, as with stress and strain, the test values are considerably larger on the safety side when the load was 70 tons.

(3) Ultimate carrying capacity

Table.1 shows the test and calculated values of the maximum load. The calculated values were obtained as shown in Fig.11 in which the following values were used from the results of the

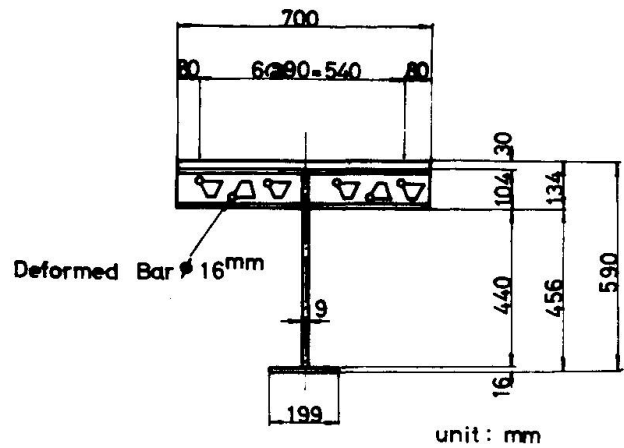


Fig.5 Cross Section

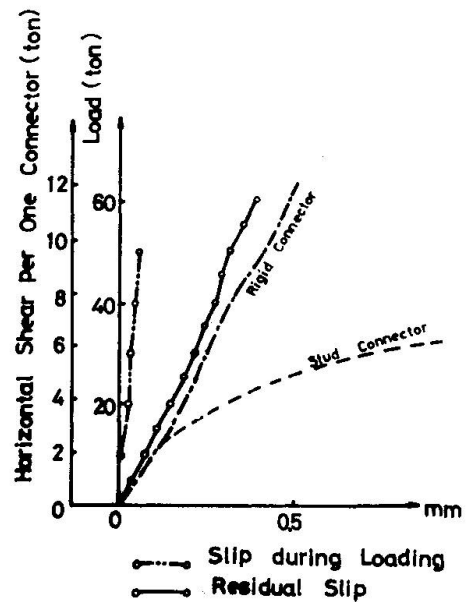


Fig.6 Load-Slip Curve

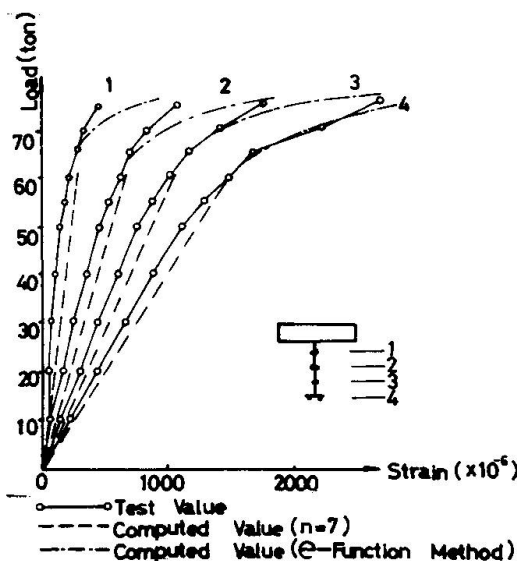


Fig.7 Load-Strain Curve at Span Center

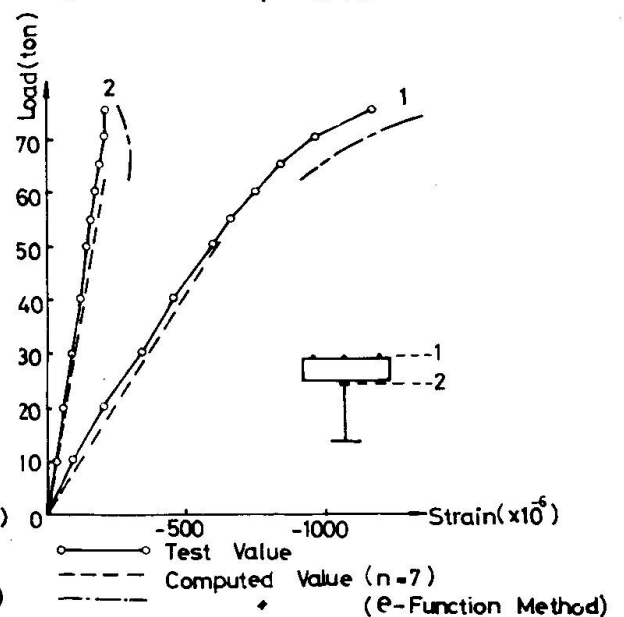


Fig.8 Load-Strain Curve at Span Center

cylinder (ϕ 150 x 300 in mm)
test of concrete and of the
tension test of steel:

$$\sigma_{28} = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = 3600 \text{ kg/cm}^2 \text{ for}$$

web, and $\sigma_y = 3300 \text{ kg/cm}^2$
for lower flange. As shown
in Table.1, the test values
of K-TIG girder is consider-
ably higher than the calcul-
ated value. The value
obtained according to the
reference [5] is shown
at the right side of Table
1 to compare the calculated
values by the same method with the test values for an ordinary composite girder
having a reinforced concrete slab. The test specimens used in the reference
[5] are similar to those of the present study as given in Fig.12. The ratios
of the test values to the calculated values of ultimate load are almost equal
to one. The reason why the test values of K-TIG girder are different from the
calculated ones will be as follows:

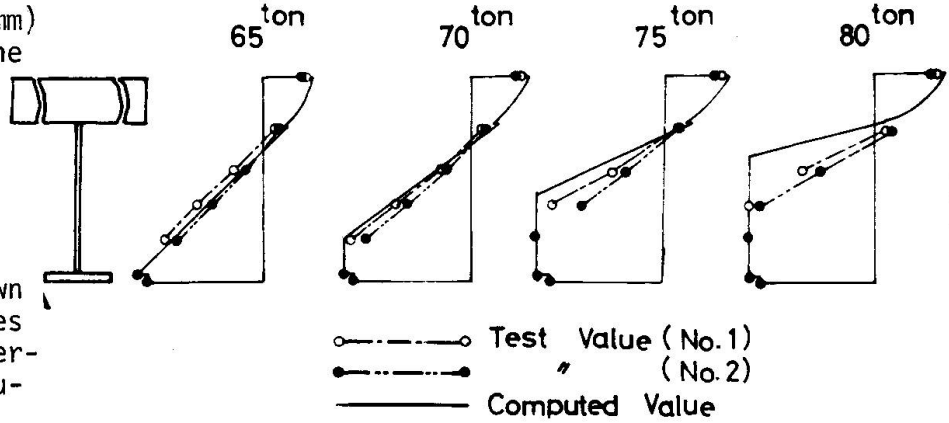


Fig.9 Stress Distribution in Inelastic Range

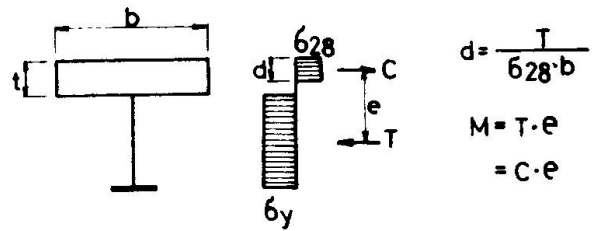
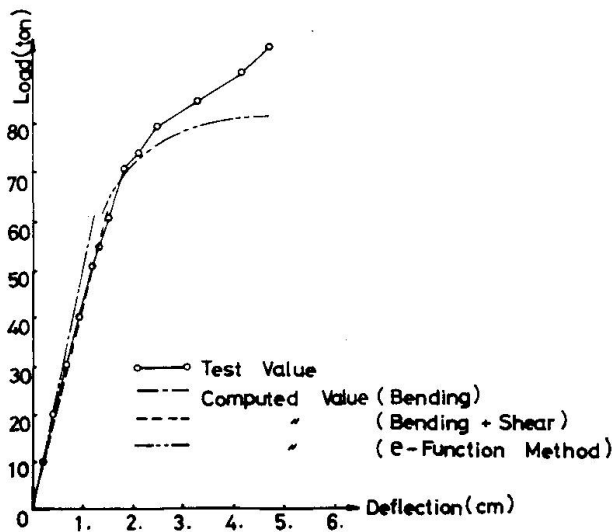


Fig.10 Load-Deflection Curve at Span Center

Fig. 11 Ultimate State

Table.1 Ultimate Load

Test Beam	K-TIG Composite Girder		Reference (5)	
	Test Value	96 ^{ton}	109 ^{ton}	77.6 ^{ton}
Computed Value	80.6 ^{ton}		76 ^{ton}	
<u>Test Value</u> <u>Computed Value</u>	1.191	1.353	1.02	1.00

- 1) Some sections of the steel beam are in the range of strain hardening at the failure of the composite girder.
 - 2) Since concrete in the slab is surrounded by the small I-beams, it is restrained from free deformation, and crushing of concrete seems to have been delayed.
- There was no buckling phenomenon of the steel beam observed at the failure

of the composite girder, and a typical flexural failure was noticed as seen in Fig.13.

(4) Conclusions

1) The small I-Beams, namely main members of the grating floor, can be statically useful enough for shear connectors which are regarded as a rigid connector, and they may be considered to have acted as the shear connectors up to the failure of composite girder, because the composite girder failed due to crushing of concrete through bending.

2) K-TIG girder can be expected to have a greater composite effect than the ordinary composite girder. The test values of strain and deflection coincide well with the calculated ones in the elastic range, but the considerably larger in the safety side than the latter in the inelastic range.

3) The average ultimate load is 27.2% larger than the calculated value.

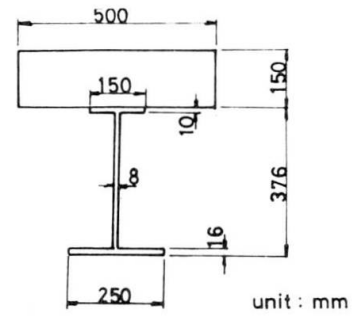


Fig.12 Test Specimens in Reference [5]

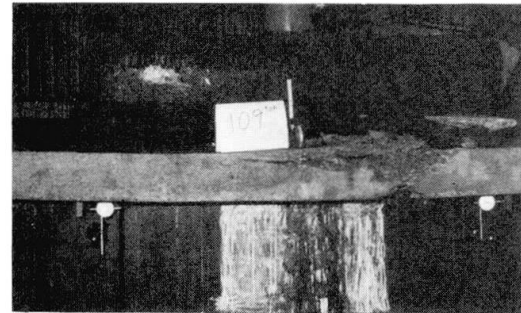


Fig.13 Crushing of Concrete Slab

III. Application of K-TIG Girders to Bridges

1. Prefabrication of girders

When the girder depth is high, connection of the main girder to the small I-Beams requires much works in a shop. As an alternative, a steel bar with a width of 15 to 20 cm and an arbitrary thickness, may be fixed to the small I-Beams, and then a prefabrication of girder will be possible through butt welding of the steel bar to the web of the main girder.

2. Structure of slab

1) Fabrication of slab

According to an erection method proposed at the present study the slab is fabricated as follows:

i) A prefabricated girder is erected at the required location.

ii) As shown in Fig.14 a main member ② in the intermediate portion of the slab is supported and connected indirectly by metal fixtures, (which will be described later on in detail) attached to the main member ① of the slab of the prefabricated girder.

iii) Concrete is cast in to form a continuous slab. An adequate position of the connecting parts will be near an inflection point of the bending moment of the slab, and if necessary, the connecting parts may be reinforced by reinforcements.

2) Metal fixtures to connect each I-Beam

A metal fixture to connect each I-Beam is installed to support the main member of the intermediate floor between each of the prefabricated girders and to secure continuity of the floor. It will be attached to the bottom of the I-Beams of the prefabricated girder and inserted between each bottom of small I-Beams.

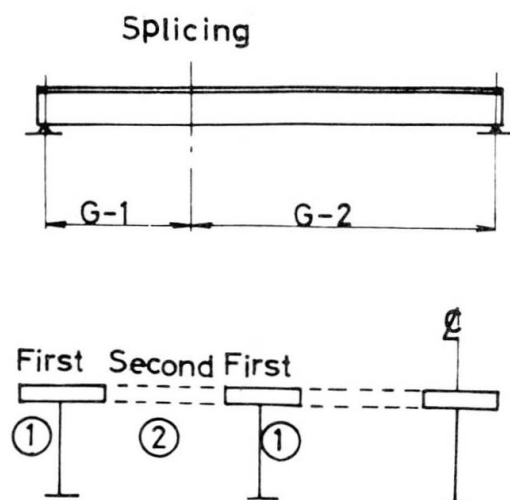


Fig.14 Erection Method

3. Erection Methods

Since various methods of erection are considered, design and construction should be carried out corresponding to an erection method which will be the most appropriate under the conditions of schedule, fabrication, transportation and erection of a bridge. Here, for example, an erection method to be used in the comparative design which will be described later, is explained. As is shown in Fig.14, the prefabricated steel girders G-1 and G-2 are connected beforehand in the field. Then, concrete of the first floor is cast, and the girders are pulled out to the position after the hardening or erected by a crane. Thereafter, concrete of the second floor will be placed.

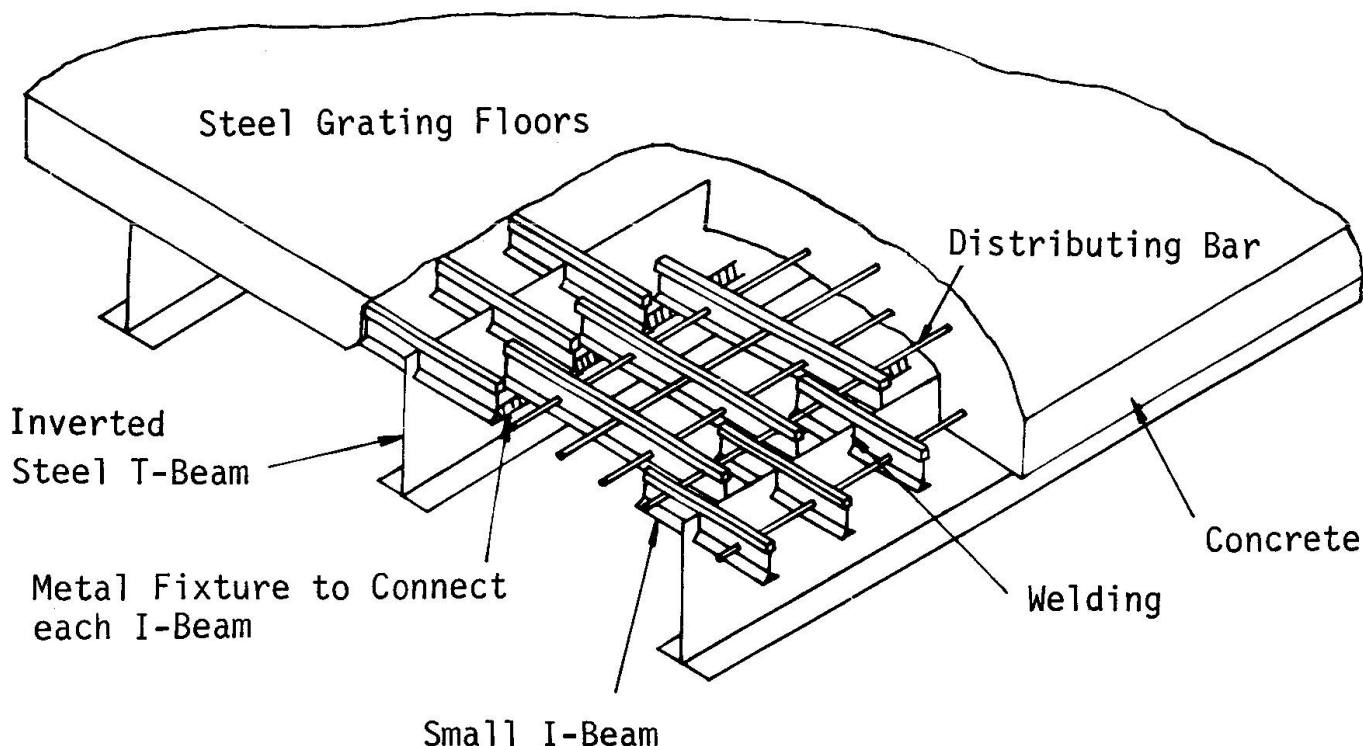


Fig.15 Schematic Sketch of Prefabricated Composite Girder with Inverted T-beams

IV. Comparative Design

To study an economical feature of K-TIG composite girder, its comparative design with an ordinary composite girder was carried out under the same design criteria. Main items of the bridges for the comparative study are bridge length of 30 m, total width of 17.6 m, span of 29.4 m, thickness of 23 cm for reinforced concrete slab and of 17.6 cm for grating floor slab, pavement thickness of 7.5 cm and a live load of 20 tons truck, specified by the Specifications for Design of Steel Highway Bridges in 1964, Japan Road Association. The steel materials are SM50A, SM50B, SM41A and SS41 designated by the Japanese Industrial Standards, and a load-distributing floor beam is provided with. The design conditions are given as follows:

- 1) The bridges are designed in accordance with the 1st Draft of Specifications for Design of Steel Highway Bridges [6].
- 2) Calculations are made according to the Leonhardt's method on load-distribution action.

Here, only the results of design calculations will be explained. The cross sectional area of the main girder of K-TIG composite girder bridge is only 74.8% of that for the ordinary composite girder bridge with shores in the outer girders and only 73.1% in the inner girders. The total steel weight of the bridge including main girders, floor beam, sway bracing, lateral bracing, shoe, expansion joint, and drain, is calculated to be 60.731 tons(117.4kg/cm^2)

of effective bridge area) for K-TIG composite girder compared with 70.496 tons (136.2 kg/cm² of effective bridge area) for the ordinary composite girder with shores, resulting in a decrease of 13.9%. The weight of reinforced concrete slab is 575 kg/m² and that of the grating floor is 499 kg/m², resulting in a 13.2% decrease of the dead load.

K-TIG composite girders have such advantages, compared with ordinary composite girders, that their load-carrying capacity is greater and a construction time can be shortened more since their prefabrication is possible, resulting in a about 5~10% reduction of overall construction cost, as shown in Table. 2. Therefore, K-TIG composite beams may be recommended for the mass production on behalf of conventional composite beams in bridges and buildings.

Table.2 Comparison of Construction Cost

	K-TIG Composite Girder			Composite Girder with Shores		
	Quantity	Unit Price	Price	Quantity	Unit Price	Price
Steel Plates	52 ^{ton}	190 ^{\$}	9880 ^{\$}	62 ^{ton}	190 ^{\$}	11980 ^{\$}
I-B-Grates	43	140	6020	—	—	—
Fabrication	95	165	15675	62 ^{ton}	220	13640
Transportation	95	14	1330	62	14	868
Erection	95	85	8075	62	110	6820
Coating	940 ^{m²}	3	2820	1110 ^{m²}	3	3330
Shoe etc	8 ^{ton}	700	5600	9 ^{ton}	700	6300
Concrete Casting	118 ^{m³}	27	3186	156 ^{m³}	27	4212
Setting of Reinforcements	9 ^{ton}	200	1800	33 ^{ton}	200	6600
Moulding	66 ^{m²}	6	396	560 ^{m²}	10	5600
Total Cost			54782 ^{\$}			59350 ^{\$}

Conclusions

Since the proposed K-TIG girder can be expected to have a greater load-carrying capacity, and to show about 5~10% reduction of overall construction costs for a bridge with a medium span length due to its prefabrication, it may be recommended for the mass production on behalf of conventional composite beams in bridges and buildings.

References

1. Yukio Maeda, Shigeyuki Matsui, "Experimental Study on Structural Behavior and Load Carrying Capacity of Full-sized Steel Grating Floors", Proceeding of Japan Society of Civil Engineers, No. 181, 1970 (in Japanese).
2. Mochimune Bridge, Tomei Expressway, Shizuoka Prefecture, Japan, 1968.
3. Hajime Umemura, "Plastic Deformation and Ultimate Strength for Reinforced Concrete T-beam", Report of Papers of Japan Society of Architectural Engineering, No. 42, 1951 (in Japanese).
4. Shinsuke Akao, "Study on Stud Dubel Composite Girder", Dissertation for Dr. Eng., Osaka University, 1962 (in Japanese).
5. Osaka City Univ., City of Osaka, Matsuo Kyoryo Co., Ltd., "Report on Model Experiments for Shin-Taisho Bridge-Static Experiments on Partially Composite Girder", 1967 (in Japanese).

6. Report of Sub-Committee on Revision of Steel Highway Bridge, "The 1st Draft of Specifications for Design of Steel Highway Bridges", Japan Road Association, May, 1970 (in Japanese).

SUMMARY

A new type of composite beam "K-TIG" is proposed in terms of the mass production and is verified for a practical use by an experimental study on its ultimate strength, a study on its erection method and a comparative design.

RESUME

On propose un nouveau type de poutre mixte acier-béton "K-TIG". Avant sa fabrication, on contrôle par des essais sa résistance à la rupture et sa facilité de montage.

ZUSAMMENFASSUNG

Es wird ein neuer Typ eines "K-TIG"-Verbundträgers gemäss den Bedingungen der Seriefabrikation vorgeschlagen und für die praktische Ausführung durch experimentelle Untersuchung seiner Bruchfestigkeit, durch Untersuchung des Montagevorganges und eine vergleichende Ausführung nachgeprüft.

IV

Tubes profilés pour planchers et tabliers

Fixed Joint Tubes for Floorings and Bridge Decks

Eingespante Profilröhren für Fahrbahndecken

IVO DADDI

Dr. Ing.

Dirigente Italsider S.p.A.

Professore Associato

presso l'Università di Genova

UMBERTO VENANZI

Dr. Ing.

Direttore Centro Carpenteria

Dalmine S.p.A.

Italie

1. Introduction

Un problème d'intérêt considérable pour la technique de la construction est représenté par la réalisation de planchers ou tabliers faciles à construire, dont le coût est relativement bas et qui peuvent être rapidement montés.

Ces caractéristiques doivent être accompagnées par un poids minime ce qui est particulièrement important dans la construction des ponts, par une grande durabilité et résistance dans le temps aussi vis-à-vis des phénomènes de fatigue.

Des profilés tubulaires fermés pourraient être particulièrement intéressants surtout en vue de la possibilité d'une fabrication par procédé continu et en considération de leurs caractéristiques de résistance et de la facilité de leur mise en oeuvre.

2. Les éléments et leur mise en oeuvre

La fig. 1 montre les dessin des sections transversales de deux éléments tubulaires récemment brevetés en Italie, destinés à des planchers ou tabliers, de type léger (type A) et lourd (type B). Ces éléments ont été obtenus de tôles convenablement cintrées et soudées. Les épaisseurs de production pourront varier de 2 à 6 mm.

Une première analyse a montré que la meilleure application de ces profilés devrait être dans la construction de tabliers fortement chargés exigeant l'emploi du type B.

Le schéma de montage des éléments pouvant avoir une longueur jusqu'à 5 m environ, prévoit la disposition des tubes l'un à côté de l'autre, de façon que l'arête latérale d'un élément vient se placer dans la rainure à V de l'élément continu, comme illustré dans la fig. 1. Les tubes seront appuyés aux extrémités et maintenus en place par des goujons d'assemblage en tôle pliée et ancrés par deux boulons aux traverses de support suivant le schéma illustré dans la fig. 2.

La tolérance de largeur du tube doit être contenue dans des limites étroites pour assurer le positionnement exact des boulons. En tout cas il sera possible d'appliquer des mesures spéciales pour l'assemblage, telles que l'interposi

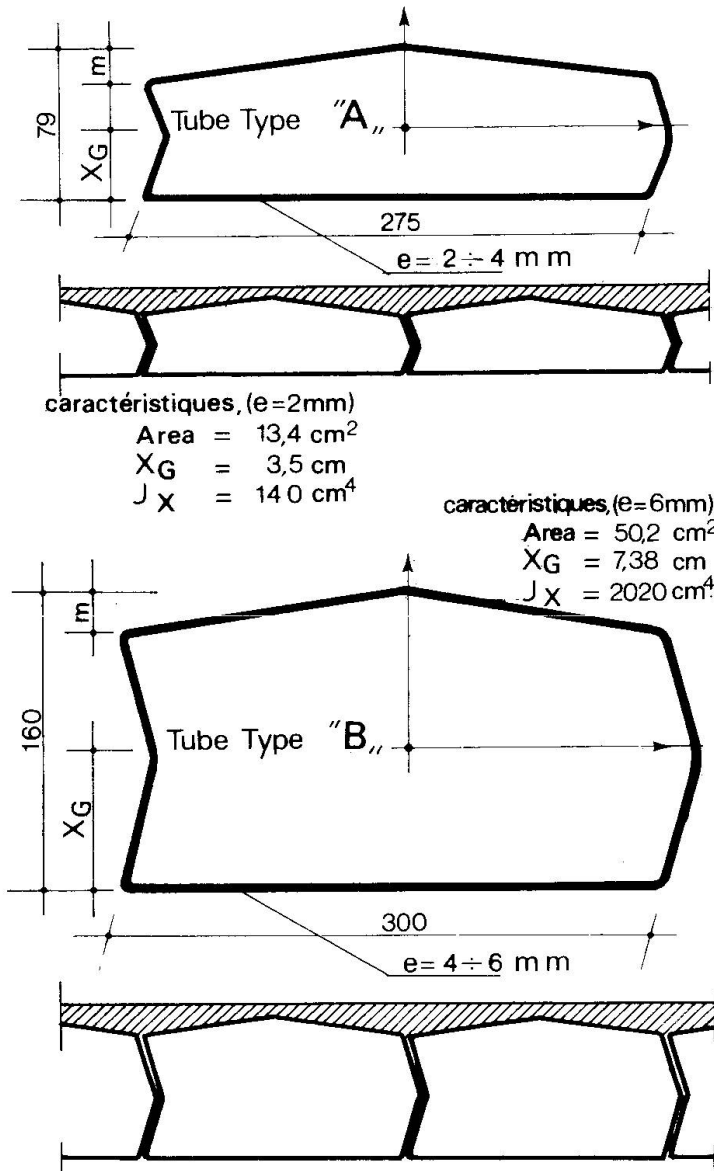


fig. 1

les orthotropes est dû à la préoccupation d'assurer une valeur élevée du coefficient d'adhérence entre la première couche de protection adhérente et la tôle de base. Pour augmenter cette adhérence on a souvent recours à des dispositifs mécaniques, par exemple par le soudage de treillis ou de barres d'aciers en zig-zag sur les tôles. Pour les éléments en question, étant donné leur forme spéciale, il ne devrait point être nécessaire d'avoir recours à des dispositifs de ce genre, parce que l'adhérence devrait être en tout cas assurée.

tion de cales de régistration en tôle pliée et la fabrication éventuelle d'éléments particuliers de moindre largeur. En outre, dans le but de réaliser une bonne collaboration transversale il pourrait convenir de limiter l'étendue d'assemblage entre deux traverses successives à une portée qui ne doit pas excéder deux fois la distance entre les appuis des éléments.

Il sera donc possible de réaliser un joint sur les traverses à façon de reprendre les jeux; le remplissage du joint est fait ensuite avec du matériel de scellement et des conglomérats élastiques.

La protection contre la corrosion pourra être réalisée par bitumage ou par l'emploi d'acier auto protectifs tel quel le COR-TEN ou IT-ACOR.

La surface supérieure du plancher pourra donc être nivelée par un pavage en matériel bitumineux ou par un léger damage.

Le plus grand soin dans la mise en oeuvre du bitumage sur de tôle

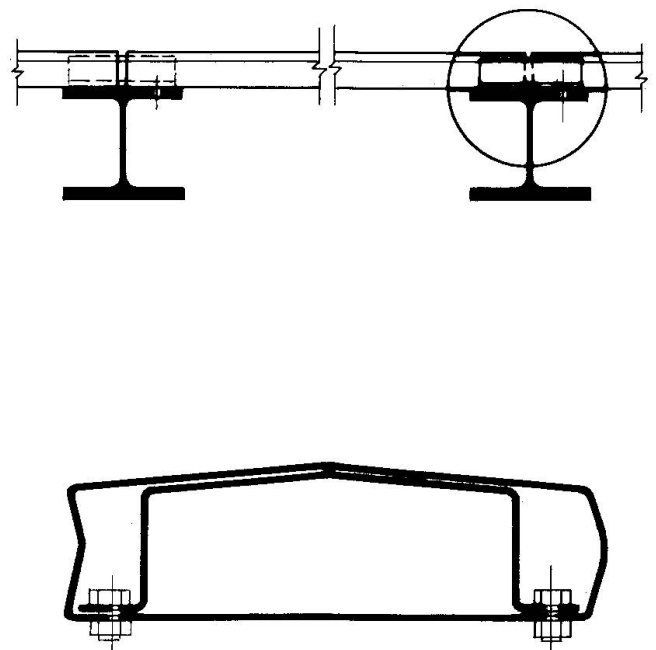


fig. 2

3. Essais expérimentaux sur des éléments séparés

Des essais expérimentaux ont été effectués sur quelques éléments en acier du type Fe 42 C ayant une limite d'élasticité minimum de 24 Kg/mm².

Pour les éléments A on a agi sur 4 éléments de 2 mm d'épaisseur, posés l'un à coté de l'autre, avec une distance entre les appuis de 4,5 m et une charge niformement répartie.

Dans un premier essai on a opéré sur des éléments avec une montée (fig.1) de 10 mm; un deuxième essai a été fait successivement sur des éléments avec m=0.

L'affaissement des éléments a lieu par instabilité du bord supérieur comprimé et il s'est vérifié aux valeurs suivantes de tension:

$$\text{pour } m = 0 \text{ mm, } \sigma_c = -11 \text{ Kg/mm}^2; \quad \text{pour } m = 10 \text{ mm, } \sigma_c = -17,5 \text{ Kg/mm}^2$$

Pour les éléments du type B on a agi sur des éléments individuels ayant m = 10 mm et une épaisseur de 5 mm, soumis à 2 charges concentrées avec differents entre-axes.

L'affaissement eu lieu en correspondance aux sections d'application des charges par instabilité élastique du bord supérieur comprimé, aidé par la présence concomitante de la force de cisaillement.

Les tensions d'affaissement étaient:

$$\text{pour } i = 2.50 \text{ m, } \sigma_c = -18,5 \text{ Kg/mm}^2; \quad \text{pour } i = 1.15 \text{ m, } \sigma_c = -19,5 \text{ Kg/mm}^2$$

Donc si nous voulons porter la tension d'affaissement par instabilité à une valeur qui ne diffère pas de beaucoup de la valeur d'étirage du matériau, il faudra augmenter la montée des éléments jusqu'à m = 15 mm pour le type A et m = 20 mm pour le type B. En présence de charges concentrées il faut adopter les plus fortes épaisseurs afin de garantir la stabilité de forme du profilé.

4. Essais expérimentaux sur tablier

Le problème de la collaboration transversale entre les tubes, qui sont profilés de façon à transmettre les forces de cisaillement le long de la génératrice de contact, a été étudié par des expériences sur dalles complètes. Avec des éléments du type A on a formé un tablier de 15 tubes posés l'un à coté de l'autre, soumis d'abord à une charge répartie en conditions d'ancrage d'appui aux extrémités des profilés (fig. 3) (schéma I) avec une portée nette de 4.40 m, et ensuite avec appui sur les quatre cotés et un débouché entre les appuis latéraux de 3.70 m (schéma II).

La fig. 4 montre les diagrammes de la flèche mesurée au centre du tablier pour les deux schémas. Les flèches de calcul ont été aussi indiquées dans ce diagramme.

Dans la fig. 5 sont illustrées les déformations unitaires longitudinales dans la section du milieu de l'élément central, comme moyenne de 3 extensomètres électriques, à variation de résistance. Les droites calculées ont été aussi indiquées dans la figure.

Les droites théoriques du schéma I ont été calculées dans la supposition légitime d'un comportement indépendant des éléments.

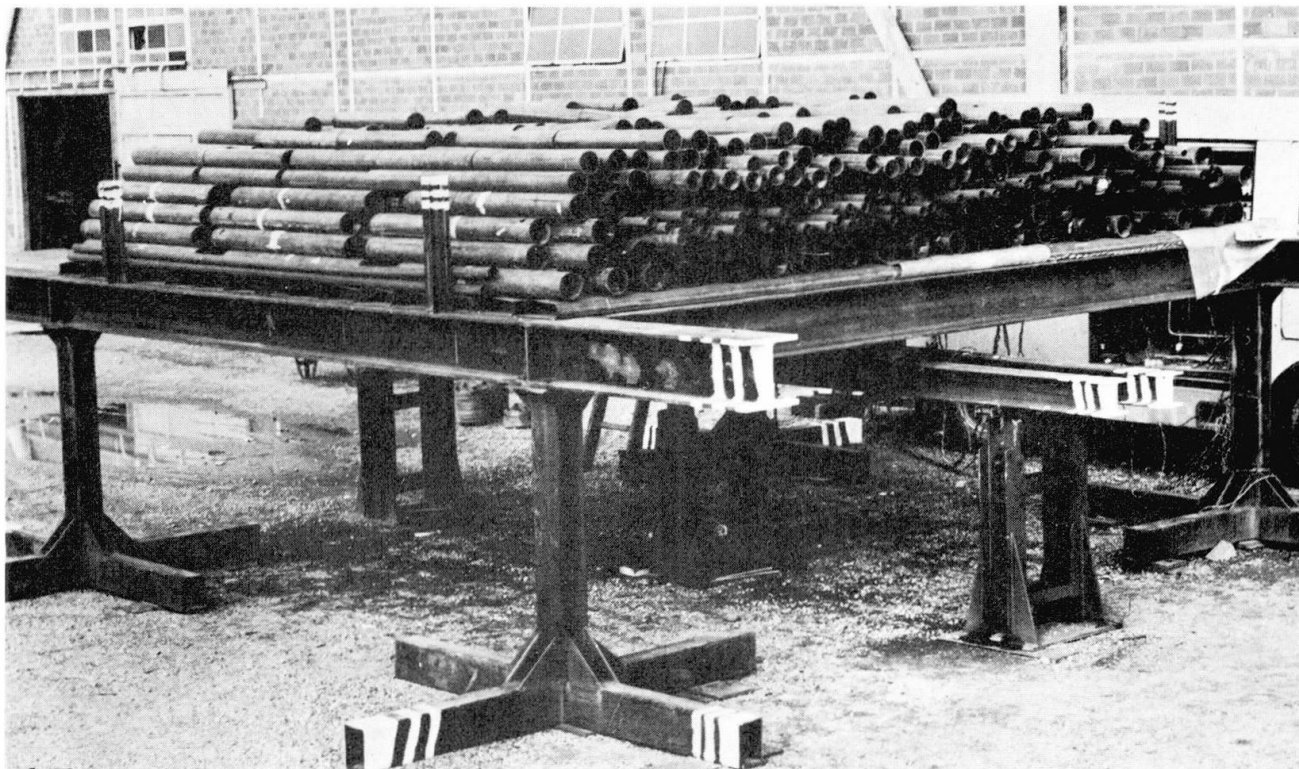


fig. 3

Pour le schéma II, compte a été tenu de la collaboration transversale au cisaillement des éléments ainsi que de la rigidité torsionnelle à la De Saint Venant du profilé, toutefois négligeant la variation de forme qui causerait des complications de calcul considérable sans fournir des corrections techniquement significatives des résultats (1), (2).

Le schéma de calcul qui tient compte de la rigidité de flexion et de torsion paraît en core assez compliqué. Il peut être rendu plus accessible, en considérant dans la section transversale au milieu du tablier une série d'éléments à connexion articulée, ayant rigidité de flexion et de torsion. Le problème est alors réduit à une recherche de la solution d'un système élastique à "n" variables hyperstatiques, de solution facile puisque les équations sont enchaînées. La variable hyperstatique peut être considérée par première approximation concentrée dans le point central de l'articulation longitudinale. Dans une deuxième approximation, tenant compte du contact le long de toute la génératrice de deux profi

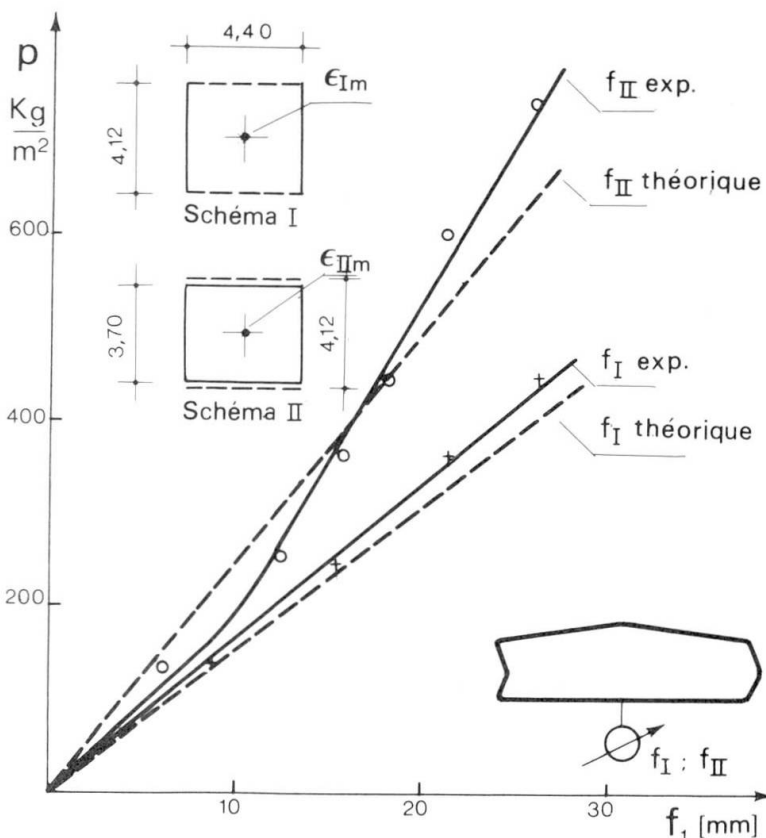


fig. 4

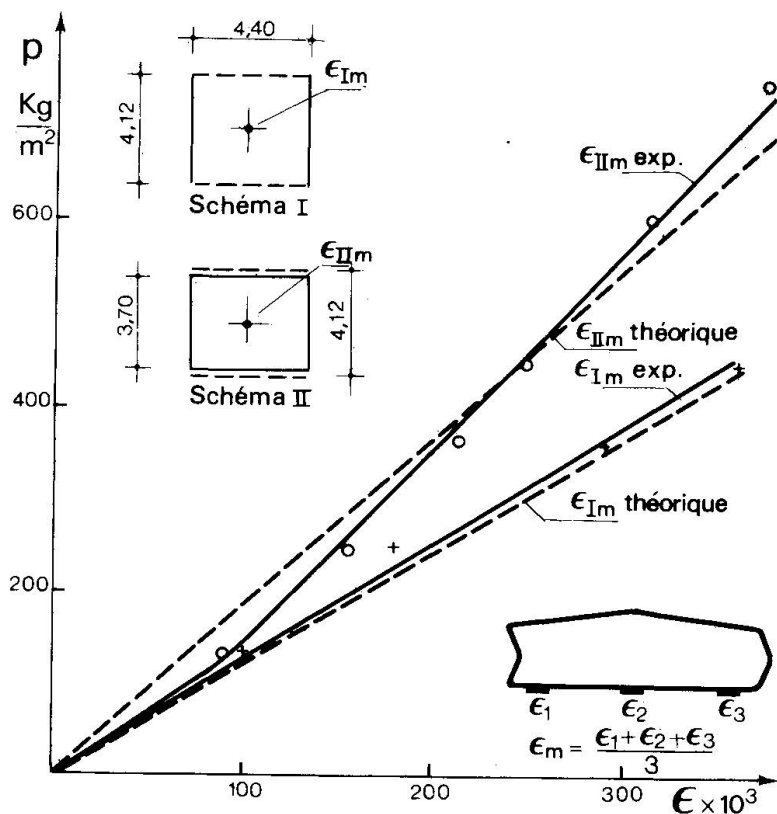


fig. 5

lés se trouvant côte à côte, la valeur de la variable hyperstatique pourra être corrigée par une répartition selon la loi parabolique sur toute la longueur de l'articulation longitudinale (3). Une comparaison entre les deux types de calcul nous fournit aussi une idée de ce qui se passe quand le contact entre deux éléments contigus est réduit, à cause des imperfections d'usinage, à quelques points seulement.

En considérant une répartition parabolique des forces de cisaillement le long de la génératrice de contact, on obtient, avec le schéma simplifié de calcul, les flèches des deux schémas de la charge dans le point centrale de la dalle:

$$\frac{f_{II}}{f_I} = 0.68$$

Dans les diagrammes de la fig. 4 et 5 on a ainsi tracé les droites théoriques de flèche et de déformation calculées suivant la hypothèse susmentionnée et indiquées par f_{II} et ϵ_{II} .

Les diagrammes expérimentaux de f_{II} et ϵ_{II} montrent des variations d'inclinaison, ce qui prouve que la collaboration transversale entre les éléments augmente avec l'accroissement de la charge.

Dans le tablier réalisé avec des éléments du type A on a observé qu'à des valeurs de charge très basses il y a une collaboration réduite entre les éléments, tandis qu'à une charge plus élevée, soit à partir de 150 Kg/m² environ, on s'approche sensiblement au niveau de collaboration théoriquement prévu, dans la hypothèse de simplification adoptée pour construire les droites théoriques du schéma II.

La méthode expérimentale d'application de la charge formée par des bouts de tubes, a la tendance à exalter légèrement cette collaboration en transférant les charges aux éléments en correspondance des extrémités des tubes. Cet effet paraît toutefois négligeable compte tenu de la longueur limitée des bouts de tube.

Dans un deuxième tablier (fig. 6) réalisé avec 14 éléments du type B posés côte à côte, avec une portée nette de 4.50 m, expérimenté dans l'Institut Polytechnique de Turin, on a voulu étudier la collaboration transversale aussi bien avec une couple de charges sur tous les éléments (suivant un schéma simi

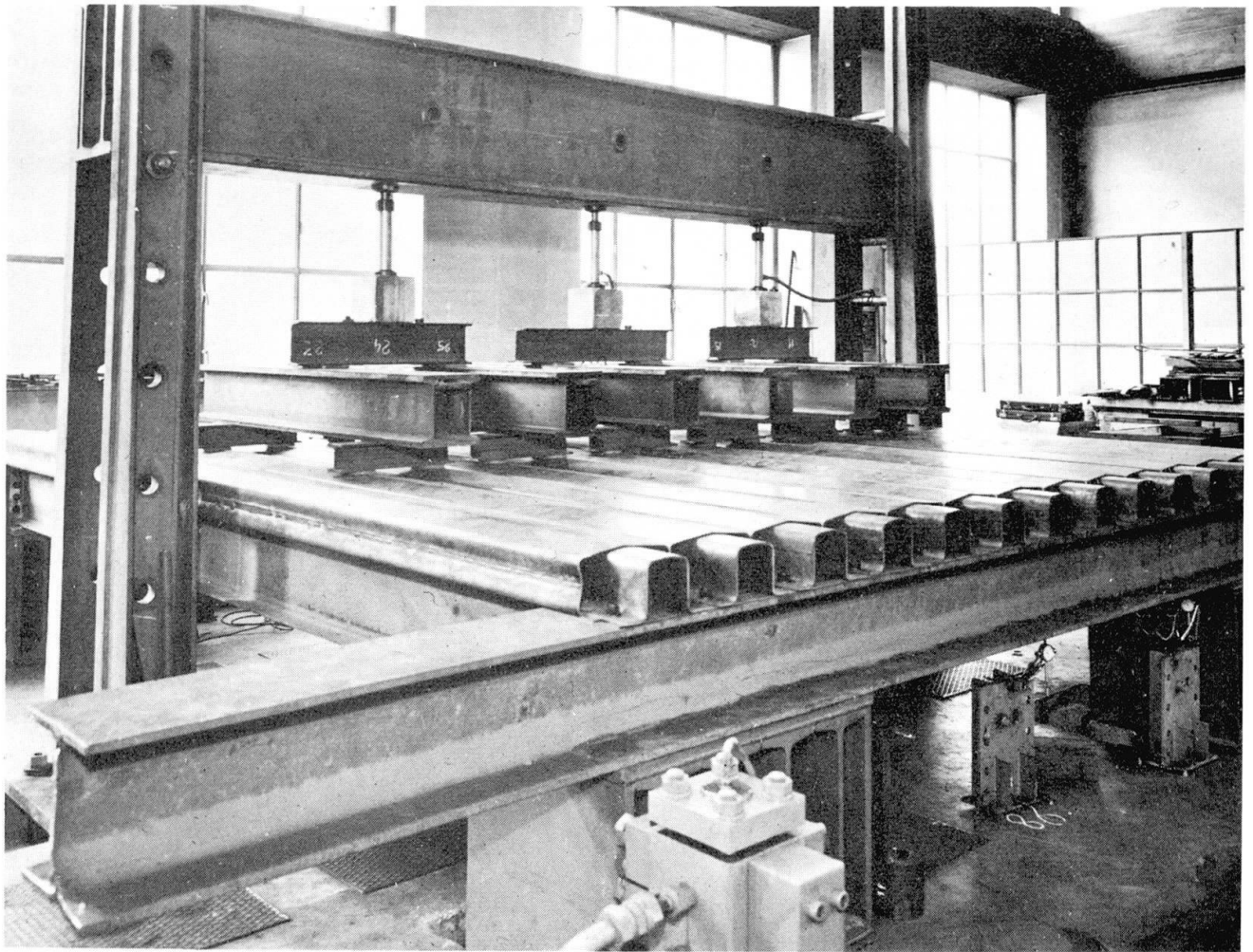


Fig. 6

laire à celui de la charge répartie), qu'avec une seule charge concentrée dans de différentes positions sur le tablier.

Les résultats ont confirmé l'allure générale déjà constatée lors des essais sur le tablier du type A, la collaboration étant néanmoins déjà plus sensible à des valeurs basses de la charge.

Un essai de fatigue à charge progressive a été aussi effectué avec une charge concentrée dans le centre du tablier, les tensions initiales au bord inférieur des deux tubes centrales chargés étant de $\sigma_{\min} = 3 \text{ Kg/mm}^2$ $\sigma_{\max} = 6 \text{ Kg/mm}^2$. σ_{\max} a été augmentée de 1.5 Kg/mm^2 chaque 10^5 cycles, jusqu'à 15 Kg/mm^2 . La cassure par fatigue n'a pas été obtenue: étant donné qu'il s'agit d'acier doux et manquant des effets particuliers de concentration des efforts, on arrive d'abord à la condition d'instabilité du bord supérieur comprimé. La collaboration transversale ne diminue que de peu au cours des essais.

Au cours de l'essai successif de rupture avec une seule charge concentrée au milieu du tablier on a pu observer que la situation critique est toujours déterminée par instabilité mais que la collaboration transversale tient les éléments en position évitant ainsi leur affaissement total.

Des essais de fatigue sont en cours sur un tablier similaire à revêtement.

Conclusions

Nous sommes d'avis que cette solution de construction pourra étendre le domaine de l'influence de l'acier dans le bâtiment. En particulier, dans la construction de tabliers de pont ce système pourra rendre économique l'utilisation de l'acier mêmes pour des portées relativement faibles, grâce à la légèreté du tablier et à son coût modéré, ainsi qu'à la possibilité de préfabrication et à la facilité de montage des éléments.

Bibliographie

- (1) B.Z. Vlassov, Pièces longues en voile mince, Eyrolles, Paris (1962)
- (2) G. Spaethe, Théorie elastischer Balkenreihen, AIPC, Abhandlungen (1968)
- (3) G.M. Bo, E. Leporati, Sul comportamento statico ed a fatica di un impalcato realizzato con elementi tubolari (Mémoire présentée au Congrès organisé par CTA, Alberobello, Oct. 1971).

RESUME

Une description est donnée d'un nouveau système de construction de tabliers, utilisant des tubes profilés à encastrement. Après l'illustration du procédé de fabrication et de montage, on reporte les résultats des essais effectués sur des éléments et sur des prototypes de tabliers; les essais montrent que le comportement de ces tabliers est satisfaisant.

SUMMARY

A description of a new flooring and bridge deck construction system with the utilization of fixed joint tubes, is given.

The Authors, after illustrating the manufacturing and assembly process, report the results obtained from trials performed on separate elements and on some prototype floorings.

These tests show a satisfactory behaviour of these decks.

ZUSAMMENFASSUNG

Es wird eine Beschreibung von Fahrbahndecken gegeben, die nach einem neuen Herstellungsverfahren unter Verwendung von eingespannten Profilröhren hergestellt werden.

Nach Erläuterung des Herstellungs- und Montageverfahrens wird über die Versuchsergebnisse, die sowohl mit einzelnen Elementen wie auch mit Prototypdecken gewonnen wurden, berichtet.

Das Verhalten dieser Decken, wie es aus diesen Prüfungen hervorgeht, kann als befriedigend betrachtet werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Prefabricated Steel Deck Plates Sandwiching Concrete

Chaussées de ponts préfabriquées à section mixte en sandwich,
acier-béton-acier

Vorfabrizierte stählerne Fahrbahndecken in Verbundbauweise

YUKIO MAEDA
Dr.-Eng. Professor

SHIGEYUKI MATSUI
Master of Eng. Assistant
of Osaka University
Osaka, Japan

1. Introduction

With a recent remarkable increase of traffic, some of the slabs have often collapsed within a much shorter time than a serviceable life of main girders. Consequently, it has been demanded to develop a new type of bridge deck which would have more durability and rigidity than ordinary ones. When a long-span bridge like a suspension bridge is to be built more economically, easily and fast, its deck plates as an overall member must be preferably prefabricated, too.

Recently, a new deck plate named Steel Deck Plate Sandwiching Concrete in prefab-type has been proposed by the authors in Japan, in order to solve the above mentioned problems. The proposed deck consists of two steel plates and concrete sandwiched between them. Upper and lower steel plates are connected with stud bolts made of high strength steel, and stud shear connectors are welded to the both steel plates to resist against shearing forces between steel plates and concrete, making a steel-concrete composite deck plate. Photo. 1 shows a shop assembly of this deck plate before filling up concrete.

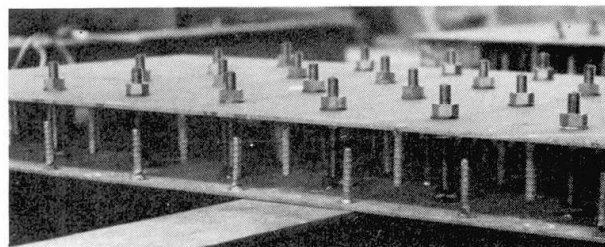


Photo. 1 Assembly of deck

Due to composite interactions, this deck plate has a larger flexural rigidity in comparison with its smaller thickness and light weight. The both surface steel plates would give an excellent durability and enable to use the deck plate as a continuous plate subjected to a negative moment.

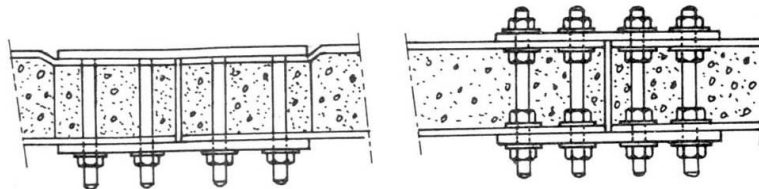


Fig. 1 Jointing of deck plates

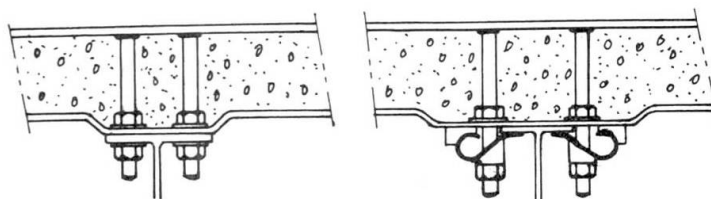


Fig. 2 Jointing of deck plate to beam

Jointing of one unit deck to other unit decks and of the

deck to a steel beam, will be carried out simply and firmly at the construction site by using stud bolts in a friction type as shown in Figs. 1 and 2.

If stud bolts are substituted for shear connectors, named bolt shear connectors, between a deck plate and a supporting beam, this deck can be used for a slab of composite beam of highway bridges. Furthermore, this composite beam can be also used easily for a continuous composite beam subjected to negative moment near an intermediate support. The reduction of moment of inertia of an overall cross section neglecting of concrete in tension, is less than that of a conventional composite beam with a reinforced concrete slab. Therefore, an easy and simple prefabrication is possible for not only bridge decks, but also an overall bridge structure.

Tests on large-sized deck plates and composite beams of the proposed type have revealed that an application of the proposed deck to a bridge structure is possible in practice, and that their larger load-carrying capacity and more improved structural behavior can be expected than ordinary slabs and composite beams.

2. Fabrication of Deck Plate for Tests

A prototype deck plate is fabricated in the following sequence: (a) Welding of stud bolts to specified points on the upper surface plate and drilling of bolt holes in the lower surface plate. (b) Welding of stud shear connectors on the both upper and lower surface plates. (c) Attaching of inner bolt nuts and circular washers to stud bolts, to hold a specified distance between the both surface plates, and connecting the lower plate with the upper plate by applying a required torque through outer circular washers and bolt nuts. (d) Filling up concrete

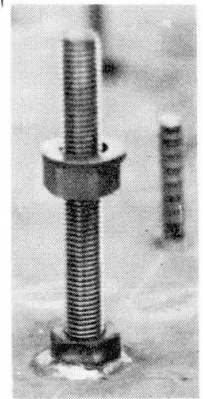


Photo. 2
Attaching of
high-strength
bolt

(e) In the case of fabricating composite beam, removing the outer nuts and washers, and then fixing deck plates to the beam like the connection of lower surface plates to upper surface plates in the deck plates.

In the fabrication of this deck, a method of welding of a nut made of mild steel to the surface plate and of screwing down a bolt in it, was used in place of stud welding of bolts, as shown in Photo. 2, because welding of high strength bolts as the studs seemed to initiate a crack at the welded part of bolts, due to a deterioration of bolt material.

3. Description of Specimens and Test Procedures

3.1 Description of test specimens

Plan views and profile sections of deck plate specimens are shown in Fig.

3. Deck plate specimens were classified into three series denoted by B-3, B-4 and B-6, according to spacing of studs and bolts.

Fig. 4 illustrates a cross section of composite beam specimens and spacing of stud bolts and stud shear connectors in the deck plate. Three test beams of the same type were prepared for the beam test, denoted by CB-1-1, CB-1-2 and CB-2.

3.2 Materials

Steel plate materials of all specimens were a structural carbon steel SS41 designated by JIS (Japanese Industrial Standards). As the result of static tension tests of those steel materials, stress at yielding point, tensile strength, and elongation were 3280kg/cm², 4960kg/cm² and 36% for the surface steel plates, and 2460kg/cm², 4370kg/cm² and 30% for the steel beams in composite beams, respectively.

Stud bolt materials were a high-strength low-alloy structural steel F11T for shear connectors and F9T for stud bolts of deck plate, designated by JIS.

An applied torque was 7500kg.cm for the bolt shear connectors and 3700kg.cm for the stud bolts of deck plate. Stud shear connectors on the deck plate were made of deformed bar designated SD30 by JIS.

High-early-strength concrete, of which mean compressive strength and modulus of elasticity at two weeks were 275kg/cm² and 2.14×10⁵ kg/cm², respectively, was used for sandwiched concrete for all of the specimens.

3.3 Test procedures

For each specimen of the deck plate, a load was applied at the locations shown in Fig. 3 by a hydraulic jack of 200-ton testing machine. The test under this central-loading condition was conducted to determine such physical properties of the sandwiching structures as relation of load versus deflection, stress distribution, ultimate strength, reduction of stress concentration around the bolt holes of surface plate due to a use of high strength bolts, and whether the deck subjected to a negative moment had or not the same rigidity as the one subjected to a positive moment, in order to use it for a continuous deck plate.

In the composite beam tests, a load was applied at the location shown in Fig. 4. Specimens CB-1-1 and CB-1-2 were subjected to a positive moment and a specimen CB-2 was subjected to a negative moment. These tests were run to study basic behaviors of the composite beams, adaptability of stud bolts to shear connectors, ultimate strength, and whether it was proper or not to apply

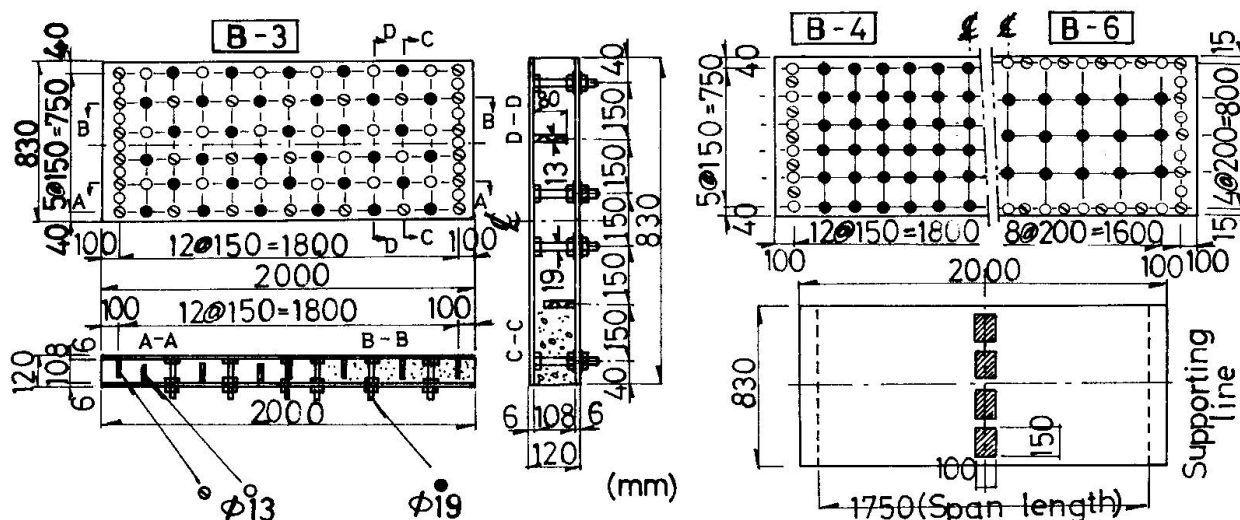


Fig. 3 Deck plate specimen and loading locations

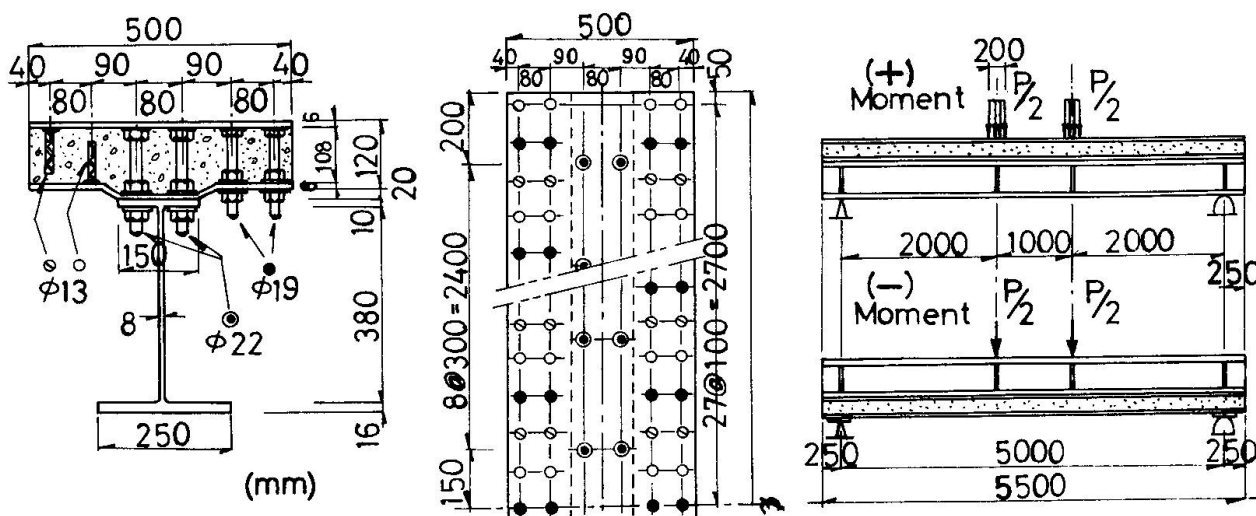


Fig. 4 Composite beam specimen and loading locations

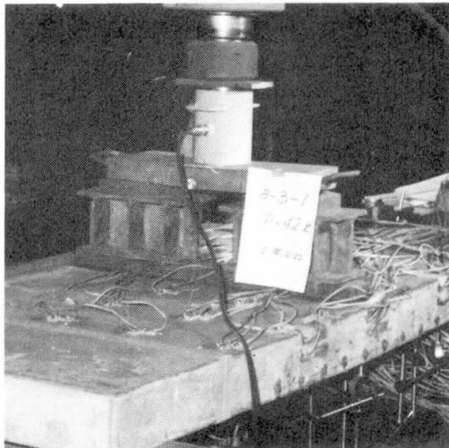


Photo. 3 Deck plate test

these beams to a continuous composite beam. Photos. 3 and 4 show the both views of actual loading.

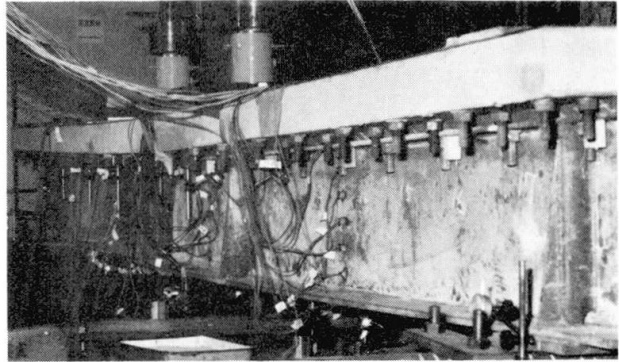


Photo. 4 Composite beam test

4. Test Result and Discussions

4.1 Deck plate test

4.1.1 Deflection and strain measurements

With regards to the test result, load versus maximum deflection and load versus maximum strain at mid-span are indicated in Figs. 5 and 6, respectively.

As is evident from the figures, the following characteristics could be recognized:

(a) The proposed deck plates are apt to deform due to shearing force. Their elastic behaviors, however, can be explained by the elementary steel-concrete composite theory, because general tendencies of the deflection curves under unloading and reloading processes are coincident well with the theoretical one. Also, scarce increments of residual strains and a general agreement of strain measurements with their theoretical values will prove the above discussion to be reasonable.

(b) For the spacing of stud bolts and stud shear connectors in the proposed deck, the one seen in Specimen B-3 will be the most appropriate for a practical usage.

(c) Between the test results for a positive or negative moment, so large difference are not recognized. Therefore, the proposed deck may be considered to be applicable for a continuous deck plate of highway bridge.

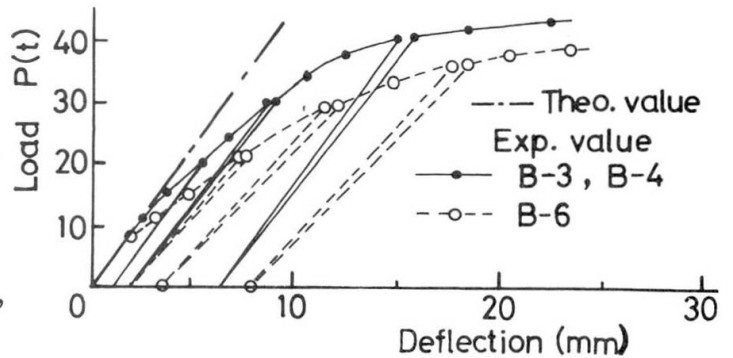
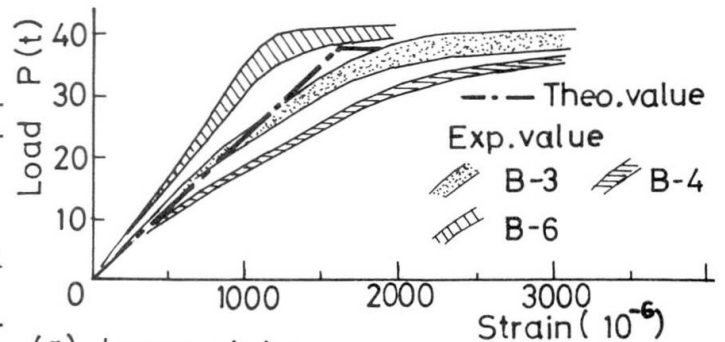
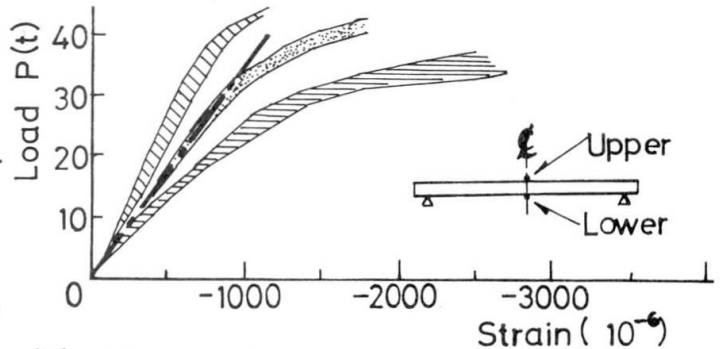


Fig. 5 Load versus deflection



(a) Lower plate



(b) Upper plate

Fig. 6 Load versus strain

4.1.2 Ultimate load-carrying capacity

The ultimate loads of these specimens are tabulated in Table 1. The test values P_{ex} are larger by about 18% than theoretical values P_{th} , which were computed under the assumption of forming of a plastic hinge at the point of maximum moment.

Photo. 5 illustrates that failures under these loads are due to a bending, and this fact confirms that the above assumption will be right.

As regards to specimens B-3-2 and B-6-2 subjected to a negative moment, a failure occurred at one of the supports due to a shearing force, as shown in Photo. 6, because diaphragms to avoid such a shear failure at the supports were not provided in these specimens. For a practical use of the proposed deck plates, it seems to be favorable to take a necessary step for preventing shear failures of the deck at the location of supporting beams.

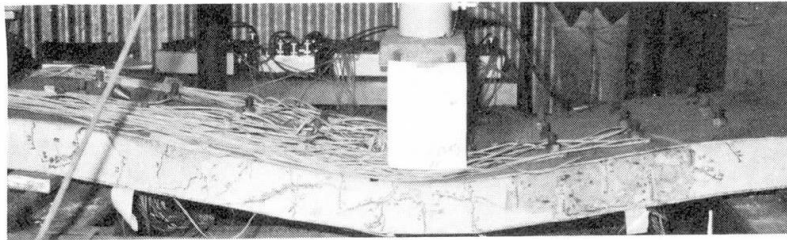


Photo. 5 Failure of deck plate

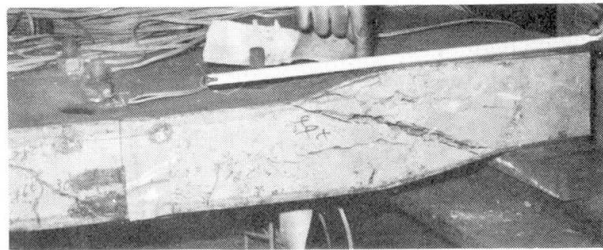


Photo. 6 Shear failure at a support

4.1.3 Comparison between test specimens and other ordinary deck plates and slabs

In this study, the comparison was made on only weights and load-carrying capacity. The following four types of deck plates and slabs will be an object of this comparison:

- (a) Robinson deck plate in 12cm depth, with a mark of RD.
- (b) Open-grating floor in 15cm depth, with a mark of OG.
- (c) Solid-grating floor filled with concrete in 12.4cm depth, with a mark of SG.
- (d) Reinforced concrete slab in 16~30cm depth, with a mark of RC.

(1) Comparison of weights

The weight of deck plates and slabs is in proportion to their depth except OG as tabulated in Table 2. Therefore, the proposed deck plate is very light in comparison with RC which is used mostly for bridge decks.

With regard to the weight of steel section, this deck is the heaviest due to a use of upper and lower steel plates. This defect, however, may be canceled with the feature that this deck would not require any special technique for an application to a continuous plate and that the deck can be prefabricated completely, to cut down an erection cost greatly.

(2) Comparison of ultimate strength

It may be assumed that the ultimate load of each deck plate and slab is such a load at which a plastic hinge is formed at a loading point. The ultimate load-carrying capacities of proposed deck plates are about 2 to 3 times those of RD and SG, and about 3 to 4 times that of RC in 16cm depth. Moreover, this deck has little probability to cause such a critical failure

Table 1 Ultimate load

Specimen	P_{ex} (t)	P_{th} (t)	$\frac{P_{ex}}{P_{th}}$
B-3-1	62.5	47.6	1.31
B-3-2	54.0	46.4	1.16
B-4-1	54.5	46.3	1.18
B-4-2	55.5	46.2	1.20
B-6-1	50.0	46.6	1.07
B-6-2	54.0	46.6	1.16

Table 2 Comparison of ultimate load and weights

Deck or	Total weight (kg/m ²)	Steel weight (kg/m ²)	Ultimate load (t)
Proposed deck	365	110	46.3
RD	342	74	34.5
OG	107	107	25.0
SG	351	60	17.0
RC	416 ~ 745	40	13.5 ~ 41.0

due to a punching shear as seen often in RC.

4.1.4 Availability for mass productions

(1) The proposed deck plates are the most suitable for mass production due to its simple fabricating process as mentioned in Chapter 2.

(2) It is possible to vary arbitrarily the depth of the deck plate by adjusting the position at elevation of inner and outer nuts, so that a stock of standard panels through prefabrication can meet any demands.

(3) Connection of each panel can be carried out simply at the construction site, because the deck plates are provided with the jointing parts at their edges as shown in Fig. 1.

(4) This deck plate would be useful for fabricating various shaped standard panels. A prefabricated safety curb which could be embodied in the deck plate, is a good example of them, as shown in Fig. 7, since the steel plates can be easily shaped at a shop and the bolts in the curb are available for fixing guard-rail posts.

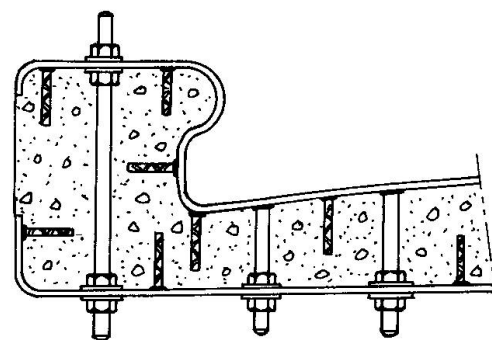


Fig. 7 Curb embodied in deck

4.2 Composite beam test

4.2.1 Deflection and strain measurements

Typical relation of load versus maximum deflection and of load versus maximum strain at the mid-span are indicated in Figs. 8 and 9.

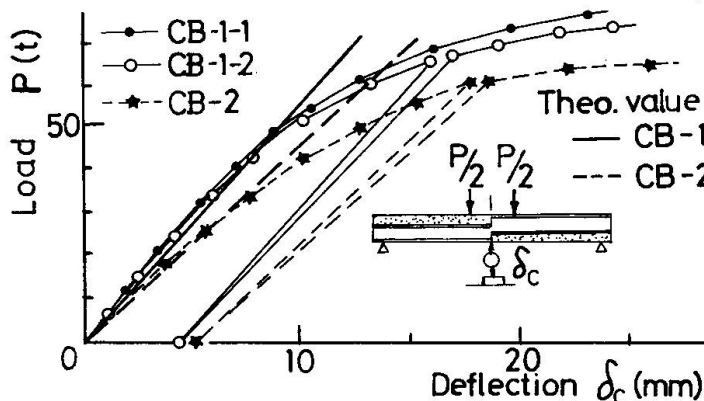


Fig. 8 Load versus deflection

Those results for the specimen subjected to positive moments agree well with the theoretical values up to the yield point of lower flange. When the applied load reached this yield load of about 60t, the beam made a shock noise due to slip of bolt shear connectors made of high strength steel.

The working shearing force per one bolt shear connector under this load are about 9.8t, which coincides with a slip load in a tension test of a joint consisting of high strength bolts. Since any behavior of specimens is explained by the composite beam theory, the stud bolts for connection of beam to slab would be expected to be a substitute for shear connectors.

In Specimen CB-2 subjected to a negative moment, the vergin deflection curve deviates slightly from the theoretical curve. The results under unloading and reloading processes,

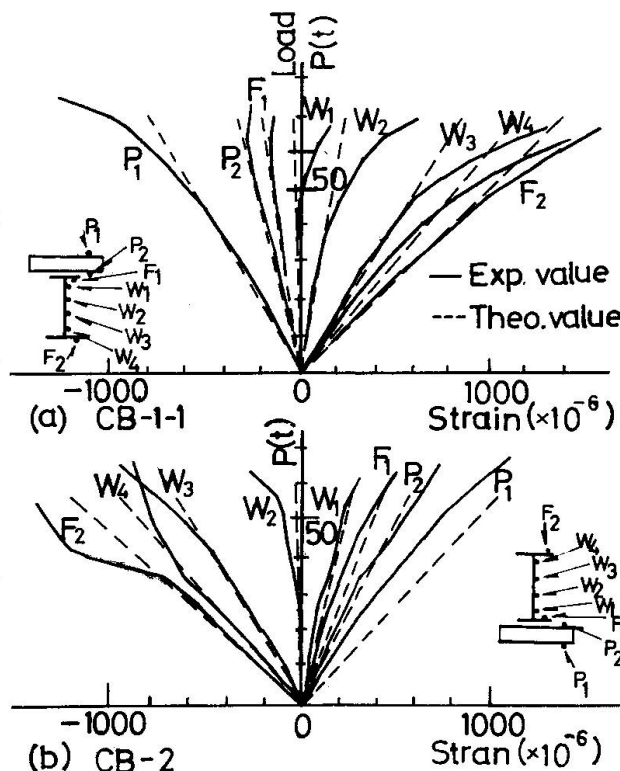


Fig. 9 Load versus Strain

however, are explained by the ordinary composite beam theory, as well as at the discussion mentioned for the deck plates.

For a composite beam with the proposed deck plate, the reduction of moment of inertia of a cross section by neglecting concrete in a tension range is only 20% of the overall composite section. Such a small value would not be expected in ordinary composite beams with reinforced concrete slabs.

4.2.2 Ultimate load-carrying capacity

The test values of ultimate load P_{ex} and the theoretical values P_{th} are tabulated in Table 3. P_{ex} for Specimens CB-1 subjected to a positive moment are larger by about 10% than P_{th} . These large ultimate load-carrying capacities prove that the entire cross section of the composite beam is effective for a composite action up to its failure, in spite of slip of bolt shear connectors.

As soon as the applied load reached its ultimate value, the upper surface plate of deck buckled upward due to snap-through caused by concrete crush in the vicinity of loading points, as shown in Photo. 7.

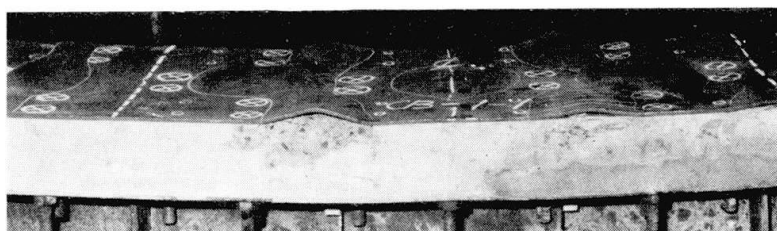


Photo. 7 Snap-through of surface plate in composite beam

The test value of CB-2 agrees with the theoretical value, but this agreement is accidental due to a local buckling of steel beam. If this buckling were prevented, the ultimate load would have become as large as for the specimens CB-1.

4.2.3 Comparison between deck plate composite beams and ordinary composite beams with reinforced concrete slabs

In this comparison, all dimensions on a cross section and a span length of the compared composite beams are similar to the test specimens except the slab thickness, which vary with a depth of 14, 16, 18 and 20cm. Yield point of steel σ_s , ratio of Young's moduli E_s/E_c , and compressive strength of concrete σ_c , are assumed to be 2800kg/cm², 10 and 280kg/cm², respectively. Comparison for moment of inertia of a cross section I_v , ultimate load P_{ult} , weight per unit length W_d , are tabulated in Table 4.

Table 4 Comparison between test beam and composite beams with RC-slab

Superiority of the composite beams with a steel deck plate sandwiching concrete will be confirmed evidently from this table. In spite of a small thickness of deck plate, this composite beam has a larger moment of inertia and load-carrying capacity.

With regard to the weight per unit length, it may be recognized that this difference of dead weights will be more significant in an actual highway bridge with a long span and a large distance of installed beams.

Moreover, reduction of the number of shear connectors due to a use of high strength bolts, application of this structure to a continuous beam without any

Table 3 Ultimate load and Slip load

Specimen	Ultimate load		Slip load	
	P_{ex} (t)	P_{th} (t)	Load (t)	Shearing force (t/one bolt)
CB-1-1	102.0	95.0	64.0	9.8
CB-1-2	107.0	95.8	64.0	9.8
CB-2	76.5	75.0		

Specimen	Moment of inertia I_v (cm ⁴)	Ultimate load P_{ult} (t)	Weight per unit length W_d (kg/m)
CB-1	81800	95.4	249
RC-14 *	69990	78.8	242
RC-16 *	76910	84.0	267
RC-18 *	84060	89.2	292
RC-20 *	91480	94.0	317

* Designation; RC - Ordinary composite beam with RC-slab, Numeral - Depth of RC-slab.

special technique and possibility of prefabrication, will give a great contribution to a mass production of steel structures.

5. Conclusions

On the both proposed deck plates and composite beams, the following are concluded from the present investigation:

- (1) The elastic behavior of the both of deck plates and composite beams can be well explained by the elementary steel-concrete composite beam theory. Their load-carrying capacity are much larger than those of ordinary deck plate or slabs and composite beams with reinforced concrete slabs.
- (2) The proposed deck would be available for a continuous deck plate. Furthermore, the composite beam with this deck plate would be applicable to a continuous composite beam of a highway bridge, too.
- (3) The steel deck plates sandwiching concrete are the most suitable structures for mass production according to their complete prefabrications, and for collaboration with a steel girder.

The proposed decks are going to be used for decks of suspension bridges and H-steel beam bridges, and for slabs of composite beams for an elevated highway bridge in Japan.

SUMMARY

A new type deck plate named Steel Deck Plate Sandwiching Concrete is proposed, in order to contribute to prefabrication of highway bridges and to lightening its dead weight. In the paper, the test results on large-sized deck plate specimens and composite beam specimens with proposed deck plates, are discussed in detail, emphasizing their structural merits from the point of practice for the mass production of structure.

RESUME

Dans le but de contribuer à la préfabrication des ponts d'autoroutes et à la réduction de leur poids, on propose un nouveau type de dalle de chaussée (Steel Deck Plate Sandwiching Concrete) qui se compose de deux tôles d'acier situées de part et d'autre d'une dalle de béton, le tout agissant en section mixte. Dans cet article on expose les résultats d'essais exécutés sur des modèles de grandes dimensions de la plaque proposée et sur des poutres d'acier collaborant avec cette plaque; et l'on insiste sur les avantages constructifs au point de vue de la préfabrication.

ZUSAMMENFASSUNG

Es wird ein neuer Typ einer Fahrbahndecke, genannt Stählerne Fahrbahndecke in Verbundbauweise (Steel Deck Plate Sandwiching Concrete), vorgeschlagen, um zur Vorfabrikation von Strassenbrücken beizutragen und deren Eigengewicht zu erleichtern. Im Bericht werden die Versuchsergebnisse an Probeausführungen grosser Decken und an Verbundträgern mit den vorgeschlagenen Fahrbahndecken im einzelnen diskutiert, und dabei ihre baulichen Vorzüge vom Standpunkt der Praxis aus für die Seriefabrikation hervorgehoben.