

鶴見航路橋（B Y 421工区）

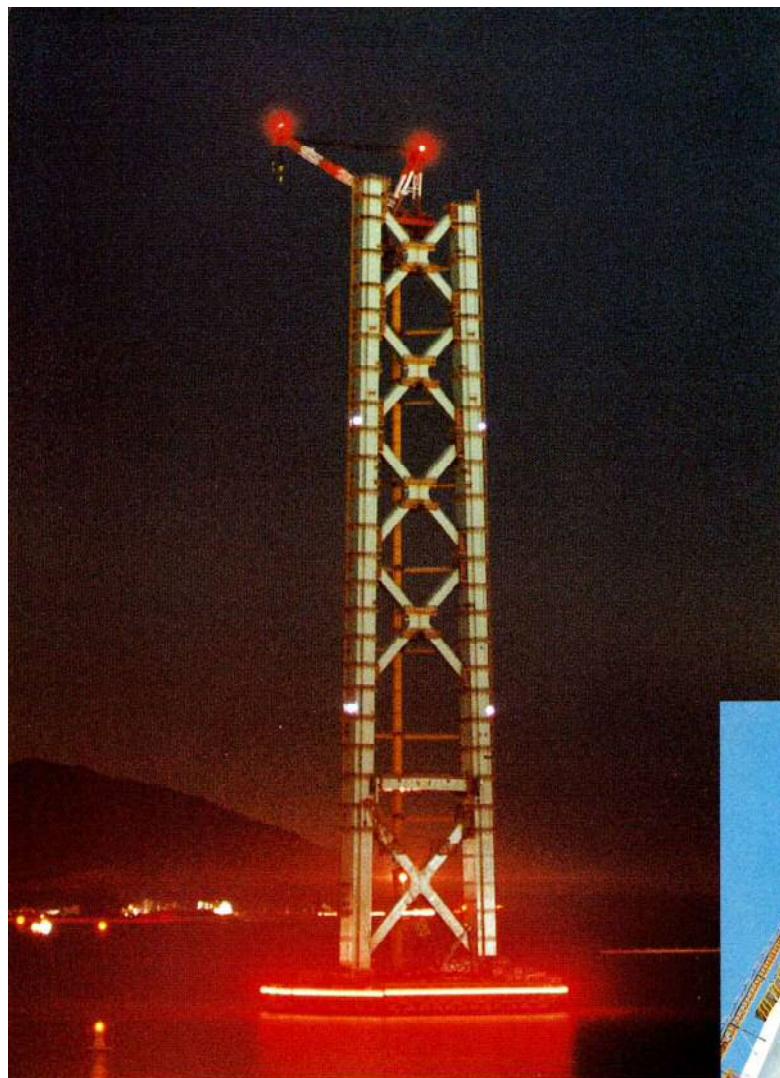
発注者 首都高速道路公団  
型式 三径間連続鋼斜張橋  
橋長 1,020m (255+510+255)  
幅員 26.5m  
鋼重 38,000t  
(主塔横梁部重量  
約2,300t)  
路線 首都高速湾岸線  
所在地 神奈川県横浜市～川崎市  
施工 宮地他5社



一ノ橋

発注者 京都府  
型式 合成型枠橋梁  
橋長 5.52m  
幅員 4.5m  
鋼重 4t  
路線 下野条上川口停車場線  
所在地 京都府福知山市  
竣工 平成4年

本文 P111参照



明石海峡大橋（2P主塔）

発注者	本州四国連絡橋公団
型 式	3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋
橋 長	3910m (960+1990+960)
幅 員	30.0m
塔 高	282.8m (ベース上)
路 線	一般国道28号線
所在地	兵庫県神戸市
竣 工	平成5年（主塔）



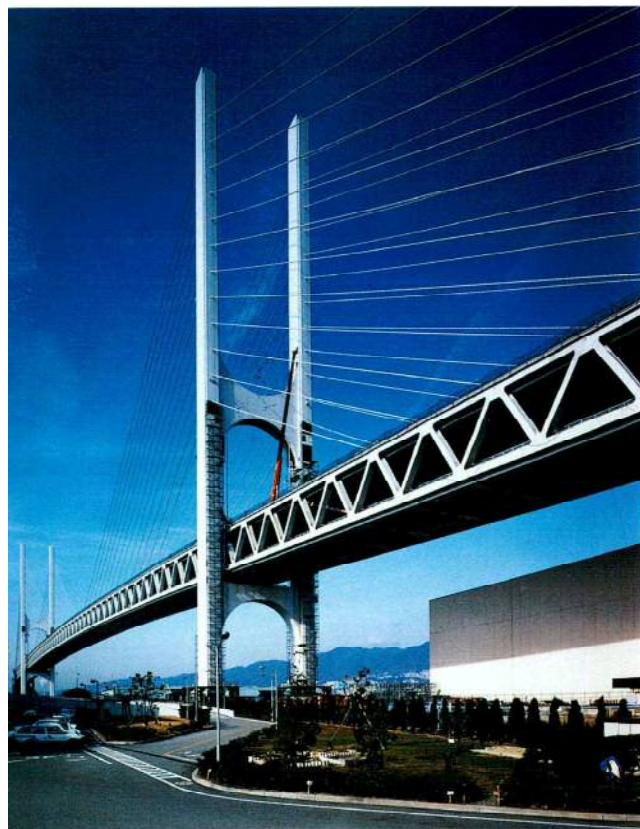
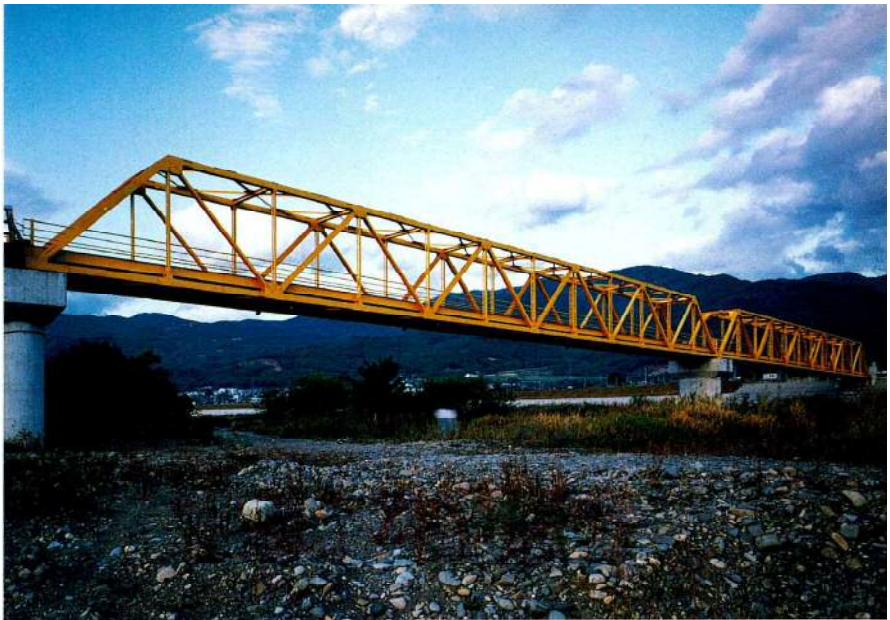
西原上部

発註先	中国地方建設局
型 式	4径間連続非合成箱桁
橋 長	123m
幅 員	11~20m
鋼 重	593t
路 線	祇園新道
所在地	広島市安佐南区西原地内
本文	P III 参照



### 大望橋

発注者 長野県坂城町  
型 式 下路単純平行弦ワーレントラス  
橋 長 465.825 m  
幅 員 2.5~5 m  
鋼 重 430 t  
路 線 (町道) A 06号線  
所在地 長野県埴科郡坂城町  
竣 工 平成7年(予定)  
本文 P 120参照



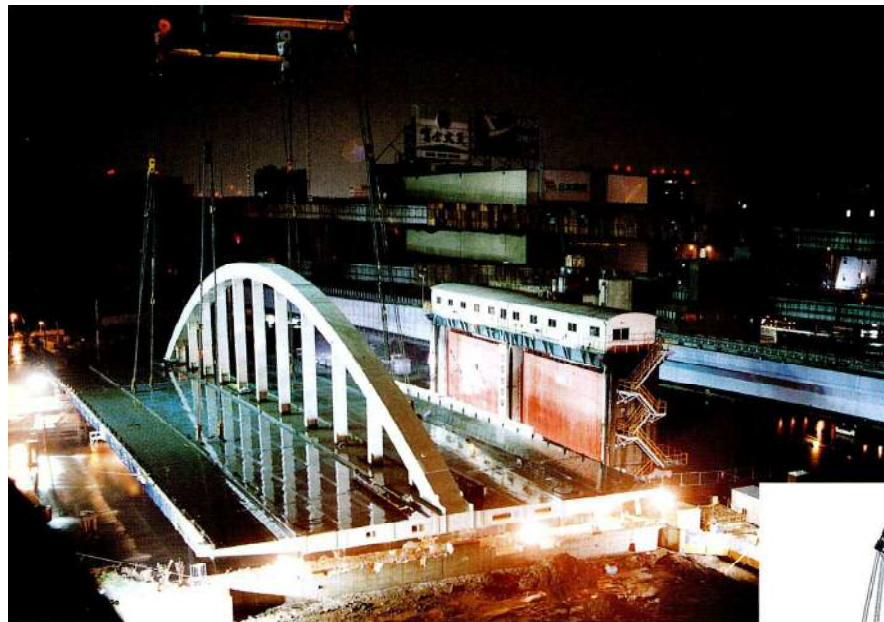
### 東神戸大橋

発注者 阪神高速道路公団  
型 式 3径間連続鋼斜張橋  
橋 長 885 m  
幅 員 13.5 m  
鋼 重 26,446 t  
路 線 兵庫県道高速湾岸線  
所在地 兵庫県神戸市東灘区  
竣 工 平成5年  
施 工 宮地他5社  
本文 P 111参照

### 入山川橋

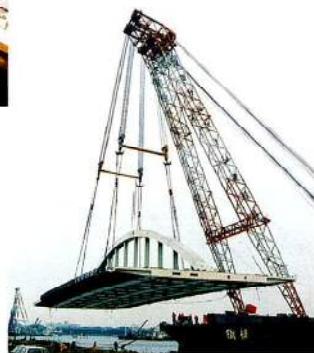
発注先 日本道路公団  
型 式 2径間連続箱桁、単純箱桁(2連)…上り線  
3径間連続箱桁…下り線  
橋 長 上り線 175.5 m  
下り線 147.0 m  
幅 員 上り線 57.75 m~12.5 m  
下り線 8.5 m~12.865 m  
鋼 重 1,342 t  
路 線 上信越自動車道  
所在地 群馬県碓氷郡  
竣 工 平成4年





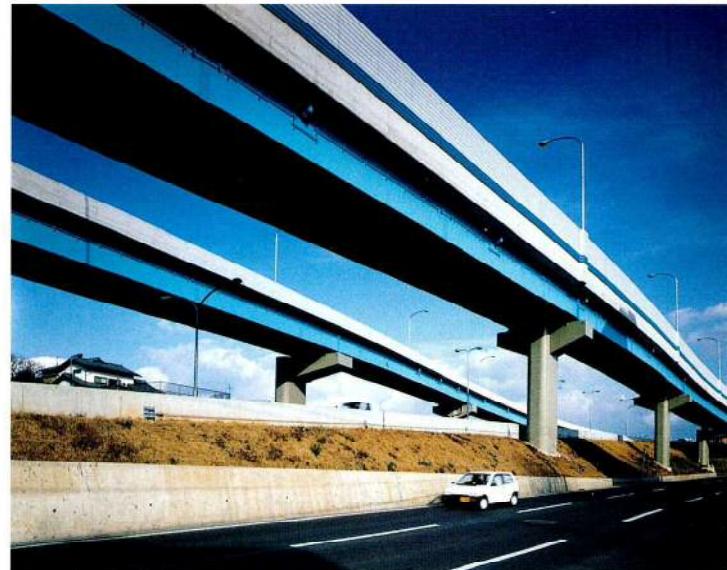
新日の出橋

発注者 東京都港湾局  
型式 単弦ローゼ桁  
橋長 85m  
幅員 33m  
鋼重 1,645.88t  
路線 芝浦幹線臨港道路  
所在地 港区海岸二丁目～三丁目  
竣工 平成5年3月  
本文 P120参照



香椎高架橋

発注者 福岡北九州高速道路公社  
型式 3径間連続非合成鉄桁  
2径間連続非合成鉄桁  
単純非合成箱桁  
橋長 195m  
幅員 5,892m～5,950m  
鋼重 695.203t  
路線 福岡都市高速道路1号線  
所在地 福岡市東区香住ヶ丘  
竣工 平成4年  
施工 宮地他1社  
本文 P19参照



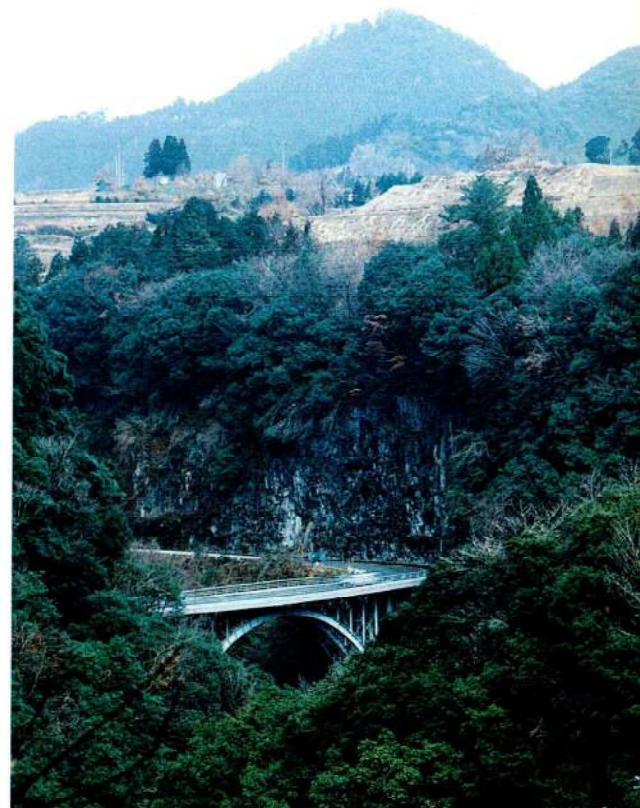
鏡波川橋

発注先 沖縄総合事務局  
型式 鋼斜張橋 (P5～A2)  
橋長 300m  
幅員 25m  
鋼重 3,200t  
路線 一般国道329那覇東バイパス  
所在地 豊見城村字豊見城地先  
施工 宮地他7社  
本文 P26参照



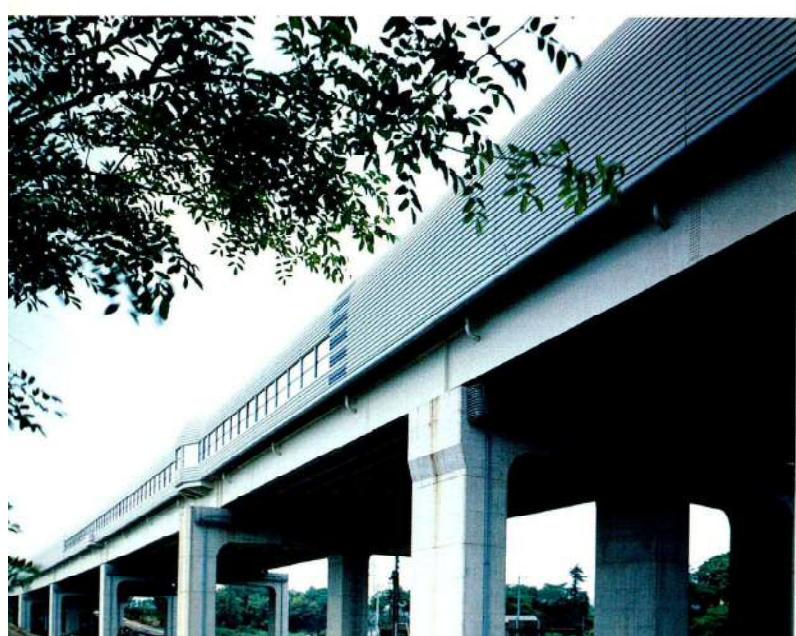
名古屋 IC 橋

発注者 日本道路公団  
型式 2、3、5 径間連続鋼桁  
2 径間連続箱桁  
2 径間連続鋼床版鋼桁  
橋長 1,066 m  
幅員 6 m ~ 17.11 m  
鋼重 3,804 t  
路線 東名阪自動車道  
所在地 愛知県名古屋市名東区  
竣工 平成 4 年  
施工 宮地他 1 社  
本文 P 99 参照



鹿狩戸橋

発注者 宮崎県  
型式 上路鋼 2 ヒンジアーチ橋  
橋長 61.1 m (9.02 + 42.68 + 9.02)  
幅員 8.0 m  
鋼重 125.8 t  
路線 一般県道北方高千穂線  
所在地 宮崎県西臼杵郡  
竣工 平成 3 年



神戸高架橋

発注先 日本道路公団  
型式 3 径間連続鋼桁、4 径間連続鋼桁 (2 連)  
橋長 499 m  
幅員 12.25 m + 12.25 m  
鋼重 3,918 t  
路線 東北自動車道 (東京外環)  
所在地 埼玉県川口市  
竣工 平成 4 年  
施工 宮地他 1 社  
本文 P 19 参照



### 池袋駅ビル

施主 東日本旅客鉄道(株)  
 発注者 東日本旅客鉄道(株)  
 構造 地下4階SRC造 I部RC造  
 地上22階S造  
 鋼重 19,450t  
 所在地 東京都豊島区  
 竣工 平成4年  
 施工 宮地他7社  
 本文 P99参照

### 横浜第2地方合同建築工事

施主 建設省関東地方建設局  
 設計・監理 建設省関東地方建設局  
 発注者 大林・前田・三井共同企業体  
 構造 地下3階、地上23階  
 SRC造、S造  
 鋼重 9,000t  
 所在地 横浜市  
 竣工 平成5年  
 施工 宮地他4社



### 関水

施主 関水地区市街地再開発組合(文京区)  
 設計 (株)INA新建築研究所  
 発注者 (株)大林組  
 構造 SRC造一部S造 地上14階 地下2階  
 所在地 東京都文京区関口1丁目45番地他  
 工期 平成2年9月～平成5年2月  
 本文 P50参照

工事名 キヤノン下丸子A棟新築工事  
 施主 キヤノン株式会社  
 G.C 大林、フジタ共同企業体  
 設計・監理 株式会社 日建設計  
 構造・期模 S造 I部 S.R.C.造 B2、F14、PH2  
 工期 平成2年11月～平成4年11月  
 重量



#### MKD B 東京光が丘新築工事

施主 前田産業(株)  
 設計・監理 前田建設工業(株)、東電設計(株)、(株)K・M・G  
 発注者 前田建設工業(株)  
 構造 地下3階、地上22階  
 S.R.C.造、S造  
 鋼重 10,000 t  
 所在地 東京都練馬区  
 竣工 平成5年  
 施工 宮地他1社  
 本文 P49参照

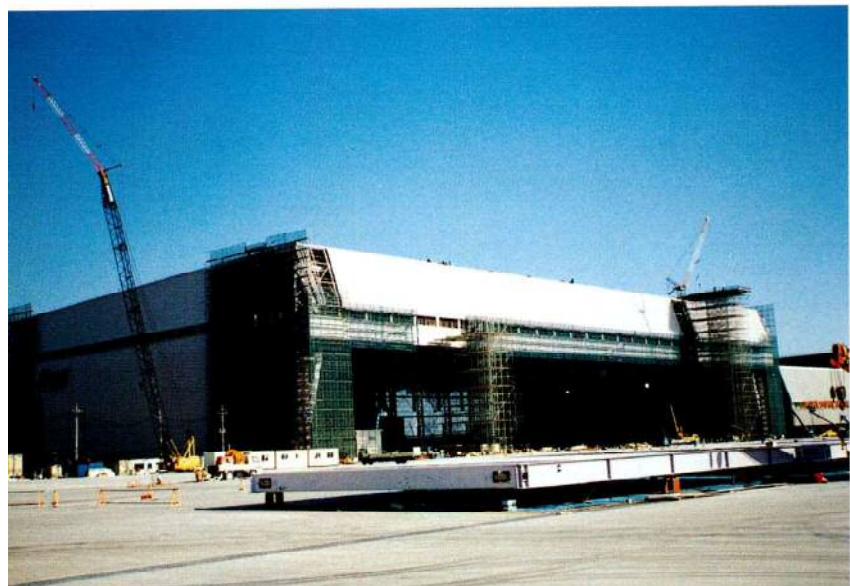


工事名 (仮称)キヤノン販売幕張ビル新築工事  
 施主 キヤノン販売株式会社  
 G.C 大林、大成、フシタ、戸田、青木  
 (キヤノン販売幕張共同企業体)  
 設計・監理 株式会社アール、アイ、エー  
 構造・期模 S造 I部 S.R.C.造 B2、F26  
 工期 平成3年6月～平成6年2月末  
 重量 9,600 t

## 福岡ドーム新築工事

(開閉式屋根鉄骨架設工事)

施 主 (株)福岡ダイエー・リアル・エステート  
設計・施工 (株)竹中工務店・前田建設工業(株) 共同企  
業体  
屋根構造 割球型鉄骨造ラメラトラス構造 (3分割  
開閉式)  
最大スパン 212.8m  
最 大 高 地上83.96m  
鋼 重 約13,400 t (仕上材含)  
所 在 地 福岡市中央区地行浜1丁目  
竣 工 平成5年3月



## JAS羽田No.1、No.2格納庫

施 主 株式会社 日本エアシステム  
構 造 鉄骨造  
スパン×奥ゆき×高さ  
(195m) (105.5m) (41.35m)  
鋼 重 18200 t  
所在地 東京都大田区羽田空港2丁目、3丁目地先  
竣 工 平成5年

## 那須野通信鉄塔

施 主 東京電力(宇都宮)  
設 計 同上  
構 造 パイプ構造  
所在地 栃木県那須野町  
竣工 平成4年12月



## 卷頭言

### 橋梁技術の基本にからんで

東京大学名誉教授 奥村敏恵

#### はじめに

社会人として長い筆者の人生を通じ関係した事故調査を含んだ多くの問題とのかかわり合いと、それに對して試みた解析とその背景となる思考のprocessは多くの場合その度毎に繰り返され、新しい装いを以て別の形で表現されたものも多い。その内容では一貫した基礎となる学問体系を自分なりに理解し、それに常に具体的に肉づけするように心掛けた積りでいる。

その意味で最近特に感ずることを要約すると次のような言葉となる。構造物の設計、製作、架設にあたって、常にその設計の発想の原点はどこにあり、その立場に立って問題意識をどのように整理しておくかということが、すべての出発点であることを認識してほしいという点である。筆者が東大につとめた時の恩師の田中豊先生の教える言葉であるが、実験にあたり、助手に自分の意見を言いすぎないこと、即ち先入観を与えないこと。ありのままのデータを出すように訓練することにより、真実を正しく知り新しい発見をすることができ、それにより新しいものの考え方を確認することができる。これは計算機使用に関しても同じことがいえる。正しいcheck pointを持つことが次の発想の展開に役立つ。その前提として、見ること、聞くこと、考えること。これが柔軟な発想の出発点となる。今は計算機万能の時代ではあるが、有限要素法の欠点——ひずみの適合条件について正しくない可能性があることを知ってほしい。即ち与えたメッシュが答を支配する点である。実験とからんで、事前に応力の流れの正しい理解が前提となる。特に不連続的構造、非線形特性の場合には事前の照査を必要とすることを述べておく。

#### 吊橋と斜張橋

橋梁を架設する場合上、下部構造ともに広範な自然環境の調査をもとにしたその地点に適合した合理的な設計・計画につづく製作、運搬、架設、維持管理の一貫したシステムを確立しながら正しい設計に反映することが望まれる。

一方吊橋も斜張橋もケーブルを使用した構造系である。

しかし吊橋は支間をへだてた鉛直なタワーで支えられるケーブルで、それが更に両側に設けられたアンカーブロックに固定されている構造がその命づとなる主構造である。設計上ではケーブルよりさげられたハンガーで交通荷重をのせる補剛桁といわれる橋げたをつりあげていることである。設計ではその補剛桁の重量を均等な荷重の形でハンガーを通じてケーブルにつりあげ、この力でケーブルに張力が生じ、塔上のサドルに水平反力Hが附加される。この結果ケーブルはカテナリー曲線の形をとり、一方桁の全剛性は  $E I + \frac{\ell^2}{2\pi^2} H$  ( $E I$  ; 桁自身の曲げ剛性、 $\ell$  は支間) となることに注目していただきたい。この吊橋の設計思想から桁の送り出し架設といった考え方は成立しない。不安定な架設工法は支間が大となるほど危険であることは説明するまでもない。その意味でもここで注意しておきたいことは架設時に上述の力の伝達が満足な形で実現されているか否かのcheckが大切である。後述の斜張橋にも言えることであるが、oil jack の油圧の管理のみでは不十分であり、別にload cellを併用し、正しい力が伝達されているか否かを照査する必要があることを強調したい。これはrelaxationによる導入力の低下、およびspiral ropeでは張力にともなう捩りが発生することにも注目してほしい。長大支間のケーブル構造ではこうした細心の計測が大切であることを強調したい。明石大橋のケーブルに  $180\text{kg/mm}^2$  の引張強度 (Si, 1%添加) にからんで当時新日鐵釜石工場で色々討議し、O<sub>2</sub>をはじめとした介在物の処理にからんだ問題、Siの添加の時期等の質問を通じ、方向づけをした。紆余曲折はあったが、最近の高炉—転炉法における代表的な鋼の精錬工程の一例として、1) 高炉溶銑段階における予備処理工程 (Si, P, Sの除去) 2) 上底吹き転炉による粗溶鋼製造工程 (C, N, 残余のPの除去) 3) 二次精錬または取鍋精錬工程 (H, C, N, O, 介在物、残余のSの除去) 4) 連鉄タンディッシュ工程 (介在物の除去、最終清浄化処理) 更に転炉鋼の製造方法として鋼の高純化に役立った分割精錬法への転換、上底吹き複合炉吹鍊技術の開発、各種取鍋製錬技術の進歩があづかって力となつたことを述べておきたい。しかし製品としてのcheckは疲労試験が役立つたことを述べておく。

なおケーブル構造の斜張橋は連続桁の支点上に生ずる負曲げモーメントを軽減するための支点上の塔と塔より斜めに張ったケーブルの組合せを用いる点である。そこに桁の荷重負担としての構造系が異なる点である。しかし耐風、耐震の立場で見ると吊橋と同じケーブル構造としての配慮が必要で、少くとも架設中ロードセルを用いて架設中の導入引張力を計測することをすすめたい。

紙数の関係で溶接にからんだことは述べ得なかつたが溶接の乱用は注意してほしいと述べてむすびとする。

## 技術評論

取締役千葉工場副工場長 富永和嗣

近年、橋梁製作技術は種々の加工機械が取り入れられ製作方法にも変化がみられる。多品種少量生産であるために機械化、自動化が遅れがちであった橋梁業界であるが、ここにきて機械化、自動化を早めているように思える。従来の技能者の経験と勘に替っての機械化、自動化は、就労者不足と熟練技能者の減少による技能不足を補い、橋梁の長大化による部材の大型化と高精度の要求等に対処し、更に作業効率の向上と作業環境の改善が期待できるからではないだろうか。

橋梁は多くの部材により構成されていることから、部材の一つ一つの精度は厳しいものにならざるを得ない。部材精度を高めるためには、それを構成する部品の精度の高度化を計らなければならない。即ち、部品の加工技術が部材の精度を決めるといつても過言ではない。けがき、切断、穴明け等の作業は部品加工の基本的な作業であり、ここに機械化、自動化が進められてきている。従来の機械化は人力による作業を単に機械に置換えることであって力仕事が楽になり、多少の効率向上があるといった程度であったが、現在の機械はNC化され、データーを入力しておきさえすれば無人で作業を行い、しかも高速で精度の高い仕事をしてくれる。データーは現寸展開システムにより電算で作成され、CADによりチェックされる。自動設計適用工事であれば現寸を省略して直受けがき、あるいは切断、穴明けも可能なのである。このようにNC及び電算の開発と機械技術の高度化は、部品加工の精度向上と作業効率改善に大いに寄与している。ただ残念なのは、未だ全ての工事に適用できていないことである。橋梁型式は種々で、システム未開発の橋体に出会うこともあるからで、現在は全工事、全橋種への適用を目指し鋭意開発を急いでいるところである。

組立、溶接はパネル化が進んでいる。構造物としての部材に組立るのに、従来は全ての部品を一度に部材組みし、溶接していたのを、パネルのうちに部品付けを行い溶接する。パネルでの溶接は作業性がよく、共通溶接が多くなることから自動化が可能になり、数カ所を一度に溶接することができ安定した良好な溶接と高効率が得られる。しかしながら部材への組立とその溶接には、未だ見るべき機械化、自動化はなく今後の開発が待たれるのである。

このように機械が導入され、精度、効率に大いに寄与している作業もあるが、作業者の技能に頼らざるを得ない作業もある。プレス曲げ加工、加熱矯正、グラインダ一作業等であり、作業者の経験が大事にされる。また重

量部材の運搬あるいは反転は危険の伴う作業であり、やはり経験を必要とする作業である。長い経験を持つ熟練技術者は、段取りや治具、工具の使い方が非常に上手で、作業手順にムダがなく、共同作業者との呼吸の合せ方を心得ているので相手方も楽に動けてムリがない。従って作業効率が良く安全作業である。このような熟練技能者が減少しつつあるのは残念であり、今後の技能維持が心配される。現有技能者の教育訓練の一層の充実による技能の向上と多能工化の推進に努力するとともに若年者の入社を積極的に求め、定着率を高めるための環境作りが急務ではないだろうか。

工場製作技術には、このような固有技術の他に管理技術が必要である。これはIE、VE、VA等で仕事を効率よく行うための技術で品質管理もその一つである。品質管理の目的は客先の要求を満足させることにあり、製品の質をよくし、工期を守り、コストを低減させ、そして安全に作業することを目標にする。このような品質管理を行うには、固有技術が優れていなければならないことは当然であり、品質は製品に作り込むものといわれるよう製作過程が大事なのである。また品質管理は源流管理ともいわれ、部材のでき上り品質をよくするには前工程での品質確保が大事なことである。

最近、発注者より仮組立の省略あるいは省力化工法の採用等がいわれている。これらは現場架設をも含めた問題であるが、今後は企業の特色を出した技術が問われるようになるのではないだろうか。科学技術の発達は今後ますます進み、橋梁製作の機械化、自動化に更に導入され、ロボットによる箱内溶接も可能になるかも知れないし、3Kといわれるブラスト・塗装もロボットあるいは自動化が期待される。また重量物の搬送設備も大きく変るのではないだろうか。このような橋梁製作の改革は可能な限り進めるべきと思う。しかし、ここで忘れてはならないのは基礎技術の研究と作業の中での人間性の保持ではないだろうか。基礎技術は鋼材のあらゆる性質の解明を目指し研究を深め、加工方法を開発し、どんな加工要求にも対応できるノウハウを持つよう努力し続けることである。また、人間性の保持は技能者が機械に使われるのではなく、技能者の意志、創意工夫が生かされた機械化、自動化でなくてはならないと思う。

今後の機械化、自動化を含めた技術開発に当っては製作サイドのみの発想でなく、設計、製作、架設をも含めたトータル技術ととらえ、その確立を目指し営業戦略とも結んだ企業の固有技術にすべきではないだろうか。

# 斜角を有する鋼箱桁の支点反力分配

## Reaction Allotment of Skew Steel Box Girders

金原慎一\*  
Shin-ichi KINBARA

### Summary

To design support diaphragms the magnitude of reaction on the support must be known. This paper considers such reaction forces on the support of skew box girders. When a skew box girders has two shoes in the section of its support, these two shoes are subjected to reaction forces which are generally different. In this paper, the reaction forces at such shoes are numerically analyzed by the finite element method, and the result of them (the allotment of reaction forces by FEM) are compared with those of in-plane grid analysis.

### 1. はじめに

一般に、箱桁橋では支点上ダイアフラムを介して主桁のウェブ、フランジに反力を伝達させる構造となっている。支点上ダイアフラムには大きな外力としての支点反力が作用し、その崩壊が橋梁全体の崩壊にも及ぶほどの重要な部材である。

事実、過去にその崩壊によって架設途中の箱桁が落橋した事例が海外にあること、また我が国においては、その設計方法が確立されていないことから支点上ダイアフラムに関して、その応力分布や耐荷力に対する研究がなされてきてている。

まず、清水らは文献3)に示された手法を連続直線箱桁の中間支点上ダイアフラムに応用して、その応力分布を調べている<sup>4)</sup>。また、清水らは曲線箱桁において、中間ダイアフラムの間隔によって左右の反力バランスが異なること、直線桁の場合と同様に支点反力を精度よく求めることによって支点上ダイアフラムの応力が文献12)に示される簡易式によって容易に推定できること<sup>5)</sup>、などから文献4)の手法によって、1箱桁2脊の曲線連続箱桁の中間支点における反力分配係数と主桁断面形状、曲率の関係を解析している<sup>5)</sup>。また、著者らは斜角を有する箱桁の支点上ダイアフラムの応力性状について報告している<sup>6)</sup>。

依田らは偏心荷重の作用する箱桁のFEM解析結果から支点上ダイアフラムの必要剛度並びにこれに共同する

主桁フランジの有効幅について報告している<sup>7)</sup>。

一方、支点上ダイアフラムの座屈・耐荷力に関して、福本らは実橋を目的とした供試体によるひずみ測定ならびに耐荷力実験を行い、文献4)の方法による解析結果、文献12)の簡易計算式との比較検討を行っている<sup>8)</sup>。また、堂垣らは補剛材が取り付けられてない無補剛の支点上ダイアフラムに対する弾性座屈解析を行っている<sup>9)</sup>。筆者らも連続曲線箱桁の支点上ダイアフラムの応力解析を行い、その弾性座屈解析を行った<sup>10)</sup>。一方、清水は文献4,8)の研究結果を基にして支点上ダイアフラムの境界条件、作用荷重を定め、大変形解析によってその崩壊荷重の解析を行っている<sup>11)</sup>。

しかし、これらの研究の多くは支点上ダイアフラムそのものに着目したもので、FEM等による全体解析による結果を報告したものや、外力としての支点反力が既知であると仮定した上の報告であり、設計断面力としての反力に着目した研究は非常に少ない。

一方、最近では、用地問題などから複雑な道路線形が採用されるようになり、橋梁区間の線形もまた単純なものばかりではなくなってきている。また、コンピュータの発展、設計・製作・架設技術の向上などから、直線直橋にこだわらず、曲線橋、斜橋が多く計画されてきている。周知のように斜橋では、均等な鉛直荷重が作用してもその斜角によって、主桁にねじり、そり等の変形が生じ、反力分配も異なってくる。

\* 技術本部先行技術研究室係長

ダイアフラムや支承の設計に用いる断面力としての反力をFEMなど高級解析によって求めることは実用上困難であるため、1箱桁2沓の箱桁においては、図-1に示すような格子モデルを用いている。しかし、このような不静定構造物の解析モデルでは主桁はもちろん横桁の剛性をどう評価するかによって、1支承線での反力分配が異なってくる。

斜橋や曲線橋において、支点反力を精度良く求めることは、曲げモーメントなど主桁そのものの設計断面力の解析精度をも向上させることを意味し、また、過去における支点上ダイアフラムに関する研究成果を生かすことができる。

本報告は、このような斜角を有する箱桁に着目し、有限要素法と格子解析によって、支点反力の傾向を調べようとしたものである。FEM解析には1要素4節点の四辺形厚肉線形シェル要素を用いた。

## 2. 数値解析モデル

本論文で用いたFEM解析モデルを図-2に示す。主桁形式は、実際の橋梁にもよく用いられ、また、形状がシンプルな矩型断面、1箱桁2沓の単純桁橋を想定した。主桁支間は実橋でも計画されるサイズとして15m、桁高は、ディープビームにならない範囲として支間の1/10以下となるように1.2mとした。断面形状については2沓形式として採用頻度が高いと考えられる $B/H=1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0$ の5種類とした。また、中間ダイアフラムは5mおきに充実率100%のものを設置し、その間に横リブに相当する矩型孔を設けたものを配置した。斜角 $\theta$ については、一般の橋梁計画の上で採用される値として $\theta=60^\circ$ とした。支点上補剛材の断面は高さを100mm、板厚を19mmとして、図-2(c)のダイアフラム断面図に示すように主桁ウェブより内側に $B/12$ の位置に配置した。なお、荷重は図-2(b)に示すように、主桁ウェブに対して等分布に載荷した。支点条件は、ピボット支承を想定して全方向の回転を自由とした。

一方、支点の周囲( $B/12$ )×200mmの範囲の要素は支承の上沓に接する比較的剛な部分であると考え、その板厚をフランジ厚の5倍に増厚した。なお、解析モデルにおける箱桁の板厚構成を表-1に示す。Aシリーズを基本として、フランジ、ウェブ、ダイアフラムの板厚を各々約2倍程度に増厚したF、W、Dシリーズのモデルも解析し、反力に対する板厚の影響も調べた。以降、本報告で

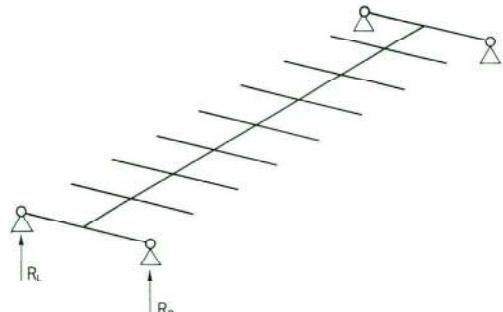
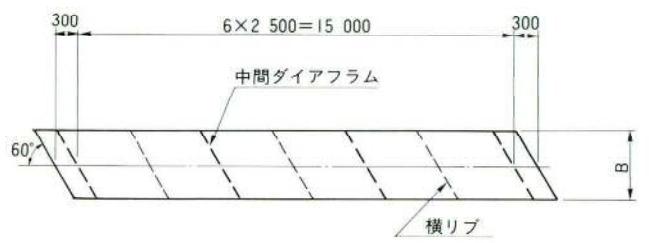
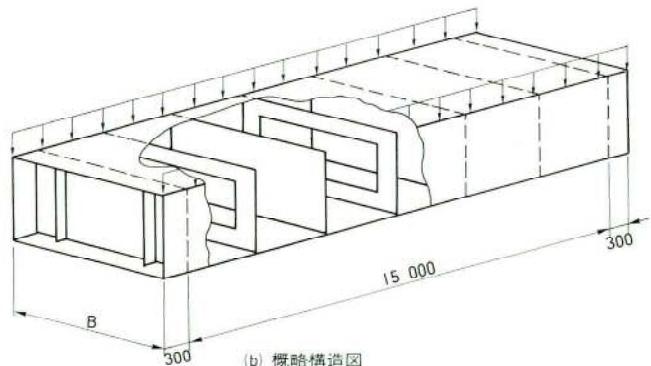


図-1 格子解析モデル



(a) 平面図



(b) 構造図

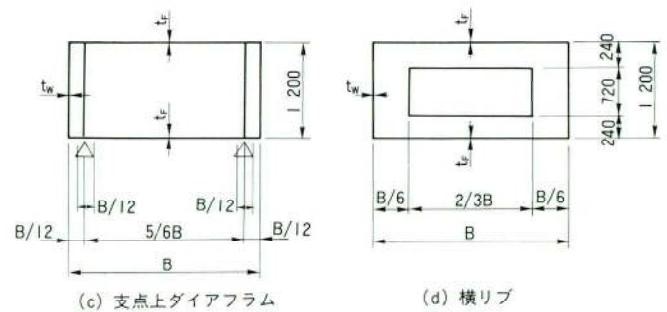


図-2 FEM解析モデル

表-1 FEM解析モデルの板厚構成

解 析 モ デル	フランジ厚 tf (mm)	ウェブ厚 tw (mm)	支 点 上 ダイアフラム tsd (mm)	中 間 ダイアフラム tmd (mm)
Aシリーズ	12	9	16	12
Dシリーズ	12	9	32	12
Fシリーズ	25	9	16	12
Wシリーズ	12	22	16	12

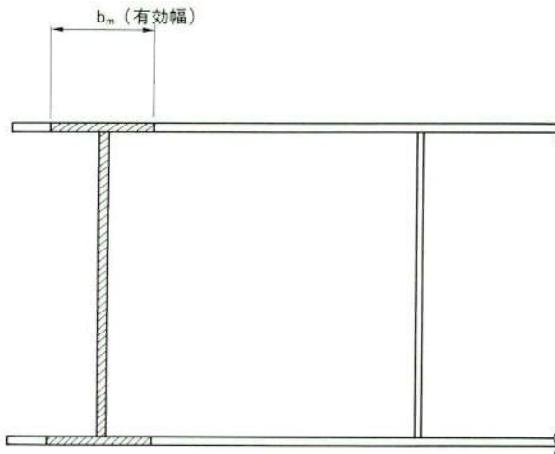


図-3 格子解析に用いるダイアフラム断面

はこの表に示す名称で解析モデルを表現することとし、上記記号の後に主桁ウェブ間隔を付し、A180等と表示する。

一方、FEM解析結果との比較対象となる平面格子解析では部材のせん断変形を考慮したものとそうでないものの両方の結果を算出した。せん断変形を考慮した梁の剛性マトリクスについては、広く知れ渡っており、目新しいものではないが、念のため以下に記しておく。

$$K = \frac{E I}{L^3(1+\phi)} \begin{pmatrix} 12 & & & \\ 6L & (4+\phi)L^2 & \text{Symm.} & \\ -12 & -6L & 12 & \\ 6L & (2-\phi)L^2 & -6L & (4+\phi)L^2 \end{pmatrix} \quad (1\cdot a)$$

ここに、 $\phi = 12 E I / G A s L^2$ であり、Asは $\alpha \times (\text{断面積})$ であらわされるせん断有効断面積で係数 $\alpha$ は次式で表される。

(I断面の場合)

$$\alpha = \frac{15.3 + 91.8k + 190.5k^2 + 108k^3 + n^2(42k + 43.5k^2)}{13(1+3k)^2} \quad (1\cdot b)$$

$$k = \frac{2 \cdot b \cdot t_f}{h \cdot t_w} \quad n = \frac{b}{h}$$

(箱断面の場合)

$$\alpha = \frac{15.3 + 91.8k + 190.5k^2 + 108k^3 + n^2(33k + 30k^2)}{13(1+3k)^2} \quad (1\cdot c)$$

$$k = \frac{b \cdot t_f}{h \cdot t_w} \quad n = \frac{b}{h}$$

$t_f$  : フランジの板厚

$t_w$  : ウェブの板厚

$b$  : フランジ幅

$h$  : ウェブ高さ

もちろん、せん断変形を考慮しない場合、すなわちせん断剛性が無限大になる場合は、上記剛性マトリクスにおいて $\phi = 0$ となり、一般の梁の剛性マトリクスに一致する。

本報告では、格子解析における横桁要素（ダイアフラム）の曲げ剛性は図-3に示すようなI断面の梁として計算した。また、せん断剛性はダイアフラムのみをせん断抵抗断面積（フランジ断面積は考慮しない）としたものと、フランジを含めI断面全てを有効断面積としたものの2種類考慮した。また、せん断変形の影響を調べるため、通常設計で行われている曲げ変形のみを考慮したモデルについても解析を行った。

### 3. 反力比

図-4はA120、A240、A480について、FEM解析結果と格子解析結果の両方をプロットしたものである。図は反力比 $R_L / (R_L + R_R)$ を縦軸、横桁と主桁の剛比 $K_F / K_G$ を横軸にとって表したものである。ここに、 $K_F$ 、 $K_G$ は、横桁、主桁の剛度であって、それぞれの断面2次モーメントをその支間長で除したものである。また、 $R_L$ 、 $R_R$ はそれぞれ鋭角側、鈍角側の支点反力を表している。

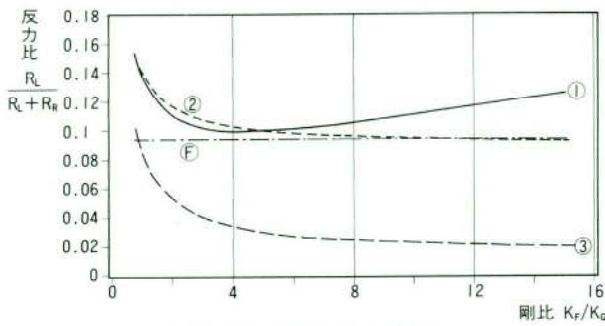


図-4 (a) A 120モデルの反力比

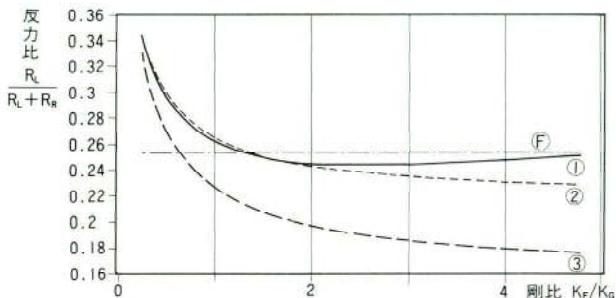


図-4 (b) A 240モデルの反力比

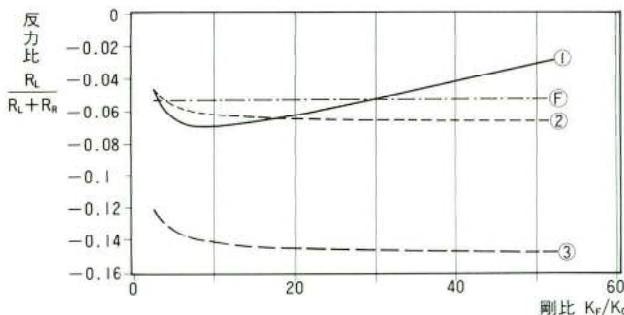


図-4 (c) A 480モデルの反力比

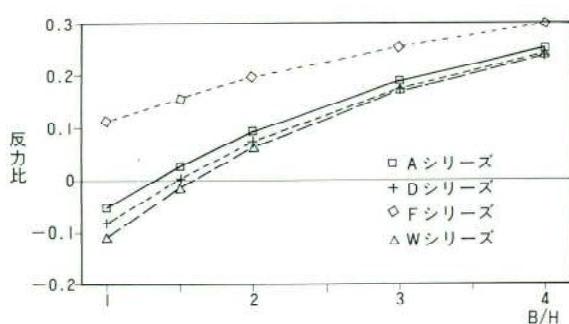


図-5 ウエブ間隔と反力比の関係

上記の定義から、反力比が0.5の場合  $R_L=R_R$  となり、これが0.5を下回れば  $R_L < R_R$  となり、0を下回ると鋭角側に負反力が生じていることになる。なお、この格子解析に用いた主桁の断面2次モーメント、ねじり定数はFEM解析モデルの断面寸法から算出したものである。なお、主桁の断面2次モーメントには道示<sup>1)8.3.4式(8.3.1)</sup>によって算出した有効幅を考慮してある。

一方、横桁の断面2次モーメントは、ダイアフラムに協力する主桁上下フランジの幅を変化させることによって求めており、その有効範囲を0~5 mとした。図中にプロットした各曲線に付した、①②③④の記号はそれぞれ以下の通りである。

- ①せん断抵抗断面積にフランジとダイアフラムを考慮したもの
- ②せん断抵抗断面積にダイアフラムの断面のみを考慮したもの
- ③せん断変形を考慮しないもの
- ④FEM解析による反力比（フランジの有効幅等が不明なため横軸に平行な直線で表した。）

格子解析結果の中で、②せん断有効断面積にダイアフラムのみを考慮した（せん断有効断面積が一定値となる）ケース、および、③曲げ変形のみを考慮したケースでは、剛比が増加すると、反力比は、はじめは急速に減少し、その後は次第に一定値に収束する傾向がある。すなわち、剛比がある程度大きくなれば、曲げ変形項は反力比に対しそれ以上の影響を与えることになる。一方、断面2次モーメントの増加とともにせん断抵抗断面積が増加する①のケースでは、剛比がまだ小さい範囲においては、反力比が②のケースより急激に減少し、極小値を持つ。そして、剛比がさらに大きくなると、反力比は徐々に増加し、最終的には直線的に増加する。これは、反力比に対するせん断変形の影響が、有効断面積の増加にはほぼ比例して増加する傾向にあることを示している。

また、通常の設計で行われているように、格子解析においてせん断変形を考慮しない場合、FEM解析結果に比べて反力比が小さくなる、すなわち、同一支承線上での反力値の差が大きくなる傾向にある。一方、せん断変形を考慮することによってFEM解析結果と格子解析結果はほぼ一致し、精度の良い結果が得られることがわかる。これは、格子解析において曲げ変形のみを考慮することが、支間の小さなダイアフラムの剛性を相対的に大きく評価していることになる。

図-5はFEM解析による反力比を縦軸に、主桁の断

表-2 ダイアフラムに協力するフランジ有効幅を考慮して算出した反力比

解析モデル	B/H	FEM解析	格子解析	誤差(%)
Aシリーズ	1.00	-0.052878	-0.069540	31.5
	1.50	0.027457	0.031046	13.1
	2.00	0.093840	0.102365	9.1
	3.00	0.189271	0.196003	3.6
	4.00	0.253240	0.253026	-0.1
Fシリーズ	1.00	0.110918	0.100957	-9.0
	1.50	0.156800	0.160539	2.4
	2.00	0.196100	0.203062	3.6
	3.00	0.256575	0.262587	2.3
	4.00	0.300643	0.300646	0.0

面比B/Hを横軸にとってその関係をプロットしたものである。反力比はB/Hが大きくなる、すなわち、断面が偏平になるにしたがって大きくなっていくことがわかる。また、ダイアフラムを増厚したDシリーズモデル並びにウェブを増厚したWシリーズモデルではAシリーズに比べて反力比が小さくなる傾向にある。ただし、その変動は非常に小さなものである。一方、フランジを増厚したFシリーズモデルでは、Aシリーズに比較して反力比が大きくなる傾向にありその変動も他のシリーズに比べて大きい。これら主桁を構成する板厚変動の反力比に対する影響はウェブ間隔の小さな解析モデルに大きく現れる傾向にある。

以上のように、斜角を有する箱桁の反力はダイアフラムをモデル化した横桁要素の剛性に影響される。また、図-3でもわかるように、ダイアフラムに協力するフランジのせん断変形をも考慮すると、有効幅を増加させることによって、一度減少した反力比が再び増加する傾向もある。従って、格子解析を行うにあたって、ダイアフラムに協力するフランジ有効幅を知ることは重要なことである。主桁に直角方向に配置されるダイアフラムに協力するフランジ有効幅に関しては、中井らの研究<sup>13)</sup>があり、次式が提示されている。

$$bm = \frac{2\ell}{\pi(1+\nu) \cdot (3-\nu)} \quad (2)$$

ここに、 $\nu$ : ポアソン比

$\ell$ : ウェブ間隔(箱幅)

表-2はA, Fシリーズについて、上式で求めた有効

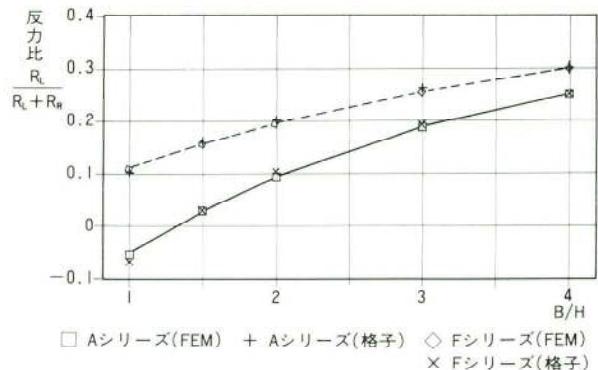


図-6 FEM解析と格子解析の比較

幅を用いた格子解析結果とFEM解析結果を比較したものである。なお、上式を用いるにあたり、 $\nu=0.3$ とし、 $\ell$ は横桁要素の支間(支承間隔)とした。この結果、基本としたAシリーズではウェブ間隔の小さなモデルでは誤差が大きいものの、Fシリーズも含めて非常に良い近似を与えていていることがわかる。また、図-6にこの結果をプロットしているが、箱幅の小さい解析モデルで誤差が大きいとはいうものの、値が0に近いため割合として大きな値を示すだけで現状は充分実用的な精度であることがわかる。

#### 4. 考察

以上、斜角を有する箱桁の反力比とダイアフラムに相当する横桁要素の剛性評価について述べてきた。本報告での解析は限られたものではあるが、結果をまとめると以下のようなになる。

- ①設計技術者が箱桁を設計する際の格子解析において、ダイアフラムは剛体として取り扱われている。実際の解析では剛体を取り扱うことは困難であるため、ダイアフラムに相当する横桁要素の断面2次モーメントを主桁要素の50~100倍程度の値を用いている。また、解析モデルのせん断変形は考慮されていない。このような解析では、左右の反力比小さくなる、すなわち、反力差が大きくなることから、構造物を安全側に評価していることになる。しかし、このような解析によって、数値計算上、大きな常時負反力が生じその対応に苦慮することがある。本研究のように、せん断変形を考慮

することにより、実用的に良い精度で反力を求めることが可能で、また、構造物の安全性を損なうことなく負反力等も多少軽減される結果を得ることができる。

②箱桁の構成要素の中で、反力比に対するフランジ厚の影響が非常に大きい。また、フランジを厚くすることで反力比が大きくなる、すなわち、反力バランスが向上する傾向がみられる。今後、さらに解析等で研究を進める必要はあるが、非常に大きな負反力が生じ、その対応に苦慮するような場合、負反力対策のひとつとして、フランジを増厚することも有効な方法ではないかと考えられる。

## 5. おわりに

この研究では、箱桁橋の設計に用いられる格子解析モデルにせん断変形を考慮することによって、その値がFEM解析結果とよく合うことを報告した。また、支点上ダイアフラムに協力する主桁フランジの有効幅も文献13)に示された算出式によって充分実用的な精度を得ることがわかった。従って、支点上ダイアフラムの応力評価をする場合には、せん断変形を考慮した格子解析は有効な手段であり、また、主桁設計用の断面力等の精度向上にも有効な手法と推察される。ただし、支承直上等に降伏域が生ずるような支点上ダイアフラムの耐荷力を考えた場合、応力の再配分の影響によって、反力比が変動することも予想され、引き続き研究を進めたい。

なお、本研究のFEM解析は当社所有のM A R C, バージョンK 4 - 2 によった。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、1990
- 2) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧、1980
- 3) 大塚久哲、吉村虎蔵、彦坂 熙、藤津卓司：有限帶板法による中間隔壁をもつ曲線箱桁橋の解析、九大工学集報、49.2、pp.67-74、1976.2
- 4) 清水 茂、梶田建夫、成岡昌夫：連続箱桁における中間支承部の応力状態について、土木学会論文報告集、第276号、pp.13-22、1978.5
- 5) SHIMIZU, S., YOSHIDA, S. : Reaction Allotment of Continuous Curved Box Girders, Thin walled Structures, Vol. 11, pp. 319-341, 1991
- 6) 金原慎一、清水 茂：斜角を有する鋼箱桁の支点上ダイアフラムの応力性状、構造工学論文集、Vol. 39 A, 1993.3
- 7) 依田照彦、平嶋政治、中田 隆、神田恭太郎：支点上ダイアフラムの簡易設計法について、土木学会第42回年次学術講演会概要集 pp. 440-441、1987.9
- 8) 福本勝士、清水 茂、古田博秀：鋼箱桁支点上ダイアフラムの強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集、第318号 pp. 149-161、1982. 2
- 9) DOGAKI, M., HARADA, M. and YONEZAWA, H.: Elastic Buckling of Support Diaphragms with Rectangular Holes in Steel Box Girders, Technical Report of Kansai University. No. 27, pp. 73-185, 1986
- 10) 金原慎一、清水 茂、吉田俊彌：連続箱桁の中間支承上ダイアフラムの座屈強度評価に関する一考察、土木学会第35回年次学術講演会要集、pp. 291-292、1980. 9
- 11) 清水 茂：鋼箱桁支点上ダイアフラムの大変形解析、土木学会第47回年次学術講演会概要集、1992. 9
- 12) The Committee of Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges: Interim Design and Workmanship Rules, Her Majesty Stationery Office, London, 1973
- 13) 中井 博、田井戸米好、林 秀侃：偏平多室箱桁のシララグ解析と有効幅の一算定法、土木学会論文報告集、第340号、1983年12月

# 斜張橋（新万代橋）の架設時の精度管理

## Precision Control in the Construction of a Cable-Stayed Bridge (Shinyorozuyobashi Bridge)

by Hiroyoshi Noto and Hisao Yamashita

能 登 翁 愿\* 山 下 久 生\*\*  
*Hiroyoshi NOTO Hisao YAMASHITA*

### Summary

Various inconsistencies arising during the design, manufacture and construction of a structure influence its form, cable tension and stresses. These inconsistencies cause the final result to differ from what had been intended. As the main tower of this cable-stayed bridge is rigidly connected to its main girder, in contrast to ordinary bridges of this type in which the main tower is not connected with the main girder, the bridge has unique structural characteristics. Inconsistencies in the bridge, therefore, must be strictly controlled.

### 1. まえがき

新万代橋は茨城県水戸市の那珂川下流に架かる橋梁である。本橋は1面ケーブルで、主塔は主桁に剛結された単独柱の3径間連続鋼斜張橋である。精度管理は平成3年8月～10月に各段のケーブルの架設に合わせて行われている。

### 2. 概 要

斜張橋はケーブルを有する自由度の高い構造物であり、設計段階で力学的合理性、鋼桁自重最小化を目指した最適プレストレスが設定されている。そこで、張力、形状とともにその再現が必要不可欠である。しかるに設計・製作・架設の各段階で生じた各種不整合が、構造物の形状・張力・応力に影響を与え誤差を生みだしている。

また本橋は主塔が主桁と分離した一般的な斜張橋となり、主塔が主桁に剛結されているため、独特的な構造特性を有している。これらを考慮して、誤差を所要の範囲内でバランスよく収める必要がある。そこで良い品質、安全性の確認、工程のスムーズな進捗を目標にコンピュータシステムによるリアルタイム処理の精度管理を行った。

### 3. 管理方針

主塔の主桁への剛結、1面ケーブル等の要素に着目して構造特性調査を行い、そのデータと現場の作業条件・施工性・安全性を考慮して管理方針を次のように決めた。

- ① 計測・調整は各段ケーブル張渡し時と閉合時の7ステップについて行う。
- ② 計測当日、架設時荷重の重量、位置、有無の最終チェックを行い、管理値の修正をする。
- ③ ケーブル張力、主桁の鉛直変位（捩りを考えて上・下流の2ラインの値）、主塔の倒れを管理項目とし、主桁・主塔の応力を安全性の確認項目とする。
- ④ 計測時期が夏から冬に跨るので、最適計測時間を温度の経時計測から決定する。また必要に応じて計測値を温度補正する。
- ⑤ 張力計測は振動法とし、計測振動数による計算張力の補正是ジャッキ法による。
- ⑥ 調整対象とするケーブルは当該ケーブルとその下段ケーブルとする。

### 4. 計測項目と管理値の許容値

計測項目はケーブル張力、主桁の鉛直変位、主塔の倒れ(橋軸方向変位)、橋体温度、外気温、橋体の部材断面応力の6項目である。各項目の計測位置を図-1に、計

\* 技術本部先行技術研究室課長

\*\* 技術本部設計部設計第2課

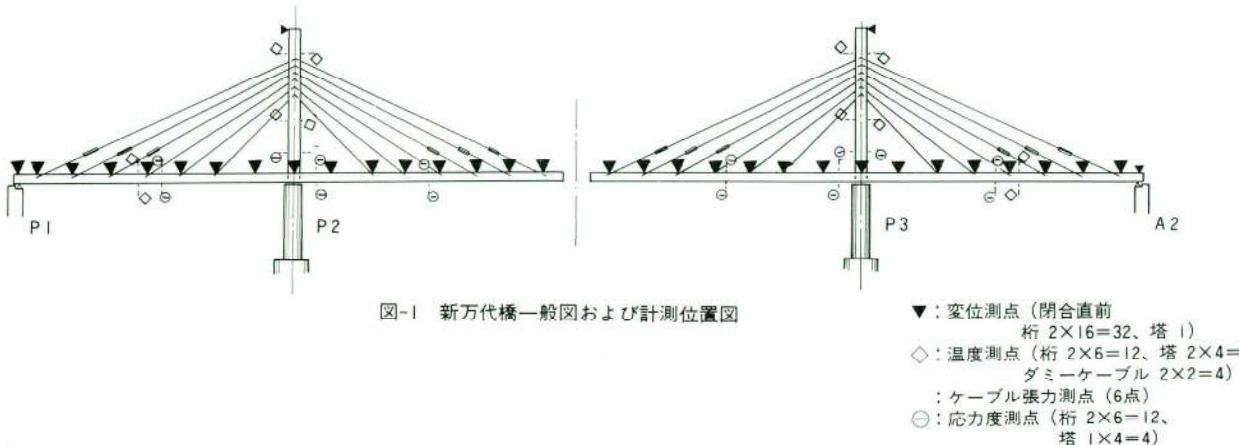


図-1 新万代橋一般図および計測位置図

▼：変位測点（閉合直前  
桁 2×16=32、塔 1）  
◇：温度測点（桁 2×6=12、塔 2×4=8  
ダミーケーブル 2×2=4）  
○：ケーブル張力測点（6点）  
⊖：応力度測点（桁 2×6=12、  
塔 1×4=4）

表-1 計測項目と管理値の許容値

	計測方法	管理値の許容値
ケーブル張力	サーボ加速度計 (常時微動法) 振動法の補正は ジャッキ法	$\Delta T = T_a - (T_d + T_l)$ $\Delta T$ ：余裕量
主桁形状 塔の倒れ	光波式測角測距儀による計測	$L/1000$ $H/1000$
橋体温度	主桁・塔のBox内、 共試体ケーブルに熱電対を貼付	
外気温	主塔・塔のBox内外 面に熱電対を貼付	
断面応力	軸部添付式歪ゲージ を貼付	

測方法を表-1に簡単に示す。

管理項目となるケーブル張力、主桁の鉛直変位、主塔の倒れの許容値は表-1に示す通りである。

## 5. 精度管理システム

本システムは構造特性計算、管理値・影響値計算の事前解析システムと計測およびその処理を行う計測システムとその計測結果と管理値を対比して、最適シム量の決定を行う解析システムとから構成されている(図-2、-3参照)。

事前解析では、クレーン、軌条等の仮設荷重の偏載による揺れ量も算出できるように、構造モデルを立体とし、ケーブルをカテナリーとして有限変形解析を行っている。

構造特性計算では、構造系の形状特に主塔が主桁に剛結していることに着目して、ケーブル長の変化、剛性の差異、荷重の大きさと偏載、荷重としての自然条件の変化等に基因する力学的諸量が求められている。

各種計測値は部材の一様温度変化、部材断面の温度差

による影響を補正し、ケーブル張力はさらにケーブルの曲げ剛度、ソケットの支持条件等の補正を行っている。

最適シム量の計算方法にはいくつかの方法が用意されている。本橋ではケーブル張力、主桁の変位、主塔の倒れの重みを工学的判断により決定し、最小二乗法を用いてシム量を求めている。さらに施工性を考慮した調整対象ケーブルにシム量変化を集約して最適シム量を決めている。

## 6. 構造特性計算

構造特性は主桁、主塔の剛性、鋼重、温度等の誤差と特定のケーブル長の誤差に対して、各架設ステップのケーブル張力と主桁鉛直変位の変化について述べる。これらの変化の状態は、主桁中央径間張出し時(Step 1 ~ 6)と閉合時(Step 7)で性質を異にしているので、項目を分けて述べる。

### (1) 主桁中央径間張出し時

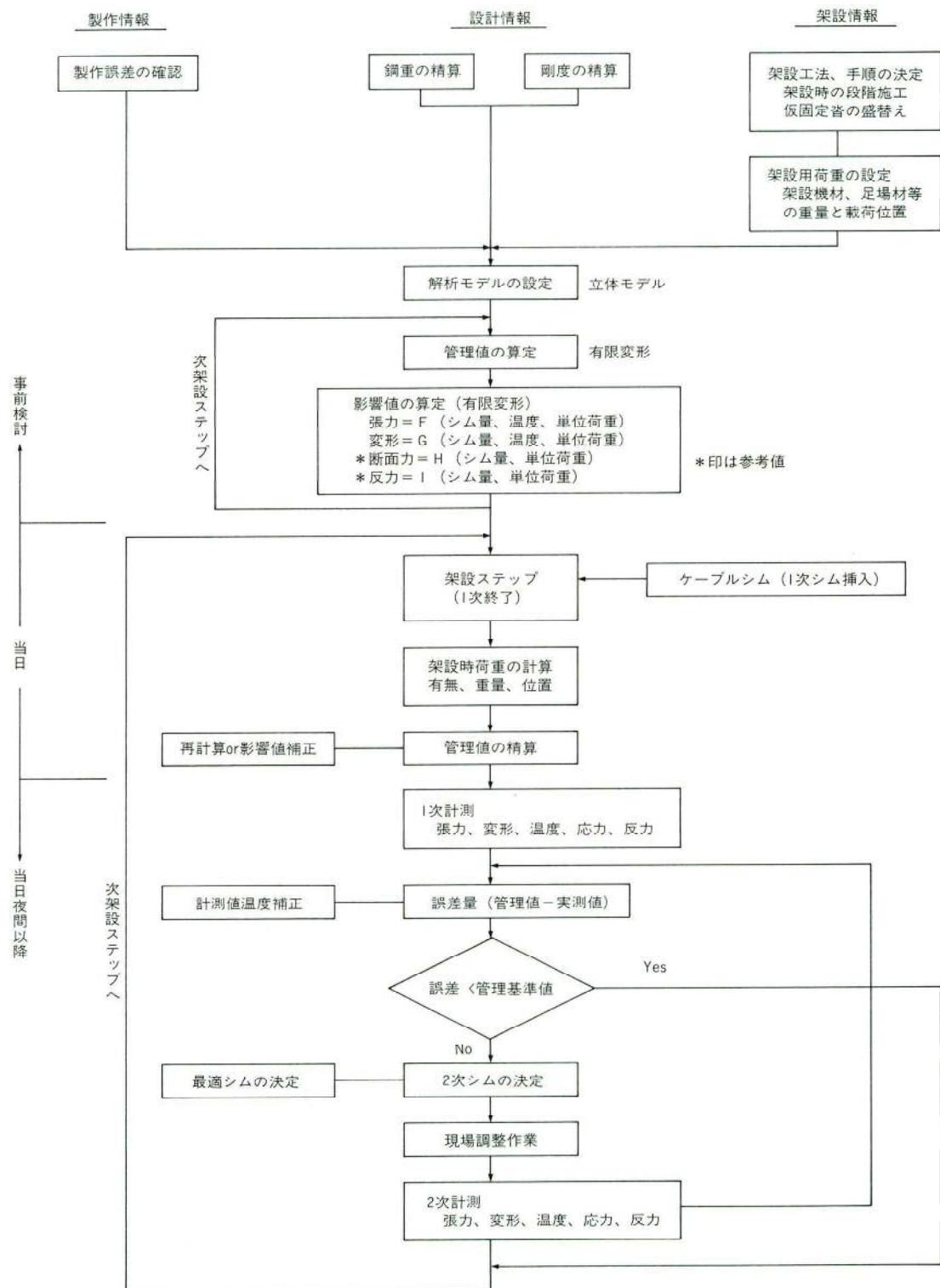


図-2 精度管理フロー

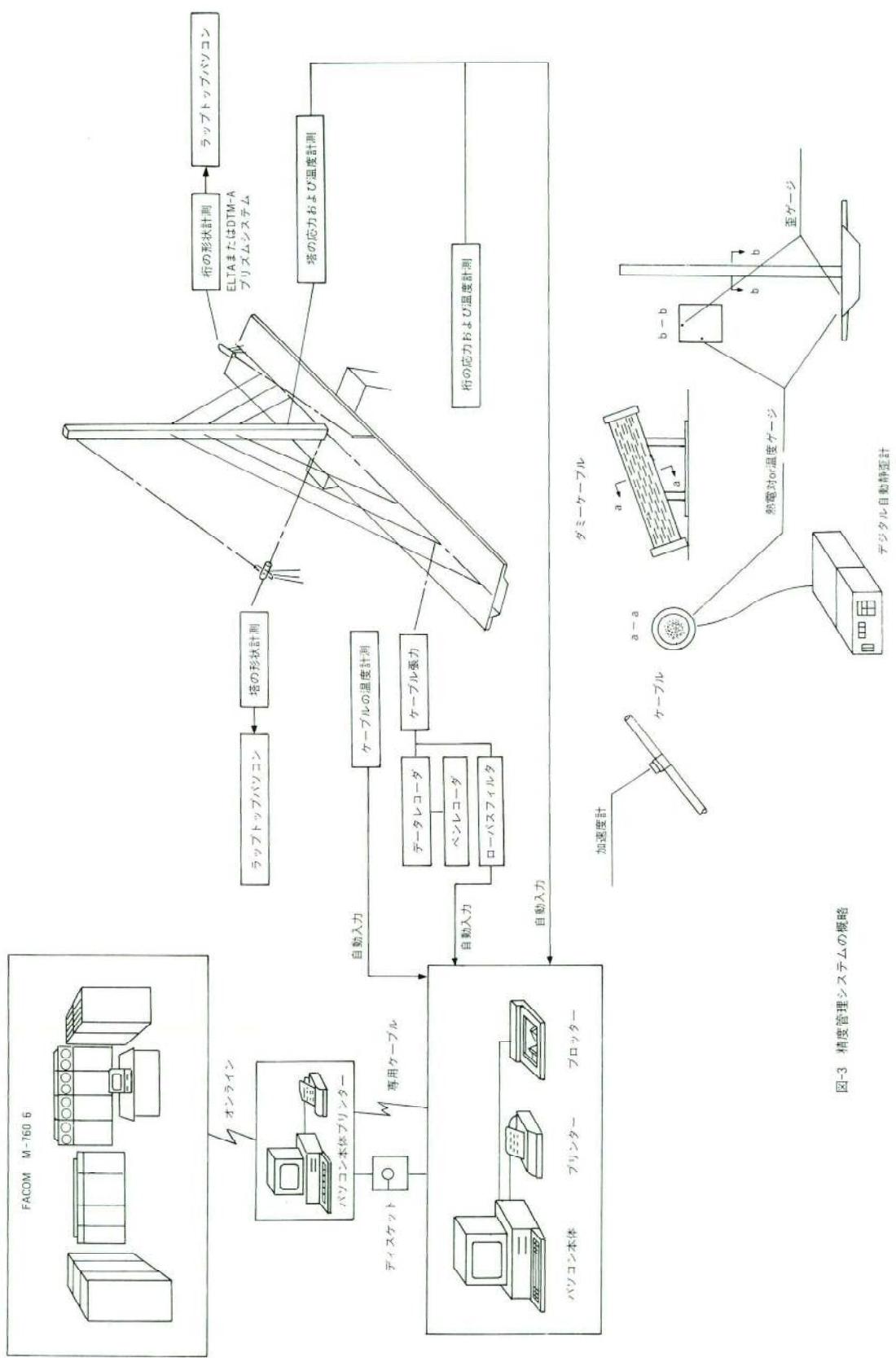
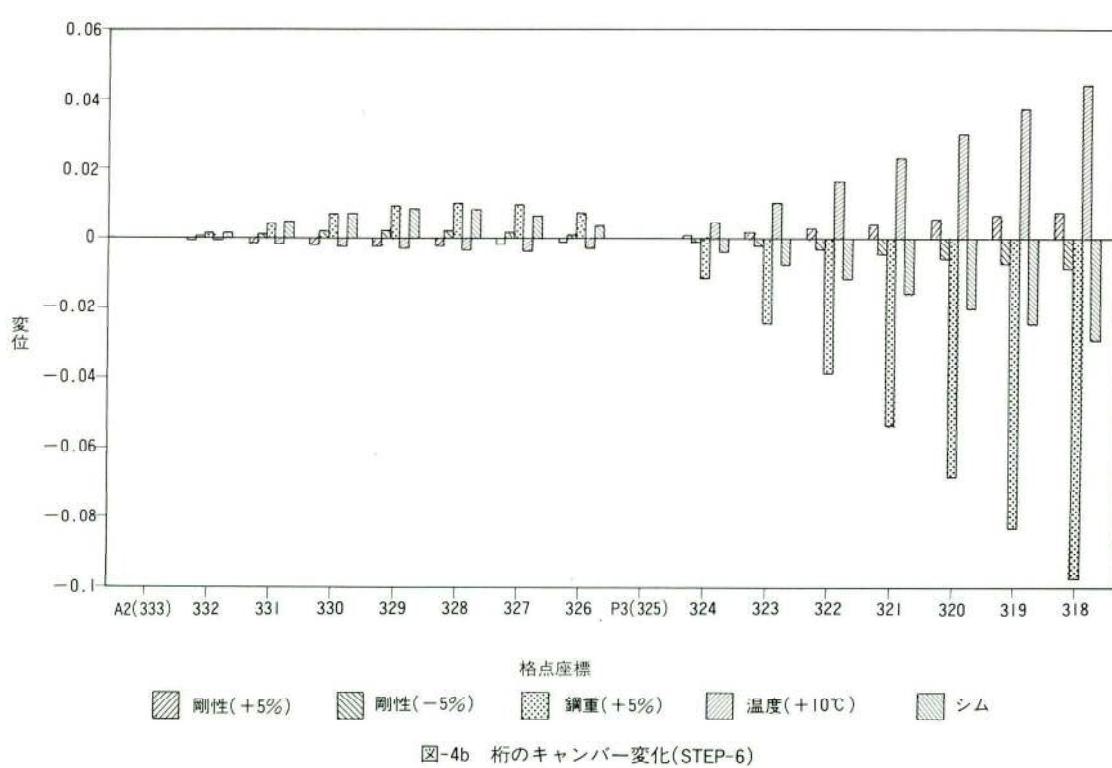
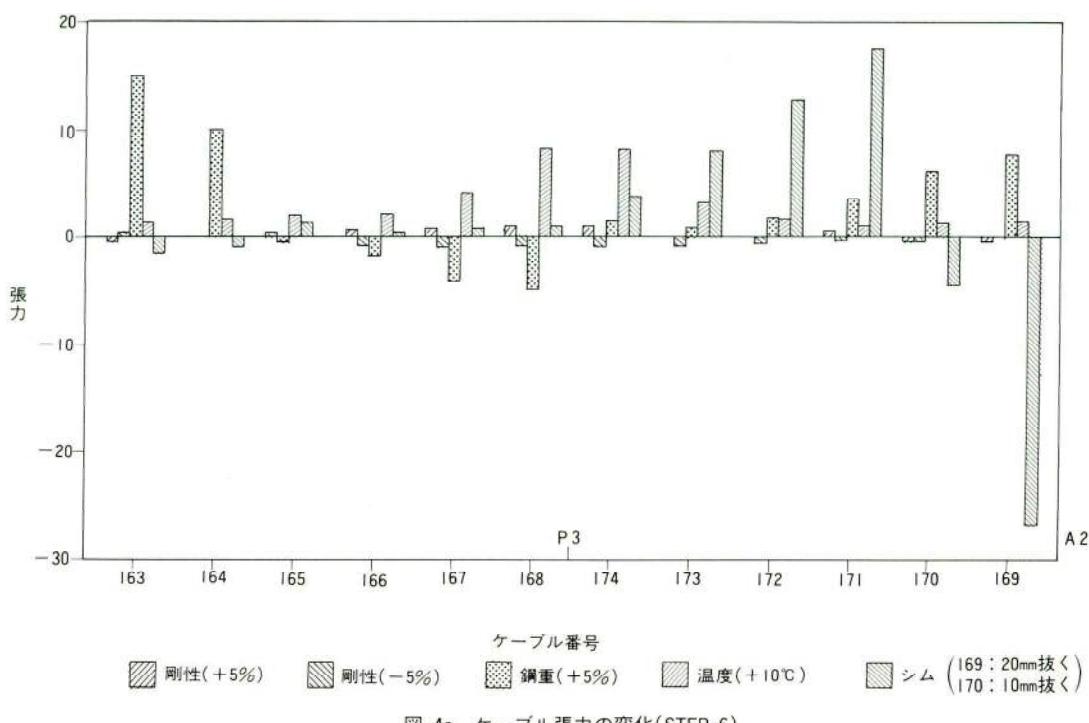


図-3 橋度管理システムの概略



張出し時の各架設ステップとも、鋼重、温度、ケーブル長の誤差による構造特性は類似の性質をもっているが、剛性の誤差については主桁の鉛直変位のみStep 3迄とStep 4以降では性状が逆転している。ケーブル張力については、剛性5%増で殆どのケーブルの張力は微かに増加(1~2 ton)している。鋼重5%増では、Step 3で全てのケーブル共(下から3段迄)2~7 ton位張力が減少する。ステップが進むにつれて、張出し先端のケーブルから張力が増加し、Step 6の先端ケーブル(図-4 a)で最大となり、15 ton位増加(中央径間の下3段のケーブルのみ2~5 ton位減少)となっている。

主桁の形状は、鋼重に対して、先端で大きく鉛直下向きに変形し、側径間ではステップの進行につれてその値の1/5~1/8位上向きに変形している。

温度10°C増加では、下段ケーブルがどのステップでも10 ton弱増加し、上段にいくほど変化がなくなる。主桁の形状は張出し先端部にいくほど大きく鉛直上向きに変形し、側径間では微かに鉛直下向きに変形する(図-4 b)。

ケーブル長の変化(シム量の変化)については、側径間のケーブルを緊張すると側径間の主桁が鉛直下向きに、緩めると主桁が鉛直上向きに変形する。この一見奇妙な現象の一因は塔が主桁に剛結していることによる。しかし、主桁が閉合されるとこの性質も多少変わってくる。

## (2) 主桁の中央径間での閉合時

主桁閉合時のStep 7では、剛性5%増に対して、ケーブル張力は張出し時と殆ど同様であり、主桁の変形形状もStep 4~6と同様である。

鋼重5%増に対して、ケーブル張力は張出し時と異なり、殆ど変化がない。主桁の鉛直変形はStep 6より多少小さくなっているが各径間での最大値は、中央径間で80 mm弱鉛直下方に、側径間で10 mm位鉛直上方に生ずる。

温度10°C増加に対して、ケーブル張力は最大10 ton弱増加する。主桁の鉛直変形は中央径間のみ顕著であり、最大34 mm位鉛直上向きに生じている。

ケーブル長の変化については、側径間のどのケーブルが長くなるかによって、側径間の主桁が鉛直方向に上がったり、下がったりする。即ち、塔付近部(下段)のケーブルを緊張し、端支点側(上段)のケーブルを緩めると側径間の主桁は効果的に鉛直上向きに変形する(図-5 a、-5 b参照)。

## 7. 計測結果、最適シム決定および考察

精度管理は各段ケーブル張渡し後と主桁の中央径間閉合後の合計7ステップについて行われた。ケーブル張渡

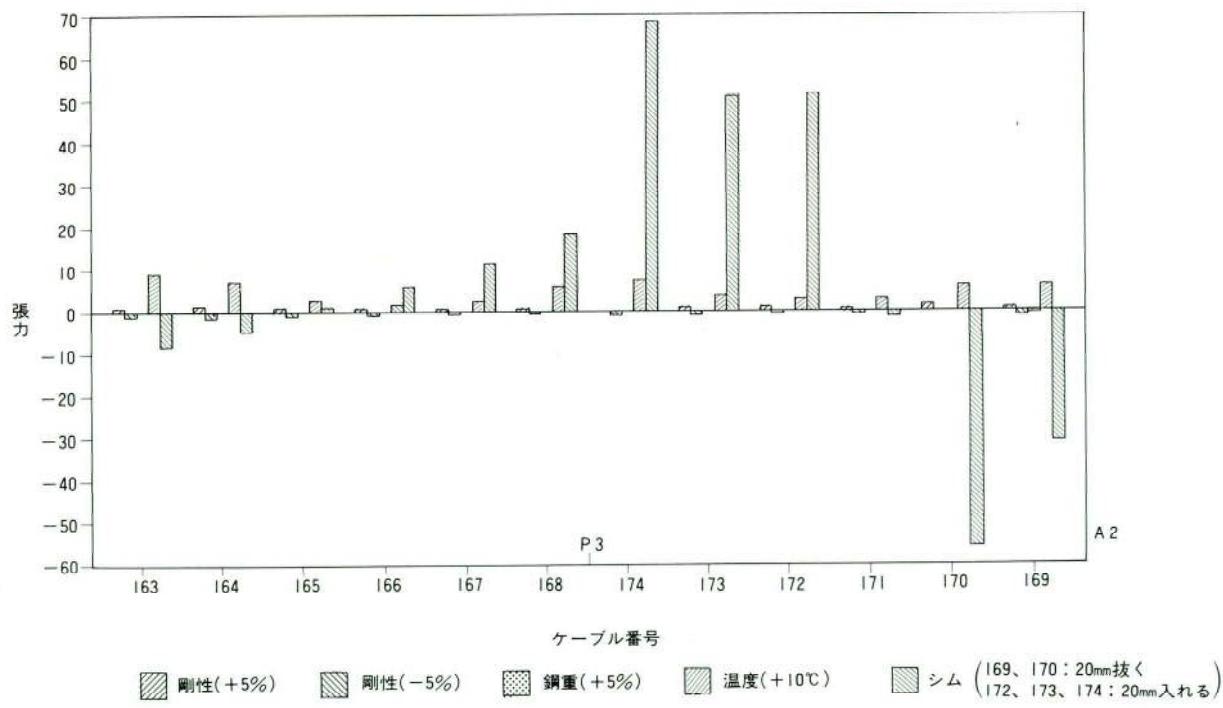


図-5a ケーブル張力の変化(STEP-7)

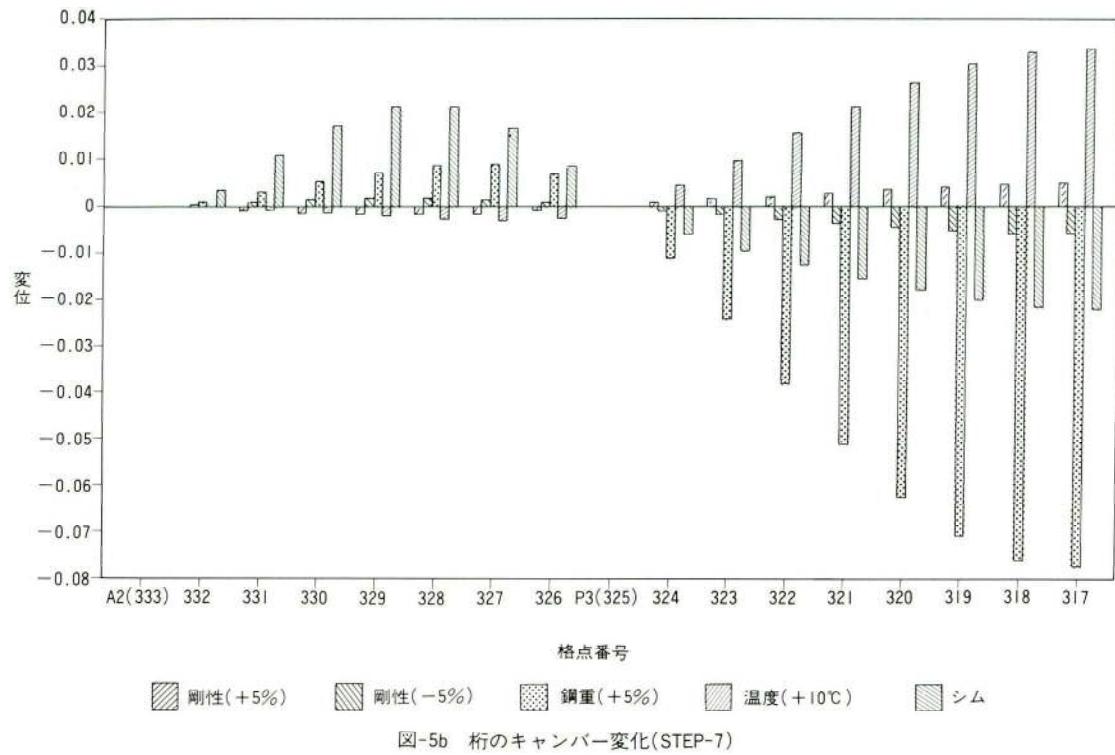


図-5b 桁のキャンバー変化(STEP-7)

表-2 ケーブル張力 誤差

(単位 ton)

ケーブルNO	1-1	2-1	2-2	3-1	3-2	4-1	4-2	5-1	6-1	6-2	M1-1	M1-2
151											-10.15	-19.75
152											-18.92	-25.72
153											11.34	4.54
154											-16.68	-2.98
155											23.63	19.63
156											4.14	5.04
162											-11.61	-3.61
161											7.27	12.67
160											-2.05	-2.25
159											6.07	12.87
158											13.91	-13.09
157											11.96	11.96
163											13.15	18.59
164											-25.45	-15.17
165											-10.64	-7.56
166											-7.56	-1.65
167		1.52	17.88								4.24	
168	-31.16	-71.92	-11.00	-0.16	-15.61	-15.89	-15.88	-12.12	-12.01	-12.51	-18.35	-4.81
174	-47.76	-28.21	-32.25	-42.36	-23.27	-22.52	-14.77	-2.33	0.74	1.76	7.86	44.67
173		-65.98	-34.48	-57.93	-33.69	-35.19	-27.17	-9.44	2.71	4.73	0.77	43.58
172				2.99	-32.66	-39.80	-31.83	-11.14	1.95	2.64	6.34	41.19
171					-5.05	-34.28	-11.66	-3.74	-3.75	6.15	-19.11	
170								-50.65	-21.04	-19.58	-19.14	-43.93
169									-64.01	-61.28	-59.36	-39.60

表-3a 主桁の鉛直変位 誤差

測線番号 I	測線名 [下流側]										誤差: 単位(mm)	
格点 NO	1-1	2-1	2-2	3-1	3-2	4-1	4-2	5-1	6-1	6-2	M1-1	M1-2
201											-2.1	-14.1
202											-18.8	-24.6
203											-36.3	-43.0
204											-48.0	-51.1
205											-45.9	-54.9
206											-37.7	-46.2
207											-25.1	-29.1
208											-9.8	-16.2
209											8.0	1.0
210											25.2	21.7
211											32.6	36.4
212											41.1	39.8
213											51.5	39.3
214											60.5	43.1
215											67.6	50.2
216											74.8	63.4
217											48.2	52.2
218											24.0	28.0
219											75.8	31.1
220											80.8	45.3
221											51.4	50.2
222		45.1	68.8	77.6	70.3	66.0	74.9	59.7	38.2	40.1	49.2	40.5
223	27.5	37.7	49.2	55.0	50.5	40.8	55.8	44.1	32.1	28.2	49.3	37.5
224	20.9	27.3	28.5	35.8	31.0	22.7	31.7	28.0	17.8	18.8	18.8	26.7
225	3.0	10.0	7.0	5.0	4.0	-1.0	3.0	1.0	0.0	-1.0	-4.0	-7.0
226	-26.8	-30.4	-31.5	-38.1	-35.2	-40.7	-39.7	-36.9	-35.2	-32.2	-34.9	-34.9
227	-49.2	-57.1	-62.2	-71.4	-68.5	-75.4	-70.4	-70.2	-64.3	-62.3	-63.4	-57.4
228	-63.1	-75.5	-76.7	-92.5	-86.6	-94.9	-90.9	-90.0	-82.2	-83.1	-80.1	-69.1
229	-58.5	-73.4	-73.4	-88.6	-85.7	-95.2	-91.3	-92.2	-81.4	-82.3	-80.7	-68.7
230	-51.6	-66.3	-64.3	-80.8	-75.9	-85.8	-84.8	-82.0	-74.9	-74.9	-74.9	-63.9
231	-38.8	-52.3	-50.3	-61.8	-57.8	-63.9	-61.9	-64.0	-57.5	-57.5	-58.2	-48.2
232	-5.4	-13.0	-14.0	-15.3	-15.3	-18.4	-16.4	-21.2	-19.1	-18.0	-16.3	-13.3
233	-0.6	-3.3	-6.3	-6.4	-5.4	-7.6	-5.6	-8.8	-9.0	-8.0	-6.1	-6.1

し時は設計シム量を挿入している。

### (1) 計測結果

ケーブル張渡し開始直前の側径間架設完了時点では、P1橋脚側、A2アバット側の両側径間共下がり気味である。各々の値としては、河川部のA2側の方がペントの少ないこともあり、陸上部のP1側より、その量が多少大きかった。

各段張渡し時の調整後も含めた計測値を誤差量（=計測値 - 管理値）で表すと、ケーブル張力は表-2、主桁の鉛直変位、塔の倒れは表-3a、-3b、-4となる。この結果より、側径間はケーブル張渡し直前と同じく、下がり気味であり、それに呼応して中央径間張出し部は上がり気味である。

構造特性計算からも明らかなように、主塔と主桁が剛

結しているため張出し時はケーブル長変化による側径間の鉛直上向きの変形に対する感度が鈍い。そのことが調整後の結果からいえる。

張力、主塔の倒れについては、誤差量も大きくなく、ケーブル長変化に対する感度も鈍くはない。調整した架設ステップが、表-2、-4の(I-2)に示されている。

閉合時は張力、主桁形状、塔の倒れの全体のバランスを計りながら、側径間特にA2側の側径間の主桁形状の修正に重きを置いた。図-6、-7にその結果を示す。

張力は側径間の一部のケーブルを除いて、非常に良い精度が得られている。また主桁、塔の部材断面の応力は概ね解析値と対応がとられており、架設時の安全性の確認が得られた。

表-3b 主桁の鉛直変位 誤差

測線番号	測線名〔下流側〕											誤差 : 単位(mm)
格点 NO	1-1	2-1	2-2	3-1	3-2	4-1	4-2	5-1	6-1	6-2	M1-1	M1-2
301											-2.1	-6.1
302											-18.8	-25.6
303											-36.3	-49.0
304											-48.0	-57.1
305											-45.9	-56.9
306											-37.7	-42.2
307											-25.1	-22.1
308											-9.8	-7.2
309											8.0	1.0
310											25.2	10.7
311											32.6	15.4
312											41.1	14.8
313											51.5	10.3
314											60.5	23.1
315											67.6	40.2
316											74.8	69.4
317											68.2	68.2
318											73.8	44.0
319											98.9	39.1
320											104.2	41.4
321				102.9	95.1	103.2	118.0	88.0	49.7	53.5	39.2	43.2
322		50.2	78.9	80.7	76.6	59.8	74.7	61.0	37.5	35.4	28.5	32.5
323	54.3	37.8	57.3	54.7	51.2	40.1	55.1	47.2	27.1	25.2	24.7	21.7
324	42.4	27.7	35.9	35.9	32.1	16.6	27.6	27.9	14.6	15.6	14.8	11.8
325	5.0	6.0	8.0	4.0	4.0	-1.0	3.0	2.0	-2.0	-2.0	-1.0	-4.0
326	-19.5	-20.1	-24.2	-29.8	-26.9	-33.4	-28.4	-29.5	-25.9	-26.9	-25.9	-24.9
327	-42.5	-52.5	-54.6	-65.7	-62.8	-71.7	-66.7	-64.4	-60.6	-56.6	-55.4	-48.4
328	-62.9	-75.5	-78.5	-95.2	-88.3	-97.7	-93.7	-91.7	-83.9	-83.8	-81.1	-69.1
329	-59.8	-75.4	-74.4	-91.6	-85.7	-97.3	-93.4	-88.2	-82.5	-81.4	-80.7	-68.7
330	-47.1	-62.6	-60.6	-76.0	-71.1	-80.1	-78.1	-78.2	-72.0	-71.0	-68.9	-57.9
331	-31.3	-44.5	-42.5	-55.0	-50.0	-58.2	-55.2	-56.1	-53.6	-51.6	-50.2	-42.2
332	-10.0	-20.2	-17.2	-22.6	-21.6	-24.6	-22.6	-23.4	-22.3	-20.2	-22.3	-20.3
333	4.7	-2.6	-1.6	0.2	-2.8	-2.9	0.1	-0.1	-3.3	-0.3	-3.2	-2.2

表-4 主塔の変位 誤差

格点 NO	1-1	2-1	2-2	3-1	3-2	4-1	4-2	5-1	6-1	6-2	M1-1	M1-2
121	89.4	81.3	61.8	83.8	65.4	64.4	65.5	50.0	30.3	29.1	29.0	32.0

格点 NO												
110											-35.3	-34.5

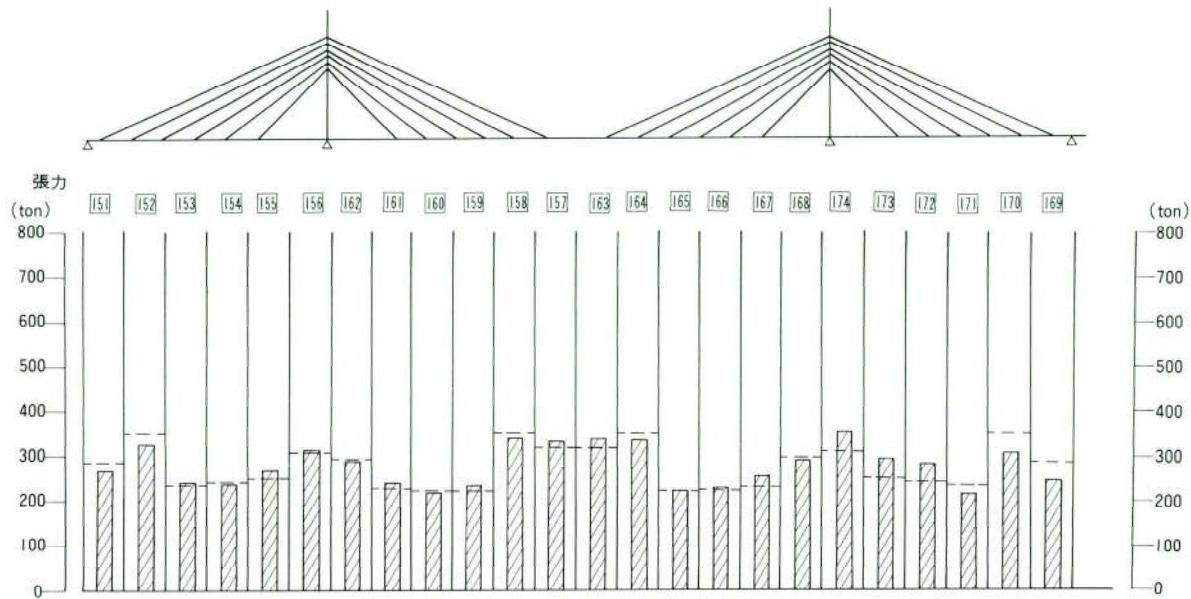


図-6 張力図 M STEP I-2

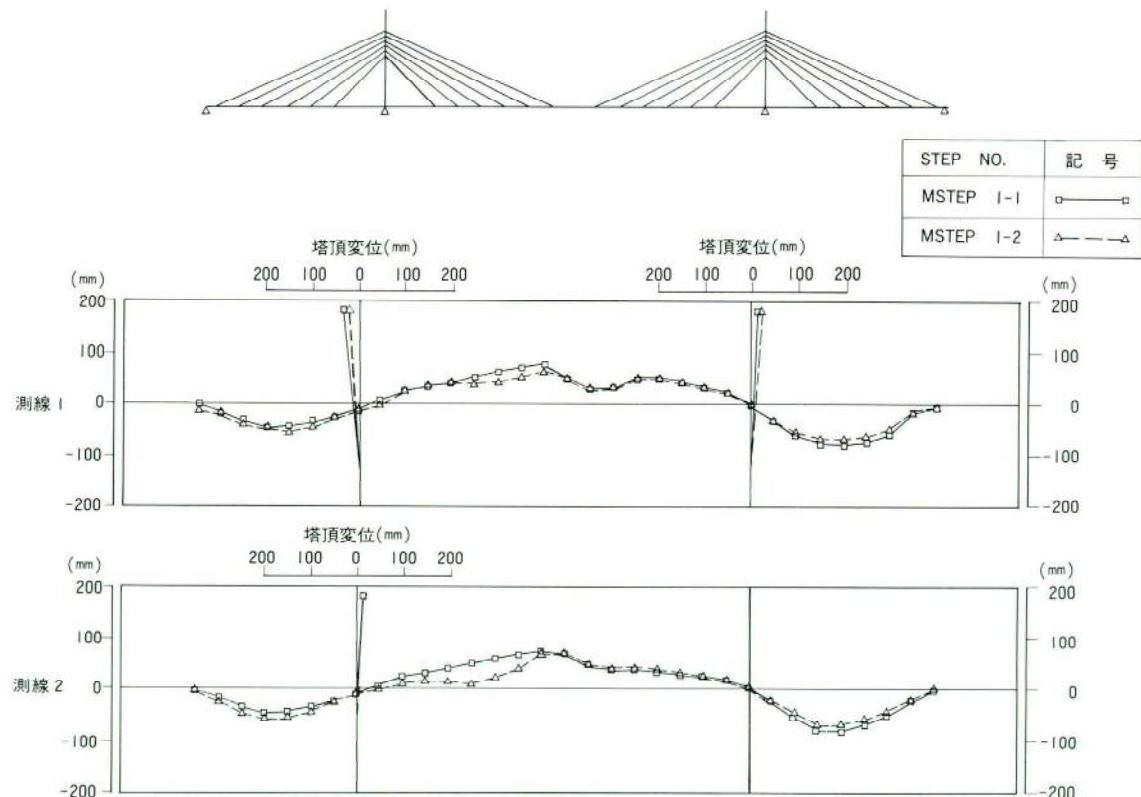


図-7 形状誤差図

## (2) 最適シム決定および考察

最適シム決定では、重み付き最小二乗法を用いている。各ケーブル張渡し後、計測結果を基にした前述の誤差状

況および構造特性計算結果より、側径間の主桁形状を他の項目より重みを大きくして、当該ケーブルとその直下のケーブルの最適シム量を決定した。

閉合時は調整対象ケーブルの範囲を全体に拡げて、最

適シム量を計算し、その結果を用いて工学的に有意なシム量を現場の作業性を考慮して任意シム法によって決定した。

計測値の挙動、構造特性計算より、構造系としては当然のことながら、主塔と主桁を切離した方がシム量変化に対する形状変化の感度が良いといえる。

## 8. まとめ

現場でのシム調整量は、そこに至るまでの設計、製作、架設等の精度が基準になる。ケーブル張力、主塔の倒れ、主桁の形状等、全体のバランスの関係上、側径間の垂れ下がりの傾向が認められたが、精度的には計画した値の中に収まった。

## 9. あとがき

本稿を執筆するに際して、茨城県水戸土木事務所の皆様に御協力戴いたことを紙上を借りて感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 能登；斜張橋架設時の精度管理システムの開発、宮地技報7号 1991.2
- 2) 藤沢；斜張橋架設時のシム量決定方法、橋梁と基礎18巻9、10号 昭和59年9月・10月
- 3) 能登、西森、松田；川津大橋（ニールセン橋）の架設時の精度管理、第46回年講概要集(1) 1991
- 4) 能登、町屋、山下；新万代橋の架設時の精度管理、第47回年講概要集(1) 1992

### グラビア写真説明

#### こうじ 神戸高架橋

近年、現場工事の省力化・工期短縮・安全性の向上、更には環境保全への配慮から種々の試みがなされている。本橋の構造自体は極く一般的な連続鋼桁であるが、この様な試みの一環として一部分（4径間連続の部分）に塗装を上塗りまで工場で行う、いわゆる全工場塗装を採用している。3径間部分は下塗りのみを工場で行う通常の施工とし、両者の経年変化を追跡することによって塗膜の性能面での全工場塗装の優位さを立証しようと計画されたものである。

(高崎)

### グラビア写真説明

#### 香椎高架橋

本橋は福岡地区の交通緩和のために計画された有料の都市高速1号線である。博多湾の眺望はなかなかよい。

この1号線は、昭和55年10月に香椎まで開通した。しかし、北九州へ延びる国道3号線上に位置し、又学園都市東のベットタウンに隣接しているため、開通時よりも大幅な交通量増大を解消するために車の流れを分散する必要が発生した。

その為、約1km延長する事になった。これが香椎高架橋そのものである。

現場は一日中車輌が絶えないため夜間作業で交通規制がとられたが、安全面では問題なく自負する処である。

平成5年4月2日に係わりがあった方々の切望の思いを込めて誕生の産声を上げようとしている。(矢野)

躍動を続ける横浜みなとみらい21計画の先陣を切って、中区北仲通りに出現した。横浜の代表的な建築であった生糸検査所を取り壊して、その跡地に建てたものである。低層部ファサードは、横浜市民の要望を入れて、生糸検査所の面影を偲ばせるレンガ造り様になっている。最近は、この様に近代建築の中に、大正、昭和初期の様式を取り入れる方法が全国で行われるようになってきた。機能優先の時代から、昔の良い物は残そうという人々の心の落ち着きを示すものなのだろうか。横浜には、今も県庁、税関、開港記念館、県立博物館、郵船ビル等、大正、昭和初期の古い建築物が多い。これら歴史のあるビルと、当合同庁舎及び付近に最近完成した県警本部庁舎等の大型、高層、多機能ビルは、時代の移り変わりを見事に対比させてくれる。後年このビルの脇には、地下鉄みなとみらい線が通る事になっており、この付近も港に付随した倉庫の街から近代的オススス街に変容しようとしている。

# 硬質ウレタンを充填した鋼・コンクリート合成 梁部材の衝撃応答特性に関する実験的研究

## Experimental Study for the Impact Behavior of Steel and Concrete Composite Beams Filled with Rigid Urethane

太田 貞次\* 高橋 秀幸\*\* 石川 信隆\*\*\* 園田 佳巨\*\*\*\*  
*Teiji OHTA Hideyuki TAKAHASHI Nobutaka ISHIKAWA Yoshimi SONODA*

### Summary

This paper presents an experimental approach for the dynamic response of composite beams filled with rigid urethane (so-called UC beam) under impact loading. At first, the static loading test has been performed for the two types of UC beams and RC beam in order to find the difference of static strength and deformability. Herein, it has been found that the UC beam is superior to RC beam on the deformability at the static ultimate limit level. Secondary, the impact loading test has been conducted for the same specimen used in the static test from the view point of energy absorption. It has been confirmed that the UC beam can absorb much more impact energy than the RC beam.

### 1. はじめに

山間部の道路では、雪溶け時期や大雨の後などに、道路上方から岩石等が落下する現象が時たま見られる。このような落下等による危険が予想される箇所には、予め落石防護施設を設け、人的損傷や物的損害を防止する努力が為されており、その1つに落石覆工（ロックシェッド）がある。落石覆工には、RCコンクリート製、PCコンクリート製、鋼製の3種類が多く採用されており、落石等による衝撃エネルギーを吸収緩和するために、本体構造物の上に土砂を敷く例が多く見られる。これら落石覆工では、落石等の衝突荷重をまずクッション材としての土砂で受け、衝突エネルギーを分散・吸収した後本体構造物が荷重を受けるシステムとなっており、想定される落石等の外力に対して安全となるように設計される。

しかし、予期せぬ大きな落石が発生した場合には、コンクリート製の落石覆工では裏面コンクリートの剥離や突然の崩壊により、また鋼製の落石覆工の場合には貫通や大変形により、通行中の人や車に損傷・損害を与える懸念が持たれる。このような大きな落石に対しても通行中の人が車に害を与える危険が少く、通常の落石に対して安全で経済的となる落石覆工の開発が望まれる。

当社では、中小規模の橋梁を対象として、断面引張域のコンクリートを硬質ウレタンに置き換えた鋼・コンクリート合成橋梁の開発をすすめており、既に沖縄県にお

いて施工実績を有している<sup>1)~5)</sup>。ここで採用している構造システムでは、所要強度に対する部材重量を減じることができるとともに、硬質ウレタンが振動エネルギーを分散・吸収し振動減衰に効果を発揮するとの性状が見られる。このように軽量でエネルギー吸収性能に富む硬質ウレタンを充填した鋼・コンクリート合成部材（以下、UC部材と呼ぶ）は、高い韌性と耐衝撃性を有しており、山間地に建設される落石覆工に効果的に利用できるのではないかと考えられる。しかしながら、この種の部材の衝撃応答特性については、著者らの共同研究グループの研究<sup>6)~10)</sup>を除いて殆ど見受けられない。

ここでは、参考文献10)に挙げたISIE (International Symposium on Impact Engineering)において発表した内容を中心に、UC梁部材の静的挙動ならびに衝撃応答特性について報告する。

### 2. 梁試験体の製作

実験に使用した試験体は、RC梁部材と腹板形状の異なる2種類のUC梁部材の3種類とし、各々静的曲げ耐力が等しくなるように断面形状を決定した。各試験体の寸法と形状を図-1に、また使用した材料の諸元を表-1に示す。UC梁部材については、硬質ウレタンの衝撃エネルギー吸収性能に期待してせん断耐力を下げたラチスウェブタイプと通常のフルウェブタイプを対象とした。

\* 技術本部技術開発部技術開発課課長代理 \*\*\* 防衛大学校土木工学教室教授

\*\* 千葉工場製造部生産設計課 \*\*\*\* 防衛大学校土木工学教室助手

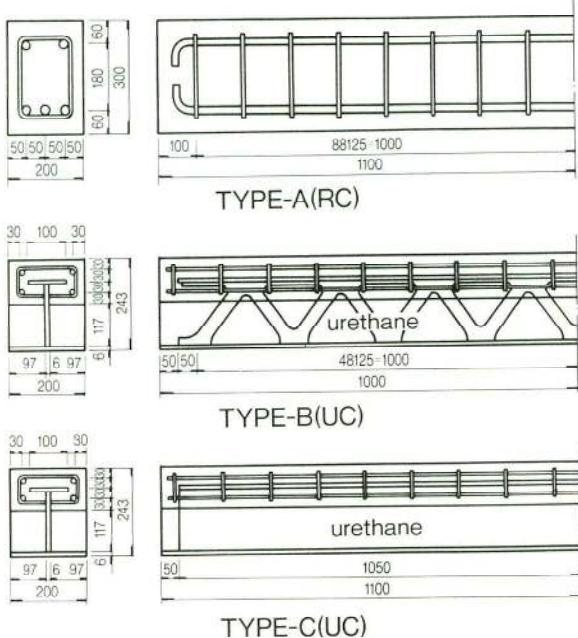


図-1 Size and type of each specimen (unit:mm)

U C 梁部材は、底部鋼板と T リブで構成される鋼桁の圧縮領域に T リブ上フランジを囲むようにコンクリートを打設し、コンクリート硬化後硬質ウレタンを充填する順序で製作した。そのため、硬質ウレタンが鋼・コンクリートの双方に完全に密着し、三者が一体となった合成構造となっている。

### 3. 静的載荷実験

#### (1) 実験の概要

タイプ-A～Cの3種類の試験体を支点間隔2.0mでセットし、200tfアムスラーを用いて支間中央に線荷重載荷を行い、曲げ耐力および変形性能について検討した(図-2)。測定は、荷重をロードセル、支間中央のたわみを変位計で計測し、併せて支間中央および $\frac{1}{4}$ 点のコンクリート上面、底部鋼板下面のひずみをひずみゲージにより求めた。

#### (2) 実験結果および考察

図-3に静的載荷実験から得られた、荷重一変位曲線を示す。これより、曲げ耐力は3タイプともほぼ等しいものの、結局変形量ではU C 梁部材(タイプ-B、C)がR C 梁部材(タイプ-A)よりも2倍程度大きいことが認められた。また、各タイプの挙動特性では、タイプ-Aは約8mmの変形量で最大荷重22tfを示した

表-1 Material properties

	Tensile reinforcement	Compressive reinforcement	The others
A	D22×3	D19×2	Intervals for stirrup (125mm)
B	Filled with hard urethane Trussed web steel (6mm)		Quantity of compressive reinforcement is half of tensile reinforcement
C	Filled with hard urethane Full web steel (6mm)		

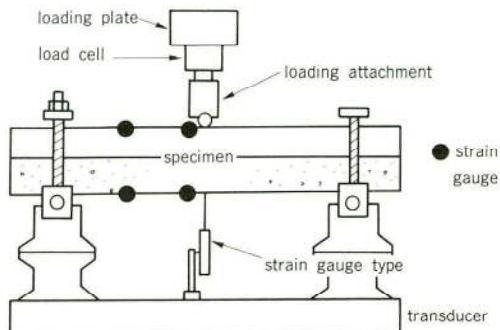


図-2 Static loading machine and Measurement item

後に梁中央部付近に曲げひび割れが顕著となり、約35mmの変形量を示したときに圧縮側コンクリートが圧壊し、耐力を失った。これは、破壊に至るまで圧縮域のコンクリート耐力が保持されており、断面内のつり合いが保たれていたためと考えられる。一方、U C 梁部材はいずれも7～11mmの変形量で最大耐力21～22tfを示した後に、両タイプともに耐力は徐々に低下していくことが認められた。すなわち、U C 梁部材では、底部鋼板の降伏後ウェブ鋼板の局部的な座屈が進展していったために穏やかに荷重が減少したものと考えられる。

以上の実験結果から、同一の曲げ耐力を有するR C 梁部材とU C 梁部材との比較では、U C 梁部材のほうが大きな変形性能を有すること、すなわちエネルギー吸収性に富むことがわかる。タイプ-B、Cの比較では、タイプ-Bのせん断耐力が小さいために最大荷重を示した後の荷重低下が大きくなっている。これより、同じ鋼材量で同一曲げ耐力を有するように設計した場合、一般にU C 梁部材のほうがR C 梁部材よりも静的変形性能において優れているものと考えられる。

### 4. 衝撃応答実験

3.の結果より、U C 梁部材が静的な荷重に対してR C 梁部材に劣らない耐荷力特性を示すとともに、変形性能

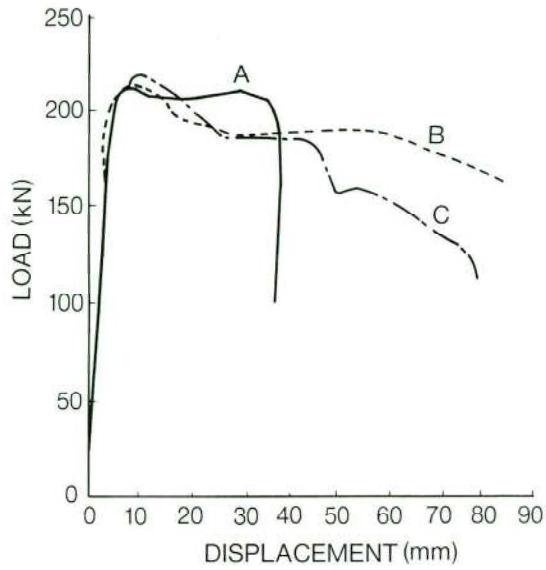


図-3 Static load-displacement relation

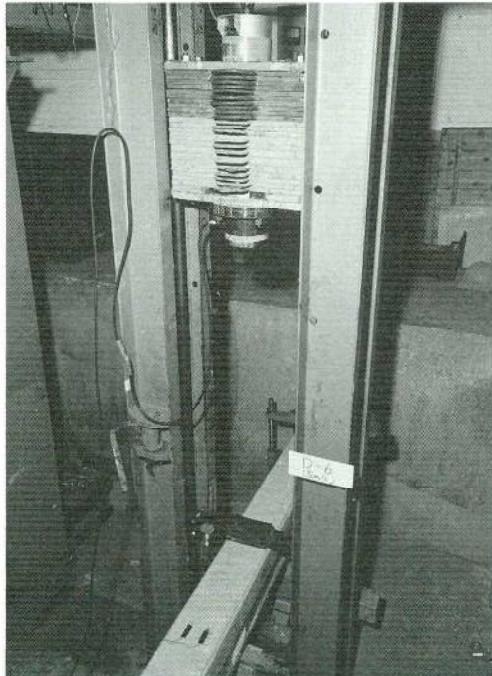


写真-1 Weight dropping type impact loading machine

においては優れていることがわかった。そこで、次に落錘式衝突実験を行い、UC梁部材の衝撃応答特性をRC梁部材と比較することとした。

#### (1) 実験の概要

RC梁部材とUC梁部材（タイプB、C）の3タイプの試験体を支間2.0mで単純支持し、落錘式衝撃実験装置により衝撃実験を行った。落錘式衝撃実験装置と計測システムを図-4に、また実験状況を写真-1に示す。

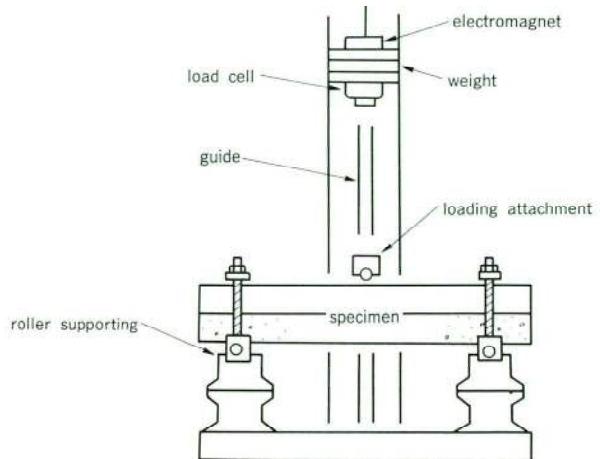


図-4 Weight dropping type impact loading machine

表-2 Weight dropping type impact loading test/Test case

Response level	Type	Input energy			Output	
		W	V	E	Load (kN)	Upper displacement (mm)
Elastic range	A	1470 N	2	30.4 kN·cm	157~206	2~3
	B				118~127	3~5
	C				127~147	2~4
Plastic range(1)	A	1470 N	4	119.6 kN·cm	343~382	5~7
	B				265~304	8~10
	C				314~333	6~8
Plastic range(2)	A	1470 N	6	270.5 kN·cm	441~588	10~12
	B				294~392	18~25
	C				441~539	10~20
Plastic range(3)	A	3920 N	6	720.3 kN·cm	686~931	.....
	B				343~441	.....
	C				490~588	.....
Plastic range(4)	A	3920 N	8	1279.9 kN·cm	686~980	35~45
	B				392~588	.....
	C				490~687	50~60

W:weight, V:velocity, E:kinetic energy

実験は、ロードセルと一体化させた重錐を試験体上面中央部に設置した載荷治具上に自由落下させ、試験体には線荷重として載荷する形で行った。測定項目は、荷重をロードセル、支間中央の上変位（衝突点変位）を光学式変位形、支間中央の下変位を非接触式変位計で計測した。また、支間中央および $\frac{1}{4}$ 点におけるコンクリート上面ならびに底部鋼板下面のひずみを併せて計測した。

実験は、重錐重量と衝突速度を変えることにより入力

エネルギー（重錐の運動エネルギー）を変化させ、試験体に生じる応力度が弾性範囲で1ケース、塑性範囲で4ケースの計5ケースについて行い、それぞれの応答特性について検討した(表-2)。

## (2) 実験結果および考察

### 1) 弾性域

弾性域における荷重-衝突点変位関係を図-5に示す。発生最大荷重の比較では、A > C > Bとなっているが、これは衝突位置付近の断面の剛性の相違によるものと考えられる。また、UC梁部材の変形量はRC梁部材と比

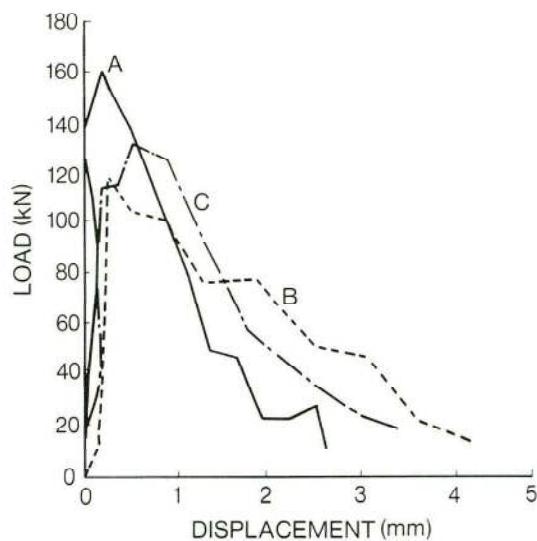


図-5 Load-displacement relation in the elastic range  
(W=1470N, V=2m/s)

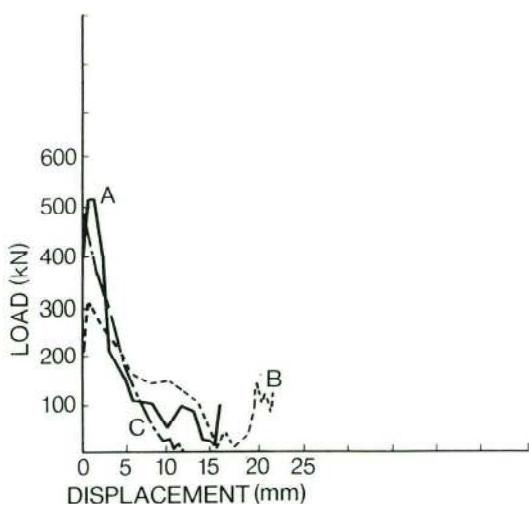


図-7 Load-displacement relation in the plastic range (2)  
(W=1470N, V=6m/s)

較してやや大きく、UC梁部材の場合には変形性能により入力エネルギーを吸収する傾向がRC梁部材より大きいことが認められる。

### 2) 塑性域

塑性域(1)～(4)における荷重-衝突点変位関係をそれぞれ図-6～9に示す。これらの実験結果より、入力エネルギーが大きくなるにつれて、RC、UC梁部材間の応答の差異が顕著となり、UC梁部材がその韌性により衝撃エネルギーを吸収する様子が認められる。塑性域(3)まで入力エネルギーを大きくすると、UC梁部材タイプ一

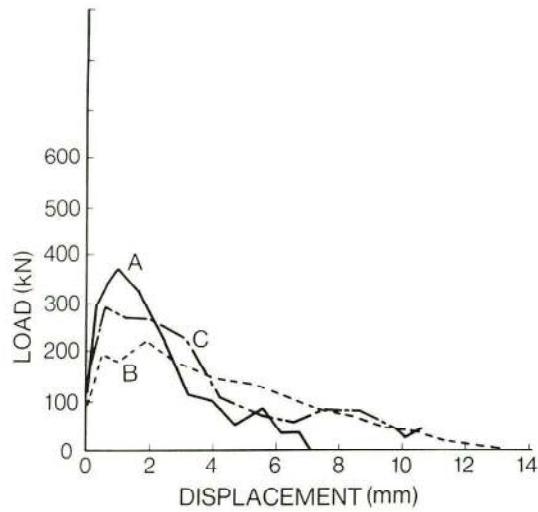


図-6 Load-displacement relation in the plastic range (1)  
(W=1470N, V=4m/s)

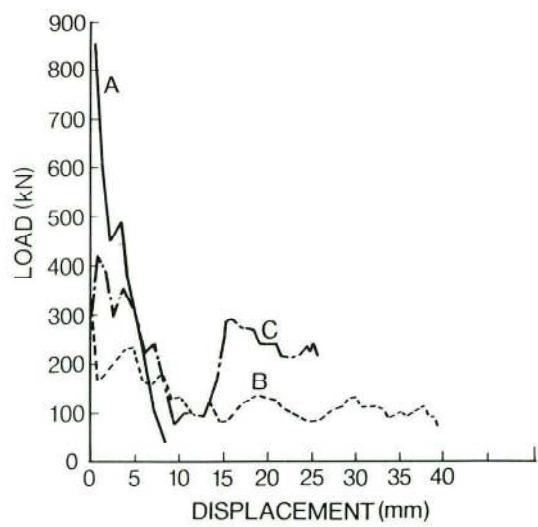


図-8 Load-displacement relation in the plastic range (3)  
(W=3920N, V=6m/s)

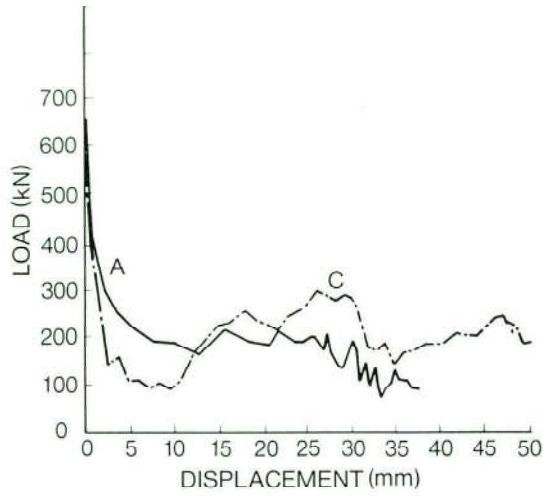


図-9 Load-displacement relation in the plastic range (4)  
(W=3920N, V=8m/s)

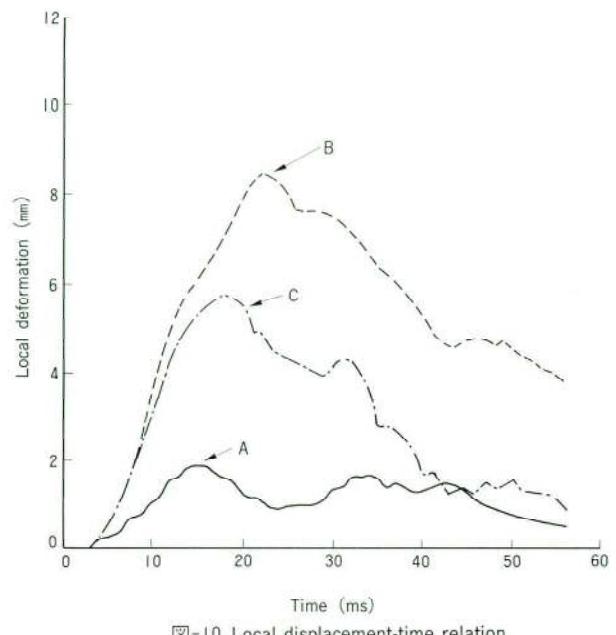


図-10 Local displacement-time relation  
(plastic range (1))

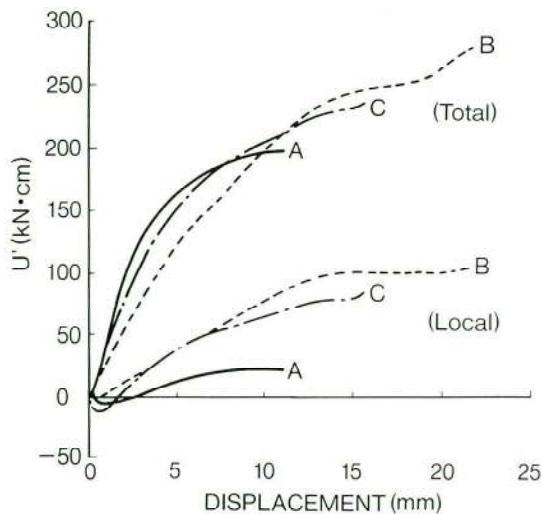


図-11 Impact absorption energy-displacement relation  
(W=1470N(150kgf), V=6m/s)

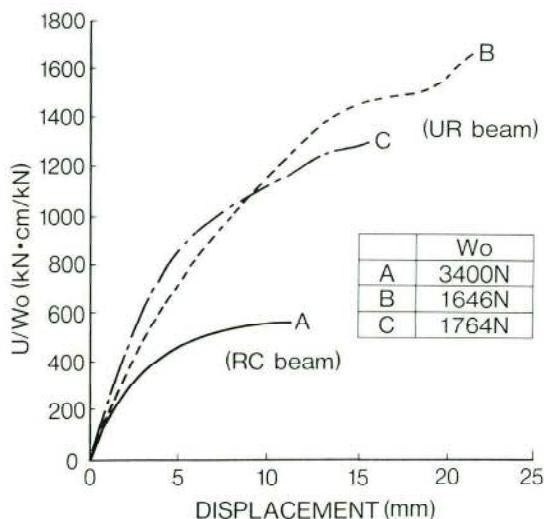


図-12 Impact absorption energy per unit weight of each specimen  
(W=1470N(150kgf), V=6m/s)

B、Cにおいても応答の違いが顕著となり、タイプ-Bでは衝突後梁部材の耐力の上昇を示さずに変形が進むのに対し、タイプ-Cでは再び耐力が増加している。

更に、塑性域(4)すなわちW=400kgf、V=8m/secと載荷条件を厳しくすると、タイプ-Bでは完全に破壊してしまうのに対し、タイプ-Cでは変形は大きくなるものの耐力を喪失することはない。これは、タイプ-Bの腹材のせん断耐力が充分でなく、硬質ウレタン部分においてその力を分担できなかったためと思われる。次に、

R C梁部材の場合には、U C梁部材と比較して小さい変形量となるが、タイプ-Cと比較して小さい支持力となっている。

### 3) 局部変形に伴なう吸収エネルギー量の比較

図-10に塑性域(1)における重錘衝突位置の局部変形量-時間曲線を示す。これより、U C梁部材の衝撃応答特性として、衝突時の局部変形量がR C梁部材と比較して大きく、局部変形によってかなりの衝撃エネルギーを吸収することがわかる。なお、時間の経過とともにU C梁部

材の局部変形が減少するのに対しRC梁部材の場合には残留することが認められる。

#### 4) 衝撃吸収エネルギー量の比較

図-11は、塑性域(2)を対象に荷重-衝突点変位曲線を最大変位発生時まで逐次積分して求めた衝撃吸収エネルギー量と衝突点変位の関係を全体変形、局部変形に分けて示したものである。図より、全体吸収エネルギー量については、変位量が小さい範囲ではタイプ-A、Cがほぼ等しくタイプ-Bがやや小さい。しかし、変位量が大きくなるにつれてタイプ-Bの局部変形による吸収エネルギー量の増加が著しく、全体吸収エネルギーについても他の2タイプより大きくなる。全体吸収エネルギー量に占める局部吸収エネルギー量の比は、タイプ-Aで約10%、UC梁部材であるタイプ-B、Cでは約40%となっている。

図-12は全体変形による吸収エネルギー量を各試験体重量で除して単位重量当りの衝撃吸収エネルギー量を求めたものである。UC梁部材がRC梁部材と比較して単位重量当り2~3倍の衝撃エネルギー吸収性能を有していることがわかる。これより、道路幅員が大きく大規模

な落石覆工が必要となる場合や基礎地盤が脆弱で重量構造物が建設しにくい場合等に効果を発揮できるものと思われる。

#### 5) 破壊モード

塑性域(4)の衝突応答実験後の各試験体の破壊状況を写真-2に、また模式図ならびに特徴を表-3にそれぞれ示す。これより、タイプ-Aでは上面コンクリートの圧壊と下面コンクリートの剥離により、またタイプ-Bでは腹材の座屈を伴なう大変形により崩壊状態となるのに対し、タイプ-Cでは上面コンクリートは圧壊するものの鋼材の塑性変形により大変形に追随できており、ひどい破壊状態とならないことがわかる。

#### 5. あとがき

硬質ウレタンの衝撃エネルギー吸収性能に着目し、設計上部材強度に貢献しない断面引張域のコンクリートを硬質ウレタンと置き換えた「硬質ウレタンを充填した鋼・コンクリート合成構造」を開発し、その耐衝撃性能の

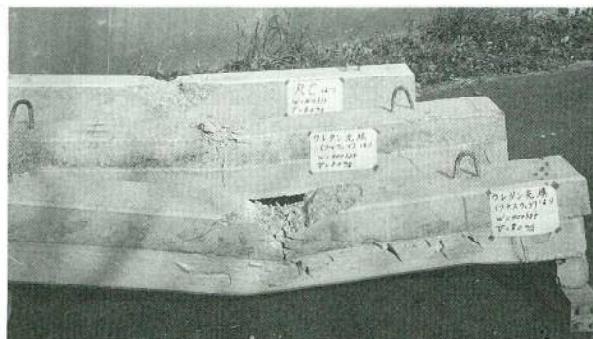


写真-2 Comparison of failure mode from upper side to lower side Type-A, C, B  
(W=3920N, V=8m/sec)

表-3 Illustration of Failure Mode (W=400kgf, V=8.0m/sec)

Type	Failure mode	Characteristics
A		Collapsed at the compressive concrete.
B		① Shear failure at the compressive concrete. ② Local sinking into concrete with web plate buckling.
C		① Collapsed at the compressive concrete. ② Small sinking into concrete. ③ No web plate buckling.

検証を目的として静的載荷実験、衝撃応答実験を行った。実験では、硬質ウレタンのエネルギー吸収性能を活用する目的で腹材が座屈しやすいせん断力の小さなタイプと、RC梁試験体を比較のために使用した。

実験結果をまとめると、以下のようなになる。

- (1) 静的載荷実験から、UC梁部材は、同一の曲げ耐力すなわち同一の鋼材量であればRC梁部材と比較して終局変形量が大きく、靭性の優れた部材である。
- (2) 衝突載荷実験から、UC梁部材は落錘衝突位置の局部変形による衝撃吸収エネルギー量が全体の衝撃吸収エネルギー量の約40~50%となり、硬質ウレタン部分における衝撃エネルギー吸収効果が認められる。
- (3) UC梁部材は、RC梁部材と比較して単位重量当たり約2~3倍の衝撃エネルギー吸収性能を有する。
- (4) せん断耐力の小さなUC梁部材の場合には、硬質ウレタンの衝撃エネルギー吸収性能を十分に活用できるが、硬質ウレタン強度が小さいため変形が大きくなる。以上のことから、軽量でかつ大きな耐力と変形性能を有するUC梁部材（タイプ-C）は、
  - ① 山岳地で資材等の運搬が困難な場所、
  - ② 基礎地盤が弱く重量構造物を建設しにくい場所、
  - ③ 道路幅員が大きく大規模な落石覆工が必要な場所、等に落石覆工を建設する場合に有効であると考えられる。

本研究は、予備検討の段階から防衛大学校土木工学教室の石川信隆教授、園田佳臣助手の指導を受け、防衛大学校の落錘式衝撃実験装置を用いて実験しております。また、実験、検討に際して、防衛大学校修士課程2年山本恭嗣氏に多くの力添えをいただきました。九州大学太田俊昭教授には多くの便宜を得た助言をいただきました。ここに御礼申し上げます。

### グラビア写真説明

#### 鏡波川橋

「鏡波川橋(仮称)」は、一般国道329号那覇東バイパスの国場川と鏡波川の合流地点に架かり、那覇市の外郭環状道路を構成し、広域的な交通対策の骨幹をなす役割を担うものとして整備されたものです。又沖縄では初の斜張橋として市民より愛され、干潟への水鳥の飛来、飛去に対する空間の確保、さらに地域のシンボルとして親しまれるよう主塔は逆Y型とするなど、風格を備えた、シャープでシンボリックなデザインとされています。

ところで、この「鏡波川橋(仮称)」は、その後一般応募によって“とよみ大橋”と命名され、「とよみ」とは古語で「響く」の意味で、おもろ（沖縄の方言）では鳴響（とよみ）と使われており、名高い橋、有名な橋の意味になります。また写真でもわかるよう、形状はハープに似ており、いかにも美しい音島の響きがイメージできる橋となつたわけです。

とよみ大橋の供用は平成5年に予定されており、国道329号バイパス及び漫湖局改は現道の交通混雑解消を余儀なくされている今、この橋の供用が広域的な交通対策の骨幹をなす事はもとより、地域の産業、観光の発展にも促進される事でしょう。(三橋)

#### 参考文献

- 1) 太田、宮坂、山田、具志；軽量充てん材を使用した合成型枠橋の開発、土木学会第45回年次学術講演会概要集、平成2年9月
- 2) 太田、宮坂、岩崎；軽量充てん材を使用した合成型枠橋の開発、宮地技報No.7、1991
- 3) 高橋、太田、吉川、深沢；硬質ウレタンを充填した鋼・コンクリート合成構造の基本性状実験、土木学会第47回年次学術講演会概要集、平成4年9月
- 4) 太田、高橋、吉川；ウレタン充填鋼・コンクリート合成構造の基本性状実験、宮地技報No.8、1992
- 5) 太田、深沢、榎貝；硬質ウレタンを充填した合成型枠橋の開発研究、構造工学論文集Vol.39A、1993年3月
- 6) 長濱、園田、太田、石川；硬質ウレタンを充填した鋼・コンクリート合成梁の静的曲げ耐力について、第19回関東支部技術研究発表会講演概要集、1992.3
- 7) 片淵、太田、石川、千々岩；軽量充填材を充填した合成構造部材の耐衝撃性に関する研究、西部支部技術研究発表会講演概要集、1992.3
- 8) 山本、園田、石川、清水；硬質ウレタンを充填した鋼・コンクリート合成梁の衝撃実験に関する一考察、第19回関東支部技術研究発表会講演概要集、1992.3
- 9) 山本、園田、石川、太田、太田；硬質ウレタンを充填した鋼・コンクリート合成梁の衝撃吸収エネルギーについて、第47回年次学術講演会概要集、1992.9
- 10) T.Ohta, Y.Sonoda, K.Yamamoto, N.Ishikawa; On the Impact Behavior of Composite Beam Filled with Hard Urethane, International Symposium on Impact Engineering, 1992.11

# 最近の高張力鋼強度化方法とHT80について

## Recently Devised Methods of Making High-Tensile-Strength Steel HT80

成宮 隆雄\* 青木 清\*\* 百瀬 敏彦\*\*\*  
Takao NARUMIYA Kiyoshi AOKI Toshihiko MOMOSE

### Summary

Steel with a wide range of tensile strengths are used in bridges, ranging from 40kgf/mm<sup>2</sup> (mild steel) to 80kgf/mm<sup>2</sup> (high tensile strength steel HT80).

As the use of stronger steel becomes more common, joints are increasingly formed by welding and the types of welded joints are becoming more diverse. Good weldability and, particularly, reduced susceptibility to weld cracks (cold cracks) have been sought earnestly by steel users.

Recently there has been remarkable improvement in steel manufacturing techniques to make stronger yet fairly weldable steel available for practical use. These techniques involve reducing the amount of carbon in the material while controlling the hot working of steel, as in the production of thermo-mechanical control process (TMCP) steel.

This paper provides a broad overview of the history of methods of making high-tensile-strength steel, and reports on the results of weldability comparison tests between conventional HT80 and a new type of HT80 that permits lower temperature preheating for welding.

### はじめに

昭和34年に50キロ級高張力鋼が溶接構造用圧延鋼材としてJIS化され、昭和39年には溶接鋼道路橋示方書に採用された。鋼橋においては昭和32年頃50キロ級高張力鋼（以後HT50と称す）の溶接橋が製作され、昭和36年には60キロ級高張力鋼（以後HT60と称す）が名神高速道路の木曾川橋等に多量に用いられた。さらに昭和49年に南港連絡橋に80キロ級高張力鋼（以後HT80と称す）が、昭和58年～昭和61年には本州四国連絡橋の大鳴門橋に70キロ級高張力鋼（以後HT70と称す）が多量に、岩黒橋等の1部にHT80が用いられた。

約35年間で鋼橋の使用鋼材強度は2倍近くなっている。鋼材の高強度化に伴い加工上、特に溶接上の問題と溶接継手部の靭性上の問題が生じることになる。

最近は、製鋼技術の向上により、高強度化を図りながら、溶接性が良好で、かつ溶接部の靭性低下の少ない鋼材の実用化が可能となってきている。

本報では、高張力鋼の高度化の推移と最近の溶接性の良好な高強度高張鋼、特にHT80（以後予熱低減型HT80と称す）の製鋼上の概要と従来型のHT80と予熱低減型HT80の溶接性比較実験の結果を報告する。

### 1. 高強度化の推移と予熱低減型HT80について

高張力鋼開発における高強度化の考え方の推移を示す

と、下記の四期に分けられる。

第一期——固溶硬化（軟鋼、C=0.25～0.35）→高強度化により伸び、絞り等の延性低下

第二期——炭素・合金固溶硬化（低C、Si-Mn系）→溶接工法の多用に伴い、溶接割れ、溶接部の靭性、延性低下

第三期——低炭素・調質硬化（熱処理技術の向上、焼戻しマルテンサイト、HT60～HT80）→高強度化に伴い溶接割れ防止予熱温度上昇

第四期——低炭素・析出・分散硬化（極低炭素化・細粒化・Nb、V、Cu等の析出元素の添加、TMCP化）→予熱温度低減、溶接部の靭性向上

従来型の高張力鋼HT50～HT80は第三期までにあたり、強度は主として炭素および合金添加元素の量によって決まり、靭性確保のため焼戻し等の調質が行なわれた。

一般に、高張力鋼の溶接性、特に低温割れ感受性を決める要因として

- ①鋼材の溶接熱影響部の硬さ ②溶接部の拡散性水素量
- ③溶接部の拘束応力度が挙げられるが、鋼材独自の低温割れ感受性の改善には溶接熱影響部の硬さの低減が要求される。

溶接熱等の加熱・冷却による鋼材の焼入れ硬化程度を示す目安として、合金添加元素の影響を炭素に置換えた炭素当量（C<sub>eq</sub>）式がJISに定められている。

$$C_{eq} = C + Mn/6 + Si/24 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 +$$

\* 千葉工場生産技術研究所長

\*\*\* 製造部生産技術課

\*\* 千葉工場生産技術製造部長

## V/14—(1)

この $C_{eq}$ とJISの溶接熱影響部最高硬さ試験による最高硬さ( $H_{vmax}$ )とには、 $H_{vmax} = (666C_{eq} + 40) \pm 40$ —(2)の関係がある。

図-1に、当社における過去の実験結果に基づく $C_{eq}$ と最高硬さの相関図を示した。一方、鋼材の熱影響部低温割れ感受性はJISの斜めY形溶接割れ試験によって判定されている。斜めY形溶接割れ試験における割れ感受性指数( $P_c$ )は次式で与えられている。

$$P_c = (P_{CM})^{*1} + (H/60)^{*2} + (t/600)^{*3} \quad (3)$$

\*1：熱影響部の硬さに関する指数 \*2：拡散性水素の指数 \*3：拘束に関する(t：板厚)指数

$$P_{CM} = C + Si/30 + Mn/20 + Ni/60 + Cu/20$$

$$+ Cr/20 + Mo/15 + V/10 + 5B \quad (4)$$

斜めY形溶接割れ試験における割れ防止予熱温度は次式で推定できるといわれている。

$$T (\text{°C}) = 1440 P_c - 392 \quad (5)$$

第三期までの高張力鋼では、高強度になるほど $C_{eq}$ 、 $P_{CM}$ は大きくなり、溶接熱影響部の硬さが上昇するため低温割れ感受性が高まり、割れ防止のための予熱温度が高くなる。表-1に本州四国連絡橋公団製作基準による高張力鋼の鋼種・溶接方法・板厚別の予熱温度の規定を示す。

した。溶接割れ防止のための予熱作業は鋼構造物の溶接品質確保に欠かすことのできない作業であるが、高強度厚板鋼材を用いる場合は予熱温度も高くなり、溶接作業時に鋼板温度の上昇により継手近傍の雰囲気温度が100°C近くになることもあり、溶接作業者の集中力にも問題を残すことになる。また、仮付け溶接時の高温予熱は各材片の熱膨張の差により構造物の組立精度維持等に苦労することになる。これらの観点からも、ファブリケータとしても、溶接性が良好で予熱温度低減可能な高強度高張力鋼の実用化を強く望んでいた。

表-1 仮付け溶接の最小予熱温度(°C) (HBC製作基準)

鋼種	仮付け溶接方法	t 板厚 (mm)			
		t ≤ 25	25 < t ≤ 38	38 < t ≤ 50	50 < t ≤ 75
SS41	被覆アーク	—	50	50	—
SM41	CO <sub>2</sub> 半自動	—	—	—	—
SMA41W	被覆アーク	—	50	100	—
SM50	CO <sub>2</sub> 半自動	—	—	50	—
SM50Y	被覆アーク	50	100	100	120
SMA50W	CO <sub>2</sub> 半自動	50	100	100	100
SM58	被覆アーク	100	100	100	150
SMA58W	CO <sub>2</sub> 半自動	100	100	120	120
HT70	被覆アーク	—	—	—	—
HT80	CO <sub>2</sub> 半自動	—	—	—	—

(表は手動バーナーによる場合について示した)

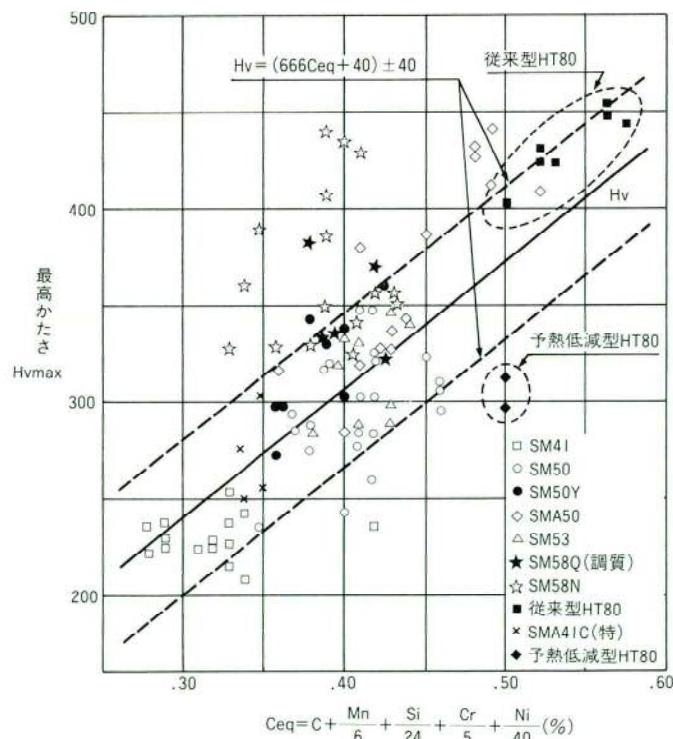


図-1 各鋼種の炭素当量と最高かたさHvmaxの相関 (JIS Z3101による試験)

最近、製鋼技術の向上により、制御圧延と制御冷却を併用したTMCP (Thermo-Mechanical Control Process) が用いられるようになってきた。

TMCP鋼は第三期までの高張力鋼と異なり、高度な圧延制御や加速冷却によるミクロ組織改善を基本としているので、合金元素の増加を伴わないで高強度化が可能となっている。従って従来鋼に較べて、低炭素、低C<sub>eq</sub>、低P<sub>CM</sub>化が可能であり、低温割れ防止予熱温度が低減可能となっている。これらの方法により予熱温度を低減したHT70～HT80鋼が開発されている。

一方、Cuの析出硬化を利用して高強度化した極低炭素、BフリーのHT70～HT80鋼が開発された。Cu析出硬化現

象とは、1%程度のCuを添加することにより過飽和固溶体炭化物、金属間化合物等の異相(c-Cu)が析出するため起こる硬化である。図-2に強度に及ぼすCu添加量の影響を示した。

Cu析出硬化高張力鋼としてはASTM-A710鋼およびA736鋼があり、溶接性が良好なことから産業機械、建設機械、水圧鉄管等に使用されている。

表-2に溶接試験に用いた従来型HT80とCu析出硬化型HT80鋼の化学成分を、表-3に機械的性質を示した。

これら供試鋼板のミクロ組織写真を写真-1に示した。いずれもペーナイト組織であるが、従来型HT80の方が炭素量が多い分、Cu析出硬化型HT80に較べて、よりペ

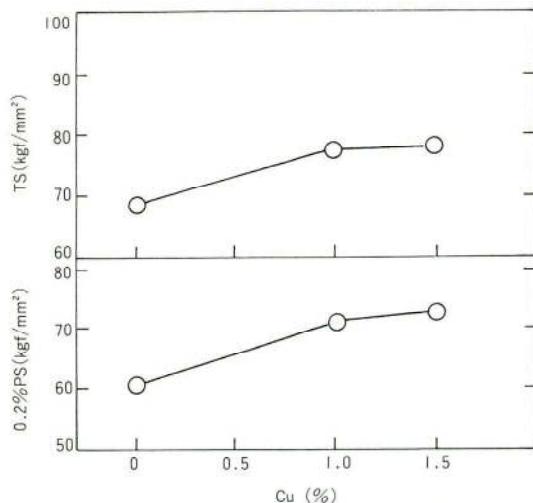


図-2 強度に及ぼすCu添加量の影響

表-3 従来型および予熱低減型HT80鋼のL、C方向引張試験結果

材質	板厚mm	試験片形状	板厚位置	引張試験				
				方向	YS(N/mm <sup>2</sup> )	TS(N/mm <sup>2</sup> )	EL(%)	破断位置
従来型 HT80	36	JIS5号	全厚	L	766	818	41	I
				C	773	826	39	I
	22	JIS4号	1/4	C	786	833	24	I
				L	835	881	38	I
予熱 低減型 HT80	22	JIS5号	全厚	C	847	888	37	I
				C	838	881	25	I
	38	JIS5号	全厚	L	788	853	44	I
				C	792	861	43	I
				JIS4号	761	829	25	I

破断位置のIは、GL中央部で破断

表-2 従来型および予熱低減型HT80鋼の化学成分

材質	板厚mm	化 学 成 分 (Mass%)											Ceq <sup>*1</sup>	Pcm	
		C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	B	Nb		
従来型 HT80	36	0.10	0.30	0.93	0.016	0.002	0.27	0.98	0.61	0.33	0.04	0.002	—	0.50	0.24
予熱 低減型 HT80	22	0.05	0.28	1.32	0.004	0.001	1.00	0.75	0.02	0.45	0.04	—	0.01	0.42	0.22
	38	0.04	0.29	1.33	0.004	0.001	0.99	0.77	0.02	0.46	0.04	—	0.01	0.41	0.21

\*1: (1)式による

ーナイト状組織となっている。

## 2. 従来型HT80とCu析出型HT80の溶接性比較試験結果

表-1および表-2に示した従来型のHT80とCu析出硬化型HT80（以後予熱低減型HT80と称す）の溶接施工工性の比較試験結果を示す。

### 1) 最高硬さ試験 (JIS Z 3101)

従来型HT80と予熱低減型HT80鋼板を用いたJIS最高硬さ試験を、被覆アーク溶接(4φ)と炭酸ガスアーク溶接(1.2φ)について行い、それらの結果を図-3および図-4に示した。いずれの溶接方法でも予熱低減型HT80の方が最高硬さがH<sub>v</sub>90~100程度低かった。

### 2) テーパー硬さ試験 (JIS Z 3115)

従来型HT80(t=36)と予熱低減型HT80(t=38)鋼板を用いて被覆アーク溶接によるテーパー硬さ試験を行い試験結果を図-5に示した。

従来型HT80ではアークストライクでH<sub>v</sub>400、ショートピートでH<sub>v</sub>375、最小値でH<sub>v</sub>350であったが、予熱低減型HT80ではアークストライクでH<sub>v</sub>350、ショートピートでH<sub>v</sub>325、最小値でH<sub>v</sub>250であり、冷却速度に関係なく硬さの差は大きかった。

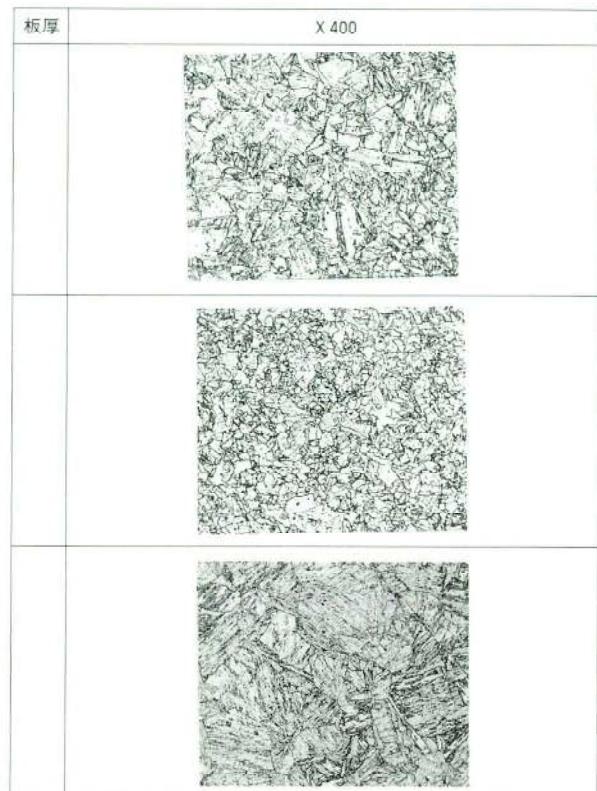


写真-1 従来型HT80と予熱低減型HT80ミクロ組織

試験片形状: JIS Z3101による  
溶接材料: L-80 4mmφ  
溶接条件: 170A×25V 15cm/min

●	36mm 従来型HT80
○	38mm 予熱低減型HT80
△	22mm 予熱低減型HT80

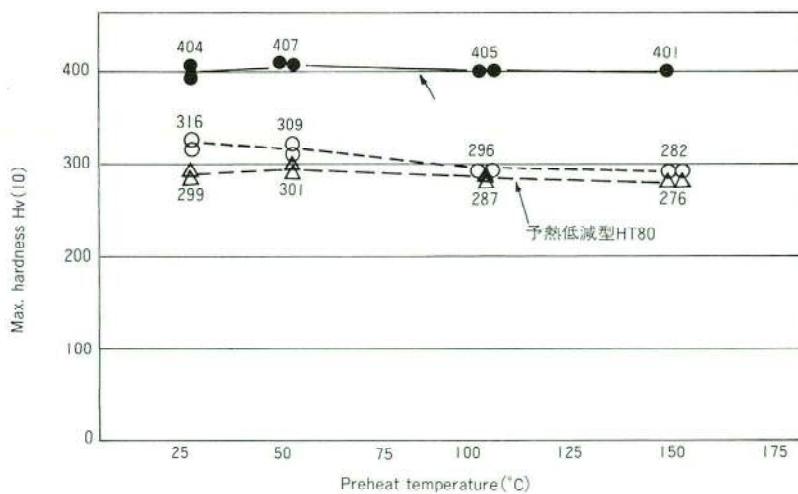


図-3 被覆アーク溶接による最高硬さ試験結果の比較

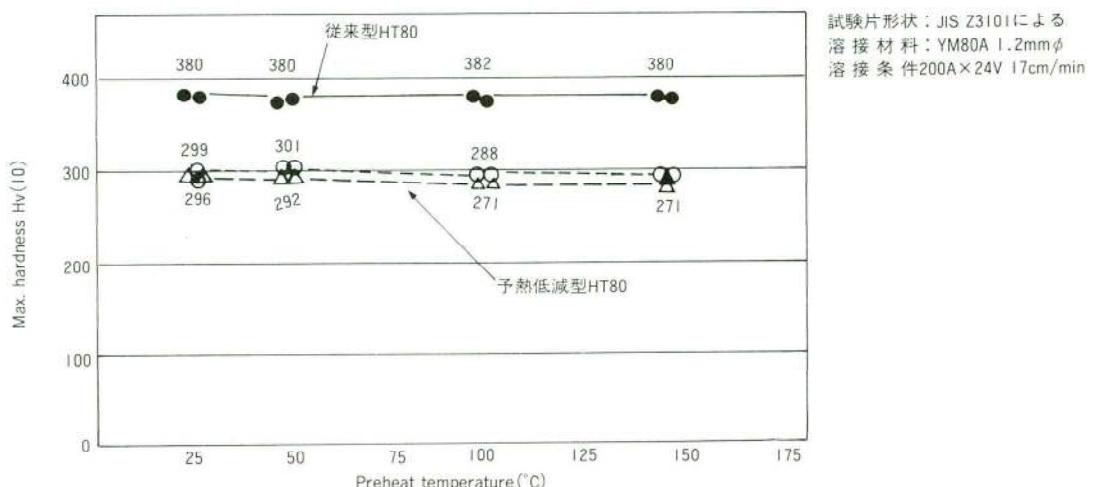


図-4 炭酸ガスアーク溶接による最高硬さ試験結果の比較

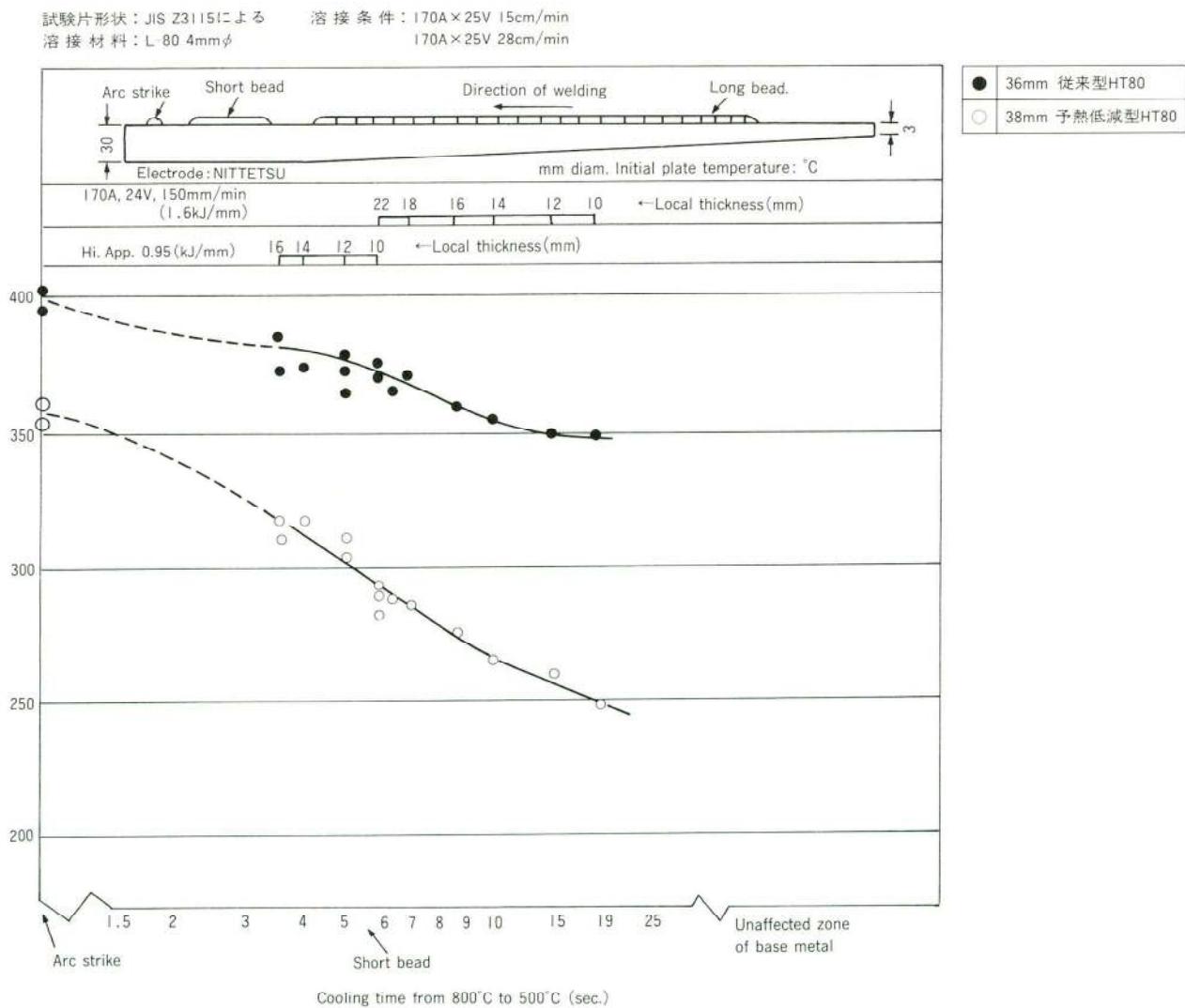


図-5 テーパー硬さ試験結果の比較

### 3) 斜めY型溶接割れ試験 (JIS Z 3158)

従来型HT80 ( $t = 3.6$ ) と予熱低減型HT80 ( $t = 22, 38$ ) 鋼板を用いて被覆アーク溶接および炭酸ガスアーク溶接による斜めY型溶接割れ試験を行い、割れ停止予熱温度を求めた。各溶接方法および材料の割れ停止温度を表-4に示した。

従来型HT80では軟質極低水素系溶接棒(L-43LH)が割れ停止温度75°C、それ以外では100°Cであったが、予熱低減型HT80の場合は軟質極低水素系溶接棒(L-43LH)が、室温(25°C)でも割れは発生せず、その他の

溶接材料でも50°C以下の割れ停止温度であった。写真-2に割れ試験断面マクロ写真を示した。割れは全て溶接金属に発生している。

予熱低減型HT80は従来型HT80より50°Cの予熱低減ができることが分かった。

### 4) V溝割れ試験

サブマージアーク溶接の高温割れ感受性を確認するため図-6に示すV溝試験体を作製してサブマージアーク溶接(1パス溶接)による高温割れ試験を行なった。試験結果を図-7に示した。従来型HT80では電流800A、

表-4 斜めY型割れ試験における割れ停止予熱温度の比較  
割れ停止温度

供試鋼板	溶接材料	L-43LH	L-80	YM25	YM80A
22mm予熱低減型HT80		25°C	25°C	50°C	50°C
38mm予熱低減型HT80		25°C	50°C	50°C	50°C
36mm従来型HT80		75°C	100°C	100°C	100°C

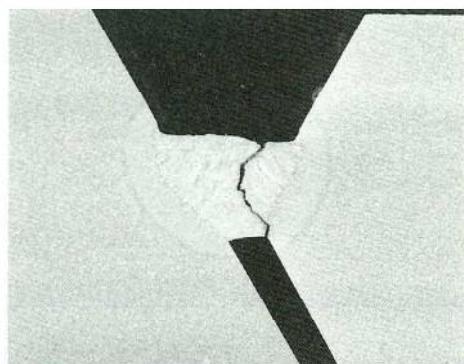


写真-2 斜めY型割れ試験断面マクロ例

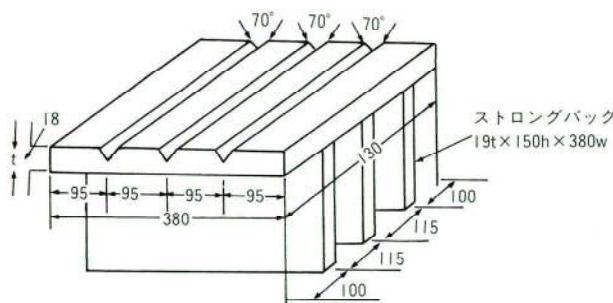


図-6 V溝高温割れ溶接試験結果

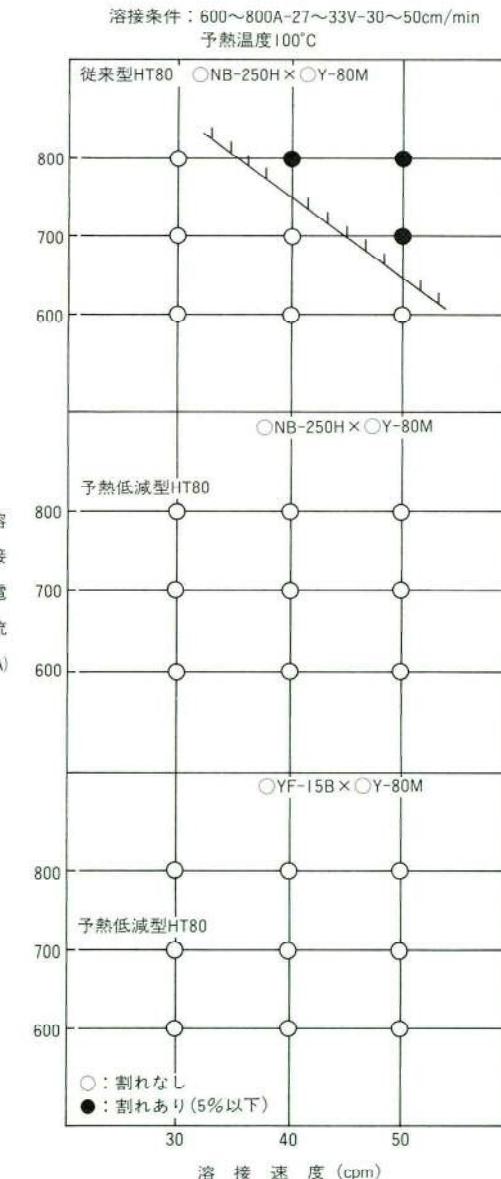


図-7 V溝溶接割れ試験体形状と寸法

溶接速度40cm/minおよび電流700A、速度50cm/minで高温割れを発生したが、予熱低減型HT80では電流800A、溶接速度50cm/min以下では全く割れが発生しなかった。予熱低減型HT80の高温割れ感受性が低いのはC量の少ないことによるものと思われる。

### 5) X開先突合せ溶接試験

従来型HT80(t=36)と予熱低減型HT80(t=22、

38) 鋼について板縫ぎ溶接を想定した突合せ溶接試験を行なった。溶接方法はサブマージアーク溶接とし、溶接ワイヤはY-80M、フラックスは溶融フラックス(YF=15B)とボンドフラックス(NB-250H)の2種類の組合せとした。溶接継手の引張試験結果を表-5に示した。継手引張強度は、いずれの継手とも母材の強度規格を満足したが、予熱低減型HT80の方がやや強度が低

表-5 X開先突合せ溶接試験継手引張試験結果

鋼種	板厚	試験体記号	溶接材料		入熱量(MAX) KJ/cm	予熱温度 ℃	層間温度 ℃	継手引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断位置
			ワイヤ	フラックス					
予熱低減型 HT80	22	C	Y-80M (4.8φ)	NB-250H (12×100)	50.4	RT	95	839.4	B.M
	38	A			50.4	RT	130	828.3	B.M
	36	E			50.4	RT	180	858.3	B.M
予熱低減型 HT80	22	D	Y-80M (4.8φ)	YF-15B (20×D)	47.6	RT	125	812.3	DEPO
	38	B			47.6	RT	135	790.4	DEPO
	36	F			47.6	RT	165	830.3	B.M

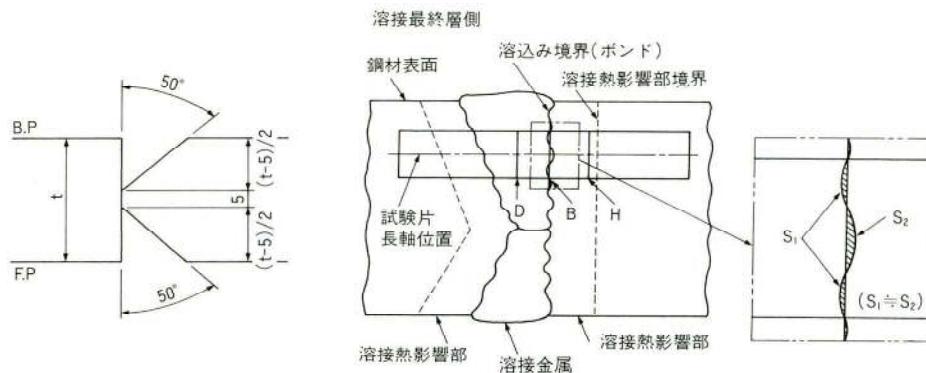


図-8 衝撃試験片採取位置

表-6 K開先突合せ溶接試験衝撃試験結果

鋼種板厚	溶接材料	試験片採取位置	衝撃試験結果(J)				
			-60°C	-40°C	-30°C	-20°C	0°C
従来型 HT80 36mm	Y-80M X NB-250H	Depo	53	66	65	76	103
		Bond	—	57	100	116	150
		HAZ	209	227	183	228	228
	Y-80M X YF-15B	Depo	—	40	42	51	67
		Bond	—	49	51	58	172
		HAZ	77	87	87	192	228
予熱低減型 HT80 38mm	Y-80M X NB-250H	Depo	83	100	116	146	187
		Bond	—	42	57	130	229
		HAZ	238	285	282	277	274
	Y-80M X YF-15B	Depo	—	44	46	63	83
		Bond	34	59	31	62	156
		HAZ	254	272	283	281	275

い傾向にあった。従来型HT80継手では母材のC量が高いため溶接金属は母材の希釈によりCリッチになり、予熱低減型HT80継手では母材のC量が低いため溶接金属は母材の希釈によりCプラーとなるためと思われる。

#### 6) K開先突合させ溶接試験

従来型HT80( $t=36$ )と予熱低減型HT80( $t=22, 38$ )鋼における熱影響部の衝撃特性を調べるためにK開先溶接試験を行なった。溶接方法はサブマージアーク溶接とし、溶接ワイヤはY-80M、フラックスは溶融フラックス(YF-15B)とボンドフラックス(NB-250H)の2種類の組合せとした。衝撃試験片採取位置を図-8に示した。

試験温度は-60°C、-40°C、-30°C、-20°C、0°Cの5温度とし、試験結果を表-6に示した。いずれの鋼材ともボンド部では-20°Cで47joule以上であった。

#### 7) 加熱矯正による材質変化

歪取り加熱矯正を想定して従来型HT80( $t=36$ )と予熱低減型HT80( $t=22, 38$ )鋼板をガスバーナーで、600°C、700°C、800°C、900°Cの各温度に加熱し、直ちに放冷、強制空冷、弱水冷および強水冷をして熱サイクルを与えた鋼板の引張試験およびシャルピー衝撃試験を行なった。

図-9に最高加熱温度600°Cの放冷熱サイクル曲線の例を示した。

図-10および11に従来型HT80( $t=36$ )と予熱低減型HT80( $t=22, 38$ )の最高加熱温度および各冷却方法と引張強さおよび耐力の変化を示した。

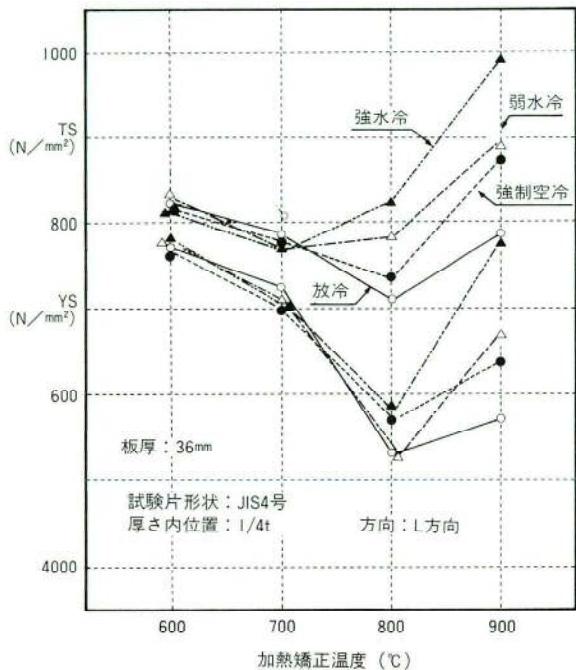


図-10 従来型HT80の最高加熱温度および冷却方法と引張強度

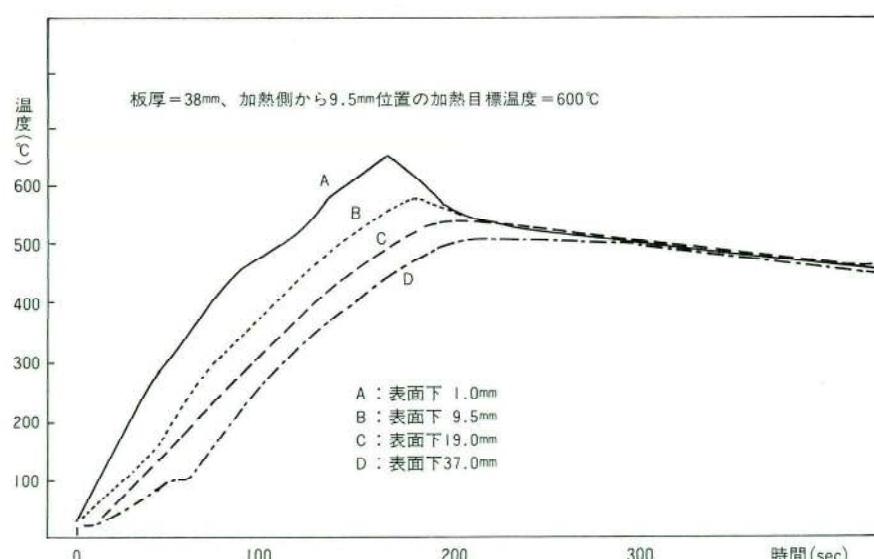


図-9 板厚方向における600°C加熱・空中放冷の冷却曲線。

従来型HT80( $t=36$ )では最高加熱温度800°Cまでは冷却速度に関係なく引張強さ、耐力とも比例的に低減したが最高加熱温度900°Cでは冷却速度が大きい程強度が増加した。特に、水冷では母材強度を著しく上回る強度となった。一方予熱低減型HT80( $t=22, 38$ )では冷却方法に関係なく、最高加熱温度の上昇に応じて比例的に強度が低下した。特に耐力の低下が著しかった。

図-12、13および14にシャルピー衝撃試験結果を示した。

従来型HT80では最高加熱温度700°Cを超えると冷却方法に関係なく衝撃値は著しく低下した。予熱低減型HT80( $t=22, 38$ )は最高加熱温度900°Cまでは、最高加熱

温度および冷却方法に関係なく衝撃値はほとんど変化なく、母材靭性を確保した。

従来型HT80では最高加熱温度と冷却方法の両方の管理が必要であるが、予熱低減型HT80では最高加熱温度のみを厳しく管理すればよい。水冷が可能なことは矯正効率を著しく向上させることができる。

### 3.まとめ

最近の製鋼技術の進歩は、鋼の清浄度を著しく向上させ、制御圧延および制御冷却の実用化により低炭素化、低C<sub>eq</sub>化および低P<sub>CM</sub>化を可能とし、鋼材の溶接性が著しく向上した。また、被覆アーク溶接中心から拡散性水素量の非常に少ないガスシールドアーク溶接への移行によ

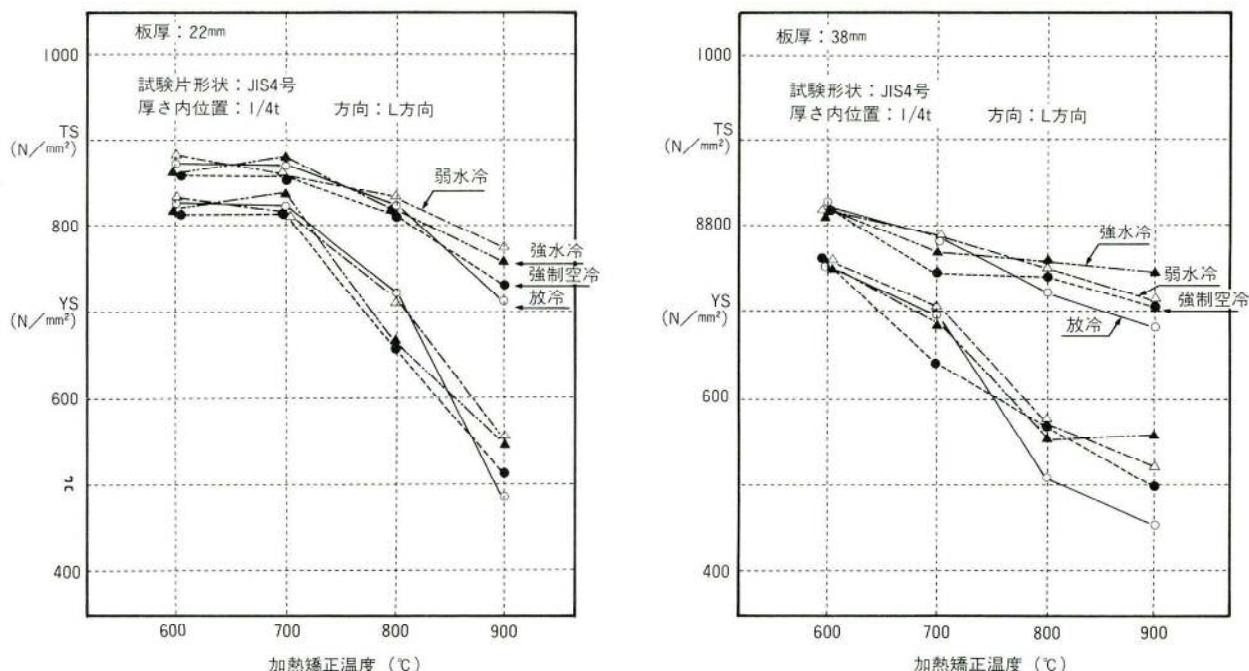


図-11 予熱低減型HT80の最高加熱温度および冷却方法と引張強度

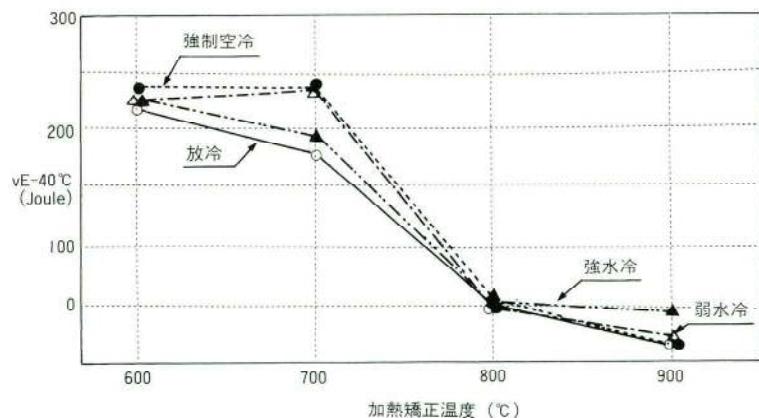


図-12 従来型HT80の加熱温度及び冷却方法と衝撃値の関係

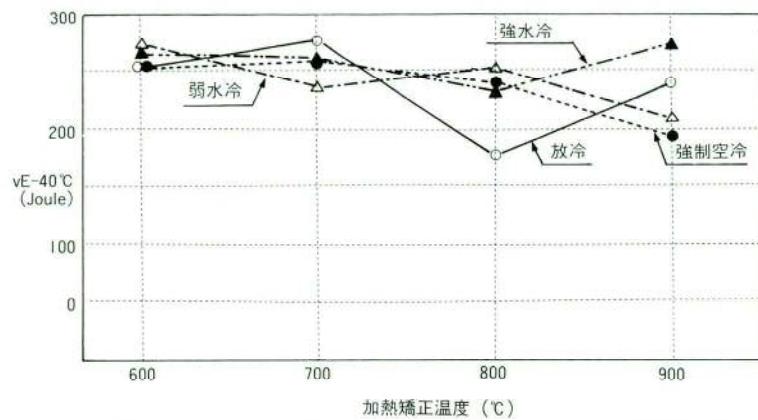


図-13 予熱低減型HT80(t=22) 加熱温度及び冷却方法と衝撃値の関係

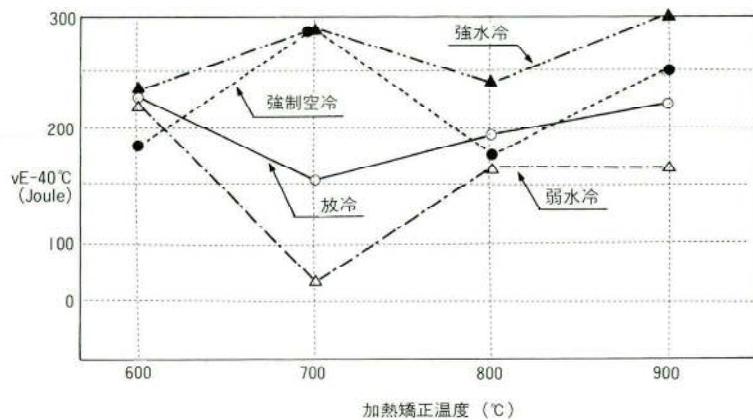


図-14 予熱低減型HT80(t=38) 加熱温度及び冷却方法と衝撃値の関係

り、低温割れ感受性は非常に低下している。さらに溶接工法も自動溶接装置・ロボットによるガスシールドアーク溶接が多用されるようになり、溶接品質の安定化が計れるようになってきている。

低温割れ防止予熱温度の低下は作業環境の改善に役立つばかりでなく、組立精度の向上および予熱変形の防止にも貢献するものと思われる。

本報では、高張力鋼の高強度化の推移の概要と新しいタイプのCu析出型HT80の溶接性試験結果を、従来型HT80と比較しながら報告した。

Cu析出型HT80は熱影響部の最高かたさがHv350以下にでき、従来型HT80に較べて低温割れ防止温度を50°C低減できることが分かった。また、溶接部の靱性も非常に良好であった。

今後、HT50～HT80についてもTMCPおよび析出硬化処理等により予熱低減型高張力鋼の橋梁への適用が計

られ、予熱温度の低減が可能となるものと思われる。

本報が今後の予熱低減型鋼の橋梁への適用の一石となれば幸いである。

なお、本試験結果は(株)宮地鐵工所千葉工場、新日本製鐵(株)君津製鐵所、日鐵溶接工業(株)の共同研究結果\*1)の1部を抜粋して報告した。

最後に、予熱低減可能なCu析出型HT80鋼をロールし、提供して下さった君津製鐵所並びに実験にあたって最初から最後までご尽力頂いた新日本製鐵(株)圧板技術部渡辺部長代理および君津製鐵所品質管理部大橋部長代理、日鐵溶接工業(株)松本部長に深甚なる感謝の意を表する次第である。

\*1) 宮地・新日鐵・日溶工：H4.10「予熱低減型HT80鋼の橋梁への適用に関する試験」「その1 予熱低減型HT80と従来型HT80の溶接性等の比較試験」報告書

# 大入熱溶接を用いたボックス柱角継手熱影響部の超音波探傷による欠陥特性（その2 引張強度への影響）

## Characteristics of Defects Found by Ultrasonic Flaw Detection in Zones of Box Column Corner Joints Welded with Big Heat Input (Part 2 : Effect on Tensile Strength)

中野秀二\* 田中一男\*\* 大月真一\*\*\* 百瀬善明\*\*\*\*  
Shuji NAKAN Kazuo TANAKA Shinichi OHTSUKI Yoshiaki MOMOSE

### Summary

A previous report described the relationship between the quality of steel and the quantity of diffusible hydrogen in the flux. The latter influences the occurrence of defects discovered using ultrasonic flaw detection in regions affected by heat in box-column corner joints welded with big heat input.

For this report, the tensile strength of specimens with defects was tested. As a result it was proved that tensile strength is not reduced even if Region 1 is detected on all lines in the specimens.

In the future, the strength, deformability and other characteristics of full-scale structures is to be determined by repeated loading tests.

### 1. はじめに

すでに前報（その1）で、大電流溶接を用いたボックス柱角継手熱影響部の超音波探傷欠陥の発生に影響を及ぼす鋼材の内質と、フラックスの拡散性水素量の関係について報告した。

今回、鋼材のレベルと拡散性水素量のレベルを変えたフラックスを組み合わせて実大ボックス柱を製作し、種々のレベルの欠陥を再現させた。引張強度への影響を調べるため、それ等の欠陥を内在した試験体の超音波探傷試験と引張強験を実施した。

ここで、超音波探傷欠陥の程度および引張強度の関係について報告する。

### 2. 試験計画

#### 2-1 供試鋼材

試験に用いた4種類の鋼板（新日本製鐵製）のミルシートの値を表-1に示す。

鋼板Aは一般に使用されているもの、鋼板Bはボックス柱製作のために通常使用されているものである。鋼板C・Dは今回の試験のために、特に製造されたものである。

板厚方向（Z方向）の引張試験は、WES1106（10mm φ丸棒試験片）により、溶接継手と同形状の大型引張試験は、JIS Z3127（突合せ溶接継手の広幅引張試験方法試験体 幅W=180mm）によって行った。

表-1 供試鋼材（ミルシート値）

鋼種	材質	板厚	C	Si	Mn	P	S	Ceq (%)	降伏点	引張強さ	伸び (%)	備考
			×100	×1000								
鋼板A	SM490A	35	17	39	140	17	4	0.42	345	520	34	一般材
鋼板B	SM490A	35	15	46	144	10	1	0.41	365	510	34	内質対策-I
鋼板C	SM490A	35	15	43	143	11	1	0.41	355	510	35	内質対策-II
鋼板D	SM490A	35	13	27	135	11	2	0.37	420	560	25	内質対策-III
ツカミ材	SM520B	32	17	48	142	14	1	0.43	430	575	28	内質対策-I

降伏点・引張強さ：N/mm<sup>2</sup>

\* 松本工場製造部生産技術課課長代理

\*\*\* 松本工場製造部生産技術課副主任

\*\* 松本工場製造部長

\*\*\*\* 松本工場品選管理部品質管理課副主任

また、衝撃試験とJIS G 0555（鋼の非金属介在物の顕微鏡試験方法）により清浄度の測定も実施した。

## 2-2 拡散性水素量

試験に使用するフラックスは、強制的に吸湿させることにより、拡散性水素量を調節した。フラックスの拡散性水素量の測定は、JIS Z 3118（鋼溶接部の水素量測定方法）によって行った。拡散性水素量の実測値を、表-5に示す。

## 2-3 実大ボックス柱試験体

試験体は、図-1に示すような $600\text{mm} \times 600\text{mm} \times 35\text{mm}$  L=1,800mmの実大ボックス柱である。拘束条件等を実際のボックス柱と同等とするため、ダイヤフラム（T=25mm）を二箇所に取り付け、その溶接は実柱と同様、突き合せ溶接にて行った。

供試鋼材と拡散性水素量の組み合わせは、表-6に示すように、鋼板4種、水素レベル3種の計12種類である。溶接材料は、ワイヤY-A 6.4φ、フラックスNSH-52（日鐵溶接工業製）である。溶接条件を、表-7に示す。

## 2-4 超音波探傷試験

超音波探傷は、図-2に示す要領で、建築学会規準により、溶接完了後、各々の試験体の角継手溶接部について斜角および垂直探傷を実施した。なお、溶接部全体にわたって垂直探傷を実施するため、溶接の余盛部は機械切削にて削除した。

探傷は、自動超音波探傷試験器（株 アスペクト製αUT）を用いて、欠陥位置、エコー高さ別欠陥分布、エ

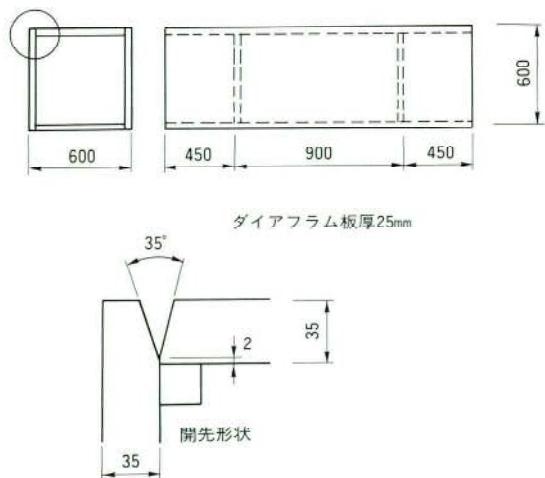


図-1 実大ボックス試験体形状

コー高さ別欠陥投影面積等を算出した。斜角探傷には5Z10×10A70、垂直探傷には5Z10Nの探触子を使用した。

## 2-5 広幅引張試験片

超音波探傷試験終了後、角継手フランジ側に引張試験用のつかみ材を溶接し、広幅引張試験片を採取した。

表-5 拡散性水素量 ( $\text{m}^3/100\text{g}$ )

試験記号	測定値			平均値
7	7.1	6.8	7.4	7.1
10	10.8	11.6	9.8	10.7
15	14.9	12.8	16.6	14.8

表-6 試験体計画

鋼板 レベル	拡散性水素量 ( $\text{m}^3/100\text{g}$ )					
	7		10		15	
	記号	数量	記号	数量	記号	数量
鋼板 A	A 7	1	A 10	1	ASLE	1
鋼板 B	B 7	1	B 10	1	BSRE	1
鋼板 C	C 7	1	C 10	1	CSRE	1
鋼板 D	D 7	1	D 10	1	DFLS	1

表-7 溶接条件

バス数	L or T	電流 (A)	電圧 (V)	速 度 (cm/min)		入熱 (KJ/cm)
				L	T	
1	L	1,650	36	28	248	248
	T	1,200	47			

L 先行極 T 後行極  
ワイヤ Y-A 6.4φ フラックス NSH-52

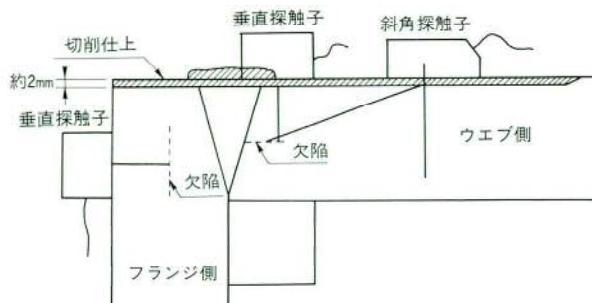


図-2 超音波探傷要領

引張試験用のつかみ材は、つかみ材での破断を避けるため、その材質はS M520 Bとした。溶接方法は、試験片に与える溶接入熱、拡散性水素、変形の影響を極力少なくするため、パス間温度を管理した炭酸ガス半自動溶接とした。

試験片形状(試験片記号F)は、JIS Z3127(突合せ溶接継手の広幅引張試験方法)に準拠し、平行部の幅は180mmとした。

試験片の数量は、拡散性水素量7ml/100gと10ml/100gは各鋼種二体、15ml/100gは降伏直後に載荷を停止して、超音波探傷欠陥の、進展の有無を調べるため三体とした。

なお、試験片形状の相違による、引張強度の差異を調べるために、最も欠陥エコーレベルの高い、鋼板Aの拡散性水素量15ml/100gについては、フランジ材を50mmつき出させたT形の試験片(試験片記号AT)も作成した。試験片形状を図-3に示す。

試験片の数量と、載荷方法を一覧にして表-11に示す。

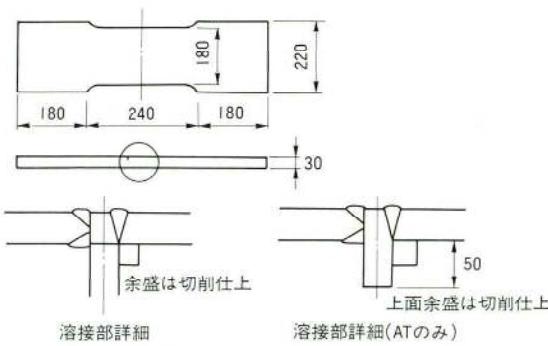


図-3 大型引張試験体

表-11 試験片数量

項目	拡散性水素量(ml/100g)				
	7	10	15		
試験片形状	F	F	F	F	A T
載荷方法	①	①	①	②	①
鋼板 A	2	2	2	1	1
鋼板 B	2	2	2	1	—
鋼板 C	2	2	2	1	—
鋼板 D	2	2	2	1	—

凡例 試験片形状  
F : 平形試験片  
A T : T形試験片

載荷方法  
① : 破断まで載荷  
② : 降伏直後に停止

### 3. 試験結果

#### 3-1 供試鋼材

板厚方向(Z方向)の引張試験と、溶接継手と同形状の大型引張試験の結果を表-2に示す。

表-2 供試鋼材(板厚方向・L方向大型)引張強さ

鋼種	板厚方向(Z)引張				L方向大型引張		
	降伏点	引張強	伸び	絞り	降伏点	引張強	伸び
鋼板A	315	530	26	67	335	510	27
鋼板B	325	540	27	72	355	530	30
鋼板C	345	530	29	77	355	520	29
鋼板D	380	550	28	78	400	550	25

降伏・引張強さ:N/mm<sup>2</sup> 伸び・絞り:%

表-3 供試鋼材シャルピー吸収エネルギー(平均値)

鋼板レベル	L方向(1/4t) 温度℃				Z方向 温度℃					
	-60	-40	-20	0	20	-40	-20	0	20	40
鋼板A	24	42	140	197	219	7	10	29	66	75
鋼板B	137	189	265	279	287	65	93	170	204	184
鋼板C	129	181	242	242	281	164	199	271	273	251
鋼板D	200	200	319	325	368	41	135	136	188	195

衝撃値 J 数量 3本

表-4 供試鋼材清浄度

鋼板レベル	測定位置	A1系*1	A2系*2	B系*3	C系*4	合計(%)
		表面1mm下	0.025	0	0	0.004 0.029
鋼板A	1/4t	0.017	0	0	0.004	0.021
	1/2t	0.021	0	0	0.008	0.029
	表面1mm下	0	0	0	0.012	0.012
鋼板B	1/4t	0	0	0	0.012	0.012
	1/2t	0	0	0	0.017	0.017
	表面1mm下	0	0	0	0.004	0.004
鋼板C	1/4t	0	0	0	0.008	0.008
	1/2t	0	0	0	0.012	0.012
	表面1mm下	0	0	0	0.038	0.038
鋼板D	1/4t	0	0	0	0.038	0.038
	1/2t	0.012	0	0	0.025	0.038

\*1: 硫化物 \*2: けい酸塩 \*3: アルミナ \*4: 粒状酸化物

清浄度(%) = n / (p × f) × 100

p = 視野内のガラスの総格子点数

f = 視野数

n = f 個の視野における全介在物  
によって占められる格子点中心の数

また、衝撃試験の結果は表-3、清浄度の測定結果を表-4に示す。鋼板Aで観察された非金属介在物の一例を写真-1に示す。

### 3-2 超音波探傷試験

① 斜角探傷結果を表-8に示す。表中○印はエコーが全く検出されなかったもの、△印はL/2線を越えた領域Iのエコーが検出されたもの、▲印は領域Iと部分的に領域IIのエコーが検出されたものの、判定では合格になつたものを示している。×印は部分的、××印は全線不合格になつたものである。

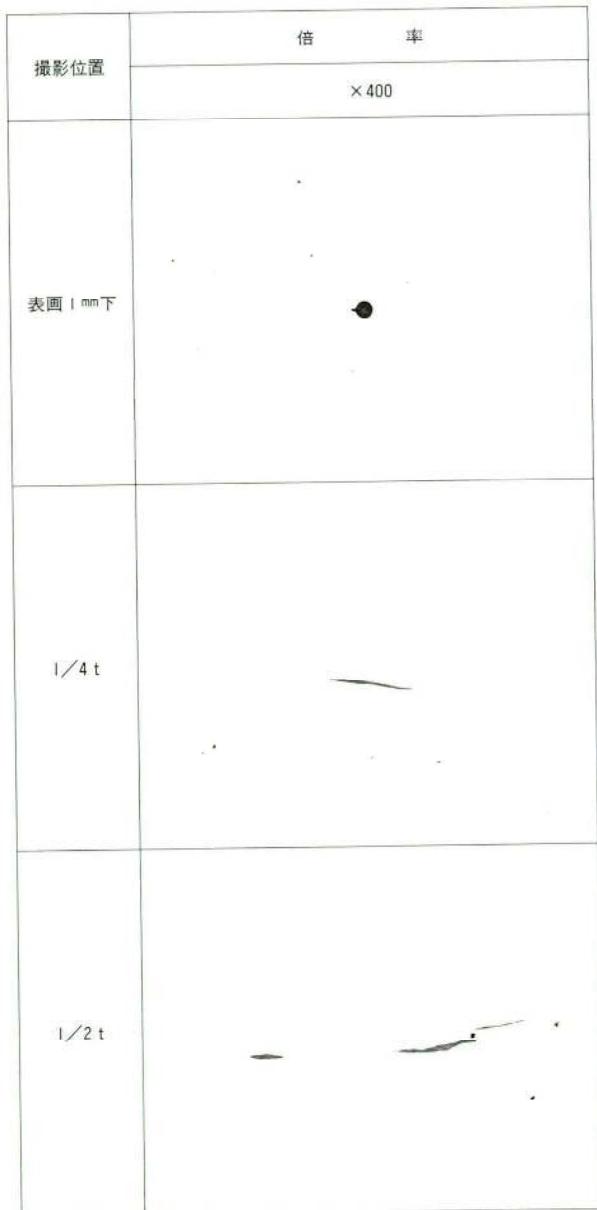


写真-1 非金属介在物

② 垂直探傷によるフランジ側とウェブ側各々の、エコー高さ別欠陥投影面積の試験結果を図-4～11に示す。

図-12～14に、広幅引張試験片の自動超音波探傷での出力図の一例を示す。

表-8 斜角超音波探傷試験結果

鋼板 レベル	拡散性水素量 (m³/100g)					
	7		10		15	
部 位	FLG側	WEB側	FLG側	WEB側	FLG側	WEB側
鋼板 A	×	×	××	×	××	×
鋼板 B	○	○	▲	△	××	▲
鋼板 C	○	○	○	△	×	△
鋼板 D	○	○	▲	△	××	▲

凡例 斜角超音波探傷結果  
 ○：無  
 △：領域I  
 ▲：領域Iと部分的に領域II（合格）  
 ×：部分的に不合格  
 ××：全線不合格  
 合否判定は建築学会規準による

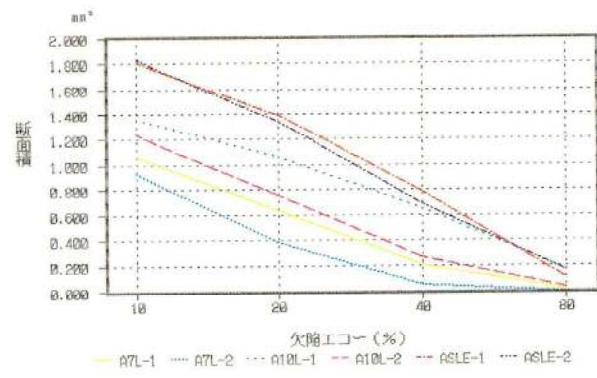


図-4 A鋼種フランジ側欠陥面積

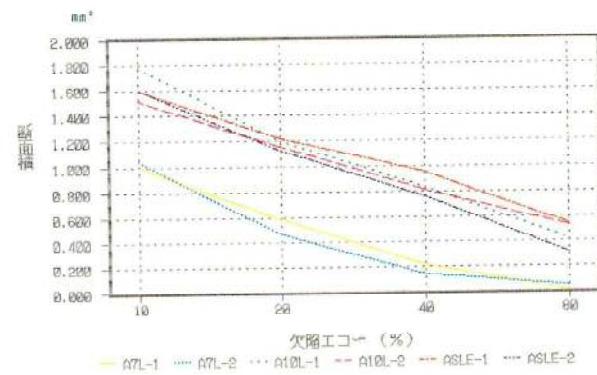


図-5 A鋼種ウェブ側欠陥面積

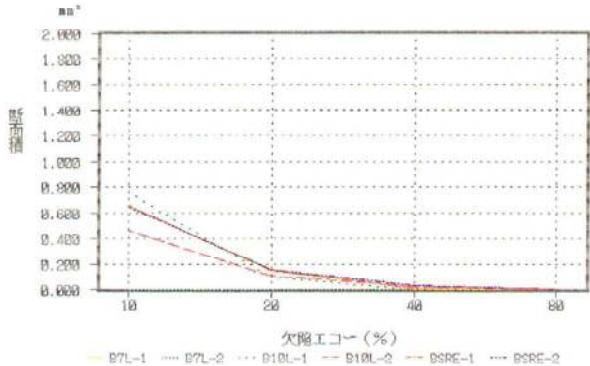


図-6 B鋼種フランジ側欠陥面積

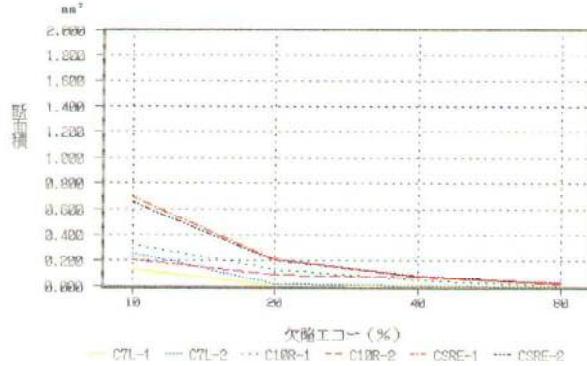


図-9 C鋼種ウェブ側欠陥面積

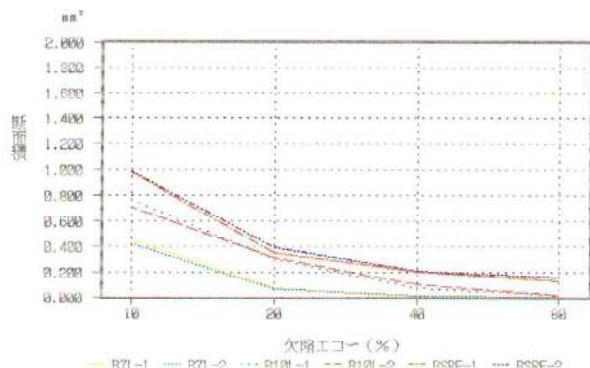


図-7 B鋼種ウェブ側欠陥面積

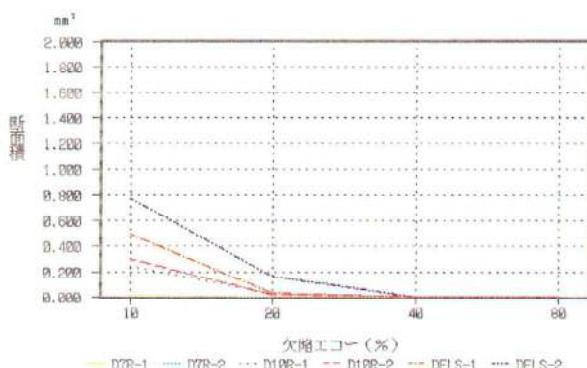


図-10 D鋼種フランジ欠陥面積

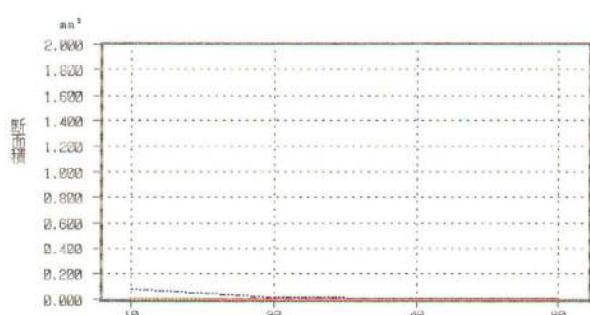


図-8 C鋼種フランジ側欠陥面積

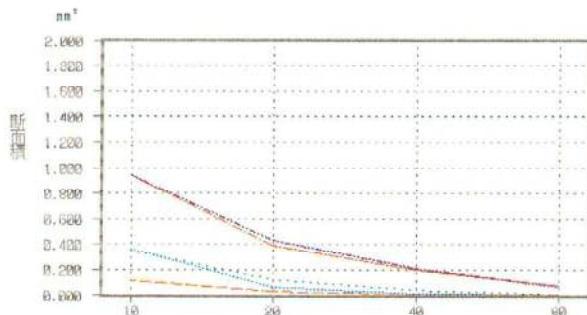


図-11 D鋼種ウェブ側欠陥面積

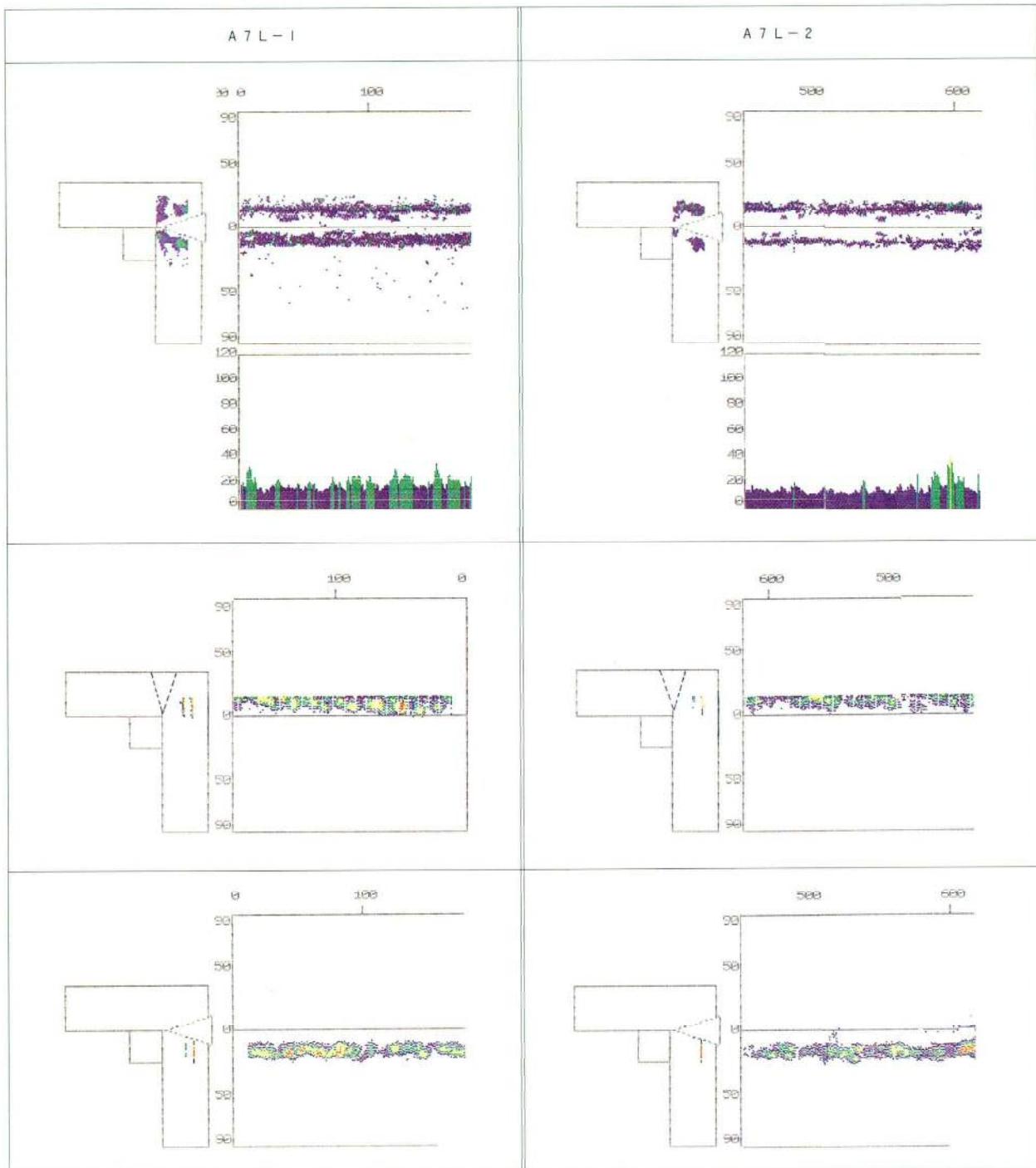


図-12 自動超音波探傷出力図

図の説明

左図の 断面	斜角超音波探傷の 平面投影
	斜角超音波探傷の フランジ側のエコー高さ
左図の 断面	フランジ側の 垂直超音波探傷
左図の 断面	ウェブ側の 垂直超音波探傷

表示色  
青：10%以上  
緑：20%以上  
黄：40%以上  
赤：80%以上

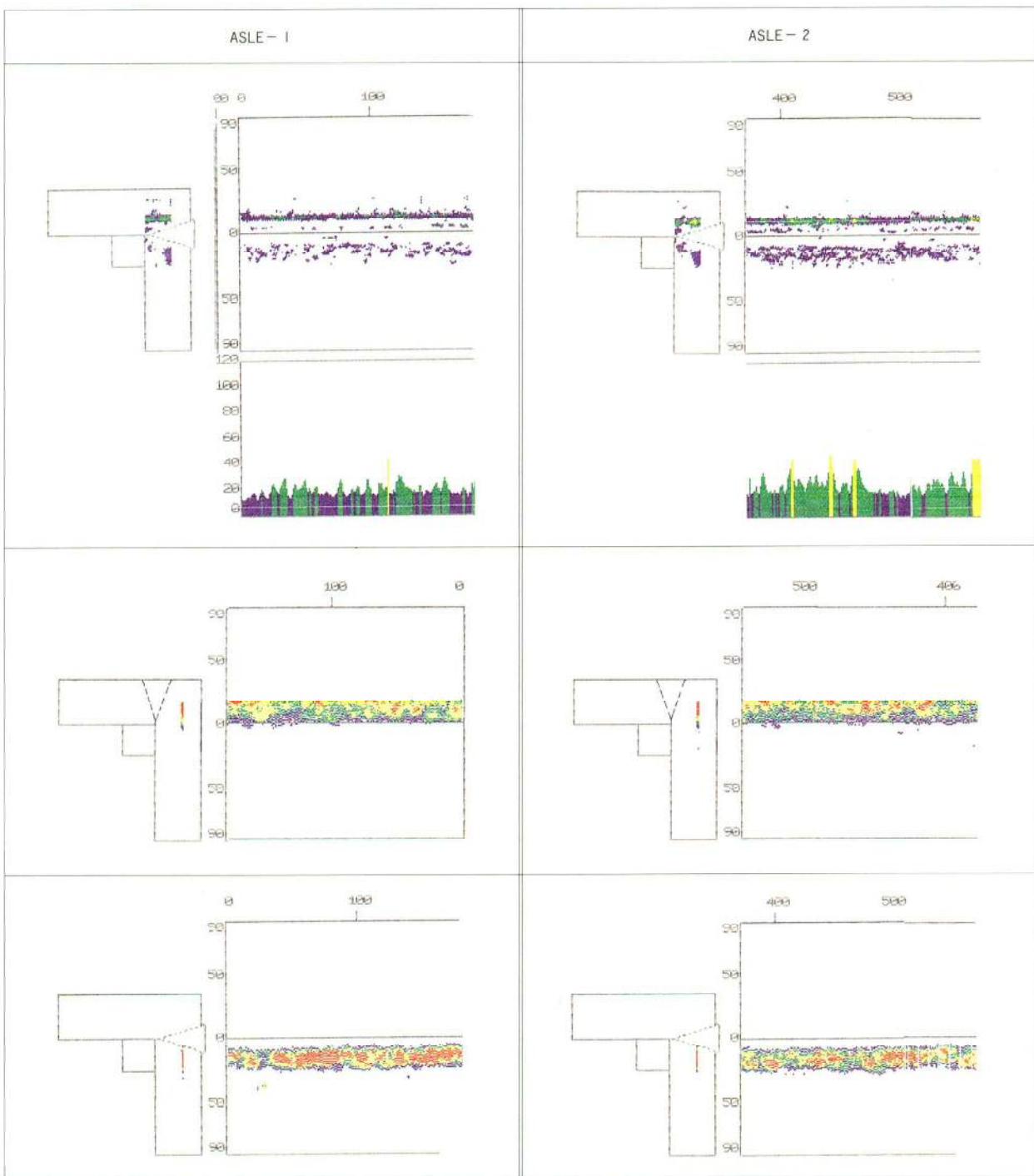


図-13 自動超音波探傷出力図

図の説明

左図の 断面	斜角超音波探傷の 平面投影
	斜角超音波探傷の フランジ側のエコー高さ
左図の 断面	フランジ側の 垂直超音波探傷
左図の 断面	ウェブ側の 垂直超音波探傷

表示色  
 青: 10%以上  
 緑: 20%以上  
 黄: 40%以上  
 赤: 80%以上

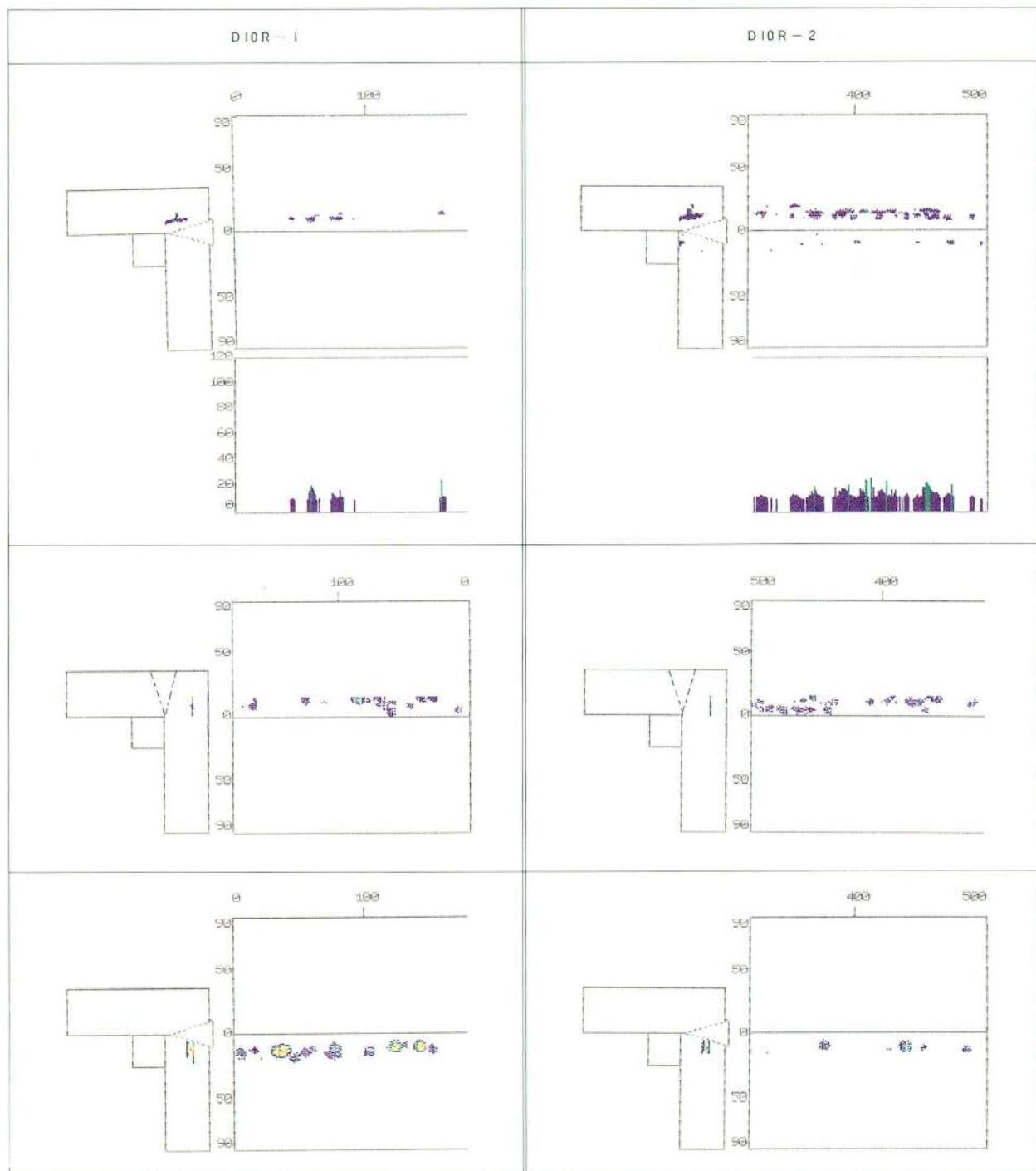


図-14 自動超音波探傷出力図

図の説明

左図の 断面	斜角超音波探傷の 平面投影
	斜角超音波探傷の フランジ側のエコー高さ
左図の 断面	フランジ側の 垂直超音波探傷
左図の 断面	ウエブ側の 垂直超音波探傷

表示色

青 : 10%以上  
緑 : 20%以上  
黄 : 40%以上  
赤 : 80%以上

### 3-3 広幅引張試験

広幅引張試験の結果一覧を表-9に示す。試験片の破断形状は写真-2～4である。荷重～変位曲線を図-15に示す。

また、載荷を降伏直後に停止して、超音波探傷欠陥の進展の有無を調べた結果を、図-16に示す。

## 4. 考察

### 4-1 供試鋼材と拡散性水素量

化学成分分析値の硫黄含有率について見ると、最も高い鋼板Aでも0.004%であり、全く問題ない。

鋼材の清浄度については、鋼板Aは板厚方向全般にわたって硫化物系(A1系)介在物の含有率が高く、顕微鏡写真を見ると、薄く引き延ばされた硫化物系介在物が確認される。また、同様の介在物は鋼板Dの1/2t部でも若干見られた。サンプル数が一本であり、要因の結論付けは難しい。

シャルピー吸収エネルギーはS490Aでは規定されていないが、その結果はロール方向(L方向)では全て良好な値を示している。

また、供試フラックスの拡散性水素量調整において、相当量を均一に吸湿させることは、吸湿量が多くなるに従い困難になった。今回の試験では、ほぼ狙い通り吸湿させることができたが、より効率的な吸湿方法の考案が

表-9 大型引張試験結果

鋼板 レベル	拡散性 水素量 (ml/100g)	試験片記号	FLG側斜 角超音波 探傷結果	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	破断位置	破断面	FLG垂直超音波探傷欠陥面積 mm <sup>2</sup>			
							10-19 (%)	20-39 (%)	40-79 (%)	80- (%)
A	7	A7L-1	×	536	FLG	B	1,066	633	203	16
		A7L-2	▲	533	WEB	D	922	382	52	0
	10	A10L-1	××	508	FLG	B	1,357	1,061	650	170
		A10L-2	××	530	FLG	B	1,235	750	263	32
	15	ASLE-1	××	492	FLG	B	1,808	1,396	780	106
		ASLE-2	××	339	FLG	B	1,831	1,346	685	162
		AT	××	535	WEB	D	-	-	-	-
B	7	B7L-1	○	535	Depo	D	0	0	0	0
		B7L-2	○	537	Depo	D	0	0	0	0
	10	B10L-1	△	535	Depo	D	753	99	3	0
		B10L-2	△	529	Depo	D	457	100	19	0
	15	BSRE-1	××	537	Depo	D	649	148	11	0
		BSRE-2	××	526	Depo	D	639	154	26	0
C	7	C7L-1	○	531	WEB	D	0	0	0	0
		C7L-2	○	532	WEB	D	0	0	0	0
	10	C10R-1	○	533	Depo	D	7	0	0	0
		C10R-2	○	534	Depo	D	7	0	0	0
	15	CSRE-1	×	524	Depo	D	10	0	0	0
		CSRE-2	×	527	Depo	D	84	15	5	4
D	7	D7R-1	○	535	Depo	D	0	0	0	0
		D7R-2	○	535	Depo	D	0	0	0	0
	10	D10R-1	▲	534	Depo	D	241	27	2	0
		D10R-2	▲	535	Depo	D	298	14	0	0
	15	DFLS-1	××	525	Depo	D	484	29	1	0
		DFLS-2	××	530	Depo	D	764	162	3	0

凡例

斜角超音波探傷結果

○：無 ▲：領域Iと部分的に領域II  
△：領域I ×：部分的に不合格

××：全線不合格  
合否判定は建築学会規準による

破断面

B：脆性破面  
D：延性破面

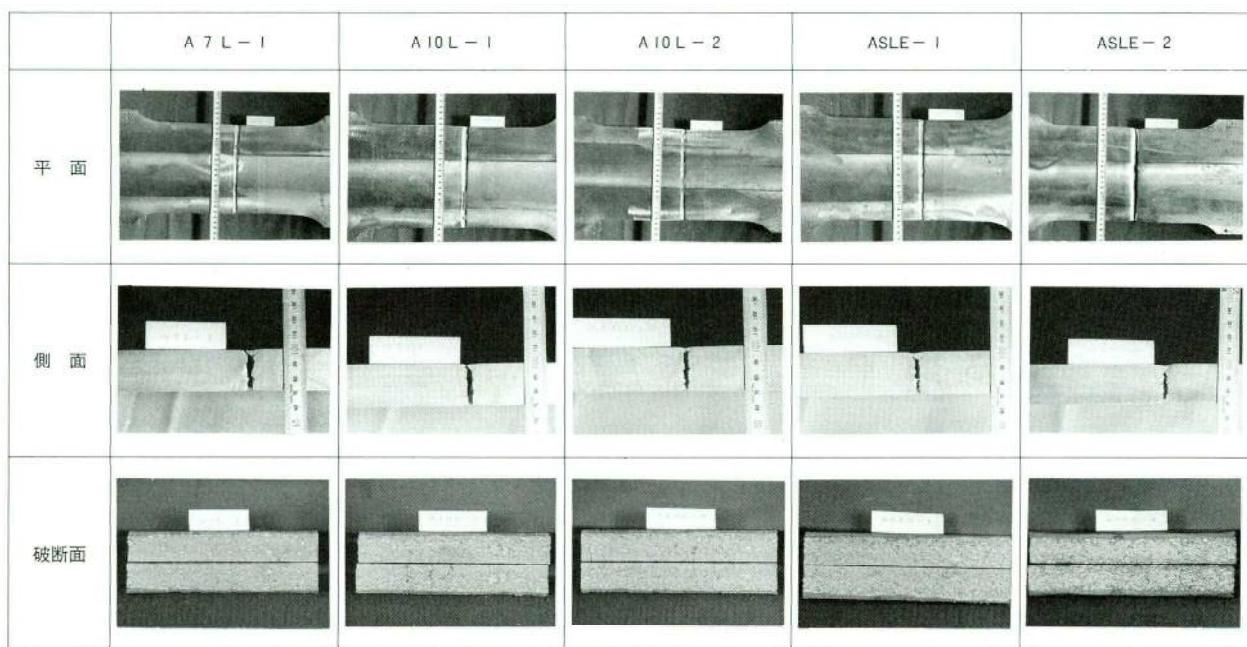


写真-2 破断形状

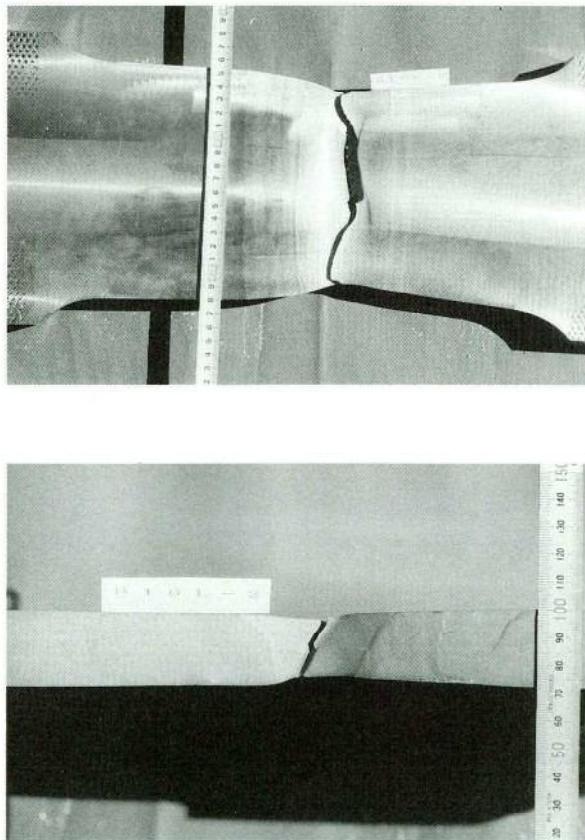
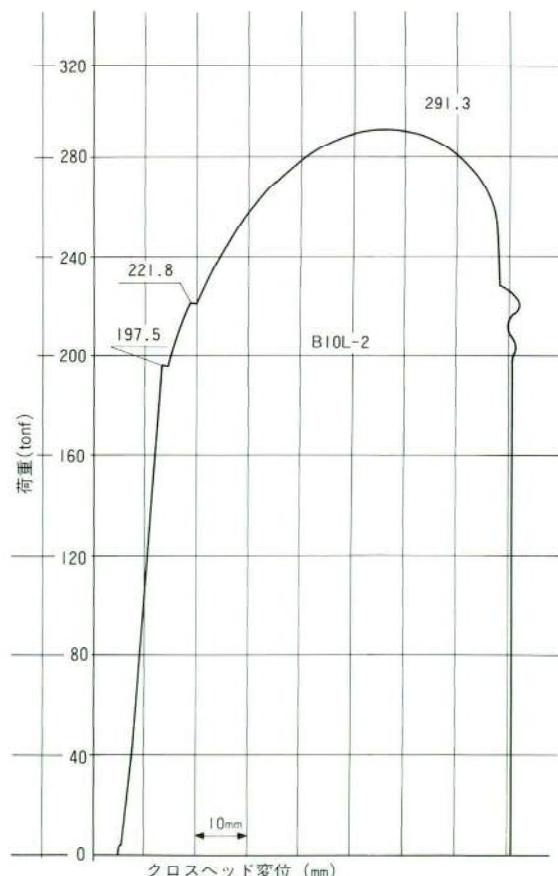


写真-3 BIOL-2 破断形状



BIOL-2の荷重-クロスヘッド変位曲線

図-15 荷重-変位曲線

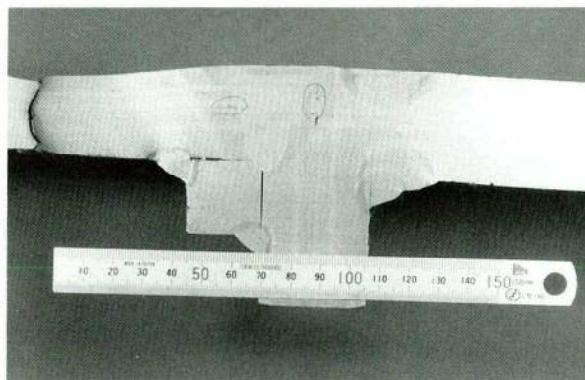


写真-4 A-T破断形状

今後、試験を進める上の一つの課題である。

#### 4-2 超音波探傷試験

##### ① 斜角探傷

- ・鋼板Aの拡散性水素量7ml/100gの場合は、溶接線に沿って部分的に不合格欠陥が検出され、10ml/100gと15ml/100gでは全線にわたって不合格欠陥が検出される。
- ・鋼板B・C・Dは拡散性水素量7ml/100gの場合、欠陥エコーは検出されない。10ml/100gでは部分的に領域IIの欠陥エコーが検出されるが、合格の範囲である。

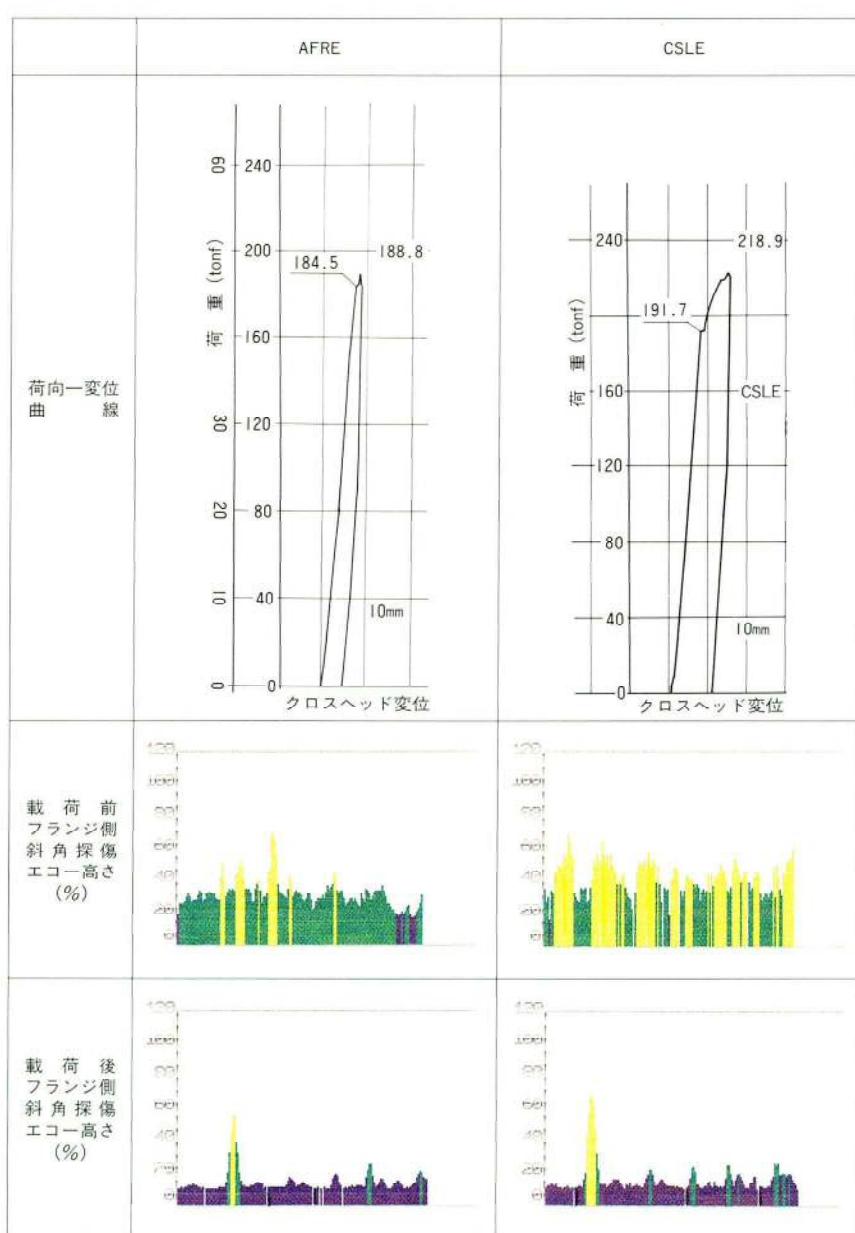


図-16 載荷前後エコー高さ変化

15ml/100 g では不合格欠陥エコーが検出される。

総合的に見ると、鋼板Cが最も欠陥の発生が少ない。  
・フランジ側とウェブ側の欠陥発生状況は、フランジ側で高い傾向にあるが、垂直探傷では差が見られないことから、これは、斜角探傷の欠陥検出の特性と考えられる。

## ② 垂直探傷

- ・垂直探傷の欠陥面積は、鋼板Aで著しく多く、鋼板B・C・Dは大幅に減少している。鋼板Cが最も欠陥面積が少ない。
- ・鋼材の清浄度の一覧表からも明かなように、微量の硫化物系（A1系）介在物の影響によるところが大きいと思われる。清浄度の合計値が最も少ない鋼板Cが、欠陥面積も少ない点は一致している。

③ 斜角および垂直探傷いずれの結果からも、通常の施工時の拡散性水素量が、7 ml～8 ml/100 g であることを考えると、使用にあたり鋼板Aは、特に注意が必要である。鋼板B・C・Dは超音波探傷による、欠陥の発生は少ないと考えられる。

## 4-3 広幅引張試験

引張試験の結果を、破断部位別に分けて考えると、以下の①～③に整理される。

### ① フランジ側欠陥部（板厚方向）で破断したものについて、

- ・引張強度が、母材の規格値を下回ったのは、鋼板Aの15ml/100 g の内の一體（ASLE-2）である。
- ・引張強度が、母材の規格値は満足したが、供試鋼材の板厚方向（Z方向）の強度低下が見られたのは、鋼板Aの内の二体（A10L-1 ASLE-1）である。
- ・鋼板A フランジ側欠陥面積図より、エコー高さ40%以

上および80%以上の欠陥面積が大きい試験体が、引張強度の低下した三体（ASLE-2 A10L-1 ASLE-1）と一致している。

- ・引張強度が、供試鋼材の板厚方向（Z方向）の強度と同等のものは、鋼板Aの内の二体（A7L-1 A10L-2）である。
- ・二体（A7L-1 A10L-2）は、鋼板A フランジ側欠陥面積図の中ではその傾向がほぼ一致しており、欠陥面積は前述の引張強度の低下した三体の1/3程度である。
- ・以上、五体の破断面は全て水素性脆性破面である。引張強度の低下した三体（ASLE-2 A10L-1 ASLE-1）の破断面に、より多くの脆性破面が確認される。
- ・三体の内、最も欠陥エコーレベルが高く、引張強度が最も低いASLE-2は、斜角探傷および垂直探傷の欠陥エコーレベルの高い部位と、脆性破面部とは対応している。その他の試験体については、超音波探傷の欠陥位置と破断面との対応は難しい。

### ② フランジ側欠陥部（板厚方向）以外で破断したものについて、

- ・斜角探傷結果が○印のものは当然であるが、△印～×印いずれも、母材の規格値を満足している。破断位置は、ウェブ側母材部で破断した三体（A7L-2 C7L-1 C7L-2）を除き、全て角継手溶接部である。一例を写真一3（B10L-2）に示す。
- ・荷重～変位曲線（B10L-2）より、降伏がウェブ側母材部と、つかみ材で発生した後、十分な伸びを示し、図一17に示した硬さ分布図（B10L）で、全般的に硬度の低い角継手溶接部で破断に至っている。
- ・鋼板Aの中でウェブ側母材部で破断した一体（A7L-2）は、欠陥面積図を見ても分かるように、フランジ側の欠陥は最も軽微であり、鋼板B・C・Dに近い傾向を示している。
- ・破断面は全て延性破面である。

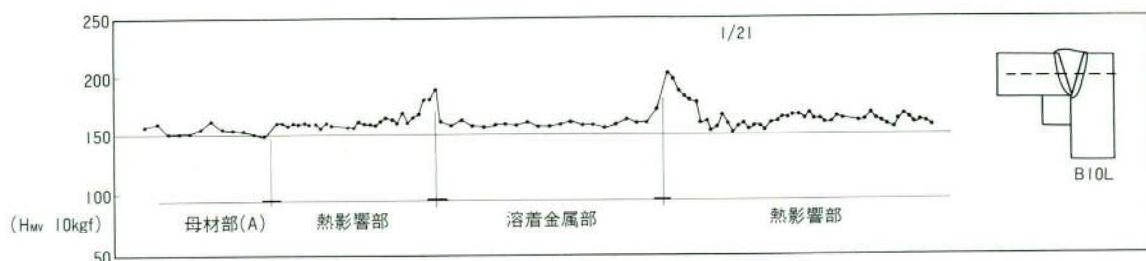


図-17 B10L硬さ分布図

- ③ 鋼板Aの15ml/100 g T形試験片(試験片記号AT)について、
- ・写真-4に示すように、フランジ板厚中央部の欠陥に、引張による進展が見られるものの、破断位置はウェブ側母材部である。
  - ・同一シリーズの試験片ASLE-1 ASLE-2に比べ、当然のことながら引張強度は著しく向上している。

載荷を降伏直後に停止して、超音波探傷欠陥の進展の有無を調べた結果について、

- ・試験片記号AFREにおいて、載荷前にエコー高さ20%以上(表示色緑 領域II)の連続した部位は、欠陥の進展が見られ、エコー高さ40%以上(表示色黄 領域III)になっている。
- ・反面、試験片記号CSLEにおいて、載荷前にエコー高さ19%以下(表示色青 領域I)の部位は、降伏後も顕著な欠陥の進展は見られない。また、微小なエコー高さ40%以上(表示色黄 領域III)の部位も、それ以上の進展は見られない。

以上、本試験で用いた試験片形状による、広幅単調引張試験では、

- ・フランジ側およびウェブ側の斜角探傷において、全線に領域Iのエコーが検出されても、引張強度の低下は見られず、欠陥エコーの影響はない。
- ・領域IIのエコーが検出された場合は、引張強度の低下が見られるものの、母材の規格値は確保される。
- ・引張強度は、フランジ側の垂直探傷によるエコー高さ40%以上および80%以上の欠陥面積の割合と相関がある。また、80%以上の欠陥分布に大きく影響されることも分かる。

鋼板Aについての結果を以下の表-10にまとめる。

表-10 フランジ側欠陥面積と引張強度

試験片 記 号	引張 強度 $N/mm^2$	破断 位置	欠陥面積 $mm^2$		備 考
			40~79 (%)	80~ (%)	
A7L-1	536	FLG	203	16	
A7L-2	533	WEB	52	0	破断位置WEB
AIOL-1	508	FLG	650	170	
AIOL-2	530	FLG	263	32	
ASLE-1	492	FLG	780	106	
ASLE-2	539	FLG	685	183	≥80%が集中

凡例

强度低下なし

强度低下

・鋼板Aの15ml/100 g T形試験片は、破断位置はウェブ母材部であり、引張強度は充分確保された。このことから、フランジ材のつき出し高さが大きくなれば、結果がより有利になると考えられる。

## 5. ま と め

超音波探傷試験および広幅引張試験の結果をまとめると、

### ① 超音波探傷試験の結果

ボックス柱の製作に用いている鋼板は、通常、Bに属するものであることを考えると、フランジの拡散性水素量は10ml/100 g 以下に管理すべきである。

また、鋼板Aの使用も拡散性水素量を、7ml/100 g 以下に管理することにより、可能になると思われるが、今回の試験では、安定的に使用できる限界値は明確でない。今後の課題として残されている。(前報 その1で、4ml/100 g では欠陥は発生しないが、実作業上これを維持することは困難である旨報告した。)

### ② 広幅引張試験の結果

斜角探傷において、全線に領域Iのエコーが検出されても、欠陥の超音波探傷上の進展はなく、引張強度の低下は見られない。従って、この程度の欠陥が検出されても、補修は必要ない。また、フランジ材のつき出し高さを大きくして、実構造物に近い形状にすれば更に有利になると考えられる。

引張強度の値は、フランジ側の垂直探傷によるエコー高さ40%以上および80%以上の欠陥面積と相関がある。

ただし、今回の結果のみでは、エコー高さを何%以上について面積算定すれば、合理的な判定が可能か明確でない。今後の研究課題である。

なお鋼材の品質との関連では、

既に報告されていることであるが、硫化物系(A1系)介在物の影響が大きいことが確認された。今回の試験では限界値の定量的な把握には至っていない。

また、板厚方向(Z方向)のシャルピー吸収エネルギーの値との相関も明らかではなく、介在物の定量的な把握も含めて今後の課題である。

実際の使用にあたっては、鋼板はBレベルで全く問題ないことが確認された。

## 6. 今後の課題

本試験の引張試験片形状および載荷条件は、現実の建築構造物と相違している。すなわち、今回の引張試験片形状は現実の構造物に比べ、不利になっている。反面、単調載荷であることは有利側であると考えられる。

今後は、実大構造物による繰り返し載荷試験を実施し、内在された欠陥が構造物の強度、変形能に与える影響について試験を行いたい。

また、大電流溶接を適用する場合の、鋼板の適正品質レベルをより簡便に判定する方法も提案して行きたいと考えている。

最後に、試験にあたり御指導、御協力を頂きました、信州大学 工学部社会開発工学科 中込教授、新日本製鐵株式会社、日鐵溶接工業株式会社、日鉄テクノス株式会社の関係各位に心より御礼申し上げます。

## 〈参考文献〉

1) 日本建築学会関東支部研究報告集 1990

田中 中野 望月 渡邊：二電極サブマージアーク溶接を用いた厚板ボックス柱角継手熱影響部の超音波探傷欠陥について（その1）

2) 宮地技報No.7 1991

中野 田中 大月：大入熱溶接を用いたボックス柱角継手熱影響部の超音波探傷による欠陥特性

3) 川田技報Vol.11JAN.,1992

渡辺 菅野 他 ボックスの角溶接による熱影響部の特性について

### グラビア写真説明

#### M K D B 東京光が丘新築工事

東京で大型、高層ビルの立地をしようとするとき、ターミナル駅周囲は、もはや飽和状態にあるようだ、住宅地あるいは農地の残るところというイメージの練馬区光が丘に、都営地下鉄12号線の開通に合わせて、大型、高層ビルが建設された。オフィスビルの他に、すぐ近くにある大住宅団地、光が丘の利便にも応じようとしたのか、ホテル、ブル、フットネスクラブも設計されている。

当社で担当した高層オフィス棟は、現在建築の必須要件である多機能通信設備が施されている他に、これから建築の課題である耐震設計に果敢に挑戦している。外壁は全て石が使われ、スマートで斬を尽した近代的ビルが、雑踏を離れたこの地で、一際光を放っている。

S M490B (T M C P) 鋼の使用、最大板厚75mmと現在建設されているオフィスビルの代表的な建物と言ってもいいだろう。超短縮工期を全社あげてクリアーしたのが思い出に残る。

### グラビア写真説明

#### 関 水

文京区は武蔵野台地の裾にある起伏の多い町で幸にも戦災を受けていない地域が数多く残ったので、当工事は現在この老朽木造家屋の密集地を良好な環境に整備して再開発していくという町づくりの一つです。場所はJR飯田橋駅と都電早稲田駅を結んだほぼ中間に位置する江戸川橋交差点の西約80Mのところで、新目白通りに面しています。工事中は最初地形の関係で湧水に悩まされた様ですが、湧水を解決した後は順調に進み、当工事の目的である沿道景観の向上及び後背地住宅地に対する環境保全を意識し、居住機能を配慮した地域密着型構造物で、事務所・店舗・共同住宅を兼ねた建物となっております。完成後は日火江戸川橋ビルという名称の予定です。

# FR鋼の母材特性および溶接性の研究

**Studies on Base Metal Characteristics and Weldability of FR Steel**  
by Shinichi Ohtsuki, Akio Narusawa, and Shuji Nakano

大月 真一\* 鳴沢 明雄\*\* 中野 秀二\*\*\*  
Shinichi OHTSUKI Akio NARUSAWA Shuji NAKANO

## Summary

The frame members of a steel framed structure must be coated with fire-resistant material to protect them from the heat of fire. To minimize the quantity of such coating, FR (fire resistant) steel has been developed. While the strength of conventional steel falls to two-thirds its yield point at room temperature after the steel has been heated to 350°C, the strength of FR steel is greater than two-thirds its yield point at room temperature even when the steel is raised to temperatures as high as 600°C. The authors conducted tests to determine base metal, cutting, welding and other characteristics of FR steel. The results show that FR steel has qualities which resemble those of ordinary steel at room temperatures but at high temperatures demonstrates the intended characteristics, indicating that there are no problems in using it for steel frame members.

## 1. はじめに

最近、建築構造用耐火鋼材「FR鋼(Fire Resistant steel)」を用いた鉄骨建築物の工事実績が数多く報告されており、今後も更に使用していくものと思われる。

鉄骨建築物は、火災時の熱により鋼材強度が下がり耐力低下が生じることから、耐火被覆により鉄骨を保護することが建築基準法により定められている。

FR鋼は、一般鋼と比較して優れた高温特性を有し、耐火被覆の軽減および無被覆が可能とされている。

当社でも、FR鋼を使用した鉄骨の加工に携わることが考えられるので、実施工に先立ち、FR鋼の母材特性、溶接性、切断性の確認試験を行った。

本報では、これらの試験結果について報告する。

## 2. FR鋼とは

FR鋼は、一般鋼にMo、Nb等の合金元素を添加して高温耐力を向上させた鋼材である。

図-1に示すように、鋼材の耐力（降伏点）は高温になるにつれ低下する性質がある。このため建築基準法では、火災時の鋼材の許容温度を350°Cとし、この温度以下となるように耐火被覆を施すことが義務付けられている。

「350°C以下」とは、一般鋼の高温時降伏点が350°C付近では常温時降伏点の規格値の2/3にまで減少してし

まい、火災時には構造上必要な長期許容応力度（常温時降伏点の規格値の2/3）を確保できず危険な状態に至ることから定められたものである。

FR鋼は高温時降伏点がこの長期許容応力度を600°Cまで保持することが保証されている。

従来の建築基準法に対し、建設省の総合技術開発プロジェクト「建築物の防火設計法の開発」において開発された新耐火設計法は、建物用途→火災性状予測→鋼材温度予測→高温時構造設計の手順により耐火被覆厚が決定される。この設計法に対応した鋼材がFR鋼である。

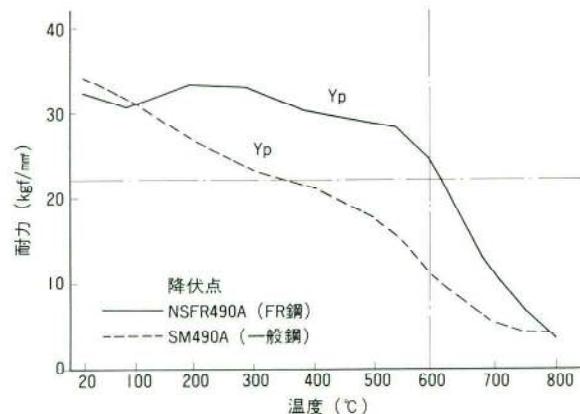


図-1 温度上昇とともに耐力の変化

\* 松本工場製造部生産技術課副主任

\*\*\* 松本工場製造部生産技術課課長代理

\*\* 松本工場製造部生産技術課課長

一般鋼を用いた建築物では、火災時に鋼材温度を350°C以下に断熱する耐火被覆が必要であるが、FR鋼を用いた建築物では、600°Cまで断熱すれば良く、また鋼材温度が600°Cを越えない場合は無被覆が可能である。

FR鋼の特徴はメーカーのカタログによれば次のようにになっている。

- ① 図-1に示すように高温耐力が一般鋼と比較して著しく高い。600°Cでの降伏点が、常温での規格値の2/3以上を保証している。これは、Mo、Nb等の合金元素を添加することにより達成されている。

FR鋼が600°C付近に加熱されると、Mo、Nb等の

表-1 機械的性質（規格値）

降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	シャルピー吸収 エネルギー(J)*1	高温耐力 (N/mm <sup>2</sup> )*2
≥315	490~610	≥21	≥27	≥213

\*1：試験温度 0°C

\*2：試験温度 600°C

炭化物が析出し、組織が強化されるため高温における耐力低下度が小さくなる。

- ② 常温時は、一般構造用圧延鋼材(JIS G3101)・溶接構造用圧延鋼材(JIS G3106)の規格を満足し地震エネルギーや風荷重に抵抗できる。
- ③ 一般鋼と同等の施工性を有する(切断、溶接)。

### 3. 母材特性および溶接性確認試験要領

本試験では、新日本製鐵㈱製のNSFR490B-SM490B(板厚40mm)を供試材とし、母材、溶接継手部、溶着金属部が十分な高温耐力を有し、常温時は一般鋼と同等レベル以上の品質を有することを確認する目的で行った。

表-1にNSFR490Bの機械的性質の規格、表-2に母材試験の内容、表-3に溶接試験の内容、図-2に溶接試験体形状、試験片採取要領を示す。

表-2 母材試験一覧表

試験の種類	方向	試験片採取部位	数量		試験片形状
			常温	高温	
引張試験	L	板厚断面	3	—	JIS Z 2201 IA号
		丸棒表層下t/4	3	3	
		丸棒t/2	3	3	常温 JIS Z 2201 10号
		丸棒裏面上t/4	3	3	高温 JIS G 0567 10φ
	C	板厚断面	3	—	JIS Z 2201 IA号
		丸棒表層下t/4	3	3	
		丸棒t/2	3	3	常温 JIS Z 2201 10号
		丸棒裏面上t/4	3	3	高温 JIS G 0567 10φ
シャルピー衝撃試験 *1	L	表層下2mm	1	—	JIS Z 2202 4号
		t/2	1	—	
	C	表層下2mm	1	—	JIS Z 2202 4号
		t/2	1	—	
硬さ試験	L	板厚方向	1	—	
	C	//	1	—	JIS Z 2244
曲げ試験	L	表曲げ・側曲げ	各1	—	
	C	//	各1	—	JIS Z 2204
ミクロ組織	L	表面・1/2t・1/4t	各1	—	
	C	//	各1	—	
溶接熱影響部の最高硬さ試験	手溶接: RT、50、75、100、125°C 各1体			JIS Z 3101	
	CO <sub>2</sub> 溶接: // //				
斜めY形溶接われ試験	手溶接: RT、50、75、100、125°C 各3体			JIS Z 3158	
ガス切断試験	直角切りおよび角度切り			WES-2801 目視比較	

\*1：試験温度(-60、-40、-20、-10、0、20°C)

#### 4. 母材試験結果

## (1) 化学成分分析結果およびミクロ組織

化学成分分析の結果を表-4にミクロ組織を写真-1に示す。

溶接性の目安となる炭素当量 ( $C_{eq}$ ) はやや高目であるが、溶接われ感受性組成 ( $P_{cm}$ ) は低い値に抑えられている。

炭素当量が高目になるのは、高温耐力を上げるためにMo等の合金元素が添加されていることによるものである。しかし、これらの合金元素を加えることによる常温耐力の過大上昇、溶接性低下を、C、Mn量を低く設定することにより改善している。

図-2 試験体形状及び試験片採取要領

表-3 溶接試験一覧表

溶接方法		炭酸ガス半自動溶接	2電極サブマージ溶接	炭酸ガス自動溶接
試験体形状				
マクロ・硬さ	JIS G 0553 JIS Z 3101	1	1	1
継手引張	JIS Z 3121	2	2	2
継手丸棒 引張 (常温)	表層下2mm	JIS Z 3111	2	2
	1/2t	//	2	2
	裏面上2mm	//	2	2
衝撃試験	DEPO	上部*1	JIS Z 3111	1
		下部*2	//	1
	BOND	上部*1	//	1
		下部*2	//	1
	HAZ	上部*1	//	1
		下部*2	"	1
曲げ試験	表曲げ	JIS Z 3122	1	1
	裏曲げ	//	1	1
	側曲げ	//	1	1
継手丸棒 引張 (高温)	表層下2mm*3	JIS G 0567	2	2
	1/2t *3	//	2	2
	裏面上2mm*3	//	2	2
全溶着金属引張	常温	JIS Z 3111	1	1
	高温*4	JIS G 0567	3	3

\* 1 : 表層下 2 mm    \* 2 : 裏層上 2 mm    \* 3 : (400°C : 1 本、600°C : 1 本)    \* 4 : (400°C : 1 本、600°C : 2 本)

表-4 化学成分分析値 (%)

	C	Si	Mn	P	S	Nb	Mo	Ceq	Pcm
* SM490B	≤0.18	≤0.55	≤1.60	≤0.035	≤0.035	-	-	-	-
NSFR490B	≤0.18	≤0.55	≤1.60	≤0.035	≤0.035	-	-	-	-
成分分析結果	0.11	0.25	1.13	0.011	0.002	0.02	0.53	0.45	0.21

\* : JIS G 3106-1992

Ceq : 炭素当量 Ceq = C + Mn/6 + Si/24 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14 (%)

Pcm : 溶接割れ感受性組成 Pcm = C + Mn/20 + Si/30 + Cu/20 + Ni/60 + Cr/20 + Mo/15 + V/10 + 5B (%)

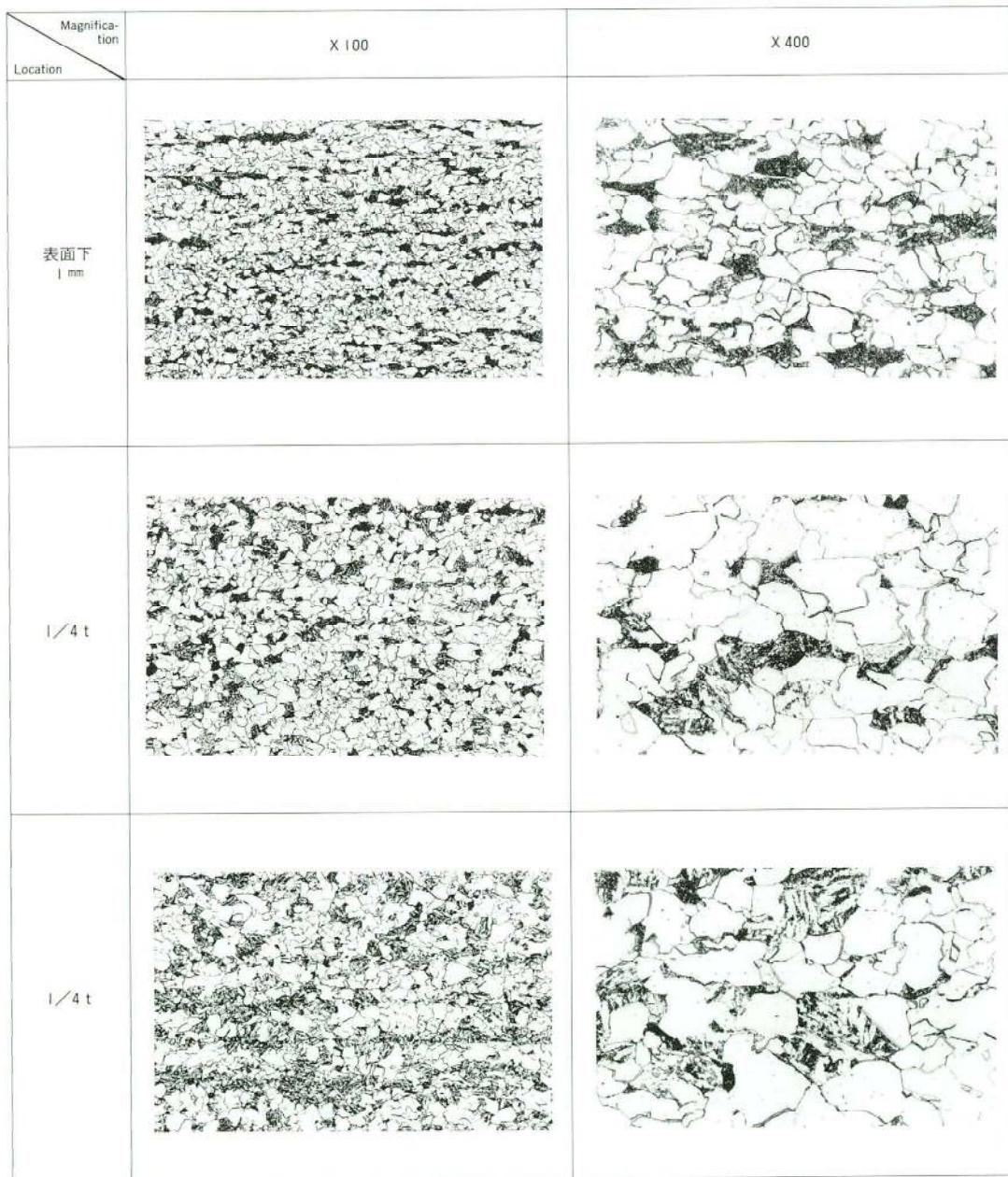


写真-1 ミクロ組織

また、溶接われの指標である溶接われ感受性組成が低いことは、耐われ性に優れ、一般鋼に比べ予熱緩和等の作業性の改善につながるものと考えられる。

## (2) 母材常温引張試験および高温引張試験

試験結果を表-5、6に、高温引張荷重-歪曲線を図-3に、高温引張試験状況を写真-2に示す。

常温、高温の強度とも規格を満足するものであった。FR鋼は、600°Cでの高温耐力が常温時降伏点の2/3以上が要求されているが、ロール方向、ロール直交方向とも良好な値であった。

表-5 母材引張試験

採取方向	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
L	387	565	27
C	389	570	29

試験片：JIS Z 2201 IA号

試験温度：常温(25°C)

表-6 母材丸棒引張試験(常温、高温)

採取位置	試験温度 (°C)	方向	0.2%耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	絞り (%)
表面	25	L	384	566	31	77
		C	368	558	30	77
	400	L	330	538	21	80
		C	325	534	22	80
	600	L	266	337	21	86
		C	247	336	21	87
t/2	25	L	425	588	28	73
		C	448	623	25	71
	400	L	360	579	22	78
		C	386	582	20	77
	600	L	290	356	20	86
		C	301	366	20	85
裏面	25	L	346	557	30	75
		C	357	569	30	74
	400	L	329	533	22	80
		C	341	546	19	77
	600	L	237	334	24	87
		C	243	335	24	83

表面：母材表面より1/4 t

裏面：母材裏面より1/4 t

図-4に示すとおり常温、高温引張試験においてロール方向、ロール直交方向共に表面及び裏面よりも板厚中央部の降伏点がやや高い値を示している。

これは、硬さ試験と相關した結果である。

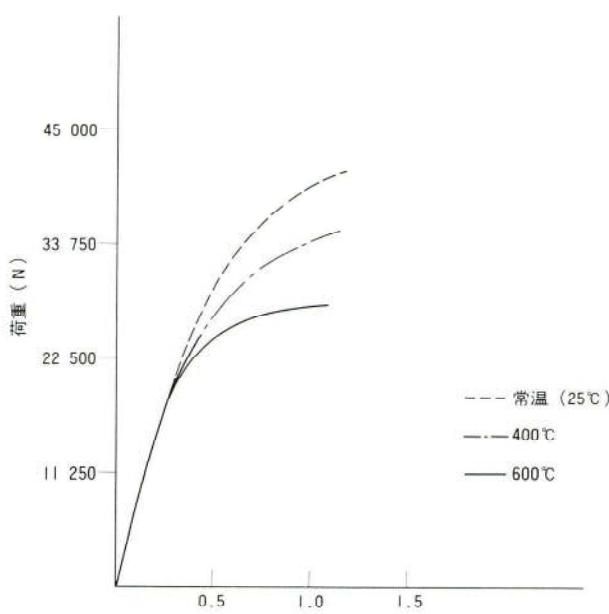


図-3 荷重-歪曲線(母材1/t)

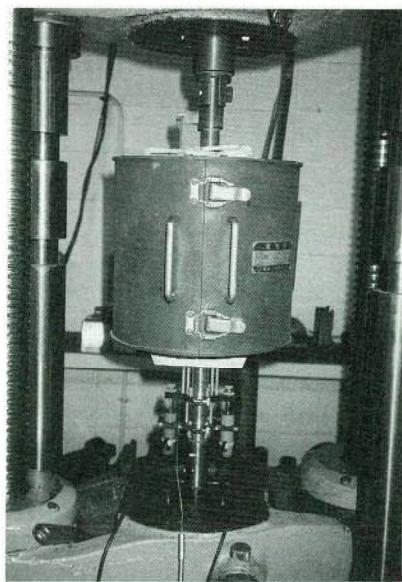


写真-2 高温引張試験状況

### (3) 衝撃試験および曲げ試験

試験結果を表-7、図-5に示す。

0°Cにおける吸収エネルギーは、規格値を十分に満足するものであった。

エネルギー遷移温度、破面遷移温度についても良好な

結果が得られた。

表曲げ、側曲げ試験はいずれも良好であった。

### (4) 母材板厚方向硬さ試験

測定結果を図-6に示す。

硬さは板厚方向にはば均一な値を示しているが、板厚中心が若干硬くなる傾向にある。

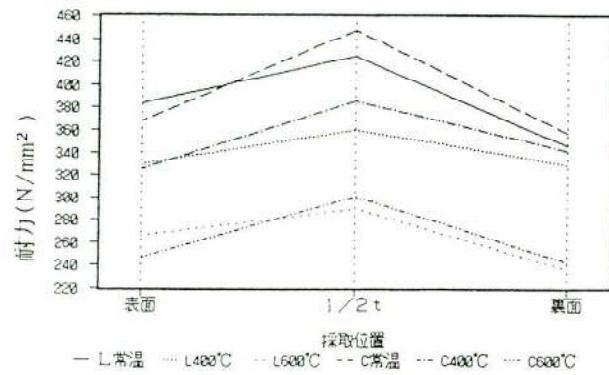


図-4 母材丸棒引張試験片の採取位置別の耐力

表-7 母材衝撃試験

試験温度 (°C)	採取位置	方向	シャルビー吸収エネルギー(J)
-60	表層下 2 mm	L	31
		C	28
	t / 2	L	14
		C	15
-40	表層下 2 mm	L	60
		C	69
	t / 2	L	41
		C	23
-20	表層下 2 mm	M	133
		C	161
	t / 2	L	48
		C	85
-10	表層下 2 mm	L	203
		D	155
	t / 2	L	89
		C	108
0	表層下 2 mm	L	203
		C	183
	t / 2	L	124
		C	106
+20	表層下 2 mm	L	218
		C	203
	t / 2	L	175
		C	212

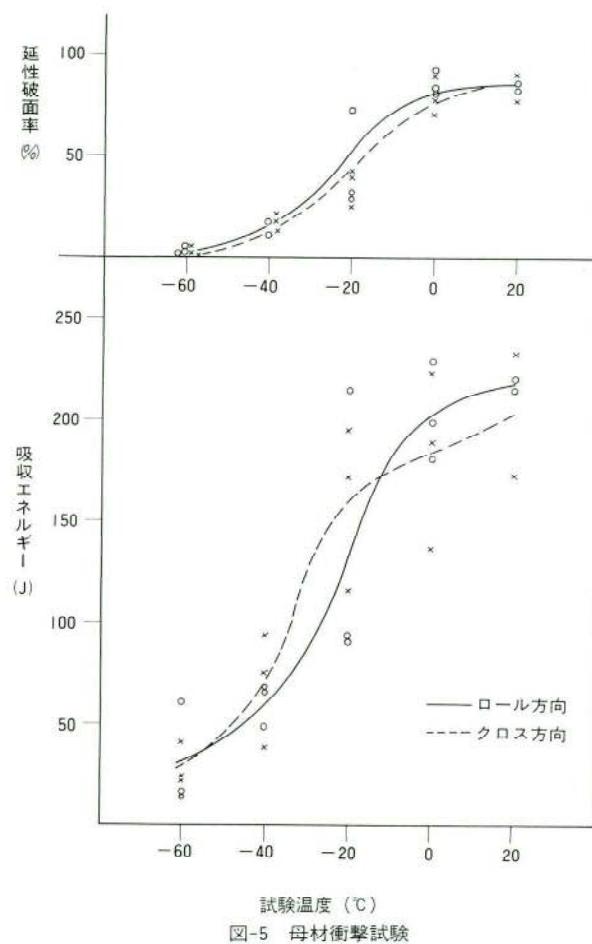


図-5 母材衝撃試験

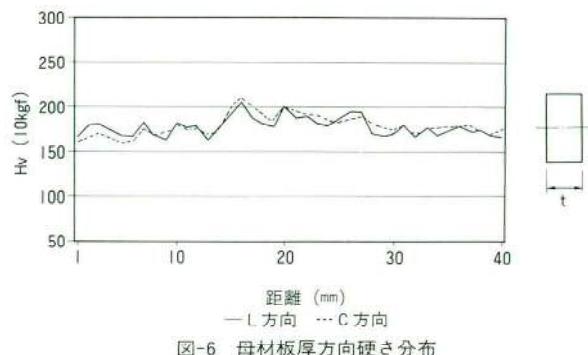


図-6 母材板厚方向硬さ分布

表-8 ガス切断面の品質

切 断 角度 $\theta$	火口 番手	切断速度 (mm/min)	粗 度	平 面 度	ス ラ グ 付 着	上 緑 の 溶 け	総 合 判 定
0	4	280	△	○	○	○	○
	4	320	○	○	△	○	
	4	350	△	△	△	○	
	3	280	△	○	○	○	
	3	320	○	○	△	○	
	3	350	○	○	○	○	
12.5	4	240	○	○	△	○	○
	4	250	○	○	○	○	
	4	270	○	○	○	○	
	4	300	△	○	○	○	
	4	320	×	×	×	×	×
	3	250	△	○	△	○	○
	3	270	○	○	△	○	
	3	300	○	○	○	○	
	3	320	○	○	○	○	
	4	240	○	○	○	○	○
17.5	4	250	○	○	○	○	
	4	270	△	○	△	○	
	4	280	△	○	△	○	
	3	240	×	×	×	×	×
	3	250	○	○	○	○	○
	3	260	○	○	○	○	
	3	290	×	×	×	×	×
	4	250	○	○	○	○	○
35	4	270	○	○	○	○	
	4	280	○	○	△	○	
	4	300	×	×	×	×	×
	3	250	○	○	○	○	○
	3	270	○	○	○	○	
	3	280	○	○	△	○	
	3	300	△	○	△	○	
	4	240	○	○	○	○	○
40	4	260	×	×	×	×	×
	4	280	△	○	△	○	
	4	300	△	○	△	○	
	3	240	○	○	○	○	○
	3	260	△	○	○	○	
	3	280	△	○	○	○	
	3	300	×	×	×	×	×

判定の方法：切断試験片の目視による比較

判定の基準：粗 度

○=WES 1級

△=WES 2級

○=WES 1級

△=WES 2級

○=WES 1級

△=WES 2級

○=WES 1級

△=WES 2級

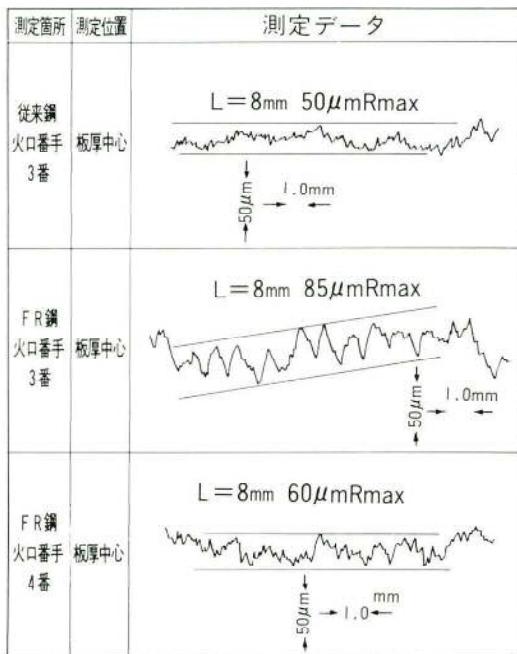
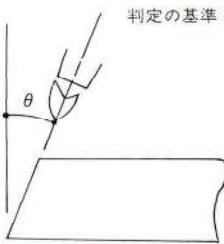
ガスの種類：メチルアセチレン+LPガス  
ガス圧：0.8kg/cm<sup>2</sup>  
酸素圧：6.5kg/cm<sup>2</sup>

図-7 切断試験片の表面粗さ測定

### (5) ガス切断試験

F.R.鋼には、さきに述べたように高温強度を高めるため合金元素が添加されている。そのために一般鋼と違い切断面の品質確保が難しいとされているので、ガス切断性の確認試験を行った。

火口番手、切断速度を変えて試験を行った結果を表-8に示す。

直角切断の場合の表面粗さを図-7に示す。

ガス切断面の粗さは、4番火口での切断の方が3番火口の場合より滑らかである。

角度切断は直角切断に比べ10~20%程度、切断速度を遅くする必要があり、火口番手で比較すると3番より4番火口の方が切断速度を遅くする必要がある。

一般鋼に比べると、F.R.鋼は切断面が多少粗くなる傾向にあるが、日本建築学会制定の「建築工事標準仕様書・同解説JASS 6 鉄骨工事」に示されるガス切断面の粗さ規定、開先内200s以下、自由縁端100s以下を十分満足するものであり、加工上全く問題ない。

今回の供試材でもっとも切断面品質の良かった条件は、

#### ① 直角切り

火口番手 : No. 4

切断酸素圧 : 6.5kg/cm<sup>2</sup>

プロパン圧 : 0.8kg/cm<sup>2</sup>

切断速度 : 320mm/min

#### ② 角度切り (40°C)

火口番手 : No. 4

切断酸素圧 : 6.5kg/cm<sup>2</sup>

プロパン圧 : 0.8kg/cm<sup>2</sup>

切断速度 : 240mm/min

であった。切断面の一例を写真-3に示す。

今回の供試材は40mmであったが、実施工におけるこれ以外の板厚については、切断条件は当然異なるので今後さらに検討が必要である。

#### (6) 溶接熱影響部の最高硬さ試験

試験結果を図-8に示す。

手溶接と炭酸ガス半自動溶接において予熱温度5種類について試験を行った。最高硬さHVは350以下で手溶接の硬さが炭酸ガス溶接を上回るのは一般鋼と同様であるが、値は低くなる傾向にある。

#### (7) 斜めY形溶接われ試験

試験結果を図-9に示す。室温でもわれを生じなく一般鋼に比較してかなり溶接性が向上している。

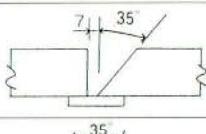
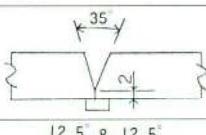
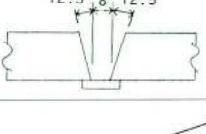
成分分析の項において述べたように、溶接われ感受性組成が低く抑えられているためと思われる。

### 5. 溶接試験結果

#### (1) 溶接条件

溶接条件を表-9に示す。

表-9 溶接条件

溶接方法	溶接材料		電流(A)	電圧(V)	速度(cm/min)	姿勢	開先形状
	銘柄	JIS規格					
炭酸ガス半自動溶接 継手試験	YM-50FR 1.2φ CO <sub>2</sub> 100%	JIS Z 3312 YGW14 該当	280 340	32 38	15 25	F	
2電極サブマージ溶接 継手試験	Y-DLFR 6.4φ NB-52FRS	JIS Z 3183 S502H 該当	1200 1900	38 48	23 25	F	
炭酸ガス自動溶接 継手試験	YM-50FR 1.6φ CO <sub>2</sub> 100%	JIS Z 3312 YGW14 該当	380 420	36 39	10 25	F	
溶接熱影響部最高硬さ試験	L-50FR 4φ	JIS Z 3212 D5016 該当	170	-	15	F	
	YM-50FR 1.2φ	JIS Z 3312 YGW14 該当	270	28	15	F	
斜めY形溶接われ試験	L-50FR 4φ	JIS Z 3212 D5016 該当	170	-	-	F	

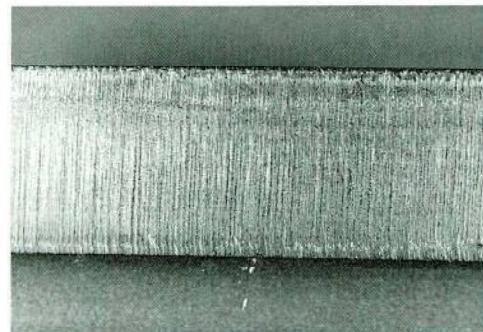


写真-3 ガス切断面の状況

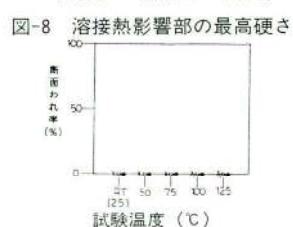
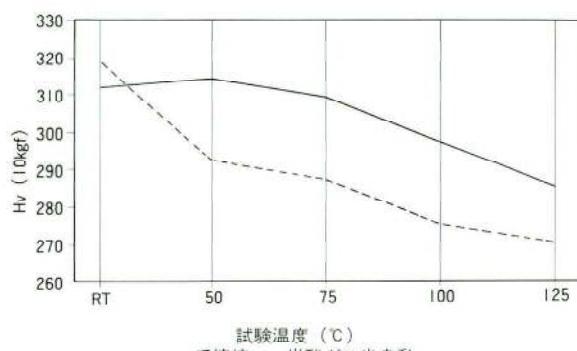


図-9 斜めY形溶接われ試験

前述の、斜めY形溶接試験で、供試材は室温でもわれを生じない結果が得られたので、今回の試験では予熱を行っていない。

## (2) 非破壊検査

機械試験に先立ち、建築学会規準により超音波探傷試験を行い、各試験体に欠陥のないことを確認した。

## (3) マクロ試験および曲げ試験

継手部のマクロ試験はいずれも良好であった。

**写真-4** に2電極サブマージアーク溶接継手部のマクロを示す。

曲げ試験は、表・裏・側曲げ試験片いずれも欠陥はなく、曲げ性能は良好であった。

**写真-5** に炭酸ガス自動溶接の側曲げ試験片を示す。

(4) 溶接継手と全溶着金属の常温引張試験および高温引張試験

高温引張試験については、母材特性試験と同様400°C、600°Cで行った。

試験結果を表-10、11、12に、引張試験片を**写真-6**に示す。

継手部高温引張試験は、母材規格を満足するものであ

り耐力は常温時降伏点の2/3以上が確保されている。

全溶着金属引張試験も同様に要求性能を満足し良好な値を示している。

## (5) 溶接継手部の硬さ試験

炭酸ガス半自動溶接、2電極サブマージアーク溶接、炭酸ガス自動溶接の試験結果を図-10a、10b、10cに示す。

最高硬さおよび最低硬さは以下のとおりであった。

	HVmax	HVmin
炭酸ガス 半自動溶接	225	176
2電極サブマージ アーク溶接	226	176
炭酸ガス 自動溶接	272	186

ボンド部は、一般鋼と同様その他の部位より高目の値を示すが、最高値は220~270であり、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 6 鉄骨工事」で示されている、われを生じない基準値HVmax=350を下回り良好な値を示している。

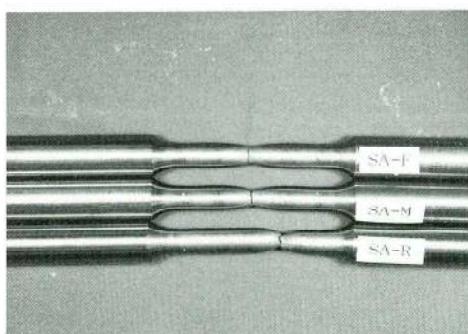


写真-6 引張試験片

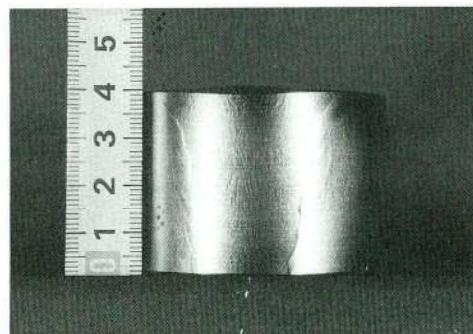


写真-5 CO<sub>2</sub>自動溶接部の側曲げ試験片

表-10 溶接継手引張試験

溶接方法	0.2%耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断位置
炭酸ガス 半自動溶接	536	627	母材部
2電極 サブマージ溶接	480	603	母材部
炭酸ガス 自動溶接	500	622	母材部

試験片：JIS Z3121 I号  
試験温度：常温(25°C)

表-11 溶接継手丸棒引張試験（常温・高温）

溶接方法	試験温度(℃)	採取位置	0.2%耐力(N/mm²)	引張強さ(N/mm²)	伸び(%)	絞り(%)
炭酸ガス半自動溶接	25	表面	437	625	20	70
		t/2	454	633	22	70
		裏面	433	612	22	71
	400	表面	432	572	16	74
		t/2	450	594	18	72
		裏面	435	578	19	76
	600	表面	298	330	20	85
		t/2	313	340	19	80
		裏面	295	335	20	87
2電極サブマージアーク溶接	25	表面	443	610	22	67
		t/2	438	621	21	65
		裏面	393	608	23	71
	400	表面	385	590	18	66
		t/2	383	593	17	74
		裏面	369	575	19	72
	600	表面	300	356	18	79
		t/2	295	350	18	80
		裏面	264	344	18	88
炭酸ガス自動溶接	25	表面	432	609	21	66
		t/2	447	622	20	66
		裏面	441	605	19	72
	400	表面	420	569	17	77
		t/2	442	586	18	69
		裏面	424	567	19	78
	600	表面	293	327	21	82
		t/2	303	335	18	74
		裏面	303	342	22	86

表面：母材表面より1/4 t  
裏面：母材裏面より1/4 t

表-12 全溶着金属引張試験（常温・高温）

溶接方法	試験温度(℃)	0.2%耐力(N/mm²)	引張強さ(N/mm²)	伸び(%)	絞り(%)
炭酸ガス半自動溶接	25	433	645	29	69
	400	401	585	18	65
	600	294	330	17	80
2電極サブマージアーク溶接	25	421	618	27	68
	400	398	599	18	55
	600	283	320	17	66
炭酸ガス自動溶接	25	429	639	27	67
	400	403	585	18	64
	600	288	312	21	80

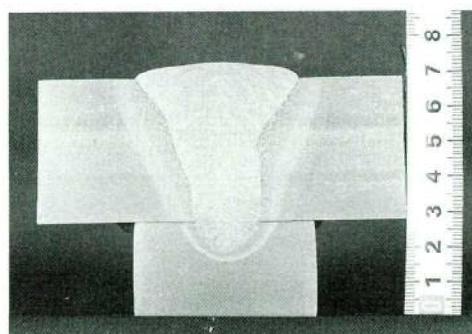


写真-4 2電極サブマージアーク溶接継手部のマクロ写真

表-13 溶接継手衝撃試験

溶接方法	採取位置	部 位	シャルピー吸収エネルギー(J)
炭酸ガス半自動溶接	上 部	DEPO	116
		BOND	266
		HAZ	75
	下 部	DEPO	110
		BOND	212
		HAZ	220
2電極サブマージアーク溶接	上 部	DEPO	53
		BOND	146
		HAZ	32
	下 部	DEPO	136
		BOND	113
		HAZ	35
炭酸ガス自動溶接	上 部	DEPO	84
		BOND	102
		HAZ	55
	下 部	DEPO	90
		BOND	97
		HAZ	293

試験温度 : 0 ℃

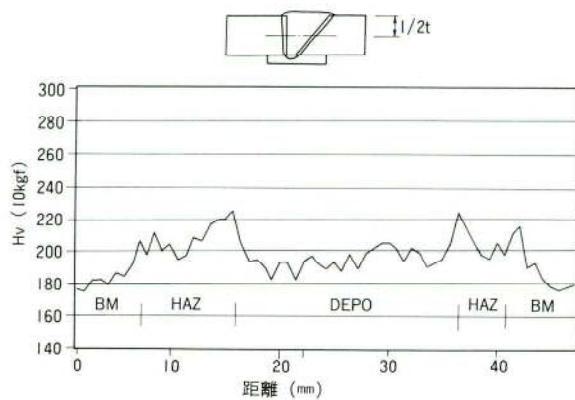


図-10a CO<sub>2</sub>半自動1/2t硬さ分布図

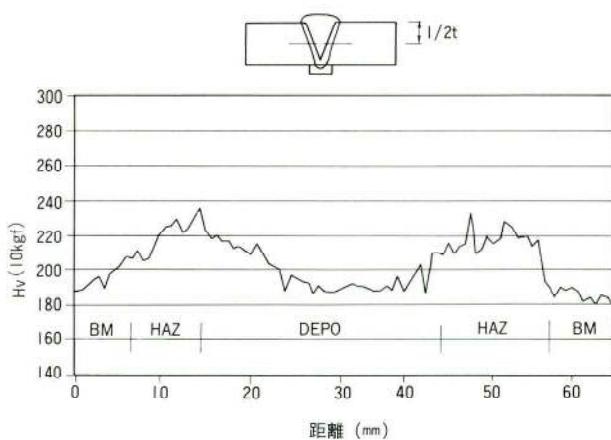


図-10b 2電極サブマージ溶接1/2t硬さ分布図

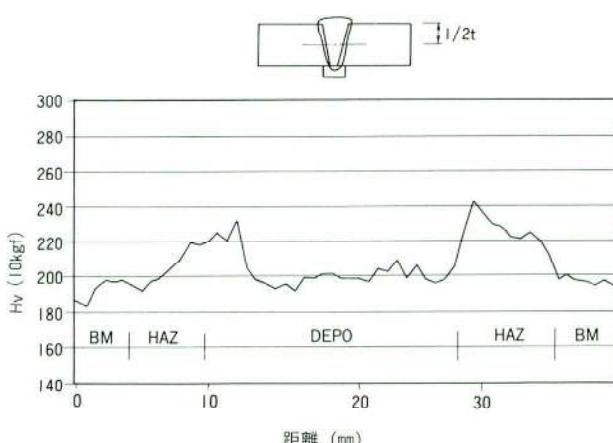


図-10c 炭酸ガス自動溶接1/2t硬さ分布図

## (6) 衝撃試験

試験結果を表-13に示す。

2電極サブマージアーク溶接の熱影響部において、他の部位より低い値を示しているが、全て要求性能を満足している。

## 6.まとめ

以下に今回の試験において確認できたことを述べる。

母材特性について

- 1) 炭素当量は高目であるが、溶接され感受性組成は低く抑えられている。
- 2) 常温においての母材の機械的性質は一般鋼と同等の性能を有している。
- 3) 高温耐力は常温時の2/3以上を満足している。
- 4) ガス切断性は一般鋼と比較し、切断速度が若干遅くなるが、切断面の品質は特に問題ない。

溶接性および溶接部機械的性質について

- 1) 適正な電流、電圧等の溶接条件は、一般鋼の溶接と

なんら変わらない。

- 2) 耐溶接われ性能は一般鋼より良好である。
- 3) 常温における溶接継手および全溶着金属の引張強度は一般鋼と同等の性能を有している。
- 4) 溶接継手部の高温耐力は常温時降伏点の2/3以上を満足している。また、溶着金属の高温耐力も要求性能を満足している。
- 5) 2電極サブマージ溶接の熱影響部において、吸収エネルギーは低い傾向にあるが、溶接継手の各部位の吸収エネルギーは要求性能を満足している。

F R鋼の常温時、高温時の母材性能、溶接継手部の性能は所定の機械的性能を十分満足し、溶接性、ガス切断性等の施工性も良好な結果であり、鉄骨建築用鋼材に使用するのに特に問題はないことが確認できた。

## 7. 今後の課題

以上、F R鋼の母材特性、ガス切断性、溶接性および継手性能についての試験結果を報告した。今後、実大ボックス柱を製作し、製作上の縮み代、加熱矯正等の一般鋼との相違を確認したいと考えている。また今回報告されていないエレクトロスラグ溶接部の機械的性質についても試験を行う予定である。

また、予熱については、実施工が気温の低い時期に行われる場合、板厚が今回の供試材より更に厚くなる場合

は予熱管理が必要であると考えられる。今後の課題の一つである。

最後に、本研究を行うに当たりご協力を頂いた新日本製鐵株式会社及び日鐵溶接工業株式会社の関係各位に心よりお礼申し上げます。

### 〈参考文献〉

- 1) 建築構造用耐火鋼材（F R鋼）の開発について  
日本建築センター：ビルディングレター  
90. 9 P17~24
- 2) 建築構造用耐火鋼材（F R鋼）鉄構技術  
1989年7月号 VOL. 2 No.13
- 3) 建築構造用耐火鋼材（F R鋼）日経アーキテクチュア 1989年10月16日号 P.85~91
- 4) PROCTER & GAMBLE FAR EAST, INC.  
JAPAN HEAD QUARTERS and TECHNICAL CENTER に用いる、SM520B-NFR鋼の開発および性能確認試験 鉄構技術 1991年9月号 VOL. 4 No.39
- 5) 新日鐵の建築構造用耐火鋼材 F R鋼 Cat. No. ST 104 新日本製鐵(株)
- 6) 建築用厚手耐火鋼板 SM520B-NFR t=100mm  
新日本製鐵(株)
- 7) 建築用耐火鋼板の製造実績 新日本製鐵(株)
- 8) 鉄骨建築用耐火鋼材（F R鋼）用ニッテツ溶接材料について 日鐵溶接工業(株)
- 9) 日本規格協会：JISハンドブック鉄鋼1992、溶接1992

# 高力ボルト溶接併用継手における高力ボルトに対する溶接の影響

## Effect of Welding on a Joint in which High-Strength Bolts Are Used in Combination with Welding

鳴沢明雄\* 中野秀二\*\* 大月真一\*\*\*  
*Akio NARUSAWA Shuji NAKANO Shinichi OHTSUKI*

### Summary

Tests on full-scale specimens revealed that in joints in which highstrength bolts are used in combination with welding, a technique which has become common recently for the field joining of columns and beams, welding heat causes a loss of axial tension in the bolts.

Accordingly, tests will be conducted on more specimens to understand the influence of this phenomenon on whole structures and to establish countermeasures.

### 1. はじめに

純鉄骨構造の柱一梁の現場継手は、従来高力ボルト摩擦接合であったが溶接技術の向上、溶接材料、機器の進歩によりここ十数年来フランジを溶接、ウェブを高力ボルト摩擦接合の併用継手が主流となってきた。

この現場継手は、施工に当たりウェブ面の高力ボルト本締め後、下フランジ・上フランジの順に溶接を行っている。これは拘束状態で溶接することとなりウェブ面の高力ボルト軸力に影響を与えるものと思われる。又溶接のために明けるスカラップも、下フランジ側はかなりの断面欠損になっており、このスカラップの影響も考えて実際の継手の試験体を用いて、その挙動を確認したものである。

### 2. 試験体

試験体の柱は梁接合部分を□-400×400×19×19 (S M490) とし、両端をBH-400×400×25×35 (S M490)、梁はBH-500×250×9×19 (S M490) 及びRH-500×250×9×19 (S M490) を用いた。試験体の種類を表-1に、試験体の形状と寸法を図-1に、梁継手部の詳細を図-2にしめす。

表-1 試験体の種類と名称

試験体	梁	スカラップ
No. 1	BH-500×250×9×19 (SM490A)	有
No. 2		無
No. 3	RH-500×250×9×19 (SM490A)	有
No. 4		無

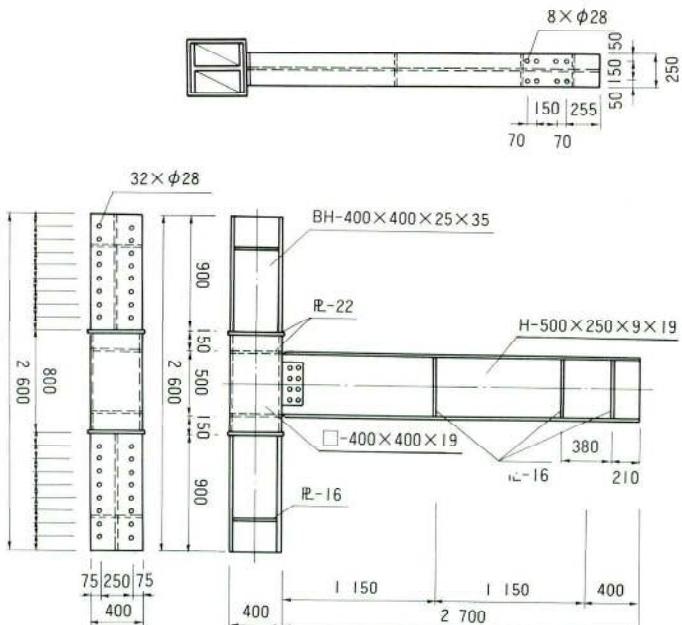


図-1 試験体の形状・寸法

\* 松本工場製造部生産技術課課長  
\*\* 松本工場製造部生産技術課課長代理

\*\*\* 松本工場製造部生産技術課副主任

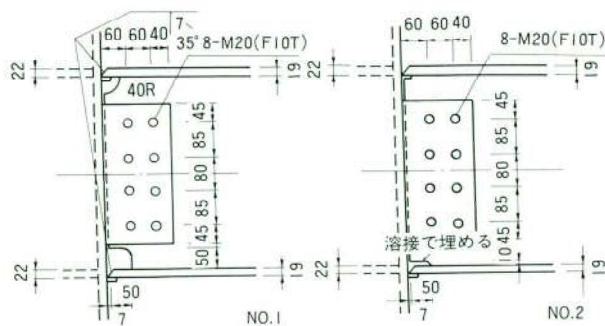


図-2 梁継手部の詳細

### 3. 実験方法

柱と梁を写真-1の様に固定してから梁ウェーブ面の高力ボルトをトルクコントロール法により締め付ける。

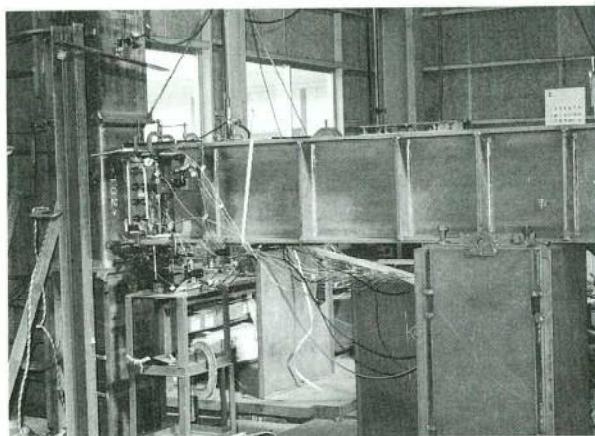


写真-1 試験体固定状況

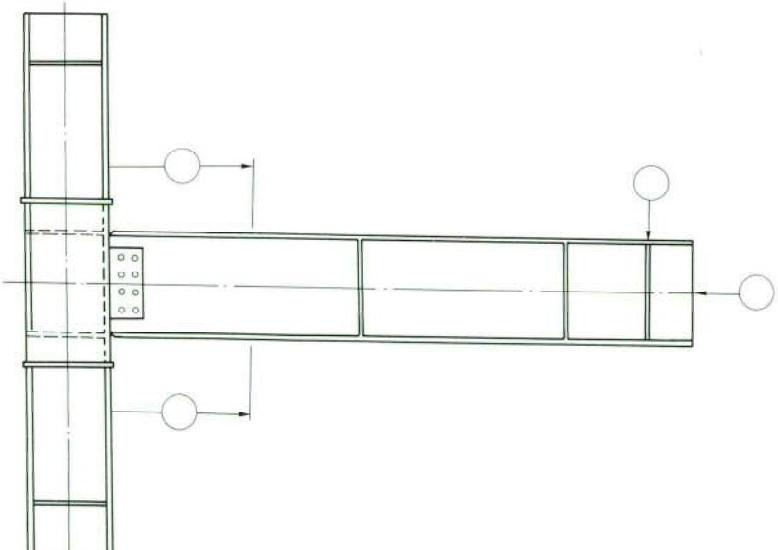


図-3 変位計セット位置

最初にトルクレンチでトルク1500kg・cmで内側のボルトの上より下、外側のボルトの上より下の順で一次締めを行った。次に標準ボルト張力18.2tに相当する4840kg・cmのトルクで二次締めを一次締めと同じ方法により行った。締め付け完了後炭酸ガス半自動溶接により梁下フランジ、上フランジの順に溶接をして完了とした。

### 4. 測定方法

変形、歪、温度について測定を行った。変形については、梁の縮み、角変形を測定し図-3に変形測定計のセット位置を示す。歪は継手部近傍の梁フランジ、ウェブ、ガセットと高力ボルトの軸力を測定するため、一方向ゲージ17枚、二方向ゲージ2枚、三方向ゲージ3枚、ボルト軸力ゲージ8枚計30枚を用いた。温度は梁上、下フランジの溶接線に近い位置とボルト4本を測定した。図-4に歪ゲージ貼付位置と熱電対セット位置を示す。その状況を写真-2に示す。

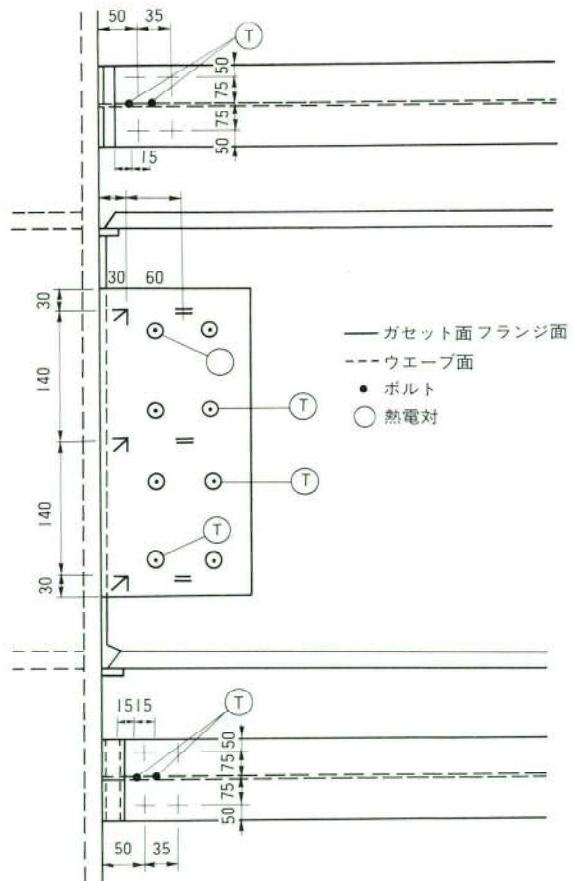


図-4 歪ゲージ貼付位置と熱電対セット位置

表-2 軸力測定結果

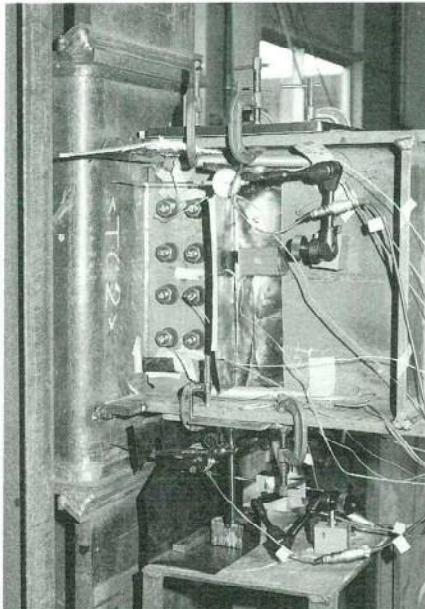


写真-2 測定状況

## 5. 実験結果

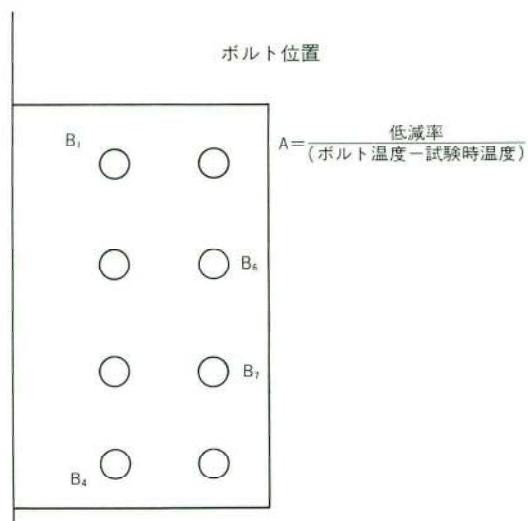
染ウェブの高力ボルト本締め後フランジを溶接することにより、高力ボルト摩擦接合の耐力すなわち高力ボルトの軸力に及ぼす影響は、実験結果より時間が経過するにつれて低下しているのがわかる。表-2に600分までの軸力測定結果をしめす。これによると軸力は全体的に溶接開始直後より上昇し、ボルトの温度が上昇するにつれて下がりボルトの温度が最高になった時点から軸力低下の傾向は小さくなる。その状態を図-5に示す。これは溶接熱によりウェブが膨張しその反力としてボルト軸力が上昇しているもの推察される。ウェブに伝わった熱は座金を通じてボルト軸部にも伝わりボルトが線膨張する。それまでウェブの膨張で張りつめていた軸力がボルトの膨張につれて低下する。その量はボルト伝わった温度によって高い時は軸力低下が大きく、低い時は小さい。言いかえればボルトに伝わった最高温度で軸力低減が決まってしまうと言える。図-6にNo.3、No.4の試験体のボルトの最高温度と熱の影響が安定した60分後の低減率をしめす。

No.1 スカラップ有										
ボルト	導入軸力	軸力変化 N				低減率 %				
		下フランジ 溶接終了後	上フランジ 溶接終了後	30分後	60分後	600分後	下フランジ 溶接終了後	上フランジ 溶接終了後	30分後	60分後
B1	2870	2873	2737	2442	2298	2207	100.1	95.4	85.1	80.1
B2	2829	2827	2718	2498	2470	2416	99.9	96.2	88.3	87.3
B3	2873	2877	2604	2525	2490	2428	100.1	90.6	87.9	86.7
B4	2844	2833	2517	2466	2420	2147	99.6	88.5	86.7	85.1
B5	2900	2897	2874	2460	2328	2267	99.9	99.1	84.8	80.3
B6	2870	2890	2947	2857	2640	2311	100.7	102.7	99.5	91.9
B7	2884	2918	2841	2711	2574	2367	101.2	98.5	94.0	89.2
B8	3046	3040	2511	2486	2466	2087	99.8	82.4	81.7	80.9

No.2 スカラップ無										
ボルト	導入軸力	軸力変化 N				低減率 %				
		下フランジ 溶接終了後	上フランジ 溶接終了後	30分後	60分後	600分後	下フランジ 溶接終了後	上フランジ 溶接終了後	30分後	60分後
B1	2875	2906	2865	2453	2248	2171	101.1	99.6	85.3	78.2
B2	3010	3140	3177	3115	2640	2501	104.3	105.5	103.5	87.7
B3	2752	2914	2694	2588	2344	2257	105.9	97.9	94.0	85.2
B4	2877	2793	2509	2402	2198	2127	97.1	87.2	83.6	76.4
B5	2814	2826	2788	2577	2293	2085	100.4	99.1	91.6	81.3
B6	2825	2861	2841	2739	2469	2353	101.2	105.6	96.9	87.4
B7	2870	2983	2852	2698	2499	2351	103.9	98.4	94.0	87.0
B8	2777	2695	2462	2443	2118	2036	97.0	88.7	87.9	76.3

No.3 スカラップ有										
ボルト	導入軸力	軸力変化 N				低減率 %				
		下フランジ 溶接終了後	上フランジ 溶接終了後	30分後	60分後	600分後	下フランジ 溶接終了後	上フランジ 溶接終了後	30分後	60分後
B1	2790	2823	2823	2310	2266	2201	101.2	101.2	82.8	81.2
B2	2610	2742	2864	2867	2519	2120	105.1	109.7	109.8	96.5
B3	2698	2847	2841	2625	2396	2180	105.5	105.3	97.3	87.1
B4	2752	2663	2445	2228	2220	2097	95.7	88.8	80.4	80.4
B5	2823	2885	2818	2773	2415	2193	102.2	98.8	98.2	85.5
B6	2657	2677	2667	2663	2314	2151	100.8	100.4	100.2	90.8
B7	2672	2692	2620	2600	2426	2181	100.7	98.1	97.3	88.8
B8	2667	2645	2323	2184	2172	2044	99.6	87.1	81.9	81.4

No.4 スカラップ無										
ボルト	導入軸力	軸力変化 N				低減率 %				
		下フランジ 溶接終了後	上フランジ 溶接終了後	30分後	60分後	600分後	下フランジ 溶接終了後	上フランジ 溶接終了後	30分後	60分後
B1	2763	2803	2633	2614	2420	2094	101.4	95.3	94.6	87.6
B2	2787	2914	2982	2879	2519	2346	104.5	106.9	103.3	90.4
B3	2741	2858	2715	2678	2461	2305	104.2	99.1	97.7	89.8
B4	2790	2707	2445	2486	2324	2053	97.0	87.6	89.1	83.3
B5	2833	2871	2848	2701	2327	2116	101.3	100.4	95.3	82.1
B6	2807	2883	2856	2779	2521	2324	102.7	101.7	99.0	89.8
B7	2655	2740	2519	2383	2304	2131	103.2	94.9	89.8	86.8
B8	2714	2605	2455	2433	2208	1955	95.9	90.5	89.6	81.3



NO.3, NO.4のボルトの温度と60分後の低減率

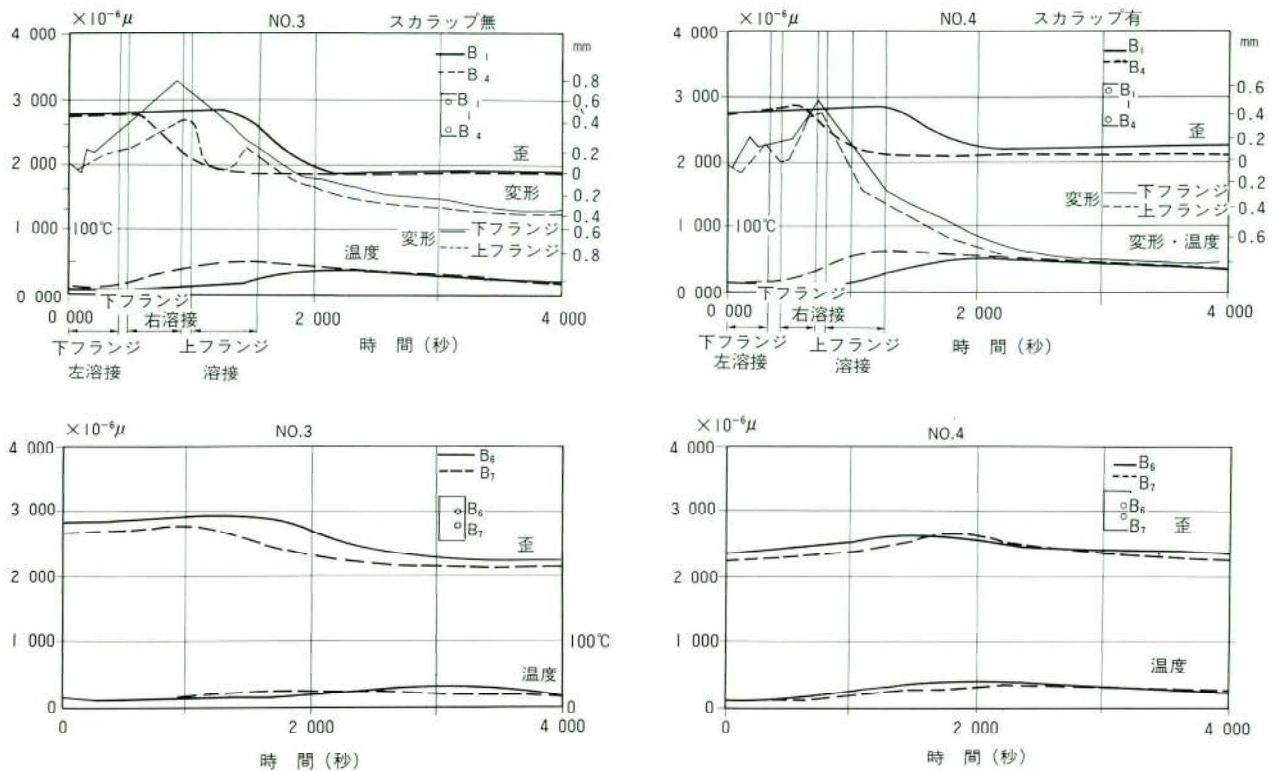


図-5 No. 3、No. 4 試験体のB1、B4、B6、B7の温度、軸力と梁の変位置

今回全てのボルトについて温度測定しなかったので詳細は不明であるがボルトの温度と軸力低下の関係については何らかの相関があると思えるので引き続き実験をすることにする。梁の変位は図-5に示してあるがこの時の梁のウェブの歪とガセットの歪を図-7、図-8に示す。これによるとウェブの歪は溶接が開始されると溶接に近い方が急激に引張り力が働き溶接が終了すると圧縮力が働きはじめる。又ガセットはウェブの歪を拘束するためウェブと逆の状態を示している。歪の変化が少くなり始めた60分後のウェブとガセットの歪を比べてみるとほぼ同じくらいで相対しているが差は継手に残留応力として残っているものと思われる。

スカラップによる影響としてはボルトに伝わる熱はス

No. 3 (スカラップアリ)		No. 4 (スカラップナシ)			
	ボルトオンド	ティゲンリツ	ボルトオンド	ティゲンリツ	
B1	67.7	81.2%	B1	75.5	87.6%
B6	36.0	90.8	B6	40.2	89.8
B7	37.1	88.8	B7	45.5	86.8
B4	71.3	80.4	B4	79.8	83.3

図-6 No. 3、No. 4 試験体のボルト温度と60分後の低減率

カラップ無しの方が高くそれに伴い軸力の低下も大きくなっている。又ウェブとガセットの歪はスカラップ有りの方が大きい値を示している。溶接による収縮量はスカラップ有りの方が0.8mm、スカラップ無し0.4mmとなっている。

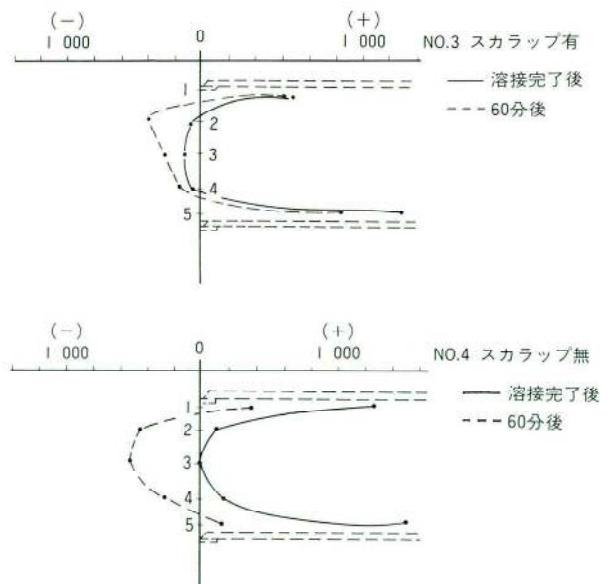


図-7 ウエーブの歪

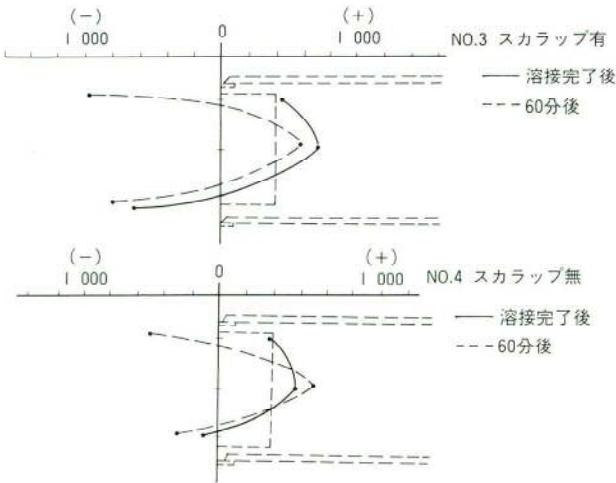


図-8 ガセットの歪

## 6. 考察

柱一梁の現場溶接を想定して実大試験体により高力ボルト摩擦接合部に対しフランジ溶接の及び、スカラップの有無による影響についてボルト軸力、温度、接合部の歪、及び取縮を測定した。これらより得られた結果をまとめてみると次ぎのようになる。

1) 溶接熱により高力ボルトに伝わった温度が高いほどボルト軸力は大きく低下している。これは溶接熱がウェブに伝わりボルトに伝わる時、溶接圧がそれぞれの膨張過程で一致していないために起こったものと思われる。この現象を解明するためにロードセルに高力ボルトを $28.00 \times 10^{-6} \mu$ で締め付けて、恒温槽で常温から100°Cまでのボルトの軸力変化を連続3回繰り返し測定した。その記録を図-9に示す。

これによると最初の1回目は、実験と同じ温度が上がると軸力が下がる現象を示した。温度が下がっても軸力は回復せず2回目以降は温度が上がると軸力も上がる膨張現象を示した。ロードセルも同じ現象を示した。これ

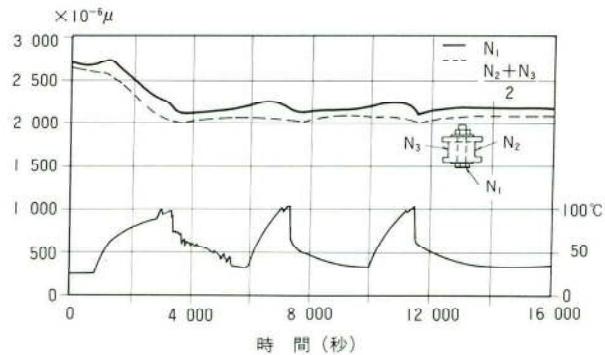


図-9 恒温槽での軸力変化

では解明に結びつかないので今後この現象をもとに追加実験をすることにして結論は次回にする。

- 2) スカラップの有り、無しが及ぼす影響は、スカラップ無しの時有りに比べて溶接による収縮は小さく又ウェブとガッセトとの残留応力も小さい。反面熱伝導が良いため高力ボルトの温度が高く軸力低下が大きくなっている。
- 3) 今回行った実験で全試験体の軸力は600分経過後で標準ボルト張力の平均で21%低下している。特に溶接に近いフランジ側のボルトは低下が大きい。

## 7. 結び

柱一梁の現場溶接継手に用いられる溶接、摩擦接合の併用継手で溶接すると高力ボルトの軸力が低下することが判った。しかし試験体数が4体と少ないうえ、温度測定点数が足りなかった等の問題もあり軸力低下の原因を究明出来ていない。今回行って不足しているデーター、解明されていない事を基に次回再度この実験を続けてていきたい。尚この実験体は信州大学、中込研究室に於いて「鋼構造柱梁溶接接合部の繰り返し曲げ実験」内の現場溶接接合部梁端の力学的性状について実験されることになっている。

# 福岡ドーム開閉式屋根鉄骨架設工事

## Steel Frame Erection for the Movable Roof of the Fukuoka Dome

西垣 登\* 野垣 正幸\*\*  
Noboru NISHIGAKI Masayuki NOGAKI

### Summary

The Fukuoka Dome is the first large movable-roof dome to be built in Japan. The dome will house the home field of the Fukuoka Daiei Hawks professional baseball team.

The roof structure consists of three roof panels of equal size supported by a steel roof framework which is 200m in diameter, dollies that support the panels and travel along the circumference of the framework, continuous ring tracks for them, and the base of the roof structure. When fully opened, the three panels are stacked. The innermost panel is fixed, and the middle and outside panels move by means of the dollies to open and close the roof. The steel framework weighs 12,000 tons and was erected using the space block technique, in which large temporary supports are used together with crawler cranes. This technique made it possible to construct the roof such that the three panels would be stacked when the roof is fully open.

### 1. まえがき

福岡ドームは、地元ダイエーホークスの新しい本拠地球場として建設されたもので、福岡市中心街西方の博多湾埋立地に位置する。この建物は、開閉可能な屋根を持つ円形のスタジアムで、野球以外にも各種のスポーツ・コンサート・集会・展示など、多目的利用に対応することができる競技場である。本報告書は、日本で初めての大規模球形開閉式ドームの屋根鉄骨架設工事の概要を記すものである。

### 2. 工事概要

このドームの構造は、直径200mの3分割された鉄骨造屋根パネルと、屋根を支持し回転走行する駆動台車並びに円環状に連続する走行路と、下部軸体となる。

全開状態の屋根パネルは3段重ねとなり、下段屋根パネルは固定で中段・上段屋根パネルの2パネルは、駆動台車により回転移動させることで開閉する仕組みとなっている。開閉時間は約20分で開口率は60%である。屋根鉄骨の架設工法は、大型仮受ベントと超大型クローラクレーンを併用した立体ブロック工法で、全開状態の3段重ね方式で架設を行った。図-1、全体構造図、図-2に屋根パネル骨組図を示す。また表-1に実施工程表を示す。

建物概要並びに施工数量等は次のとおりである。

- 1) 建築面積 72,740m<sup>2</sup>
- 2) 軒 高 地上40.08m
- 3) 最高高さ 地上84.0m
- 4) 屋根構造 鉄骨造(3分割開閉式)
- 5) 屋根仕上げ チタン板( $t=0.3\text{mm}$ )
- 6) 屋根全体重量 約12,400t
- 重量内訳 主要鉄骨 9300t  
二次鉄骨 3000t(木毛板含)  
チタン板 100t
- 7) 高力ボルト数量 約56万本(M22サイズ)

### 3. 構造

3枚の屋根パネルは、それぞれ中心角125°の扇型に両翼部を抜げて安定性を高めた球形曲面形状で、骨組はパラレルラメラトラス構造である。トラス高は4.0m、屋根パネル相互の弦材中心間隔は1.7mとなっている。中段・上段屋根パネルの開閉には、各々24台の走行台車が配置され、その内14台は駆動台車で、残り10台は従動台車である。

開閉方向は、中段屋根パネルが反時計廻り、上段屋根パネルは時計廻りに各々120度まで回転移動が可能である。走行路は45度に傾斜したRC造のリング形状で、走行レールは6条設置されている。下段屋根パネルは固定で、

\* 宮地建設工業㈱ 東京支店工事第2部計画二課課長補佐

\*\* 宮地建設工業㈱ 大阪支店工事部課長補佐

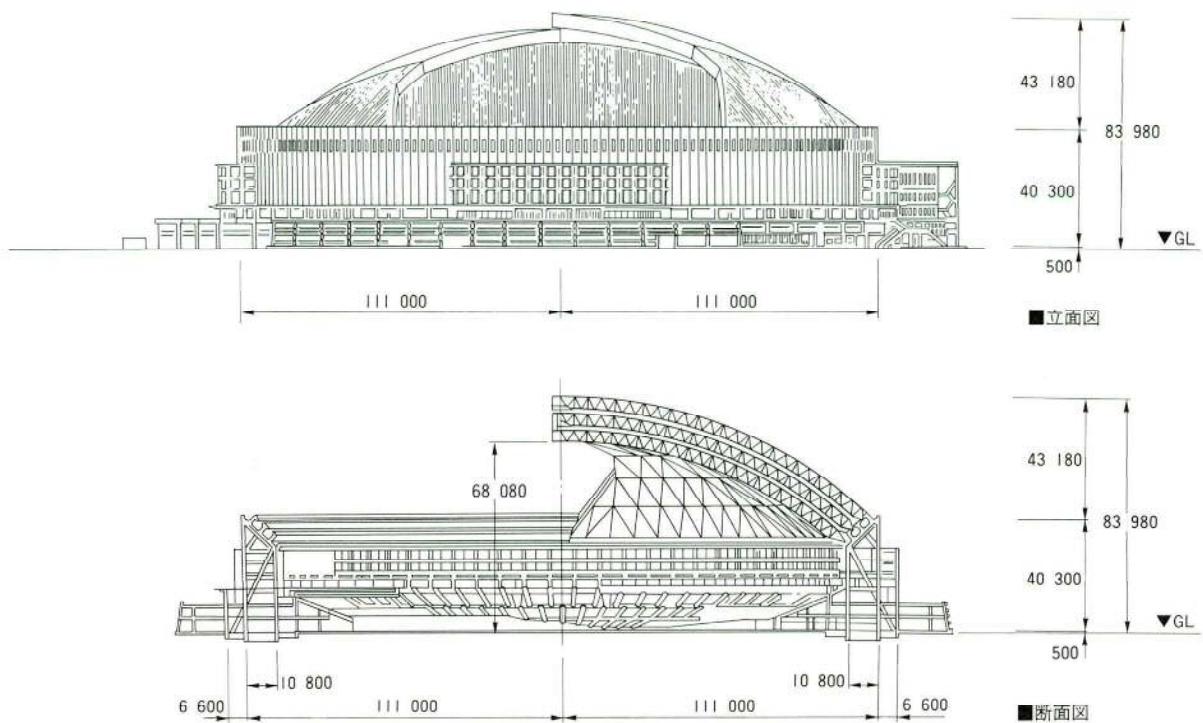
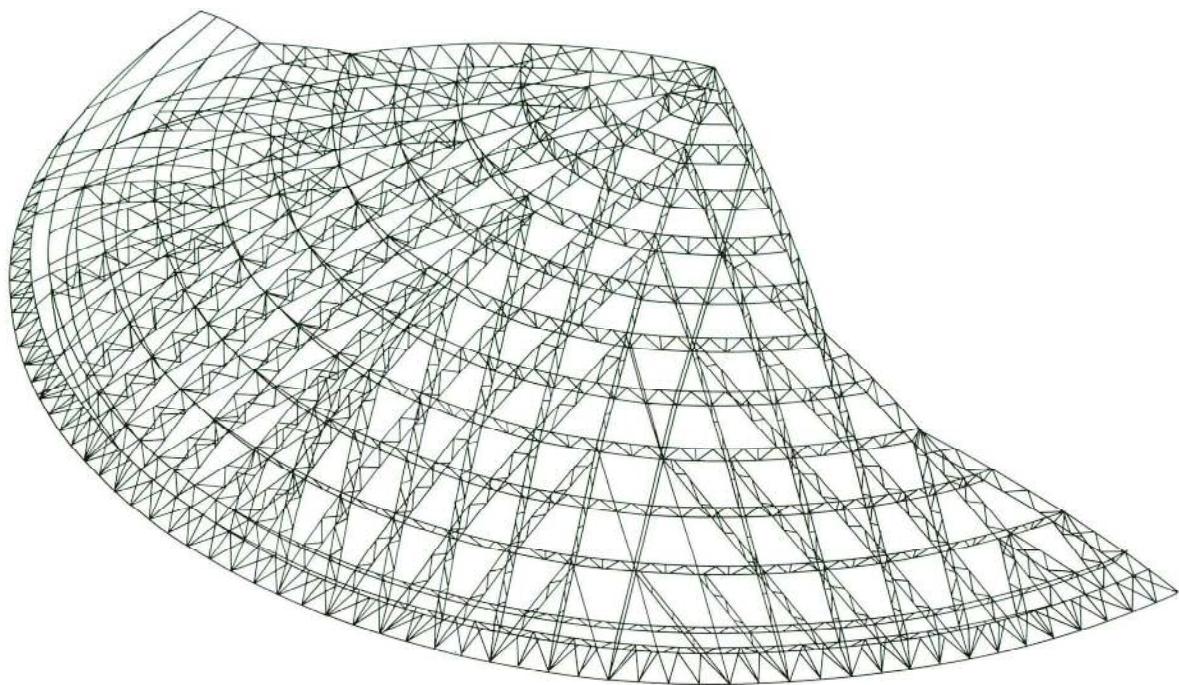


図-I 全体構造図

表-I 実施工程表

	1991		1992											
	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
仮受ペント組立			外周ペント(12基)			内周ペント(5基)			中央ペント(1基)					
面組及び立体ブロック組立														
A工区架設			下段屋根パネル	中段屋根パネル	上段屋根パネル				(下)	(中)	(上)			
B工区架設									(下)	(中)	(上)			
C工区架設									(下)	(中)	(上)			
ジャッキ・ダウン												■		
仮受ペント解体他												■		

立体図



平面図

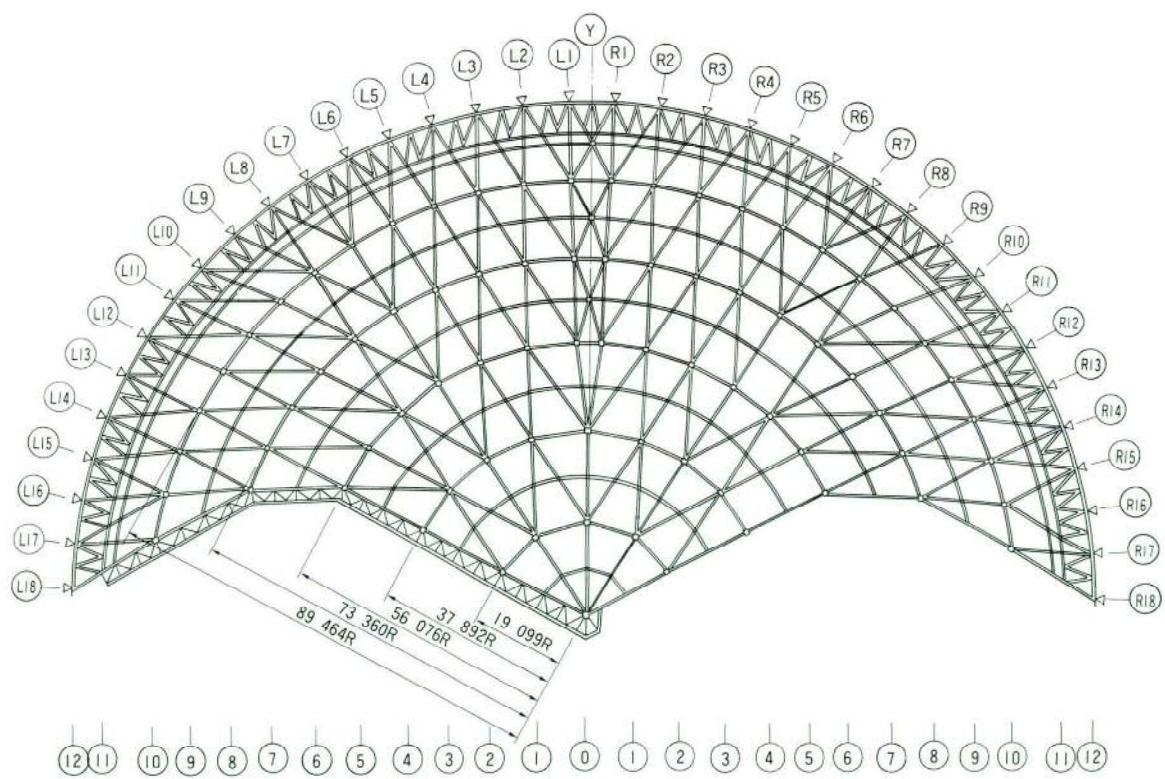


図-2

屋根の基部にヒンジ支承を36台配置し、下部軸体に固定されている。また各屋根パネル先端には、上下方向の動きを拘束するための制振ダンパーが設置されている。全開・全閉状態平面図を図-3に示す。

#### 4. 架設工法の選定と架設概要

##### 4-1 架設工法の選定

- 架設工法を選定するにあたり留意した条件を列記する。
- 1) 工事ヤードは、各種作業が重複するため使用スペースは限定される。
  - 2) 全体工期24ヶ月の内、屋根鉄骨架設工事は約10ヶ月で架設の難しさからみて非常に短い。
  - 3) 屋根鉄骨トラスは、製作工場より単部材で搬入される。
  - 4) 屋根パネルは割球形状で、3枚のトラス骨組は1点の球芯方向にむいており、すべての部材が傾きを持った複雑な構造である。
  - 5) トラス骨組は、比較的「柔」で変形しやすく、中段・上段屋根パネル付き走行台車は、ブレーキが解放されているため移動防止を施す必要がある。
  - 6) 仮受ベント設備は、高さ40mから60mと非常に高く設備工事に多くの危険性を伴うため、できるだけ少なくする。

以上の条件を考慮し、総合的に判断した結果、屋根パネルを全開状態（3段重ね）にした大型仮受ベントと超大型クローラクレーンの併用による立体ブロック工法を選定した。この併用工法の選定理由は次の通りである。

- 1) 3段重ねで組立てることにより、作業スペースを少なくすることができる。またパラレルラメラトラス構造の骨組特性を利用し、大型仮受ベントの使用基数を少なくできる。
- 2) 地上で面材並びに立体ブロックに組立てることにより、高所作業を大幅に低減でき、作業の効率化と安全性の向上をはかることができる。  
しかし、この工法には次の様な不安要因もあった。
- 1) 走行軸体側から順に、3段重ねに積上げるため走行路工事・レール敷設工事・走行台車据付け工事等の技術的難度の高い工事が、クリティカルパスとなり作業条件が繁雑になる。
- 2) 屋根パネルを中途半端な形状で、3段重ねすることにより形状調整並びに管理が難しくなる。  
しかしながら、事前に綿密な架設計画を進め、様々な問題点を解決すべく検討を行った。

##### 4-2 架設概要

下部軸体の施工に合わせて、準備作業として超大型クローラクレーン（450t～650t吊）走行範囲の地盤補強並びに大型仮受ベント基礎杭等の施工を進め、各種の埋

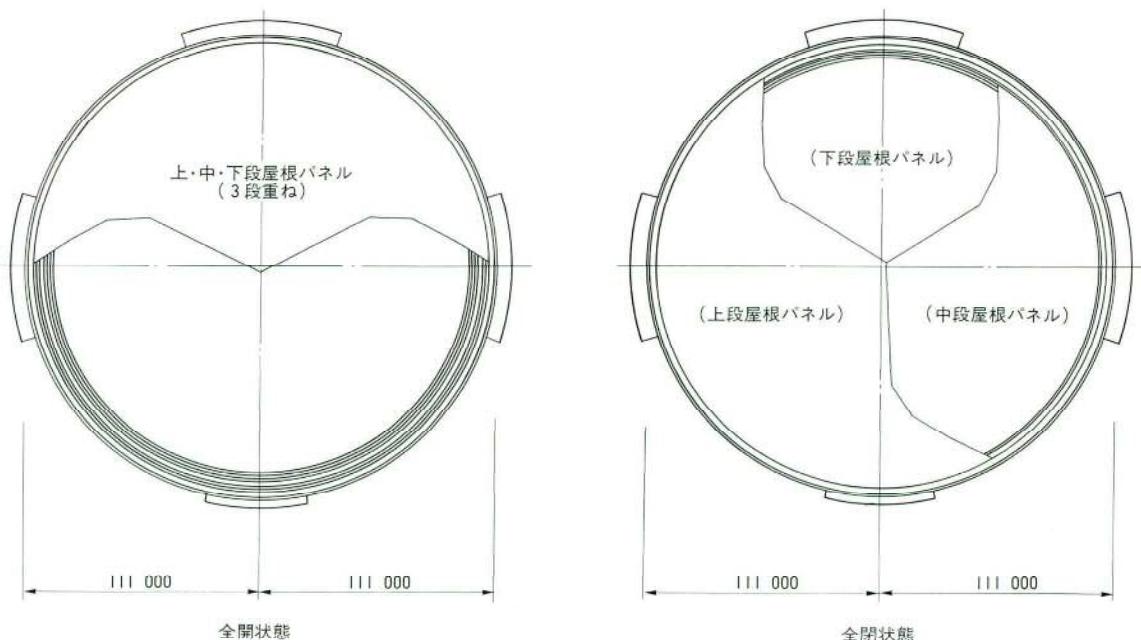


図-3 屋根パネル全開・全閉状態平面図

設金具類も併行して軸体及びアリーナ内に埋設した。架設順序は、まず単部材で搬入されたトラス部材を面材組立ヤードで面組みし、高力ボルトの締付け・仕上げ塗装まで行った後、アリーナ内へトレーラーで運搬して立体ブロックに組立てた。架設は図-4に示すように3工区に分け、超大型クローラクレーンを用いてA工区より順に、下段→中段→上段屋根パネルの順に積重ねて架設を行った。また各工区の先端部分には、予め大型仮受ベント並びに仮受架台を設置し支持できる構造とした。安全設備として、落下防止用ネットを各工区の最下段下面全面に展張し、ワイヤープリッジを作業通路とした。A～C工区の架設が完了したら、上段屋根パネルより順にジャッキダウン（走行台車反力解放含）を行い、仮受ベントの反力解放を行った。形状管理は面材組立時・立体ブロック組立時・各工区架設時等の段階において、直接テープ測定又は光波を用いた三次元計測を実施し形状寸法の確認をした。図-4に架設要領図を示す(写真-1)。



写真-1

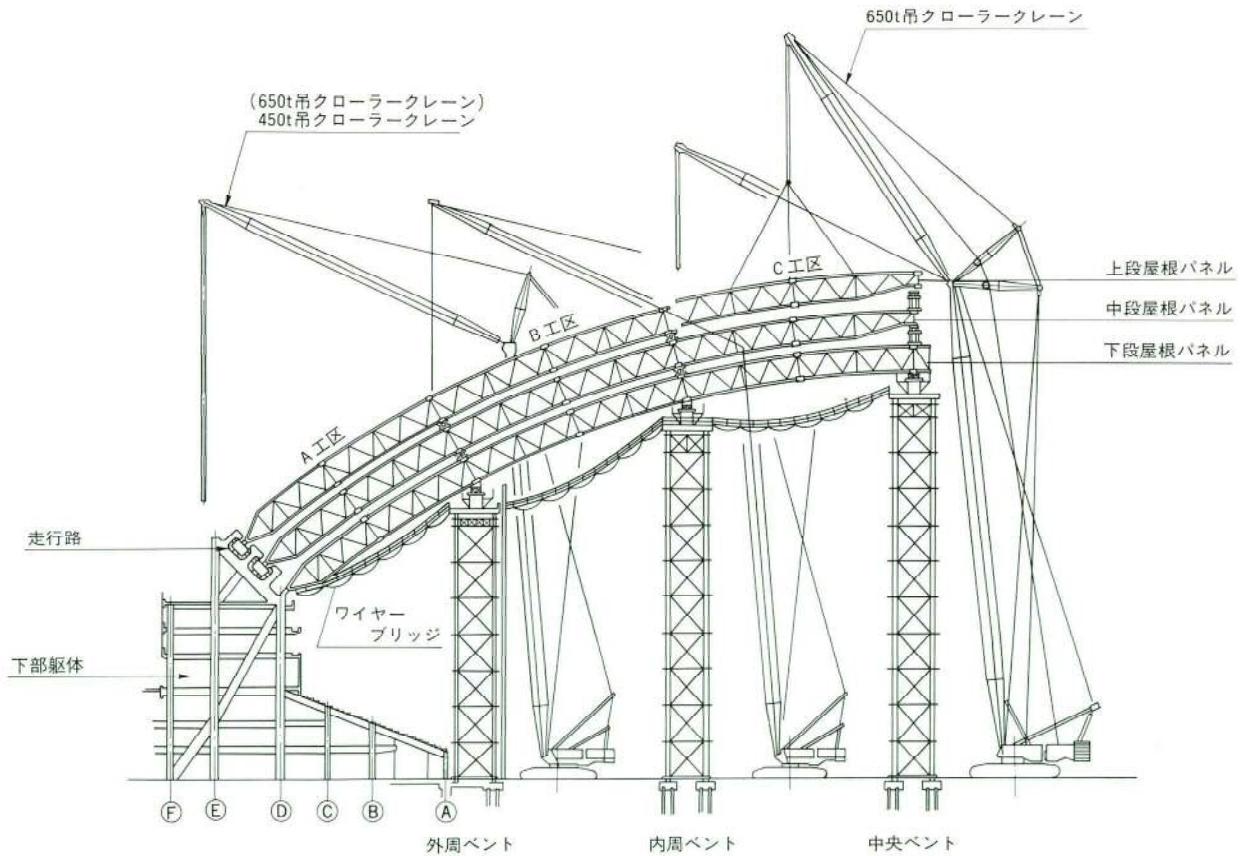


図-4 架設要領図

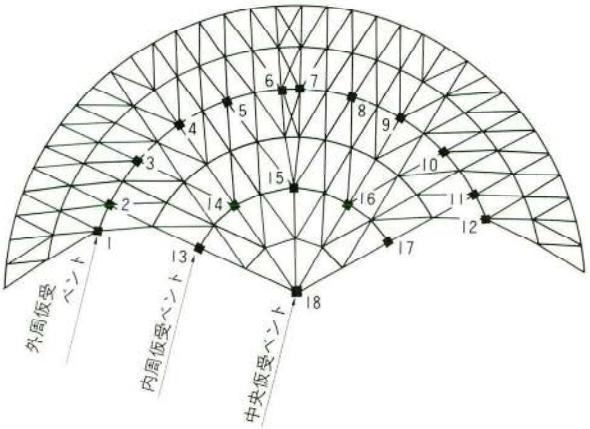


図-5 仮受ベント配置平面図

## 5. 大型仮受ベント設備

架設設備の中で最も大規模かつ大重量の設備で、A工区に12基（外周ベント）、B工区に5基（内周ベント）、C工区に1基（中央ベント）で合計18基の大型仮受ベントを架設順序に合わせながら組立てた。仮受ベントは4本（一部8本）の鋼管又は角型支柱と水平材・斜材で組立て作用反力も平均350t前後と非常に大きいため、仮受ベント頂部に調整可能な油圧ジャッキを4台ずつ全仮受ベントに組込み、リアルタイムに反力測定ができる管理システムを取り入れた。架設途中に於ける風荷重等による水平力に対しては、控ワイヤーロープを用いて転倒を防止するものとした。図-5に仮受ベント平面配置図、図-6に仮受ベント構造図を示し表-2に各仮受ベント作用反力値（実測値）を示す。

## 6. 面材並びに立体ブロック地組立

面材と立体ブロックの地組立は、工程の進捗を大きく左右すると判断し、全体工事ヤード使用計画の中に盛込み、面材組立ヤードはアリーナに近接して約22,100m<sup>2</sup> (170m × 130m) を確保し、メイントラス並びにサブトラスを合わせて約100面、同時に組立てできる構台を設置した。更に悪天候により組立作業が遅れることのないよう、移動式上屋を設備した（写真-2）。立体ブロックの組立は、面材をトレーラーでアリーナ内へ運び、超大型クローラクレーン作業半径内に於いて、転倒防止架台を設置し組立時の安全確保と形状調整を容易にした（写真-3）。

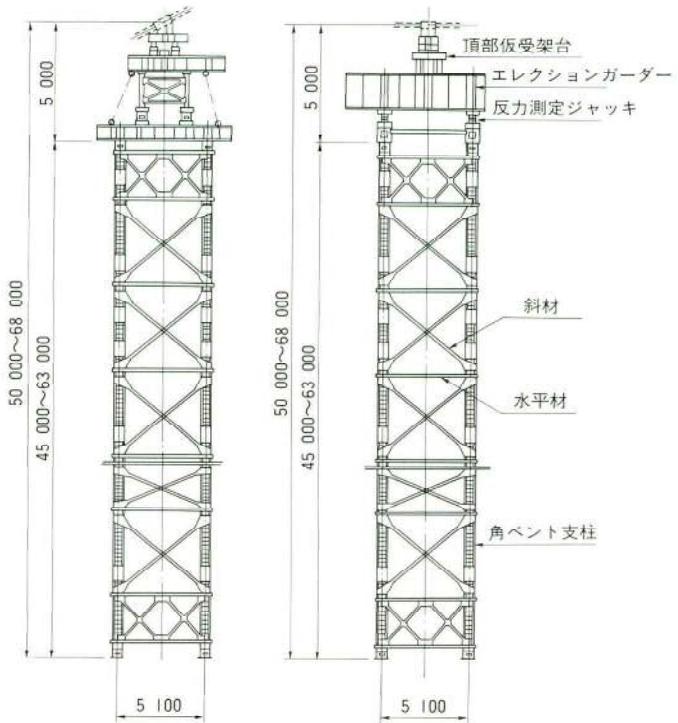


図-2 仮受ベント作用反力表

表-2 仮受ベント作用反力表

仮受ベント番号	作用反力(t)	備考
B 1	332	
B 2	346	
B 3	310	
B 4	433	
B 5	317	
B 6	306	外周ベント
B 7	316	
B 8	355	
B 9	447	
B 10	347	
B 11	327	
B 12	345	
B 13	239	
B 14	478	
B 15	405	内周ベント
B 16	444	
B 17	261	
B 18	315	中央ベント



写真-2

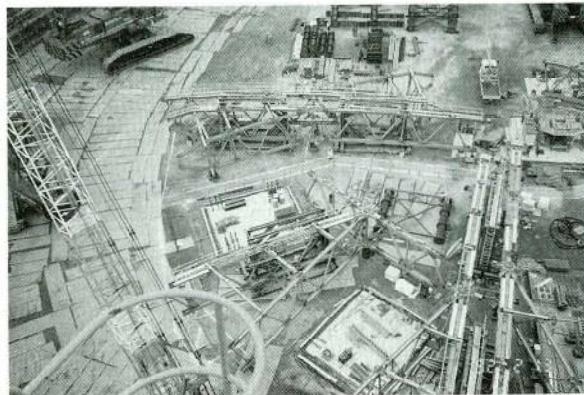


写真-3

地組立した面材並びに立体ブロックには、予め安全設備（親綱・作業通路・作業足場他）を取付け高所での危険作業を低減した。

## 7. 走行台車仮固定

中段・上段屋根パネルは、回転移動台車が配置され走行レール上の定位置に、前もって正確に仮据付けされた走行台車24台（1パネル）を仮固定し、架設時の移動防止を行った。仮固定はテンションロッド方式（図-7）と仮固定フレーム方式（図-8）があり、テンションロッド方式はA工区の架設完了後解放し、仮固定フレーム方式はジャッキダウン時まで、水平反力を拘束するものとした。

従って仮固定フレーム方式による拘束期間は、4月から10月までの7ヶ月間で、温度応力が仮固定フレーム・走行台車並びに屋根パネル下端のテンションリング等に悪影響を及ぼすことが予想されたため、仮固定フレームと走行台車の間に水平ジャッキを組込み、常時台車反力の計測と調整ができるシステムを導入し、設計値と対比しながら管理を行った（写真-4）。

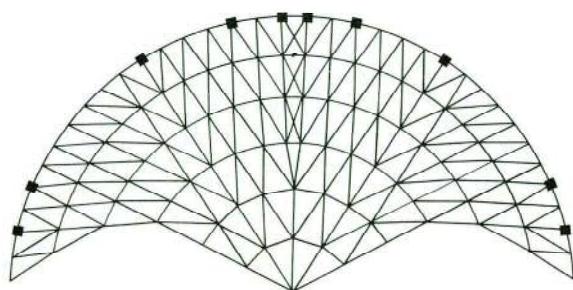
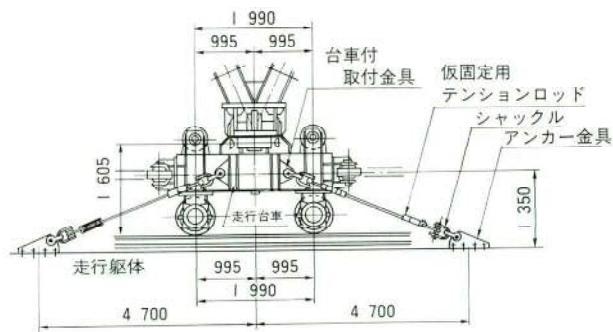


図-7 テンションロッド方式  
(10台)

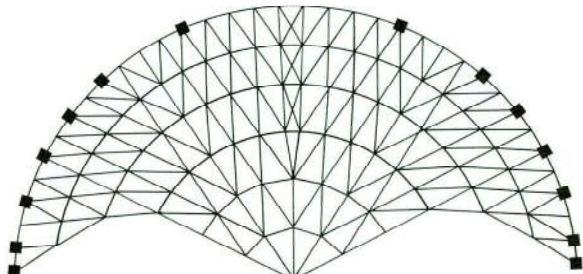
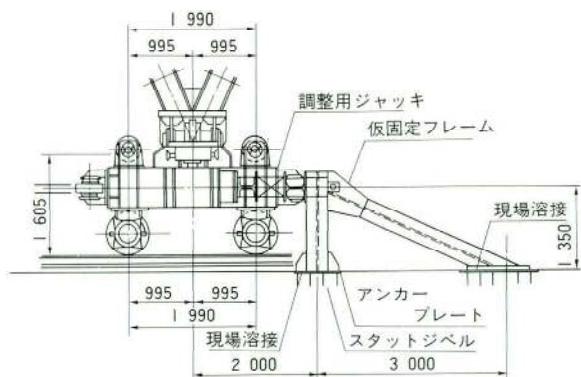


図-8 仮固定フレーム方式  
(10台)

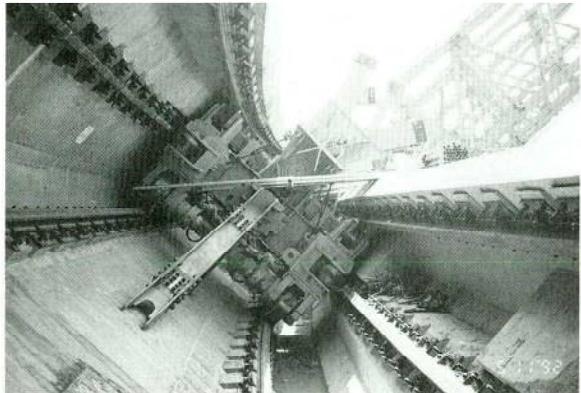


写真-4



写真-5

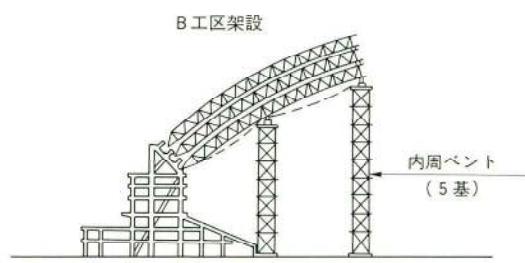
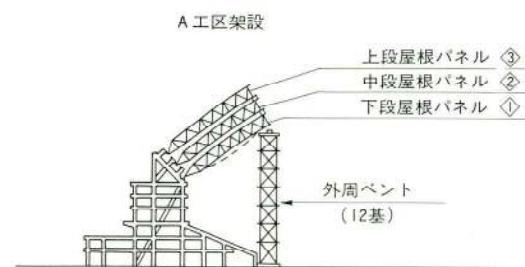


図-9 架設ステップ図

## 8. 架設

屋根パネル架設範囲の下部軸体並びに走行路の施工が終ったら、架設ステップ図（図-9）の要領で、超大型

クローラクレーンをアリーナ内に3台配置し、A工区下段屋根パネルの中央部から両翼方向にむかって、予め地組立した面材及び立体ブロックの架設を進めた。下段屋根パネルは固定で、脚部のヒンジ支承（36台）を下部軸

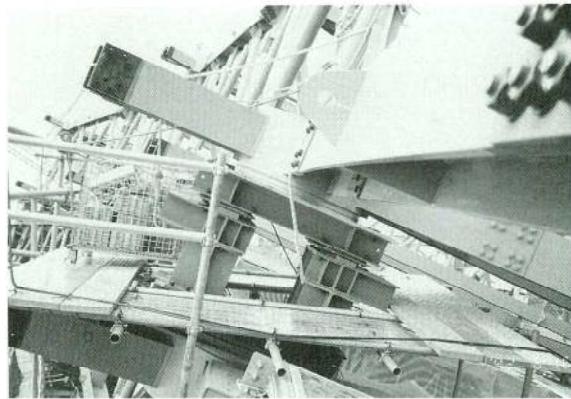


写真-6

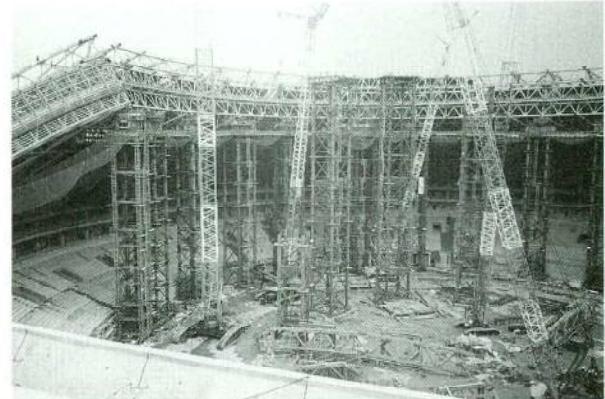


写真-8

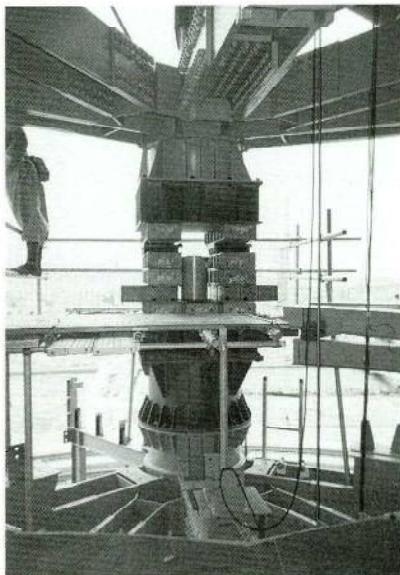


写真-7



写真-9

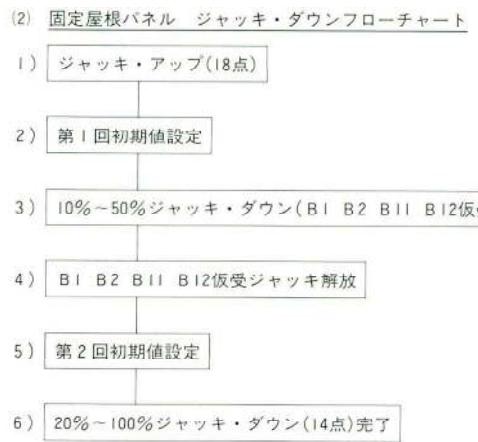
体に厳密に固定した。立体ブロック下弦材先端ノード下面に水平面を構成した仮受架台を予め工場にて取付け、各仮受ベント上部の頂部架台とボルト連結した(写真-5)。据付高の調整は、その都度油圧ジャッキ(手動式)を仮受架台と頂部架台の間に配置し、シム板を入れ替えて慎重に繰返し行った。下段屋根パネルの架設に続いて、高所添接部の高力ボルト締付け・塗装・キャットウォーク他付属物等の取付けを行い、必要以外の作業足場を解体し、母屋パネル敷設工事に順次引渡した。次に仮受ベント位置と同一節点上弦材材のノード上に、中間仮受架台を勾配なりに設置し、中段屋根パネルの立体ブロック、先端ノードを仮受けできるようにした。反力は垂直材(補強済)を介して仮受ベントに伝達できるようにした。また中間仮受架台には、乾式潤滑材を塗布した滑支承板を

組込み、温度変化による鉄骨の伸縮を吸収できる構造とした(写真-6,7)。架設は前もって仮固定された走行台車に、テンションリングを取り付け下段屋根パネルと同じ要領で、中央から両翼方向へ架設を進めた。以降B工区→C工区も同様に行なった(写真-8,9)。

## 9. ジャッキダウン

架設された屋根パネルは、仮受ベント(中間仮受架台)18点で支持し、走行台車24台(1パネル)の内、8台を仮固定フレームで拘束した状態であり、各継手部の高力ボルトを締付けその後ジャッキダウン(以降J-DNと記す)を約2週間かけて行った。J-DNは表-3フローチャートに従い、上方から上段屋根パネル→中段屋根パネル→下

表-3 ジャッキ・ダウンフローチャート



段屋根パネルの順序で行った。要領は上・中段屋根パネル（走行台車付）と下段屋根パネルで異なるが、仮受部に油圧ジャッキを設置し、遠隔集中操作方式によりジャッキを作動させ徐々にJ-DNを行い、屋根パネル自重を仮受架台から、走行台車並びにヒンジ支承部（固定）に移行し反力解放を行った。油圧ジャッキの配管は対称位置にある反力は、ほぼ同じであるため同一回路とし図-10の要領で配管した。

#### 9-1 上段屋根パネル（中段屋根パネル）

上段屋根パネルのJ-DN前に、走行台車仮固定フレーム(8台)の架設時反力を一旦解放し再拘束した。J-DN用の油圧ジャッキは、中間仮受架台のセンターに挿入し、ノード中央にジャッキヘッドが当るよう球芯方向にむけて設置した。また屋根パネルをJ-DNすると、天頂(x)・円周方向(y)に大きく変位量が発生するため、ジャッキヘッドとノード間にスライド板を組込み、水平力(水平移動)を解放できるようにした。J-DNを開始するにあたり、リハーサルを実施し人員配置・連絡合図・作業手順等について事前確認を行った。作業はまずJ-UPをして、反力をジャッキに移動し初期値設定を行い(表-4)、次に中間仮受部のシム板を少しづつ抜取りながら、初期値の30%反力解放を10%毎一斉に行った。ただし外周ベントの両翼部(B1, 2, 11, 12)の4点は、屋根骨組特性より浮上りが発生し、反力が減少するため手動ジャッキを配置し仮受状態とした。またJ-DNを行うことにより走行台車(ブレーキ解放)は、円周方向に変位するため台車仮固定フレーム(8台)の水平反力が増加し耐力不足

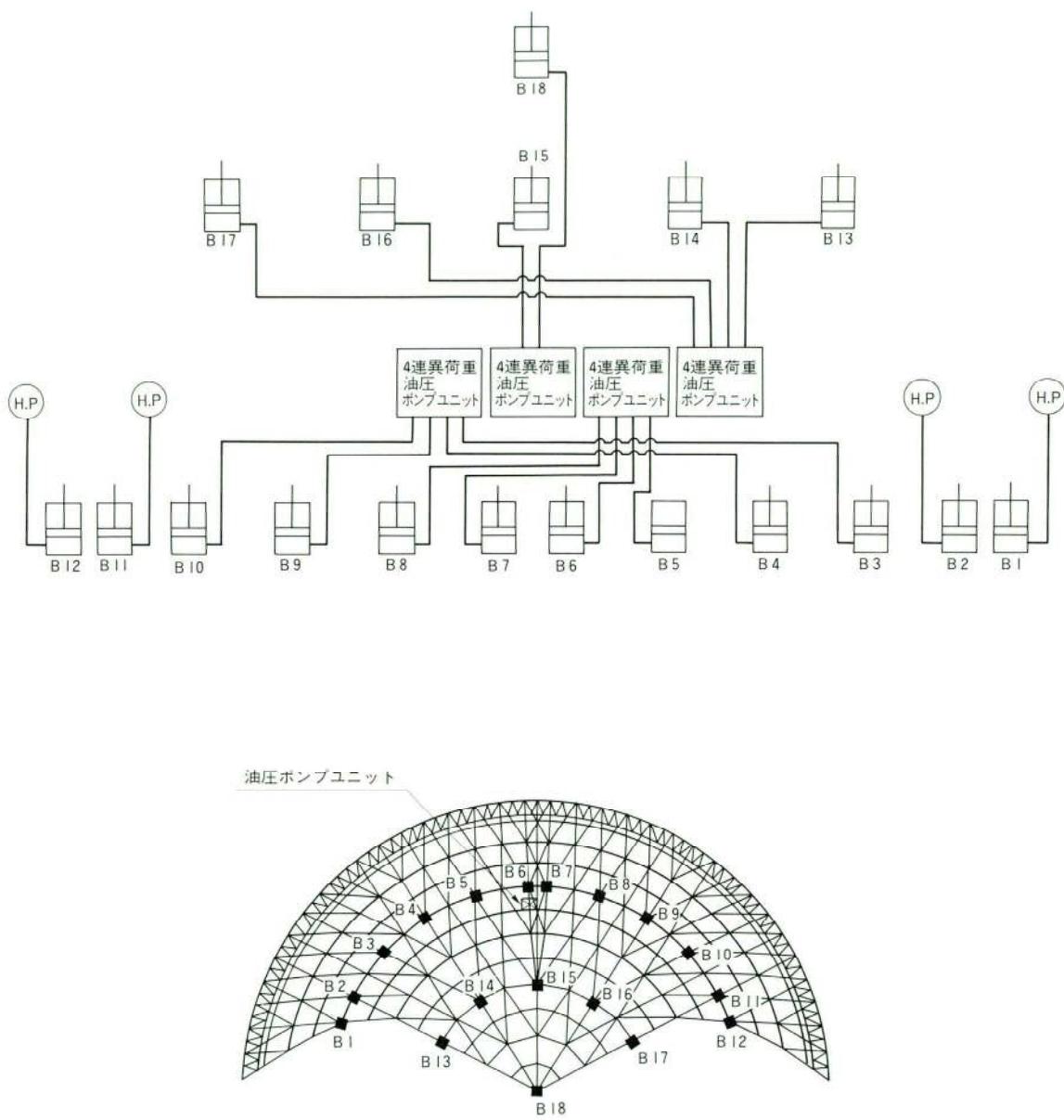


図-10 (I) 仮受部ジャッキ配管系統図

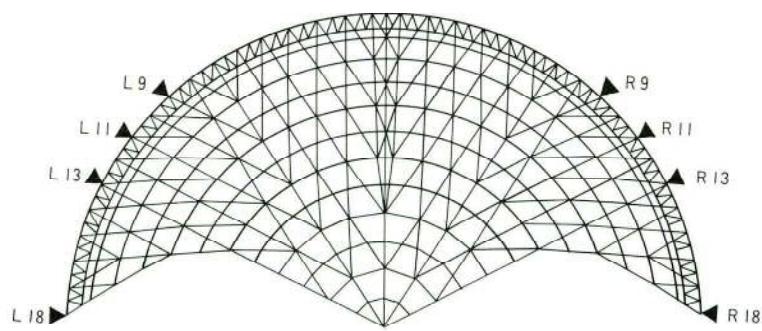
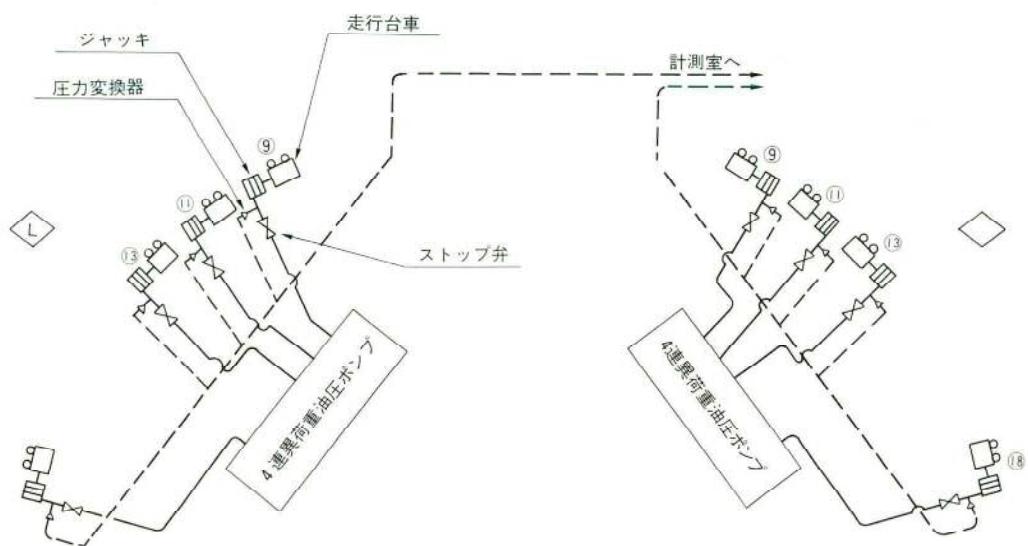
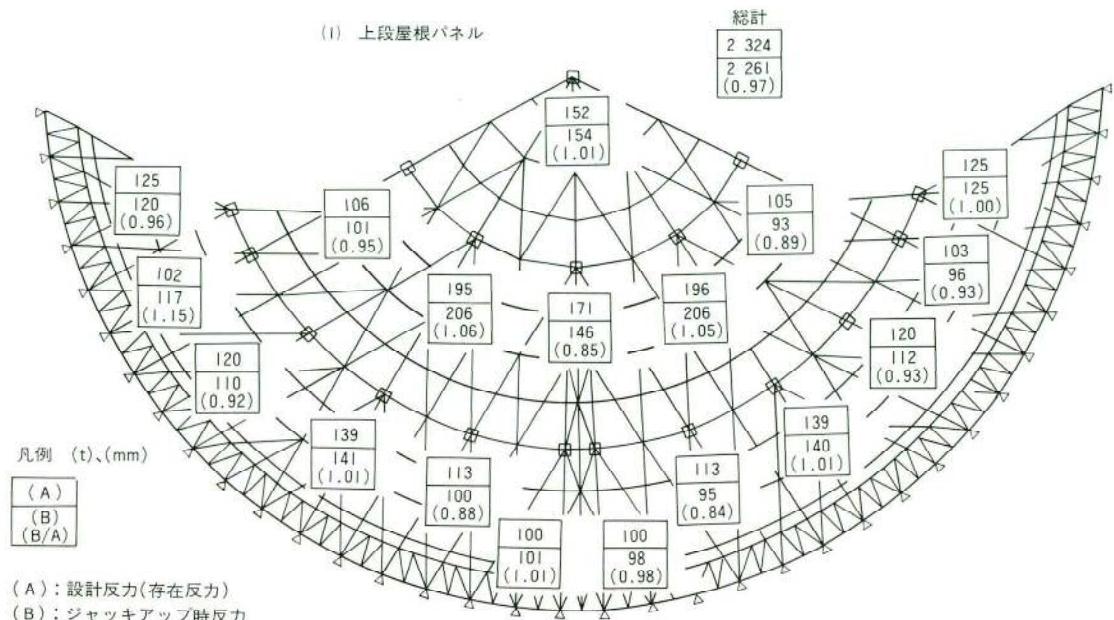
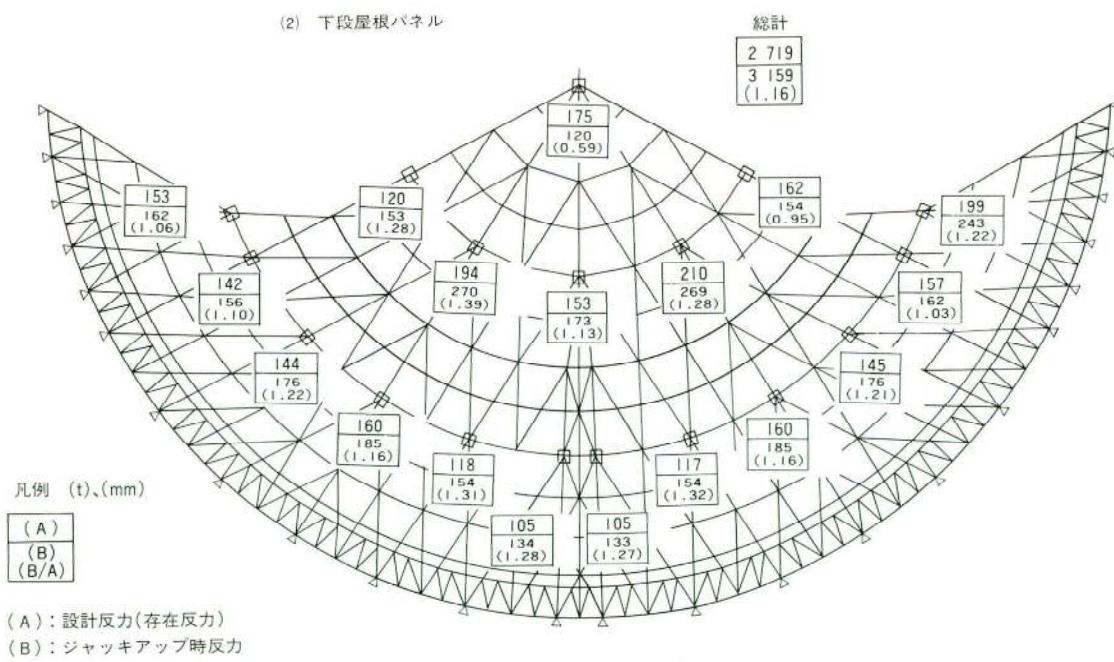


図-10 (2) 走行台車反力解放ジャッキ配管系統図

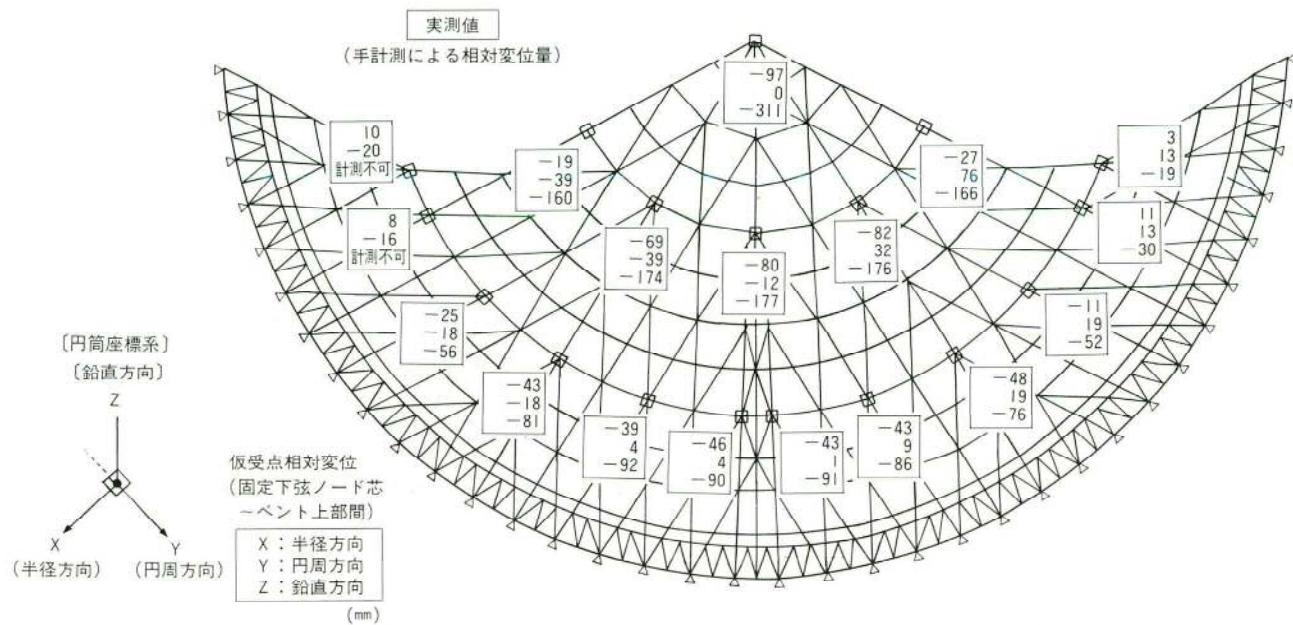
表-4 屋根パネルジャッキダウン時反力・変位実測値



各ベント位置におけるジャッキダウン開始時の反力分布



各ベント位置におけるジャッキダウン開始時の反力分布



となるので、一旦ジャッキ反力を中間仮受架台に受けかえ、走行台車の反力解放は予め仮固定フレームに設置した、水平ジャッキを用いて運動操作方式で行った。その後屋根パネルの回転防止を目的として、L 9 R 9 走行台車の再拘束をした。その他の走行台車は、最終変位量に余裕を見込んで隙間を確保した。次に両翼部の手動ジャッキを先行して解放を行い、J-DNとL 9 R 9 走行台車の反力解放を繰返しながら、ジャッキ反力を全て解放し150mの遊間を確保した。走行台車はブレーキ解放状態で、風・地震等に対して不安定であるため、仮固定フレーム部の水平ジャッキ8台で再拘束した。J-DN時の計測は各部位の反力・変位・部材応力等細部にわたって行われ、計測データは指令室パソコンにて処理し、CRT画面上にリアルタイムで表示され、計画値と対比しながら慎重にJ-DNを行った。中段屋根パネルのJ-DNも上段屋根パネルと同じ要領で行った。**表-4**に変位実測値を示す。

## 9-2 下段屋根パネル

上・中段屋根パネルのJ-DN完了後、下段屋根パネルのJ-DNを行った。基本的には上段屋根パネルのJ-DNと同じ要領であるが、固定屋根で走行台車の反力解放がなく多少簡素化された。また油圧ジャッキの据付けは、仮受ベント頂部架台に鉛直に設置し、ノード付水平仮受架台とジャッキヘッドの間に、スライド板を組込みJ-DN時に

発生する水平力を自由に解放できるようにした。仮受ベントは組合せ長柱部材で水平変位のしやすい構造なので、ベント頂部と屋根鉄骨の間にチェーンブロックを設けて振止め防止とした。更にJ-DNが進み仮受ベント反力が減ってくると、ベント頂部に張り渡したワイヤーブリッジの水平力が、中央ベント1基に大きく作用するため、予め転倒防止用バックステーロープを緊張して慎重に行つた。**表-4**にJ-DN反力・変位実測値を示す。

## 10.あとがき

弊社では、平成3年に有明コロシアムの平行スライド方式による開閉式屋根鉄骨架設工事(宮地技報No.8報告)の実績もあるが、福岡ドームはその規模をうわまわる大規模な回転移動方式による球形開閉式ドームであった。今まで我々が専業してきた、長大スパン橋梁架設技術と有明コロシアムなど特殊鋼構造物の架設技術をとり入れ、さまざまな問題点を解決すべく事前検討を十分に行い、関係各位皆様方の御協力を得て、計画どおり無災害で架設工事を完了することができました。特に竹中・前田共同企業体の皆様方には、深く感謝の意を表し本報告を終りとします。

# 鋼床版における横リブの スカーラップに着目した疲労実験

## Fatigue Tests of Steel Plate Decks

金原慎一\* 高橋秀幸\*\*  
Shin-ichi KINBARA Hideyuki TAKAHASHI

### Summary

Fatigue must be considered for steel plate decks since they are directly subjected to the effect of wheel loads. Though a considerable number of studies on the fatigue strength of steel plate decks have recently been published, many points concerning this subject remain unclear. Therefore, the authors are conducting fatigue tests focused on fatigue in butt welded joints of longitudinal ribs and joints between longitudinal and transverse ribs. This report outlines the tests.

### 1. はじめに

橋梁の生じる老化現象の代表的なものとして腐食老化・疲労損傷・遅れ破壊等が上げられる。この内疲労損傷については、従来、鉄道橋の問題として取り上げられてきたが、近年、道路橋においても車両の重量化・交通量の増加に伴い注目視されてきており、実際に溶接継手部の疲労損傷が多数報告されるようになった。

筆者らは道路橋の疲労損傷に着目し、自重が軽く、活荷重が直接影響する鋼床版橋をモデル化した供試体による疲労実験を行うこととした（図-1参照）。

本実験の着目箇所は、鋼床版の横リブ・スカーラップ付近と、縦リブ・突合せ溶接継手とした。これらの疲労実験は現在実施中であり、本報告はその紹介を目的とし

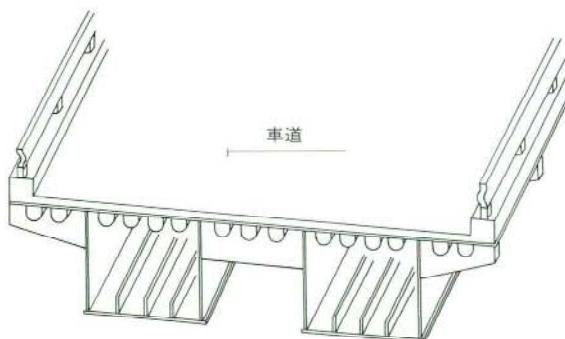


図-1 鋼床版橋の概要図例

たものである。

なお、ここで述べている疲労損傷とは、「荷重の繰り返し作用が原因で構造物・構造部材・継手内に疲労亀裂が発生・進展することによる損傷」をいう。

### 2. 着目理由

#### (1) 鋼床版横リブ・スカーラップ（着目-1）

鋼床版の横リブと縦リブの交差部におけるスカーラップ（デッキプレート側）の着目理由を述べると次のようにになる。

従来は、全ての部品を仮溶接にて組立ててから本溶接をする「総組工法」で行っているため、縦リブのすみ肉溶接継手の連続性を確保する目的で、横リブ側にスカーラップを設ける設計になっている。これは、図-2の※印で示す部分回し溶接のためだけに部材反転が必要なことや、回し溶接部がデッキプレート直下であり、スペースが限

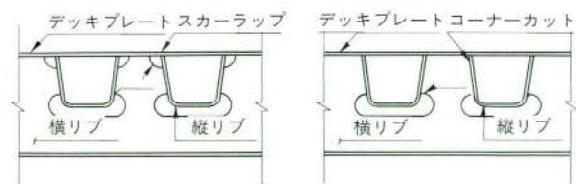


図-2 スカーラップとコーナーカットの比較

\* 技術本部先行技術研究室係長

\*\* 千葉工場製造部生産技術課

られることなどから、充分な溶接をすることが困難である。

そこで、当社ではPAS-Iの開発以来、縦リブを先溶接する「パネル組立工法」を採用し、スカーラップを設けない構造を検討してきた。

「パネル組立工法」の製作概略を下記に示す(図-3)。

- ① フランジ(デッキプレート)に縦リブを配材し、組立溶接をした後、多電極溶接(PAS-I)にて縦リブを両側同時溶接する。
- ② その後、横リブを取り付け組立溶接を行う。フランジと横リブの溶接、縦リブと横リブの溶接はロッポト又は半自動溶接で行う。
- ③ 主桁は、縦リブ・横リブの溶接を完了したパネルとともに組立を行う。

このような工法のため、フランジと縦リブのすみ肉溶接の連続性を確保する目的のスカーラップは不要で、すみ肉溶接ビードをかわすだけのコーナーカットがあれば十分である(図-2)。

また、スカーラップをコーナーカットに変更することにより、2つの溶接線が集中するがあるものの、縦リブ方向のすみ肉溶接が連続すること、横リブに作用す

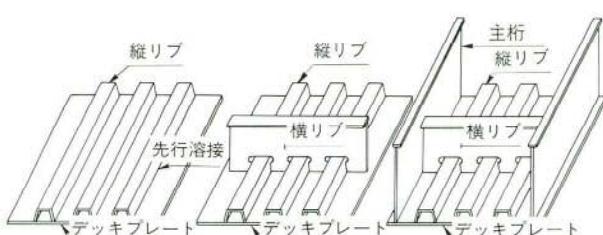


図-3 「パネル組立工法」の製作概略

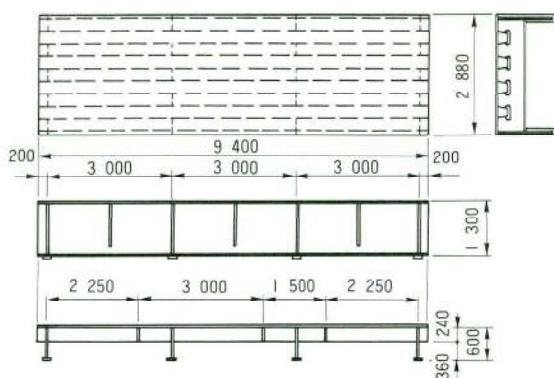


図-4 供試体寸法

るせん断力に抵抗する溶接延長が長くなること、横リブのウェブの抵抗断面積が大きくなり設計上でも好ましいこと、デッキプレートや縦リブに生じる面外曲げが減少しウェブギャップ疲労に対する強度の向上が考えられる等、いくつかの利点がある。しかし、これらは定性的な見解であり、疲労実験等で確認したデータは少ない。

そこで本実験は、その有無による特性を比較検討し、今後、定量的な判断をするための資料作成を目的として行っているものである。

#### (2) 鋼床版縦リブ・突合せ溶接継手(着目-2)

鋼床版の縦リブの突合せ溶接継手に関する研究には、文献4)によるものがある。その中で突合せ溶接継手の裏あて金にF.Bを用いる形式とダイアフラムを用いる形式の疲労実験を行い、2つの形式には大きな差はないと言っている。しかし、この報告での疲労実験は溶接部に作用する局部的な曲げ応力の影響がほとんどない状態で行われたものと考えられる。筆者らが実験に先だって行ったFEM解析では、裏あて金にダイアフラムを用いたケースでは、F.Bを用いたケースに対して2倍程度の局部的曲げ応力が発生するという結果を得た。その面外曲げ応力は縦リブのコーナー部で特に大きく発生している。また、裏あて金にダイヤフラムを用いる構造ではダイヤフラムと縦リブとの製作精度が異なるため、特にコーナー部で肌隙が生じやすく、溶接のタレ等を含めた広義の意味での欠陥の存在が危惧され、上記の局部的な曲げ応力の作用も伴って、疲労強度を低下させる可能性がある。

このようなことから、今後これらの構造を製作するにあたり、応力度的な問題を含めた構造の疲労強度を明確にすることが必要で、裏あて金の違いによる比較を目的とする。

### 3. 供試体

供試体を図-4に示す。材質はSS400とし、各供試体、横リブ4枚・縦リブ4本で、寸法は幅2800mm・高さ1300mm・長さ9400mmとした。幅の決定は縦リブ4本とするためであり、高さの決定は横リブ・スカーラップと供試体中立軸の関係による。又、長さの決定は横リブ4枚にするためと試験機周辺の環境による。

以上のように、供試体寸法を可能な限り実橋に近くし横リブ・縦リブの形状・寸法などのディテールにおいても実橋と同じにする。

## 4. 実験方法

1供試体において疲労実験を行う箇所は、横リブ2箇所・縦リブ3箇所で(図-5)、横リブ・スカラップの有無の比較、縦リブ・突合せ溶接継手の裏あて金の違いが、1供試体でできるようになっている。

### (1) 静的載荷実験方法

疲労実験の前後に油圧式疲労試験機を用いて静的載荷により応力測定・変位測定を行う。応力測定には1軸・3軸ひずみゲージを用い、変位測定は接触式変位計を用いて行う。載荷荷重は最大24TONまでとし、応力・変位測定は2TON毎とする。

静的載荷実験の測定に使用する測定器を以下に示す。

パソコン	PC-98note	NEC
デジタルひずみ測定器	TDS-301	東京測器研究所
スイッチボックス	: ASW-50A	東京測器研究所
ひずみゲージ	: 1軸 KFG-2-120-C1 3軸 KFG-2-120-D17	共和電業
接触型変位計	: SDP-50C	東京測器研究所

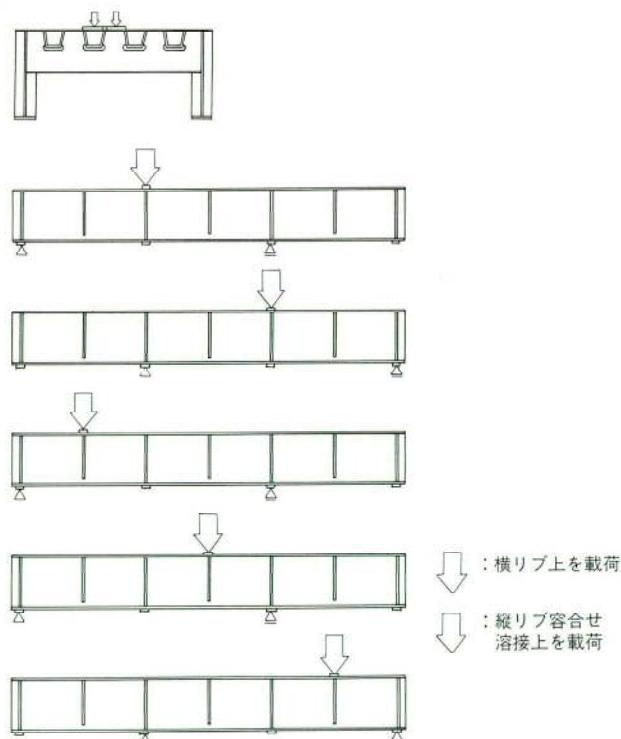


図-5 実験箇所

### (2) 疲労実験方法

疲労実験は図-5のように、3点曲げ負荷で油圧疲労試験機を用いて行う。最大荷重は横リブ載荷時は24TON・縦リブは18TON、最小荷重は共に2TONで繰り返し数は疲労損傷が確認されるまで行う。荷重波形は正弦波、繰り返し速度は4Hzとする。

疲労損傷の確認方法としては、静的載荷実験で使用したひずみゲージを用いて動的にデータ採取し、その振幅による判断と目視・浸透探傷試験により確認する。

疲労実験のデータ採取に使用する動的測定器を以下に示し、データ採取状況を写真-1に、実験状況を写真-2に示す。

パソコン: PC-9801VX NEC  
ハードディスク : HC-180ES ICM  
A-D 変換器 : ADC-150A 共和電業  
動ひずみ測定器 : MCC-16A 共和電業  
スイッチボックス : DBB-120A 共和電業  
又、現在実施中の供試体において疲労損傷が確認されたので参考として写真-3～5を添付し、その概略図を図-6に示す。

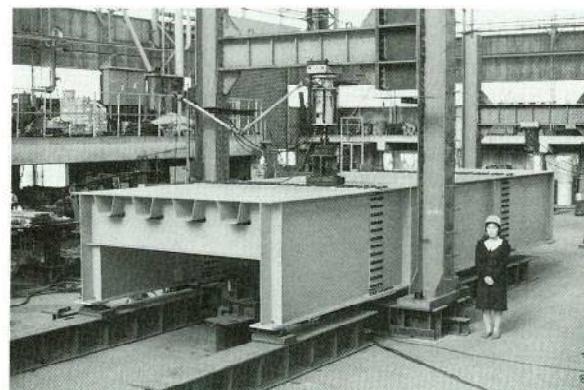


写真-1

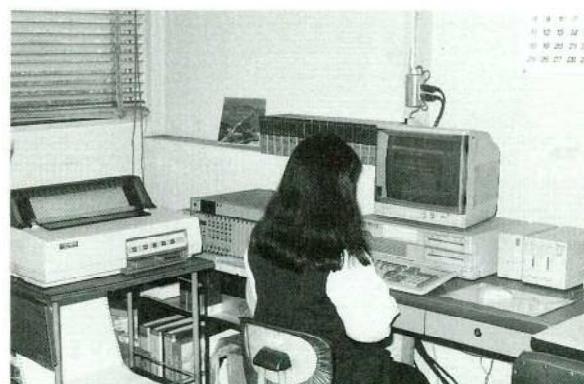


写真-2



写真-3



写真-4

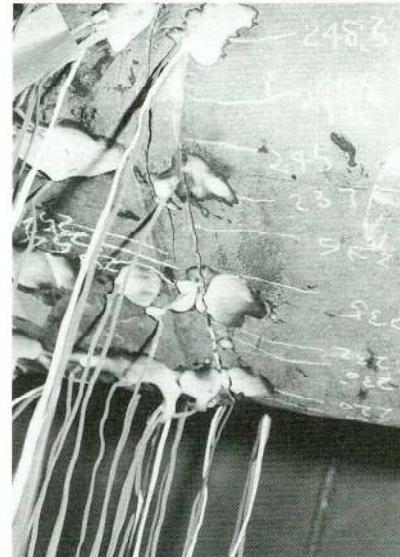


写真-5

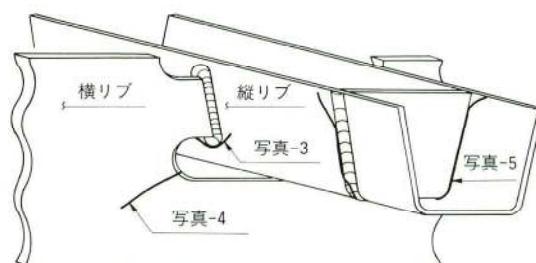


図-6 疲労損傷概略図

## 5. あとがき

以上、鋼床版の疲労損傷に着目し、横リブ・スカラップと縦リブ・突き合わせ溶接継手の疲労実験の紹介を行った。

現在、鋼床版の溶接継手の疲労損傷が問題となり、それらの事例が多く報告されるようになってきている。又、今後、通過車両の重量化・交通量の増加に伴い疲労損傷事例がさらに増えていくものと考えられる。そのため、早期に応力度的な問題を定量的に把握することが必要となり、その結果を元に応力の分散やディテールの変更等を行っていき、疲労損傷をかぎりなく少なくしていくことが重要であるものと思われる。

今後、実験を進めていきこれら課題解決のため努力していきたい。なお、この結果については、後日何らかのかたちで、報告するつもりである。

## 〈参考文献〉

- 1) 成宮・伊東：橋梁制作におけるパネル組立工法と自動化システム「PASシリーズ」、宮地技報No.5
- 2) 日本鋼構造協会疲労設計指針改定小委員会：日本鋼構造協会疲労設計指針（案）
- 3) 鳥害科学研究所・大阪大学溶接工学研究所：鋼床版におけるすみ肉溶接の疲労強度に関する研究
- 4) 建設省土木研究所資料：鋼床版横リブの静的載荷試験および疲労試験
- 5) 藤原・木越・田中：鋼床版横リブのスリットの疲労強度、土木学会第45回年次学術講演会
- 6) 三木・館石・奥川・大江：鋼床版三次元モデル疲労試験、土木学会第46回年次学術講演会
- 7) 館石・三木・高見・奥川：鋼床版縦リブ・横リブ交差部の変形挙動と疲労損傷モード、土木学会第47回年次学術講演会

# 鉄筋コンクリート床版から鋼床版への架替工事 (奥多摩橋、鹿狩戸橋、白川橋、松丘橋の工事報告)

## Renewal of a Bridge by Replacing Reinforced Concrete Deck with Steel Plate Deck

宮沢智明\*  
Tomoaki MIYAZAWA

### Summary

The number of bridges which have been in service for decades is growing, and this means frequent repair, reinforcement and rebuilding of bridges.

This paper briefly describes four cases in which the reinforced concrete decks of bridges were replaced with steel plate decks while the main structures remained intact, and reports on the problems experienced during these projects.

### 1. まえがき

近年、重交通の増加に伴ない、供用中の橋梁の鉄筋コンクリート床版の老朽化、劣化が進行している。又、歩道部の無い橋梁では交通量の増加に伴ない、歩道部の増設、幅員の拡幅が必要となっている。

本報告書は、最近施工された奥多摩橋、鹿狩戸橋、白川橋、松丘橋の施工方法の概略と問題点、今後の対策を報告するものである。

### 2. 各施工概要

	奥多摩橋	鹿狩戸橋	白川橋	松丘橋
構造形式	プレーストリップアーチ	上路式アーチ	上路式アーチ	3径間連続板橋
既設橋との連結方法	H・T・B	H・T・B	H・T・B	H・T・B
鋼床版同志の連結方法	H・T・B	溶接	H・T・B	溶接
交通規制形態	昼夜間全面通行止	昼夜間全面通行止	夜間通行止 昼間交互通行	昼夜間全面通行止
使用クレーン	16tラフタークレーン	50tクローラークレーン	45tラフタークレーン	45tラフタークレーン
路線名	一般都道 楠木~二俣尾線	北方高千穂線	県道中津川・ 三峰口停車場線	(未) 千葉・鶴川線
施工時期	平成元年~2年	平成3年6月 ~12月	平成4年3月 ~9月	平成4年8月 ~12月
完成後の歩道の有無	有(片側)	無	有(片側)	無
一般図				

表-I 施工概要

### 3. 施工概要

#### ①奥多摩橋

奥多摩は(図-1)、2ヒンジのプレーストリップアーチを主径間とする全長L=177.23mの橋梁であり、都の著名橋の1つに上げられている。本橋は当社が昭和11年に

\* 技術本部工事部工事計画課

施工したものである。通学路、生活道路として整備するため現橋に1.5mの歩道を増設することとなった(詳細は宮地技報、第五号プレーストリップアーチ橋(奥多摩橋)の床版補修設計を参照のこと)。

## ②鹿狩戸橋

鹿狩戸橋(図-2)は上路式アーチ橋である。旧橋の

構造形式がアーチ橋なので、RC床版を鋼床版に架替える場合RC床版を一部撤去後、鋼床版を載せ橋梁全体のバランス(アーチの変形を少なくする)をとりながら施工する方法が最良である。しかし鹿狩戸橋の場合、旧橋の図面が無かったため、既設垂直材と鋼床版の取合いの寸法等未知なものが多いため、止むを得ずRC床版を全

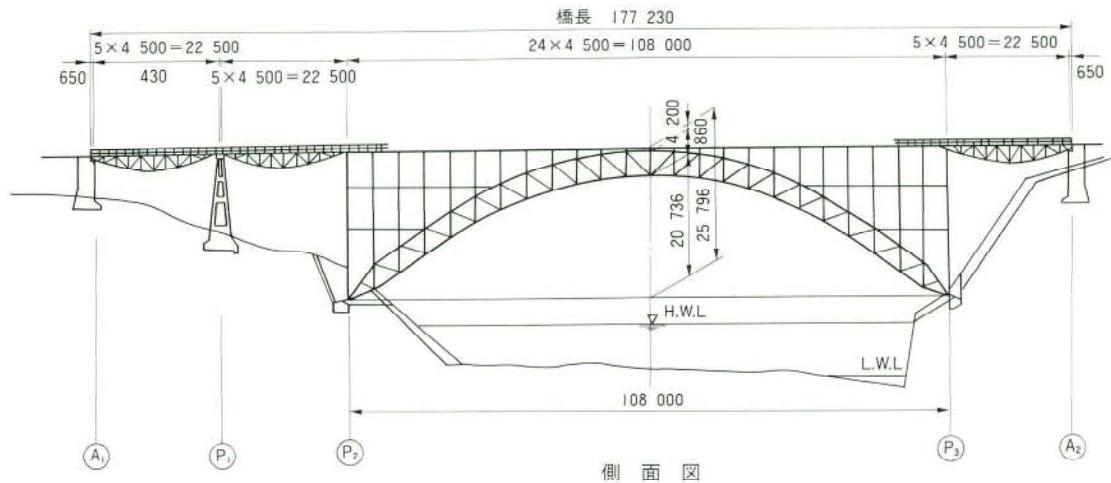


図-1 奥多摩橋一般図

側面図

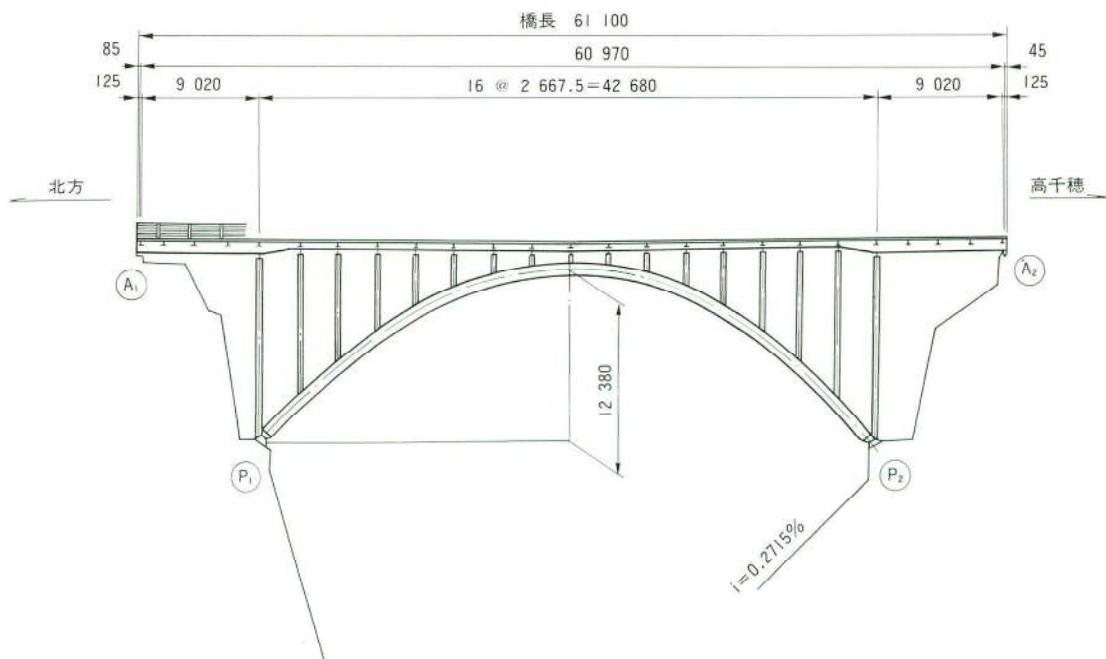


図-2 鹿狩戸橋一般図

て撤去し、旧橋の構造詳細を把握した後鋼床版を架設することとした(本工事は昼夜間全面通行止をし施工した)。

本橋は垂直材が橋軸直角方向に3列あり、各垂直材は橋軸直角方向にプレース材で繋がっている。橋軸方向は縦桁で繋がっているが、この縦桁は撤去するので橋軸方向の剛性が無くなる。

アーチの形状保持のため梁橋台にアンカー金具を取り付けワイヤーを張渡し垂直材と繋いだ。又、間隔保持のため床版撤去前に山形鋼で各垂直材同志を連結した。

架設はクローラクレーン(50t吊)を使用し、端部より片押しで施工した。アーチの変形を考え、偏載しないようにするためには中央から対称に施工する方法が最も良いが、架設地点の条件からケーブルクレーン工法が採用出来無いため、前述のワイヤーや間隔保持材を施すことにより今回の施工方法とした。

本橋は鋼床版が現場溶接継手のため、架設した鋼床版に直にクレーンを載貨するには溶接を優先させなければならない。しかし形状管理や施工性からみて架設→溶接→架設→溶接の繰り返しでは施工上問題があるので、鋼床版上にH鋼と覆工板を敷設し、クレーン荷重を縦桁を介し直接垂直材に伝達するようにし施工した。このため

仮設材(H鋼と覆工板)が必要となり、その設置、解体に工数を必要とした。

### ③白川橋

白川橋(図-3)は上路式アーチ橋である。本橋は学童の通学路となっており又秩父線の三峰口駅に行くための路線バスが通っているため、最終バス通過後~一番バス通過前迄の夜間のみの施工とし、昼間は交通を開放した。

昼間交通を開放するため、一晩で床版撤去→旧桁のケレン、ケガキ、孔明け→塗装→架設→本締めを行なわなければならない(図-4 サイクル工程図参照)。



写真-1 クレーンによる取上げ作業

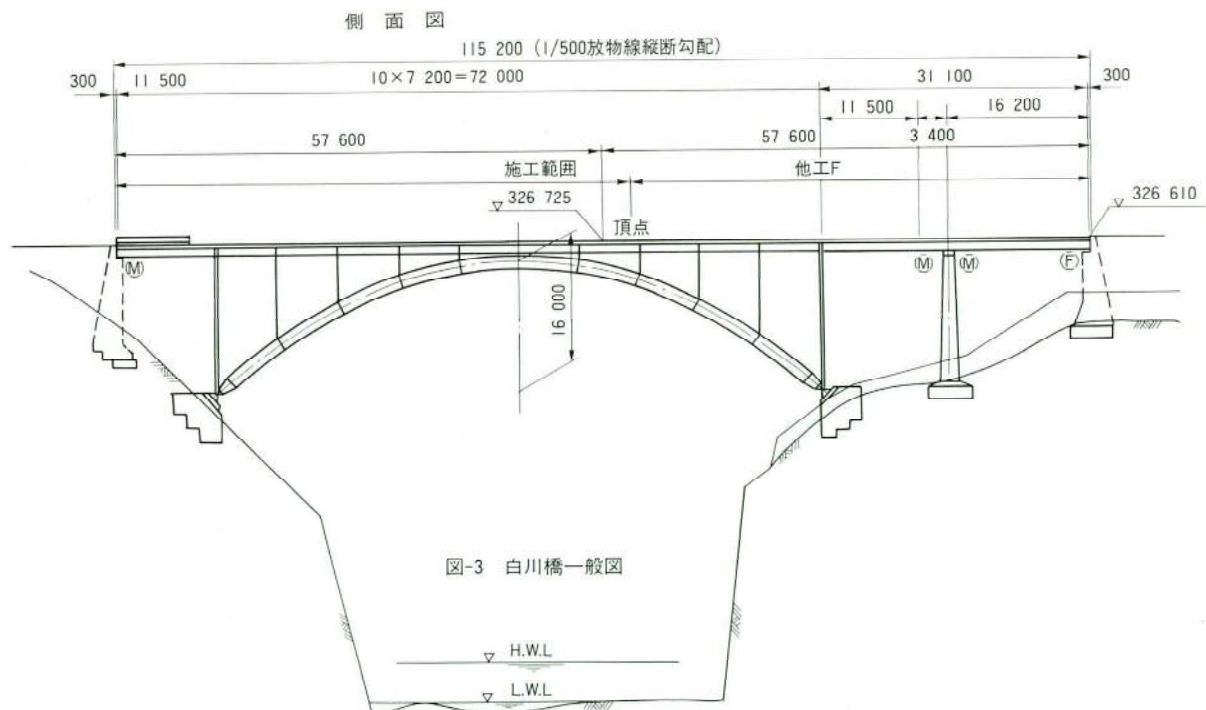


図-3 白川橋一般図

このため孔明け機(パンチャー)、サンダー、チッパー等は3台ずつ(主桁と縦桁合計で3列ある)用意し、順次作業を進めた。又塗装を行なうため雨水対策としてブルーシートで施工箇所に仮設ドームを、造り、ガスバーナーで桁を乾燥させる等の処置も施こした。

旧橋と鋼床版はフィラープレートを狭んで高力ボルトで連結される。旧橋の上フランジ上面は、R C床版内なので無塗装の状態である。鋼床版架設後は、隙間が25mm程度しかないため塗装が出来ない。床版撤去から鋼床版架設までの間に塗装をしなければならない。このためタールエポキシ樹脂塗料を1層だけ塗布した(図-5)。

本橋の縦桁上フランジ幅は、180mmしかないため縁端距離を確保するためにボルト間隔を100mmとした(図-6)。旧橋の主桁間隔が設計図通りではない所もあり、縁端距離が少ない箇所や、ウェブと近過ぎてボルトの締付けが困難な箇所が発生した。又架設後逐次交通を開放するた

め、旧桁との連結、鋼床版同志の連結部を本締めしてしまうため、全体を通しての調整が出来ず、各パネル毎に固定するため高さの管理、通りの管理は旧桁なりとなってしまう。

高欄は地覆部の工場で施工されたスタッズボルトで止める構造なので、柱ベースの孔をルーズホールにして通りは多少調節出来た。

本工事のように、昼間交通開放、夜間交通止めで1パネル毎に施工する場合、1層しか施工出来ない塗装とあわせ高さ及び通りの管理は今後の課題である。

#### ④松丘橋

松丘橋(図-7)は3径間連続鋼桁である。本橋施工時は、昼夜間全面通行止めとしたが鋼床版が現場溶接のため、架設用クレーンを溶接前に鋼床版に載荷出来ないため、既設のR C床版から架設することとした。このため施工方法は白川橋と同様とした。

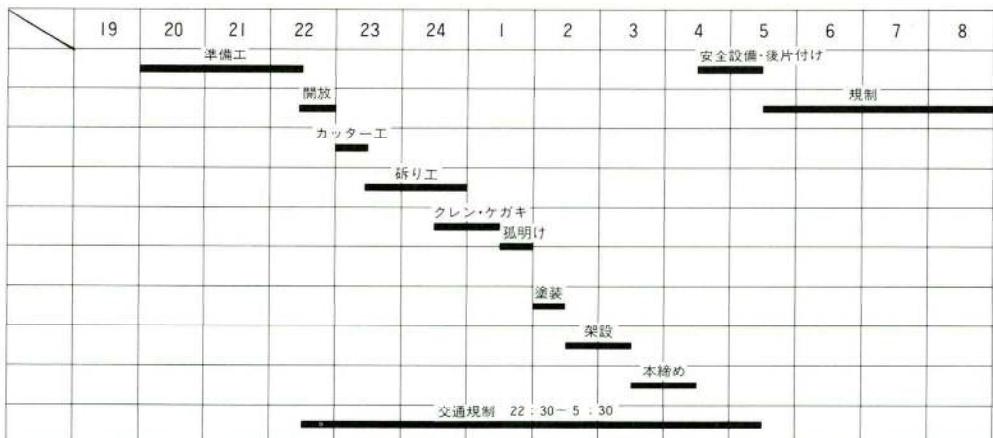


図-4 サイクル工程図

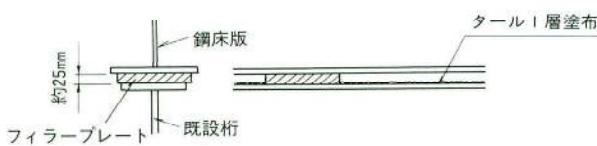


図-5 タールエポキシ樹脂塗布図

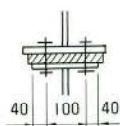


図-6 ボルト配置図

床版の撤去方法を下記に示す。

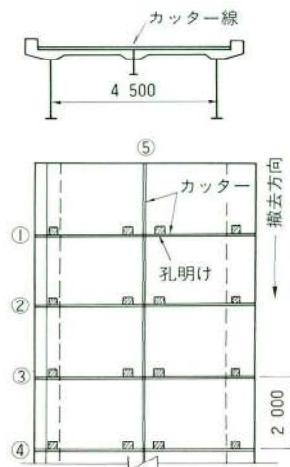


図-8 床版分割方法図

- ① カッターを舗装厚+床版厚の厚さに橋軸直角方向、橋軸方向の順に入れる。
- ② 次に■部に孔を開ける
- ③ 図-9の様にワイヤーを掛け、床版の先端に力がかかる様にする。
- ④ 45t ラフタークレーンでRC床版を引上げる。

RC床版を引上げる際、床版と主桁との付着力は大きくないが、1ブロック当りスラブアンカーが1~2本あるため、このスラブアンカーが切断されるか、床版から抜けるまで多少の力がかかる。(各鉄筋はカッター工で切断されているためブロックは単独となっている。)ブロック重量は約4tであるがクレーンに作用する力は最大4倍近い15.6tであった(平均では10~12t程度)。本工事の方法は白川橋でも採用したが、カッターの入方が床版が落下しないようになっており、又砾りがワイヤーを通す孔を開ける部分だけなのでガラの発生が少ない等安全



写真-2 床版撤去作業

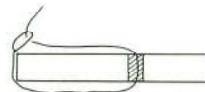


図-9 ワイヤー掛け要領図

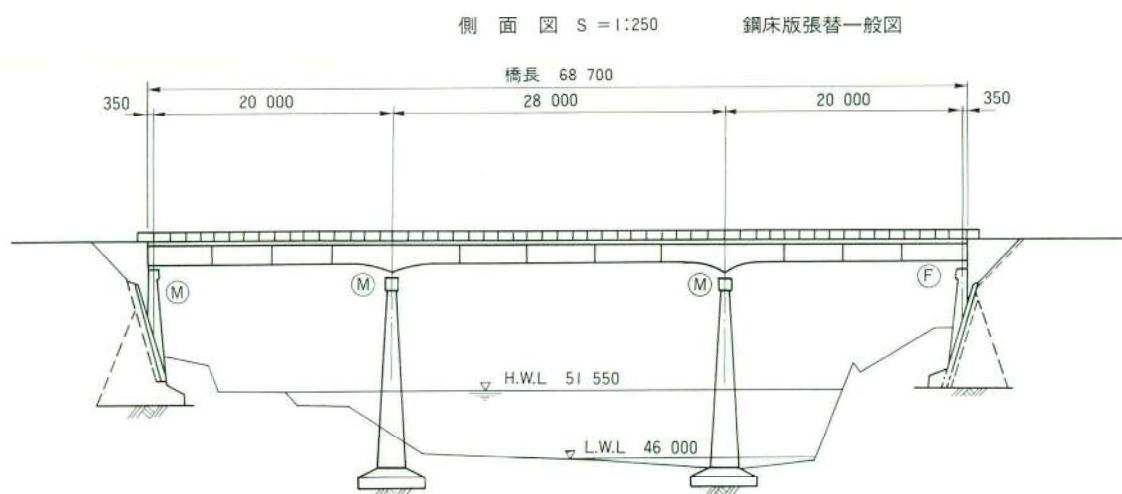


図-7 松丘橋一般図

性、施工性に優れている。ただし床版引上時に大きな荷重がクレーンに作用するためクレーンが大きくなる。クレーンが大きくなることにより旧橋の耐力の照査が必要となる。床版引上げ時主桁に作用する力は問題無いと思われる。

この方法はスラブアンカーのみの床版には有効であるが、スタッドジベルのある床版には採用出来無い。

#### 4. 事前調査

事前調査は鋼床版の形状、寸法、設計を算上必要なことは基より、床版取替えの際の載荷荷重（クレーン）の決定（旧橋、旧床版の耐力の照査）にも必要となる。

旧橋の図面及び架橋から現在までの補強・補修経過が明確に残っている場合は、設計図及び補強・補修図と現橋が図面通りか確認出来れば、設計図に基づき鋼床版と旧桁との取合いを決定出来る。しかし橋梁そのものが古いため、設計図が無い場合は詳細な測量を行ない旧橋図を復元する必要がある。又外観からでは判断出来ない場合もあるので床版撤去後細工・加工しやすいような取合いや工程の余裕が必要である。

今回の4例の場合、奥多摩橋では事前測量の結果アーチ主構がシフトしていたため調整パネルを設け、架設中に測定し、調整パネルを製作し取付けた。

鹿狩戸橋では旧橋図が無かったため、RC床版撤去後詳細な測量を行なった。測量時点では既に鋼床版は出来ていたので旧橋との取合部の構造を変更した。

松丘橋では設計図面に記載されていないスタッドジベルが橋軸直角方向目地部及び両アバットの伸縮継手部に打たれており、工程に遅れが生じた。

奥多摩橋や鹿狩戸橋のように、事前測量により調整桁を設けたり、旧桁との取合部の構造を工場で予じめ細工することにより、桁搬入後の現場工程の遅れが出ないように十分な調査及びそれらに対する対策が必要である。

#### 5. 施工性

RC床版から鋼床版への取替え工事の場合、旧橋は供用中なので交通規制をする必要がある。白川橋のように夜間架設・昼間交通開放の場合、床版撤去後予測しかねる状況（松丘橋のようにスタッドジベルが打ってある）になった時、交通規制に重大な支障をきたすので出来得

る限り昼夜間全面通行止めとし施工する方が望ましい。

昼夜間全面通行止め場合、架設完了後全体的な調整が可能であるが、床版撤去→架設→交通開放では全体を通しての調整が出来ず、旧橋なりの形状となる。又1日の作業量が限定されるので作業効率が極端に悪くなる。

（白川橋と松丘橋を比較した場合、床版撤去量はほぼ同じで工数は白川橋は松丘橋の3倍かかっている）

迂回路がある場合又は諸事情が許す限り全面通行止めとした方が、安全性、出来ばえ、作業効率の全てにおいて勝ると判断される。

又、ジャンボブレーカーによる砾りは、旧橋を痛める危険性があり、その振動と騒音はかなりのものであり又砾りガラが大きく大量に出るため、板張防護を丈夫にする必要があり、板張防護上に落ちたコンクリートガラを集め、撤去するのに多くの人力を必要とするため工程及び作業効率上白川橋や松丘橋での施工方法のように、大型クレーンで引剥す方法が良いと判断される。

#### あとがき

鉄筋コンクリート床版から鋼床版に架替える工事の概要と問題点について述べた。まとめると以下の如くである。

##### 1. 事前調査について

事前調査の重要性（特に旧橋の設計図が無い場合）

##### 2. 構造（ディーテール）について

既設上フランジ上面と新設縦桁との隙間の問題点や事前調査に基づく調整パネル、ルーズホール、フィラープレートの必要性

##### 3. 交通規制について

交通開放下に於ける施工性の能率の悪さや出来型管理の困難により全面通行止の必要性

##### 4. 施工方法について

白川橋や松丘橋で採用したカッターを縦横に入れ、大型クレーンで引剥す方法の概要、安全性、施工性

今後このような工事が増大し、取替え工事に対する位置付けが重要なものになってくるであろう。本報告がそれらの工事の参考となれば幸である。

最後に工事中にいろいろお世話になった、西多摩建設事務所、西白杵支庁、秩父土木事務所、君津土木事務所・上総支所の方々に紙面を借りましてお礼を申し上げる次第である。

# 東京港連絡橋台場海上部上部工事組・架設工事

## Construction of an Above-Sea Level Superstructure at Daiba

清宮昭夫\* 柿沼茂夫\*\*  
Akio SEIMIYA Shigeo KAKINUMA

### Summary

This paper reports on the construction of a superstructure in which 11,500 tons of box girders was erected by the large erection block method over the course of five months. The author intend the report as a reference which will contribute to field assembly consistent with construction processes, and to the future erection of large floating blocks during the typhoon season in similar projects.

### 1. まえがき

東京港連絡橋は、埋立地と都心間の交通事情を改善するため図-1の様な臨港道路・新交通システム・首都高速12号線からなる複合交通施設として計画されたものであり、臨港道路の両側には、都民が、東京港の景観を楽しめる様に、歩道が設置されている。

本文は、約12,000 t の桁を、5ヶ月間にて架設したフローティングクレーン一括架設と、それらを可能とした地組立工事について、施工概要及び工程について、報告するものである。

### 2. 工事概要

本工事は「東京港連絡橋台場海上部」の上部工工事で橋脚番号P29～P33間4径間の主桁の製作・地組・架設を行ったものである。

工場にて製作された単材を海上輸送にて地組ヤードまで運搬し、300tCCにて1径間毎に地組立された大ブロックを7,000t(10,000t)積台船にて台場架設地点まで輸送した後、2,050t吊FCにて一括架設を行った。

一般図を図-2に示す。また、工事概要ならびに数量は以下の通りである。

#### (1) 橋梁概要

構造：	4径間連続鋼床版箱桁	7連
	2径間連続鋼床版箱桁	2連
橋長：	374.5m	
支間：	94.0m(最大)	
幅員：	10.8m(最大)	
鋼重：	11,780t	

#### (2) 主桁大ブロック架設

架設回数：	32回
主桁重量：	最大530t(幅11.5m×高4.0m×長103.0m)

### 3. 地組立工事

地組立は、全体で32本、その内当社にて16本の施工を行った。当社施工分について述べるが、主桁大ブロック16本の内富津Aヤードにて7本、富津Bヤードにて4本、船橋三井ヤードにて5本の組立を行った。富津Aヤードは6本分の用地しかないとため、6本組立後、700t吊FCにて直接2本を浜出しした後、4本を浜出し可能位置まで、横取り後、残り1本の組立を行った。富津Bヤードに於いても4本の内1本は、700t吊FCにて浜出し可能位置までの横取りを行った。

船橋三井ヤードは、700t吊FCにて直接浜出しが可能であり、用地スペースの関係で、3本組立、浜出し後、残

\* 技術本部工事部工事計画課上席課長

\*\* 技術本部工事部工事課

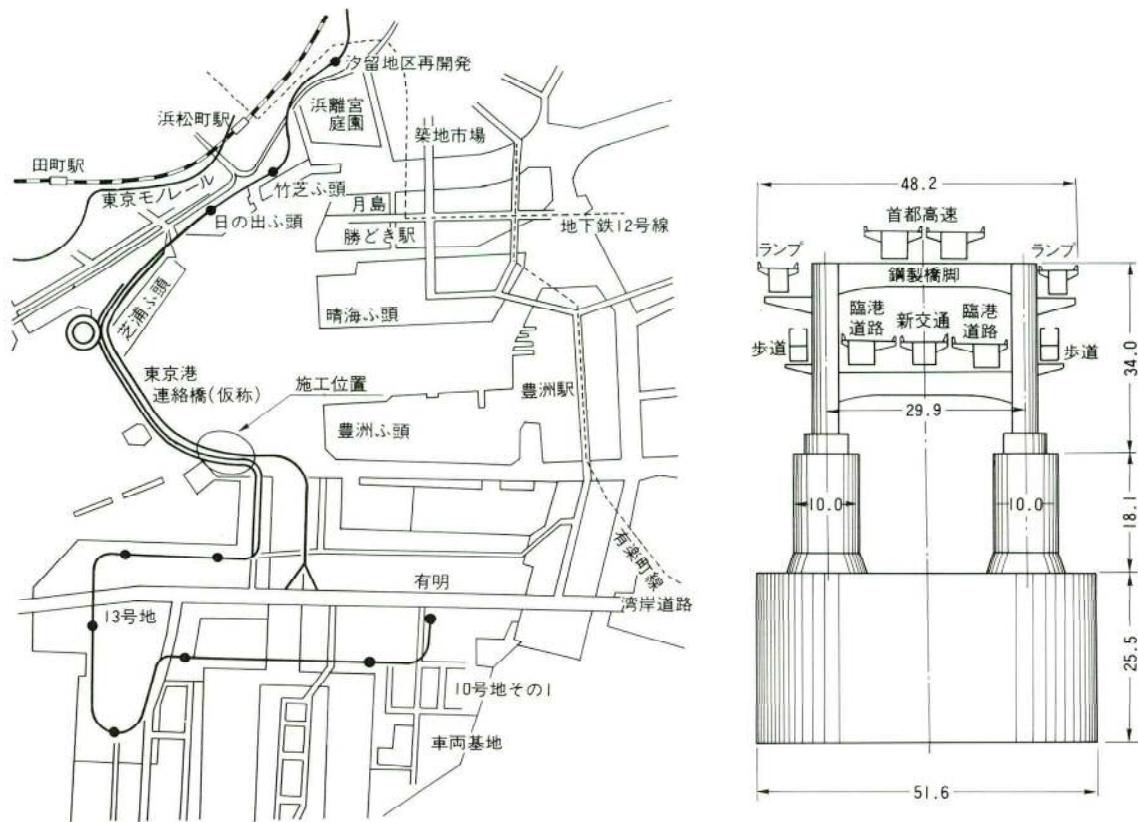


図-1 施工位置及び断面図

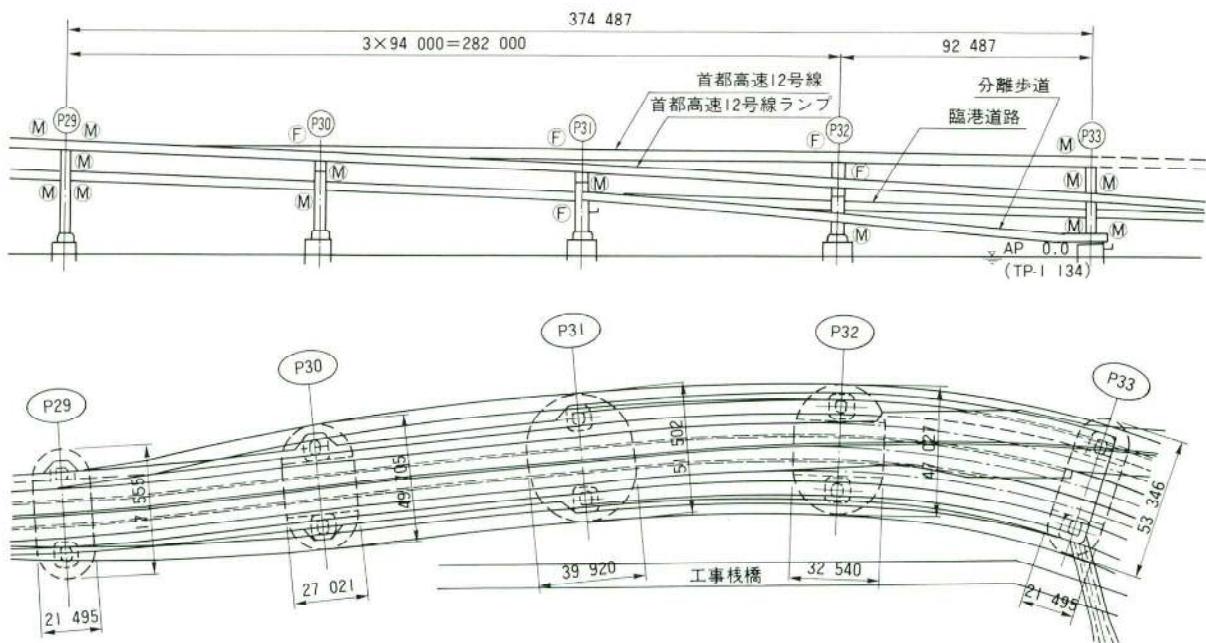


図-2 一般図

り 2 本の組立を行った。

地組ヤードの選定には、架設順序と、溶接工程及び主桁浜出し日程を考慮して決定した。地組立は平成3年1月に開始し同年10月中旬に完了した。

地組立要領を図-3に示す。また、地組立概要を、以下に示す。

### (1) 主桁地組立

主桁接手部が、全断面溶接のため、添接部の両側に仮受架台を設置し、架台高さは、直接浜出し出来る桁については、 $H=1.5\text{m}\sim1.8\text{m}$ 、横取りの必要な桁については、横取り設備高によって決めた。

仮受架台の組立完了後、300t吊CCにて主桁の組立を行

い(写真-1)、その後、全断面溶接のための防風設備の設置を行った。

## (2) 全断面溶接

首都高速道路本線（上り線）について述べるが、主桁組立完了後、溶接ヶ所の両側に設けてある仮受架台にて目違いを修正しながら、全体形状の調整を行った。なお、ルートギャップについては、縦リブの工場仮組立時に使用したパイロットホールヘドリフトピンを打込むことによって管理を行った。

形状調整完了後、全断面溶接を①上フランジ、②下フランジ、③ウエブ、④側床版縫シームの順に行った。

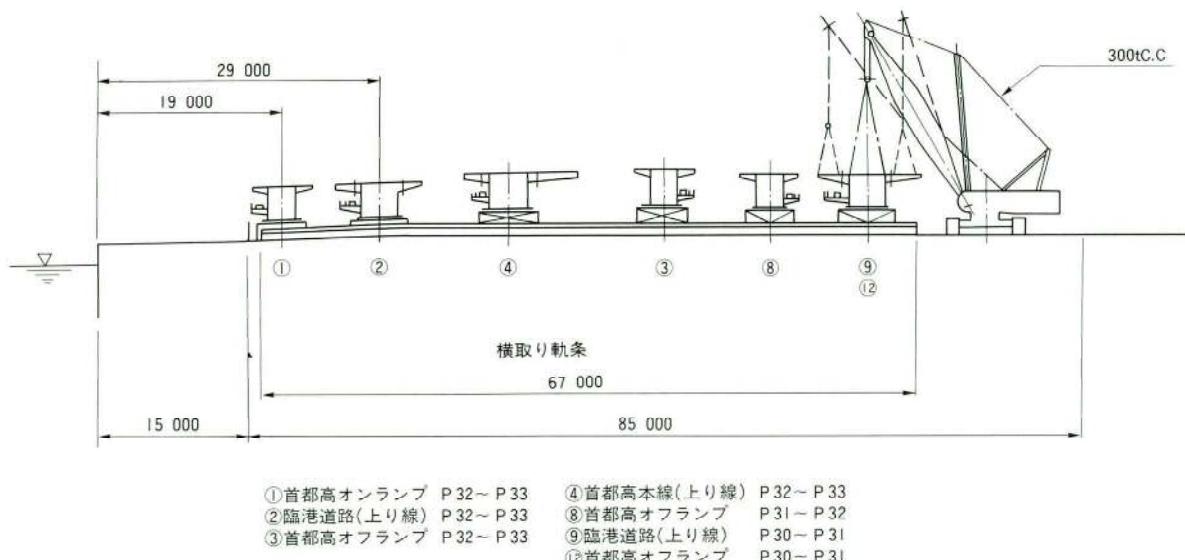


図-3 地組立要領図



写真-1

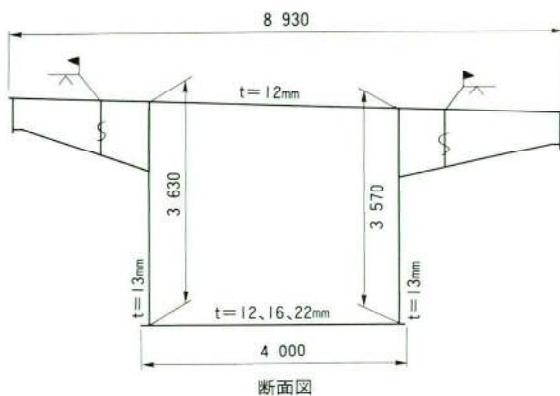


図-4 溶接断面図

## (2)-1 施工方法

溶接は、総て片面裏波溶接であり、溶接方法を、以下に示す。

- a. 上フランジ、側床版……サブマージアーク溶接
- b. ウエブ……Picomax-2による立向自動溶接(Co<sub>2</sub> 100%) (写真-2)
- c. 下フランジ……OH-AOUTによる上向自動溶接(Ar80%、Co<sub>2</sub> 20%)

## (2)-2 溶接工程

6人/パーティにて、作業を行ったネット工程を表-1に示す。

表-1 溶接ネット工程表

施工箇所	日付	5	10	15	20
サブマージアーク溶接 (上フランジ)	開先調整、清掃 溶接				
OH-AOUT (下フランジ)	開先調整、清掃 溶接				
PICOMAX-2 (ウェブ)		開先調整、清掃 溶接			
サブマージアーク溶接 (側床版)			開先調整、清掃 溶接		
X線撮影				溶接	

## (3) 検査

本工事は千葉工場で塗装前に仮組立検査、部材検査を受検した後、塗装して、各地組立ヤードに部材を発送したが、地組立ヤードにおいても全断面溶接前後に検査を行なって形状、寸法を確認している。特に全断面溶接後の塗装については立会検査で確認していただき良好な状態に修正した上で、浜出しを行なった。

図-4に溶接断面を示す。また、施工方法等を以下に示す。

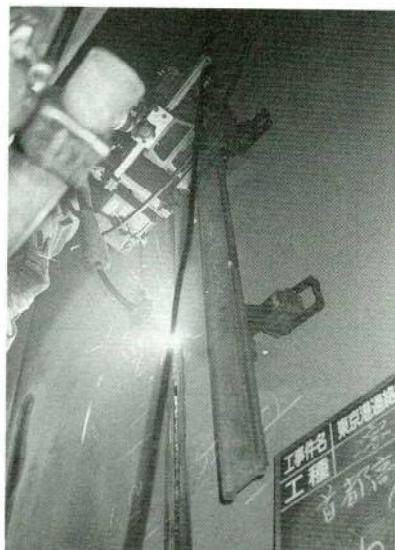


写真-2

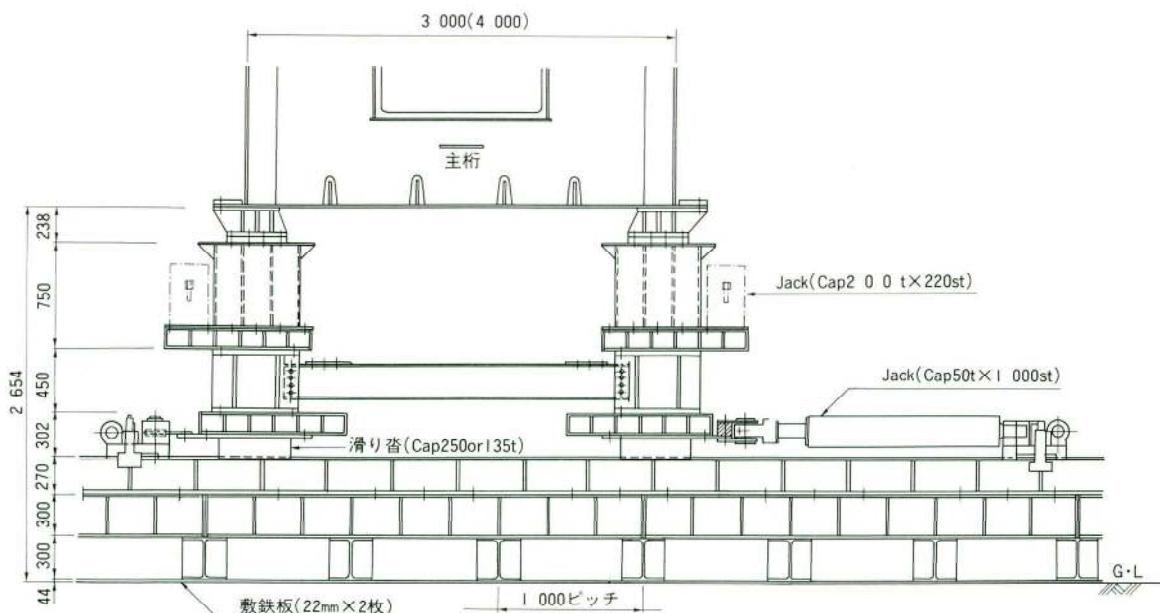


図-5 横取り設備図

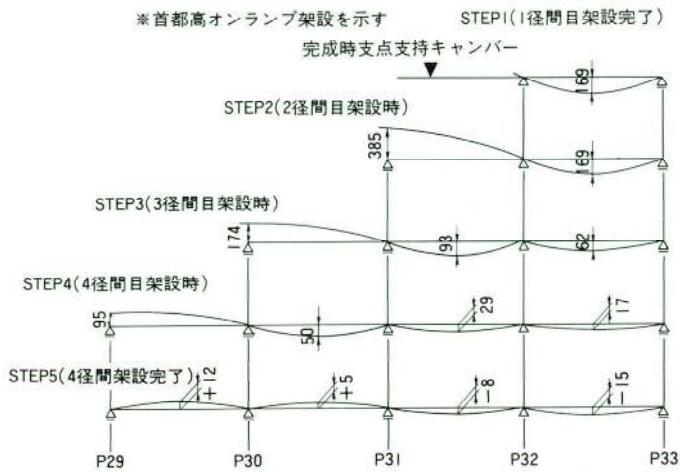


図-8 架設ステップ主桁形状図

### (3) 主桁アップリフト防止設備

主桁を最初に架設する P32～P33 の径間は、曲線桁の関係により、支点上にて、アップリフトが、発生するため、写真-5 に示す、アップリフト防止装置を、地組やードにて、主桁に取付け搬入し、架設終了時に脚との固定を行った。

### (4) 脚固定設備

脚を溶接にて固定するまでの、架設期間中の耐震対策のため、写真-6 に示す設備を使用し、脚の仮固定を行った。

尚、固定金具については、あらかじめ脚工事にて、工場取付を行った。

### (5) 橋上クレーンの配置

架設期間中の架設準備及び架設完了後の付帯工事の施工を行うために、上層桁上に 1 台、下層桁上に 2 台の、25t 吊ラフタークレーンを、2,050t 吊 F C により、工事棧橋上より、橋上への搭載を行った。  
なお、当工事施工完了時期には、陸上部と主桁が、繋っていたため、主桁上を陸上部まで走行し、200t 吊油圧クレーンにて地上への吊卸しを行った。

### (6) 架設実施工程

架設実施工程を表-2 に示す。

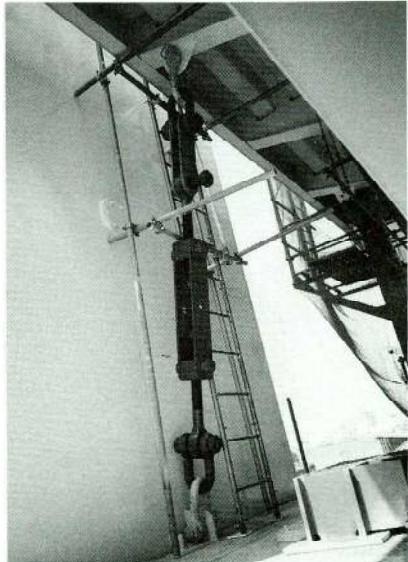


写真-5

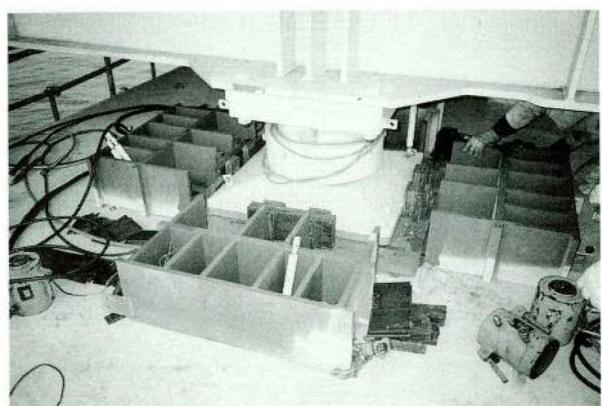


写真-6

#### (4) 添加物の取付

主桁全断面溶接完了後、主桁縦リブ、側床版プラケットの高力ボルトの締付を行い、その後、添加物の取付を行った。

既に、上部には側床版があるため、油圧クレーンにて桁と桁との間に、部材を吊卸し、引込みしながら取付を行った。

#### (5) 主桁横取り

700t吊FCにて直接浜出し出来ない主桁については、滑り台を水平ジャッキと碇着装置によって引張る事により所定の位置迄の移動を行った。

図-5に横取り設備図を示す。



写真-3

#### 4. 主桁ブロック浜出しと海上輸送

当社施工分について述べるが、地組ヤードにて、大ブロックに組立を完了した主桁を、既に、艤装設備の完了している7,000t積台船へ、700t吊FCを使用し積込みを行い、東京港の台場工事海域まで、海上輸送を行った。概要を以下に示す。

##### (1) 浜出し

浜出し前に、架設準備として、添接足場及び沓の取付を行い、長期間、地組ヤードに仮置きしていたので、汚れを落すために、主桁の水洗いを行った。

東京湾内より、700t吊FCを、前日又は、当日早朝に曳航し、ワイヤーリングを行い、主桁大ブロックの浜出しを行った。浜出し状況を写真-3に示す。



写真-4

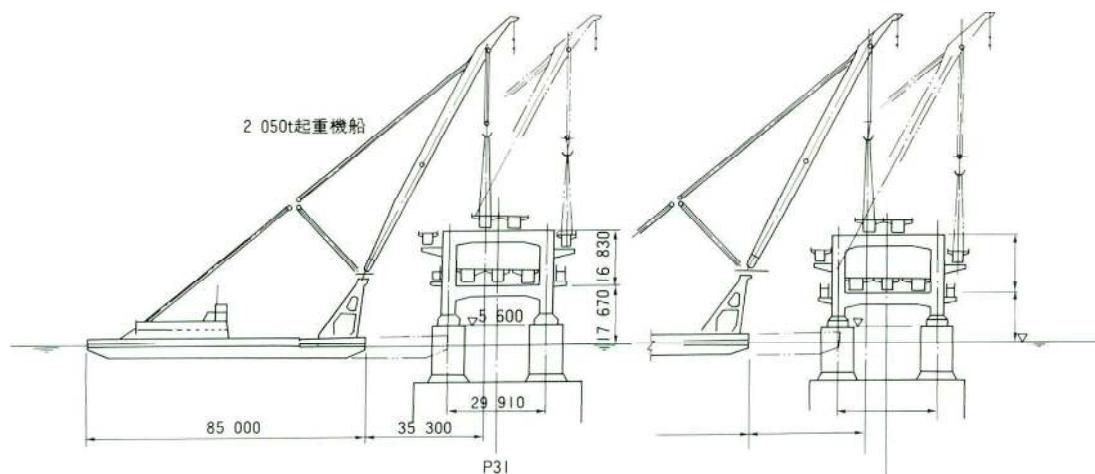


図-6 架設概要図

## (2) 海上輸送

主桁の輸送に使用する7,000t積台船は、1隻にて、富津及び船橋三井ヤードの16本全ての主桁の輸送を行い。かつ、他社製作になる主桁8本の輸送も行った。なお、現場到着時に、塩分測定を行ったが、全ての桁が、10ppm以下（許容値100ppm）のため架設現場での水洗いは行わなかった。

## 5. 架設工事

海上輸送にて運搬して来た、主桁大ブロックを架設工事海域に待機している2,050t吊F Cにて、架設日の前日には、水切り作業を行い、当日の朝より架設作業を行った。なお、7,000 t (10,000 t) 積台船は、天候等の緊急事態発生を考慮し、当日、架設作業が、出来る事を確認した時点にて、次の浜出しヤードへ曳船した。

架設概要を図-6に示し、架設状況を写真-4に示す。また、架設概要を以下に示す。

## (1) 架設工法

本橋の設計は、モーメント連結法による大ブロック架設を想定し、完成系で解析を行っているため、架設に先立ち、架設ステップに準じた、各径間毎の主桁形状を算出した。主桁添接時に、応力の入らないように、主桁形状を、維持しながら、2,050t吊F Cにて、主桁を吊上げた状態で、添接ヶ所に設けてあるセッティングビームと100t油圧ジャッキにて、仕口を調整し、高力ボルトにて本締を行った。その後、2,050t吊F Cによる吊込みの解放を行った。

図-7に架設時概念図を示し、図-8に架設ステップ毎の主桁形状を示す。

## (2) アンカー設備

主桁架設に際し、2,050t吊F Cは脚上の50 t 係留ビットと錨アネカーを使用し7,000t (10,000 t) 積台船は脚上係留ビットと90 t アンカーを使用した。

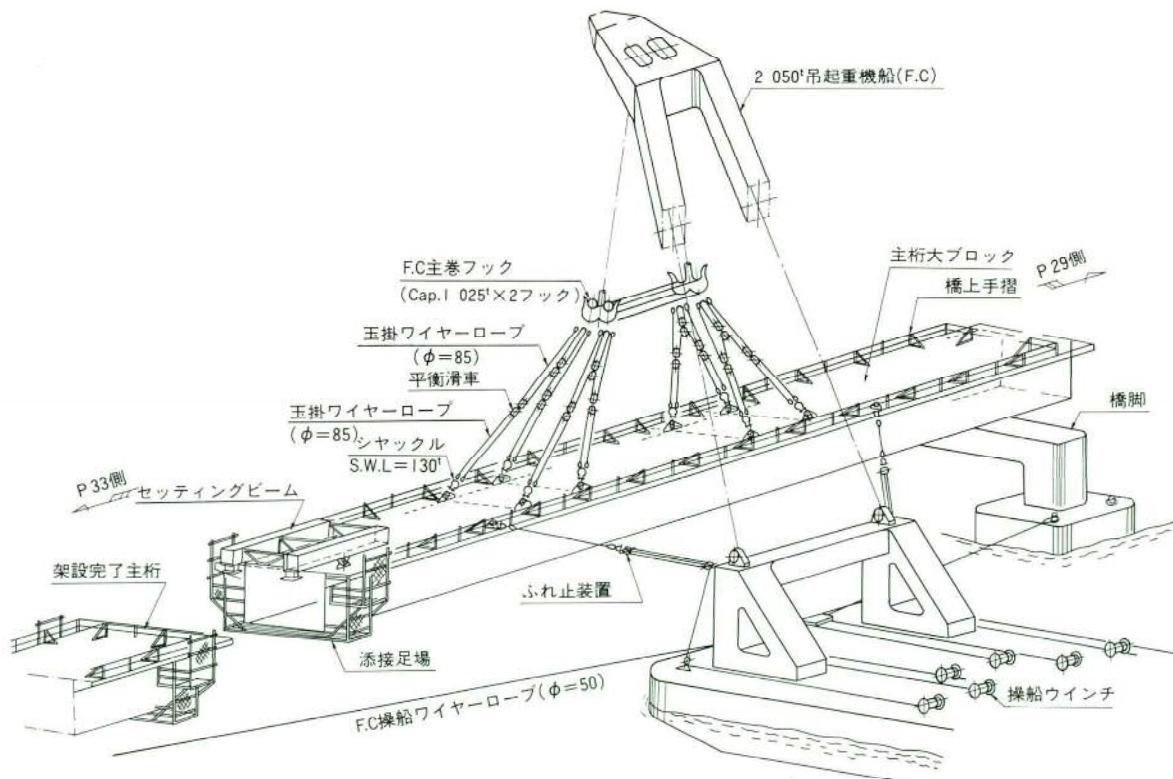


図-7 架設概念図

表-2 架設実施工程

工種	6(143)	7	8	9	10	11	12	1(143)	2	3
	10 20	10 20	10 20	10 20	10 20	10 20	10 20	10 20	10 20	10 20
P32-P33	P32、33脚上ジャッキ設備工 準備工 主桁架設 1~9		25t油圧クレーン吊上					25t油圧クレーン吊卸し		
P31-P32	P31脚上ジャッキ設備工 準備工 (FC P29P31脚架設)		添接部解体 主桁架設 10~18	添接部塗装	添接部付属物取付 準備工 主桁調整	準備工 主桁調整	番溶接 (P29~P33) (P29~P33) (P29~P33)	苔塗装 (P29~P33)	耐風索取付 (P31~33) 跡片付	
P30-P31	P30ジャッキ設備工 準備工		添接足場解体 主桁調整 19~25	添接部付属物取付 付属物塗装	添接部塗装				EXP及び落橋防止取付 P33 補修塗装	
P29-P30	P29ジャッキ設備工 準備工		添接足場解体 主桁架設 26~32	添接部塗装					(P29~P33)	

## 6. あとがき

主桁大ブロックを、32回連続架設するために、地組立、輸送、架設工程のうち、1ブロックでも工程が遅れると、全体工程に、影響が出る工事であった。しかも架設期間中は、非常に台風が多く来襲したが、予定どおり無事に工事を完了することが出来た。

特に工程のクリティカルとなった地組立時の溶接及び塗

装工事、架設時のフローティングクレーンのローテーション確保については関係者の多大な御協力の結果であったと感謝する次第である。なお本工事の施工に当たって御指導いただきました東京都港湾建設事務所の監督員の皆様ならびに、JV構成員のNKK、サクラダ各社の関係各位には、この紙面をお借りして深く御礼申し上げます。

## グラビア写真説明

### 池袋駅ビル

池袋駅ビルは、都内有数のターミナル駅である池袋駅西口に建設された。

平成元年9月に着工され、その規模は、地下4階、地上22階、高さ98.9m、建築面積11,000m<sup>2</sup>、延べ面積140,000m<sup>2</sup>の日本最大の駅ビルである。オフィス・デパート・専門店等を中心に地域のコミュニティの機能をもたらせ、又文化施設・サービス施設を備えた複合商業ビルとして、池袋という副都心にふさわしい地区の開発整備事業の一環として位置づけられ、平成4年5月にメトロポリタンプラザビルとして完成された。

(伊木)

## グラビア写真説明

### 名古屋IC橋

本工事は名古屋都市圏をネットワークする主要幹線道路の東名阪自動車道と東名自動車道とを接続するインターチェンジ橋である。平成3年5月より現場工事がスタートしたが、本工事の架設工法はトラッククレーンベント工法（一部横取り工法）で交通量の多い県道名古屋長久手線を交通止めせず切廻しながらの作業であった。当時広島新交通システムの大惨事の直後の同種現場工事という事で発注者の日本道路公团も含め全国的に注目された工事であったが、安全面に格別の注意を払い、関係各位の努力の結果、昨年10月に無事故、無災害にて無事竣工した。

今後、第2東名の一環である現在施工中の伊勢湾岸道路と合わせ、中部ブロック圏の交通動脈として重要な地位を占める事になる。（玉野）

# 溶接構造による枕木受金具の疲労試験

## Fatigue Tests of Metal Sleeper Supports Welded with Different Techniques

古市憲男\* 高橋秀幸\*\*  
Norio FURUICHI Hideyuki TAKAHASHI

### Summary

Tests were performed to determine whether there are differences in fatigue strength between metal sleeper supports to the flange of a railway bridge and those with boxing-welding other type of welding.

### 1. まえがき

古い鉄道橋は木製枕木を主桁に直接乗せているものが多く、接触部が湿潤状態になり主桁本体が腐食の原因になっている。この改良策として“図-1”の方法がとられている。これは接触部を枕木受金具に負担させるもので主桁本体を腐食から守る上で有効な方法である。

一方鉄道橋は日々かつ長期にわたり繰り返し荷重を受けるため疲労に対する構造上の考慮がなされないと腐食とは別に短期に損傷することになってしまう。

特に編成列車の長さに対して短支間の橋梁では長支間に比べ、荷重の繰り返しが倍加されることになり、この点の配慮も必要になる。

“図-1”は、母材の欠損を除けば、応力上の切り欠きがなく良い方法であるが、リベット橋などの改良に際しては、旧孔を利用して打込み式高力ボルトで締め付けることになり、旧孔の精度によっては打込み式高力ボルト

の効きに疑問が残ることになる。その上作業効率ははなはだ悪く改良に長期間を要することになる。

そこで、ある実橋の改良工事の実施にあたって、“図-2”に示すように枕木受金具の下面に座グリ孔を設け、リベットが埋まるようにし、枕木受金具と本体は溶接によって取付ける“溶接構造方式”を提案し、採用に先立ってこの構造の疲労試験を行った。本文はその結果について報告する。

### 2. 試験体

この改良は古い橋梁に対して行われるので、試験体の

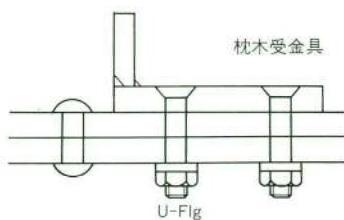


図1. 打込み式高力ボルト方式

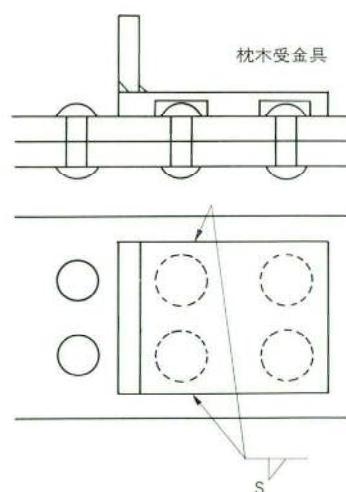


図2. 溶接構造方式

\* 千葉工場生産設計部第1課課長代理

\*\* 千葉工場生産技術課

製作に当たっても取り付け部となる上フランジには古材（東北本線那珂川橋梁トラスの縦桁）の部材を利用した。その他は新材にて製作した。

また、試験体の断面は実橋の応力度  $\sigma_{max} = 550 \text{ kgf/cm}^2$  になるように定めた。

### 3. 枕木受金具の溶接

“図-3”の通り、TYPE-Aは回し溶接を行わず、TYPE-Bは回し溶接を行い2種類とした（写真-1）。

枕木受金具の取り付け面は古材のため丁寧にグライダーをかけた。

溶接材料には、JIS D5016（低水素系L-55（4, 6φ））を用いた。

### 4. 試験方法

試験には、油圧式疲労試験機を用い、静的載荷試験と疲労試験を行った（写真-2）。

応力測定には歪ゲージ、変位測定には変位計を用いた。載荷要領を“図-4”に示す。

#### a. 静的載荷試験

載荷荷重5、10、15Tonfについて、応力、変位の測定を行った。

#### b. 疲労試験

試験は片振幅荷重で、繰返し数240回/minで下限荷重2Tonf、上限荷重14Tonfとし、応力範囲92~645Kgf/cm<sup>2</sup>とした。

### 5. 応力測定位置と歪ゲージの種類

“図-5”に能力測定位置と歪ゲージの種類を示す。

### 6. 疲労試験結果

#### 疲労亀裂

- 1) 疲労亀裂発生部位に関して、疲労試験前の静的試験と疲労試験の結果を見ると“表-1”および“表-2”的通りである。疲労試験時の応力振幅に差異はないが回し溶接ビードの有るものは明らかに応力集中を起こし、高い応力値を示している。
- 2) 疲労亀裂は“TYPE-B-O”的回し溶接ビード止端部から発生し、フランジの自由端まで進展した。

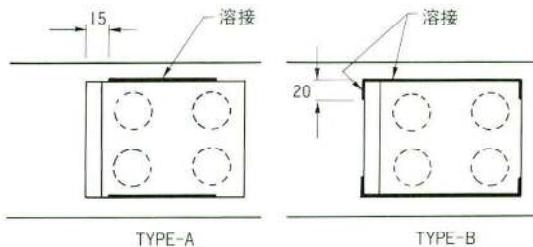


図3. 枕木受金具の溶接



写真-1

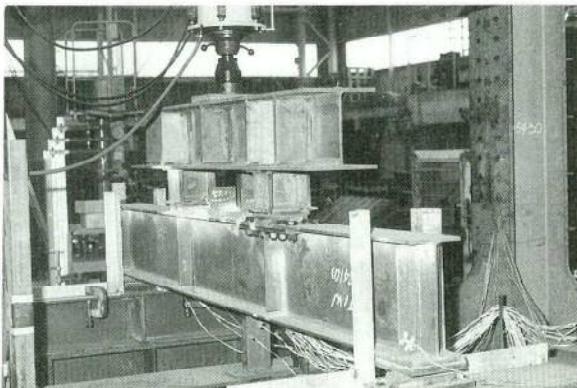


写真-2

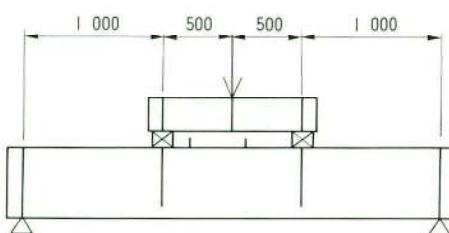


図4. 載荷要領

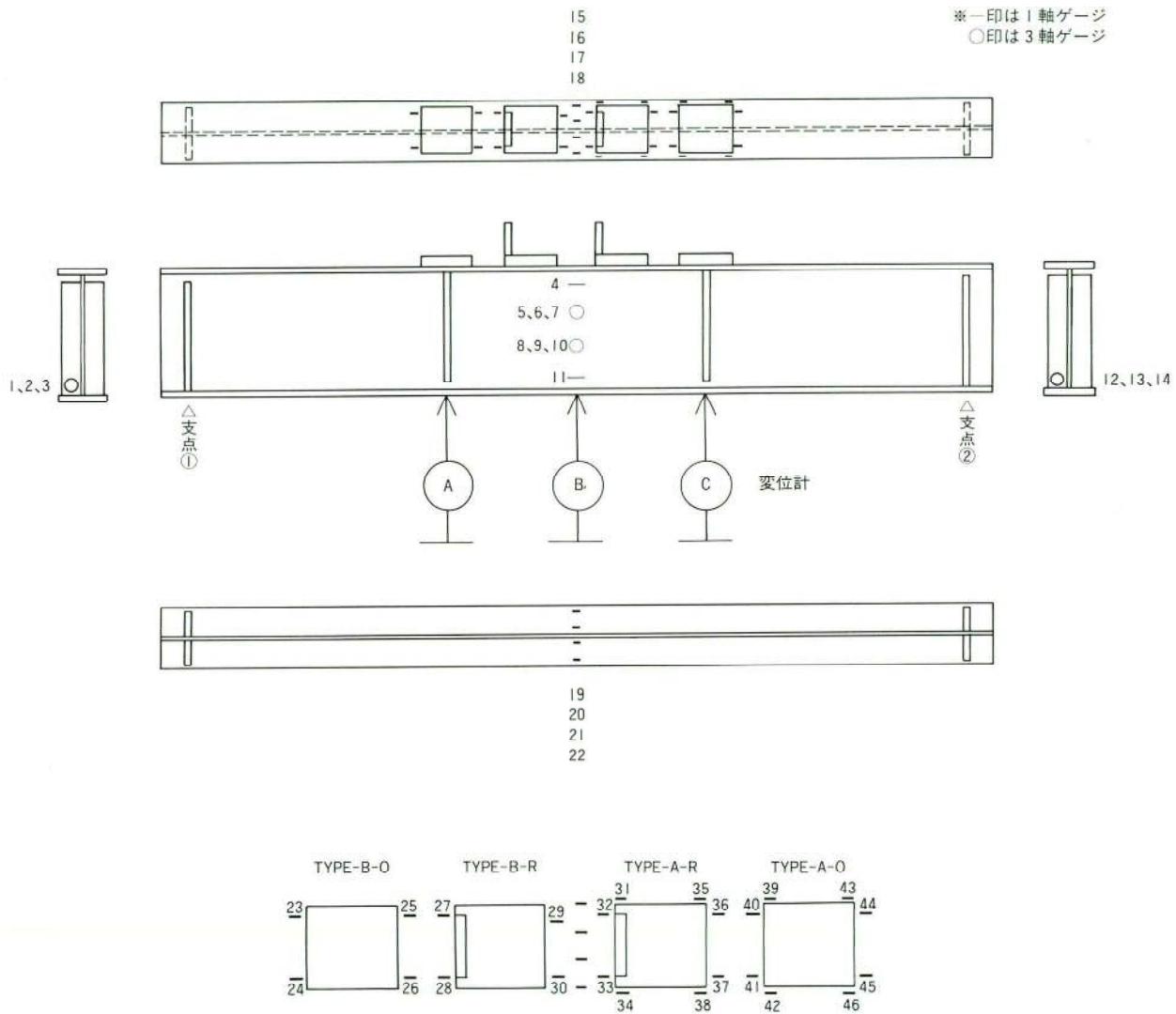


図 5. 応力・変位測定位置と歪ゲージの種類

表-1 静的試験における各部応力 (Kgf/cm<sup>2</sup>)

GAGE No.	疲労試験前			90万回亀裂補修後			405万回亀裂補修後			備 考
	5tf	10tf	15tf	5tf	10tf	15tf	5tf	10tf	15tf	
1	-15	-27	-42	-11	-23	-40	-17	-32	-46	支点①-V -45° -H
2	38	78	120	38	82	126	42	88	128	
3	-38	-82	-128	-38	-80	-126	-38	-80	-126	
4	-179	-359	-531	-193	-380	-567	-183	-374	-552	WEB-U
5	15	27	40	0	0	4	-6	-2	11	3軸WEB-V
6	-23	-44	-65	-29	-59	-84	-34	-59	-78	-45°
7	-59	-116	-170	-63	-124	-187	-59	-120	-174	-H
8	-21	-42	-65	-29	-59	-90	-29	-55	-80	3軸WEB-V
9	29	57	86	27	55	82	32	59	84	-45°
10	80	162	244	78	160	242	76	153	235	-H
11	195	391	586	197	397	599	191	382	573	WEB-L
12	8	19	29	6	15	23	13	23	34	支点②-V -45° -H
13	23	46	67	21	44	69	36	67	92	
14	-63	-130	-191	-69	-137	-200	-65	-137	-202	
15	-216	-441	-659	-239	-473	-710	-176	-365	-557	U-Fig-EGE
16	-216	-428	-638	-227	-454	-680	-216	-437	-649	U-Fig-ψ
17	-218	-435	-643	-229	-456	-683	-223	-452	-668	U-Fig-ψ
18	-229	-449	-668	-237	-473	-706	-162	-317	-470	U-Fig-EGE
19	193	395	594	231	464	701	208	422	630	L-Fig-EGE
20	214	433	647	227	454	685	212	428	641	L-Fig-ψ
21	229	460	683	225	452	685	212	437	653	L-Fig-ψ
22	248	494	733	218	439	662	216	443	659	L-Fig-EGE
23	-592	-1266	-1991	1			1			TYPE-B-0
24★	-521	-1090	-1701							//
25	-334	-641	-920	90万回亀裂 (No.24)			405万回亀裂 (No.30)			//
26	-389	-716	-1004							//
27	-332	-678	-1023							TYPE-B-R
28	-344	-687	-1016	J						//
29	-328	-668	-998	-344	-693	-1048				//
30☆	-370	-727	-1077	-391	-773	-1153	J			//
31	-206	-420	-630	-237	-470	-699	-208	-412	-607	TYPE-A-R
32	-277	-557	-832	-307	-607	-905	-269	-540	-796	//
33	-260	-517	-762	-263	-525	-790	-225	-462	-687	//
34	-277	-552	-819	-271	-548	-832	-229	-489	-743	//
35	-233	-489	-743	-237	-494	-760	-187	-445	-706	//
36	-237	-481	-722	-242	-485	-735	-193	-433	-674	//
37	-269	-529	-794	-298	-586	-872	-292	-548	-781	//
38	-239	-475	-714	-271	-542	-811	-265	-496	-699	//
39	-225	-454	-668	-254	-508	-756	-143	-298	-468	TYPE-A-O
40	-250	-485	-699	-271	-519	-754	-187	-361	-533	//
41	-263	-500	-710	-277	-536	-781	-223	-395	-536	//
42	-197	-376	-533	-210	-412	-603	-164	-290	-393	//
43	-414	-844	-1254	-431	-872	-1317	-470	-983	-1352	//
44	-437	-916	-1415	-431	-886	-1384	-470	-1059	-1625	//
45	-401	-827	-1277	-418	-838	-1279	-504	-1067	-1609	//
46	-263	-533	-819	-294	-584	-876	-347	-701	-1031	//

表-2 疲労亀裂発生部位に関して、疲労試験前の静的試験と疲労試験結果

回し溶接	ビード止端部	静的試験応力 (Kgf/cm <sup>2</sup> )			疲労試験90万回試験応力 (Kgf/cm <sup>2</sup> )	
		5 t	10 t	15 t	上限・下限応力	振幅
有	No.23、24、25、26の平均	-459	-928	-1404	-928	-1565
有	No.27、28、29、30の平均	-344	-690	-1029	-102	-901
無	No.31、34、35、38の平均	-246	-498	-747	-89	-739
無	No.39、42、43、46の平均	-275	-552	-819	-69	-794

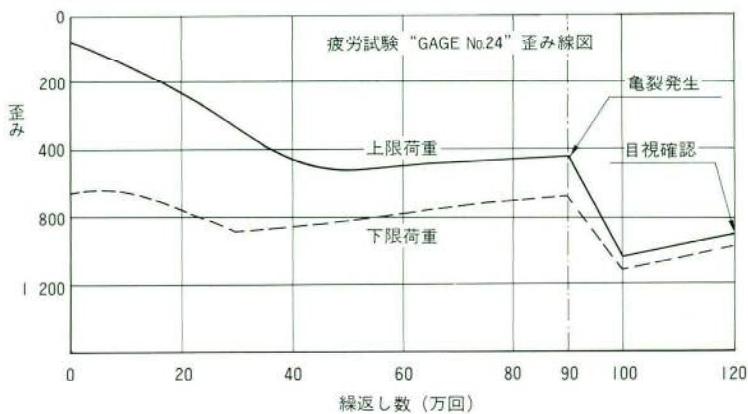


図 6. 疲労亀裂の発生

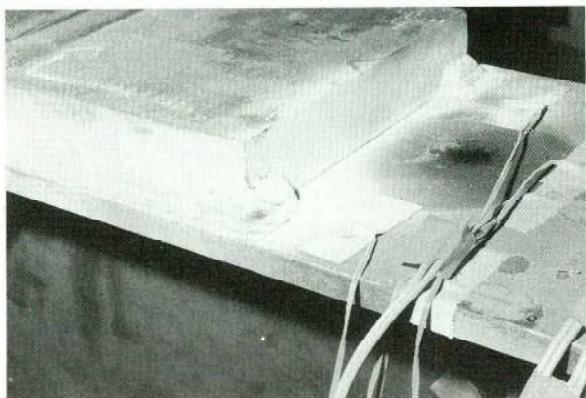


写真-3

目視確認は120万回時点であるが、“図-6”に見るように亀裂近傍の歪みゲージ（No.24）から90万回におけるものと確認できた。

- 3) 疲労亀裂部を“図-7”的ように補修し、試験を継続したところ405万回で“TYPE-B-R”的No.30歪みゲージ（写真-3）に、先と同様な疲労亀裂が発生した。“TYPE-A”（回し溶接ビードなし）はいずれの個所も健全である。

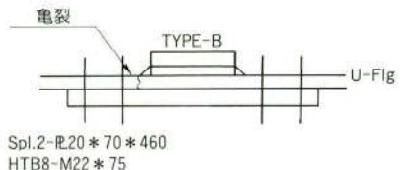


図 7. 疲労亀裂部の補修

## 7. あとがき

以上の試験結果から“TYPE-A”的構造、すなわち回し溶接なしで施工すれば疲労の問題は一応避けられると判断し、実橋の改良工事に採用した。

## 報 告

# 千葉工場大ブロック浜出し実績

## Shipment of Large Blocks from Chiba Factory

岡 四郎\*  
Shiroh OKA

### Summary

The Chiba factory has enriched its experience in the shipment of large blocks by using large floating cranes, as the use of the large-block erection technique becomes more frequent.

This paper reports on shipment procedures and basic specifications of large blocks by citing records.

### 1. まえがき

橋梁工事において、架設ブロック単位の長大化の傾向は、近年ますますその度合を高めており、工場で地組立完了後、“浜出し”及び現地までの“輸送”という作業が生ずる。千葉工場の立地条件の基に、過去いくつかの大ブロックを架設現地へ送り出した実績を報告する。

### 2. 宮地岸壁の概要

当岸壁は、千葉港港湾区域内にあり市原航路経由で入港する。隣接して市原公共埠頭（岸壁延長240m、水深7.5m）があり、大ブロック搭載用台船の係留が可能である。

宮地岸壁の主な仕様を下記に示し、位置および浜出しに影響の大きい気象概況を図-1、表-1に示す。

岸壁延長 163.77m

水 深 約-7 m (東京湾平均水位を0とし、岸壁から5 mの地点の平均)

最大干満差 約2 m

岸 壁 高 約2.5m (満潮水位を0とする)

### 3. 浜出し方法

フローティングクレーンによる浜出しに限定するが、架

設現地までの輸送方法は、下記の2通りの方法がある。

①台船搭載 ②吊運搬

ここでは、①台船搭載について述べる。

(1) 地組立位置（岸壁に対する方向）について、

#### 図-2 参照

宮地岸壁は直線で160m余りあるが、門型クレーン走行ラインと約66°の角度を持っており、このクレーンで地組するため、浜出しへは縦取りとなる。縦取りはリーチが必要で大型フローティングクレーンになり不経済である。但し、岸壁に平行に地組して適正クレーンで浜出しへには、他所にヤードと地組用クレーンを借用しなければならない。以上を総合的に検討する必要がある。

(2) 地切り（吊り揚げ）

準備として、フローティングクレーンの係留、吊具のセット等を行い、地組立された大ブロックの吊点位置にフローティングクレーンのフックを誘導、取付ける（天秤使用の場合も同様）。垂直に巻き揚げるために、トランシットで縦横両方向から、大ブロック重心にフック群の中心を誘導し、地切後移動しないように注意する。

(3) 台船搭載

フローティングクレーンを移動させて、台船上の架台に搭載する。留意事項を次に示す。

\* 技術本部工事部工務課課長代理

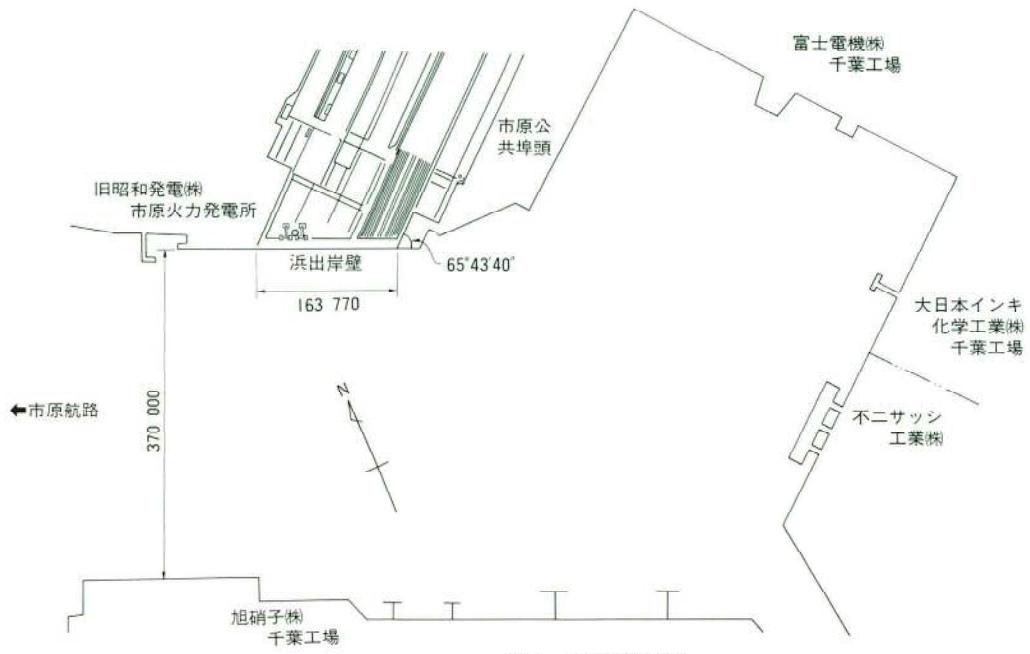


図-1 浜出岸壁周囲

表-1 気象概況

項目別 月別	気温			風			降水量		
	平均	最高(極値)	最低(極値)	最大風速 (m/sec)	同 風 向	最多風向	平均降水量	平均降雨日数	最多日量
1月	4.8°C	18.0°C	-4.9°C	21.0	S W	N NW	44.6mm	5.7日	34.0mm
2月	5.0	19.7	-3.9	21.9	S W	N NW	58.6	6.2	69.5
3月	7.9	21.5	-2.6	21.4	S S W	N NW	106.8	12.0	78.5
4月	13.1	25.4	0.6	22.7	S S W	N N E	112.7	10.1	46.5
5月	17.9	30.8	7.8	24.1	S S W	N E	102.6	10.0	50.5
6月	20.8	33.2	11.2	24.2	S S W	N E	163.3	12.5	94.0
7月	23.9	34.4	14.1	32.9	S S W	N E	95.6	11.2	62.5
8月	26.1	36.8	16.5	26.2	S S W	N E	136.3	9.7	183.0
9月	22.4	34.0	13.2	23.1	S S W	N N E	187.0	12.7	111.0
10月	17.3	29.9	5.8	22.8	S S W	N N E	142.0	10.3	120.5
11月	12.1	25.8	0.4	24.6	S W	N NW	79.7	9.0	47.5
12月	7.5	20.3	-3.2	22.2	S S W	N NW	44.2	5.4	32.5

昭和54年～63年 千葉測候所気象年報（最多風向については昭和63年千葉地域気象観測年報）

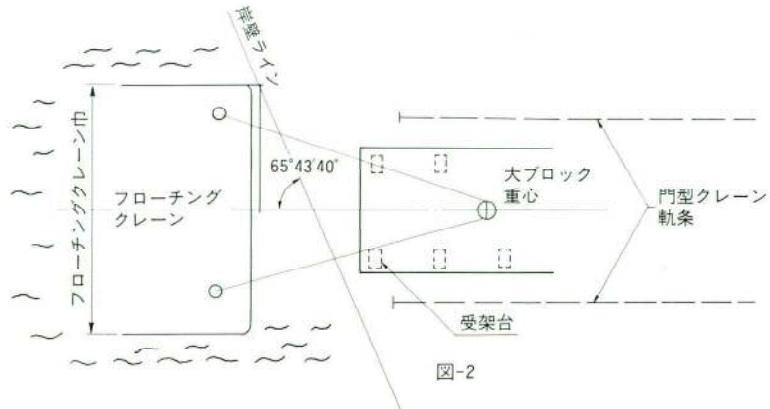


図-2

- ①架台の高さは、所定の反力を得られるよう調整する。  
 ②全水平方向調整可能な引寄せ装置を台船に設置し、  
 正確な位置に搭載する。

#### 4. 浜出し実績

大ブロック浜出し工事一覧を表-2に示す。  
 以下に、いくつかの工事について報告する。

##### (1) 札幌大橋(図-3、写真-1参照)

△△ブロックは、ウェブ間隔2mに対して最大桁高7mの不安定な構造のため、△にフローティングクレーンの吊具をセットしてから横継ぎ材を解体し、同時に残る△にワイヤーによる転倒防止を行った。台船搭載時においても、△には△の搭載に支障のない位置に転倒防止を行い、△の搭載時に△との横継ぎ材を取付けた。

表-2 大ブロック浜出し工事一覧

工事名	施工年月	(幅・高・長) 形状・寸法・重量	浜出し フローティングクレーン	備考
大島大橋	1986年8月	逆台形箱桁 230T 24,300×2,200×24,000	700T吊 大和	2フック使用、4点吊。3,000T台船、 2ブロック積。門型クレーン走行ラインなりに地組。
札幌大橋	1987年6月	鋼床版変断面箱桁 140T 5,500×7,000×41,000	700T吊 大和	3フック(主巻2、補巻1)使用、4点吊。 3,000T台船、4ブロック積。長手方向をラインなりに地組。
港第2工区	1988年3月	鋼床版変断面曲線箱桁 1,050T 4,000×4,500×94,000 320T	1,050T吊 昭鶴	3フック(主巻2、補巻1)使用、8点吊。 12,000T台船、2ブロック積。長手方向をラインなりに地組。 公共埠頭に係留した台船へ移動して搭載。
中島西工区Cブロック	1989年11月	鋼床版3連箱桁 1,050T 27,500×3,000×87,000	1,050T吊 昭鶴 700T吊 大和 2隻の相吊り	2+2=4フック使用、16点吊。12,000T台船使用。 長手方向を岸壁平行に地組。平列相吊り。 フローティングクレーンを後退させて台船を挿入して搭載。
閑空脚、フーチング	1990年5月	フーチング 1,081T 27,500×5,830×32,500 門型脚 833T 25,000×6,000×29,100	2,050T吊 金剛	フーチング、脚共2フック使用、4点吊。 16,000T台船に両ブロック合積。 岸壁平行に地組。公共埠頭に係留した台船へ移動して搭載。
湾横道 P7	1991年5月	曲線Y橋脚 910T 17,000×5,000×34,000	3,000T吊 新寄隆	4フック使用、頂部2、基部4の6点吊。 長手方向を岸壁平行に地組。 吊揚げ、建起し後、基部の4吊点をはずして吊運搬。
BY421工区横梁	1992年1月	主塔横梁 2,080T 8,400×15,500×46,800	3,000T吊 新寄隆	4フック使用、4点吊。 長手方向を岸壁直角に地組。 地切後、所定の高さまで吊揚げ、吊運搬。
BY421工区 BB-I主桁大ブロック	1992年5月	逆台形箱桁 1,490T 38,000×4,000×61,460	4,100T吊 海翔	4フック使用、8点吊。 長手方向をラインなりに地組。12,000T台船使用。 公共埠頭に係留した台船へ移動して搭載。
BY421工区 塔中部大ブロック	1992年6月	塔柱 830T 8,320×4,980×63,150	3,600T吊 武藏	2フック使用(2シアース内の内1シアース使用)4点吊。 長手方向をラインなりに地組。 地切後所定の高さまで吊揚げ、吊運搬。

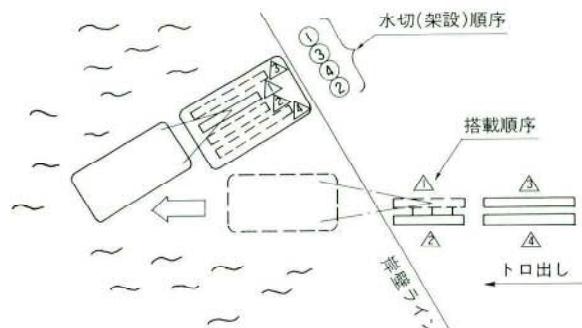


図-3 札幌大橋

台船搭載順序と配置は、搭載途中においての台船のローリング方向の転覆を避けるように配慮した（架設時の水切順序についても同様）。

又、フローチングクレーンの補巻を使用する事により吊揚げ時の縦断勾配調整を可能にした。

## (2) 中島西工区Cブロック



写真-1

フローチングクレーン2隻による相吊りで浜出しを行った。浜出し要領を図-4および写真-2に示す。

## (3) 湾横道P7

建起し要領を図-5および写真-3、写真-4に示す。

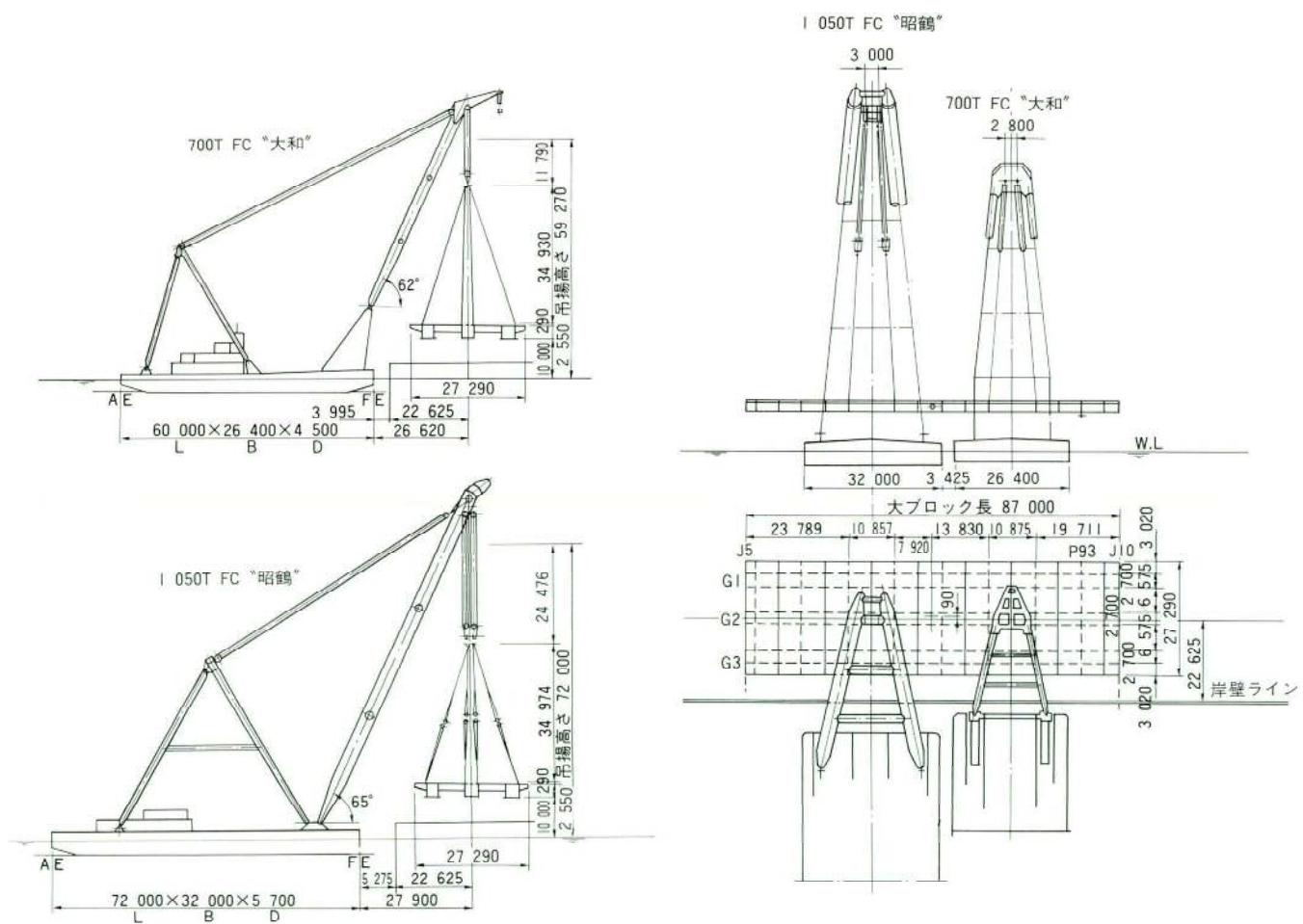




写真-2

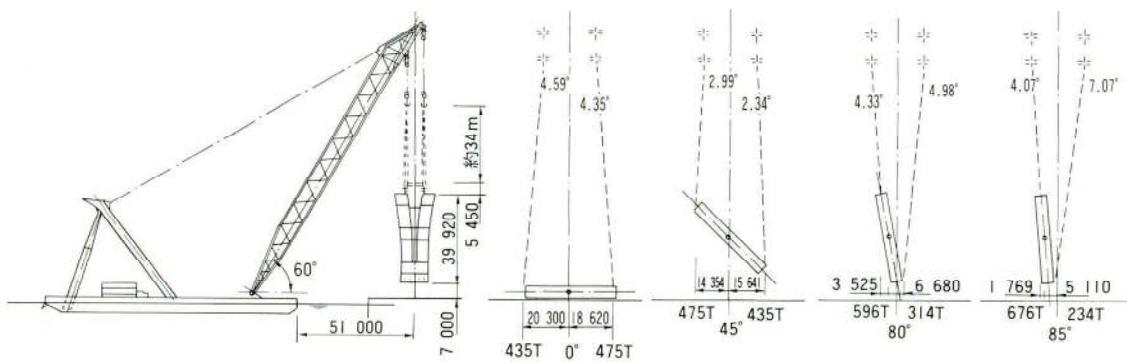


図-5 湾横道 P 7 橋脚建起し要領図

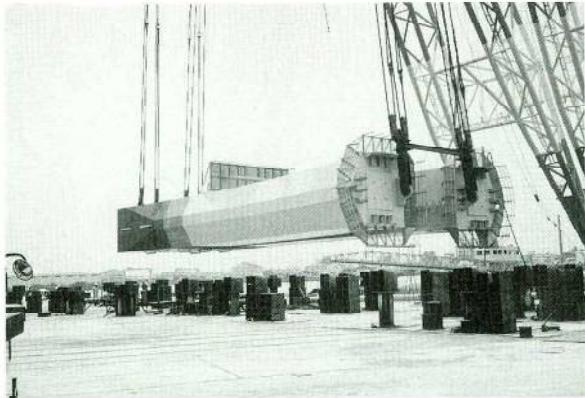


写真-3

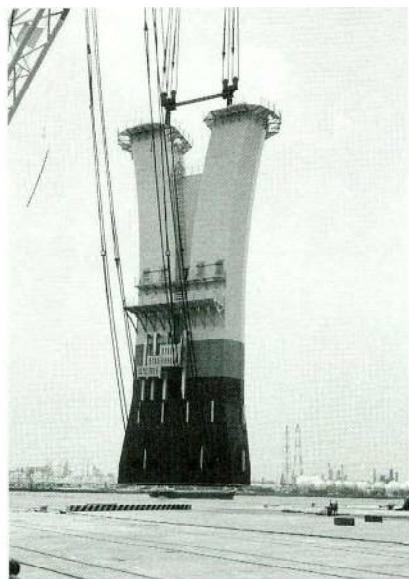


写真-4

図-7 BB-I 浜出し要領図(1)

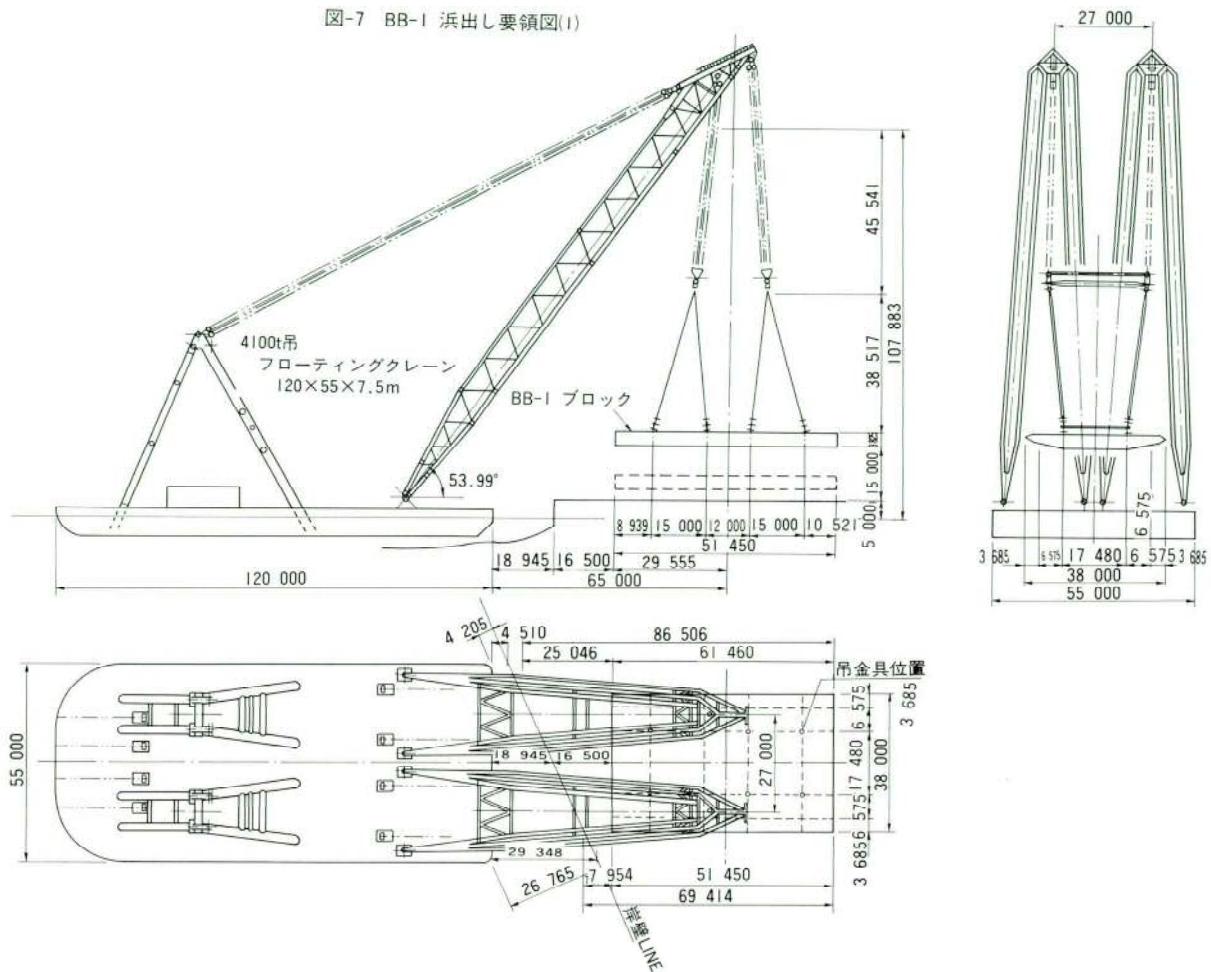


図-6 BB-I 浜出し要領図(1)



写真-5

(4) BY421工区 BB-1 主桁大ブロック

浜出し要領を図-6 および写真-5 に示す。

## 5. あとがき

工場開設10年の間には、本四連絡橋、大阪湾岸線、首都高速等の大プロジェクトが施工され、大ブロック海上輸送は必要不可欠であった。当岸壁から浜出した大ブ

ロック重量は当初から比較すると飛躍的に増大し、これに伴いフローティングクレーンも、世界最大級の海翔(4100T吊)、武藏(3600T吊)を使用するまでになっている。現在、荒川河口橋、名港中央大橋等の浜出しが予定されている中、簡単ではあるが、今後の計画の参考になれば幸いである。最後になりましたが、無事浜出しを完了させる為、各工事に参加協力して頂いた皆々様に深く感謝致します。

### グラビア写真説明

#### 西原上部

本橋は、広島市中区紙屋町より五日市広域公園を結ぶ基幹交通施設として整備されるもので、新しい公共交通機関として「新交通システム」を導入し、新しいネットワークの形成を図る事を目的としています。新交通システムとは、道路を立体的に利用した専用軌道上を走行する、バスと鉄道の中間程度の輸送力を持つ新しいタイプの交通機で、広島では来年（H・6・10・月）第12回アジア競技大会が開催される事から、大会にあわせた工事が着々と進められています。さて、この大会は、今回が12回目にあたり、（日本では東京に次いで二度目の開催、首都以外では大会歴史上、初めての開催）広島市民はもとより、OCA加盟国（42）から訪れる人々にもこのシステムは、必要不可欠なものとなるでしょう。

最後に本橋は、このような基幹交通路線の一角に位置し、平成4年7月には局長表彰をもらうなど、我社は、広島のマスコットキャラクター「ハト」のように大きく羽ばたき今後も躍進してまいります。（三橋）

### グラビア写真説明

#### 一ノ橋

一ノ橋は、京都府の北部に位置する福知山市の山陰本線、上川口駅前に計画された、コンクリート橋の架替え工事である。当駅は、特に学生の利用が多く、通学路となっており、通行止めの期間を極力短くする目的のもと、合成型枠橋が採用された。本橋梁の施工にあたっては、旧橋の橋台を補強して、そのまま使用し、その上に橋長5.52m、有効巾員4.5mの当社の製品を設置した。鉄筋の敷設及び塗装まで、千葉工場にて行なってきたため、現場での作業を最小限にすることことができ、上部工架設開始より約2週間で供用開始することができた。客先のニーズに十分答えることができた製品だったと自負している。（塩見）

### グラビア写真説明

#### 東神戸大橋

神戸市東部の埋立地、魚崎浜と深江浜にはさまれた東神戸水路。その奥にはフェリーターミナルがあり、大型フェリーが頻繁に行き来しています。この水路を横断するのが東神戸大橋であり、完成すると世界屈指の長大斜張橋となります。景観的にも神戸の街並にふさわしい、スマートでエレガントを感じさせます。その反面、神戸の強風で“六甲下ろし”や地震に対して非常に安定性の高い構造となっています。平成6年春予定の開通後には、関西国際空港の重要なアクセス道路として市民に親しまれる憩いの場所として期待されています。（齊木）

## 紹介

# M.T. 橋一般図自動作画システムの紹介

## M.T. Bridge Drawing System

下村時則\* 菅原久志\*\*  
Tokinori SHIMOMURA Hisashi SUGAWARA

### Summary

The M.T. bridge is a girder type bridge for temporary use of which Miyaji Iron Works is justifiably proud, having established a good record with this bridge. Because orders for the bridge are growing, there have been strong desires for computerized systems for stock control and for preparing general drawings, so customer inquiries can be met with prompt responses. So far, a general drawing construction application has been developed and refined. First the drawing pattern of every bridge part is separated into elements and registered with the system. The system is then able to combine the elements on the basis of conditions which have been input, and can output the result. The system now occupies less memory, and extension and modification of the system is easier. This paper outlines the system and also describes the M.T. bridge.

### 1. まえがき

M.T. (Miyaji Temporary) 橋は、当社が橋梁の長年での経験を生かして開発した、使い易い汎用型の組立橋梁で、交通切りまわし用の応急橋として、橋梁の架替え工事や工事用道路の仮橋として、また、架設用の工事桁、さらに災害時の緊急橋として使用されている。近年、これら応急橋の需要が増大してきており、受注体制の強化に伴いM.T.橋一般図作図の即応性が要求されている。このことから、一般図自動作画システムを開発する事になった。本システムの運用により、今まで2日間かかっていた図面の作成が、わずか30分で作成でき、CADによる図面の確認及び修正が可能でプリンター、プロッターへの図面出力ができる。M.T.橋は用途に応じII型、III型、III D型、IV型と製作、用意されているが、今回II型、III型の一般図自動作画システムが実用化したので紹介する。

### 2. M.T. 橋の概要

システム説明に先立ち、M.T.橋の概要について述べる。当社における組立橋梁の開発は昭和35年の鋼製パネルブリッジ（トラスタイプ）に始まる。本格的な組立橋梁としては恐らく日本初であると思われる。その後、アルミ製パネルブリッジの製作を経て、昭和55年よりM.T.型組立橋梁の開発に着手し、M.T.-I型より現在M.T.-IV

型へと進んでいる。その間、関連技術の開発を平行して進め、M.T.-III D型、M.T.-IV型では現場継手部に支圧およびピン接合を採用している。

本橋の特色および仕様を以下に示す。

### 特色

**互換性** 部材の種類が少なく、各部材の互換性に優れ構造がシンプルで取扱いが簡単である。

**現場継手** 支圧、ピン接合により高力ボルト数が少なく施工短縮となる。

**部材寸法** 最大のものでも長さが10mであり、普通のトラックで運搬可能である。

**架設** トラッククレーン工法で行なえる。

**床版** 市販の覆工板が使用できる。

**高欄** 市販のガードレールが使用できる。

### 利用範囲の拡大

- ・連続桁として使用可能。
- ・下路橋として使用可能。
- ・長支間の工事桁へ主桁の二段重ねで使用可能。
- ・切欠き支点部材の使用により低い桁高橋へも対応可能。
- ・鋼脚へも使用可能。

\* 経営計画部情報システム課係長

\*\* 経営計画部情報システム課

表-I MT橋の仕様

			緒元
型式	I 桁	上路	M T - II 幅員 = 4.0 以上 2m 毎、支間 = 30m 級
			M T - III 〃 、 〃 40m 級
		M T - III D	〃 、 〃 40m 級
		M T - IV	〃 、 支間 = 24m 級
	下路	M T - II	幅員 = 4.0m、6.0m、支間 = 30m 級
		M T - III	〃 、 〃 40m 級
		M T - III D	〃 、 〃 40m 級
		M T - IV	—
床版			覆工板
設計	活荷重	設計荷重	T L - 20、T L - 14
		活荷重載荷幅	全幅
		衝撃	道示
		歩道	〃
	活荷重のたわみ制限	1/400	
		許容応力度の割増	常時 25%
	構造計算	I - O 法	
		M T - II、III … 従来方式	
	添接計算	M T - III D、IV … 支圧、ピン接合	

表-2 作画範囲

形 式	等 級	幅 員	主 桁	支 間
上路橋	一等橋	—	II型	14m、18m、20m、22m、24m、26m、28m、30m
上路橋	一等橋	—	III型	32m、34m、36m、38m、40m、42m、44m、46m
上路橋	二等橋	—	II型	14m、18m、20m、22m、24m、26m、28m、30m、32m、34m
上路橋	二等橋	—	III型	36m、38m、40m、42m、44m、46m、48m、50m
下路橋	一等橋	4 m	II型	20m、22m、24m、26m、28m、30m
下路橋	一等橋	4 m	III型	32m、34m、36m、38m、40m
下路橋	一等橋	6 m	II型	20m、22m、24m
下路橋	一等橋	6 m	III型	26m、28m、30m、32m、34m
下路橋	二等橋	4 m	II型	20m、22m、24m、26m、28m、30m、32m、34m
下路橋	二等橋	4 m	III型	36m、38m、40m、42m、44m
下路橋	二等橋	6 m	II型	20m、22m、24m、26m、28m
下路橋	二等橋	6 m	III型	30m、32m、34m、36m、38m

## 制約条件

1. 橋梁型式は単純桁のみとし、上路橋と下路橋とする。
2. 等級は一等橋と二等橋とする。
3. 主桁タイプはII型とIII型（III D型は除く）とする。
4. 幅員は上路橋の場合、4m、6m、8mとし、下路橋の場合、4m、6mとする。
5. 覆工板は上路橋の場合、1m×2mタイプと2m×2mタイプが使用でき、下路橋の場合、1m×2mタイプが使用できる。
6. 支間長は上記の通りとする。

## 3. システムの概要

## (1) システム設計の考え方

システム設計は次のような基本的な考え方に基づいて行った。

## a) システムの簡素化

支間長、幅員等と一般図の側面図、平面図、断面図を構成する図形要素間の関数化をはかり、パターンを部品登録する。これら部品の配置による自動作画を考える。自動作画はCADのカスタマイズ機能を活用してプログラム化を行なう。これにより従来の手製図手法的な作画方式に比べ、プログラム量、内部データ量が1/10程度となる。

## b) 運用のしやすさ

日本語会話機能（AIM/DC）を使用し作業の選択、データ入力、結果の出力等一連の処理をメニュー会話形式とし、電算機に対する熟練度を必要としない。

## c) 図面の修正、追加のしやすさ

自動作画されたモデルのファイルはCADのモデルとして登録し、いつでも呼び出し可能状態になっているので、図面の修正及び追加がCADの基本コマンドを使用し簡単にできる。

## d) 出力図面の応用性

出力図面の、プリンター、プロッター（静電プロッタ、XYプロッター）への出力は、縮尺を自由にできる。

## (2) システム構成

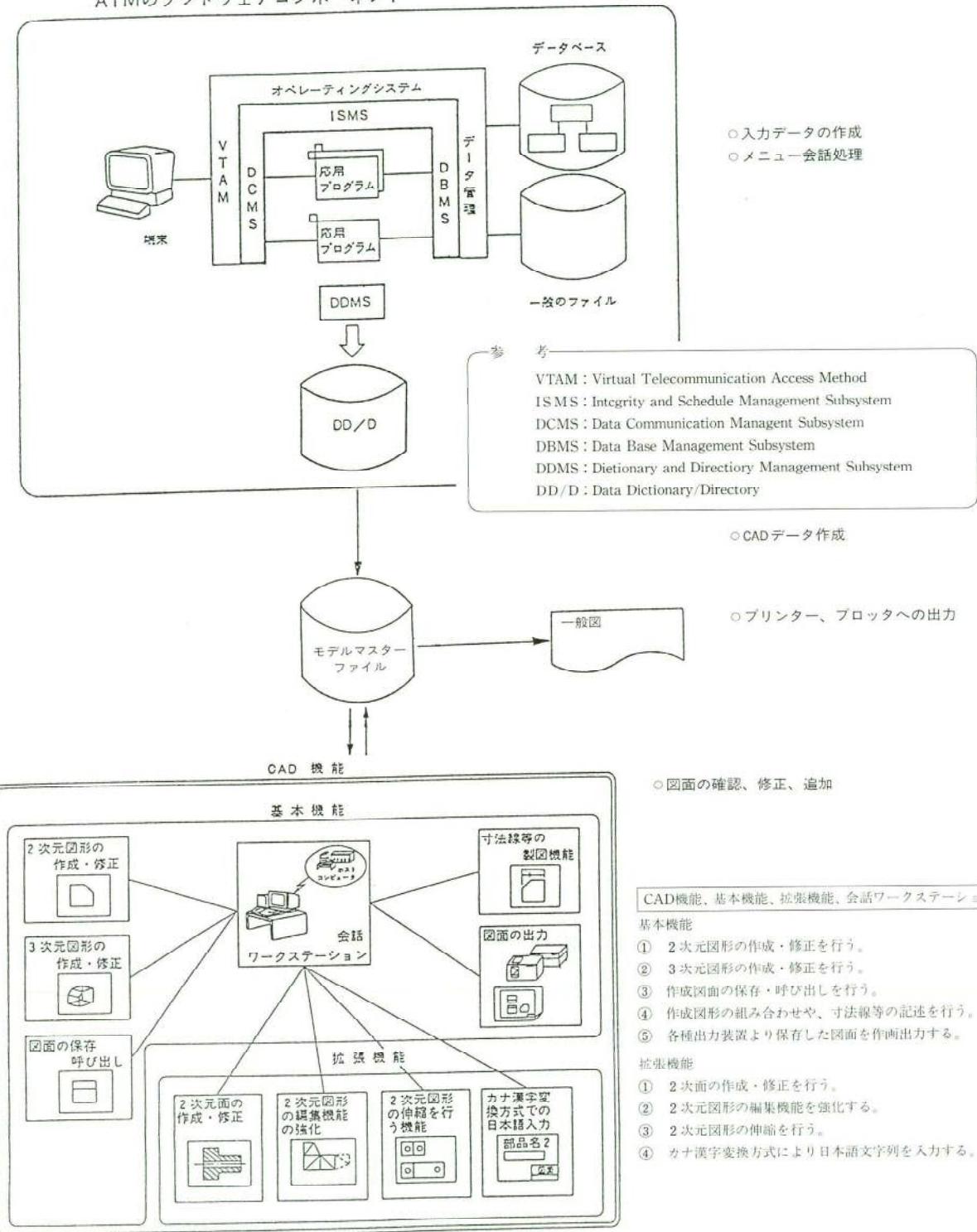
システム構成を図-1に示す。最初にオンライン会話画面より、必要項目のデータ入力をを行う。次に会話型コマンドの自動実行により、CADのモデル作成を行う。図面の確認、修正、追加がある場合は、ICAD/SDSの基本コマンドを使用し行う。必要に応じてオンラインプロッター、プリンターへの出力を行う。

## 4. 入力データ作成

## (1) 入力データの項目及び制約

「工事コード」、「大ロット」、「工事名称」、「橋梁形式」、「幅員」、「支間長」、「等級」、「主桁タイプ」、「覆工板タイプ」の入力を表-2の制約条件で画面入力する事により作画パターンが決定する。

### AIMのソフトウェアコンポーネント



AIM : Advanced Information Manager  
CAD : Computer Aided Design

図-1 システム構成

### (2) 入力データの画面—図-2

日本語会話機能を使用した画面で入力を行う。

### (3) 入力データの即時チェック—図-3

入力データのチェックは、各項目毎に行い、正しいデータの時は登録を行い、制約条件と違う入力がなされた時は即、画面上へ、メッセージを出力すると共に、その項目を反転させて運用者へ知らせる。

## 5. 一般図の出力

図面は、プリンター、プロッター（静電、ペン）のいずれかを選択して出力する。図面上の配置は、「工事名」、「側面図」、「平面図」、「断面図」、「重量表」、「特記事項」、「設計条件」で構成される。II型の上路橋を図-4に、II型の下路橋を図-5に、III型の上路橋を図-6に、III型の下路橋を図-7に掲載する。

## 6. 今後の課題

### (1) 他システムとの連携

現在のシステムでは、材料情報を考慮していないため、作図データから材料を吐き出すことができない。初期条件よりMT橋を構成する全ての部材を、部材データベースから自動的に選び出す事を可能とする。これにより、近い将来システム化を行うMT橋の在庫管理システムとの連携が可能となる。在庫管理の状態を部材データベースに反映させることによって、即、引き合い橋梁に関する部材の有無と不足部材が明確となり、工場製作の計画に反映させることができる。また、部材の保有状況にあわせた一般図と材料表を出力することが可能となる。

### (2) 適用範囲の拡大

今回のシステム化で、除外していた型式（III D型、IV型）の追加を行う、この型式は現時点で一番使用度が多いため、本システムの活用度が大幅に向上升すと考えられる。現在開発中で近々、完成の予定である。

## 7. あとがき

一般図作画システムを運用して各担当者の評価も良く期待していた効果があげられた。設計担当者が今まで一般図作図に多くの時間を要していたが、本システムの適用により短時間で精度良く作成できるようになった。入力に対しても熟練を必要としないので誰でも簡単に

1992/10/23 08:42:31

MT101ADC

* * * MT橋データ入力画面 * * *			
工事コード	<input type="text"/> 大ロットNO	<input type="checkbox"/>	
工事名	<input type="text"/> 日本語15ヶタ		
橋梁形式	<input type="checkbox"/> 1:上路式単純鋼桁	<input type="checkbox"/> 2:下路式単純鋼桁	
幅員	1:4m	2:6m	3:8m
支間長	<input type="checkbox"/> m 14m~50mまで		
等級	<input type="checkbox"/> 1:一等橋	<input type="checkbox"/> 2:二等橋	
主桁タイプ	<input type="checkbox"/> 1:II型	<input type="checkbox"/> 2:III型	
覆工板タイプ	<input type="checkbox"/> 1:1mタイプ	<input type="checkbox"/> 2:2mタイプ	
FUNCTION	<input type="checkbox"/> 空白:登録	8:設計メニュー 9:終了	

R/B ■ 処理中 001 キー先読み 辞 英大

図-2 入力画面

1992/10/23 12:14:01

MT101ADC

* * * MT橋データ入力画面 * * *			
工事コード	<input type="text"/> 99999 大ロットNO	<input type="checkbox"/> 99	
工事名	<input type="text"/> 日本語15ヶタ		
橋梁形式	<input checked="" type="checkbox"/> 1:上路式単純鋼桁	<input type="checkbox"/> 2:下路式単純鋼桁	
幅員	<input checked="" type="checkbox"/> 2	1:4m 2:6m 3:8m	
支間長	<input checked="" type="checkbox"/> m 14m~50mまで		
等級	<input checked="" type="checkbox"/> 1:一等橋	<input type="checkbox"/> 2:二等橋	
主桁タイプ	<input checked="" type="checkbox"/> 1:II型	<input type="checkbox"/> 2:III型	
覆工板タイプ	<input checked="" type="checkbox"/> 1:1mタイプ	<input type="checkbox"/> 2:2mタイプ	
FUNCTION	<input type="checkbox"/> 空白:登録	8:設計メニュー 9:終了	

R/B ■ 処理中 001 キー先読み 辞 英大

図-3 入力エラー表示画面

### 重量表

单位 ton

重量項目	重量
上部工本体	37 990
覆工板	29 148
その他の附属物	1 353
合計	68 491

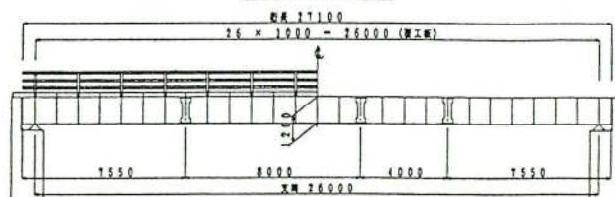
### 特記事項

- 特記事項  
 1) 檻欄もリース材として上部工本体にふくむ  
 2) 覆工板は $184\text{kg}/\text{m}^2$ とする  
 3) 附属物はHTBのみとする

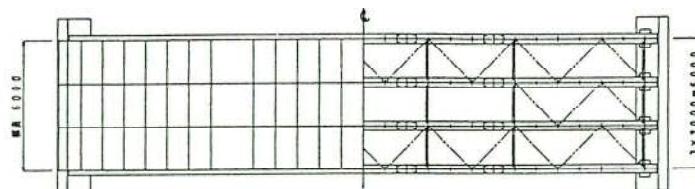
設計條件

形 式	上路式 単純板桁
幅 員	6.0m
支 間	一等橋26.0m
許容応力度の割増	道示の25%割増しとする
許 容 た わ み	支間の1/350以下とする

侧面図 S-1:100



平面图 S=1:100



断面図 S = 1:20

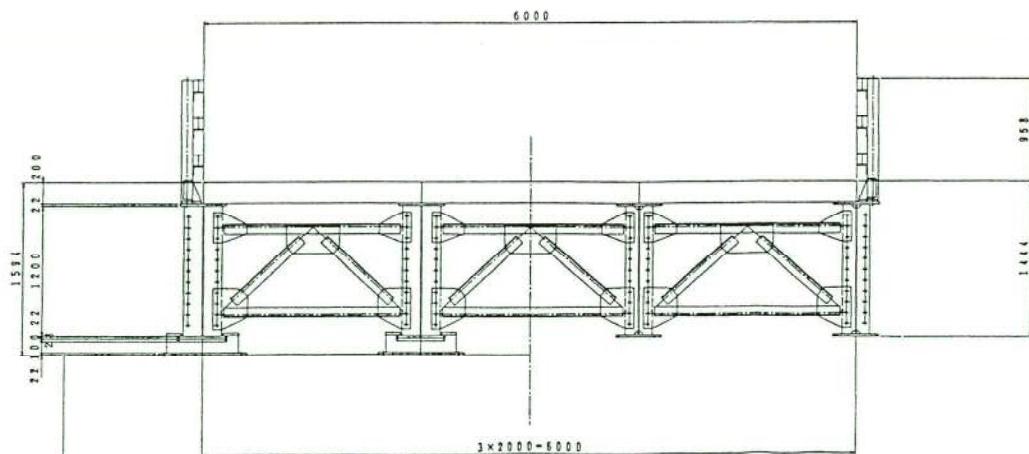


図-4 II型上路橋

重量表 単位 ton

重量項目	重量
上部工本体	29 772
覆工板	20 244
その他の附属物	1 223
合 計	51 239

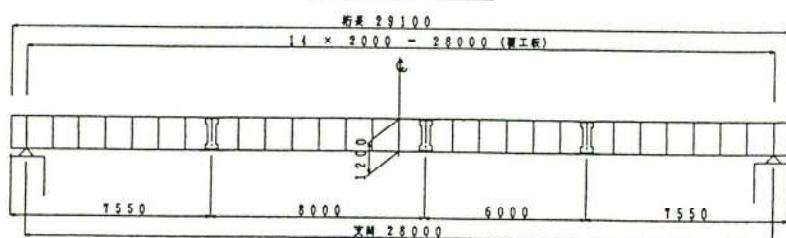
特記事項

- 1) 高欄もリース材として上部工本体にふくむ
- 2) 覆工板は184kg/m<sup>2</sup>とする
- 3) 附属物はHTBのみとする

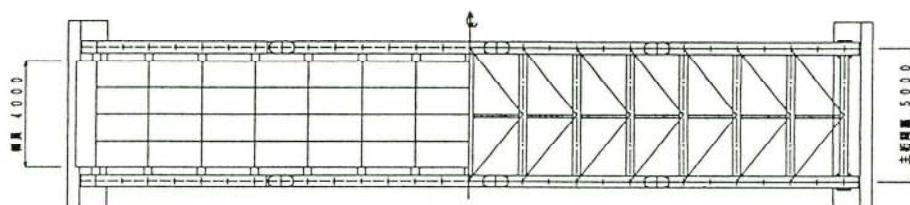
設計条件

形 式	下路式 単純板桁
幅 員	4.0m
支 間	一等橋28.0m
許容応力度の割増	道示の25%割増しとする
許 容 た わ み	支間の1/350以下とする

側面図 S = 1:100



平面図 S = 1:100



断面図 S = 1:20

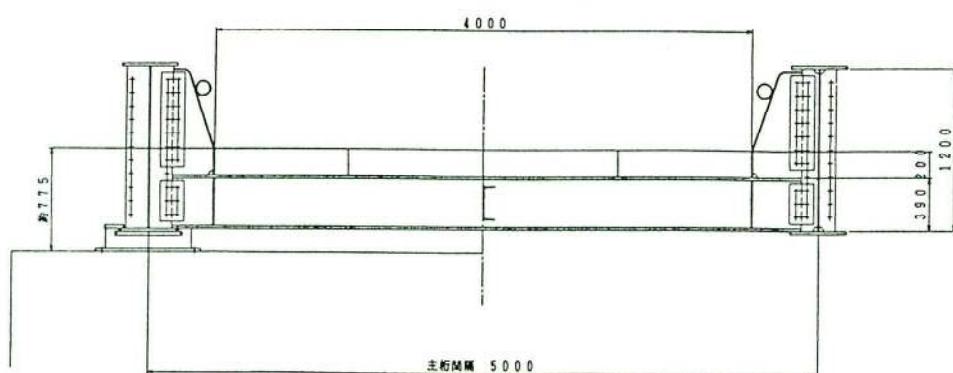


図-5 II型下路橋

## 重量表

単位 ton

重量項目	重量
上部工本体	48 968
覆工板	34 704
その他の附属物	1 835
合 計	85 507

## 特記事項

- 1) 高欄もリース材として上部工本体にふくむ
- 2) 覆工板は184kg/mとする
- 3) 附属物はHTBのみとする

## 設計条件

形 式	下路式 単純板桁
幅 員	6.0m
支 間	一等橋32.0m
許容応力度の割増	道示の25%割増しとする
許 容 た わ み	支間の1/350以下とする

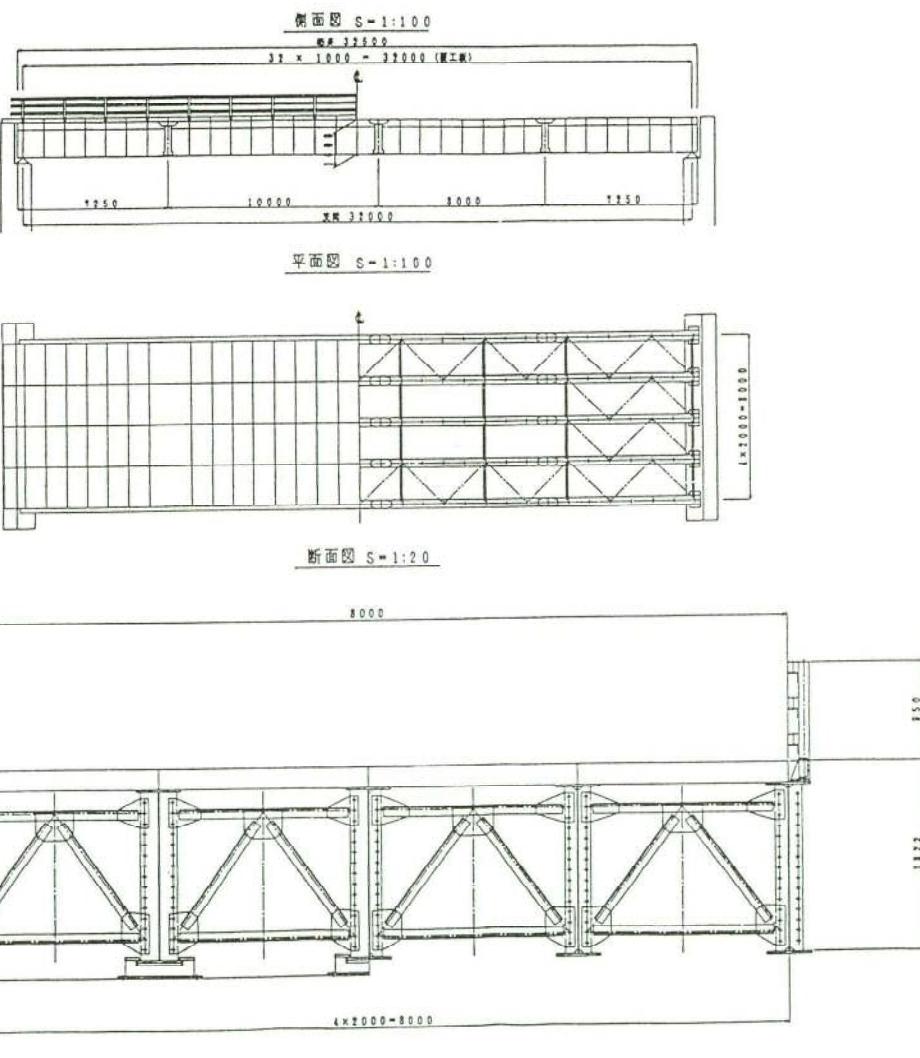


図-6 III型上路橋

重量表

単位 ton

重量項目	重量
上部工本体	70 000
覆工板	47 100
その他の附属物	2 500
合計	119 600

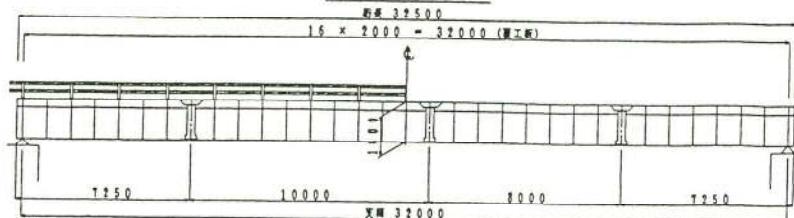
特記事項

- 1) 高欄もリース材として上部工本体にふくむ
- 2) 覆工板は184kg/m<sup>2</sup>とする
- 3) 附属物はHTBのみとする

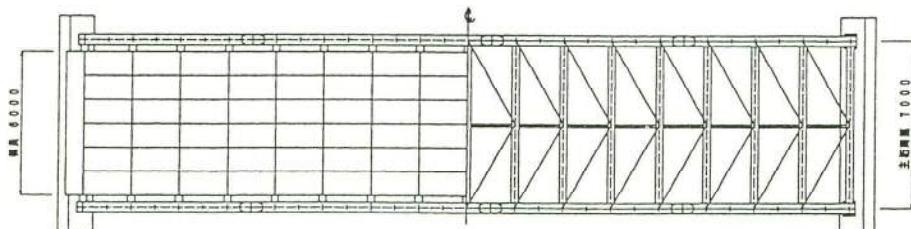
設計条件

形 式	上路式 単純板桁
幅 員	8.0m
支 間	一等橋32.0m
許容応力度の割増	道示の25%割増しとする
許 容たわみ	支間の1/350以下とする

側面図 S = 1:100



平面図 S = 1:100



断面図 S = 1:20

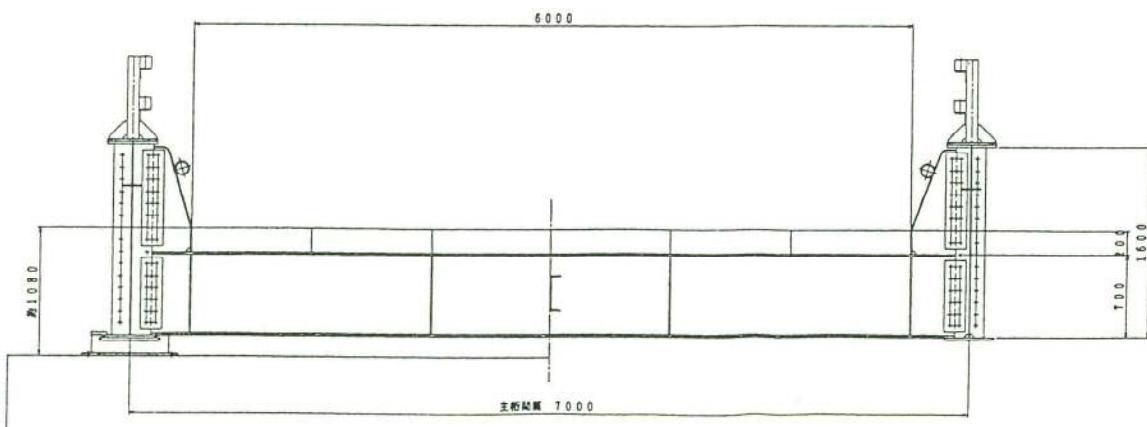


図-7 III型下路橋

利用できる。今後も実用化したシステムの改良と内容の充実を図り、この方式で除外していた型式の開発を進めることを予定である。今後ともご指導賜りますようお願い致

します。本システムの開発にあたってはM T橋検討委員、設計部の皆様を始め多くの貴重な助言、助力を戴いたことを記し感謝の意を表する次第であります。

### グラビア写真説明

#### 新日の出橋

日の出ふ頭と芝浦ふ頭を結ぶ芝浦幹線臨港道路橋として芝浦運河、日の出水門の東側に計画された橋梁。単弦ローゼ橋としては都内最大規模の橋梁で、辰巳埋立地で7ヶ月を要し地組、現場塗装を行ない、フローティングクレーンによる大ブロック一括架設工法で架橋された。

この延長上には東京港連絡橋（レインボーブリッジ：吊橋）が東京の新しい名所として新交通システムと並行して工事の完成を目指している。

### グラビア写真説明

#### 大望橋

この橋は、長野県坂城町を流れる千曲川に架かる2.5mのスリムな橋梁です。昭和39年に左岸側流水部にワーレントラス2連(100m)で通学路として架けられました。残りの通路は、木造の斜路で河川内に降り対岸にわたるものでしたので、台風や大雨が続きますと、流れも川幅一杯となり、しばしば木造の斜路が流失しました。

これまでに4回にわたり災害復旧工事としてトラス5連が架けかえられ、残すことろ2連で両岸が結ばれるという、完成までに息の長い、又橋長も長い橋です。

夏期には大望橋付近は、あゆ釣りや、又川魚料理の店も開かれ、夏の観光にも一役かっておりまます。(海沼)

## 編集後期

本号では、巻頭言に奥村先生が永年に亘る御研究と技術指導での御経験及び技術検討での成果をベースにした技術者として大切な基本姿勢について御教示いただき有難く思います。技術は日進月歩しており、過去の技術を十分に理解し、新しい要求に対応する橋梁技術の基本点を解かりやすく述べていただき、私共が業務を行う上で指針になりますので、活用させていただきます。先生には御多忙のところ、当技報に玉稿をお寄せいただき厚く御礼申し上げます。

本号に執筆された皆様、期限に苦労された人も居ますが予定原稿が揃いました、御苦労様でした。私共は平素忙がしく働いて発注先の要求品質の製品を納めています。その中で研究し、検討し、工夫して工事を行った中で得た技術を記録しています。

現状を示し、明日の改善、発展を期して発行しています。技報の題材は日常業務の中に多数存在しています。特に若い技術者が技術報告、発表の場に活用され、執筆の経験を積まれることを念願しています。

最近は橋梁技術者として後世に残る多くの長大橋の仕事に参画させていただく幸を感じています。

## 技報編集委員会

委 員 長	高 野 祐 吉		
副 委 員 長	高 崎 一 郎	三 木 茂 喜	
委 員	伊 木 達 治	太 田 貞 次	太 田 武 美
	清 宮 昭 夫	小 出 勝 雄	菅 井 衛
	中 島 善 郎	能 登 宙 愿	原 昭 恵
	星 野 恭 成*	宮 崎 好 永	森 下 統 一

\*印 事務局兼務

宮地技報 第9号

発行日 平成5年5月20日

発行所 株式会社地鐵工所

〒103 東京都中央区日本橋小伝馬町15番18号

(日本橋SKビル) TEL 03(3639)2111(代)

印刷所 三好印刷株式会社