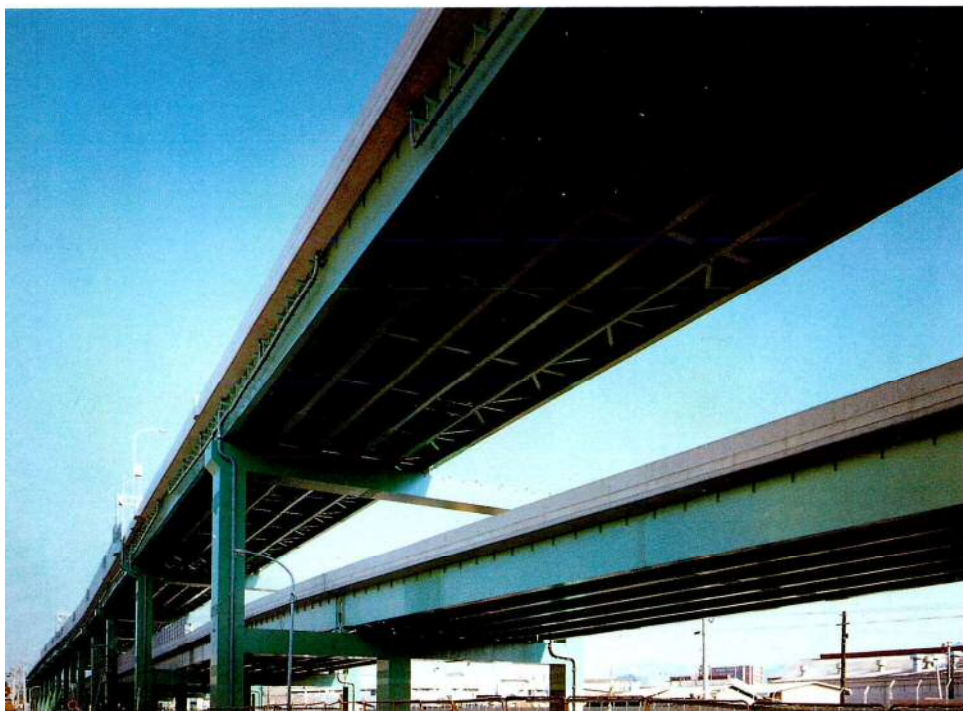


港第二工区高架橋

発注者 阪神高速道路公団
型式 連続鋼床版箱桁
橋長 316.578m (95.067+136.011+85.500)
巾員 8.9m～23.638m
路線 大阪府道高速大阪東大阪線(大阪港線)
所在地 大阪市港区
竣工 平成元年
施工 宮地他4社
説明文 P15



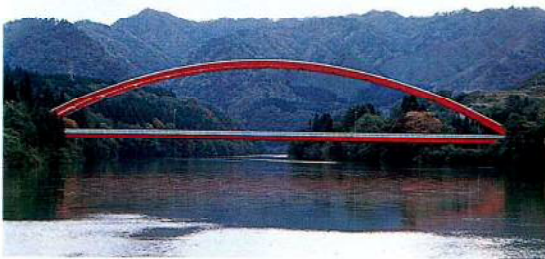
第113工区(下到津)高架橋

発注者 福岡北九州高速道路公社
型式 2径間連続钣桁
4径間連続钣桁
橋長 178m (2@44.5×2、4@44.5)
巾員 15～17m
鋼重 1087t
路線 北九州都市高速道路1号線
所在地 福岡県北九州市
竣工 昭和63年
施工 宮地他1社
説明文 P15



沢内橋

発注者 日本道路公団
 型式 3、4径間連続鉄桁
 橋長 上り線338.9m(3@48.1+
 4@48.1)
 下り線345.9m(3@49.1+
 4@49.1)
 巾員 上り線8.5m、下り線9.0m
 鋼重 1671t
 路線 東北縦貫自動車道八戸線
 所在地 岩手県二戸市～二戸郡一戸町
 竣工 平成元年(予定)
 説明文 P 32



船波大橋(豊実2号橋)

発注者 新潟県
 型式 ニールセンローゼ橋
 橋長 172m
 巾員 8m
 鋼重 954t
 路線 一般県道日出谷(停)宝坂線
 所在地 新潟県東蒲原郡鹿瀬町
 竣工 昭和63年
 施工 宮地他3社
 説明文 P 15



B101工区(その2)高架橋

発注者 首都高速道路公団
 型式 3径間連続鋼床桁箱桁
 橋長 270m(90+110+90)
 巾員 46m～33m
 鋼重 7600t
 路線 横浜市道高速湾岸線
 所在地 横浜市中区本牧ふ頭
 竣工 平成元年
 施工 宮地他2社
 説明文 P 32



緑橋

発注者 旭川市
 型式 2径間連続鋼床版曲線桁
 橋長 74.15m (37.45+35.79)
 巾員 16.5m (9.50+2@3.50)
 鋼重 376t
 路線 市道緑橋通1号橋
 所在地 北海道旭川市
 竣工 昭和63年
 施工 宮地他2社
 説明文 P 32

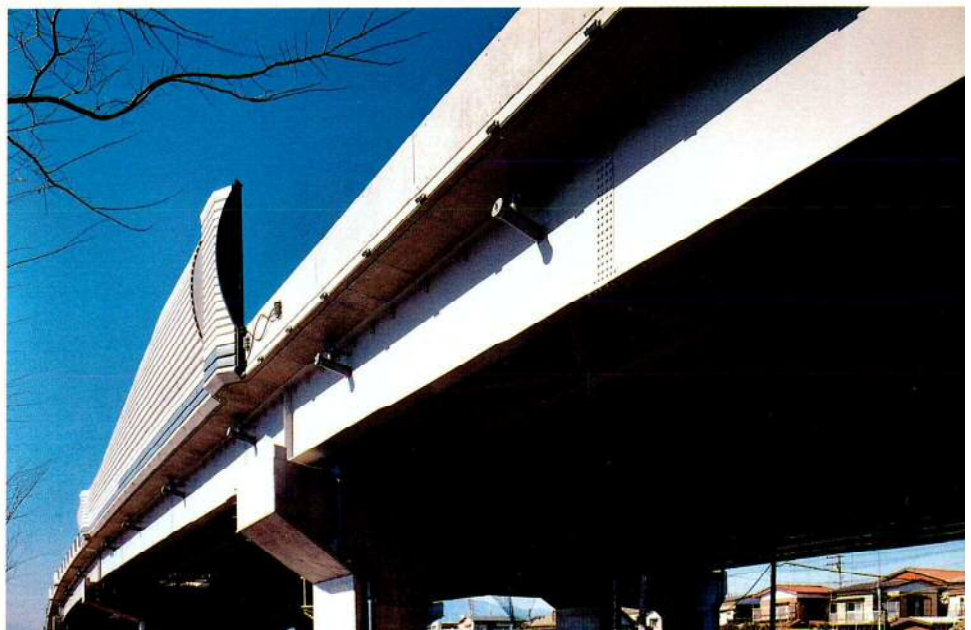


古川高架橋

発注者 近畿地方建設局
 型式 2径間連続鋼床版箱桁
 橋長 141.5m
 巾員 10.75m
 鋼重 747.2t
 路線 京都1号京滋バイパス
 所在地 京都府久世郡久御山町
 竣工 昭和63年
 施工 宮地他1社
 説明文 P 40

香川高架橋

発注者 関東地方建設局
 型式 3径間連続鉄桁
 2径間連続鉄桁、単純鉄桁
 橋長 116.0m (37.0+42.0+37.0)
 巾員 上り線16.4~17.6m
 下り線15.3~18.5m
 鋼重 784t
 所在地 神奈川県茅ヶ崎市
 竣工 昭和62年
 説明文 P 40





大和大橋

発注者 東京都建設局
 型式 3径間連続箱桁
 単純钣桁
 橋長 196.4m (48.65+63.00+48.65
 +2@17.00)
 巾員 15m
 鋼重 758t
 路線 環状第7号線
 所在地 東京都大田区
 竣工 昭和63年
 説明文 P52

高虹橋

発注者 九州地方建設局
 型式 単純合成钣桁
 橋長 90.230m (16.2+23.7+23.8+
 23.9)
 巾員 10.3m
 鋼重 121t
 路線 一般国道202号線(唐津バイパス)
 所在地 佐賀県東松浦郡浜玉町
 竣工 昭和63年
 説明文 P52



原谷橋

発注者 水資源開発公団
 型式 3径間連続钣桁
 橋長 125m (38.5+47.0+38.5)
 巾員 6.50m
 鋼重 185t
 路線 一般国道417号線
 所在地 岐阜県揖斐郡藤橋村
 竣工 昭和63年
 説明文 P52

別府橋

施主 日本道路公団
 発注者 鹿島建設・住友建設共同企業体
 型式 鉄筋コンクリート固定アーチ橋
 橋長 411.0m アーチ支間 235.0m
 メラン支間 66.6m
 巾員 15.71m
 鋼重 1028t (メラン部 527t)
 路線 九州横断自動車道
 所在地 大分県別府市
 竣工 平成元年
 本文 P105 参照

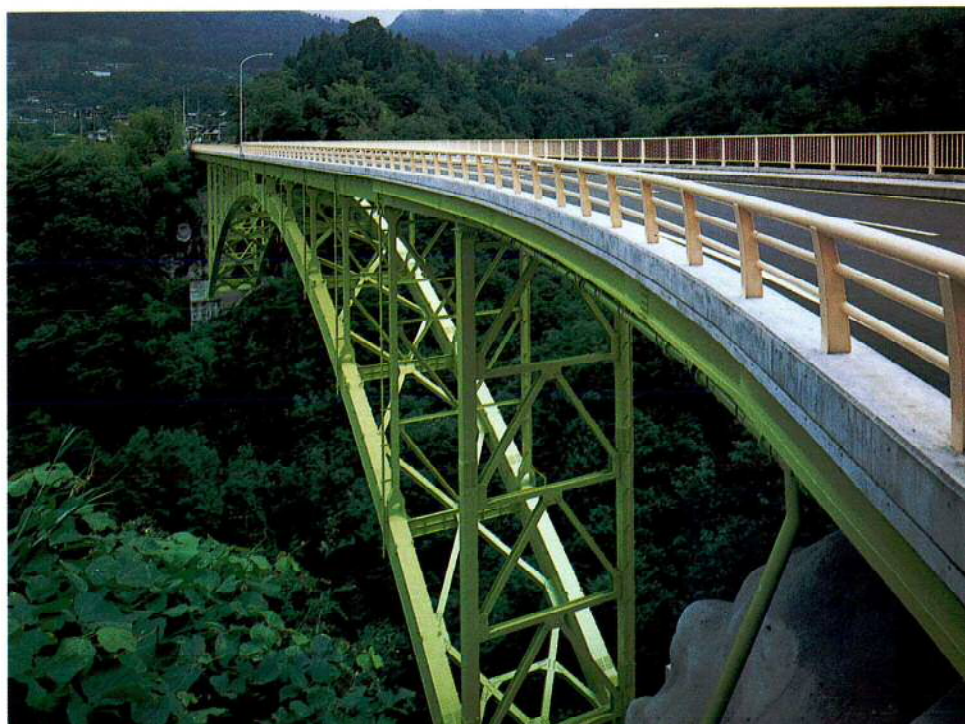


中央大橋(細表橋)

発注者 福島県郡山市
 型式 4径間連続鈹桁
 橋長 191.9m (4@47.5m)
 巾員 14.0m
 鋼重 604t
 路線 香久池・田ノ保下線
 所在地 福島県郡山市
 竣工 昭和63年
 施工 宮地外3社
 説明文 P52

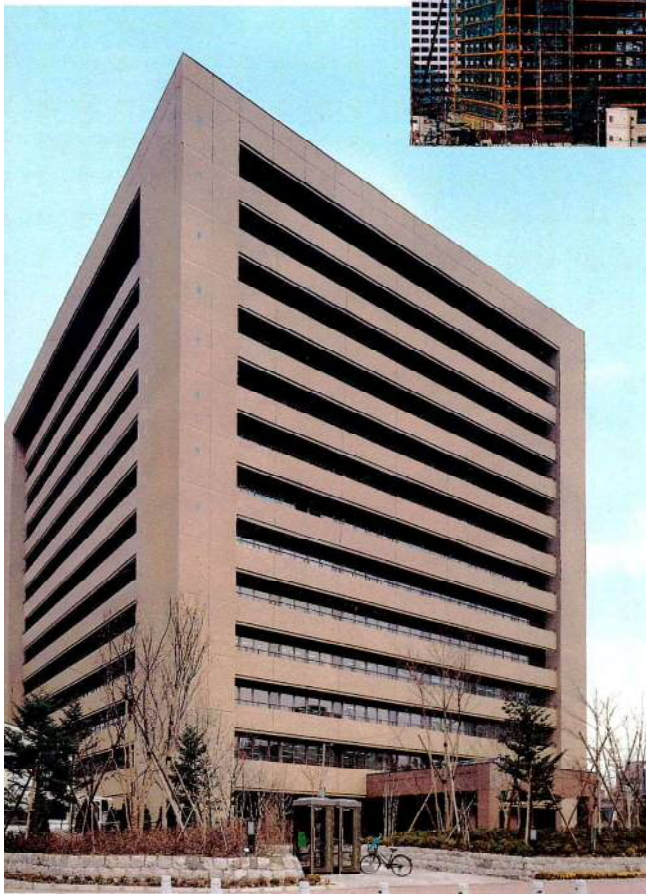
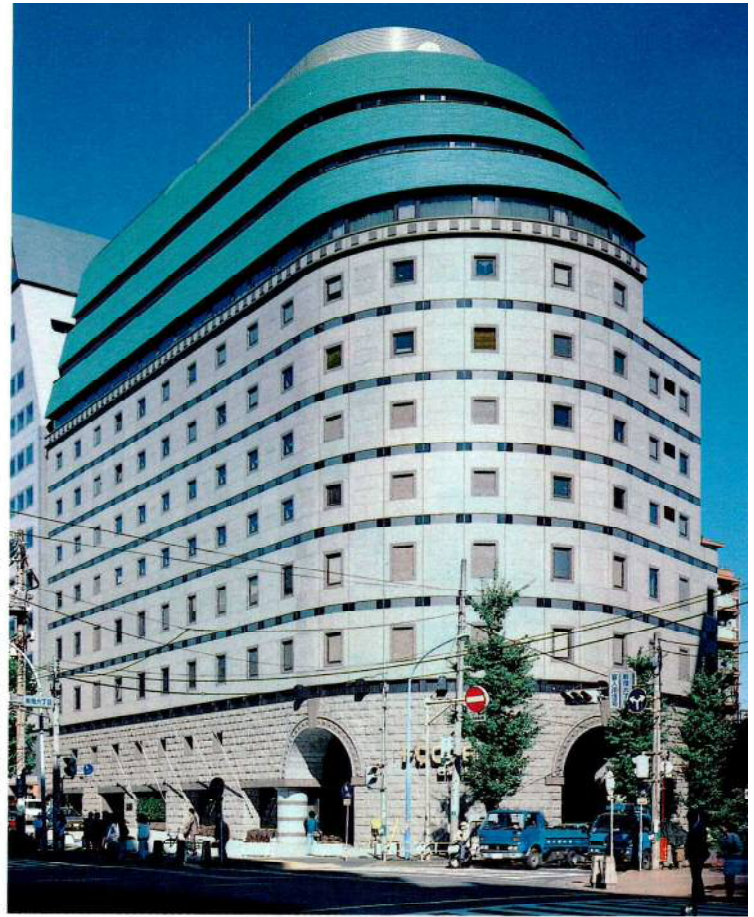
大沢橋

発注者 長野県
 型式 逆口一ゼ桁
 橋長 161.0m (24.5+110+25.5)
 巾員 8.25m
 鋼重 650t
 路線 主要地方道飯田富山佐久間線
 所在地 長野県下伊那郡泰阜村
 竣工 昭和63年
 施工 宮地他1社
 説明文 P52



日清食品東京本社ビル

施主 日清食品(株)
 設計・監理 (株)石本建築事務所
 発注者 東海興業(株)
 構造 S造、地下3階、地上11階
 鋼重 1500t
 所在地 東京都新宿区
 竣工 昭和63年
 説明文 P 70



長野県農協ビル

施主 (株)長野県農協ビル他3団体
 設計・監理 (株)全国農協設計
 長野県経済連一級建築士事務所
 発注者 鹿島・竹中・守谷建設共同企業体
 構造 SRC造、S造、地下2階、地上13階、塔屋2階
 鋼重 4500t
 所在地 長野県長野市
 竣工 昭和63年
 施工 富地他I社
 説明文 P 78

ロイヤルパークホテル

施主 (株)ロイヤルパークホテル
 設計・監理 三菱地所(株)
 発注者 清水・大成・三菱・大日本共同企業体
 構造 SRC造、S造、地下3階、地上18階
 鋼重 6300t
 所在地 東京都中央区
 竣工 平成元年(予定)
 施工 富地他I社
 説明文 P 70



特許庁総合庁舎

施主 特許庁
 設計・監理 建設大臣官房官庁営繕部
 株式会社日建設計
 発注者 竹中・安藤・三井建設共同企業体
 構造 S造、SRC造、地下3階、地上16階、
 塔屋2階
 鋼重 14 000t
 所在地 東京都千代田区
 竣工 平成元年(予定)
 施工 宮地他4社
 説明文 P 70



KDKビル

施主 株関電工
 設計・監理 東電設計株式会社・株式会社日建設計共同企業体
 発注者 鹿島・清水・竹中・大成・大林共同企業体
 構造 SRC造、S造、地下1階、地上13階
 鋼重 4 000t
 所在地 東京都港区
 竣工 昭和63年
 施工 宮地他1社
 説明文 P 86



東京都中央卸売市場大井市場(仮称)(青果棟)

施主 東京都
 設計・監理 意匠 東京都中央卸売市場管理部施設課
 構造 株式会社日建設計
 発注者 大林他6社共同企業体
 構造 SRC造、S造
 鋼重 10 700t
 所在地 東京都大田区
 竣工 昭和63年
 施工 宮地他3社
 説明文 P 99



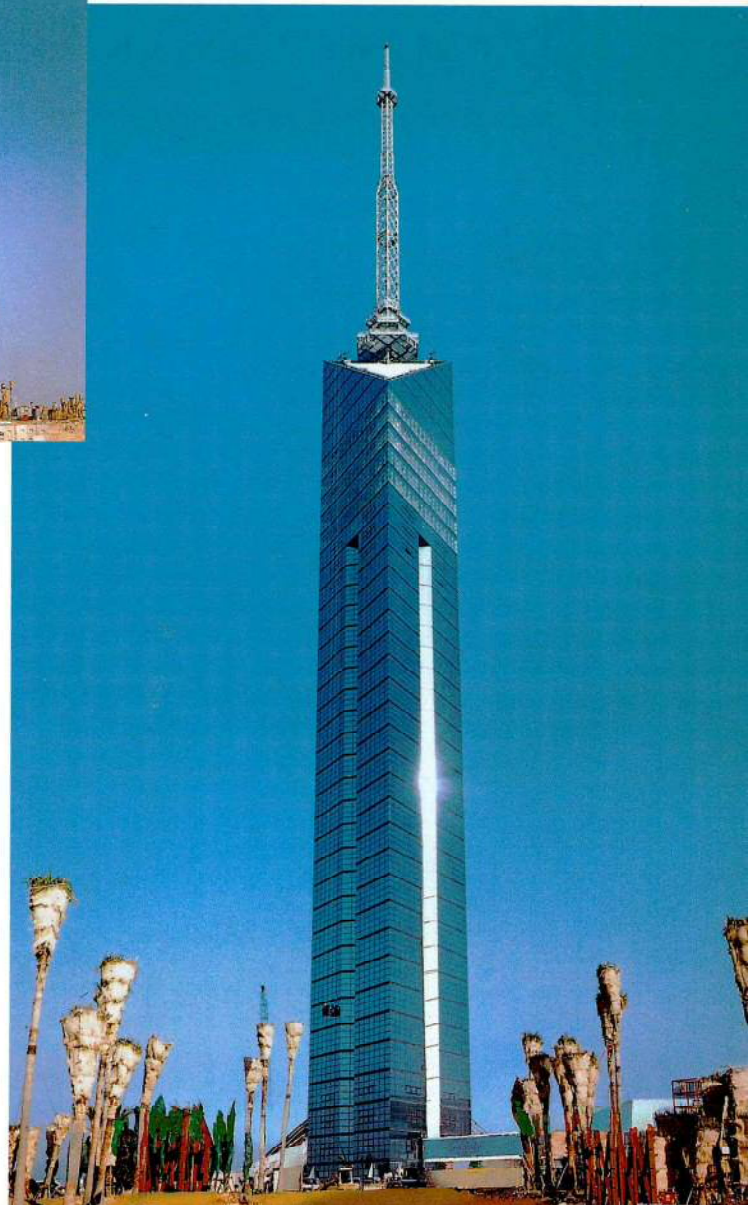
西新宿Kビル

施主 株木村屋総本店
 総合企画 三井不動産株式会社
 設計・監理 株石本建築事務所
 発注者 フジタ・三井共同企業体
 構造 SRC造、S造、地下2階、地上16階
 鋼重 4 200t
 所在地 東京都新宿区
 竣工 昭和63年
 施工 宮地他1社
 説明文 P 104



坂出スカイタワー(建方工事)

発注者 三精輸送機株
 設計・監理 三精輸送機株
 構造 S造 主塔高さ 地上110m
 総高さ 地上130m
 主塔断面 $\phi 3800 \times$
 45t~16t
 鋼重 400t
 所在地 香川県坂出市
 竣工 昭和63年
 説明文 P 99



福岡タワー(建方工事)

施主 福岡タワー(株)
 設計・監理 (株)日建設計
 発注者 共同企業体
 構造 S造 地上234m、展望台123.6m
 鋼重 2700t
 所在地 福岡市早良区
 竣工 平成元年(予定)
 説明文 P 99

巻頭言

社会環境の充実を

東京大学教授 加藤 勉

衣食住というよりは食衣住の順序でしょうか。敗戦直後から現在に至る迄に我々が人間らしい生活を取戻して来た順序のことです。言う迄もなく敗戦直後は我々はボロボロのアンペラ袋のような衣服を着て飢えと戦いました。食糧を生産するための肥料の製造、害虫を駆除するための農薬の製造が盛んとなり、小川から魚が居なくなりました。漸く飢餓の恐れを脱すると、次は少しはましな衣類を身につけようということになり、流行という言葉も復活して来ました。之等を支える技術は応用化学であり、この期間は応用化学全盛の時代でありました。然し之等は消費物資であり原料を国外に仰ぐことが多いため外貨を稼ぐ必要が生じます。之を担ったものが造船重機、自動車でした。勿論鉄鋼業の復興がその基盤をなしています。何しろ一時は世界中を相手にして戦っただけあって潜在的な實力は十分にあったものと思われれます。航空機は駄目でした。ジェット機は戦後の産物だからです。一流の技術の開発には長い時間と資力が必要です。大学では冶金学、船舶工学、機械工学が日の当る学科となりました。然し重工業の隆盛は空気、河、海の汚染の問題をひき起こしました。

然し、之等は必ずしも消費物資ではなく無制限に増産さるべきものではありません。地球資源保護の立場から省エネルギーが重視され、技術の高度化にともない軽薄短小の時代が来ました。エレクトロニクスがその中心的役割を果たしています。

この間、住の問題はどのように推移したでしょうか。住の問題はどうしても一番最後になります。戦後しばらくは12坪の家に一家族を上手に住まわせることが課題でした。住戸数が圧倒的に不足していたのです。戦後のベビーブームの世代が通学年令に達した頃、現在の大和ハウス工業が子供の為の勉強部屋として「ミゼットハウス」というパイプ小屋を売り出して、これが当たりました。何しろ12坪の家では子供は勉強しにくかったに違いありません。これが後にプレハブ住宅産業更に今日の工業化住宅産業に発展してゆくのですが、比較的最近迄は質的にはお粗末なものでした。産業の発展とともに工場建築も盛んになりましたが、屋根や壁はトタン板で夏は暑く、冬は寒く、空気は悪く、今考えると極めて劣悪な環境で皆さんよく頑張ったものと思います。昭和35年頃始めて欧米を訪問して当地の工場施設の清潔さに驚いたものであります。昭和40年頃からビル建築も盛んとなり、外観は立派なオフィスビルが建ち並ぶようになり、遂に最近の超高層建築ブームを迎えるに至りました。之等のビルの特徴は階高の低いことです。先日訪ねて来たイギリス人も何故こんなに天井が低いのかと不思議がってました。現在の日本人は背は決して低くありません。要は建物が安く作れるからです。又一定の空間内に多くの人間をつめ込むことも出来ます。このように見てきますと結局建物はその中で人間が働く為の、生産の為の容器としてしか考えられなかったのではないのでしょうか。住宅は飯をたべて寝ればよい。工場は暑かろうが寒かろうが作業が出来ればよい。オフィスビルは天井が低くて窮屈であろうが事務がとればよいといった具合で、人間も生産機械の一部として扱われてきたようであります。

ところが最近様子が変わって来ました。高級と迄はゆかなくても、その中で人間が楽しく生活できるような建物が求められるようになりました。何故か？これはよく判りません。単に政府が内需拡大を奨励したからだとは言いきれません。恐らく日本人も漸く敗戦後遺症から脱し、又もう戦争は再び無いだろうという本能的な期待から、半永久的な居住環境、社会基盤を作ろうとする考えが戻って来たものと思われれます。空気や河川や海の汚染を取り除く仕事もこの中に含まれます。敗戦のショックはあまりにも大きく、脱却にはこれだけの時間がかかったものと考えられます。我々は兎小屋に住む働き蜂と言われるかと思うとたちまち一転して英国病にかかった怠け者と言われたりしましたが、日本人はバランス感覚と常識を備えた民族であり、立派な社会環境を築き得る實力をもっていると思います。社会環境の変化は人間の精神構造にも大きな影響を及ぼすものと期待しています。

年末から年始にかけてこの稿を書きました。従って前半は回顧的で後半は大法螺になりました。1989年、私は年男であり東京大学に留まる最後の年です。酔も格別であります。

技術評論

宮地建設工業(株)常務取締役 中上達生

10月下旬「宮地技報」の編集委員会の事務局より一通の封書を戴き驚きました。本当に僭越ですが大切な紙面を汚すことお許し願います。

昭和32年春宮地建設工業(株)に入社致しました。当時は不景気の時代で同級生の半数は就職ができない状態で(株)宮地鐵工所の姉妹会社である当社に就職でき大学側でも非常に喜んでくれましたが、本人の自分は学生時代スポーツに夢中でハンドボールに明け暮り自信もなく入社した次第です。それが伝統のある会社は厳しくその反面家庭的で愛情もあり諸先輩の人々もよく指導してくれました。そのお陰により本日の自分があるものと深く感謝し確信しております。

宮地の架設の技術は明治41年の創業に始まり創業者は元より多くの先輩達の日夜の努力と英知の結集に源を発しているものと思います。大正初期より橋梁架設工事を手がけ又建築鉄骨建方工事、さらに昭和初期より空中線鉄柱建方工事と特に架設工事には力を注がれ終戦までは韓国での活躍は目を見張るものだったようです。昭和24年4月土木部が分離し当社が発足しそれからは共に両社が発展したと聞いております。我々は伝統を守り正しく技術を継承し、なお一層各人が努力し切磋琢磨しなければ技術の進歩はないと思います。

両社共に「宮地」として一致協力し世の中に役立つ技術の開発に挑戦しましょう。

30数年を振り返れば走馬燈の様にいろんな現場が思い出され、特に18年間の現場体験は永い様で案外短くも感じます。いろんな人との出会いは未熟な自分にとって技術の修練の場所であり人生の教育の場所でもあった様です。今でも感謝しておりますが企業者側の皆様にもいろいろ御指導願いました。又協力会社の親方の人々にも教えてもらったものです。

入社後は景気もよくなり高速道路時代に突入し現場も多くなり無我夢中で頑張ったものです。幸運にもよい現

場を多く経験出来、特に東京タワーと関門橋は一生忘れられない現場です。それから本州四国連絡橋の大鳴門橋をはじめ、児島・坂出ルート、尾道・今治ルートの大規模プロジェクトに参画でき、少しは役に立てたかと思っております。

我々架設専門業者の技術員は安全・品質・工期に責任をもって発注者の信用を得ることが第一であり誇りでもあります。工事を施工する地域の地元住民の人々に愛されるよう努力しなければならないと思っております。

工事施工計画は安全第一を常に優先して考え、工事ごとに施工に先だち類似工事の記録を調査し、今までの経験を生かして現場施工をより完全に出来る工法を採用しなければなりません。その為経験者の意見や今までの問題点を洗い直し究明し、さらに創意工夫をこらして新しい工法などを研究し、綿密な施工計画を作ることが大切であり、絶対失敗は許されないものであるので確信を待って施工出来る計画にしなければならないと思います。施工計画がどんなによくてもそれを正しく実施しなければなんにも役に立ちません。そこで技術員は篤職・鍛冶工等の技能員の実力を知った施工体制を作り、細心にしかも時には大胆に工事を進めることです。

構造物を作る我々の成果は、正確にすぐ現れるのでごまかしとか、いいかげんなことは絶対許されないのです。どんなことがあっても、ルールにそって品質のよい構造物を早く安くりっぱに完成させたいものです。技術及び知識を向上させることは、毎日の経験や勉強の努力によって来るものであるから、毎日を大切に各人が蓄積整理し、今後の仕事に利用出来る様努力しなければなりません。若い人も努力した人はどんどん成長しております。自分にとって若い人が成長して我々と交代して現場を安全に守ってくれており、だんだん数が多くなって来たことが一番の楽しみです。又会社の宝でもあります。

鋼RC複合多径間ラーメン橋梁の提案

Proposed Steel-RC Hybrid Continuous Rigid-Frame Bridge

鳥越 弘行* 清水 功雄**
Hiroyuki TORIGOE Isao SHIMIZU

Summary

Unlike a prestressed concrete continuous rigid-frame bridge, a continuous rigid-frame bridge whose steel beams are connected rigidly to the tops of the reinforced concrete piers is a hybrid structure which enables rational design and earthquake resistance because the weight of the beams is light, and small-scale piers and foundation work are possible. In addition, for the field erection of the steel beams, cantilever erection without support at both sides of the rigid connection on the pier top is possible, resulting in highly safe erection work and an economically favorable structure. This report introduces hybrid structures with rigid connections, compares different types of girders, and discusses erection equipment.

1. まえがき

鋼とコンクリートの複合構造物として、鋼桁と鉄筋コンクリート橋脚を橋脚頭部において剛結した多径間ラーメン橋梁（以下、鋼RC複合ラーメン橋と称す）は、PC多径間ラーメン橋と比較して桁部の自重が軽く、橋脚・基礎工が小規模となる合理的な構造でありかつ地震時水平変位の少ない耐震性のすぐれた構造である。

また、高橋脚を必要とする箇所においては、鋼連続桁と比較しても鋼RC複合ラーメン橋は、高価なシューを必要とせず、剛性・振動減衰性大のRC橋脚が有効に働いて鋼桁部の載荷荷重による鉛直たわみ量および振動が少なくなるばかりでなく、基礎工も小規模化が可能となる経済的な構造である。

鋼RC複合ラーメン橋は、また、鋼桁部の架設を橋脚頭部からのカンチレバー工法とした場合に、橋脚頭部が剛結結合されるため架設施工中の安全性が高く、ベント等の仮設物が不要となる利点がある。この剛結構造の利点を活かして、新開発の仮受装置付架設機を使用すれば、高橋脚を有する高架橋・海洋橋・峡谷橋・河川橋等で架設工法に制限が有る場合でも、能率的な施工を行うことができ、上下部工を合せた橋梁建設の総工事費において、他種構造物、例えばPC多径間ラーメン橋等と比較しても十分に経済性がありかつ建設工期の短縮が可能な構造物であると云える。

鋼とコンクリート材料の特性を活かした合理的な複合構造物である鋼RCラーメン橋梁を推奨すると共に、種々検討を行なって来た。本文では鋼桁とRC橋脚との剛結構造、鋼RC複合3径間ラーメン橋の試設計と他種構造との比較および仮受け装置付き架設機等について報告する。

2. 鋼RC複合ラーメン橋の特長と架設工法の概要

鋼RC複合ラーメン橋は、主桁部にはコンクリート構造と比較して自重の軽量の鋼箱桁または鋼トラス桁を使用し、橋脚にはRC橋脚を使用するのを基本として、この異種構造部材を橋脚頭部において剛結結合した鋼とRCの複合構造物であり、構造イメージを写真-1・写真-2に示す。

(1) 鋼RC複合ラーメン橋の特長

鋼RC複合ラーメン橋の構造に関する特長を下記に示す。

- ① 鋼桁は、橋脚と剛結されるため高価なシューが不要である。
- ② 上部鋼桁の曲げモーメントの一部をRC橋脚にも負担させ、RC橋脚を有効に働かせることが出来るので、鋼桁のたわみ量が小さく、長大支間橋梁の設計に有利である。

* 技術本部技術開発部次長

** 技術本部技術開発部付課長

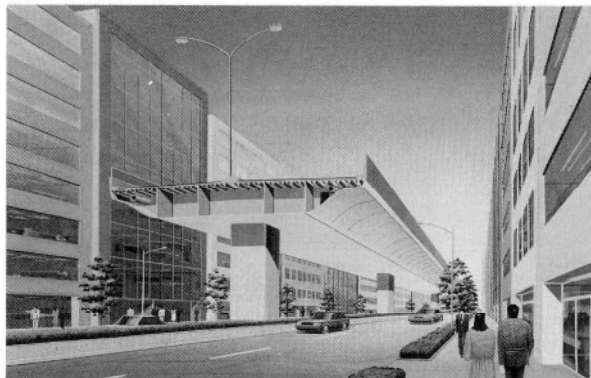


写真-1 鋼RC複合ラーメン橋(箱桁)のイメージ

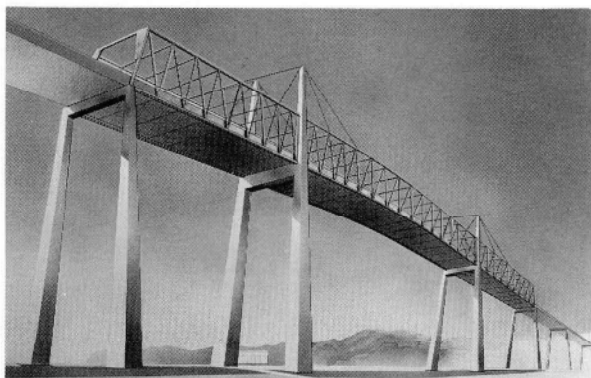


写真-2 鋼RC複合ラーメン橋(トラス)のイメージ

- ③ 上部鋼桁は同種のPC構造に比して自重が軽いいため、橋脚を含めた下部構造が小規模となり経済的となる。
- ④ 剛性・振動減衰性とも大きいRC橋脚が有効に作用するので、地震時の水平変位量が少なく、また、特別の装置を用いなくても地震力を各橋脚に分散できる耐震的構造である。
- ⑤ 設計は、鋼桁部を橋脚頭部からヤジロベ式に左右にカンチレバー架設する工法を基本として、鋼橋桁とRC橋脚との複合構造のラーメン橋として解析する。

(2) 鋼RC複合ラーメン橋の架設工法概要

鋼RC複合ラーメン橋の鋼桁部の現場架設は、RC橋脚と鋼桁との剛結結合の利点を活用し、橋脚頭部から左右ヤジロベ式にバランスを取りながらカンチレバー架設工法を適用することが可能であり、従来の構造形式の鋼桁カンチレバー架設と比較して有利な面が多い。鋼RC複合ラーメン橋におけるカンチレバー架設工法の特長

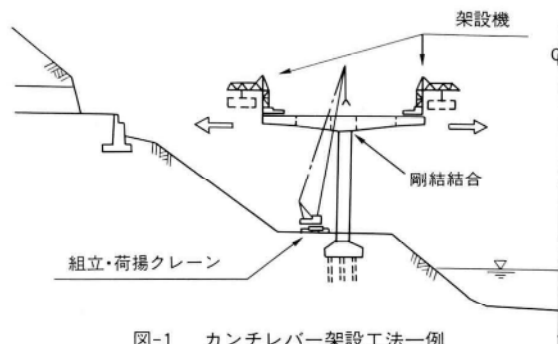


図-1 カンチレバー架設工法一例

を下記に示す。

- ① 支保工・斜支保工を用いたり、側径間をアンカー桁として先行架設せずにカンチレバー架設が可能である。
- ② 安定したRC橋脚に鋼桁部が架設時より剛結されているため、カンチレバー架設時に発生するねじりに対して安全性が高く曲線桁等にも利用可能である。
- ③ カンチレバー架設にはトラベラークレーンが一般的で、地形条件によってはケーブルクレーンの利用も考えられるが、専用の仮受装置付架設機(別途後述する)を使用すれば架設時の鋼桁ブロックは迅速にして安全確実に取り付けられる。そこで、鋼桁現場継手に現場溶接工法を採用することの可能性が大となり、ボルト継手部の無い美観上すぐれた構造とすることも可能である。また、現場架設作業は、一定手順の繰返し作業となるため、安全でかつ工期短縮につながる。
- ④ 鋼桁は支間中央で閉合させラーメン橋とするが、閉合にあたっては現場実測による調整桁を考えている。

以上のように、高橋脚を有する橋梁で地形等の条件によりカンチレバー架設工法をとらざるを得ない箇所の峡谷橋、河川橋等の場合には、この鋼RC複合ラーメン橋は有利な構造物であり、デビダーク工法等によるPCラーメン橋と架設時の安全性・総建設工事費・建設工期等の面で十分対抗出来得る構造物であると云える。

3. 鋼桁とRC橋脚との剛結構造

一般の鋼橋では、上部の鋼桁から下部のRC橋脚への載荷重の伝達はシューを介して行われるが、鋼RC複合ラーメン橋ではRC橋脚頭部においてシューを使用せず鋼桁とRC橋脚を剛結結合した構造である。鋼部材とRC部材の性質の異なる異種部材の剛結結合であり、また

応力集中の大きいラーメン隅角部での結合であるため種々の検討が必要となる。最近、土木建築の分野で、この種の異種部材継手構造の研究が盛んであるが、ここでは鋼RC複合ラーメン橋構造における隅角部の剛結結合方式について検討した事項について述べる。

一般的に、ラーメン隅角部の剛結構造として、上部工が鋼トラス桁の場合は図-2(a)、(b)、(c)のように

- (a) 鋼トラス垂直材をRC橋脚に埋込むタイプ。
- (b) 鋼トラスの格点または弦材をアンカーボルトまたはPC鋼材で、RC橋脚に結合するタイプ。
- (c) 鋼トラス下弦材格点をアンカーボルトまたはPC鋼材で、RC橋脚に結合するタイプ。

等が考えられる。また上部工が鋼箱桁・鋼鈹桁の場合には図-3(a)、(b)のように

- (a) 鋼桁をRC橋脚上において、PC鋼材等で結合するタイプ。

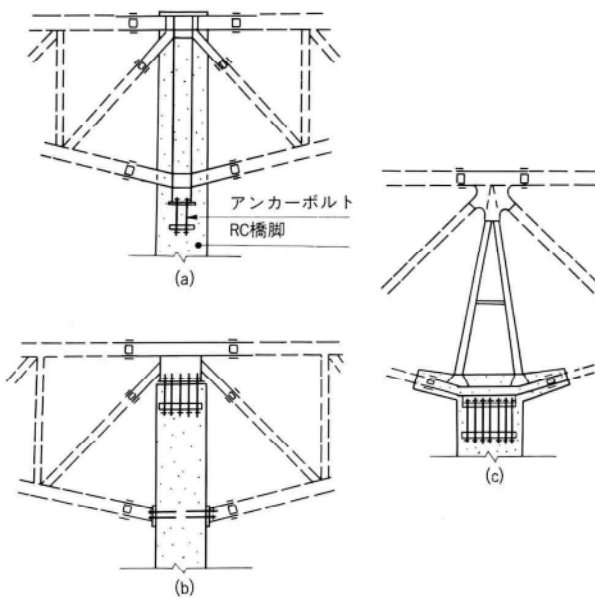


図-2 トラス桁剛結構造イメージ

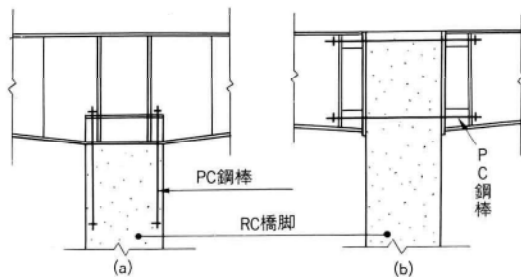


図-3 鋼箱桁・鈹桁剛結構造イメージ

- (b) 鋼桁をRC橋脚の両側にPC鋼材等で結合するタイプ。
等が考えられる。

(1) 上部工が鋼箱桁の場合の剛結構造

上部工が鋼箱桁の場合についての剛結構造としては、次の形式のものが考えられる。

- ① PC方式
- ② SRC方式
- ③ アンカーフレーム方式

アンカーフレーム方式については、高架橋の鋼橋脚下部における鋼脚柱とRCフーチングの結合箇所に多く採用され、設計基準にも規定されている。しかし、鋼RC複合ラーメン橋においては、剛結部が橋脚頭部であり種々の制約・条件が多いため、アンカーフレーム方式では鋼桁下部とRCの接合面にはだすき(微小の開口)が発生する恐れがある。したがって、剛性・耐力の低下およびくり返し応力による疲労強度低下が問題になると想定されるので、この方式を除き検討を行なった。

- (a) PC方式

図-4のように、RC橋脚頭部にPC鋼棒を埋込む(デッドアンカー・シース使用)。橋脚コンクリート打設は正規の高さより数cm下方で打止めして、鋼箱桁フランジ部のPC鋼棒用貫通孔にPC鋼棒を通しながら鋼箱桁を架設して高さ調整装置付き埋込架設ボルトを使って正規の位置にセットする。鋼箱桁の内部から注入孔を利用し、鋼

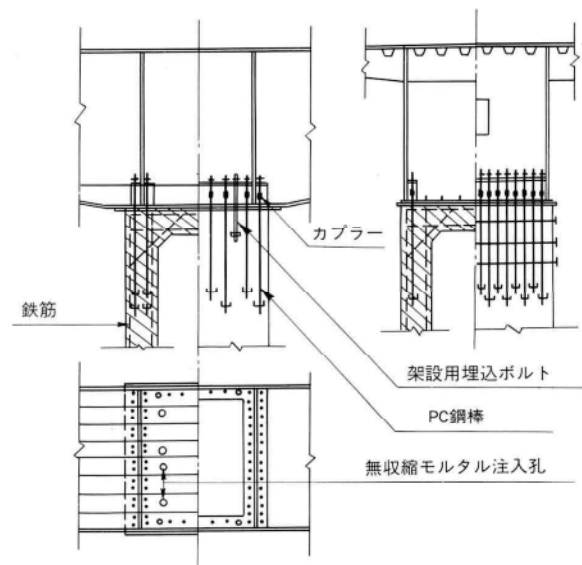


図-4 PC方式剛結構造

箱桁下フランジとRC橋脚頭部の数cmの間げきに流動性の良い無収縮モルタル・エポキシモルタル等を注入する。注入物の硬化の後、鋼箱桁のダイヤフラム箇所および腹板箇所の内部でPC鋼棒にプレストレスを導入して締結し剛結結合構造とする。

PC方式の長所を下記に示す。

- ① 荷重状態にかかわらず、鋼桁とRC橋脚の結合箇所にはだすき（微小開口）を発生させない。また結合箇所附近のRC橋脚に曲げひび割れを発生させない。
 - ② くり返し荷重による剛結部の疲労強度低下が少なく、耐久性があり、剛性の低下が無い。
 - ③ 応力の伝達機構が明解である。水平せん断力に対しては、鋼とコンクリートの摩擦力により十分に抵抗出来る。
 - ④ 結合箇所の鋼桁架設、剛結結合施工が容易である。
- 今後の検討課題としては下記の事項を考えている。

- ① 鋼桁下フランジ下端とRC橋脚の接点に注入施工する無収縮モルタルあるいはエポキシ樹脂モルタル等の注入材の選定とその充填性の確認。
- ② PC鋼棒中間埋込定着部の位置およびその附近の局部応力の検討。
- ③ 鋼桁の架設施工精度から決まる鋼桁下フランジのPC鋼棒用孔径の余裕量とカプラー使用の可否。

(b) SRC方式

RC橋脚頭部に小規模アンカーフレームを埋込み、鋼箱桁内のダイヤフラムと腹板近くで鋼桁をRC橋脚上部の正規の位置にセットして締結する。鋼箱桁下フランジ部に設けた開口部からRC橋脚の鉄筋を箱桁内部に貫通させて、鋼桁ダイヤフラムと腹板に溶接したスタッドジベル等と鉄筋を一体としてコンクリートを打設する。鋼桁からの応力伝達は、桁のダイヤフラムおよび腹板から一部分はアンカーボルトにより、また他の一部分はジベル等を介して鉄筋コンクリートによりRC橋脚に伝達するのがSRC構造方式である。

図-5のように、アンカーボルトの一部をPC鋼棒に置きかえて、PC鋼棒併用とすることにより、剛結部のはだすき、およびコンクリートの曲げひび割れの防止になるとともに剛度と耐久力が増して一層信頼性の有る剛結結合構造となる。鋼桁下フランジの開口部による断面欠損は、左右の鋼桁下フランジ部にスタッドジベルを使用した鉄筋コンクリート補強と補強ベースプレートで十

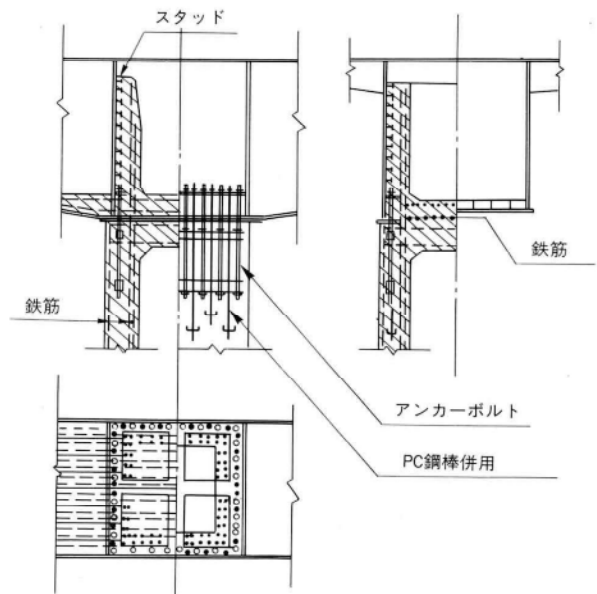


図-5 SRC方式剛結構造

分対処する事が可能である。SRC方式の長所短所を下記に示す。

長所として

- ① 剛性、終局強度共に大きな剛結構造である。
- ② 鋼桁の応力集中箇所（ダイヤフラム、腹板）が鉄骨鉄筋コンクリート構造になり、局部応力に対して安全性が大である。
- ③ 鋼桁架設の施工性は良い。

短所としては

- ① 剛結部の構造が複雑であり、特に鋼箱桁内の鉄筋コンクリート施工に難点がある。
- ② 応力伝達機構が複雑で、PC方式のように明確でないところがある。

今後の検討課題としては、応力伝達機構の解明と設計法の確立が必要である。（現在は、累加強度設計を考えている。）

4. 鋼RC複合ラーメン橋の試設計と

他種構造との比較

鋼RC複合3径間連続ラーメン道路橋の試設計と同規模の他種構造との比較を行なった結果を示す。

(1) 鋼RC複合3径間連続ラーメン道路橋試設計

(a) 設計条件

構造形式	上部工形式	鋼床版箱桁
	橋脚形式	R C 中空断面
	橋梁構造寸法	図-6 参照
	基礎形式	場所打 R C 杭 $l=20$ m
荷重条件	活荷重	T L-20、T T-43
	温度変化	鋼桁部 $\pm 35^{\circ}\text{C}$
	設計水平震度	$K_h=0.26$
設計法	鋼床版箱桁	許容応力設計法
	剛結構造部	限界状態設計法
	R C 橋脚	"
	基礎工	"

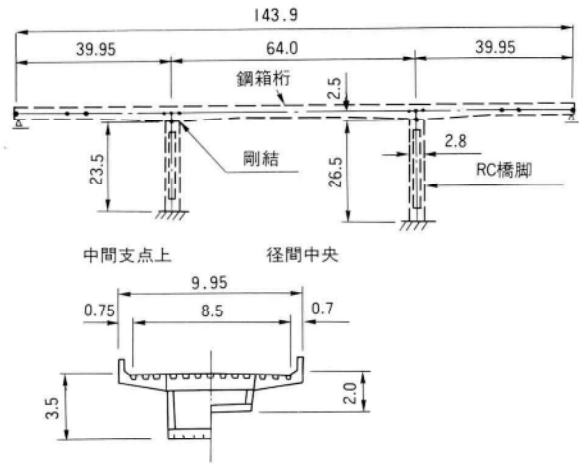


図-6 構造寸法 (m)

(b) 構造解析モデル

鋼桁の架設は、R C 橋脚頭部より両側にヤジロペー式にカンチレバー架設を行い、バランスの取れた状態で中央径間中央で鋼桁を閉じた後に両端鋼桁ブロックを架設することを考慮している。構造解析モデルを図-7に

示す。

(b) 設計断面力

鋼桁部の設計断面力を表-1、R C 橋脚部の設計断面力を表-2に示す。

表-1 鋼桁部設計断面力
曲げモーメント (t·m)

格点	架設1	架設2	橋面荷重	死合計	活最大	活最小	死活最大	死活最小	温度	DL(MA)+T	DL(MA)-T	DL(MN)+T	DL(MN)-T
15	-45.5	-55.6	416.8	315.7	912.0	-81.4	1227.7	234.3	-106.8	974.7	1160.4	110.9	296.6
16	0.0	-53.9	462.1	408.2	869.0	-60.9	1277.2	347.3	-111.6	1013.6	1207.7	205.0	399.0
17	-45.5	-52.1	415.9	318.3	806.6	-76.9	1124.9	241.4	-116.5	876.9	1079.5	108.6	311.2
22	-1680.7	-43.4	-1188.8	-2912.9	230.7	-1688.2	-2682.2	-4601.1	-140.8	-2454.8	-2209.9	-4123.4	-3878.5
23	-1853.0	-42.9	-1343.2	-3239.1	242.0	-1889.0	-2997.1	-5128.1	-142.1	-2729.7	-2482.6	-4582.8	-4335.7
23	-1853.0	-836.6	-996.3	-3735.9	22.5	-1383.5	-3713.4	-5119.4	276.7	-2988.4	-3469.7	-4211.0	-4692.3
24	-1680.7	-852.1	-866.4	-3399.2	26.5	-1202.5	-3372.7	-4601.7	267.0	-2700.6	-3165.0	-3769.3	-4233.7
28	-182.1	-349.3	243.7	-287.7	694.0	-154.0	406.3	-441.7	125.7	462.6	244.0	-274.8	-493.4
29	-45.5	-223.7	292.4	23.2	729.3	-110.7	752.5	-87.5	90.4	733.0	575.7	2.5	-154.7
30	0.0	-98.0	249.5	151.5	592.7	-67.4	744.2	84.1	55.1	695.0	599.2	121.0	25.2

せん断力 (t)

格点	架設1	架設2	橋面荷重	死合計	活最大	活最小	死活最大	死活最小	温度	DL(MA)+T	DL(MA)-T	DL(MN)+T	DL(MN)-T
15	17.9	0.3	17.9	36.1	73.5	-42.3	109.6	-6.2	-1.0	94.4	96.2	6.3	4.5
16	0.0	0.3	-0.1	0.2	56.7	-57.0	56.9	-56.8	-1.0	48.6	50.3	-50.3	-48.5
17	-17.9	0.3	-18.0	-35.6	42.1	-73.9	6.5	-109.5	-1.0	4.8	6.5	-96.1	-94.3
22	-119.6	0.3	-107.8	-227.1	9.6	-174.6	-217.5	-401.7	-1.0	-190.0	-188.3	-350.2	-348.4
23	-126.6	0.3	-112.7	-239.0	9.6	-181.3	-229.4	-420.3	-1.0	-200.3	-198.6	-366.3	-364.6
23	126.6	24.6	95.3	246.5	160.2	-0.6	406.7	245.9	-6.9	347.7	359.7	207.8	219.8
24	119.6	24.6	90.3	234.5	155.6	-0.7	390.1	233.8	-6.9	333.2	345.2	197.3	209.3
28	35.7	24.6	18.5	78.8	67.9	-30.3	146.7	48.5	-6.9	121.6	133.6	36.2	48.2
29	17.9	24.6	0.6	43.1	47.3	-47.9	90.4	-4.8	-6.9	72.6	84.6	-10.2	1.8
30	0.0	24.6	-17.4	7.2	29.0	-70.1	36.2	-62.9	-6.9	25.5	37.5	-60.7	-48.7

DL(MA)=死荷重合計+活荷重最大
DL(MN)=死荷重合計+活荷重最小
+T, -Tは温度上昇、降下を表す。

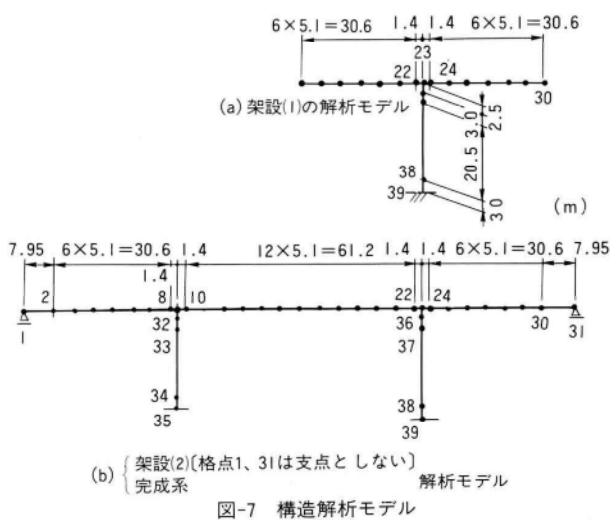


図-7 構造解析モデル

(c) 剛結結合の設計

剛結結合はPC鋼棒締付によるPC方式剛結構造とする。剛結構造諸元を図-8に示す。

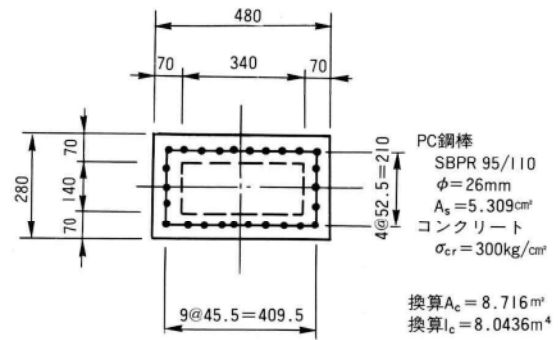


図-8 剛結構造諸元 (cm)

表-2 RC橋脚部設計断面力

終局限界状態ケース(1) 1.05D ₀ +1.20D ₁ +EQ								N ; 軸力 (t) M ; 曲げモーメント (t・m) S ; せん断力 (t)		
格点		架設 1	架設 2	橋面荷重	死合計	地震 1	地震 2	地震合計	永+地左	永+地右
36	N	253.2	24.3	208.0	541.0	9.3	5.1	15.9	556.9	525.1
	M	0.0	731.7	-300.9	407.2	-804.3	-403.8	-1329.1	-921.9	1736.3
	S	0.0	-44.8	18.1	-25.0	53.9	57.3	125.4	100.4	-150.3
39	N	908.8	24.3	208.0	1229.4	9.3	5.1	15.9	1245.2	1213.5
	M	0.0	-455.9	185.9	-255.6	2772.3	1113.5	4247.1	3991.5	-4502.7
	S	0.0	-44.8	18.4	-25.0	222.0	57.3	301.9	276.9	-326.8
終局限界状態ケース(2) D ₀ +D ₁ +EQ										
格点		架設 1	架設 2	橋面荷重	死合計	地震 1	地震 2	地震合計	永+地左	永+地右
36	N	253.2	24.3	208.0	485.5	9.3	5.1	14.1	499.9	471.1
	M	0.0	731.7	-300.9	430.8	-804.3	-403.8	-1208.1	-777.3	1638.9
	S	0.0	-44.8	18.4	-26.4	53.9	57.3	111.2	84.8	-137.6
39	N	908.8	24.3	208.0	1141.1	9.3	5.1	14.4	1155.5	1125.7
	M	0.0	-455.9	185.9	-270.0	2772.3	1113.5	3885.8	3615.8	-4155.8
	S	0.0	-44.8	18.4	-26.4	222.0	57.3	279.3	252.9	-305.7
使用限界状態 *D ₀ +D ₁ +0.5L+0.5T								*		
格点		架設 1	架設 2	橋面荷重	死合計	活荷重	死+活	温度	死+温度	死+活+温度
36	N	253.2	24.3	208.0	495.5	130.8	616.3	-6.0	479.5	547.9
	M	0.0	731.7	-300.9	430.8	928.1	1358.9	270.6	701.4	1030.2
	S	0.0	-44.8	18.4	-26.4	-51.5	-77.9	-59.3	-85.7	-81.8
39	N	908.8	24.3	208.0	1141.1	86.4	1227.5	-6.0	1135.1	1181.3
	M	0.0	-455.9	185.9	-270.0	-591.9	-861.9	-1300.3	-1570.3	-1216.1
	S	0.0	-44.8	18.4	-26.4	-50.2	-76.6	-59.3	-85.7	-81.2

① 終局限界状態

設計断面力 (格点36) $1.05D_0 + 1.20D_1 + EQ$

$N = 525.1t$

$M = 1736.3tm$

$S = 150.3t$

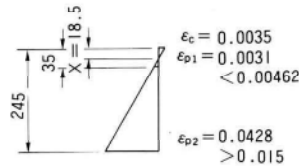


図-9 終局限界ひずみ

$$C = 0.85 \times f_{cd} \times A_c$$

$$0.85 \times 230 \times 480 \times 18.5 \times 0.8 \times 10^{-3} = 1389t$$

$$T_1 = A_{s1} \times E_p \times \epsilon_{p1}$$

$$53.09 \times 2.0 \times 10^6 \times 0.0031 \times 10^{-3} = 329t$$

$$T_2 = A_{s2} \times 0.93 \times \delta_{pu}$$

$$= 53.09 \times 0.93 \times 11000 \times 10^{-3} = 543t$$

$$N' = C - T_1 - T_2 = 1389 - 329 - 543 = 517t$$

$$\approx N = 525.1t$$

$$M_u = 1389 \times 1.326 - 329 \times 1.05 + 543 \times 1.05 = 2067t$$

$$M_{ud} = M_u / \gamma_b = 2067 / 1.15 = 1797t \cdot m$$

安全率の照査 $M_{ud} / M_d = 1797 / 1736.3 = 1.04 > 1.0$

② 使用限界状態

設計断面力 (格点36) は表-2 によるが、軸力については総有効プレストレス力により支配される。計算結果を表-3、4、5、6 に示す。

表-3 設計断面力

載荷状態	曲げモーメント (t・m)	軸力 (t)	せん断力 (t)
プレストレス力	0	828.0	0
永久荷重	430.8	485.5	26.4
活荷重	928.1	130.8	51.5

表-4 コンクリート曲げ応力度 (kg/mm²)

載荷状態	上縁	下縁	鋼材位置
永久荷重	17.0	2.0	3.9
永久荷重 +活荷重	33.2	-14.2	-8.2

表-5 鋼材の応力度 (kg/mm²)

増加応力度	$\Delta \sigma_p = 0.92$
有効引張応力度	$\sigma_{pe} = 60.00$
引張応力度	$\sigma_p = 60.92$

表-6 限界値

コンクリート圧縮	$0.4 \cdot \sigma_{ck} / \gamma_c = 120 \text{ kg/cm}^2$
コンクリート引張	$0.5 \cdot \sigma_{ck}^{(2/3)} / \gamma_c = -22.4 \text{ kg/cm}^2$
P C 鋼棒	$0.7 \sigma_{pu} / \gamma_s = 77.00 \text{ kg/mm}^2$

この試設計では、載荷時の P C 鋼材の引張応力度増加率が $60.92 / 60 = 1.015$ であり、P C 鋼材の疲労による強度低下については問題は無いが、P C 鋼材の増量または高強度材の使用により、総有効プレストレス力を増加させて、P C 鋼材の引張応力増加とコンクリート引張応力を押さえるのが良いと考えられる。

③ 試設計一般図

試設計の一般図を図-10 に示す。

(2) 鋼RC複合ラーメン橋と他種構造との比較

比較対象としての他種構造として、4. (1) の試設計と同規模の P C 3 径間連続ラーメン橋 (デビダーク工法) と鋼 3 径間連続桁橋 (中間支点ピン支承) を選んだ。P C 3 径間連続ラーメン橋については、「橋梁下部・基礎構造物の設計」(技報堂出版) の新示方書によるコンクリート構造物の設計例シリーズの諸元・計算例を引用させていただいた。その構造・部材寸法を図-11 に示す。

(a) 下部工の各種構造設計断面力比較

R C 橋脚部の設計断面力の比較を表-7 に示す。

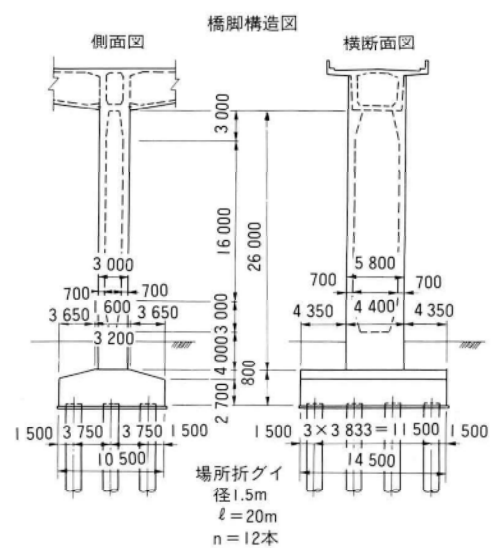


図-11(a) PC 3 径間連続ラーメン橋部材寸法

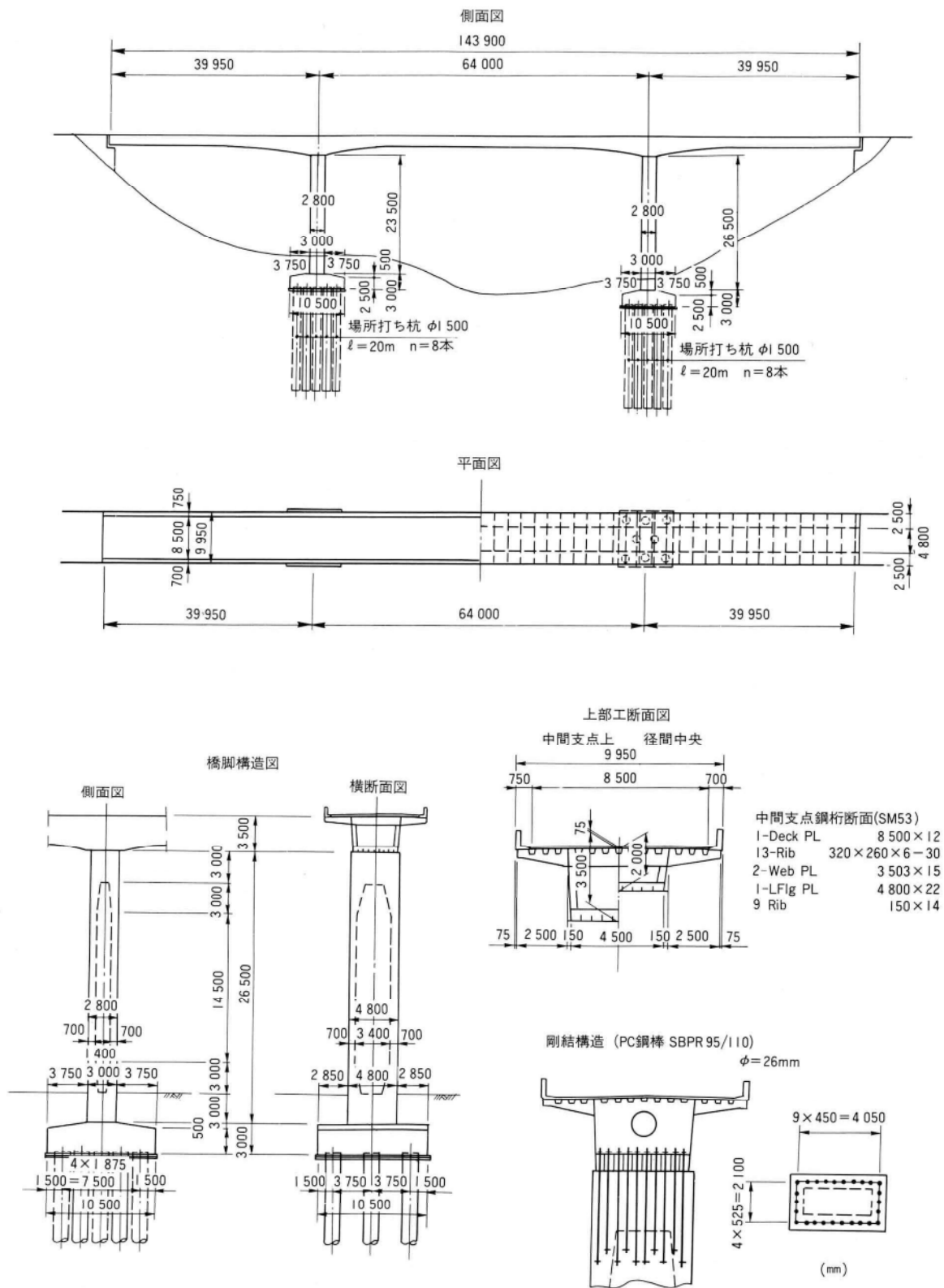


図-10 鋼RC複合3径間連続ラーメン橋梁一般図

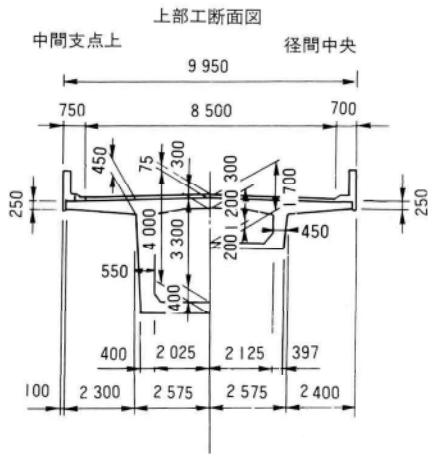


図-11(b) PC 3径間連続ラーメン橋部材寸法

(b) 各種構造の上下部工の総使用材料数量比較
鋼RC複合3径間連続ラーメン橋とPC 3径間連続ラーメン橋との使用材料数量の比較を表-8に示す。

表-8 数量比較表

構造形式		鋼RC複合 3径間連続 ラーメン橋	PC 3径間連続 ラーメン橋
橋面積		2,464 m ²	2,464 m ²
上部工	PSコンクリート	—	990 m ³
	鋼桁重量	500 t	—
下部工	RC橋脚 コンクリート	498 m ³	571 m ³
	フーチング コンクリート	622 m ³	981 m ³
	場所打グイ φ=1.5 m	320 m	480 m

一般的な鋼3径間連続橋との比較は、鋼RC複合3径間ラーメン橋の方が、上下部工共に2~3%の数量減になったが、この比較は径間割により左右されることを考えると、一般的には鋼シューが不要となるだけであり数量的には微少と思われる。ここでは数量比較を省略した。

表-7 橋脚部分設計断面力比較表(橋軸方向)

橋脚	荷重種別	構造形式 (結合構造) 設計断面力	鋼RC複合3径間 連続ラーメン橋 (剛結)		鋼3径間 連続桁 (ピン支承)		PC 3径間 連続ラーメン橋 (剛結)	
			曲げモーメント M(t·m)	軸力 N(t)	曲げモーメント M(t·m)	軸力 N(t)	曲げモーメント M(t·m)	軸力 N(t)
橋脚上端部 (格点36)	自重 D ₀		732	278	0	329	1,868	1,167
	橋面工荷重 D ₁		- 301	208	0	214	- 312	210
	初期プレストレスカ P		—	—	—	—	307	- 16
	クリープ・乾燥収縮 CS		—	—	—	—	-1,058	- 39
	活荷重・衝撃 L+i		928	144	0	145	863	121
	温度変化 T		± 271	± 6	0	2	± 164	± 3
	地震の影響 EQ		±1,235	± 16	0	5	±3,955	± 25
	(終局限界状態)		1.05D ₀ +1.20D ₁ +EQ M=1,736 N= 525 S= 150		—		D ₀ +D ₁ +P+CS+EQ M=4,765 N=1,297 S= 374	
橋脚下端部 (格点39)	自重 D ₀		- 456	933	154	975	1,634	1,935
	橋面工荷重 D ₁		186	208	145	214	208	210
	初期プレストレスカ P		—	—	—	—	- 685	- 16
	クリープ・乾燥収縮 CS		—	—	—	—	-1,370	- 39
	活荷重・衝撃 L+i		- 592	144	557	145	- 386	121
	温度変化 T		±1,300	± 6	±1,303	± 2	± 512	± 3
	地震の影響 EQ		±3,882	± 16	±4,905	± 5	±7,153	± 25
	(終局限界状態)		1.05D ₀ +1.20D ₁ +EQ M=-4,503 N= 1,214 S= 327		1.05D ₀ +1.20D ₁ +EQ M=5,682 N=1,281 S= 305		D ₀ +D ₁ +P+CS+EQ M=-7,366 N= 2,065 S= 578	
設計水平震度 K _n =0.26 共通 温度変化 コンクリート部材±15℃ 鋼部材±35℃								

(c) その他の比較

鋼RC複合ラーメン橋は、鋼連続桁橋と比較して載荷重による変位量が約 $\frac{1}{2}$ になる利点がある。桁部のたわみ、橋軸方向の水平変位を表-9に示す。(鋼桁部を同断面とした場合)

表-9 変位量

荷重 格点	構造形式 格点	鋼RC複合 3径間連続 ラーメン橋	鋼3径間 連続桁 (中央ピン支承)
		(mm) たわみ=12.5	(mm) たわみ=23.7
活荷重L	側支間 28		
	中央支間 16	たわみ=26.7	たわみ=54.1
地震EQ	桁部 1~31	橋軸方向 変位=34.0	橋軸方向 変位=50.2

また、地震時の構造物橋軸方向固有振動周期(T)については、PC3径間連続ラーメン橋は一次モードが非常に卓越してT=0.564Sとなっている。鋼RC複合3径間連続ラーメン橋のTは、道路橋示方書V耐震設計編4.4.2を準用して下記式により算出すると次の通りとなる。

$$\delta = \frac{\sum W_i \cdot U_i^2}{\sum W_i \cdot U_i} = \frac{2438.74}{2096.26} = 1.163$$

$$T = 2.01 \sqrt{\delta} = 2.01 \times \sqrt{1.163} = 2.167S$$

Wi: 上下部工の節点iの重量(t)

Ui: 地盤面より上の上下部工の重量を橋軸方向に作用させた場合の節点iにおける変位(m)

鋼3径間連続桁(中間支点ピン支承)のTは、上記と同様に算出すると次の通りとなる。

$$\delta = \frac{5025.04}{3015.17} = 1.667 \quad T = 2.01 \times \sqrt{1.667} = 2.595\text{sec}$$

5. 仮受装置付架設機の開発と架設工法

(1) 開発の目的

鋼桁橋の設計時に架設工法や架設機械を特定することは、特殊な大ブロック工法などの他はまれであって、通常は、完成形に対してそのつど現場の状況などから、工法を選定する手順を取ることが一般的である。

筆者らは、鋼桁の計画にあたり、能率の良い専用架設機の使用を前提として、前述の鋼RC複合ラーメン橋あ

るいは、鋼連続桁の設計を行うことにより、製作・架設を含めた総工事費の低減と、能率の向上が可能であると考えた。

さらに、近年市街地ばかりでなく、橋梁の景観が重視されるに従い、できるだけ高力ボルト継手を避け、現場溶接継手の採用が望まれる傾向にある。溶接技術の進歩とも合まって、全断面現場溶接が採用されたものも数例あり、先に、土木学会田中賞を受賞した当社施工の「桜橋」(東京都台東区)もその一例である。

このような状況から、現場溶接継手を無理なく施工でき、地形条件等に余り左右されない、トラベラ形の架設機の開発を(株)三井三池製作所と共同で行ってきた。

本文で提案している鋼RC複合ラーメン橋では、カンチレバー架設を前提としていることもあり、この仮受け装置付架設機の能力を十分に活かせると思われるので、ここにその概要を紹介することにする。

(2) 主な機能と特長

図-12に架設機の概要図を示し、その特長と機能を列記する。

- ① 基本構造は、架設桁を仮受けできる仮受け装置、

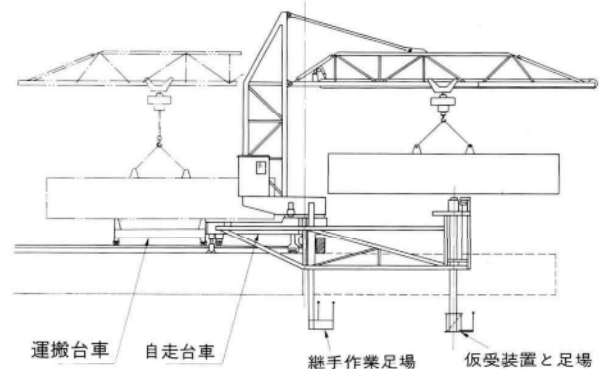
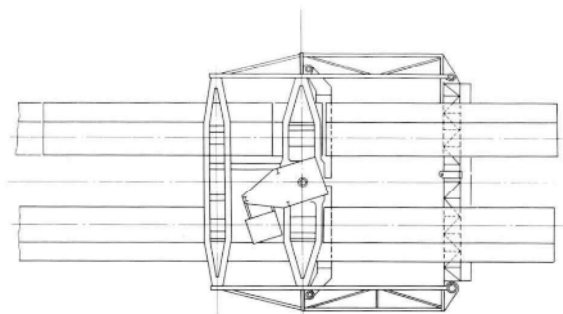


図-12(a) 橋梁架設機概要図

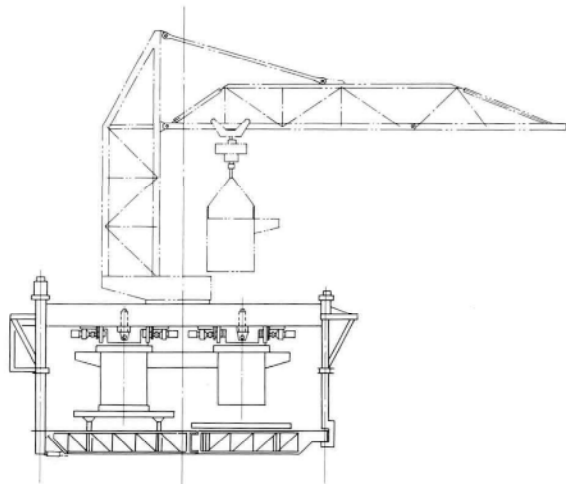


図-12(b) 橋梁架設機概要図 (正面図)

全旋回型クレーン及び自走台車を組合せた一種のトラベラクレーンである。

- ② クレーンは桁上での偏心を極力少なくするように設計されたタワークレーン型である。
- ③ 本装置の特長である仮受け装置では、桁位置の調整装置を内蔵しており、継手部仕口の調整が自由にできる。従って溶接継手の場合でも開先位置の微調整が能率よく行なえるばかりでなく、大規模な拘束治具を必要としないため、拘束による溶接変形などを最少限に抑えることができる。
- ④ 仮受け装置は、作業現場の側面と下面を覆う形で、足場・防護工が設けられており、作業現場に事前に移動する構造なので、作業員の安全はもとより、下面の交通に対する防護も確実にできる。
- ⑤ この装置は、橋脚や支保工などを通過する時には、図-13のような折りたたみ機構が作動し、スムーズに移動できる工夫がされていることも、大きな特長の一つである。

(3) 仮受け装置付架設機を用いた施工方法

標準的な架設方法は、図-14の架設段階図のようになる。

- ① 桁上に設置した軌道上を仮受け装置付架設機の台車が定位置まで自走し、ジャッキとアップリフト止めにより固定される。架設桁は台車により桁上を運搬する。
- ② 架設桁部材をクレーンにて吊り上げる。
- ③ 仮受け装置上に置き位置を調整する。
- ④ 溶接あるいはボルトにて接合する。

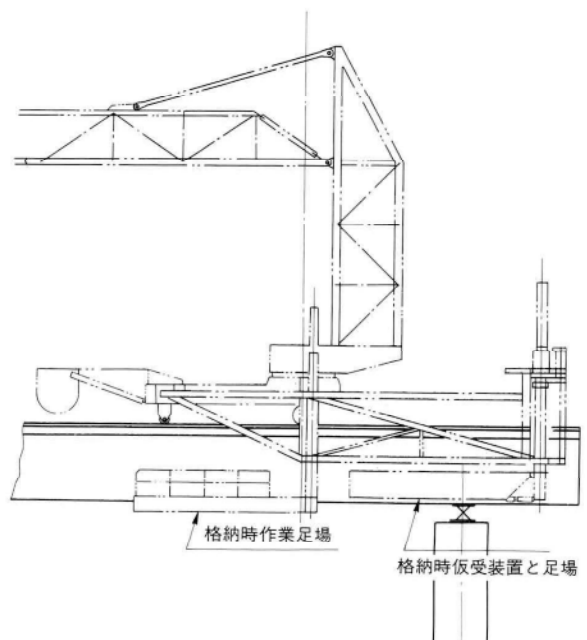
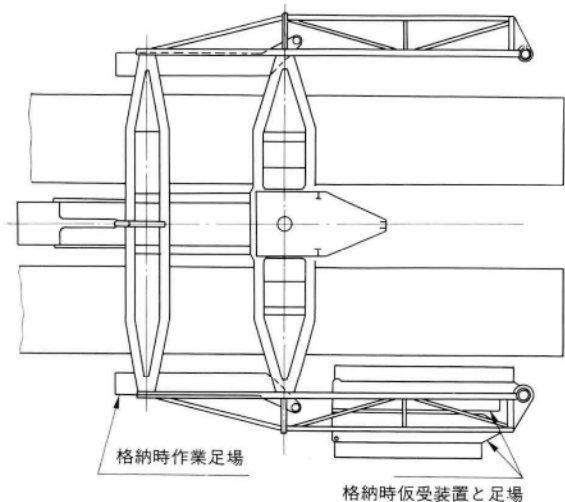


図-13 橋脚・支保工通過時姿図

(4) 仮受け装置付架設機を用いた全断面溶接継手の施工

全断面溶接継手の施工は、仮受け装置の支点調整装置により、きわめて能率良く仕口の調整を行い、仮拘束ができるばかりでなく、作業足場や溶接装置など一式ごと、定位置に移動できるので、段取りの能率も良く、防風設備なども十分に行うことができる。

当社開発のOWP工法（箱桁全断面溶接工法）は下フランジを含めて、箱桁外面から片面自動溶接を行う工法であり、本架設装置との組合せにより、十分な効果を期待できる。

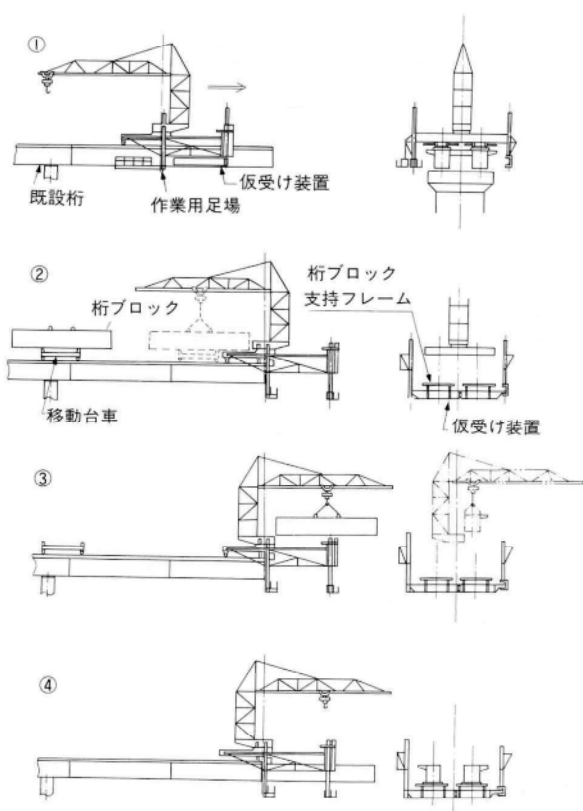


図-14 架設段階図

たとえば、写真-3に示したような市街地路上での高架橋の施工では、本架設装置に装備されている仮受け装置と移動全面足場防護工により、大巾な車線規制を必要としない。従って、昼間の施工が可能になり、能率的であるばかりでなく、夜間工事での騒音の問題などが解決されると考えている。

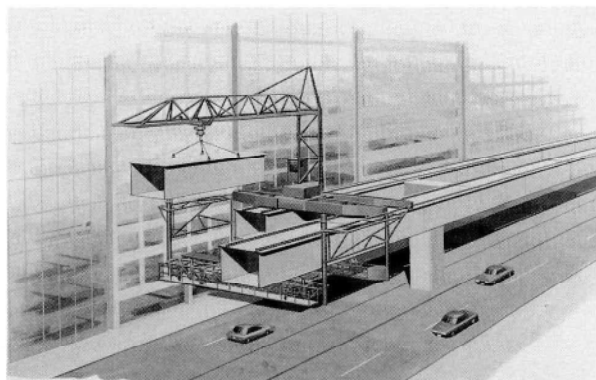


写真-3 市街地路上での架設作業

6. 今後の課題と展望

鋼PC複合ラーメン橋は、鋼桁構造とRC橋脚を剛結結合した構造であり、その剛結構造とすることで各種利点が追求できる構造物である。この剛結部は、構造上の継目で異種材料間の結合であると同時に施工継目となる箇所であり、応力集中が大であり強度低下が懸念されるので、その構造決定には作用力、施工性などを十分に考慮して決定する必要がある。PC方式剛結構造では、一般のPC構造と比較して中間埋込定着にすることはPC鋼棒の長さが短くなることから、作業性の良いアンボンドPC鋼棒の使用が考えられる。この場合はPC鋼材の防錆・強度および耐力の低下についての検討・確認が必要となる。また、鋼RC複合ラーメン橋の架橋地点の地形・構造規模等の諸条件によっては、RC橋脚本体をPC構造とした鋼PC複合ラーメン橋とすることも考えられる。

また、鋼桁構造とRC橋脚の剛結結合の位置については、応力集中の大きい橋脚頭部隅角部を避け、剛結結合位置を橋脚頭部より下方の曲げモーメントが減少する橋脚中間部とすることも考えられる。剛結結合位置を変えることにより各種の有利点も考えられ、またこの種の鋼部材とRC部材の接合に関する研究³⁾⁴⁾も進められているのでそれらを参考として、有利さを求め剛結結合位置の基礎的検討を考えている。次に鋼RC複合ラーメン橋構造は長大支間化の検討の外に、美観・景観と建設工事作業制約が特に問題となる都市内高架道路橋・街路上新交通システム構造物等への適用を研究する必要がある。その目的は鋼桁架設作業近代化のため

- ① 鋼RC複合ラーメン橋の開発推進
- ② OWP全断面溶接を用いた現場溶接工法の実用化
- ③ 仮受装置付橋梁架設機の開発推進

を一連の開発テーマとして考えており、今後検討を進めるつもりである。

7. あとがき

この鋼RC複合ラーメン橋の構造と構造特質を活かしたカンチレバー架設工法を一セットにした橋梁構造の発想は当社の上前行孝社長によるものであります。また、このレポート中の仮受装置付架設機は当社と宮地建設・三井三池製作所との共同開発中のものであります。

鋼RC複合ラーメン橋に含まれる種々の問題点・課題は今後解決へ向けて勢力的に解析・検討を推進するつもりではありますが、開発担当者だけでは不明な点多々あります。そこで、社内外の諸先輩のアドバイス・御指導がいただければ幸いです。

終りになりますが、PC方式による剛結結合構造は、阿部英彦氏：鋼梁とコンクリート柱の合成ラーメンの研究²⁾を主として参考にさせていただきましたことを記し感謝いたします。

＜参考文献＞

- 1) 田島・阿部ほか：引張ボルト接合によるラーメン隅角部に関する実験的研究、土木学会誌、Vol.52、No.4 1967-4
- 2) 阿部：鋼梁とコンクリート柱の合成ラーメンの研究（岡本編：鋼構造の研究、奥村教授還暦記念出版、1977-6）
- 3) 田島・町田：プレストレスによる鋼部材と鉄筋コンクリート部材の軸方向接合工法に関する研究、土木学会構造工学論文集Vol.32A、1986-3
- 4) 中村ほか：鋼橋脚と鉄筋コンクリート橋脚の接合に関する実験、コンクリート工学Vol.7、No.11 1969-11
- 5) 橋梁下部・基礎構造物の設計（新示方書によるコンクリート構造物の設計例シリーズ第3巻）、技報堂出版、1987-5
- 6) 成宮ほか：箱桁全断面溶接に用いる上向き片面自動溶接工法の開発と適用、宮地技報、No.4 1988

グラビア写真説明

港第二工区高架橋 阪神高速道路、大阪港線（大阪市港区港晴～同市西区本田、延長約5km）は、昭和54年に着工し、平成元年3月完成予定である。この路線の開通により、大阪湾の沿岸に計画されている大阪湾岸道路（神戸市～泉佐野市、延長約80km）と、都心部の環状線を中心とする阪神高速道路網とが結ばれることになり、内陸部の交通緩和に大きく寄与することになる。

本橋は、湾岸道路の一部としてすでに供用中の港大橋に直結する大阪港線の港晴地区に施工されたもので、東行（大阪都心方面行）が上層、西行（関西新空港方面行）が下層の二層構造となっている。施工場所周辺は、安治川沿いに倉庫群が林立しており、その道路附近はトラック、フォークリフトの出入が激しく、このような道路上が施工地点であることから、本橋の架設工法は主として海上からのフローティングクレーンによる大ブロック一括架設で行った。（熊田）

第113工区（下到津）高架橋 製鉄工業の代名詞でもある北九州市は、百万を越す人口を抱えて御多分にもれず交通渋滞に悩まされ、この緩和のため昭和47年より北九州都市高速道路が着工されました。下到津高架は、同市小倉北区を東西に貫通する主要幹線・1号線のほぼ中央に位置しています。この路線は更に西進して「鉄の街」八幡に連絡します。

写真の橋は、下到津高架の「その3工区」として昭和59年末より製作開始のダブルデッキで、上は2径間連続鈹桁2連、下は4径間連続鈹桁1連です。途中文化遺産発掘等で1年間の工事中止を経て、ようやく63年2月架設完了し、同年12月に部分開通されました。（佐甲）

船渡大橋（豊実2号橋） 本橋は新潟県の東端に位置し、阿賀野川に架かる、真紅のニールセンローゼ橋である。船渡大橋は、菱潟大橋と徳石大橋とに挟まれ、名前のとおり本橋が架橋されるまでは、渡し船で人々が往来しており、道路整備を開始して以来まさに10数年の年月を経て開通した住民待望の橋梁である。今まで10分～30分かけて迂回通学してものが数分程度に短縮され、小、中学生にとっても待望久しい橋梁である。生活道路としての重要性は無論の事、町起こしの一環として、本橋を含む阿賀野川五橋及び麒麟山の紅葉を觀賞する阿賀野ライン下りの計画もある。（中村佐）

エレクトロガスアーク溶接を用いた SM58Q鋼の熱影響部の品質

Quality of the Heat-Affected Zone of SM58Q Steel When Using Electrogas Arc Welding

成宮隆雄* 伊東孝**
Takao NARUMIYA Takashi ITOH

Summary

With electrogas arc Welding quality assurance is required for its application to 60 kgf/mm² class hightensile strength steel as the input heat quantity is limited. In a previous report, the results of its qualification tests were favorable and there was no problems in terms of its quality assurance.

In the tests presented here, in order to confirm the above results from the viewpoint of welding metallurgy, electrogas arc welding was compared with conventional submerged arc welding and the effects of the quantity of input heat on the base metal are discussed.

The results proved that electrogas arc welding is superior to submerged arc welding in terms of its weldability.

1. まえがき

鋼橋の钣桁フランジ及び箱桁の縦リブ等の細幅板継ぎ溶接に対し、立向きエレクトロガスアーク溶接が最適であるとの判断から実用化に取り組み、立向きエレクトロガスアーク溶接システム (VEGAS) の装置化・ライン化について、宮地技報No.4、1988で報告した。

立向きエレクトロガスアーク溶接法 (EGW法) は高能率法であるが、溶接入熱量が多く、特に溶接入熱量に制限のある調質60キログラム鋼への適用について、継手性能 (主に靱性) の品質保証の確認が必要であり、各種確認試験を行なった。確認試験の結果は良好であり、品質上特に危惧される問題点は認められなかった。

本実験は、この結果を冶金面から解明するために、EGW法と従来法の潜弧自動溶接法 (SAW法) との比較において、入熱量が母材に与える実質的な熱影響について検討したものである。

2. 実験方法

母材に及ぼす熱影響の調査のため、供試鋼板にSM58Qを用いて、2電極潜弧自動溶接法 (TSAW法) とエレクトロガスアーク溶接法 (EGW法) により計算上の同一入熱条件で溶接を行ない、

① ボンド部の800~500℃の冷却速度

* 千葉工場製造部長

** 千葉工場製造部生産技術課長

② 熱影響部 (ボンド部を含む) のオーステナイト粒度

③ ミクロ組織

④ 継手部の硬さ

⑤ 衝撃試験

等により両法の比較を行なった。

実験は入熱量を2水準とするため、供試鋼板は板厚18mm及び25mmの2種類で行なった。なお、化学成分を同一にするため板厚18mmは25mmを減厚して供試鋼板とした。目標入熱量は板厚18mmで70KJ/cm、板厚25mmは90KJ/cmとした。なお入熱量Qは $Q = (60 I \cdot V) / v$ J/cm による。(I:電流(A), V:電圧(V), v:速度cm/min)

(1) 供試鋼板

供試鋼板の化学成分を表-1に示した。

表-1 供試鋼板の化学成分(鋼種 SM-58Q)

化 学 成 分 (%)							YP	TS	EL
C	Si	Mn	P	S	V	Ceq	Kgf/mm ²	Kgf/mm ²	%
0.13	0.26	1.37	0.014	0.005	0.04	0.38	54	64	42

(2) 溶接条件

試験体の開先寸法・溶接条件及び溶接材料を表-2に示した。

表-2 開先寸法・溶接条件及び溶接材料

溶接法	記号	板厚	開先寸法	溶接条件		入熱 kJ/cm
				電流/電圧	速度	
T-SAW法	S-1	18		B.P L 700A/35V T 600A/38V	70cm/min (極間30mm)	40.5
				F.P L 900A/35V T 700A/38V	50 (極間30mm)	69.7
ワイヤ Y-DM(4.8φ) フラックス YF-5B	S-2	25		B.P L 800A/35V T 700A/38V	55 (極間15mm)	59.6
				F.P L 900A/35V T 700A/38V	40 (極間30mm)	87.2
EGW法 フラックス入りワイヤEGW-60(1.6φ) シールドガスCO ₂ (30 l/min)	V-1	18		380/39	12.7	70.0
				V-2	25	

(3) 熱影響部 (HAZ部) の冷却速度の測定

T・S A W法とEGW法による熱影響部の温度および冷却時の測定を、図-1に示す長手方向中央部のA、B、Cの3点について行なった。測定点Aは開先面に最も接近した位置で、BはAより1mm、CはBよりさらに1mm離れた点とした。なお、突合せ断面の測定位置は鋼板表面から4mm下とし、母材への溶け込み量を推定して図-2、3に示す寸法の位置とした。

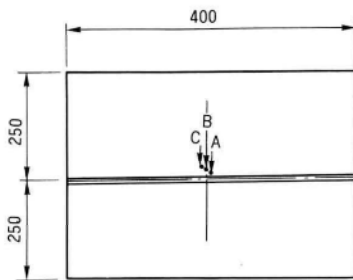


図-1 温度測定位置

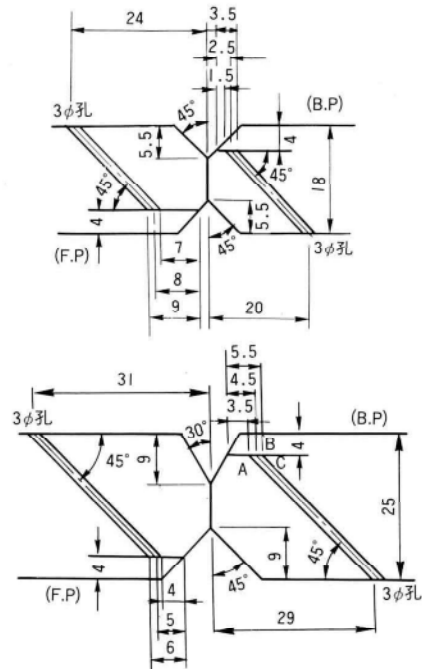


図-2 T-SAW法の温度測定位置

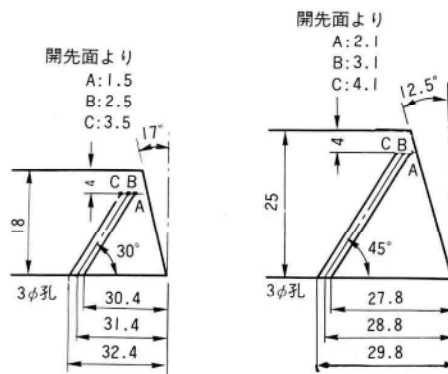


図-3 EGW法の温度測定位置

(4) 熱影響部 (HAZ部) のオーステナイト粒度測定

ボンド部(溶接金属と熱影響部の境界線)より0.2mmのHAZ部について、表面下2mmより10mmの範囲を4等分し、それぞれのオーステナイト粒度をJIS G0552に定める切断法により測定し、平均結晶粒度を計算により求めた。

(5) ミクロ組織と継手部の硬さ測定

(a) ミクロ組織

ミクロ組織は板表面下2mm・5mm・7mmについて、ボンド部・HAZ 1mm・HAZ 2mm・HAZ 3mmの位置の顕微鏡

組織 (×200・×400) で調査した。

(b) 硬さ試験

硬さ試験はマイクロ組織調査位置と同様、板厚表面下 2 mm・5 mm・7 mm について、ボンド部より 0.5 mm ピッチで HAZ 部 4 mm の範囲を測定した。

(6) 衝撃試験

衝撃試験片の採取は、JIS Z 3128 の 1 種試験の規定に準拠し、板厚表面下 2 mm (試験片中心で 7 mm) でノッチ位置は衝撃靱性が低いと推定されるボンド部・HAZ 1 mm・HAZ 2 mm とした。試験片採取位置及びノッチ位置を図-4 に示す。

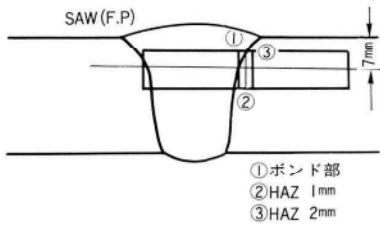


図-4 試験片採取位置及びノッチ位置

3. 試験結果

(1) 熱影響部の冷却速度

T・SAW法及びEGW法による熱影響部の800~500℃の冷却時間を表-3に、入熱量と冷却時間の関係を図-5に示した。

図-5で示したようにT・SAW法とEGW法では同一計算入熱量の冷却時間は明らかな差が認められる。なお、参考のため前回行った冷却速度測定結果(宮地技報No.4)も同時に示した。すなわち、EGW法による入熱量90KJ/cmの冷却速度はT・SAW法の入熱量70KJ/cmの冷却速度に相当している。このことは溶接法の原理上からEGW法による溶融金属は水冷銅板により強制冷却され凝固するためと考えられる。

(2) 熱影響部のオーステナイト粒度

ボンド部より0.2mm離れた熱影響部のオーステナイト粒度の測定結果を表-4に示す。また、板表面下2mmより10mmの範囲の平均粒度と入熱量の関係を表-5に示した。なお、写真-1はオーステナイト粒度測定の顕微鏡写真

表-3 800~500℃の冷却時間

溶接法	板厚 mm	入熱量 KJ/cm	測定点	冷却時間sec 800~500℃	備考
T・SAW 両面溶接	18	(BP) 40.5	A	—	最高温度低い
			B	35	最高温度低い
			C	—	
	25	(FP) 69.7	A	—	溶融断線
			B	—	溶融断線
			C	56.0	
EGW法 片面溶接	18	(BP) 59.6	A	43.0	
			B	40.4	
			C	42.0	
	25	(FP) 87.2	A	91.2	
			B	86.0	
			C	80.3	
18	70.0	A	—	溶融断線	
		B	30.0	最高温度低い	
		C	—		
25	89.1	A	58.2		
		B	58.2		
		C	50.4		

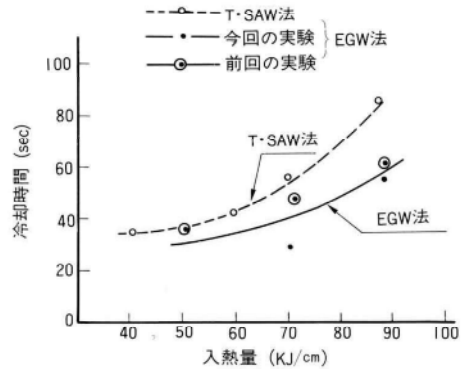


図-5 入熱量と冷却時間

の一例である。

オーステナイト粒度は、T・SAW法はEGW法に比較して入熱量70KJ/cmで15%、入熱量90KJ/cmで36%大きな値を示している。これは冷却時間(800~500℃の区間)の測定結果からも推察できる。

また、T・SAW法は入熱量70KJ/cmと入熱量90KJ/cmの間に差は認められないが、EGW法では、むしろ入熱量の多い方が小さい値を示している。今回の実験範囲からは明確でない。

(3) 継手部の硬さ

入熱量70KJ/cm及び90KJ/cmにおけるT・SAW法とE

表-4 オーステナイト粒度の測定結果

溶接法	板厚 mm	測定 位置	測定長さ L mm	粒子の数 l (個)	平均粒径 μm	粒度番号 N	粒の数 n	
T・SAW法	18	1	2.64	14	189		1308	
		2	2.45	12	204			
		3	2.63	14	188			
		4	2.64	13	204			
	計		10.36	53	195.5	1.39		
	25	1	2.59	12	215			1217
		2	2.68	14	191			
		3	2.47	12	206			
4		2.80	14	200				
計		10.54	52	202.7	1.28			
EGW法	18	1	2.34	15	156		1726	
		2	2.17	11	199			
		3	2.18	14	156			
		4	2.16	12	180			
	計		8.85	52	170.2	1.79		
	25	1	2.24	16	140			2233
		2	2.11	13	162			
		3	1.95	13	150			
		4	2.23	15	148			
	計		8.53	57	149.6	2.16		

注. 1) ミクロ組織(×100)のボンド部より0.2mm離れた部分を板厚表面下2mmから10mmの位置まで2mm毎に、切断法により求めた。
 $n = 500(M/100)^2 \times (1/L)^2$ M: 倍率
 $N = (\log n) / 0.301 + 1$ l: 結晶粒の数
 注. 2) オーステナイト粒度測定位置 L: 測定長さ
 n: 25mm平方中の結晶粒数
 N: 粒度No.

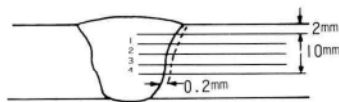


表-5 溶接入熱量とオーステナイト粒度

溶接法	板厚 mm	入熱量 KJ/cm	平均粒径 μm	備 考
T・SAW	18	69.7	195	測定位置1~4の平均
	25	87.2	203	同上
EGW法	18	70	170	同上
	25	89	150	同上

EGW法の硬さ分布を図-6に示す。

硬さ分布はボンド近傍で最高硬さを示し、HAZ部はボンドから離れるにしたがって硬さは低下し、約3~4mmの範囲が最低値となっている。また、全般的にT・SAW法はEGW法に比べ軟化の範囲は広く、軟化の程度も

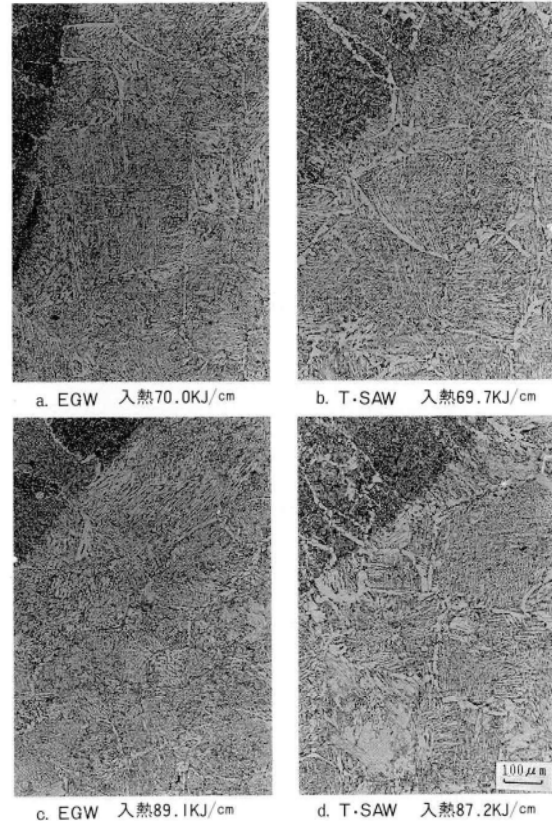


写真-1 オーステナイト粒度測定写真代表例

大きい。T・SAW法のHAZ 2mmの硬さはEGW法のHAZ 3mmの硬さに相当している。

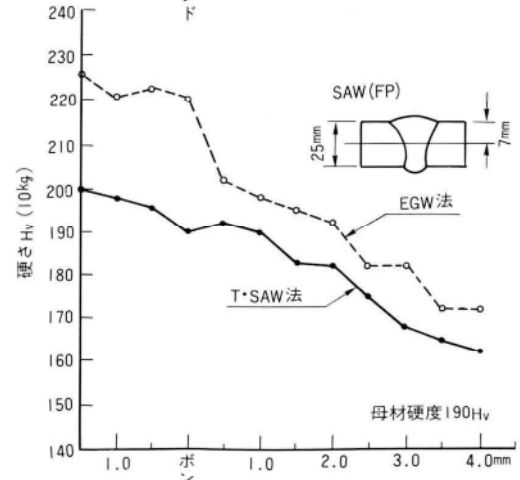
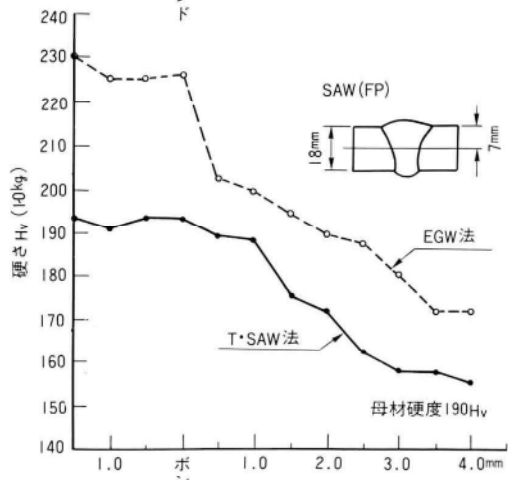
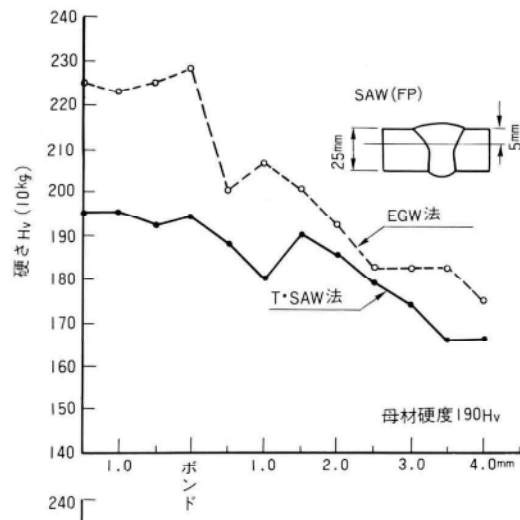
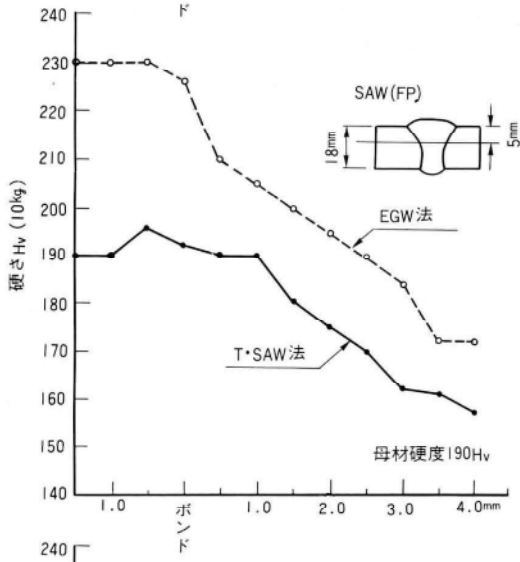
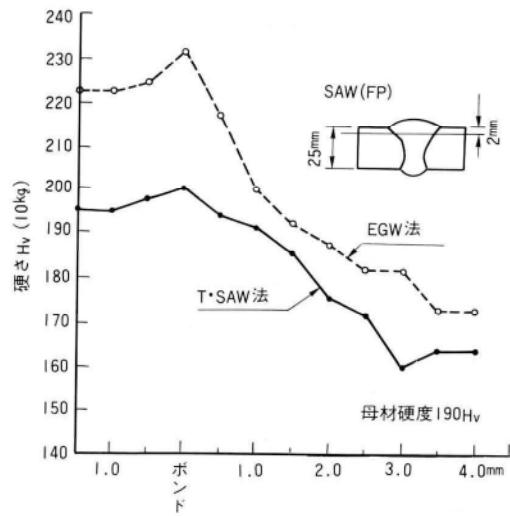
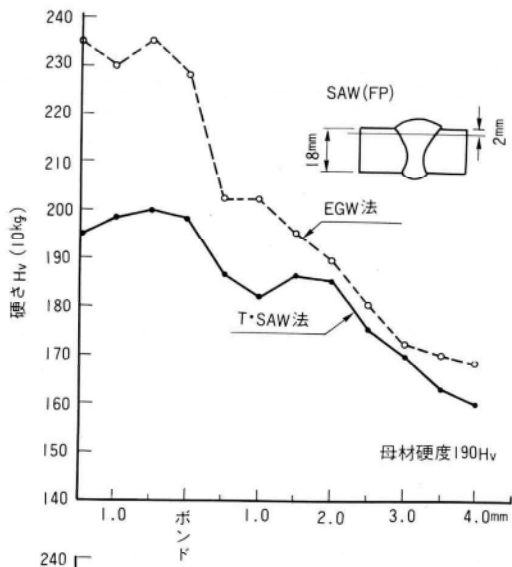
(4) ミクロ組織

板表面下2mm・7mmの位置のボンド部・HAZ 1mm・2mm・3mmの顕微鏡(×200)組織を写真-2、写真-3に示した。

T・SAW法・EGW法ともミクロ組織は粗大化したオーステナイト粒界に生成した初析フェライト、粒界より発達したフェライトサイドプレートおよび上部ペーナイトの混合組織からなっている。

ボンド部より1mm以内の結晶粒の粗大化の程度はEGW法がT・SAW法より小さく、初析フェライトの量も少ない。また、熱影響部の範囲もT・SAW法は広く、板表面下2mmのHAZ 3mm近傍でEGW法は再結晶による粗大化は殆ど認められないが、T・SAW法ではかなり再結晶が認められている。なお、板厚中央にいくにしたがって熱影響の範囲は広がっているが、表面部と同様の結果である。

各試験体の断面マクロを写真-4に示した。



溶接金属 | ボンド | HAZ部
 入熱量 T·SAW 69.7KJ/cm
 EGW 70.0KJ/cm

溶接金属 | ボンド | HAZ部
 入熱量 T·SAW 87.2KJ/cm
 EGW 89.1KJ/cm

図 6 継手部の硬さ

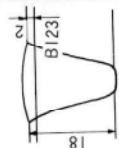


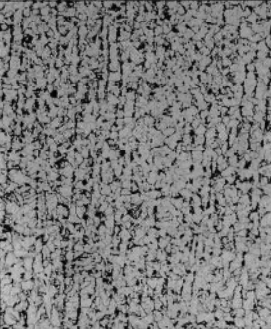
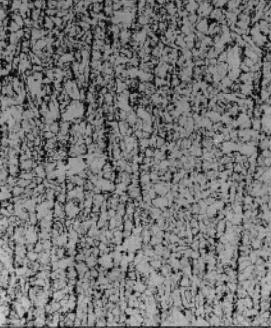
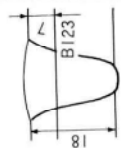

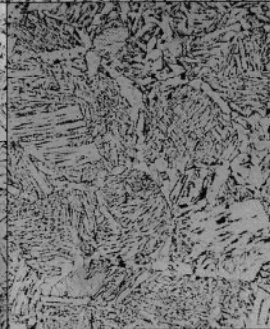
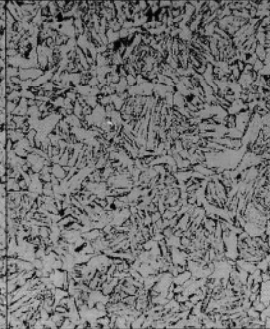

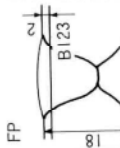
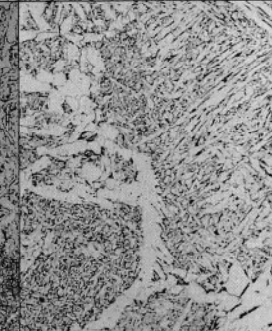
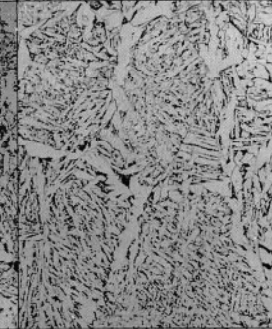

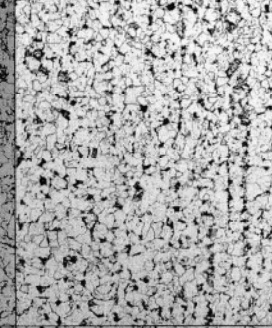
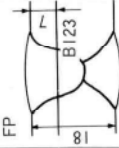
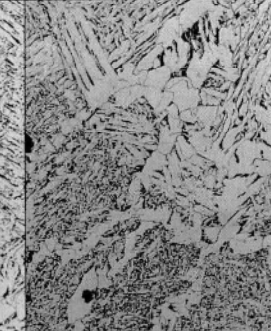

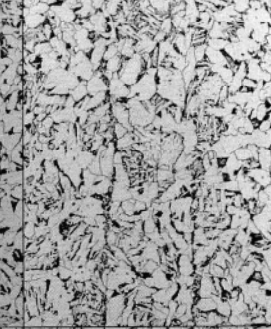
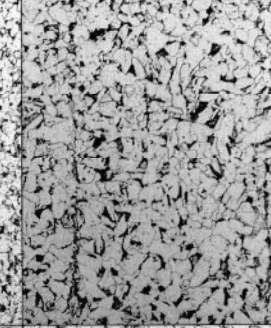
溶接法	撮影位置	ポイント部	HAZ I	HAZ 2	HAZ 3
エレクトログラス (EGW法) 入熱量 70kJ/cm	表面下 2 mm 				
	表面下 7 mm 				
潜弧溶接 (T-SAW法) 入熱量 FP側 69.7kJ/cm	表面下 2 mm 				
	表面下 7 mm 				

写真-2 顕微鏡組織 (板厚 18mm)

溶接法	撮影位置	ポンド部	HAZ 1	HAZ 2	HAZ 3
エレクトロロガス (EGW法) 入熱量 89kJ/cm	表面下 2 mm 				
	表面下 7 mm 				
潜弧溶接 (T-SAW法) 入熱量 FP側 87.2kJ/cm	表面下 2 mm 				
	表面下 7 mm 				

写真-3 顕微鏡組織 (板厚25mm)

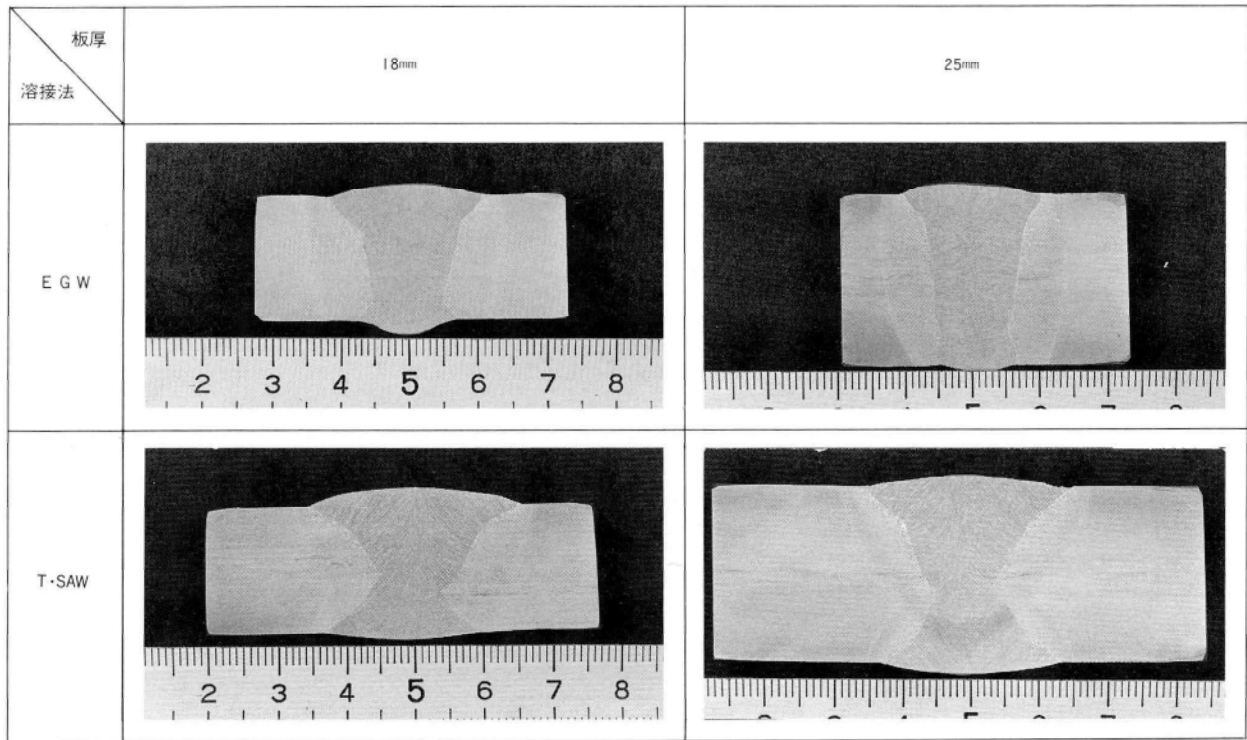


写真-4 断面マクロ

(5) 衝撃試験

ボンド部・HAZ 1mm・HAZ 2mmの位置の衝撃値を表-6に示す。

T・S A W法による衝撃値は、ボンド部・HAZ 1mmがほぼ同等の値を示し、HAZ 2mmではかなり改善され良好な値である。一方、E G W法はボンド部で最少値となり、HAZ 1mm・HAZ 2mmはほぼ同値である。これは熱影響部の巾に起因するものと考えられる。

表-6 衝撃試験結果

ノッチ位置	T-SAW法				EGW法			
	入熱 69.7KJ/cm		入熱 87.2KJ/cm		入熱 70.0KJ/cm		入熱 89.0KJ/cm	
	衝撃値		衝撃値		衝撃値		衝撃値	
	測定値	平均	測定値	平均	測定値	平均	測定値	平均
ボンド部	7.3	9.3	7.5	8.0	7.8	10.3	6.5	7.0
	11.3		8.5		12.8		7.5	
HAZ 1mm	12.2	9.5	10.9	9.2	13.9	14.6	12.5	10.8
	6.7		7.5		15.3		9.1	
HAZ 2mm	14.2	13.7	12.6	13.3	13.0	14.1	10.8	11.5
	13.1		13.9		15.1		12.2	

(単位：kgf-m)

また、T・S A W法は入熱量による影響は認められないが、E G W法は入熱量の増加に伴い衝撃値は減少する傾向にある。しかし、いずれの衝撃値とも母材の規格値（ $-5^{\circ}\text{C} \cdot 4.8\text{Kg}\cdot\text{cm}$ 以上）を十分に上まわっている。

4. まとめ

本実験は同一入熱条件で潜弧自動溶接法（S A W法）とエレクトログスアーク溶接法（E G W法）により溶接を行ない、両法の①HAZ部の冷却速度、②HAZ部のオーステナイト粒度、③マイクロ組織、④継手部の硬さ、⑤衝撃値、等について比較検討したものである。

溶接法から予測される、水冷銅板の中で強制的に熔融金属が凝固する方式のE G W法は、大気中でスラグに覆われた状態で自然放冷により凝固するS A W法に比べ試験結果に有意な差が認められた。

① E G W法によるオーステナイト粒度（ボンド部より0.2mmの熱影響部）は入熱量70KJ/cmで15%、入熱量90KJ/cmで36% T・S A W法より小さい。

② フェライト組織に影響をおよぼす800~500℃の冷却速度は同一計算入熱量でE G W法が大きく、E G

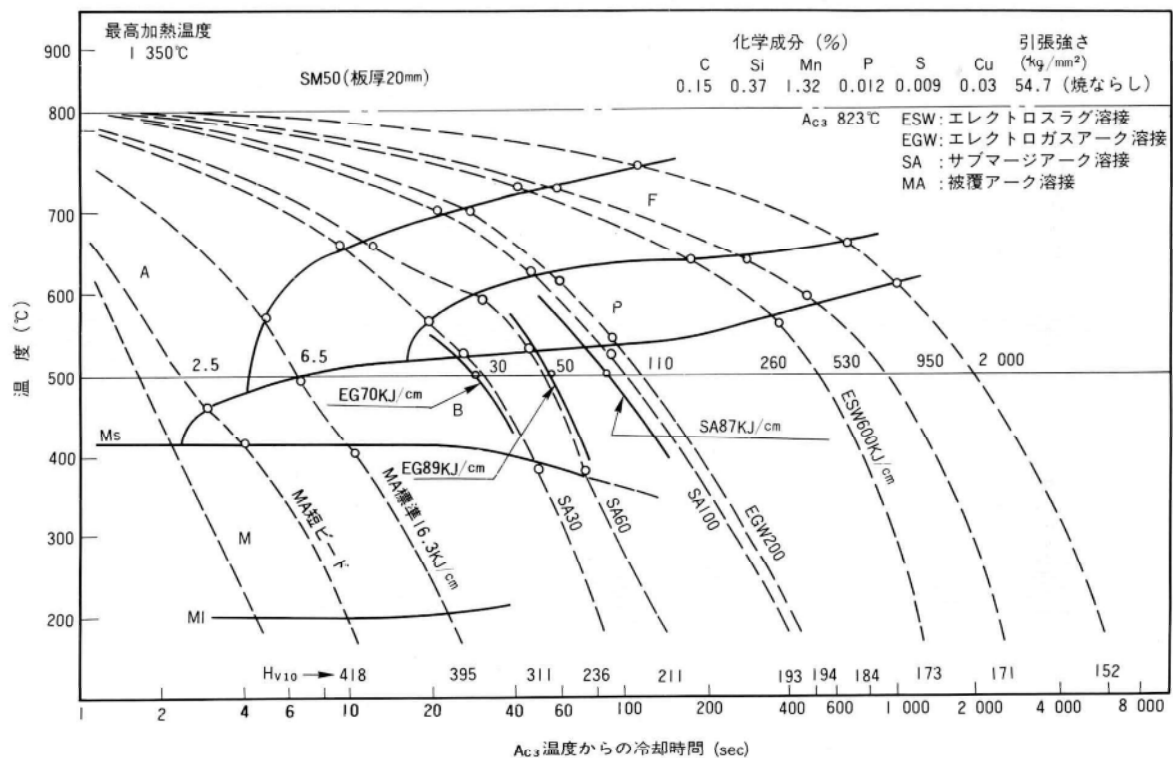


図-7 HT50 (50kg/mm²) 高張力鋼CCT曲線図²⁾ [実線: 今回の実験結果]
(最高過熱温度 350°C)

W法の入熱量の90KJ/cmとT・SAW法の入熱量70KJ/cmの冷却速度がほぼ等しい値を示している。

③ ボンド部の硬さは溶接金属の硬さとほぼ同じ値を示し、HAZ部は軟化の傾向を示している。なお、軟化の程度はT・SAW法のHAZ 1mmがEGW法のHAZ 2mmの値にほぼ匹敵する。

④ ミクロ組織上でT・SAW法はオーステナイト粒界の初析フェライトが大きく成長しており、また粒内フェライト組織も粗粒化の程度が大きい。

⑤ 衝撃値は両法でオーステナイト粒度や冷却速度に差があるにもかかわらず差はなく良好であった。

以上の結果から、EGW法はSAW法と同一入熱量で溶接した場合、SAW法に比べ特性上有利であり、大入熱(70KJ/cm以上)で溶接を行っても継手性能上問題がないことが確認された。

なお、図-7に供試鋼板“SM-58鋼”の化学成分とは

ほぼ同一と見なされる。“HT-50鋼”のCCT図に今回のHAZ部の冷却速度結果を記入したが、CCT図の上からも同一入熱の溶接条件において両法の差が推定できる。

最後に本実験に対し多大な協力をいただいた日鐵溶接工業(株)の多喜乃 雄氏に、この紙上を借りて感謝申し上げます。

＜参考文献＞

- 1) 成宮、伊東; エレクトロガスアーク溶接による細幅板継ぎ溶接工法の実用化、宮地技報No.4, 1988年3月
- 2) 佐藤、山戸; 50~60キロ非調質鋼溶接熱影響部の組織とじん性、溶接学会誌、Vol.50, No.1, 1981年1月
- 3) 鈴木・田村; 溶接金属学、産報出版、1978年
- 4) 大北・矢竹; 鋼溶接部の金属組織の見方、溶接技術、1985年12月

水平スチフナとはりフランジに 心ずれがあるH形鋼柱はり接合部に関する研究

(その1. 接合部はりフランジ面の応力伝達に及ぼす影響について)

H-type Steel Column-to Beam Connection with Misalignment at the Horizontal Stiffener and Beam Flange

原 昭 恵* 宮 坂 睦 夫**
Shohe HARA Mutsuo MIYASAKA

Summary

For beam-to-column connection of steel structures, the column side is reinforced with a stiffener at the beam flange. Normally, this stiffener is installed so that it does not cause any misalignment at the beam flange. However, if assembly accuracy is deficient, misalignment can occur.

The effects of misalignment on the strength of members, stress propagation, and deformation of the framework of members were studied by carrying out tension tests on model specimens.

As a result of these tests, it was proved that stress propagation occurred satisfactorily and the strength of the members did not decline when the quantity of misalignment was within the thickness of the beam flange.

1. まえがき

建築鉄骨の柱はり接合部（仕口部）について、今までに数多くの実験が行なわれ、そのディテールは、ほぼ標準化されてきている。しかし、製造過程での省力化が求められ、また組立、溶接の自動化が推進されている現在、構造ディテールの見直しを行ない、鉄骨の機能を損なわずに、経済的、合理的に製作ができないか、追求することも大切な試みである。

柱はり接合部では、通常はりフランジ位置に水平スチフナを心ずれのないように取り付けるのが原則であるが、現実にははりの組立精度やスチフナの取付精度に差が出たり、圧延H形鋼を使用したはりの場合は、はり成の許容差がやや大きいことで、心ずれが生ずることがある。また圧延H形鋼の各シリーズのサイズがフランジ内面寸法が一定として作られ、フランジ厚の変化によってはり成が変わるため、同一仕口部で使用する場合、スチフナを必要以上に厚くするなど設計上の制約もでてくる。

このように、はりフランジと水平スチフナが心ずれした場合の仕口耐力への影響を実験的に調査した例¹⁾²⁾等から、日本建築学会「鉄骨工事技術指針」³⁾では、スチフナ（ダイヤフラム）とはりフランジの心ずれの許容差を、柱はりそれぞれのフランジ厚の相互関係により定めている（図-1）。

一方、柱断面の直交する2軸に取付くはり成が異なる

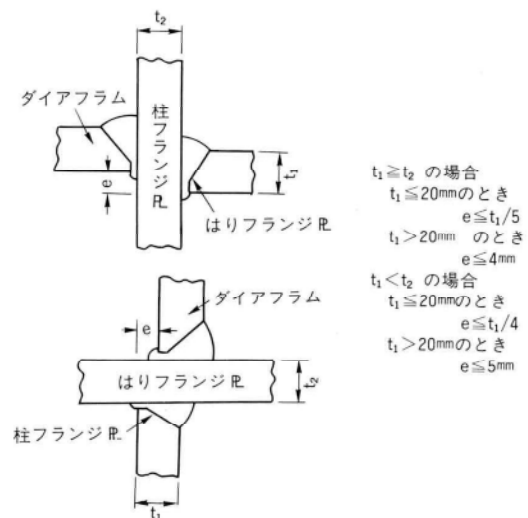


図-1 ダイヤフラムとフランジのずれ許容差³⁾

場合、2枚のスチフナの間隔がどの程度までは片側のスチフナを割愛することができるかを実験的に調査した研究⁴⁾⁵⁾⁶⁾では、100mm未満の差であれば1枚のスチフナではりの許容耐力を十分伝達することができるという報告もされている。

そこで、この水平スチフナとはりフランジとの心ずれ量に改めて着目し、許容差の見直しについての基礎資料を得るために、模型試験体により心ずれによる応力伝達、変形、耐力への影響調査実験を行なったので報告する。

* 松本工場製造部次長

** 技術本部技術開発部技術開発課課長代理

2. 試験体及び実験方法

試験体はH形断面の柱貫通型で、強軸方向にI形はりを持つ仕口部を想定した引張試験体とした。

試験体の形状寸法を図-2に、試験体一覧を表-1に示す。

本試験では中規模の建築物を想定し、又試験機の能力を考慮した上で諸寸法を決定した。試験体は材質40キロ鋼の鋼板を加工した溶接構造で、はりフランジを想定したつかみ板および水平スチフナと柱フランジのT継手は、裏当金付の完全溶込溶接、その他は隅肉溶接である。溶接法は炭酸ガス半自動溶接でワイヤ径は1.2φを使用した。

また突合せ溶接終始端は鋼製エンドタブを使用し、5mm残して切断をした。

試験体は、はりフランジ厚、水平スチフナ厚を同厚(16mm)とし、水平スチフナのないAシリーズ試験体、水平スチフナがはりフランジ心より0mm、4mm、8mm、12mm、16mm、心ずれしたB、C、D、E、Fシリーズ試験体について、それぞれ柱フランジ厚を12mm、16mm、19mmと変化させ、合計18体製作した。

表-1 試験体一覧

試験体名称	柱部材	柱フランジ厚 c_{tr}	スチフナ厚 t_D	心ずれ量
A-1	B・H-350×250×9×12	12	無	—
A-2	B・H-350×250×9×16	16	//	
A-3	B・H-350×250×9×19	19	//	
B-1	B・H-350×250×9×12	12	16	0
B-2	B・H-350×250×9×16	16	//	
B-3	B・H-350×250×9×19	19	//	
C-1	B・H-350×250×9×12	12	//	1/4 t_D (4mm)
C-2	B・H-350×250×9×16	16	//	
C-3	B・H-350×250×9×19	19	//	
D-1	B・H-350×250×9×12	12	//	2/4 t_D (8mm)
D-2	B・H-350×250×9×16	16	//	
D-3	B・H-350×250×9×19	19	//	
E-1	B・H-350×250×9×12	12	//	3/4 t_D (12mm)
E-2	B・H-350×250×9×16	16	//	
E-3	B・H-350×250×9×19	19	//	
F-1	B・H-350×250×9×12	12	//	4/4 t_D (16mm)
F-2	B・H-350×250×9×16	16	//	
F-3	B・H-350×250×9×19	19	//	

(単位: mm)

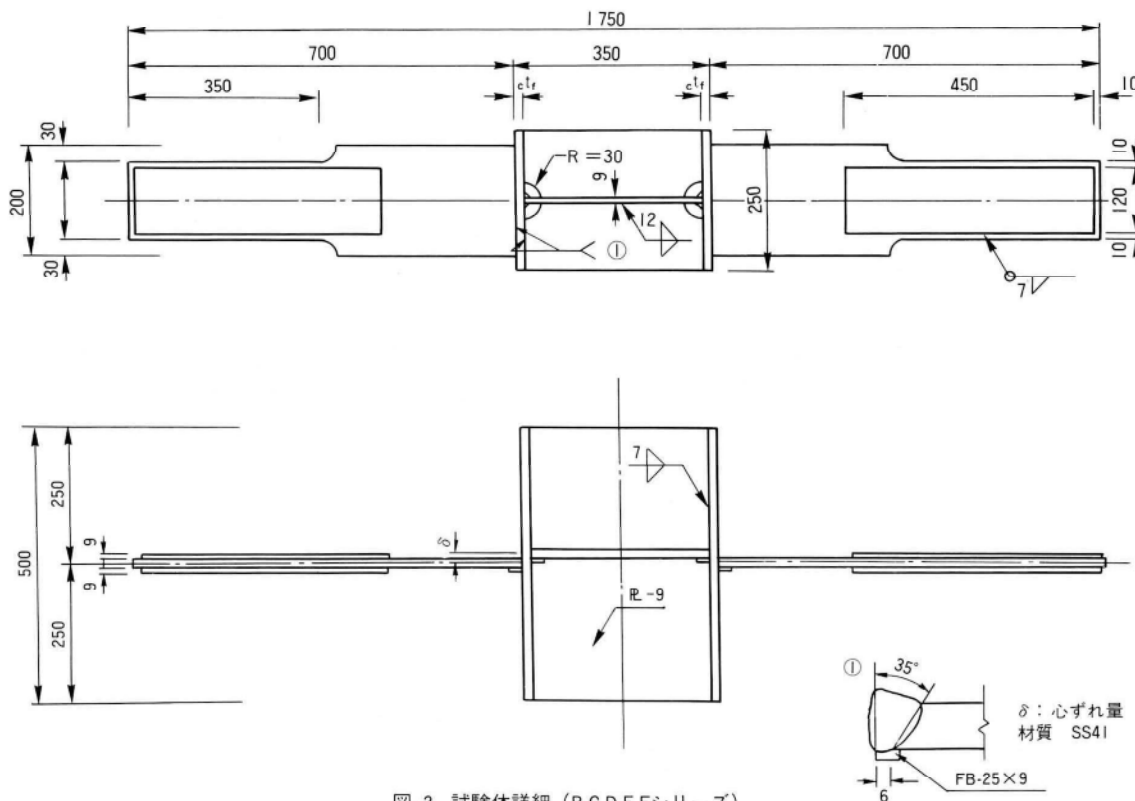


図-2 試験体詳細 (B.C.D.E.Fシリーズ)

表-2 に使用鋼材の機械的性質試験結果を示す。

試験体各部のひずみと変位は図-3 に示す箇所ワイヤストレインゲージおよび変位計を用いて計測を行った。水平スチフナの単軸ゲージと水平スチフナが心ずれた C~F シリーズ試験体のはりフランジの単軸ゲージは両面に貼付した。また柱ウェブの三軸ゲージは片面のみ貼付を行い、水平スチフナの無い A シリーズ試験体のはりフランジ中心にも貼付した。

加力は 200 t アムスラー型長柱試験機を使用して、単調引張载荷で破断するまで行なった。実験状況を写真-1 に示す。

表-2 使用鋼材の機械的性質試験結果

材名	材質	降伏点 (kgf/cm ²)	引張り強さ (kgf/cm ²)	伸び率 (%)	摘要
R-9	SS41	3 050	4 440	29.1	柱ウェブ
R-12	SS41	2 550	4 330	30.9	柱フランジ
R-16	SS41	2 640	4 230	33.5	柱・梁フランジ 水平スチフナ
R-19	SS41	2 530	4 170	34.3	柱フランジ

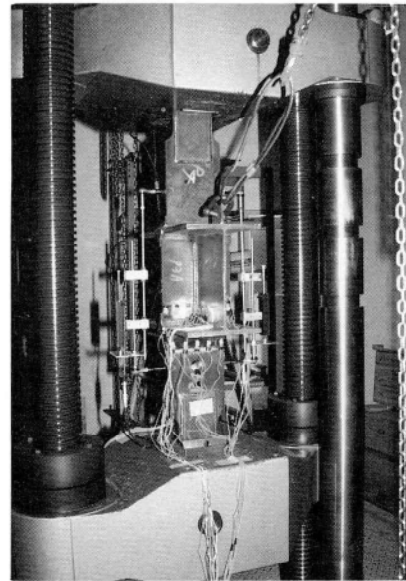


写真-1 実験状況

3. 実験結果

降伏耐力、最大耐力の計算値と実験値を破断状況を含めて表-3 に、荷重-変位曲線を図-4、5、6、7 に示す。

B~F シリーズ試験体の計算値は、心ずれにより柱フランジに生じる 2 次応力とはりフランジに生じる局部曲げの影響を考慮しないで、① はりフランジ母材部、② 柱フランジ、はりフランジ溶接部、③ 柱フランジと水平スチフナ、ウェブ溶接部 ④ 水平スチフナ、ウェブ母材部の耐力を比較し、最小のものとした。

A シリーズの計算値は、柱ウェブの母材部の耐力で、降伏耐力ははりフランジの応力が柱フランジの面外曲げ抵抗を介して柱ウェブに伝達されると考えて提案された、Zoetemeijer P. の降伏耐力評価式 (①式) を使用した。また最大耐力は、①式を拡張して最大耐力の評価もできるとした報告例⁷⁾により②式を使用した。

$$nPy = 2ctf\sqrt{cb \cdot ctw \cdot f\delta_y \cdot w\sigma} + (btf + ctf)ctw \cdot w\sigma \dots \textcircled{1}$$

$$nPm = 2ctf\sqrt{cb \cdot ctw \cdot f\delta_t \cdot w\sigma} + (btf + ctf)ctw \cdot w\sigma \dots \textcircled{2}$$

- | | |
|-----------------|-------------------------|
| nPy : 降伏耐力 | cb : はりフランジ巾 |
| nPm : 最大耐力 | $f\sigma_y$: 柱フランジ降伏点 |
| ctf : 柱フランジ厚 | $w\sigma_y$: 柱ウェブ降伏点 |
| ctw : 柱ウェブ厚 | $f\sigma_t$: 柱フランジ引張強度 |
| btf : はりフランジ厚 | $w\sigma_t$: 柱ウェブ引張強度 |

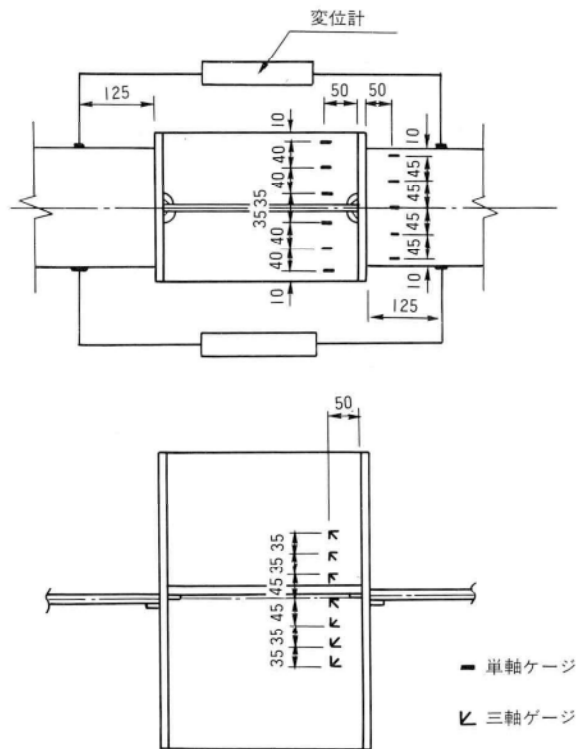


図-3 ゲージ貼付位置および変位計取付位置

又Aシリーズの実験値の降伏耐力は、General Yield Point法により求めた。

B、C、D、E、Fシリーズの計算値は、はりフランジ母材部の耐力で、断面積を実測寸法による有効断面積とし、素材引張試験結果（表-2）より降伏耐力、最大耐力を算出した。

表-3 実験結果一覧

試験体名称	計算値		実験値				破断箇所
	降伏耐力①	最大耐力②	降伏耐力③	③/①	最大耐力④	④/②	
A-1	38.14	57.09	35.0	0.92	64.0	1.12	柱ウェブ
A-2	50.16	72.15	43.0	0.86	85.0	1.18	//
A-3	57.46	88.15	50.0	0.87	97.0	1.10	//
B-1	81.02	129.82	75.6	0.93	132.92	1.02	梁フランジ
B-2	81.03	129.83	77.0	0.95	132.60	1.02	//
B-3	81.92	131.26	76.6	0.94	133.96	1.02	//
C-1	80.80	129.47	76.3	0.94	132.12	1.02	//
C-2	81.35	130.35	76.8	0.94	132.88	1.02	//
C-3	81.57	130.71	77.0	0.94	133.40	1.02	//
D-1	80.78	129.43	77.8	0.96	131.92	1.02	//
D-2	80.91	129.63	78.1	0.97	133.32	1.03	//
D-3	81.25	130.19	78.6	0.97	133.88	1.03	//
E-1	81.68	130.87	77.5	0.95	133.36	1.02	//
E-2	81.84	130.13	78.3	0.96	133.40	1.03	//
E-3	81.05	129.86	77.9	0.96	133.16	1.03	//
F-1	81.37	130.38	78.5	0.96	133.68	1.03	//
F-2	81.04	129.85	77.3	0.95	133.84	1.03	//
F-3	80.97	129.73	78.9	0.97	134.12	1.03	//

(単位: ton)

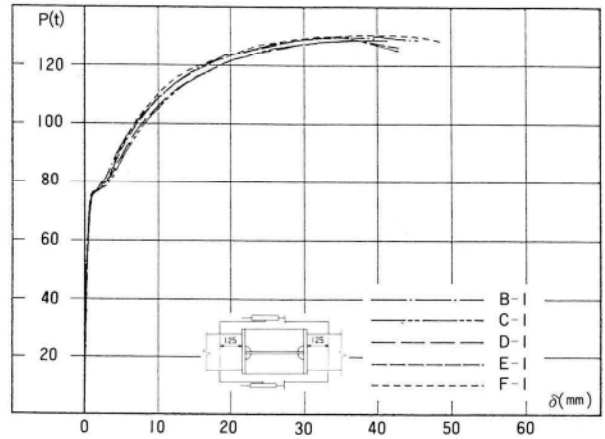


図-5 荷重—変位関係

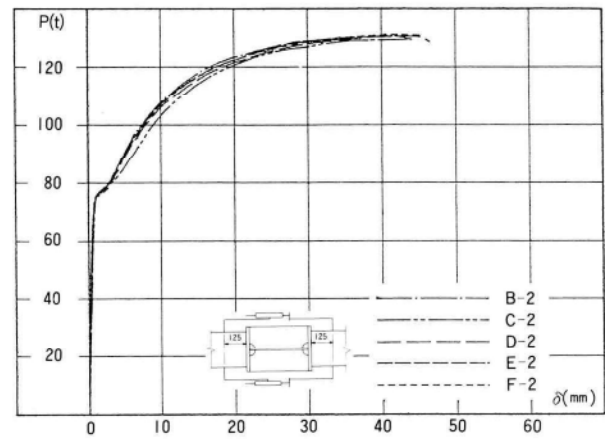


図-6 荷重—変位関係

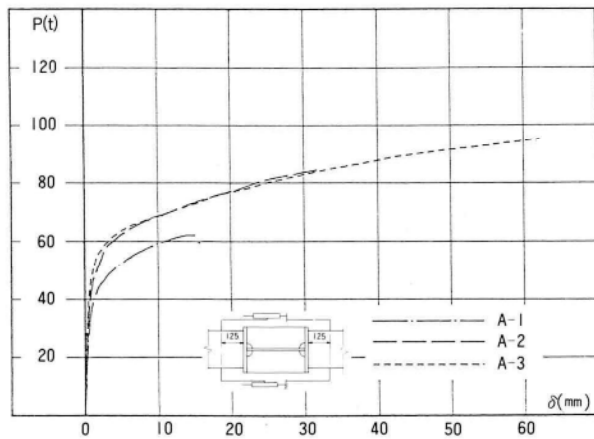


図-4 荷重—変位関係

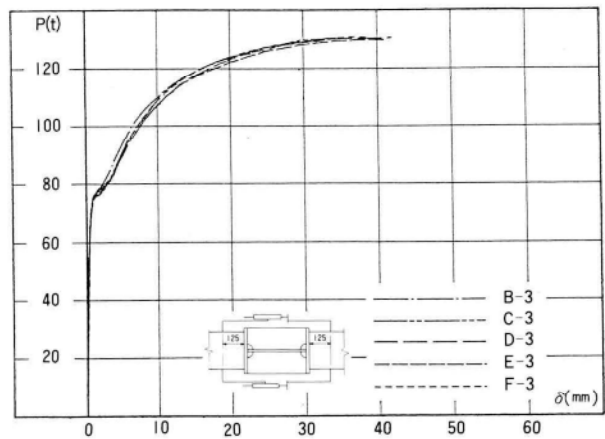


図-7 荷重—変位関係

破壊形式は、Aシリーズが柱ウェブのすみ肉溶接止端部付近での局部引張破壊、B～Fシリーズがはりフランジの引張破断であり、破断箇所は柱フランジとつかみ部分補強プレートの中央付近であった(写真-2、3)。なお試験後の観察において、すべての溶接部に割れ等の異常は認められなかった。

水平スチフナとはりフランジのひずみ分布を図-8に示す。各ひずみの値は表裏の測定値の平均で示した。

図-9に柱ウェブの主ひずみ分布を示す。また図-10に荷重-水平スチフナ応力負担率(α)の関係を示す。負担率は各荷重段階でのひずみ平均値より算出した。また図中の理論値は、スチフナと柱ウェブの有効断面積の比から求めた。

4. 考察

(1) 降伏耐力、最大耐力

水平スチフナのないAシリーズにおいて、計算による降伏耐力は実験値よりもやや高く、最大耐力は逆に実験値よりもやや低い結果となったが、比較的良好に対応しているといえる。

B～Fシリーズにおいて、各試験体の降伏耐力、最大耐力の実験値は、はりフランジの計算上の引張降伏耐力、

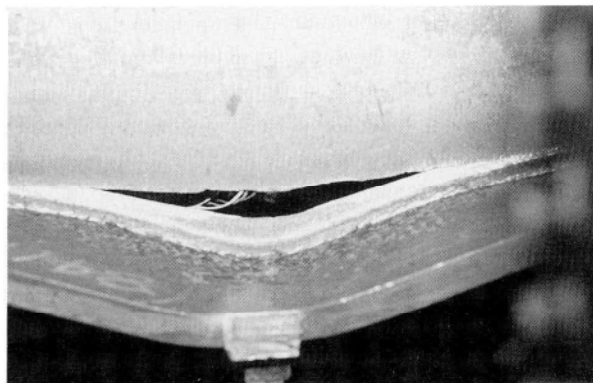


写真-2 破断状況(A-3)

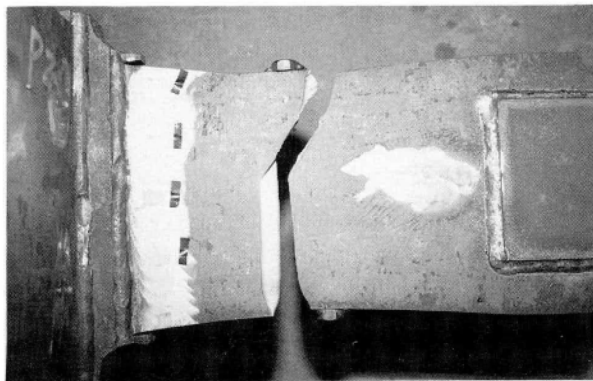


写真-3 破断状況(C-3)

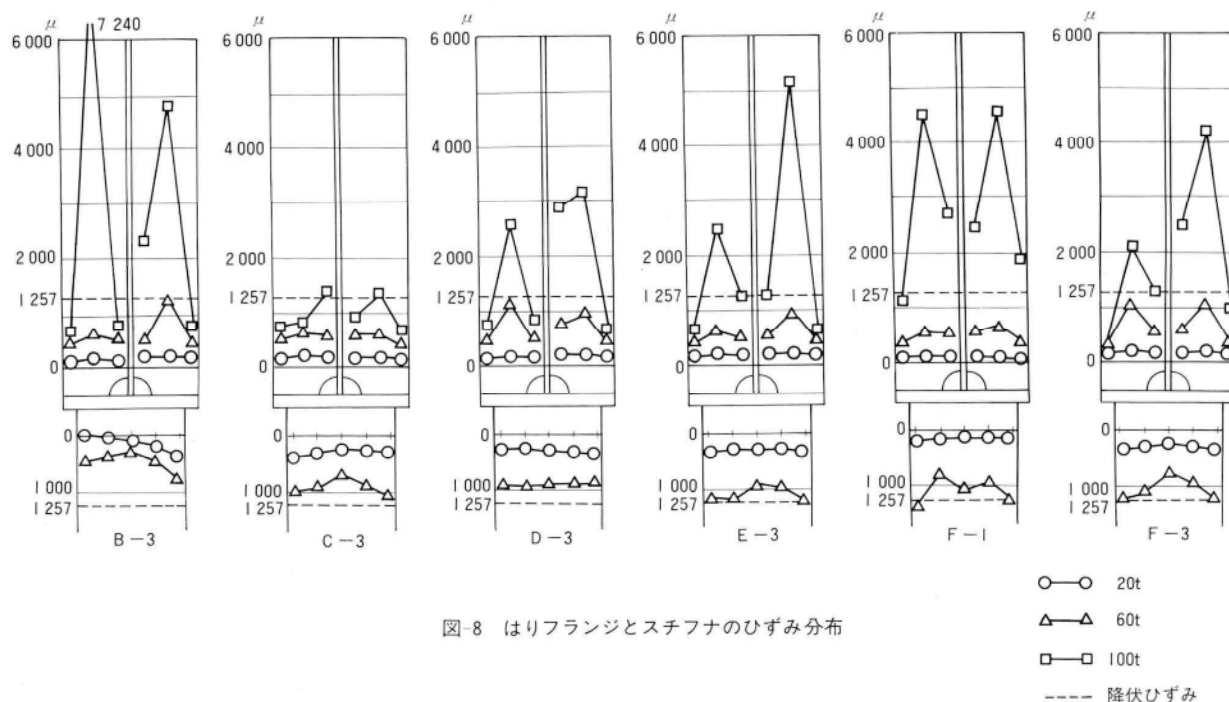


図-8 はりフランジとスチフナのひずみ分布

○—○ 20t
 △—△ 60t
 □—□ 100t
 ---- 降伏ひずみ

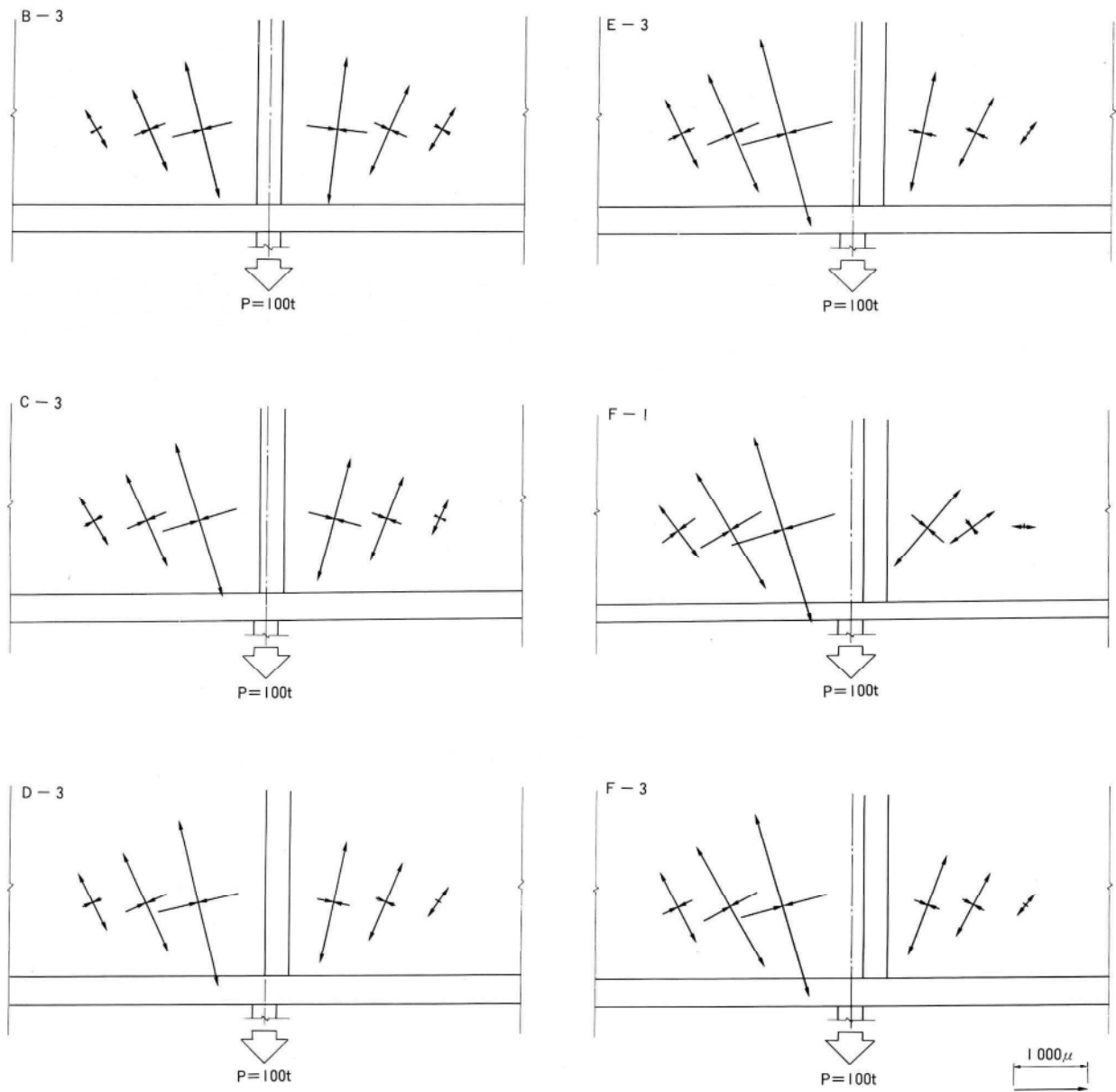


図-9 柱ウェブ主ひずみ分布

最大耐力にはば一致している。最大耐力にくらべて、降伏耐力は若干の違いが見られるものの、心ずれ量の大きさには無関係であり、今回計画したはりフランジ厚程度までの心ずれ量では、はりフランジおよび水平スチフナに生じる2次曲げ応力の影響は無視することができる結果となった。

(2) 剛性

図-3～6に見られるように、B～Fシリーズでは、弾性域において、柱フランジ厚にかかわらず、心ずれ量

の変化による変位量の差は見られない。塑性域に入って若干の差が見られるが、心ずれ量と関係した特定の傾向はみられない。

(3) ひずみ分布および水平スチフナ応力負担率

弾性域におけるスチフナのひずみは中央部のやや高い凸形状を示し、荷重が上昇するに従って、中央部、ウェブ側の順序でひずみが増大して塑性域となってゆくが、降伏荷重を越えてもスチフナの木口側は塑性状態とならない試験体が多い。また心ずれ量の大きさによる著しい

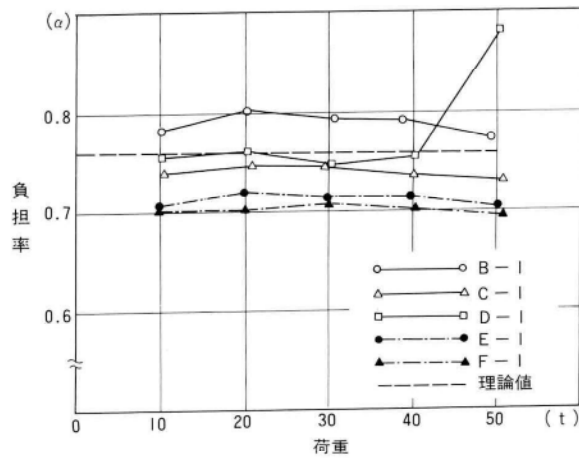


図-10 (a) スチフナ応力負担率 (柱フランジ厚12mm)

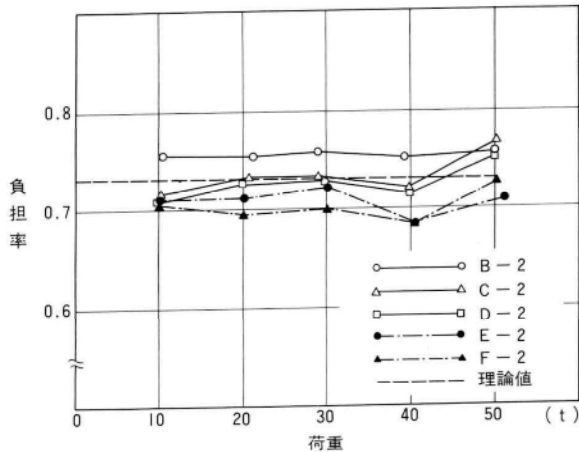


図-10 (b) スチフナ応力負担率 (柱フランジ厚16mm)

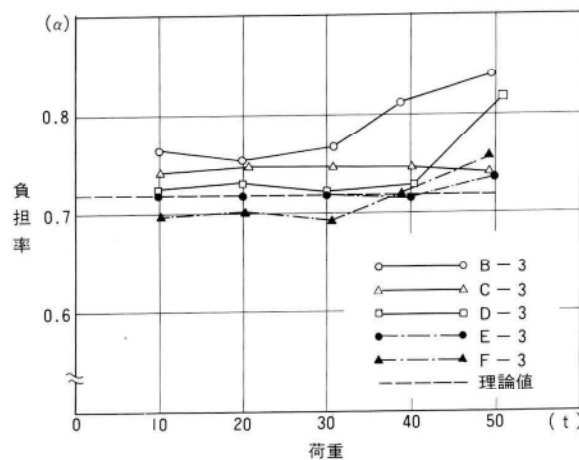


図-10 (c) スチフナ応力負担率 (柱フランジ厚19mm)

変化も見られない。

柱ウェブはスチフナの心ずれ量が大きくなるほど引張軸側のひずみが大きくなり、柱フランジが厚くなるほど主ひずみ方向が引張軸方向に近くなる傾向にある。

これはスチフナの心ずれ量が大きくなるほど引張軸側の応力負担が大きくなり、柱フランジが厚くなる程、面外曲げ抵抗が増し荷重の影響範囲が広がるためと考えられる。

スチフナの応力負担率は、弾性域の40 t 近くまではほぼ一定で、柱フランジ厚にかかわらず心ずれ量が大きいほど低い傾向が見られる。40 t を過ぎると負担率が上昇する試験体があらわれ、この傾向は柱フランジが厚くなるほど著しいが、スチフナのひずみ測定点が6点と少なく、木口側、柱ウェブ側の非測定部のひずみを過大評価したおそれもあるため、負担率の上昇傾向を断定することはできない。

5. まとめ

H形鋼を用いた柱はり接合部におけるはりフランジと水平スチフナの心ずれの許容差を見直すための実験を行い、次の結果を得た。

(1) はりフランジと水平スチフナの板厚を16mmとした場合、柱フランジ厚が12mm~19mmの範囲では、はりフランジ厚に等しいまでの心ずれがあってもはり曲げ応力伝達は十分可能であり、接合部の耐力低下は見られない。

(2) 日本建築学会の「鉄骨工事技術指針」で規定するスチフナとフランジの心ずれ許容差は、心ずれによって生じる2次曲げをはりフランジとスチフナにそのまま作用させたモデル実験の結果を参考に定められている。

柱はりが交差する実際の接合部では、心ずれによるはりフランジとスチフナの局部曲げ変形は柱フランジと柱ウェブの拘束を受けており、本実験結果から、現行の心ずれ許容差を拡大させる可能性を見出すことができた。

(3) 今回は柱フランジの軸方向力を考えない実験であるため、今後柱はりを交差させた十字形試験体に逆対称荷重を作用させる実験を行い、接合部全体の弾塑性挙動に心ずれがどのような影響を及ぼすか、さらに検討する予定である。

〔謝辞〕

本研究は信州大学工学部建築工学科と当社との共同研究で行なわれた。計画段階から笹川 明教授に懇切な御指導を頂き、実験の実施および資料の整理では大学院生

の芦田知之、学部学生の中川靖久両氏の協力を得ました。ここに深く謝意を表します。

〈参考文献〉

- 1) 武藤、遠山、氏家、宮下他；心ずれのある鉄骨十字形接合部の降伏性状（その1、2、3）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、昭和49年10月
- 2) 松本、荒家；鉄骨十字型溶接部の引張耐力に関する実験、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、昭和52年10月
- 3) 日本建築学会；鉄骨工事技術指針 1987改訂
- 4) 日本鋼構造協会H形鋼構造接合部特別委員会・鋼材倶楽部；H形鋼構造標準接合部（I）
- 5) 藤本、松本、橋本、緑川；偏心水平スチフナをもつ

H形鋼柱梁接合部の力学的性状に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1973.10

- 6) 藤本、羽倉、北後；H形鋼構造接合部の標準化に関する2、3の問題（その1標準化の意義とプラクティス）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1972.10
- 7) 森田、浦、植野；柱はり接合部のスチフナ補強に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文報告集第376号、昭和62年6月
- 8) 日本鋼構造協会接合小委員会・鋼材倶楽部；鋼構造接合資料集成(2) 溶接接合（建築編）
- 9) 笹川、大江、荒井他；スプリットティーを用いた鋼構造柱はり接合部における水平ダイヤフラムの応力伝達機構について、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、昭和62年10月

グラビア写真説明

沢内橋 本橋は東北縦貫自動車道八戸線に架る橋梁である。八戸線は、弘前線と安代ジャンクションで分岐し、八戸市に至る延長約68kmの高速道路として東北北部の高速交通体制の一環をなし、岩手県北部の開発、八戸新産業都市及びむつ小川原開発計画等の促進へ重要な役割を果たすとともに、十和田、八幡平、陸中海岸国立公園等を短時間で結び広域観光を可能とするルートとして、また、八戸～苫小牧間のフェリー利用により北海道中央部への最短ルートとして、岩手県を始め関連地域から大きな期待をかけられている重要幹線道路である。

橋梁工事の特色は、集落地、耕地、神社及び環境緑地保全地区等を極力避けて丘陵や山岳地の急峻地形部に計画されているため、脚高40m以上のフレキシブル橋脚、高橋台上に架設する長大橋であった。このような地形的条件下、下部工と出合い施工であったため、特に資材搬入路や施工ヤードの確保が難しく、上部工架設、桁運搬、ペント位置等に制限を受ける厳しい施工条件となり、4径間架設に際しては地上の施工ヤードが確保できず、クローラークレーンによる張出し工法で架設した。3径間については桁運搬が工事用道路使用困難であったため、4径間架設桁上より台車運搬を行い搬入した。また積雪寒冷地のため、工程調整が難しく冬期間の施工を余儀なくされるなかで合理的、安全性、高品質な施工を要求されている。（柳川）

B101工区（その2）高架橋 本工事は、横浜港本牧埠頭のA突堤とB突堤間の水上部を渡る工区で、橋長は270mある。桁、脚合せて7500tにもなる大型工事である。本牧ランプ部と一体となり拡巾されていて、ほそ長いバチ形となっている。標準部の湾岸線桁よりはるかに巾員が広いため、橋面に立つと野球が出来るかと思われるほどである。P5脚上に断面3.5m角の横梁があり、重量感のある構造物である。余談だが、昨年横須賀沖の潜水艦なだしおと釣船の衝突事故のおり、第一富士丸を海底から引上げた事は記憶に新しいが、引上げたFCは、本工事の水上架設に使用していたFCであり、架設が一段落して、B突堤で待機中の出来事であった。（若松）

緑橋 「川の街旭川」の中心部を流れる牛朱別川に鮮やかな緑色をして曲線を描く緑橋は、市役所をはじめ市立病院、総合公園など重要な公共施設を連絡する道路である。またこの一帯は平成2年9月で開基100年を迎える事業として、開基100年記念河川公園が広がる予定です。河川敷一体は夏祭り、冬祭り等、種々のイベントが行なわれ市民のマラソンコースにも指定されており、親しみのある空間とする為、橋上にバルコニー、彫刻とモニュメントを設置し、あわせて大雪山のパノラマ、冬のダイヤモンドダストを最も美しい角度で眺望する事が出来、市民を楽しませてくれる魅力ある橋ではないかと思っております。（川村）

極厚TMCP鋼の母材特性および溶接性の研究

A Study of Characteristics of Extremely Thick TMCP Steel as a Base Metal and Its Weldability

田中一男* 中野秀二** 大月真一***
 Kazuo TANAKA Shuuji NAKANO Shinichi OHTSUKI

Summary

Recently, extremely thick steel has been used in steel building structures, where unfavorable weldability has presented itself as a problem.

On the other hand, TMCP (Thermo Mechanical Control Process) steel, which is used in marine vessels and marine structures, has come to be used in the above field.

Tests on extremely thick TMCP steel were performed to confirm its characteristics as a base metal and its weldability.

The test results proved that TMCP steel possesses favorable weldability and mechanical performance, and therefore there should be no problems when it is used for steel structures.

1. はじめに

近年、建築物の高層化に伴って使用される鋼板の厚さが、増々厚くなる傾向にある。従来、極厚の50キロ高張力鋼は圧延のまま又は焼ならし処理により造られており、炭素当量が高く溶接時の割れ、熱影響部の硬化、大入熱溶接時のぜい化等、溶接性が悪くなる事が問題とされてきた。

一方、数年前から船舶、海洋構造物用鋼板などを中心に相当量使用されているTMCP鋼(Thermo-Mechanical Control Process)が、建築鉄骨の極厚化に伴い、この分野でも用いられ始めている。

そこで、極厚TMCP鋼の母材特性と溶接性を確認する為に、母材試験及びエレクトロスラグ溶接、二電極サブマージドアーク溶接の大入熱溶接と、一般的な炭酸ガス半自動溶接、サブマージドアーク溶接(一電極)による研究を行なったのでここに報告する。

2. 試験材料

本試験のTMCP鋼は材質SM50Bで、板厚は製鉄メーカーA社、50、90mm、B社、40、80mmを使用して試験を行った。

溶接材料は、通常のSM50材と同様のものを使用した(表-3参照)。

表-1 母材試験一覧表

種類	方向	試験片採取位置	母材板厚(mm)				試験片形状
			40	50	80	90	
引張試験	L	板厚断面	1	1	1	1	JIS Z 2201 1号
		丸棒表層下2mm 14φ	1	1	1	1	JIS Z 2201 14号
		丸棒t/2 14φ	1	1	1	1	JIS Z 2201 14号
		丸棒t/2 6φ	1	1	1	1	JIS Z 3111 A2号
	C	板厚断面	1	1	1	1	JIS Z 2201 1号
		丸棒表層下2mm 14φ	1	1	1	1	JIS Z 2201 14号
		丸棒t/2 14φ	1	1	1	1	JIS Z 2201 14号
		Z 丸棒 10φ	3	3	3	3	WES 1106
衝撃試験	L	表層下2mm	1	1	1	1	JIS Z 2202 4号
		t/2	1	1	1	1	JIS Z 2202 4号
	C	表層下2mm	1	1	1	1	JIS Z 2202 4号
		t/2	1	1	1	1	JIS Z 2202 4号
	Z	表層下2mm	1	1	1	1	JIS Z 2202 4号
		t/2	1	1	1	1	JIS Z 2202 4号
硬さ	L	t/2	1	1	1	1	JIS Z 2244
	C	t/2	1	1	1	1	JIS Z 2244
側曲	L		1	1	1	1	JIS Z 3122 3号
	C		1	1	1	1	JIS Z 3122 3号
超音波探傷	L	音響異方性	1	1	1	1	JIS Z 3060
	C						
ミクロ組織	L	表層下、1/4t 1/2t	1	1	1	1	
	C	表層下、1/4t 1/2t	1	1	1	1	

* 衝撃値試験は、1組3本とする。

* 松本工場製造部次長

*** 松本工場製造部生産技術課

** 松本工場製造部生産技術課係長

3. 試験の種類及び方法

試験の種類及び方法は、表-1 母材試験一覧表、表-2 溶接試験一覧表に示す要領で実施した。

図-1 に溶接試験体と試験片採取要領、図-2 に広幅引張り試験体の歪ゲージ貼り付け要領の例を示す。

なお、溶接試験のうち、継手丸棒引張り、熱影響部丸棒引張り及び広幅引張りについては、データ解析中であり、後日報告する。

4. 溶接条件

表-3 に本試験の溶接材料、開先形状等溶接条件を示す。

5. 結果及び考察

本試験で確認された T M C P 鋼の特性について以下に

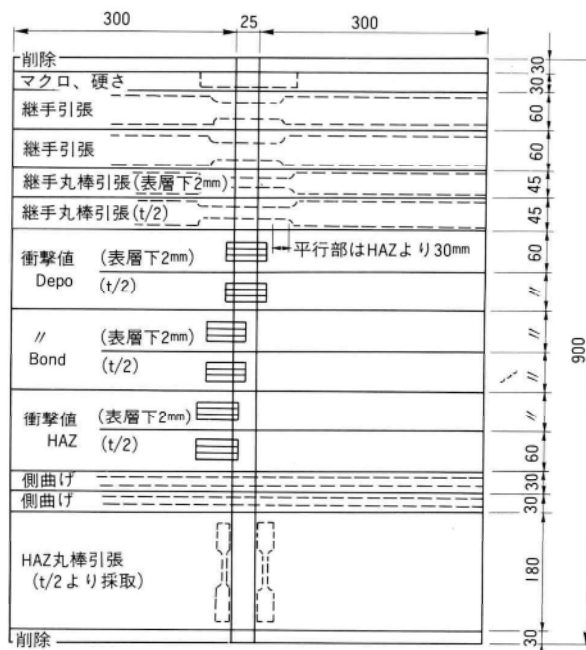
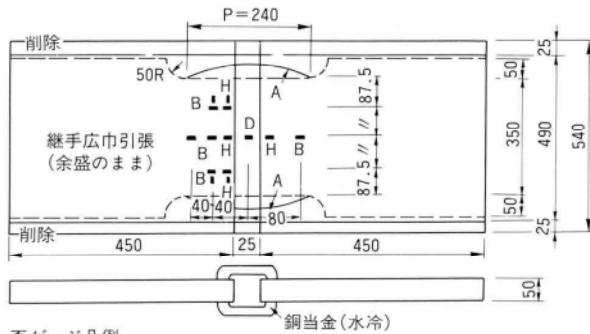


図-1 溶接試験片採取要領

表-2 溶接試験一覧表

溶 接 方 法		CO ₂ 半自動溶接				レスラ (平型) 溶接				エレスラ (十字型)溶接				サブマージド アーク 溶接				タンデムサブマージドアーク 溶接			
形 状																					
板厚 (S M 50 B)		40	50	80	90	40	50	80	90	40	50	80	90	40	50	80	90	40	50	80	90
試験体マーク		C4	C5	C8	C9	E4	E5	E8	E9	W4	W5	W8	W9	S4	S5	S8	S9	T4	T5	T8	T9
マクロ、硬さ	JIS G 0553 JIS Z 3101																				
継手引張	JIS Z 3121	2	2	2	2	2	2	2	2	-	-	-	-	2	2	2	2	2	2	2	2
十字引張	JASS 6(付則3)	-	-	-	-	-	-	-	-	2	2	2	2	-	-	-	-	-	-	-	-
丸 棒 引 張	表層下 2mm	JIS Z 3111								-	-	-	-								
	t/2	JIS Z 3111								-	-	-	-								
衝 撃 試 験	Depo 表層下 2mm	JIS Z 3111																			
	t/2	JIS Z 3111																			
Bond	表層下 2mm	JIS Z 3111																			
t/2	JIS Z 3111																				
HAZ	表層下 2mm	JIS Z 3111																			
t/2	JIS Z 3111																				
側 曲	JIS Z 3122	2	2	2	2	2	2	2	2	-	-	-	-	2	2	2	2	2	2	2	2
十 字 曲	JASS 6(付則3)	-	-	-	-	-	-	-	-	2	2	2	2	-	-	-	-	-	-	-	-
HAZ 丸棒引張	JIS Z 3111	-	-	-	-	2	2	2	2	-	-	-	-	2	2	2	2	-	-	-	-
継手広巾引張	JIS Z 3127									-	-	-	-					-	-	-	-
最 高 硬 さ	JIS Z 3101	各板厚とも予熱温度RT、50、100、150℃各1体実施																			
斜め Y 形ワレ	JIS Z 3158	//								各3本実施											

※ 衝撃値試験片は1組3本とする。



歪ゲージ凡例
 D: Depo A: 弓形ゲージ
 H: HAZ * 両面に貼付
 B: BM

図-2 広幅引張試験片採取要領、歪ゲージ貼付要領

列挙する。

- ① ロールメーカー 2 社の鋼材を比較すると、各鋼材共機械的性質に顕著な差は認められない。

しかし、マイクロ組織(写真-1)の板厚方向の変化及び音響異方性にやや違いが認められる。これは表-4の化学成分を見てもわかる様に、製鋼、圧延を通じて鋼材を製造する時の考え方の違いによるものと推察される。

従来鋼に比べ炭素当量がおよそ0.05~0.1%低い。これは、TMCP鋼の本来の目的である溶接性の向上を裏付けている。

- ② 表-5に示すごとく一部(80mm)に音響異方性の大きなものがあったが、これは仕上げ圧延温度の違いによって形づけられる結晶粒の違い、とりわけ表面層部の結晶粒の影響を強く受けているものと思われる。その他の板厚については良好であった。

- ③ 表-6に母材引張試験、図-3に応力-歪曲線を示すがいずれも良好な結果である。

表-3 溶接条件表

溶接方法	溶接材料	電流 (A)	電圧 (V)	速度 (cm/min)	姿勢	開先形状
炭酸ガス半自動溶接	YM-26 1.2φ CO ₂ 100%	280 340	32 38	15 25	F	
エレスラ溶接(平型)	40mm、50mm YM-55A 1.6φ	370	48	1.5	V	 鉛当金(水冷)
	YM-15 *1	390	52	2.5		
	80mm、90mm US-49 2.4φ	320	36	1.0		
	YF-15 *2 DIAノズル	340	40	1.5		*1 消耗式一電極 *2 非消耗式二電極
(十字型)	同上	370 390	48 52	1.5 2.5	V	 銅当金(水冷)
サブマージドアーク溶接	Y-DL 4.8φ YF-15	650 800	32 40	30 50	F	
タンデムサブマージドアーク溶接	Y-A 6.4φ NSH-52	1000 1800	36 44	25 50	F	 T4.5 θ=40° T8.9 θ=50°
斜めY形われ試験	手溶接 L-55 4φ	150	—	—	F	
最高硬さ試験	同上	170	—	15	F	

表-5 音響異方性

板厚 (mm)	60°	70°	音速比 SC/SL
	角度差 (L-C)	角度差 (L-C)	
40	0.6	2.1	1.015
50	0.4	1.2	1.00
80	2.2	2.8	1.023
90	1.2	1.9	1.01

製鉄メーカー A社50mm 90mm B社40mm 80mm

表-4 供試鋼のミルシート値と化学分析結果

板厚 (mm)	C	Si	Mn	P	S	衝撃値 (Kgf・m)	降伏点 (Kgf/mm ²)	引張強さ (Kgf/mm ²)	伸び (%)	降伏比 Y・R(%)	(Wt%)	
											Ceq (%)	
40 (SM50B)	ミルシート	0.13	0.19	1.10	0.009	0.002	27	39	56	26	70	0.33
	t/4分析	0.13	0.19	1.10	0.008	0.001	—	—	—	—	—	0.33
50 (SM50B)	ミルシート	0.12	0.23	1.30	0.007	0.002	35	38	52	28	73	0.35
	t/4分析	0.11	0.24	1.32	0.007	0.002	—	—	—	—	—	0.35
80 (SM50B)	ミルシート	0.11	0.27	1.39	0.006	0.002	30	41	55	34	75	0.36
	t/4分析	0.11	0.27	1.38	0.006	0.001	—	—	—	—	—	0.35
90 (SM50B)	ミルシート	0.15	0.28	1.32	0.01	0.002	27	40	56	34	71	0.38
	t/4分析	0.14	0.28	1.32	0.009	0.002	—	—	—	—	—	0.38

製鉄メーカー A社 50mm 90mm B社 40mm 80mm

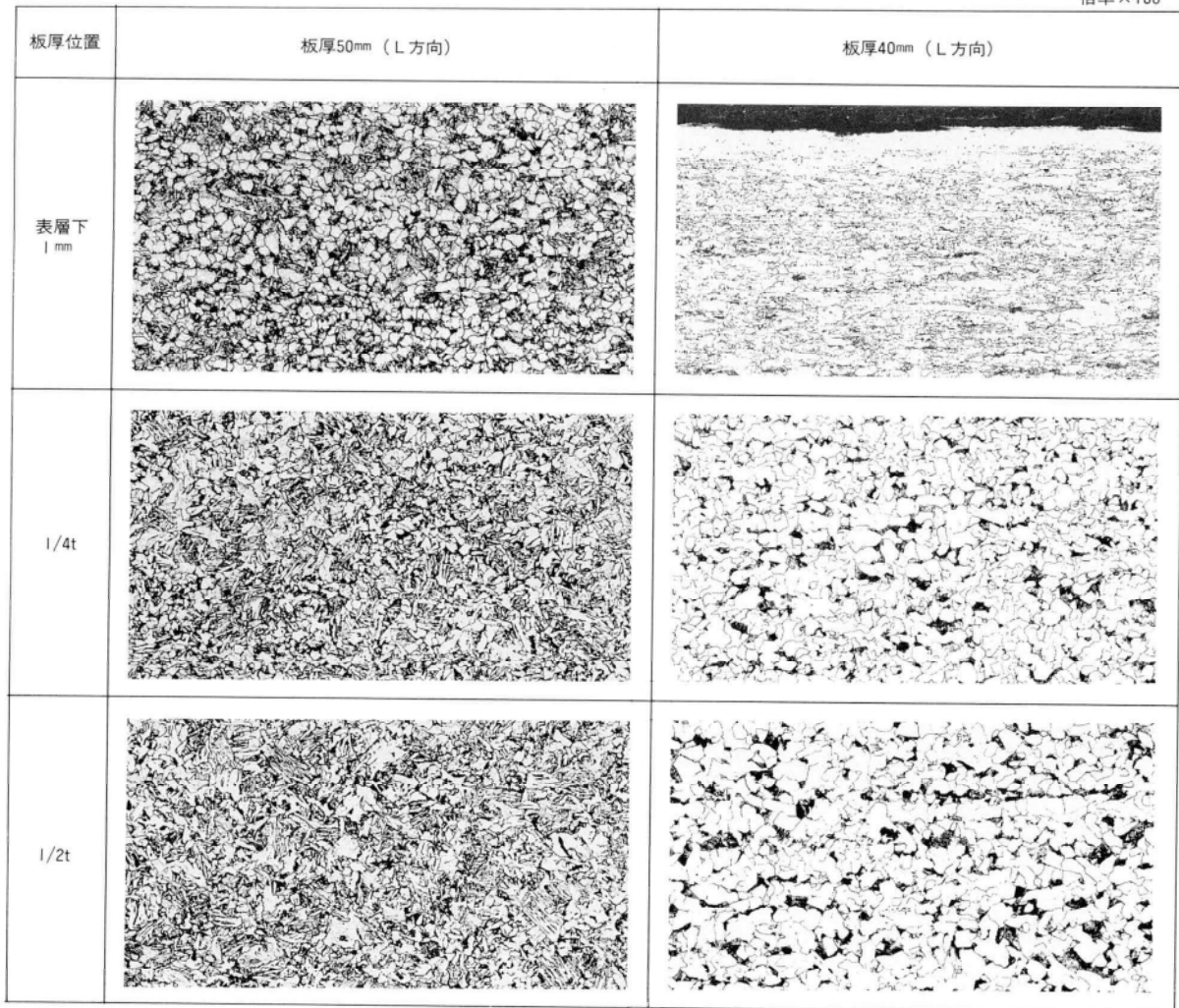


写真-1 顕微鏡組織

表-6 母材引張試験

板厚 (mm)	方向	降伏点 (Kgf/mm ²)	引張強さ (Kgf/mm ²)	降伏比 (%)	伸び (%)
40	L	37	52	72	36
	C	38	53	72	35
50	L	40	54	75	28
	C	39	50	77	34
80	L	44	58	77	35
	C	41	58	71	30
90	L	41	57	71	27
	C	41	57	72	28

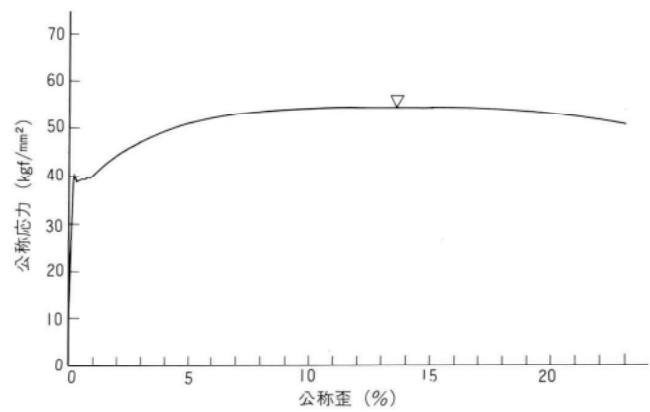


図-3 母材引張応力-歪曲線 (t=80mm)

母材丸棒引張りにおける表層下2mmの降伏点、引張り強度は表-7に示す如く、板厚中央の位置のそれに比べてやや高い値を示している。

また、図-4に示す板厚方向の硬さ分布も、表層下の硬さが中央部に比べやや高い値を示す傾向にある。

表-7 母材丸棒引張試験

板厚 (mm)	方向	採取位置	降伏点 (Kgf/mm ²)	引張強さ (Kgf/mm ²)	降伏比 (%)	伸び (%)
40	L	表層下 2mm	37	53	71	34
		t/2	36	51	70	31
		t/2 *	39	51	76	39
	C	表層下 2mm	38	53	72	32
		t/2	36	51	71	32
50	L	表層下 2mm	40	54	75	28
		t/2	39	54	73	27
		t/2 *	38	53	71	32
	C	表層下 2mm	37	54	74	34
		t/2	39	54	73	32
80	L	表層下 2mm	49	62	78	26
		t/2	40	55	73	29
		t/2 *	42	57	74	33
	C	表層下 2mm	45	62	72	26
		t/2	39	54	73	31
90	L	表層下 2mm	47	61	77	26
		t/2	39	55	71	26
		t/2 *	38	54	70	34
	C	表層下 2mm	48	62	78	27
		t/2	38	55	70	29

* : 直径6φ、他は直径14φ

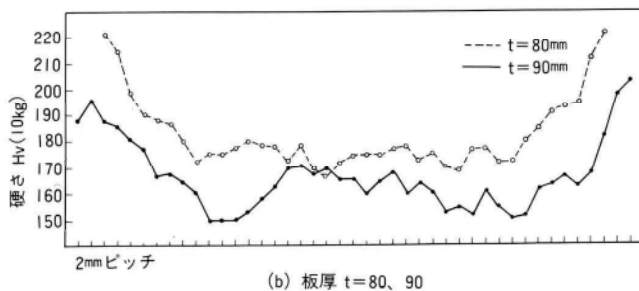
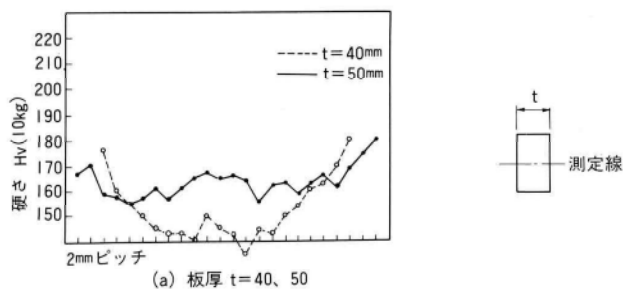


図-4 母材硬さ(板厚方向)分布

これは、硬さ分布は強度及びマイクロ組織にそれぞれ関連しており、TMCP鋼の製法を考えるとわずける事である。

また、表-8に母材板厚方向の引張り強度の結果を示す。板厚の違いによる差はほとんど見られず、絞り値も75%程度で非常に良好な値を示している。

表-8 母材板厚方向引張試験

板厚 (mm)	降伏点 (Kgf/mm ²)	引張強さ (Kgf/mm ²)	降伏比 (%)	絞り (%)
40	—	51	—	74
	—	51	—	75
	—	50	—	76
50	38	52	73	76
	37	52	71	77
	38	52	74	76
80	40	55	72	66
	41	55	73	76
	41	55	74	75
90	36	54	67	75
	37	54	68	75
	36	54	67	77

* : 直径は10φ

表-9 母材衝撃試験

板厚 (mm)	板厚位置	方向	吸収エネルギー kgf·m			
			L	2	3	平均
40	表層下 2mm	L	23.8	24.6	23.9	24.1
		C	18.9	19.3	17.1	18.4
	t/2	L	29.9	27.0	25.0	27.3
		C	11.2	14.2	15.5	13.6
	板厚	Z	15.9	16.9	18.5	17.1
	50	表層下 2mm	L	22.0	26.1	21.7
C			26.6	28.7	29.0	28.1
t/2		L	25.4	21.0	23.9	23.4
		C	20.3	24.4	23.9	22.9
板厚		Z	7.9	9.2	17.6	11.6
80		表層下 2mm	L	34.0	31.9	33.5
	C		25.6	32.5	29.3	29.1
	t/2	L	32.9	32.8	24.6	30.1
		C	10.4	10.1	12.0	10.8
	板厚	Z	4.6	15.3	2.6	7.5
	90	表層下 2mm	L	18.8	19.1	20.8
C			26.8	23.2	29.0	23.7
t/2		L	16.7	17.6	17.9	17.4
		C	15.3	16.4	19.6	17.1
板厚		Z	6.5	3.2	9.6	6.4

④ 表-9に母材衝撃試験結果を示す。いずれも非常に良好な値を示している。採取位置別に見ると、いずれの方向においても表層下2mmが板厚中央部をやや上回る傾向にある。

⑤ 曲げ試験においては、表面曲げ(80、90mmは40mmに減厚)、側曲げいずれも良好であった(写真-2)。

以上母材試験においては、引張り、衝撃、曲げ等の各種機械試験の結果は勿論JIS規格を満足しており、機械的性質のロール方向、ロール直交方向での異方性も見られない事及び、板厚方向の機械的性能も従来鋼に比較し良好である事から、建築鉄骨用鋼材として何ら問題ないと考えられる。

また、炭素当量の低減により、溶接時の耐割れ性、溶接熱影響部のじん性の向上等、溶接性の改善が期待できるものと考えられる。

次に溶接試験の結果について述べる。

① 継手部のマクロ試験はいずれも良好であった(写真-3)。

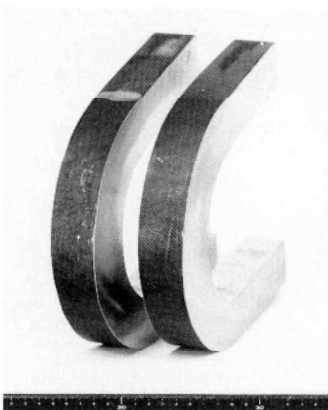


写真-2
母材表面曲げ(板厚80mm L方向)

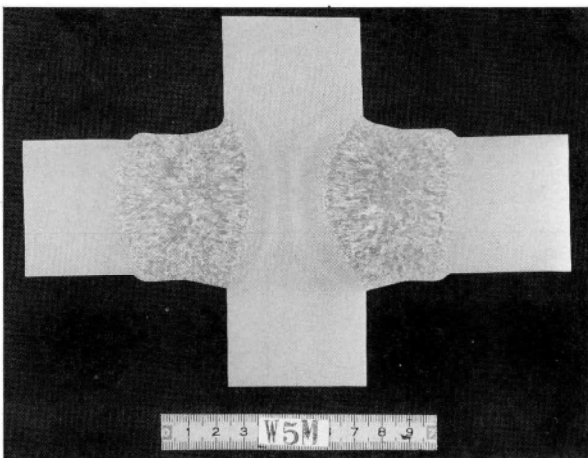


写真-3 エレスラ溶接(十字型)マクロ(板厚50mm)

② 斜めY形割れ試験の結果を図-5、最高硬さ試験の結果を図-6に示す。従来の鋼材に比較してかなり改善された結果であり、極厚鋼材の予熱の軽減が期待できる。

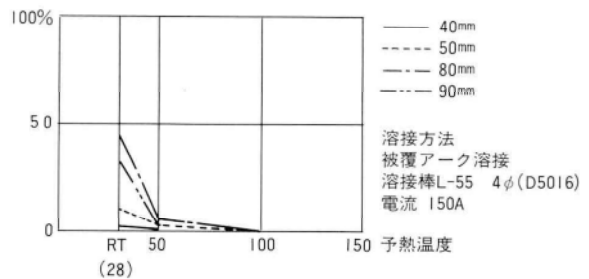


図-5 斜めY形割れ試験(断面われ率)

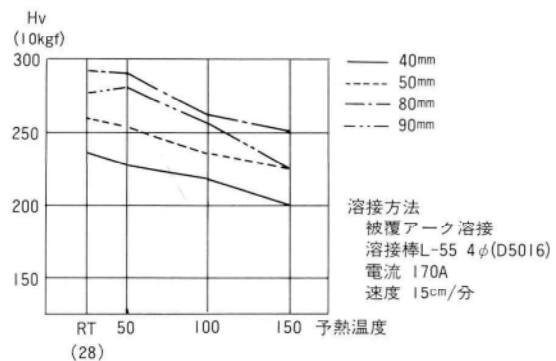


図-6 最高硬さ試験

③ 溶接継手部の硬さ試験について、板厚50mmの場合の大入熱溶接の例として十字エレクトロスラグ溶接、並びに二電極サブマージドアーク溶接、小入熱溶接の例として炭酸ガス半自動溶接の結果を図-7に示す。

炭酸ガス半自動溶接の場合、

$$Hv \text{ min}=160、Hv \text{ max}=220$$

であり、十字エレクトロスラグ溶接においては

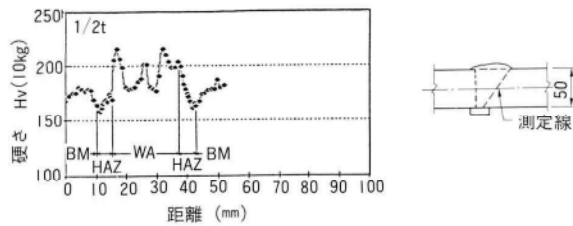
$$Hv \text{ min}=140、Hv \text{ max}=180、$$

二電極サブマージドアーク溶接は

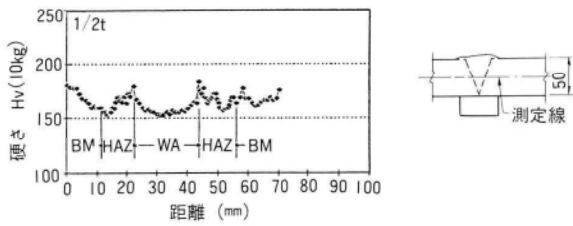
$$Hv \text{ min}=150、Hv \text{ max}=170$$

であった。

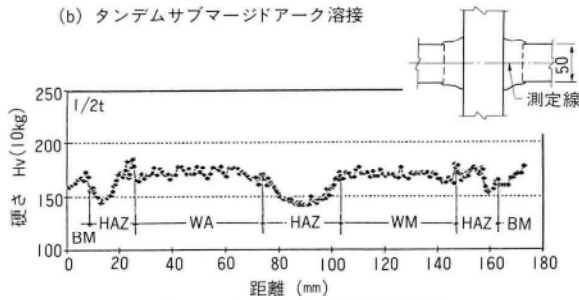
④ 上述の溶接部硬さ分布から分かる様に、TMCP鋼においては熱影響部に若干の軟化は認められるが、表-10の溶接継手全断面引張試験結果に示すとおり、全断面引張り試験では十分な強度が得られた。また



(a) 炭酸ガス半自動溶接



(b) タンデムサブマージドアーク溶接



(c) エレクトロスラグ溶接(+字型)

図-7 試験結果

溶接継手部の伸びは評価の方法、基準が無い為参考値であるが良好な値を示している。

- ⑤ 衝撃試験の結果を表-11に示す。エレクトロスラグ溶接では他の溶接方法に比べ低くなる傾向にあるのは従来鋼と同様であるが、すべての位置において規格を満足し良好な結果である。
- ⑥ 側曲げ（一部十字曲げ）試験はいずれも欠陥は無く、良好な曲げ性能が得られた（写真-4）。

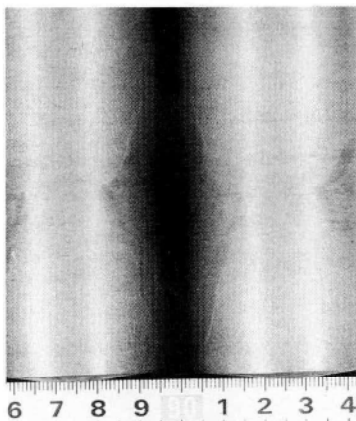


写真-4
サブマージドアーク
溶接側曲げ(板厚90mm)

表-10 溶接継手全断面引張試験結果

	板厚 (mm)	降伏点 (Kgf/mm ²)	引張強さ (Kgf/mm ²)	伸び (%)	破断位置
CO ₂ 半自動溶接	40	— 39	52 52	51 48	BM-HAZ BM-HAZ
	50	42 42	55 55	40 41	BM-HAZ BM-HAZ
	80	42 42	56 56	31 22	HAZ-Depo HAZ-Depo
	90	45 44	60 59	50 48	BM-HAZ BM-HAZ
エレスラ (平型) 溶接	40	39 38	54 54	40 40	HAZ H Z
	50	38 38	54 54	34 36	HAZ HAZ
	80	42 40	58 59	44 37	Depo Depo
	90	42 45	58 58	57 55	Depo Depo
エレスラ (十字型) 溶接	40	— —	54 54	— —	BM BM
	50	41 40	56 56	— —	HAZ HAZ
サブマージドアーク溶接	40	38 38	54 54	43 43	Depo Depo
	50	41 41	54 54	45 34	Depo Depo
	80	43 43	56 56	21 22	Depo Depo
	90	40 40	53 53	32 30	Depo Depo
タンデムサブマージドアーク溶接	40	36 36	51 51	44 44	HAZ-Depo HAZ-Depo
	50	41 39	52 52	36 39	HAZ-Depo HAZ-Depo
	80	49 49	62 62	48 50	HAZ HAZ-Depo
	90	44 43	55 55	36 36	Depo Depo

6. おわりに

T MCP鋼を今後建築鉄骨に使用するに当って、その母材の性能及び溶接性を中心に調査、研究した結果、母材の性能、溶接性とも良好であることが確認できたと考えられる。

以下に今回の研究で確認できた点をまとめる。

母材特性について

- ① 母材の機械的性質は十分な性能を有している。
- ② 従来鋼に比べ炭素当量が低い。
- ③ 音響異方性は、一部メーカーの材料に異方性のやや大きなものがあったが他は良好であった。

表-11 溶接継手衝撃試験結果

溶接方法	板厚位置	ノッチ位置	吸収エネルギー平均 (kgf・m)			
			40mm	50mm	80mm	90mm
CO ₂ 半自動溶接	表層下 2mm	Depo	11.5	11.3	10.7	8.0
		Bond	16.0	24.8	16.1	13.5
		HAZ	26.8	24.9	30.0	29.4
	t/2	Depo	12.9	8.3	15.9	5.3
		Bond	28.0	16.5	7.5	16.0
		HAZ	26.9	25.6	30.0	26.0
サブマージドアーク溶接	表層下 2mm	Depo	12.6	11.6	10.1	6.1
		Bond	13.4	13.6	9.2	11.5
		HAZ	25.6	25.8	29.1	23.8
	t/2	Depo	12.6	13.9	7.1	10.9
		Bond	18.3	19.2	8.2	11.7
		HAZ	20.6	21.7	18.1	19.0
タンデムサブマージドアーク溶接	表層下 2mm	Depo	11.8	11.7	11.6	10.0
		Bond	18.2	11.1	19.3	14.2
		HAZ	24.7	23.1	30.0	21.8
	t/2	Depo	13.9	13.3	18.6	14.6
		Bond	13.2	12.6	26.3	14.4
		HAZ	24.8	24.6	30.0	27.7
エレスラ(平型)溶接	表層下 2mm	Depo	12.3	12.1	3.8	5.4
		Bond	13.4	17.0	5.9	13.5
		HAZ	20.3	24.5	30.0	28.0
	t/2	Depo	11.7	12.8	3.0	7.3
		Bond	9.3	3.0	5.7	12.7
		HAZ	16.2	21.7	24.0	27.7
エレスラ(十字型)溶接*	表層下 2mm	Depo	9.9	6.0		
		Bond	9.3	16.3		
		HAZ	23.5	21.6		
	t/2	Depo	7.0	6.7		
		Bond	9.3	9.4		
		HAZ	11.8	19.1		

*: 板厚方向試験片 (はさみ板より採取)

これは鋼材の製法の違いに起因しており、実際の工事の施工に当たっては、事前調査、検討が必要な事項である

と共に、ミルメーカーにたいして更に異方性の軽減を御願いたい。

溶接性について

① 耐溶接割れ性能は、従来鋼より良好であり、特に予熱温度の低減が期待出来る。

② 大入熱溶接部の熱影響部に若干の軟化が見られ、局部的には強度低下が予想されるが、継手全断面引張り強度は十分な性能を有しており、使用上は何ら問題ない事が確認された。

詳細については、熱影響部の局部的挙動あるいは大形引張り等の性能を調査の上、後日報告したい。

③ 継手部の各部位での衝撃値は、従来鋼に比較して良好である。

以上、TMC P鋼の母材特性と溶接性について研究結果の一部を報告をしたが、今後さらに各種の検討を行い第II報として報告したいと考えている。

最後に、本研究を行うに当たり多大な御協力をいただいた新日本製鐵株式会社及び住友金属工業株式会社の関係各位に誌上を借りて心より御礼申し上げます。

<参考文献>

- 1) 社団法人 日本造船研究協会、第193研究部会；新製造法による50キロ級高張力鋼の有効利用に関する研究総合報告書、昭和60年5月
- 2) 住友金属工業(株)；超高層ビル用極厚TMC P鋼の開発、1988.1
- 3) 新日本製鐵(株)；君津CLCプロセスの概要とCLC鋼板の特性、1988.4

グラビア写真説明

古川高架橋 琵琶湖南部および京都南部は、現在市街化が急速に進みつつあり、近畿内陸における開発の中核として今後も土地利用の高度化、交通需要の増加が予想されています。京滋バイパスはこれらの情勢に備えるため、京阪神都市圏の広域幹線道路網計画の一環として建設され、一般国道1号(滋賀・京都間)および名神高速道路の交通難緩和に寄与するとともに、沿道地域の交通サービスと発展に貢献しようとするものです。本バイパスは、滋賀県草津市を起点とし、京都府久世郡久御山町を終点とする延長約27.0kmの路線である。古川高架橋は、この久御山I、C近くで古川を跨ぐ高架橋として、63年京都国体の開会前に開通すべく、製作・架設の両面にわたり工期短縮に努力し、63年8月供用開始することが出来ました。(藤原勉)

香川高架橋 藤沢市～茅ヶ崎市附近の国道1号線は神奈川県内でも有数な交通渋滞箇所であり、それによる交通安全及び経済的損失には測り知れないものがある。この渋滞の解消を目指し計画された新湘南バイパス(約8.4km)は、藤沢市の辻堂で山側へ分岐されたコースを取って南下し、茅ヶ崎の西端で国道1号線に合流する。また辻堂より西茅ヶ崎の間は全線高架橋で、盛土平面交差部分は皆無である。香川高架橋は新湘南バイパスの中間点よりやや西よりにあり、JR相模線(茅ヶ崎～橋本)を横断する3径間の高架橋で、これに連続して終点側に附近住民車両および一般車両の有効利用のためにOn/Offランプが設置されている。(柳川)

箱桁全断面溶接による残留応力と溶接変形

Deformation and Residual Stress with Welding Butt Joint of Box Girder

鬼頭省吾* 佐藤 徹** 梅津省吾***
Shohgo KITO Tohru SATO Shohgo UMEZU

Summary

This paper reports results of an experiment on welding deformation and residual welding stress. Actual bridge members were used in the experiment. All butt joints of top flange, bottom flange and both web-plates had single V-groove and were made by CO₂ gas metal arc welding with backing.

1. まえがき

溶接と変形および残留応力はつきものである。変形と残留応力は表裏の関係にあり、変形が大きければ残留応力は小さく変形が小さければ残留応力は大きい。これらは被溶接物の寸法、拘束度、溶接工法、溶接条件、溶接順序など多くの要因に左右される。溶接変形については小型試験の結果にもとづいた多くの計算式が提案されているが¹⁾、実構造物の施工においては要因の評価が難しくかつ複雑に絡み合うため、要因を丁寧に分析して計算で求めることは困難である。したがって、現状では実務のうえでは変形に主眼をおいた経験に基づいて施工されることが多い。

構造物が大型化するにつれて、現場継手には継手効率のよい全断面溶接が採用されることが多くなると考えられる。全断面溶接では変形に対する拘束が大きくなるため、より大きな残留応力が生ずるものと思われる。筆者らの知る限りにおいては、全断面溶接の残留応力に関して報告された例は比較的少ない。したがって、ここでは1つの条件の場合についてだけではあるが、実施工によってどの程度の変形と残留応力が生ずるかを把握するために実験を行なったので報告する次第である。

2. 実験方法

(1) 供試体

供試体には工場加工が終った鋼橋脚の梁部材を用いた。供試体の形状、寸法を図-1に示す。実験部分は実橋の現場継手位置から双方の部材を各々500mmづつ伸ばして製作しておき、継手施工後に実験部分をガス切断して所定の部材長とした。

継手の施工は、日照による温度差と支点不等沈下を避けるため、工場建屋内のコンクリート床版上で行った。部材は図-1に示すように3点支持とし、4箇所にあるエレクトロンピースを高力ボルトで接合して組立てた。支点2箇所にはロードセルを挿入し、反力が計算値にほぼ等しくなるように支点調整した。溶接施工中もロードセルをそのままセットしておき、溶接ステップごとの反力も測定した。フランジの縦リブおよびウェブの水平補剛材の連結部は、組立て調整後にドリフトピンを除去し仮ボルトも緩めて、溶接変形を拘束しないようにした。

(2) 溶接施工

フランジ、ウェブとも炭酸ガスアーク溶接とし、ソフトバックキング材を用いて片面裏波溶接工法で施工した。フランジはテープバックキングで下向き半自動溶接、ウェブは断面内側にケーキバックキングを取付けて外側から走

* 千葉工場製造部製造電算課長
** 千葉工場製造部生産設計課

*** 技術本部設計部設計第一課

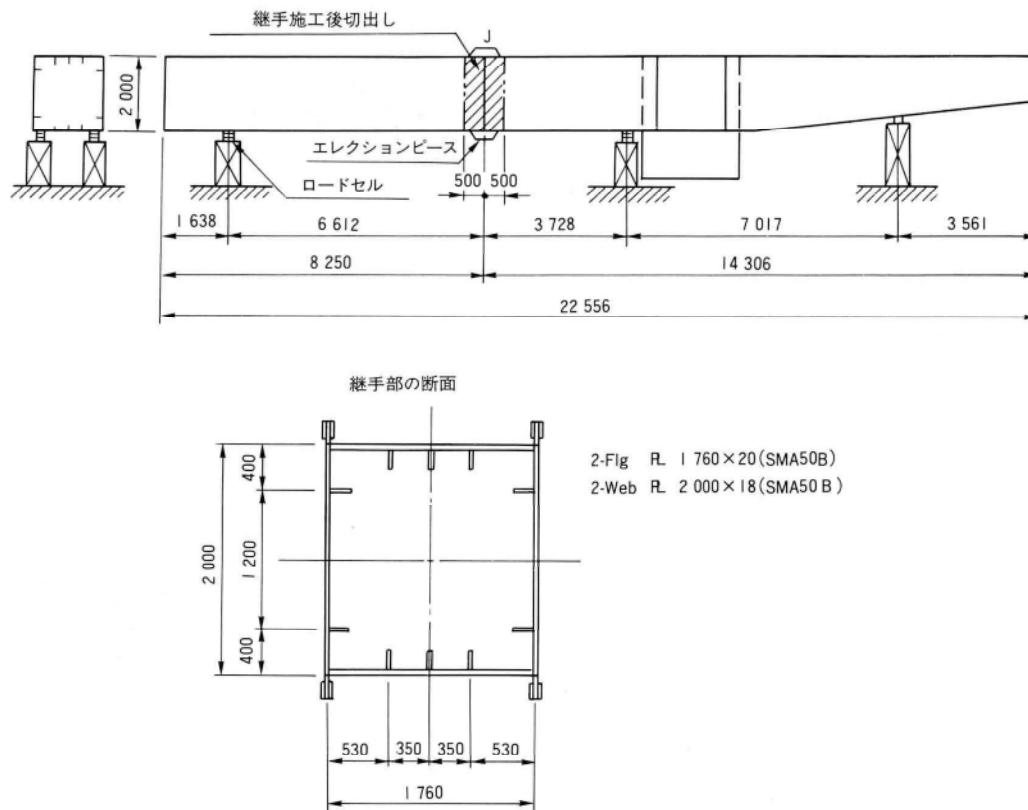


図-1 供試体の形状、寸法

行台車とウィーピング装置を用いた立向上進全自動溶接で施工した。溶接材料を表-1、溶接条件を表-2に示す。溶接順序は①下フランジ、②上フランジ、③ウェブA、④ウェブBの順とした(図-2)。一般部の開先形状を図-3、フランジとウェブの交点部の開先形状を図-4、図-5に示す。溶接施工時の状況を写真-1～写真-4に示す。

溶接施工終了後に実験部分を切出し、溶接線全長にわたって非破壊検査を行なった。フランジとウェブの交点部は超音波探傷、中間部は放射線透過試験を用いた。超音波探傷試験の成績は欠陥ゼロ、放射線透過試験の成績は第1種欠陥による2級が下フランジに2箇所、その他は1級であった。また、各々の板幅中央付近から試験片を採

表-2 溶接条件

溶接条件	姿勢	パス	ワイヤ	電流 (A)	電圧 (V)	速度 (cm/min)	摘要
フランジ (SMA50BP) t=20	下向き	1	FGC-55	150	28	11	CO ₂ 流量 50 ℓ/min
		2~6	SF-1	260	26	27	
		7, 8	FGC-55	260	26	30	
ウェブ (SMA50BP) t=18	立向上進	1	FGC-55	140	24	3.5	CO ₂ ダブルシールド 2×45 ℓ/min
		2	SF-1	160	26	5.5	
		3	FGC-55	140	24	3.0	

(走行装置、ウィーピング装置; PICOMAX-2 株式会社製鋼所)

表-1 溶接材料

種別	銘柄	サイズ	規格	摘要
ワイヤ	FGC-55	1.2φ	JIS CW52	耐候性ソリッド
	SF-1	1.2φ	JIS YFW24	非耐候性フラックス入
バックング	SB-41	ℓ=600	—	ウェブに使用
	SB-31	50×6	—	フランジに使用

(メーカー; 日鐵溶接工業株)

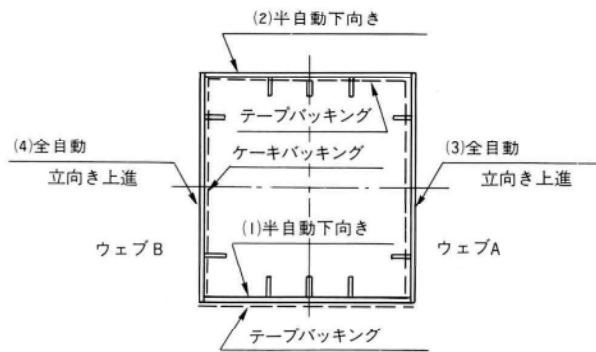


図-2 溶接順序

取して引張、曲げ、衝撃、マクロ、硬さの試験を行なった。これらの機械試験の結果は表-3に示すようにすべて良好であった。

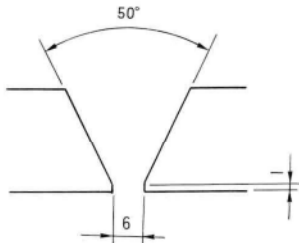


図-3 一般部の開先形状

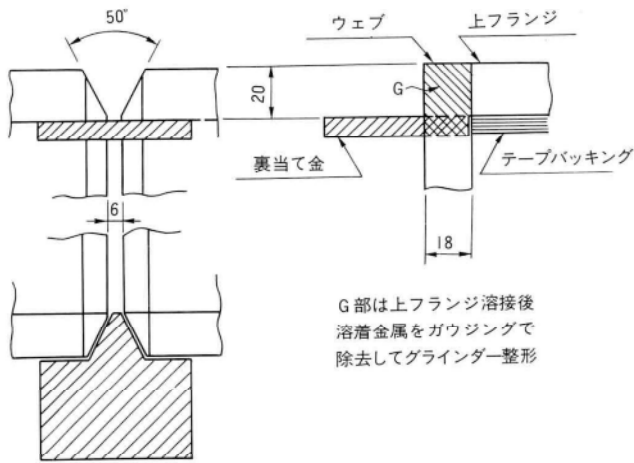


図-4 上フランジとウェブの交点の開先形状

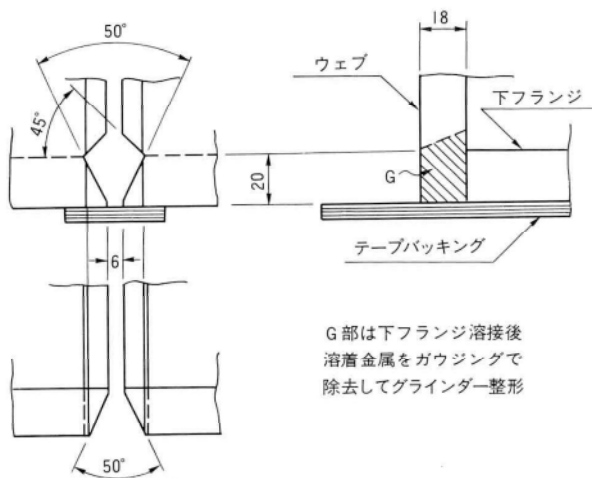
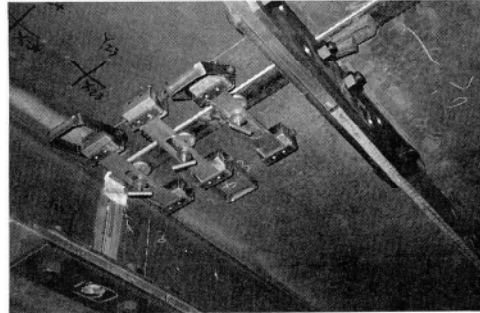
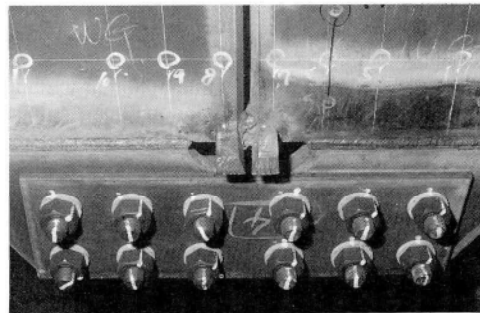


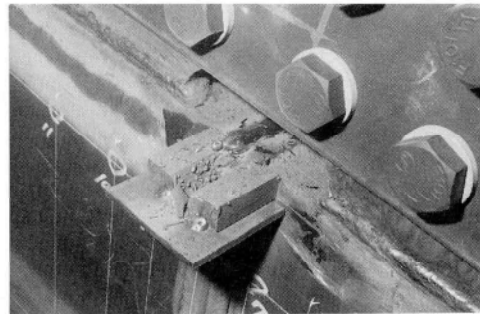
図-5 下フランジとウェブの交点の開先形状



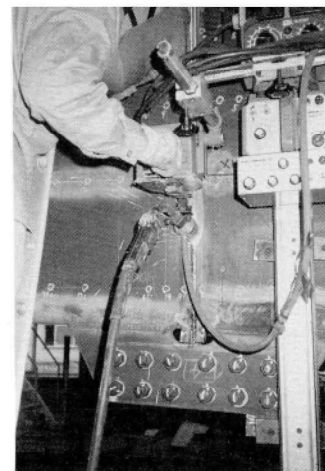
写-1 上フランジのバックング取付状態



写-2 下フランジ縁端部とエンドタブの状況



写-3 上フランジ縁端のエンドタブと裏当て金



写-4 立向上進全自動によるウェブの溶接

表-3 溶接継手の機械試験結果

継手名	引張試験		曲げ試験	衝撃試験	マクロ試験	硬さ試験
	引張強度	破断位置	亀裂の有無	3本の平均	欠陥の有無	
上フランジ	60kgf/mm ²	B.M	無	kgf-m 8.8	無	254
	60	B.M	無		無	
下フランジ	58	B.M	無	8.8	無	238
	58	B.M	無		無	
ウェブA	56	W.M	無	9.1	無	203
	56	W.M	無		無	
ウェブB	56	W.M	無	11.7	無	207
	56	W.M	無		無	

引張試験 ; 試験片JIS Z 3121 1号 各2本、規格値=50~62kgf/mm²
 破断位置 B.M=母材 W.M=溶着金属
 曲げ試験 ; 試験片JIS Z 3122 3号 各2本、フランジは裏曲げ、ウェブは側曲げ
 衝撃試験 ; 試験片JIS Z 2202 4号 各3本、試験温度=0℃、規格値=2.8kgf-m 0℃
 硬さ試験 ; 試験方法JIS Z 2244、規格値 Hv≦370

(3) 測定

(a) 骨組変形の測定

溶接による部材軸の横変形と鉛直変形をダイヤルゲージを用いて測定した。測定位置を図-6に示す。

測定時期は、

- ① 溶接施工着手直前 (初期値)
- ② 下フランジ溶接後
- ③ 上フランジ溶接後
- ④ ウェブA溶接後
- ⑤ ウェブB溶接後
- ⑥ エレクションピースの高力ボルト除去後

の6段階とした。各溶接後の測定は、溶接による温度差の影響を避けるため、12時間 (ひと晩) 以上放置してから行なった。

ら行なった。

(b) 局部変形の測定

溶接線付近の局所的な板の面外変形はストレッチとノギスを用いて測定した (図-7)。面内変形は溶接線を中心にして両側に小さくポンチを打って標点とし、標点間距離をノギスで測ることによって行なった。局部変形の測定点は図-8に示す位置ですべて断面外側である。測定時期は骨組変形の測定時期と同じである。

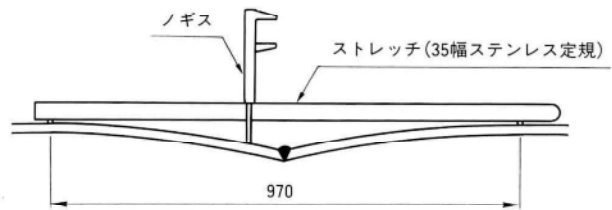


図-7 局部面外変形の測定方法

(c) 残留応力の測定

残留応力の測定にはコンタクトゲージと電気抵抗ひずみゲージ (以下ひずみゲージと記す) を併用した。

コンタクトゲージによるひずみ測定値は標点間 (この実験では100mm) の平均値であるので、ひずみ分布が標点間で急激に変化する場合は誤差が大きくなる。また、標点間の変形検出精度は0.001mmであるので、ひずみ測定精度は0.001/100.0=10×10⁻⁶ (10με) であり、ひずみが小さい場合には適さない。以上のような欠点はあるが、溶接施工直前に標点を設けておくことにより、

- ① 全断面溶接によるひずみだけを測定できる。
- ② 溶接施工の段階ごとのひずみが得られる。

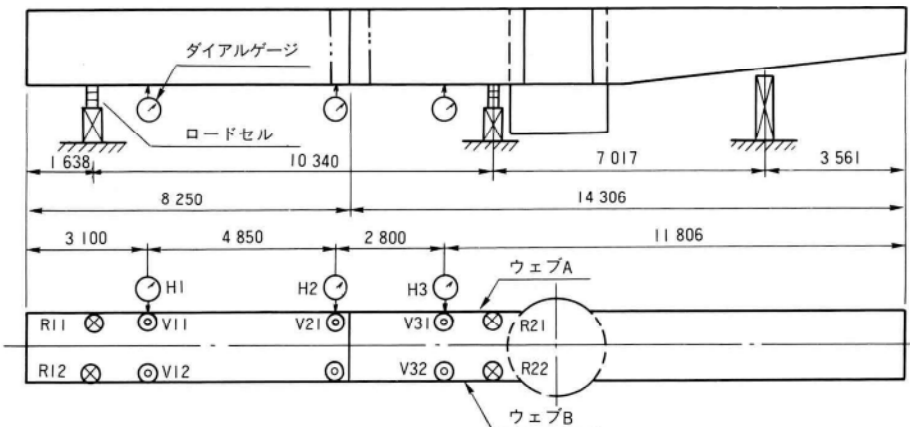


図-6 骨組変形測定位置

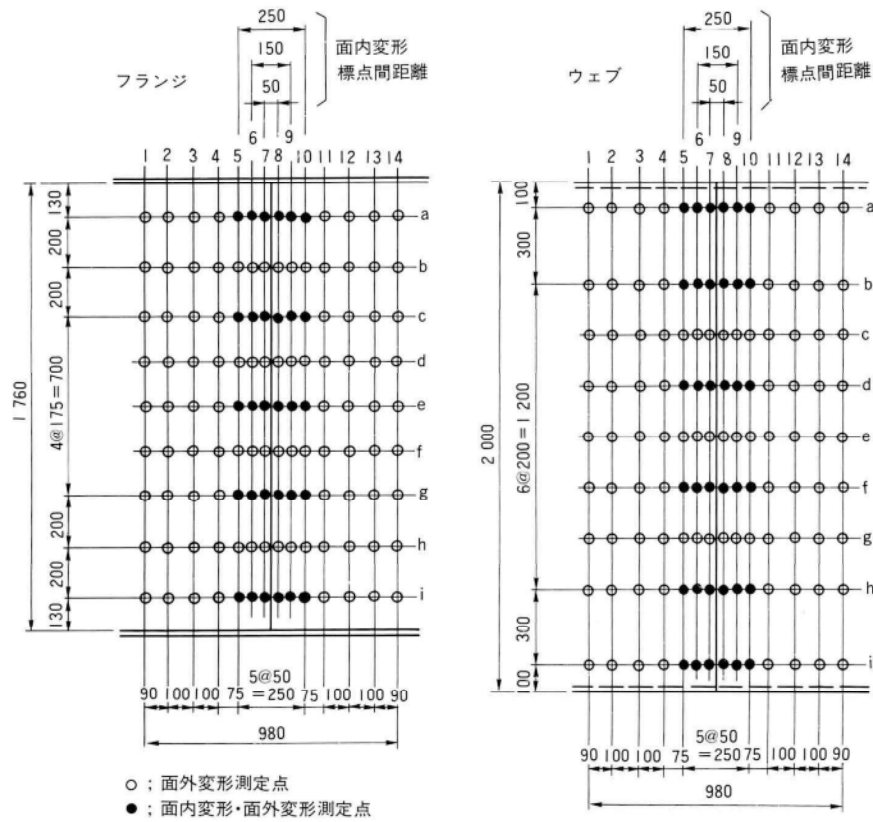


図-8 局部変形の測定位置

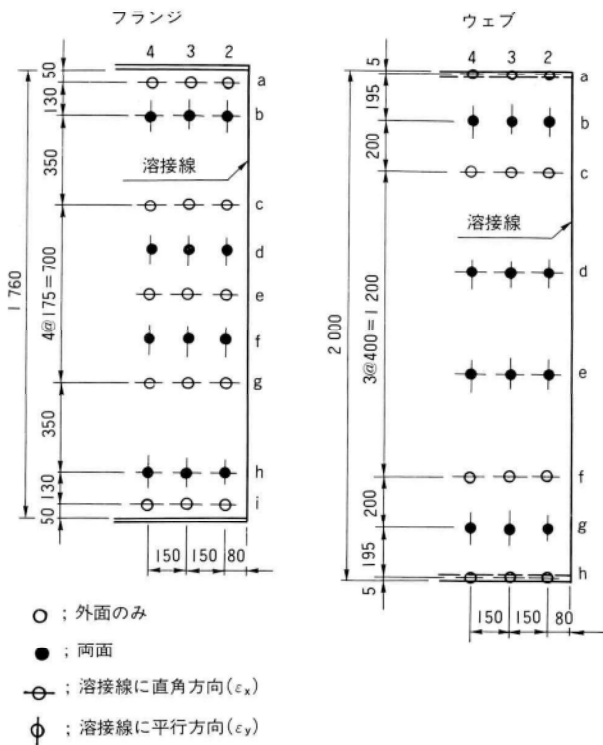
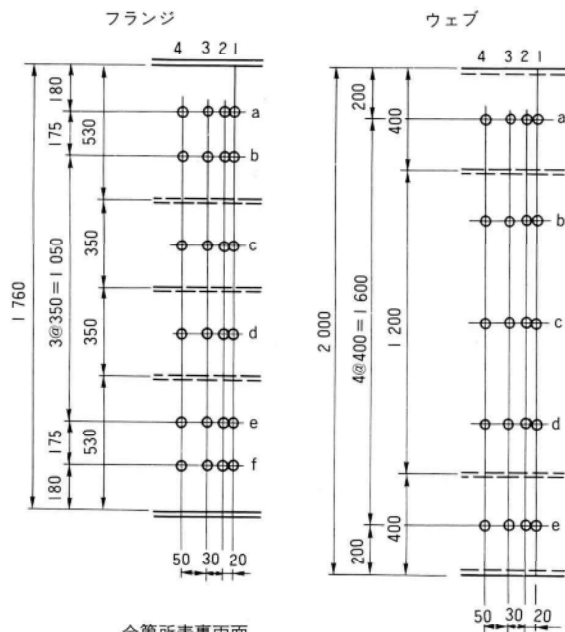


図-9 コンタクトゲージによる測定点(標点間隔=100)

上記を考慮してコンタクトゲージも用いることにした。その測定点を図-9に示す。測定時期は骨組変形の測定と同じであるが、但しエレクションピースの高力ボルト除去後は測定していない。

ひずみゲージは、溶接熱等による施工時の損傷と温度差の影響を避けるため、すべての溶接を終了してからひと晩放置して溶接部が常温に冷却してから貼付けた。したがってひずみゲージ測定値には、全断面溶接によって生じた残留応力だけでなく、部材加工時に生じた残留応力も含まれる。ひずみゲージによる測定点を図-10に示す。測定時期は下記の4段階である。

- ① 溶接終了後(初期値)
- ② エレクションピースの高力ボルト除去後
- ③ 部材切出し後
- ④ 機械切削により2cm角程度に分割後



全箇所表裏両面
ゲージ長 2 mm 2 軸泊フェステルゲージ
(KFC-2-D16-11 共和電業)
1-ゲージ 2-ワイヤ 2-ゲージ法

図-10 ひずみゲージによる測定点

3. 反力と骨組変形

溶接施工の各段階における変位を図-11に示す。溶接部付近に着目すると、鉛直方向には最初の下フランジ溶接によって上方に 2 mm 変位し、これが次の上フランジの溶接によって 1.7 mm 戻って 0.3 mm の変位となり、さらにウェブの溶接によって 0.3 mm づつ下って最後には下方に 0.3 mm の変位となった。エレクションピース除去による変位の変化は下方に 0.06 mm であった。一方水平変位は、下フランジの溶接によって 0.4 mm 上フランジの溶接によって 0.2 mm 増加して 0.6 mm となり、次のウェブ A の溶接後には、3 mm にまで達したがウェブ B の溶接により 0.4 mm にまで戻った。

図-11 からわかるように支点上における変位は必ずしもゼロにはならない。これはロードセル本体とその載荷板との接触面が滑らかでかつ球面であるので、ロードセル上で水平方向のすべりが生ずるとともに鉛直方向にも変位が生じたためと思われる。

寸法出来形を推定し易いように変位を角変形で表わしたものが図-12 である。鉛直変形は主にフランジの溶接によって生ずるが、上フランジと下フランジの溶接によってほぼ相殺されウェブ B 溶接後の変形は 0.027×10^{-3} である。角変形は溶接の横収縮によって生ずるとして、

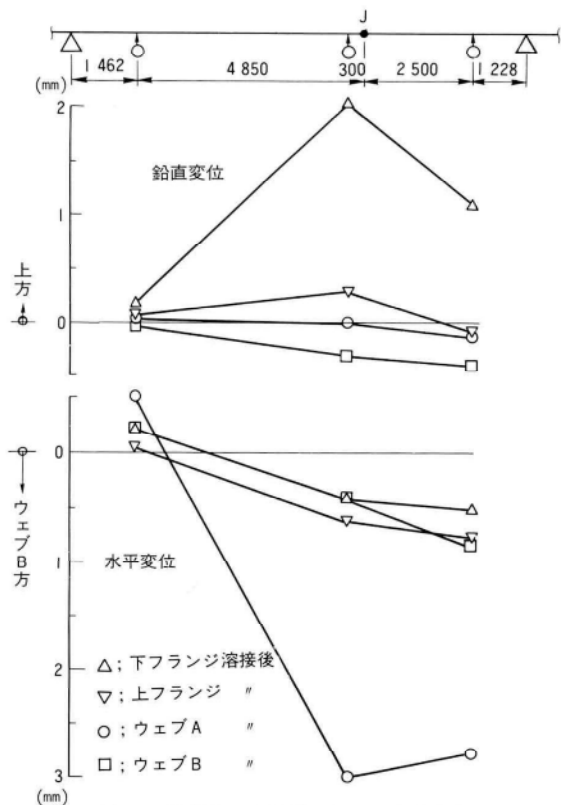


図-11 溶接施工各段階における変位(累計)

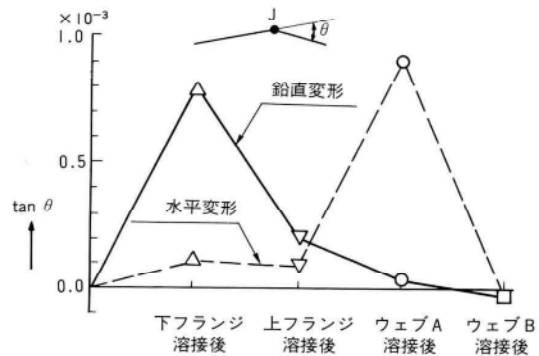


図-12 溶接継手部における角変形(累計)

簡単に

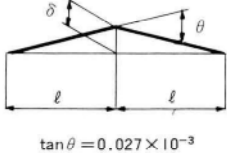
(横収縮量) = (ウェブ高) $\times \tan \theta$ として求めると
下フランジの横収縮量 = $2000 \times 0.796 \times 10^{-3} = 1.6 \text{ mm}$
上フランジの横収縮量 = $2000 \times 0.594 \times 10^{-3} = 1.2 \text{ mm}$
となる。

一方、水平変形は主にウェブの溶接によって生ずるが、両ウェブの溶接によってほぼ相殺され最終的には 0.025×10^{-3} となる。フランジと同様にして横収縮量を求めると、

ウェブAの横収縮量 $=1760 \times 0.81 \times 10^{-3} = 1.4\text{mm}$
 ウェブBの横収縮量 $=1760 \times 0.923 \times 10^{-3} = 1.6\text{mm}$
 となる。角変形を 0.027×10^{-3} とし、部材長を仮定して骨組線の通りの誤差を試算したものを表-4に示す。

表-4 骨組線の通り

ℓ (m)	δ (mm)
10	0.14
20	0.27
30	0.41



下フランジの溶接には8パスを要したが、このうち第1パスおよび第2パスについては変位を測定した。これから各々の角変形を求め第8パス終了後の変形と比較すると、第1パスで37%、第2パスまでで51%の変形が生じている。多層盛溶接の変形は初期に大きく生じ、後になるほど増加率が漸減していくと考えられる(図-13)。

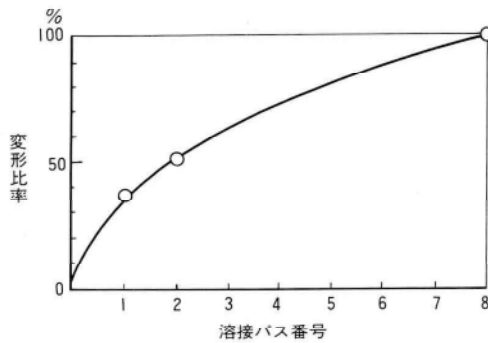


図-13 下フランジの溶接過程における鉛直変形

初期値をゼロとしたときの溶接施工過程における反力を図-14に示す。前述のように、ロードセル上での水平すべりに伴って鉛直変位も生ずる構造であったので、測定値には若干の誤差が含まれるが、定性的には図-11の

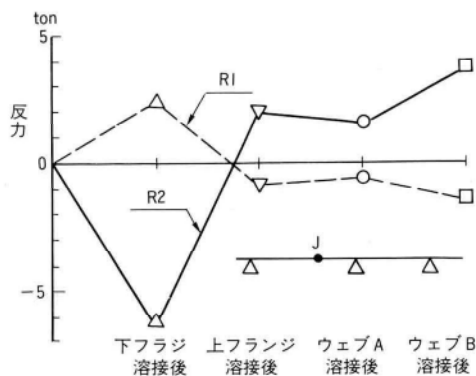


図-14 溶接施工各段階における反力変化(累計)

鉛直変位の挙動とよく一致している。すなわち、下フランジの溶接が継手部の上方変位をもたらすことによって、中間支点反力が減少し端支点反力が増加する。また上フランジの溶接によって下方に変位し、これによって中間支点反力が増加して端支点反力は減少している。

4. 局部変形

(1) 面外変形

面外変形の溶接線直角方向の形状を図-15に示す。当

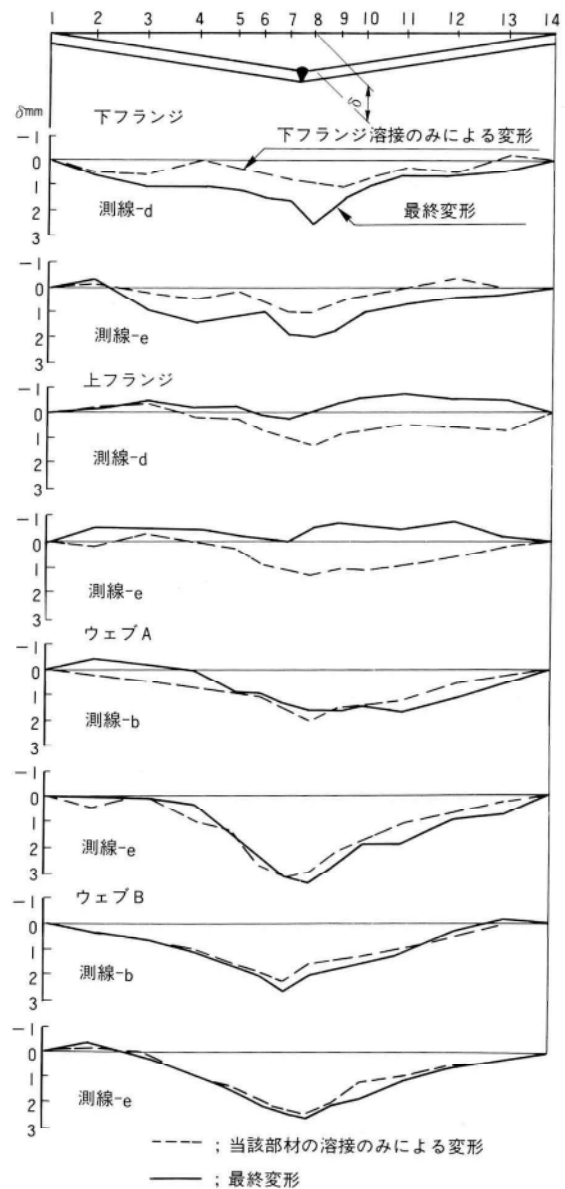


図-15 溶接線付近の面外変形

該部材の溶接だけによる変形はいずれもルート側に膨らむように生じている。これは開先形状から見て溶接ビート表面側の方が溶着金属が多くしたがって収縮量が大いからと思われる。当該部材の溶接による変形がフランジでは小さくウェブで大きいのは、1パスあたりの溶着金属量の差によるものと考えられる。すなわち、フランジはストレートビートの8パス仕上げのため1パスあたりの溶着量は少ない。したがって初めの2パス程度による収縮力はルート側に偏心して作用するのでビート表面側に膨らむ。その後のパスによる収縮力は漸次表面側に偏心してルート側に膨らむ変形をもたらすが、先行ビートの拘束と板厚方向の温度勾配が小さくなることから、この変形は大きくならない。一方、ウェブの溶接は3パス仕上げで1パスあたりの溶着金属が多い。第1パスは板厚の6割程度を充填するので、この収縮力のルート側への偏心は小さく、したがってビート表面側に膨らむ変形も小さい。第2、第3パスによる収縮力はともにビート表面側に偏心作用するのでルート側に膨らむ変形をもたらすが、特に第3パスは殆んど余盛と言えらるほどでありこれが面外変形を大きくした原因と考えられる。

当該部材の溶接のみによる変形と最終変形の差がフランジでは大きい。図-16を見るとフランジの変形は後続のウェブ溶接の影響をかなり受けるようである。上フラ

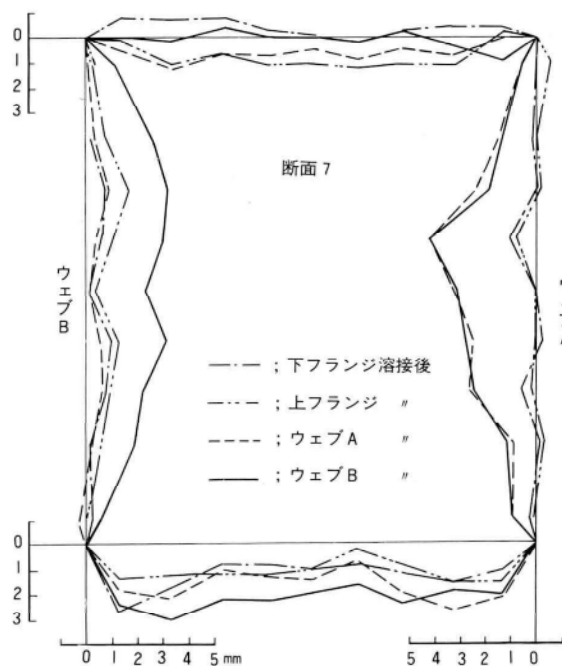


図-16 断面7における面外変形

ンジの最終変形は小さく、またビート表面に膨らむ形状となっている。ウェブの変形は当該部材以外の溶接の影響を殆んど受けていない。

各々の最終変形の最大値と板幅の比を求めると、

$$\text{上フランジ} ; \delta/h = 0.9 \times 1760 = 1/1956$$

$$\text{下フランジ} ; \delta/h = 3.0 \times 1760 = 1/587$$

$$\text{ウェブA} ; \delta/h = 4.2 \times 2000 = 1/476$$

$$\text{ウェブB} ; \delta/h = 3.2 \times 2000 = 1/625$$

となり、道路橋示方書に規定される部材精度の板の平面度 $\delta/h \leq 1/250$ を満足する。

(2) 面内変形

溶接線直角方向の変形（横収縮）の板幅方向の分布を図-17に示す。フランジの横収縮は板幅方向にほぼ一様に生じており、エレクトロシールドで拘束されている縁端付近で特に小さくなっているとは言い難い。フランジの横収縮量は後続のウェブ溶接の影響を受けていないことおよびフランジの溶接ではエレクトロシールドのすべりは生じていないことから、縁端の横収縮はエレクトロシールドの弾性変形によって吸収されているものと推定される。ウェブの横収縮は中央部で大きく縁端付近で小さいが、これは縁端付近では、先行して溶接されたフランジによって変形が拘束されるためと考えられる。

溶接線を挟む標点間ごとの横収縮量を見ると、溶接線からの遠近による顕著な差は認められない。

ウェブの横収縮量はフランジのおよそ2倍程度になっ

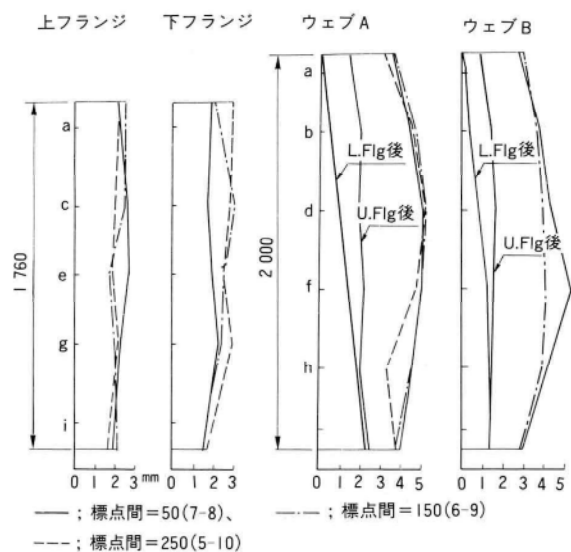


図-17 横収縮分布図

ているが、これはフランジの溶接によってもウェブに横収縮が生ずるからである(図-18)。図-18からわかるように、ウェブAの溶接がウェブBに影響していない他は、先行する溶接は未溶接の他の部材にも横収縮をもたらし、また既溶接部材には後続の溶接による収縮は生じないと言える。

当該部材の溶接のみによる平均横収縮量は、図-18から次の値である。

下フランジ=1.8mm (1.6mm)、 $1.6/1.8=0.89$

上フランジ=1.9mm (1.2mm)、 $1.2/1.9=0.63$

ウェブA =2.5mm (1.4mm)、 $1.4/2.5=0.56$

ウェブB =2.6mm (1.6mm)、 $1.6/2.6=0.62$

(括弧内は前章で骨組の角変形から求めた値)

いずれも骨組の角変形から逆算した値よりも大きい。この理由として、フランジについては角変形からの計算の仮定と実験結果(図-17のウェブ図)が比較的良好に合っているが角変形の測定には自重によるたわみが含まれていること、またウェブについてはウェブの溶接がフランジに収縮を生じさせず計算の仮定と異なっていること、が考えられる。

溶接方向の変形(縦収縮)は微小でありノギスによる測定は誤りであった。

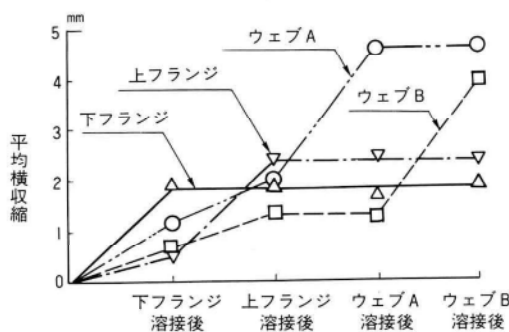


図-18 溶接施工段階における横収縮(標点7-8)

5. 残留応力

(1) 溶接施工段階ごとに生じた応力

コンタクトゲージによって測定した溶接施工段階ごとの溶接線に直角方向の応力(σ_x)の変化を図-19に示す。

下フランジの溶接によって下フランジには引張応力が生じその最大値は1245Kgf/cm²である。しかし、この段階

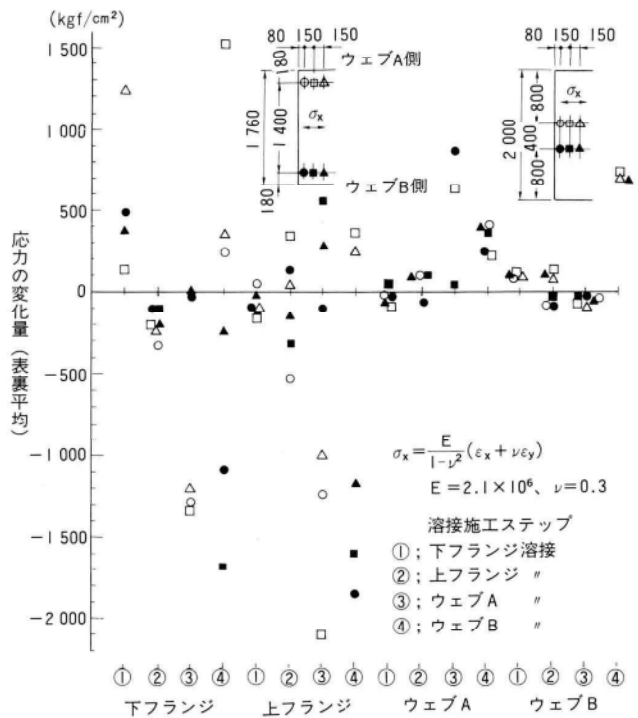


図-19 溶接施工段階ごとの部材軸方向応力(σ_x)の変化量(コンタクトゲージによる測定)

では未だ溶接されていない上フランジやウェブに生ずる応力は小さい。

上フランジの溶接によって、下フランジには最大値で330Kgf/cm²の圧縮応力が生ずる。この段階での骨組変形は継手部が下に下るので、梁と考えれば下フランジには引張応力が生じてよいように思われるが、ウェブが未溶接のために未だ梁作用は生ぜず部材全体が互いに引き寄せられると考えられる。上フランジに生じる応力はバラツキが大きく、圧縮応力も生じている。未溶接であるウェブに生じる応力は小さい。

ウェブAの溶接によって、上下フランジともウェブA側に大きな圧縮応力を生じている。

ウェブBの溶接では、上下フランジともウェブB側に大きな圧縮応力を生ずるのに対しウェブA側には引張応力を生じている。ウェブA、ウェブBはともに引張応力でそのバラツキは比較的小さい。

全体的に見れば次のように言える。

- ① 当該部材の溶接によって生ずる応力は引張でその値はバラツキが大きい
- ② 他部材の溶接によって生ずる応力は未溶接部材では小さく、既溶接部材では大きい。既溶接部材で大

きな応用が生ずるのは、溶接によって変形に対する拘束が大きくなったためと考えられる。

- ③ 溶接線から離れるにしたがって応力が減少するとは限らない。

(2) ひずみゲージによって測定した残留応力

(a) 断面内分布

溶接線に直角方向の残留応力 (δ_x) を図-20、溶接線方向の残留応力 (δ_y) を図-21に示す。各々の図には、分割法によって測定した全残留応力と、部材切断によって解放された残留応力を併記してある。

図-20から δ_x は、ウェブに比べてフランジの方が小さい。この理由としては、フランジの溶接時には変形に対する拘束が小さいこと、およびフランジの溶接で生じた引張応力がウェブの溶接によって生ずる圧縮応力で相殺されることの2点が考えられる。フランジのうちでも下フランジの方がより小さいのは、図-19からもわかるように上フランジによっても下フランジに圧縮応力が作用するためと思われる。

全残留応力は、フランジでは中央部で引張、縁端部で

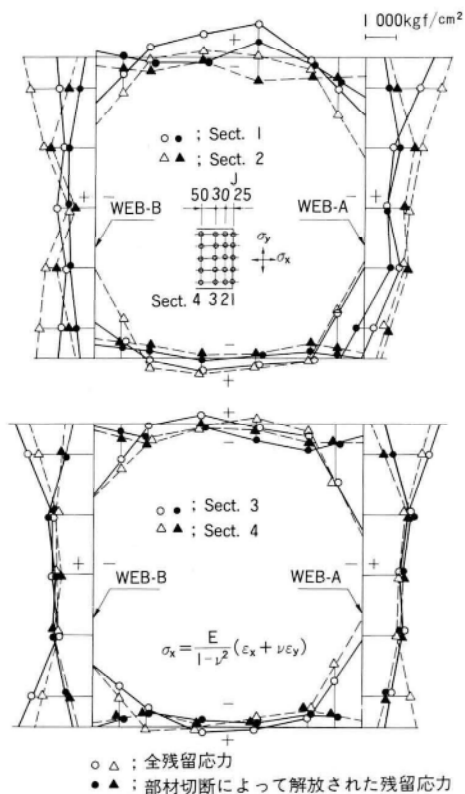


図-20 溶接線に直角方向の残留応力 (σ_x) (表裏平均)

圧縮になっており、ウェブではほぼ引張応力で中央部よりも縁端部の方が大きい傾向にある。このことから、後で施工された腹板の収縮変形に対してはフランジの拘束が大きいことがわかる。拘束の影響は拘束点で大きく、離れるにしたがって減少していくと言える。

部材切断によって解放される残留応力は、エレクションピースに作用していた拘束力が解放されることによって生ずると考えられるが、フランジにおいては小さい圧縮応力が板幅方向にほぼ一様に分布し、ウェブにおいてはフランジよりも大きい値の引張応力が中央部で大きく縁端では小さい傾向に分布している。これは、先行溶接されたフランジには後で施工されたウェブの溶接によって圧縮応力が導入されたためと考えることができる。全残留応力と部材切断によって解放される残留応力を比較すると、板幅の中央部付近では各断面ごとにほぼ一定の差であり、特にウェブにおいては両者がほぼ等しくなっている。

図-21から溶接線方向の残留応力 δ_y について見ると、全残留応力は溶接線に近いSect-1とSect-2においては、板幅中央付近で大きく縁端に行くにつれて減少する傾向に分布している。この傾向がフランジにおいて特に顕著である理由は、ウェブの溶接によってフランジには縁端ほど大きな部材軸方向の圧縮ひずみが生じ、このひずみがポアソン比の横膨張ひずみを発生させようとするが、これが拘束されているために圧縮応力が生ずるた

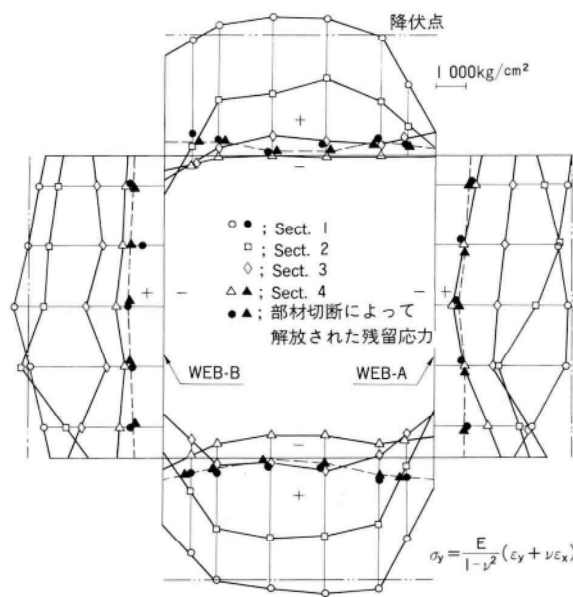


図-21 溶接線方向の残留応力 (σ_y) (表裏平均)

めと考えられる。また、溶接線付近の全残留応力はすべて引張応力でその値は δ_x に比べてかなり大きく、特にビード上では母材の降伏点(フランジ=4000Kgf/cm²、ウェブ=4400Kgf/cm²)を越えている箇所もある。

全残留応力は溶接線から離れるにしたがって急激に減少するが、部材切断によって解放される δ_y は溶接線からの遠近に殆んど関係なく、かつ板幅方向にほぼ一様に分布している。

(b) 溶接線に直角方向の分布

板幅の中央付近における残留応力の溶接線に直角方向(部材軸方向)の分布を図-22に示す。図-22から次のようなことがわかる。

- ① δ_x はどの断面においても後から溶接したウェブの方が大きい、左右のウェブの値はほぼ等しい。また、上下フランジ間の差も大きくはない。
- ② δ_x は溶接線から離れてもそれほど減少しない。この傾向は特にウェブに顕著である。
- ③ 溶接ビード上における δ_y はフランジ、ウェブとも大体等しい値であり、溶接施工の後先には関係がないようである。
- ④ δ_y は溶接線から離れるにしたがって急減する。この傾向は先に施工されたものほど顕著であり、フランジにおいては10cm程度内で圧縮応力に転じている。

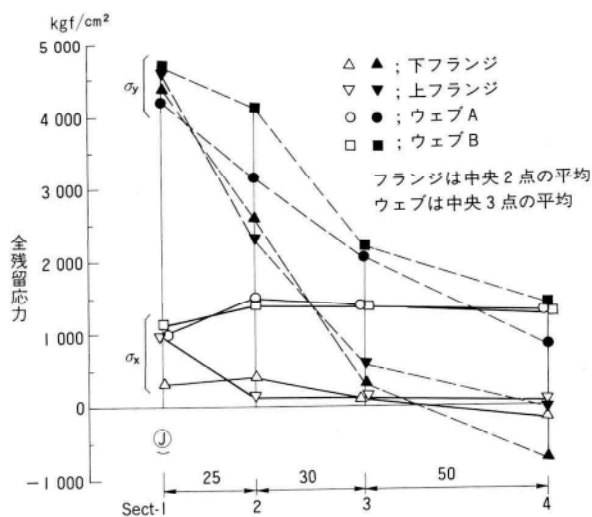


図-22 全残留応力の溶接線直角方向(部材軸方向)の分布

6. まとめ

周知のように溶接による変形と残留応力は溶接工法、順序、拘束度および被溶接物の寸法等によって大きく異なってくる。実機部材を用いた実験ではこれらの要因について、1つずつ明らかにすることは容易ではなく、また測定方法の難しさもあって理論的に説明することは容易ではない。したがってここでは、1つの特定条件の場合についてだけのものであるが、実施工によってどの程度の変形と残留応力が生ずるか、を把握することに主眼を置いて実験を行ったものである。本実験の結果を要約すると以下のものである。

- ① CO₂片面裏波溶接によってビードの表裏ともアンダーカットやピット等の欠陥がなく、かつ機械的性質も良好な継手が得られた。
- ② 構造骨組線の通りに影響する角変形は、鉛直面については上下のフランジ、平面については左右のウェブの溶接施工によって各々相殺されて、最終的には微小であり構造上も施工上も問題はないと思われる。
- ③ 局所的な面外変形については、ある部材の溶接による影響は既溶接部に対して大きく未溶接部に対しては小さい。
- ④ フランジの溶接は他の未溶接部材にもある程度の横収縮をもたらす。したがって後から施工する継手のルートギャップは、あらかじめ所定より1~2mm広くしておいた方がよい。
- ⑤ コンタクトゲージによるひずみは測定値のバラツキが大きい。測定技術にも問題があったかも知れないが本実験では満足できるデータはとれなかった。
- ⑥ 溶接線に直角方向(部材軸方向)の残留応力は、先に施工されたフランジの方が小さくかつ圧縮応力の傾向にある。後で施工されたウェブは全体的に引張応力である。したがって、全断面溶接継手を施工する場合主応力方向の残留応力を小さく抑えようとすれば、その溶接順序は主応力が引張の部分の先に、圧縮の部分の後、また曲げ部材ではフランジを先、ウェブを後に施工した方がよい。
- ⑦ 溶接線方向の残留応力は溶接ビード上では降伏点を越える程に大きい、溶接線から離れるにつれて急激に減少する。

謝辞：

本実験を実施するにあたっては名古屋高速道路公社工

務部の佐藤技術監（当時）および前野技師に懇切なるご指導を賜ったことを記し、心から謝意を表する次第である。

〈参考文献〉

- 1) 木原、増淵；溶接変形と残留応力第3章、溶接叢書第2巻、産報出版、

グラビア写真説明

大和大橋 大和大橋は東京都市計画道路環状7号線の起点近く、京浜運河に架かる橋梁である。

本橋の北側半幅員は建設省（川崎国道工事事務所）が国道357号線（湾岸道路）の整備関連事業として施工、昭和49年度に完成、現在、暫定的に4車線（上、下各2車線）で供用している。環状7号線は幹線道路の中でも産業流通の大動脈であり、供用中の現橋は現在でも驚異的な交通量となっている。又、平成元年から3年にかけて、大井ふ頭地区に建設中の大田市場・大田清掃工場等の開設が予定され、これに伴うかなりの交通量発生が見込まれている。そして、その殆んどの車輛が当面環状7号線を利用して目的地への集散が行なわれると予測される。増加する交通の円滑化を計るため、東京都建設局（第二建設事務所）において本橋の全幅整備が急ピッチで進められている。（北村）

高虹橋 国道202号線を唐津湾を右に見て浜玉町を過ぎると、長さ6km、幅1kmの松原が青い海と白い砂に沿って虹のような弧を描いている。背後の鏡山からの眺めはまさに「日本一」と言われる「虹の松原」である。伝説と歴史の町唐津と浜玉町を結ぶ約7kmの唐津バイパスの一環として、浜玉町寄りに明るく淡いグリーン色の高虹橋が架かっています。十数年前の一期工事（半巾員2車線）完成時、横田川橋と言われていた橋名が、今回の二期工事追加2車線の上部工発注時、高虹橋というロマンチックな名に変わりました。唐津バイパスは、まだ全線開通には至っていません。しかし、開通後にはこの橋名のように、福岡と唐津、焼物で有名な伊万里・有田、温泉で有名な武雄・嬉野を結ぶ高虹橋が、唐津バイパス区間だけでなく、七色に輝く虹のようにすべての方面に重要な意味をなす路線の一橋と成って行くことでしょう。（矢野）

原谷橋 揖斐川はその源を福井県と岐阜県の県境、冠山（標高1257m）に発し濃尾平野を横切り、桑名にて伊勢湾に注いでいる。現在この冠山の麓で水資源開発公団による徳山ダム建設事業が始まっており、このダムが完成すると総貯水容量6億6千万m³の日本一のダムとなる。このダム建設に伴い、国道417号線付替道路工事が発注され、いま盛んに道路工事が進んでいる。道路工事に伴い谷間に架かる橋梁の数も、大小合せて200橋近いともいわれており、その一番最初の橋梁上部工工事として原谷橋は架けられた。原谷橋は揖斐川上流の山深い谷間に架かり、桁架設時期には、付近に生息する野性の日本ザルが我々の作業を興味深く眺めていたのが今でも思い出として残っている。（松田）

中央大橋（細表橋） 中央大橋は、阿武隈川に架かる郡山市9番目の橋梁で、都市計画街路香久池・田ノ保下線の細表橋橋梁整備事業として、昭和56年度に着工、昭和63年12月に竣工しました。

21世紀へ注ぐ流れが、今、見える／いくつもの時代を越え、さらに新鮮な興奮に満ちてくる／より高い安全性、より大きな快適性を求めて、大きく羽ばたく——生命の躍動を芸術的に表現し、今、まさに21世紀への流れを見る。

この橋の開通によせられた言葉です。この橋の完成により郡山市街地と東部地区、とりわけ72社7000名の職場を擁する中央工業団地が最短距離で結ばれ、交通の渋滞はもとより、産業振興、経済発展の為、より安全、より快適な橋梁として利用されることになりました。（窪田）

大沢橋 長野県の最南端伊那谷南部は、南北に、赤石山脈、伊那山脈、下条山脈が並んで走り、その間を天竜川が静岡県へ向って流れている渓谷の美しい処です。主要地方道、飯田富山佐久間線は、この天竜川に添って南下し、愛知県北設楽郡富山村を経て、静岡県磐田郡佐久間町に至る全長93.95kmの道路です。この地の道路は、道幅は狭く断崖絶壁を開削して造った道路が多い為、曲りくねって危険度の高い道路です。道路改良は曲りくねった道路をショートカットして谷を渡る所も多く、それらの所は1スパンの長大橋となっております。泰阜村（やすおかむら）では、57年竣工の千泰大橋（米底橋）と、今回の大沢橋と、2つのアーチ橋を当社で施工しました。この大沢橋は、大変鮮やかな若草色で塗装され、周りの素晴らしい景色と溶け合い、60米の深い渓谷に美しく映えております。（泉）

本州四国連絡橋大島大橋の耐風特性の検証

Verification of the Aerodynamic Stability of the Ohshima Bridge of the Honshu-Shikoku Bridge Project

村上 忠昭* 金原 慎一**
Tadaaki MURAKAMI Shinichi KINBARA

Summary

Oshima Bridge is a suspension bridge, with a 560m main span length, which has been constructed on the Onomichi-Imabari route, as part of the Honshu-Shikoku Bridge Project. It is the first application of flat plate deck box girders as stiffening girders on a bridge of this scale. The shape of cross-section of the stiffening girders was determined by two-dimensional wind tunnel tests for the completion state. Data to help estimate the aerodynamic stability during the erection of such a suspension bridge is very limited. Therefore, three-dimensional wind tunnel tests were performed to confirm its aerodynamic stability during the erection and at the completion. In addition, to ensure the accuracy of the tests, the characteristics of the winds at the erection site and the vibration of the bridge in the natural wind environment at various construction stages were measured, and vibration tests for the completion state were carried out. This paper reports the results of the measurements and tests.

1. まえがき

最近、吊橋補剛桁に箱断面を用いるものが、多く計画・設計されている。箱断面桁は補剛トラスに比較してその桁高を低くすることができるため、適当な径間長を選定すれば、美観、経済性の上で有利となることがその理由

と考えられる。しかしその反面、吊構造部の重量が軽くなること、充腹断面であること等から耐風安定性が重要な問題となる。

構造物の耐風安定性の検証には、以下に示す3項目が不可欠であろう。

- ① 風洞実験（二次元または三次元）

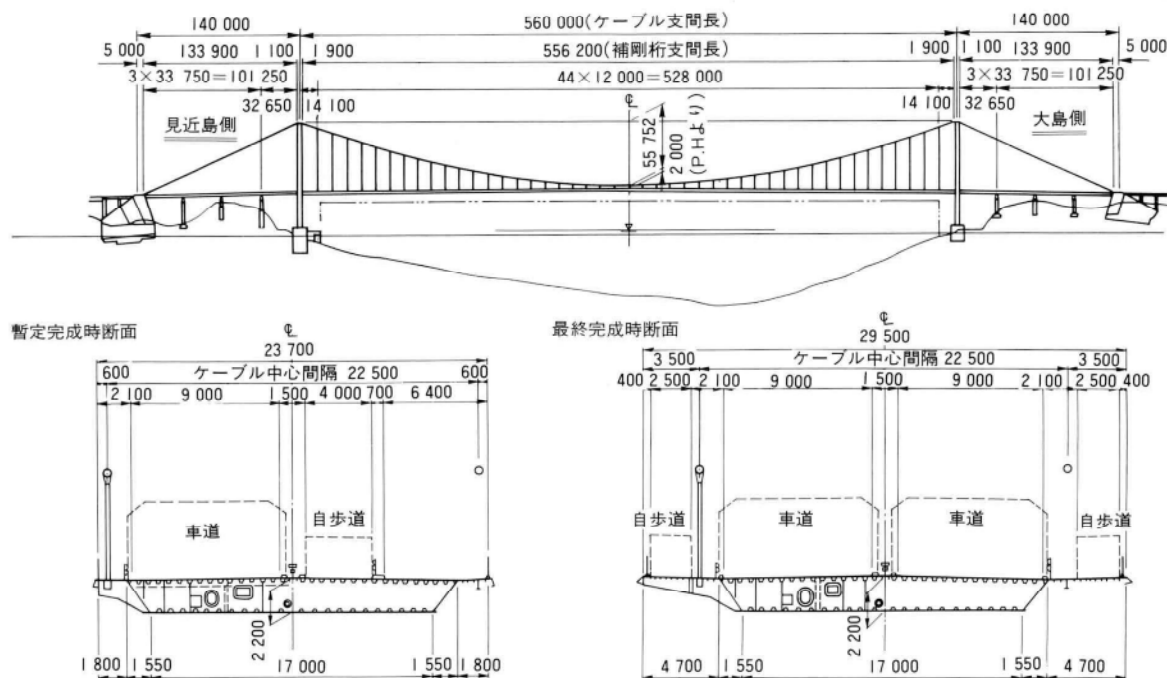


図-1 大島大橋一般形状図

* 技術本部設計部設計第三課長
** 技術本部設計部設計第三課

② 実橋における振動測定（常時微動測定、振動実験等）

③ 現地風の測定

これらの実験、計測は独立しているものではなく、おのおの密接な関係にある。すなわち、①の風洞実験では、まず、模型の構造減衰率は、基準等で規定された推定値であること、また固有振動数に影響する構造物の剛性は、あくまでも仮定の上に成立つ計算値であること、さらに風洞風は一様流・乱流、迎角を含め現地風の特性を完全には再現不可能である。従って②の実橋の振動計測を行って、構造物が有する剛性、減衰率等の振動特性を確認し、③の現地風の特性を把握することにより初めて総合的な耐風安定性の議論をすることが可能となる。

大島大橋は、本州四国連絡橋・尾道-今治ルートに架かる中央支間560mの単径間吊橋でこのクラスでは我が国で初めて補剛桁に偏平な逆台形の鋼床版箱桁を用いている。図-1に大島大橋の一般図を示す。

本橋の最終的な断面形状は、2次元模型を用いた風洞実験により決定されたものである。その結果を要約すると以下になる。i) 暫定完成時・最終完成時共に耐フラッター性能は良好であるが、暫定完成形状の風速20m/s以下(吹上げ)において鉛直曲げ振動で片振幅410mm、ねじれ振動で片振幅1.6°の渦励振が発生する。ii) しかし、フラップを取付けることによりこれらは全て消失し、ねじれフラッターの発現風速が高まる。iii) また、この渦励振による発生応力はさほど大きくないため、耐疲労性及び使用性の上で許容されるものである。以上のことから、本橋の耐風安定性は良好といえる¹⁾²⁾。

一方、本橋はリフティングストラットによる大ブロック直下吊下げ工法を採用して、中央径間中央より両主塔に向かって架設を行う計画であった。このため、架設途中において、補剛桁の変形抑制が困難であること、支承等による減衰効果が期待できないこと、およびリフティングストラット、防護工、キャットウォークなどの架設機材の影響等を考え合わせると、架設時の耐風安定性は完成系に比較して低下することが予想された。

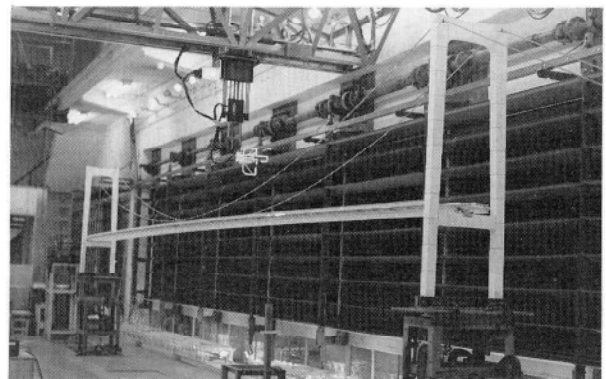
従って、架設時の耐風安定性を確認するとともに暫定完成系（暫定供用時）における制振対策の再検討を目的として、3次元全橋模型による風洞実験を行った。さらに、風洞実験結果の検証を目的として、実橋の各架設段階の振動計測、風観測、および暫定完成系における振動実験を行い、実際の振動特性を把握することとした。

本報告は、大島大橋において行われたこれら一連の実

験および計測の結果について述べるものである。

2. 風洞実験

本実験には東京大学所有の全橋模型実験用低速風洞を使用した。模型の縮尺は風洞吹出し口の寸法、基本計画時の2次元模型の縮尺(1/40、1/60)、模型の製作作業性等を考慮して1/60とした(写真-1、2)。



舗装後自歩道高欄が設置され供用可能な状態

写真-1 暫定完成系

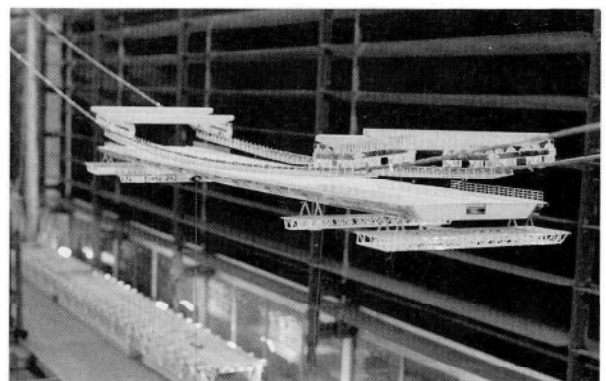


写真-2 補剛桁22%架設完了状態

(1) 実験内容

実験は先に述べたように暫定完成系および架設系（補剛桁閉合時、90%架設完了時、56%架設完了時、22%架設完了時）を対象に限定振動、自励振動に対する検証を目的としており、一様流にて行った。また、身近島での観測データで北西風が卓越していたこと、暫定完成時歩道側（北西側）にはその基礎も含めて閉塞率が大きな高欄が設置されていること等を考慮して、実験時の風向を定めた。風洞実験の対象ケースを図-2に示す。

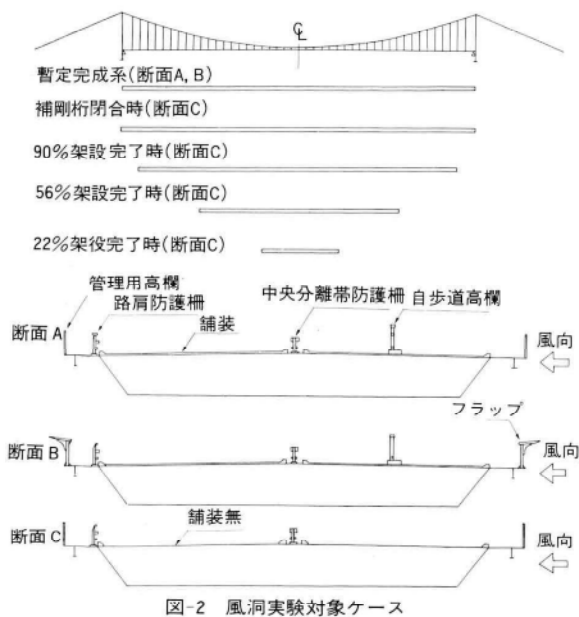


図-2 風洞実験対象ケース

耐風性を向上させるもののひとつにセンターステイがある。これは架設系においてもその効果が期待でき、最も簡単な制振対策といえる。架設時においても実際に使用することを前提として、暫定完成系・架設系ともセンターステイを設置した状態を基本系として、逆対称振動に着目した実験ケースにおいては、これを取り外してその効果を調べた。

また、暫定完成系にフラップを設置した実験ケースを設け、その必要性を判断するものとした。なお、架設系においては、現場の状況を反映する目的で、リフティングストラット、移動防護工、キャットウォークを設置している。

(2) 実験結果

(a) 模型の振動特性

表-1に模型の振動特性を示す。固有振動数(実橋換算値)は、暫定完成系のねじれモードで+12%とやや大きいものの、その他は-2~+4%と良く一致している。構造減衰率は、暫定完成系、補剛桁閉合時の曲げ逆対称1次で $\delta=0.036, 0.042$ と多少大きいもののその他では $\delta=0.006\sim 0.024$ とほぼ「耐風設計基準(本四公団)」を満足している。

(b) 応答特性

本実験で得られた応答特性を以下に要約する。なお、表-2は応答振幅および振動発生風速と迎角の関係を表

表-1 模型の固有振動数、減衰率

架設段階	モード	固有振動数 (Hz)			対数減衰率 (B/200 or 0.5°)
		計測値	計算値	誤差(%)	
暫定完成時	曲げ対称1次	0.241	0.234	3.0	0.014
	曲げ逆対称1次	0.155	0.158	-1.9	0.036
	ねじれ対称1次	0.616	0.552	11.6	0.018
	ねじれ逆対称1次	-	0.755	-	-
補剛桁閉合時	曲げ対称1次	0.255	0.248	2.8	0.015
	曲げ逆対称1次	0.159	0.162	-1.9	0.042
	ねじれ対称1次	0.602	0.575	4.7	0.014
	ねじれ逆対称1次	-	0.795	-	0.017
90%架設完了時	曲げ対称1次	0.237	0.235	0.9	0.019
	曲げ逆対称1次	0.158	0.160	-1.3	0.016
	ねじれ対称1次	-	0.494	-	0.020
	ねじれ逆対称1次	-	0.494	-	0.024
56%架設完了時	曲げ対称1次	0.263	0.263	±0	0.017
	ねじれ対称1次	-	0.432	-	0.020
22%架設完了時	曲げ対称1次	0.299	0.290	3.1	0.013
	曲げ逆対称1次	0.191	0.194	-1.5	0.006

したものである。

1) 暫定完成系

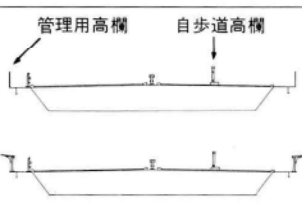
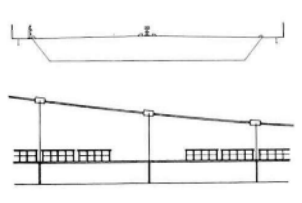
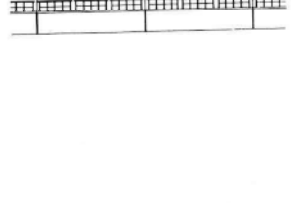
暫定完成系では、センターステイの有無にかかわらず迎角+5°、+7°の時、風速5m/s~40m/sの範囲で最大120mmの限定振動が、また高風速域でバフエッティング(いずれも曲げ振動モード)が発生するが、ねじれ振動ならびにフラッターは発生しない。また、フラップを取付けると、この限定振動は全て消失する。ただし、設計風速外でねじれ対称1次のフラッターがみられた(フラップのないものでは発現していない)。いずれの振動モードにおいても、空力減衰は風速の増加に伴って増大しており、特に曲げ振動において顕著である。

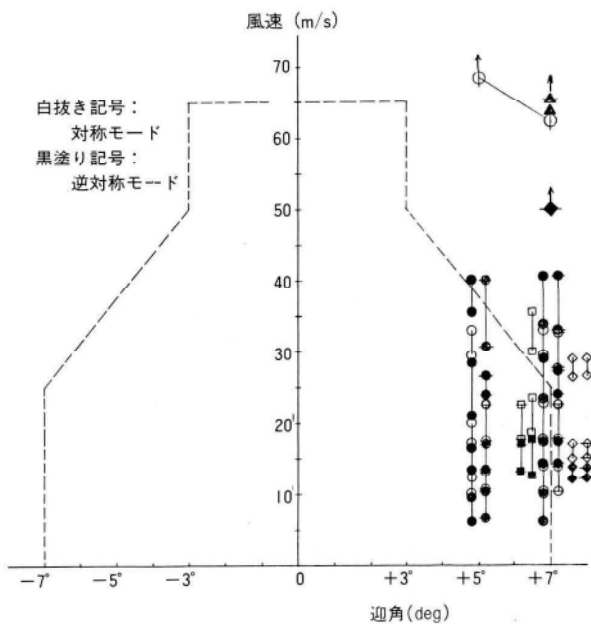
2) 架設時

架設の初期段階(22%、56%架設完了時)では、補剛桁が短いので、その挙動は剛体に近く、高風速域で若干のバフエッティングが発生するが、渦励振、自励振動は発現しない。

架設後期段階(90%、100%架設完了時)では、補剛桁が長くなるためたわみやすく、迎角+7°の低風速域で最大100mm程度の渦励振と、高風速域でのバフエッティングが発生する。架設系においても、暫定完成系と同様にねじれ振動の発現はない。

表-2 3次元風洞実験の結果

補剛桁断面の特徴	振動	限定振動最大振幅(共振風速)										発振風速と迎角の関係	備考	
		曲げ振動					ねじれ振動							
		迎角	-7°	0°	+3°	+5°	+7°	-7°	0°	+3°	+5°			+7°
暫定共用時 	ステイ無 フラツプ無	0	0	0	1) 80mm (20.2m/s)	2) 120mm (12.6m/s)	0	0	0	0	0	⊖	付図-1による 1), 2)は、いずれも対称モードの振動 3)対称モードの振動 4)逆対称モードの振動	
	ステイ有 フラツプ有	0	0	0	3) 80mm (15.7m/s)	4) 120mm (12.6m/s)	0	0	0	0*	0*	⊕		*設計風速外でねじれフラッター発生(対称1次)
	ステイ有 キヤットウオーク無	0	0			0	0	0	0	0	0			*センターステイを外した場合、設計風速外でねじれフラッター発生(逆対称1次)
架設閉合時 	ステイ有 キヤットウオーク無	0	0			0	0	0			0	△	*センターステイを外した場合、設計風速外でねじれフラッター発生(逆対称1次)	
	ステイ有 キヤットウオーク有				0	80mm/s (15.7m/s)					0	□	5)逆対称モードの振動	
	ステイ有 キヤットウオーク有				0	6) 70mm (21.1m/s)	0	0			0	⊞	6)対称モードの振動	
架設率90% 	ステイ有 キヤットウオーク有	0	0	0	7) 10mm (56.9m/s)	0	0				0	◇	7)対称モードの振動	
	ステイ有 キヤットウオーク有	0	0	0	8) 50mm (15.9m/s)						0	◇*	*センターステイを外した場合、設計風速外でねじれフラッター発生(逆対称1次) 8)対称モードの振動	
架設率56%	ステイ有	0	0			0	0	0			0			
架設率22%	ステイ有					0								



付図-1 発振風速と迎角の関係

空力減衰については以下のことがいえる。

- ① 曲げ振動モードでは、架設初期に最も小さく、補剛桁が長くなるにつれて大きくなる。
- ② ねじれ振動モードでは、架設初期に大きく、補剛桁が長くなるにつれて小さくなり、閉合直前で最小になる。なお、閉合後は再び増加する。
- ③ 風速-減衰率の関係は暫定完成系と同様に、風速の増加に伴って増大し、曲げ振動において顕著である。

3) センターステイの影響

逆対称1次モードの空力減衰率の変化から、低風速域ではその差はないが、風速20m/s以上においてはセンターステイを設置したものに多少の優位性が認められる(図-3)。また、補剛桁閉合時、90%架設時において、センターステイを取り外したモデルに設計風速外ではあるが、ねじれ逆対称モードのフラッターが発生する。

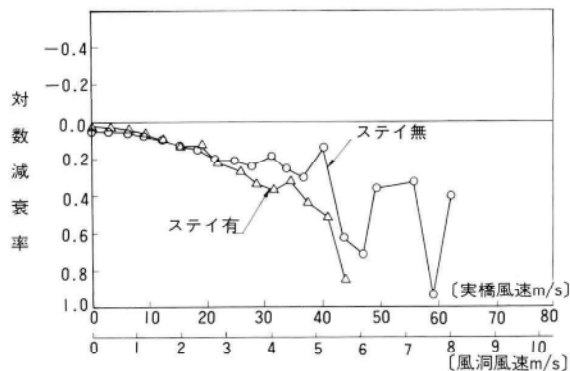


図-3 減衰率と風速の関係(曲げ逆対称1次モード)

3. 現地の風観測及び自然風下での振動計測

上記のように、3次元風洞実験結果では低風速域での渦励振、高風速域でのバフェッティングの発生が認められただけで、有害な振動の発現はなかった。しかし、風洞実験では、実橋および風の完全な相似化は不可能であり、実験は種々の仮定の基に行われている。従って、乱れを有する現地風、及びその中での実橋の挙動を調べ、耐風対策を含めた実験の検証を行う必要がある。本橋では、各架設段階における風の観測と補剛桁の振動計測を行った。

(1) 計測内容

風観測は、昭和61年12月から昭和62年4月までの約4ヶ月間に補剛桁中央に設置した風向風速計により行った。

補剛桁の振動計測は、風洞実験結果との対応から56%、74%、90%および補剛桁閉合時の各架設段階に以下の項目について行った。

- ① 有風時における補剛桁の応答とその風の特徴(風速、風向、傾斜角)
 - ② 無風(微風)時における補剛桁の常時微動測定
- なお、補剛桁の振動は、中央径間の中央と、1/4点に加速度計を設置して測定した。

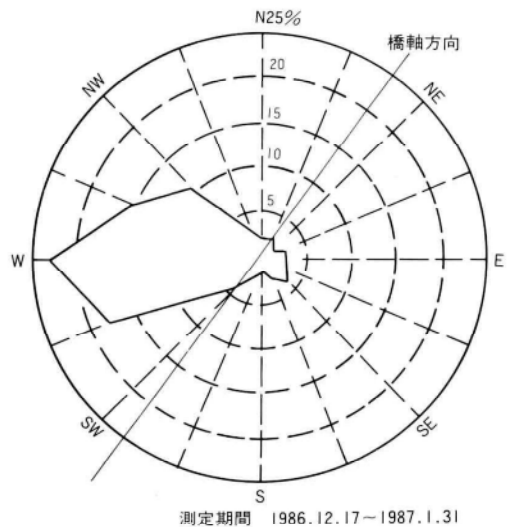
(2) 計測結果

(a) 風の特徴

現地風を風向、風速、および迎角について測定した結果を以下に述べる。

1) 風向

図-4に10分間平均風向を16方位に分類した頻度分



測定期間 1986.12.17~1987.1.31

図-4 風向頻度

布(ウィンドローズ)を示す。風は東西にひらかれた海峡部に沿って吹き抜けており、特に西風(橋軸直角方向より約40°)が卓越している。

2) 風速

観測4ヶ月間のうち12月~2月初旬の間には10分間平均風速が15m/sを越える日もあったがそれ以降は平均風速10m/s以上の風を数回記録しただけにすぎなかった。これは、昭和61年7月~62年6月の身近島山頂付近での観測データと同様の結果を示している。

(図-5)。

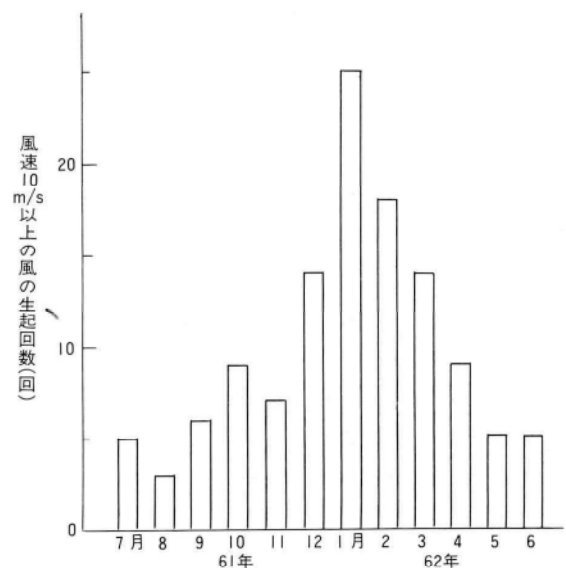
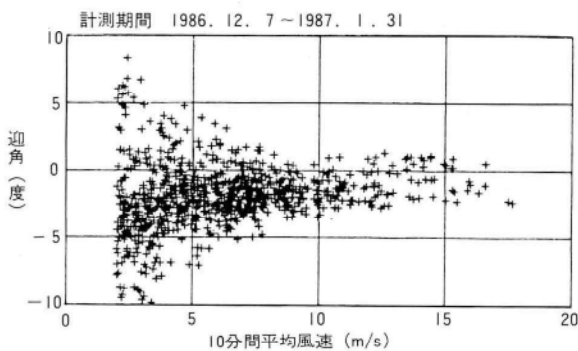
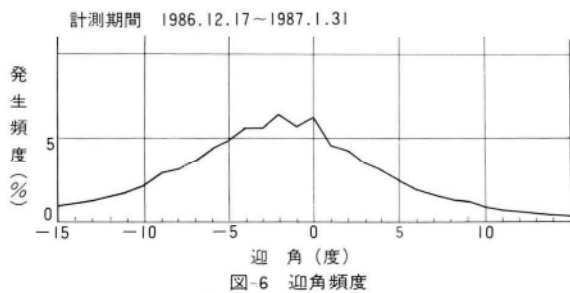


図-5 身近島観測値での強風の生起回数

3) 迎角

図-6に迎角頻度、図-7に風速-迎角の関係の一部を示す。なお、迎角は吹上げを正の値、吹き下ろしを負で示した。これらの図より、低風速域(2 m/s ~ 7 m/s)では迎角にバラツキが大きいのが、風速が増加するにしたがって一定値に収束する傾向があり、+1°~3°の範囲となる。また、迎角の頻度は0°~3°にピークをもち、吹き下ろしの風が卓越している。



(b) 自然風下での補剛桁の振動特性

1) 有風時下での補剛桁の振動応答

今回の測定では、補剛桁の応答振動はパフエッティングだけであり、当初危惧されていたフラッターや渦励振等の定常振動は認められなかった。パフエッティングの応答加速度速度振幅は、風速の増加に伴って2次放物線的に大きくなる(図-8)。また、鉛直振動振幅は、橋軸方向、橋軸直角方向の振幅に比べ、卓越している。

2) 無風(微風)時における補剛桁の常時微動

表-3に補剛桁の常時微動測定より得られた卓越振動数、表-4には常時微動により算出した対数減衰率を示す。曲げ振動モードでは $\delta=0.020\sim0.036$ と風洞実験で想定した値と大差ない。しかし、ねじれ振動モードにおいては $\delta=0.010\sim0.018$ とかなり小さな値となっている。

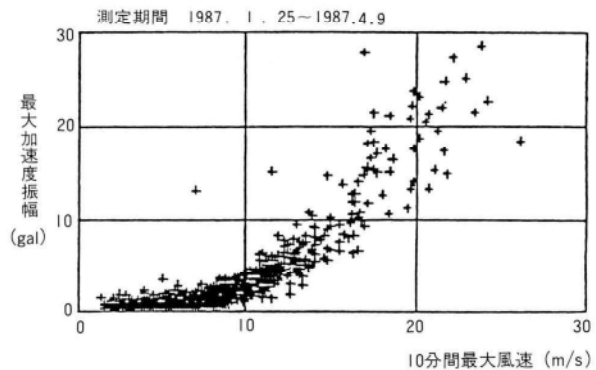


図-8(a) 最大加速度振幅 (L/4鉛直方向)・82~90%架設

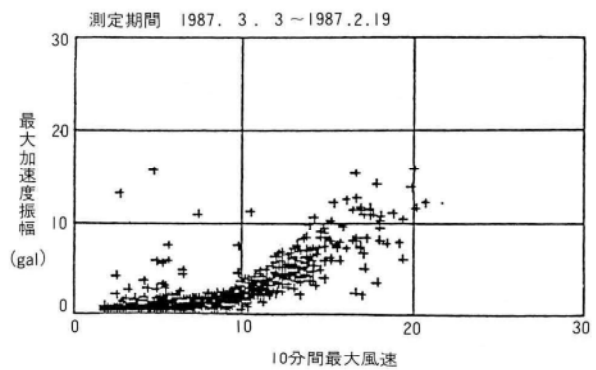


図-8(b) 最大加速度振幅 (L/4鉛直方向)・補剛桁閉合時

表-3 実橋の卓越振動数

架設率		56%	74%	82%	90%	100% (閉合)	暫定時 **
		モード					
曲げ	対称1次	0.256	0.237	0.232	0.240	0.247	0.232
	逆対称1次	0.158	0.155	0.155	0.161	0.195	0.183
ねじれ	対称1次	0.460	0.469	0.491	0.526	0.581	0.557
	逆対称1次	—*	0.497	0.479	—*	0.778	0.770
水平曲げ		0.069	0.069	0.070	0.069	0.158	0.134
橋軸方向		0.157	0.156	0.155	0.161	0.191	0.188

* 56、90%のねじれ逆対称1次の振動数は計測されなかった。

**振動実験用起振機(200ton)が載荷されている。

表-4 実橋の減衰率

架設率		56%	74%	82%	90%	(100%) 閉合	暫定時 *
		モード					
曲げ	対称1次	0.020	0.023	0.025	0.020	0.021	0.021
	逆対称1次	0.023	0.036	0.067	0.027	0.032	0.030
ねじれ	対称1次	0.016	0.013	0.014	0.014	0.018	0.016
	逆対称1次	—	0.011	0.014	—	0.010	0.013

* 振動実験用起振機がL/2点に載荷されている。

4. 実橋振動実験

風洞実験の検証のため、現地風の測定と自然風下での補剛桁の振動計測を行って実橋が有する固有振動数および対数減衰率を求めた。しかし、これらは微小振幅による測定結果であり、耐風安定性を確認する上では完全なものとはいえない。また、過去の吊橋においても大振幅下におけるこれらのデータは補剛トラスを用いた大鳴門橋以外にはない。そこで、本州四国連絡橋公団「耐風設計基準」に示される橋梁の減衰率評価振幅 ($B/100$) を目標として、補剛桁に振動を加え共振曲線を求めるとともに、自由振動波形から対数減衰率を求めた。

(1) 実験内容

本州四国連絡橋公団所有の大型起振機を中央径間の中央及び1/4点に設置し、補剛桁を加振して加速度計および光学式変位計よりデータの採取を行った(写真-3、4)。図-9に計測機器の配置、図-10に対象とした振動モードを示す。実験振動モードは起振機的能力、設置位置等より決定した。なお、高次モードでは補剛桁の発生応力度が大きくなり、補剛桁の安全性の問題が生ずることから、動ひずみをモニターすることで振幅を制御した。

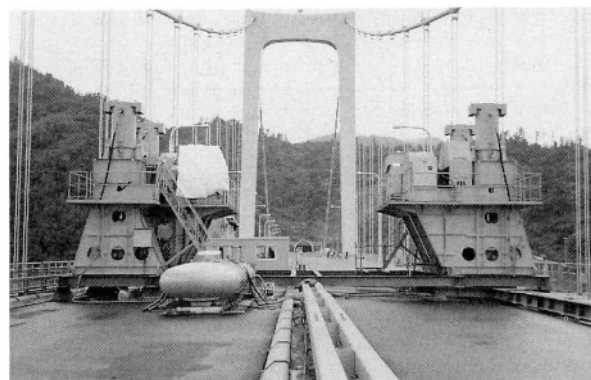
(2) 実験結果

(a) 実橋の固有振動数

図-11に強制実験により得られた共振曲線を示す。なお、ねじれ振動においては、共振点近傍で補剛桁端部が浮き上がり大きな打撃音が生じたため、橋体の安全性から起振機を急停止した。従って完全なる曲線が求まらな



写-3 大島大橋全景



写-4 振動実験状況

かった。図中↑は起振機の急停止を示している。

またねじれ振動モードの場合に、実験時の温度により固有振動数が変化する傾向がみられた。

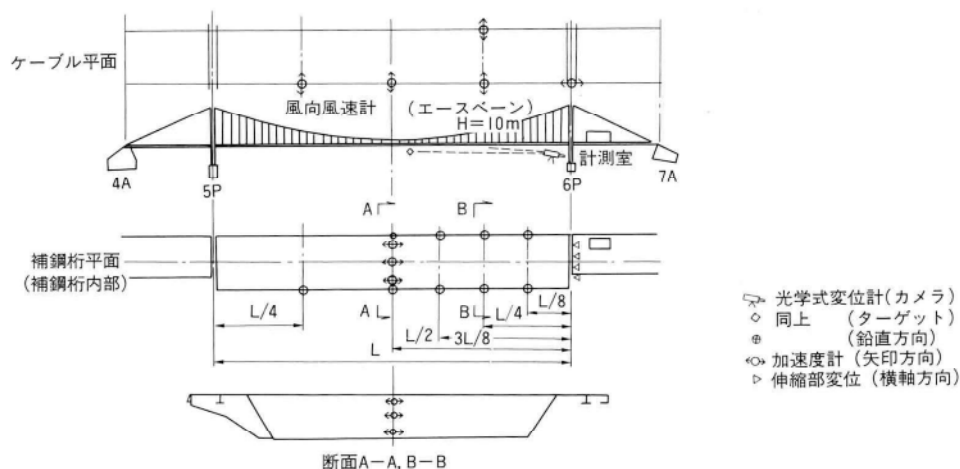


図-9 計測器配置図

起振位置	対象モード	モード図	周波数(Hz)	ステイの有・無
L/2	1) 曲げ対称1次		0.23170	有
	2) 曲げ対称3次		0.54086	有
	3) ねじれ対称1次		0.54070	有
L/4	4) 曲げ逆対称1次		0.15670	有
	5) 曲げ対称2次		0.32196	有
	6) 曲げ逆対称3次		0.71695	有
	7) ねじれ逆対称1次		0.74148	有
	8) 曲げ逆対称1次		0.13749	無
	9) 曲げ逆対称1次		0.19243	
	10) 曲げ逆対称3次		0.71692	無
	11) ねじれ逆対称1次		0.71713	無

図-10 実験対象モード

図-11の注

1. 重錘の記載のないものは7.45tである。
 2. ねじれモードの↑は加振をストップしたことを示す。
 3. ねじれ逆対称1次モードの実験日
- ① 11/13 (PM) } ステイ
 ② 11/14 (AM) } なし
 ③ 11/6 (PM) } ステイ
 ④ 11/7 (AM) } 有り

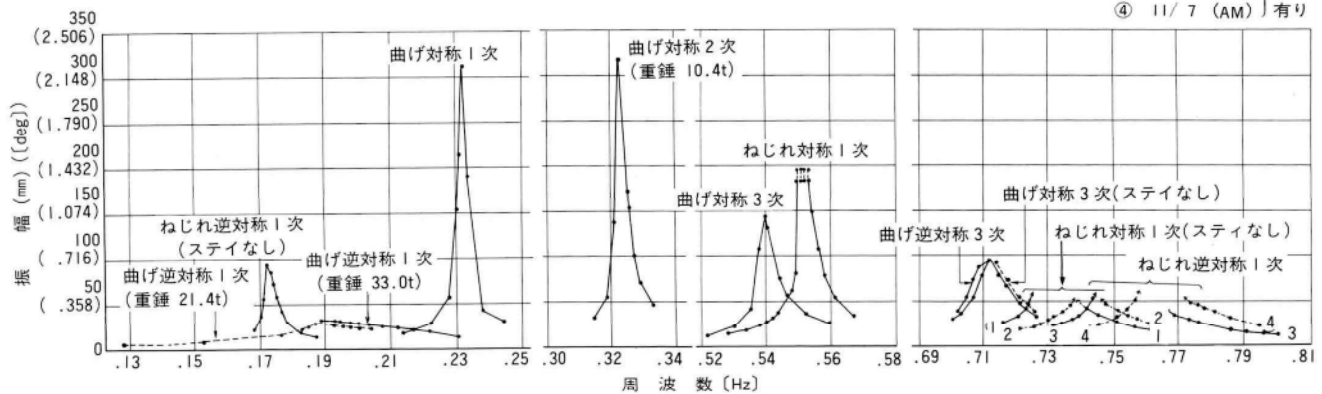


図-11 共振曲線

(b) 対数減衰率

図-12に曲げ対称1次、曲げ逆対称1次、ねじれ対称1次およびねじれ逆対称1次の代表的な振幅に対応する対数減衰率をプロットしたものを示す。いずれの振動モードにおいても、減衰率は振動振幅の大きさにより変化する傾向がみられ、特に曲げ逆対称1次振動で顕著である。

橋梁の減衰率には、クーロン減衰の他、i) 桁端部の

支承、伸縮装置、橋梁添架物の伸縮部等の摩擦によるエネルギーの減少、ii) 橋梁付属物継手部の摩擦、iii) 静的、動的な空気力による減衰などのファクターが影響する。

曲げ逆対称1次振動は橋軸方向に大きな水平変位を伴う振動であり、他のモードに比べて桁端部の摩擦力の影響が大きいいため、このような傾向が顕著であるものと考えられる。

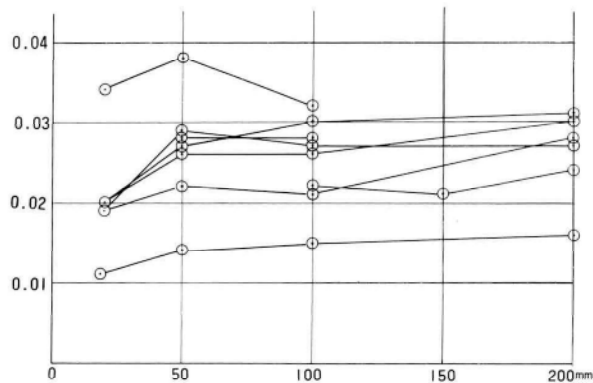


図-12(a) 代表振幅における減衰率(曲げ対称1次モード)

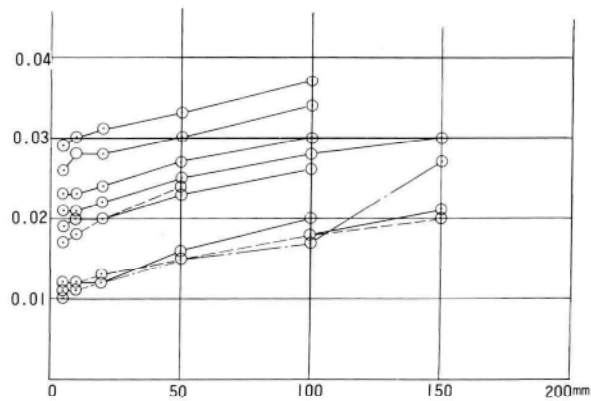


図-12(c) 代表振幅における減衰率(ねじれ対称1次)

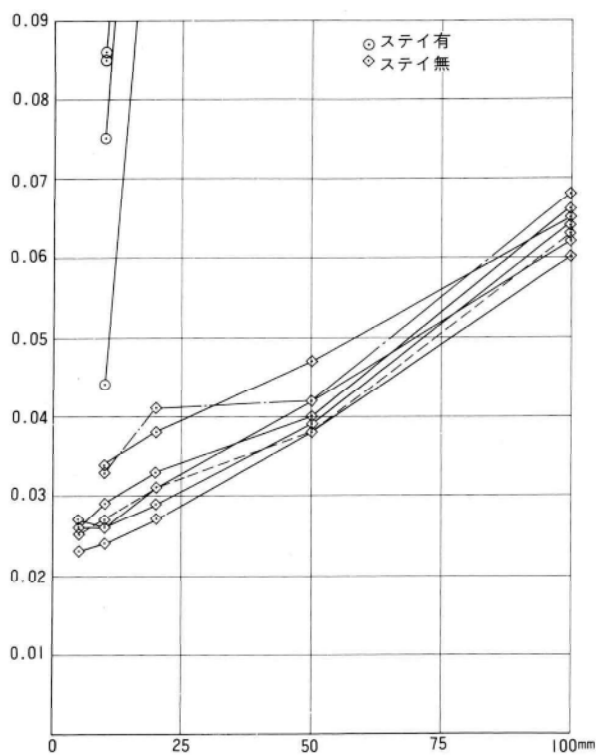


図-12(b) 代表振幅における減衰率(曲げ逆対称1次)

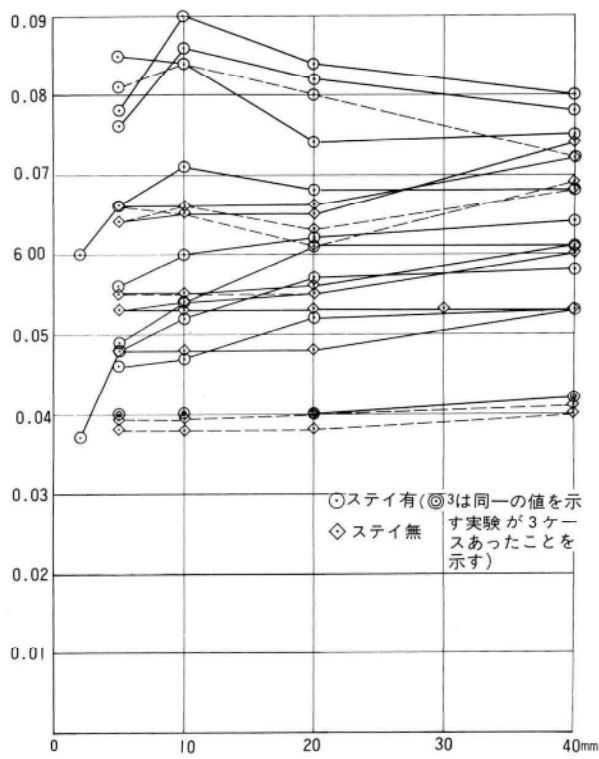


図-12(d) 代表振幅における減衰率(ねじれ逆対称1次)

5. 考察

(1) 振動数 (補剛桁の剛性評価)

表-5 に 3 次元風洞実験模型の振動数、常時微動計測、および振動実験 (共振実験) で求めた実橋の振動数と構造解析値との比較を示す。実橋、風洞模型を通じて、一部を除いて解析値と良く合っている。風洞模型の暫定完成系ねじれ対称モードは解析値に対して12%大きく、また、このモードにおける起振機設置状態での実橋の固有

振動数はやや高めながら解析値とほぼあっている。これは実橋に比し、模型の振動数が高いことを意味し、風洞実験でフラップを設置した系の設計風速外で発現した、ねじれ対称1次のフラッター限界風速は若干下がること子が予想される。

また、実橋の曲げ逆対称1次モードの振動数が解析値に比べてかなり大きな値を示している。本橋の鉛直支承にローラー巻を用いているため、補剛桁端部の橋軸方向をフリーとして解析している。

しかし、実際には支承ばかりでなく伸縮装置、橋梁添架物の伸縮部等が存在するため、これらによる摩擦力が

表-5 各測定振動数と計算値との比較

吊橋形状	モード形状	計算値	風洞模型		実橋(常時微動測定)		実橋(振動実験)	
			計算値	誤差(%)	計測値	誤差(%)	計測値	誤差(%)
暫定完成時	曲げ対称1次	0.234	0.241	3.0	0.238	1.7	—	—
	曲げ逆対称1次	0.158	0.155	-1.9	0.216	36.7	—	—
	ねじれ対称1次	0.552	0.616	11.6	0.569	3.1	—	—
	ねじれ逆対称1次	0.755	—	—	0.766	1.4	—	—
起振機設置	曲げ対称1次	0.232	—	—	0.232	±0.0	0.232	±0.0
	曲げ逆対称1次	0.157	—	—	0.210	33.8	0.189	20.4
	ねじれ対称1次	0.541	—	—	0.559	3.3	0.550~0.553	—
	ねじれ逆対称1次	0.741	—	—	0.772	4.2	0.744~0.774	—
架設閉合時	曲げ対称1次	0.248	0.255	2.8	0.240	-3.2	—	—
	曲げ逆対称1次	0.162	0.159	-1.9	0.161	-0.6	—	—
	ねじれ対称1次	0.575	0.602	4.7	0.526	8.5	—	—
	ねじれ逆対称1次	0.795	—	—	—	—	—	—
90%架設時	曲げ対称1次	0.235	0.237	0.9	0.232	-1.3	—	—
	曲げ逆対称1次	0.160	0.158	-1.3	0.155	-3.1	—	—
	ねじれ対称1次	0.494	—	—	0.491	-0.6	—	—
	ねじれ逆対称1次	0.494	—	—	0.479	-3.0	—	—
56%架設時	曲げ対称1次	0.263	0.263	±0.0	0.256	-2.7	—	—
	曲げ逆対称1次	0.157	—	—	0.158	0.6	—	—
	ねじれ対称1次	0.432	—	—	0.460	6.5	—	—
	ねじれ逆対称1次	0.495	—	—	—	—	—	—
22%架設時	曲げ対称1次	0.290	0.299	3.1	—	—	—	—
	曲げ逆対称1次	0.194	0.191	-1.5	—	—	—	—

表-6 桁端部の拘束条件による固有振動数の変動

	振動モード	計 算 値			常時微動測定		共 振 実 験	
		支点条件	計算値①	比率(拘束/自由)	固有振動数③	比率③/①	共振周波数④	比率④/①
ス テ イ 有	曲げ逆対称1次	自由	0.1567	1.37	0.210	1.34	0.190	1.21
		拘束	0.2154			0.97		0.88
	曲げ対称2次	自由	0.3220	1.03	0.326	1.01	0.323	1.00
		拘束	0.3305			0.99		0.98
曲げ逆対称3次	自由	0.7170	1.00	0.723	1.01	0.711	0.99	
	拘束	0.7150			1.01		0.99	
ねじれ逆対称1次	自由	0.7415	1.01	0.772	1.04	0.744~0.774	—	
	拘束	0.7450			1.04		—	
ス テ イ 無	曲げ逆対称1次	自由	0.1375、0.1954	—	0.178	—	0.172	—
		拘束	0.1753			1.02		0.98
	曲げ逆対称3次	自由	0.7169	1.00	0.726	1.01	0.712	0.99
		拘束	0.7139			1.02		1.00
ねじれ逆対称1次	自由	0.7171	1.00	0.744	1.04	0.725~0.748	—	
	拘束	0.7153			1.04		—	

作用して変形を拘束するため、このような変位形状に対する補剛桁の剛性が高まることとその原因と考えられる。
表-6に解析上補剛桁の橋軸方向変位を拘束(主塔にピ

ン結合)したものとフリーとしたものとの比較を示す。
これからわかるように曲げ逆対称1次モード以外は、その振動数の差は大きくない。また、変形量が微小な常

時微動測定値が端部拘束した解析値と良く合致し、また端部に移動が生ずる大振幅の振動実験では若干振動数が低くなることから、このモードにおける振動数差は、補剛桁端部の境界条件に起因するものといえよう。従って、風洞実験における橋体の剛性評価にはなんら問題がないと思われる。

(2) 橋体の減衰率

表-7に常時微動計測、共振曲線、および大振幅の自由振動波形から求めた対数減衰率と風洞模型のそれとの比較を示す。

振幅の小さな常時微動測定結果にはかなり小さな値がみられるが、大きな振幅(1/200~1/1200、0.25°~0.5°)においては風洞模型、本四基準と同等かそれよりも大きく、風洞実験の妥当性が確認された。

表-7 対数減衰率の比較(暫定完成時)

振動モード	センターステイ	風洞模型	常時微動	強制振動	自由振動
曲げ対称1次	有	0.015	0.021	0.028	0.015~0.031 (B/200)
曲げ対称2次	有	—	0.015	0.024	0.019~0.050 (B/200)
曲げ対称3次	有	—	0.013	0.029	0.028~0.030 (B/200)
曲げ逆対称1次	有	—	0.027	0.460	0.122~0.256 (B/1200)
曲げ逆対称1次	なし	0.042	0.028	0.063	0.069~0.083 (B/200)
曲げ逆対称3次	有	—	—	0.049	0.036~0.050 (B/400)
曲げ逆対称3次	なし	—	—	0.043	0.038~0.046 (B/400)
ねじれ対称1次	有	0.014	0.014	—	0.017~0.035 (0.5°)
ねじれ逆対称1次	有	0.017	0.003	—	0.033~0.080 (0.25°)
ねじれ逆対称1次	なし	—	0.008	—	0.038~0.071 (0.25°)

(3) 現地風

迎角は低風速域ではかなり乱れており、吹上げの風も観測されるが、風速が増加するに従って一定値に収束することが確認された。その値は+1°~3°であり、吹き下ろしの風が卓越している。

風向は東西方向が卓越しており、高風速の風は西側からの頻度が高く、風洞実験とほぼ一致している。

10分間平均風速は強風が多い冬期においてもせいぜい

10m/sである。また、乱れ強さも10m/sを越えた風速域で20%程度に収束し、渦励振、フラッター等定常振動が生じにくい特性を示している。

6. あとがき

以上、実橋の振動特性、現地風の特性を計測することにより、本橋の耐風性能は風洞実験で得られた結果と同等もしくはそれ以上の性能を有していると考えられ、パフェッティングの発現は今後も予測されるものの、当初危惧された渦励振、フラッター等の定常振動は非常に生じにくいものと思われる。なお、ねじれ振動において、その振動数ならびに減衰率に温度との相関が認められること、風観測ならびにこれに対する振動応答計測は、比較的短期間のものであること等から今後も継続的な観測をしていく必要があるだろう。

おわりに、これら一連の実験、計測は本州四国連絡橋公団の指導のもとに宮地・横河共同企業体が実施したことを付け加えるとともに関係各位に謝意を表したい。

<参考文献>

- 1) 本州四国連絡橋公団；大島大橋限定振動に関する風洞実験、昭和56年3月
- 2) 山田、正田；大島大橋上部工基本設計(その2)、本四技報、Vol. 8、No.30、昭和59年7月
- 3) 本州四国連絡橋公団、宮地・横河共同企業体；大島大橋風洞実験報告書、昭和61年9月
- 4) 本州四国連絡橋公団、宮地・横河共同企業体；大島大橋風観測および振動計測報告書、昭和62年7月
- 5) 本州四国連絡橋公団、宮地・横河共同企業体；大島大橋振動実験報告書、昭和63年1月
- 6) 平塚義久；大島大橋の耐風安定性、本四技報、Vol. 12、No.46、昭和63年4月
- 7) 平塚義久；大島大橋振動実験、本四技報、Vol.13、No.48、昭和63年4月

合成型枠橋梁(QSCB)の静的載荷試験と疲労試験

Static Load Tests and Fatigue Tests of an RC Composed Steel Bridge with Arch Frames

安本 孝* 宮坂 睦夫** 佐藤 徹***
Takashi YASUMOTO Mutsuo MIYASAKA Tohru SATOH

Summary

For an RC composed steel bridge with arch frames, steel plates (which are originally forms for concrete beams) and concrete can be composed permanently, enabling the construction of an economical steel bridge with excellent workability.

Its development and construction were reported in a previous report. This paper presents the results of static load tests and fatigue tests on a life-size specimen, which proved that the targeted strength was gained. Thus the test results assure that the necessary strength can be obtained using this engineering method.

1. まえがき

合成型枠橋梁(QSCB)は現場施工の便利・経済性等、多くのもくろみを以って開発された構造物である。

昭和58年の発表以来、継手・ずれ止めなどの部分的基礎実験、全体模型実験、実物大供試体載荷試験を経て安全性を確認してきた。またこれと並行して構造詳細にも改良を加え、現場施工の容易さと経済性において従来工法に優るものを期待できるに至った。以来数橋の施工実績から期待が現実可能であることを確認した。

今や道路橋・人道橋においてはQSCBのもつ優位性はまぎれもない事実であるが、これを鉄道橋にまで発展させようとするとき、繰返し荷重に対する強度の保証が求められる。この保証を得る目的で行ったのが実物大模型を用いた疲労試験であり、ここではその結果と今後の見通しについて報告する。

2. 試験概要

実橋で使用される型枠桁を用い、実橋相当の応力振巾を与えることによって、この桁の疲労に対する強度を確認する。当然、上記条件では破壊しないものと考えられ、実橋モデル200万回載荷の後、振巾を2倍に上げて載荷を繰返し疲労破壊に至らしめる。なお、破断性状を調査することによって構造改良のための一資料とする。更に

破壊しなかった時の処置として静的載荷によって破壊し、この桁の終局耐力を知るものとする。

表-1 試験概要

試験方法	目的
1. 実橋モデルによる200万回載荷試験	道路橋での安全性確認
2. 2倍振巾による //	鉄道橋への発展案の模索
3. 静的曲げ破壊試験	終局強度の確認

3. 試験体

試験体は、実橋と同程度の断面、支間を持つ1主桁を取り出して、1体製作した。試験体の断面諸元を図-1に示す。下フランジとなる鋼板は、プレスにて曲げ加工を行ない、横桁、ソールプレート等は炭酸ガス半自動溶接で取り付けした。幅員方向の連続効果を反映させるために、実橋で主桁と主桁の橋軸方向の継手に使用するとじボルト孔を使用して、横支材を桁下フランジへH、T、Bで取り付け、床版にはひび割れ防止のため補強筋を軸方向及び軸直角方向に配置した。試験体に使用した鋼材の材質は、主材がSMA50A規格品、横桁がSMA41A規格品、鉄筋はSD30規格品である。又コンクリートは早強コンクリートを使用し、養生は屋内湿潤養生とした。強度及び配合を表-2に示す。なお標準供試体による疲労試

* 技術本部技術開発部技術開発課長 *** 千葉工場製造部生産設計課
** 技術本部技術開発部技術開発課課長代理

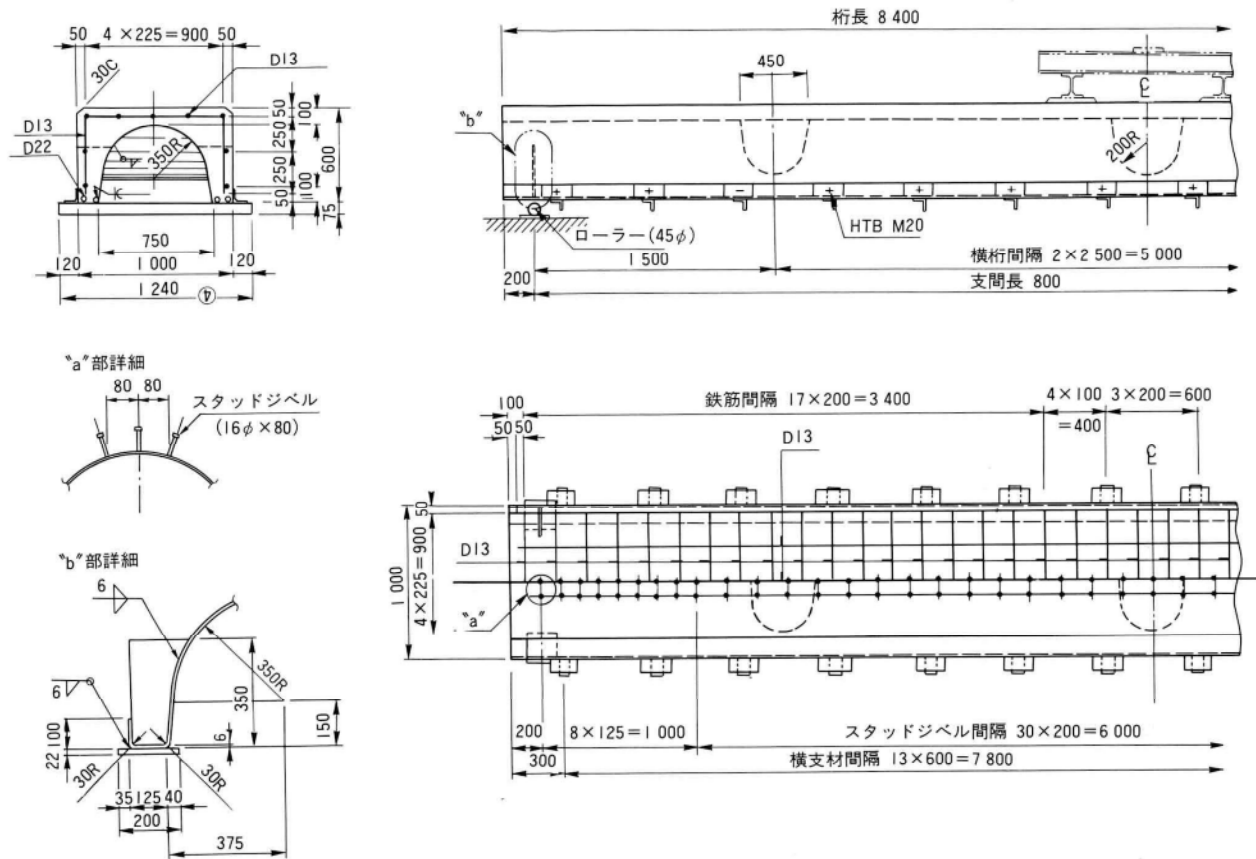


図-1 試験体構造詳細図

表-2 コンクリートの強度と配合

強度試験結果	材令7日	400kgf/cm
	材令28日	457kgf/cm ²
スランプ	9.5cm	
水	159kg/m ³	
セメント	354kg/m ³	
細骨材	691kg/m ³	
粗骨材	砂利	527kg/m ³
	碎石	535kg/m ³
混和材	1416kg/m ³	
水・セメント比	45.0%	

験中(材令28日)の割線弾性係数は、 $E_s = 3.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ で、鋼材との弾性係数比は $n = 7.0$ であった。

4. 試験方法

試験のフローを図-2に示す。各段階において、試験

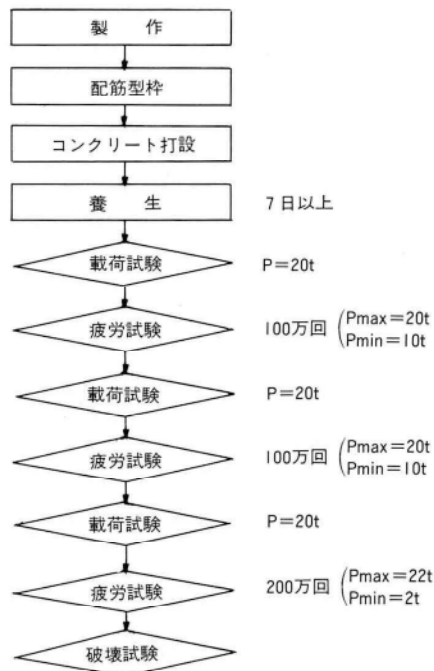


図-2 試験フローチャート

体の主桁断面の寸法、鋼板の局部変形、コンクリートのひび割れについて測定、観察を行った。

疲労試験は、門型フレーム内に試験体を両端単純支持で設置をして、中央2点線荷重で行った(図-3、写真-1)。載荷荷重は、第1回目は上限荷重を20t(支間中央の鋼板下フランジ下縁で $\sigma_a=1200\text{kgf/cm}^2$)、下限荷重を10tとし、第1回目で著しい疲労強度の低下が見られなかったため行った第2回目は、応力振幅を2倍(1200kgf/cm²)にして、上限荷重が22.0t、下限荷重が2.0tとして、各々200万回行った。荷重のサイクルは250回/分で、100万回、200万回の時点で繰り返し荷重を止め、それぞれについて上限荷重の静載荷試験を行ない、繰り返し荷重による性状の変化をみた。なお、静載荷の時はロードセルで荷重を計測しながら載荷を行った。

疲労試験後、200t載荷フレームを使用して、中央2点線荷重による静的曲げ破壊試験を行った。

静載荷時には、コンクリート上側面、下フランジ上下面及び鉄筋に貼付したひずみゲージにより各荷重下におけるひずみを、支間中央で変位計によりたわみを計測した。ひずみゲージ、変位計の配置を図-4に示す。

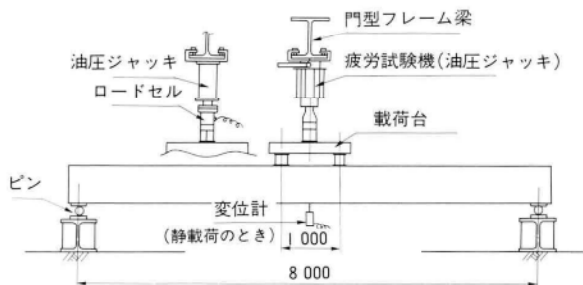


図-3 疲労試験載荷図

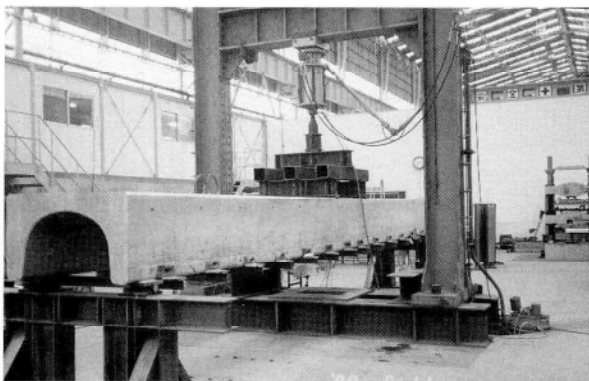


写真-1 試験状況

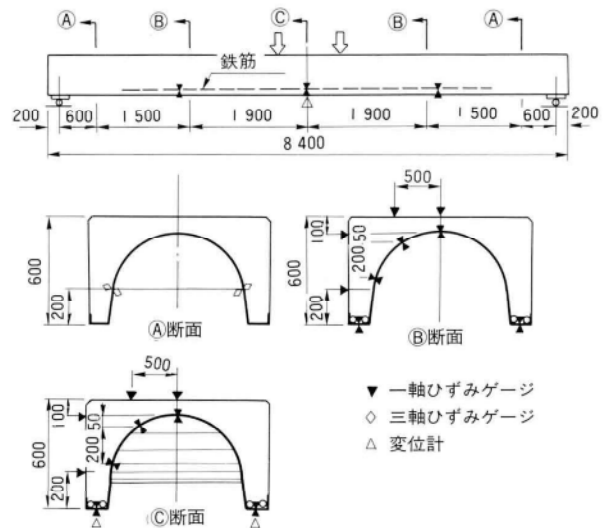


図-4 ひずみゲージおよび変位計取付位置

5. 試験結果

(1) 形状計測

コンクリート打設後、および疲労試験後に、支点上及び支間中央において、試験体製作時の寸法を基準にして主桁断面の寸法を測定したが変形は発生せず、又鋼板の局部はらみも見当らなかった。

(2) 疲労試験

疲労試験前後に行った静載荷試験の結果を、図-5から図-9に示す。

図-5はコンクリート上面と、鋼板下フランジの荷重とひずみの関係を示したもので、コンクリート上面においては、同一断面の2箇所を平均し、鋼板については同一断面の上・下面4箇所を平均したものである。

またこの時の鉄筋の荷重とひずみの関係を図-6に、支間中央における荷重とたわみについて図-7に、残留たわみ量を表-3に示す。図-8は支間中央における荷重20tでのひずみ分布である。

図-9は両支点より600mm位置の鋼板フランジで、載荷荷重20tの場合(疲労試験200万回後)の主応力と方向を示している。

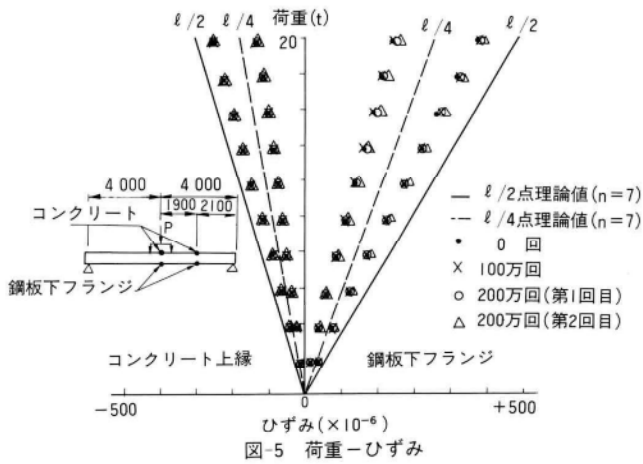


図-5 荷重-ひずみ

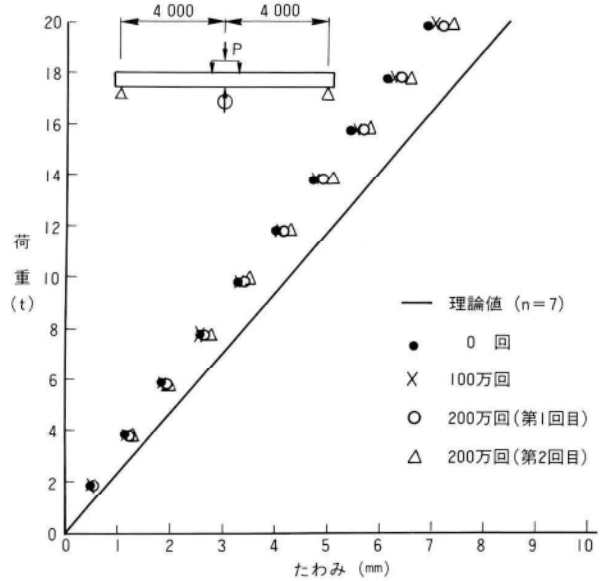


図-7 荷重-たわみ

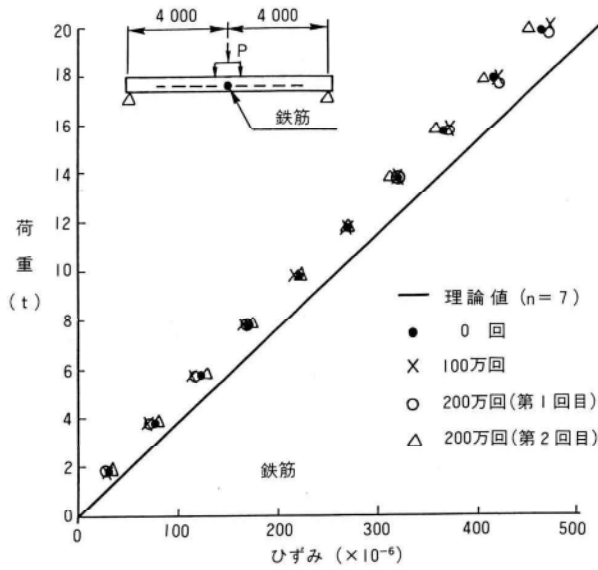


図-6 荷重-ひずみ

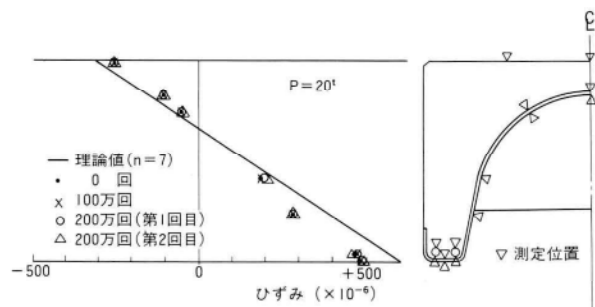


図-8 支間中央断面ひずみ分布

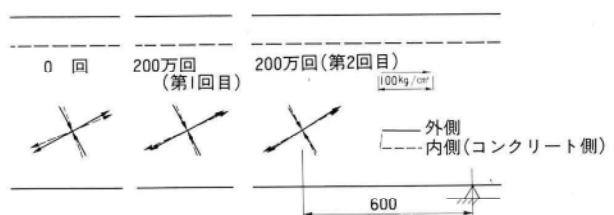


図-9 鋼板下フランジ主応力 (P=20t)

表-3 残留たわみ量

測定時期	残留たわみ(mm)	累計(mm)
0回	1.12	1.12
100万回	0.01	1.13
200万回(第1回目)	0.07	1.20
200万回(第2回目)	0.06	1.26

(3) 静的曲げ破壊試験

図-10と図-11は、疲労試験後に行なった静的曲げ破壊試験におけるコンクリート上縁、及び鋼板下フランジ下縁の荷重とひずみの関係である。鋼板下フランジのひずみは、破壊側の支間 $l/4$ 点の内側ゲージが35.3 tで測定不能となった。また支間中央における荷重とたわみの関係を図-12に示す。

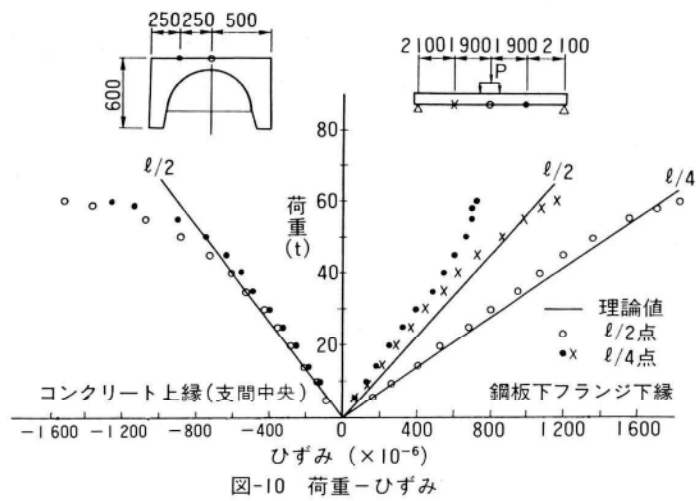


図-10 荷重-ひずみ

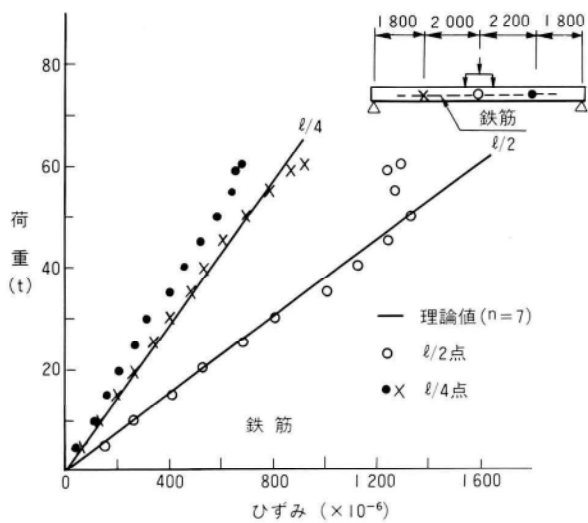


図-11 荷重-ひずみ

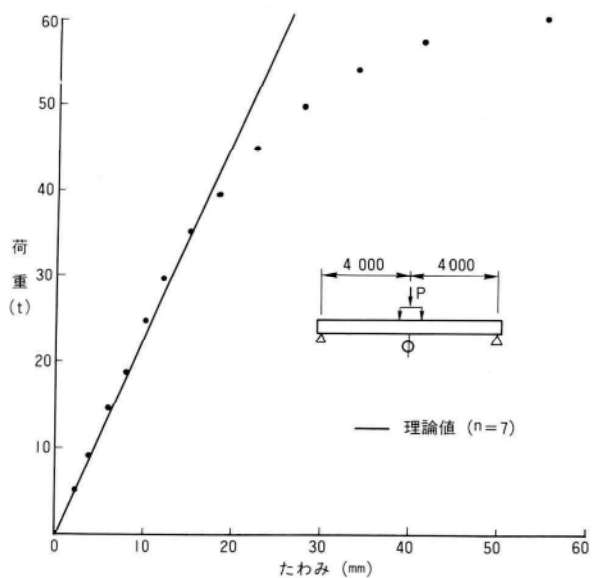


図-12 荷重-たわみ

破壊は、支間中央より85cm支点側の鋼板下フランジ部分で発生し、載荷荷重57 tで大きく破壊した(図-13)。破壊時のコンクリートひび割れ状況と鋼板の破断状況を写真-2、3に示す。

なお、図中の実線は、理論値を示すもので、圧縮側の床版コンクリート(t=100mm)を有効とした合成梁として計算をした。

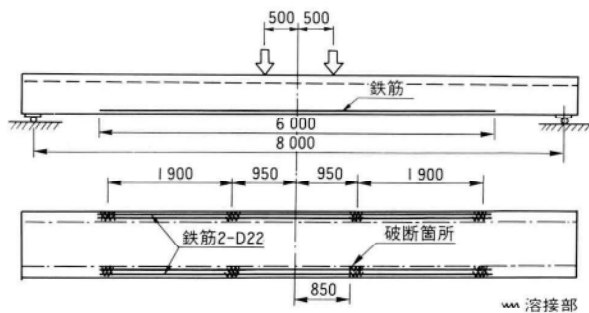


図-13 主桁下フランジ破断位置

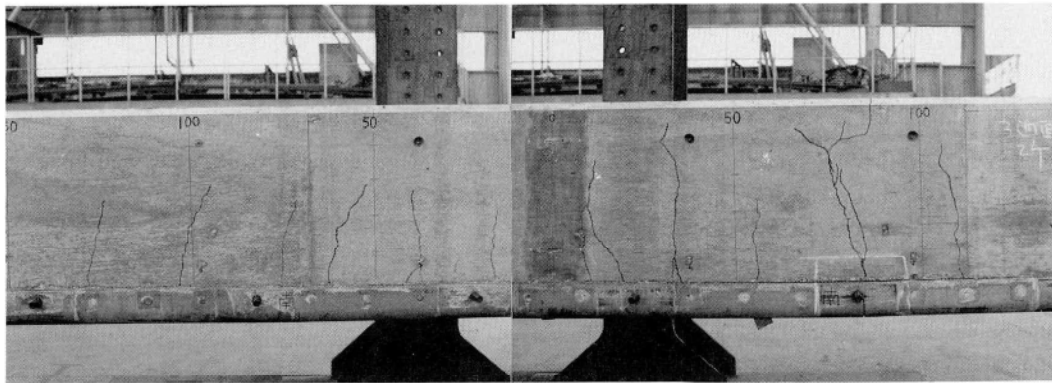


写真-2 コンクリートひび割れ状況

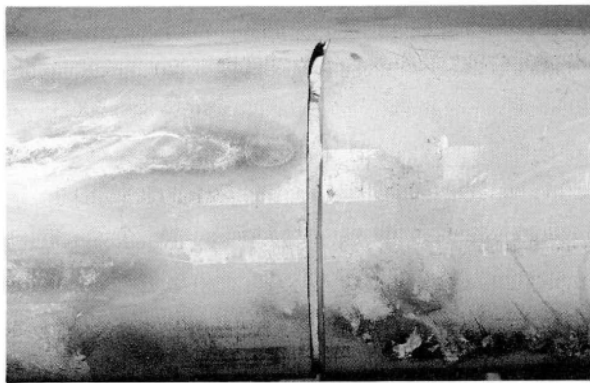


写真-3 鋼板の破断状況

6. 考察

試験の前後に行った形状計測で、コンクリート打設や荷重による主桁の局部変形が見当らなかった。したがって、本鋼桁は曲げ剛性が高く十分型枠としての機能を持っているといえる。

また、疲労試験前後に行った静荷重試験の結果によると、疲労試験前と比較してコンクリート上縁及び鋼板下フランジのひずみ変化は、 $\max 20 \mu$ 程度であった。

支間中央の鉄筋ひずみは第1回目の200万回荷重試験後では $+8 \mu$ であったが、第2回目の2倍振幅による荷重試験後では遂に -15μ となった。これは鋼板とコンクリートのはく離の為と思われる。またたわみは、第1回目の200万回で $+0.27 \text{mm}$ 、第2回目の200万回では $+0.45 \text{mm}$ であった。いずれも変化量は微少で、繰り返し荷重による劣化はみられず、ひずみ、たわみとも、荷重の増加に比例した弾性挙動を示している。図-8の断面のひずみ分布及び表-3の残留たわみ量においても合成断面として

の機能を保っており、繰り返し荷重後においてひずみの変化残留たわみ量は小さい値となっている。

静的曲げ破壊試験の結果(図-10~12)によると、鉄筋および鋼板下フランジのひずみは、35 t 付近で変化点が見られ、57 t で鋼板の亀裂とコンクリートの割れが進展したため、大きな変化が見られた。

亀裂の発生起点は、下フランジに溶接した鉄筋のすみ肉溶接止端部で、鋼板がコンクリートとはく離した状態で繰り返し荷重による曲げが働き、その結果応力集中が起こり疲労クラックが発生して、伝播したと考えられる。クラックの発生時期は、鋼板下フランジでの応力状態を第1回目(600kgf/cm²)、第2回目(1200kgf/cm²)と変化させたが破面にビーチマークが表われていないので、第2回目の2倍振幅による200万回荷重後半に発生したと思われる。

以上疲労試験、静的曲げ破壊試験から本合成型枠橋梁は、

- ① 設計々算内において十分な耐力を持ち、コンクリートを鋼に置きかえた計算法でよい。
 - ② 主桁下部の主筋(D22)の取付法について、溶接をやめて、他の方法とする。
 - ③ 型枠としての主桁剛度は十分である。
- といえる。

7. あとがき

供試体の破壊に至るメカニズムについては、当初、2通りの推測があった。一つは試験の結果が示す鉄筋溶接個所からの疲労亀裂であり、今一つは繰り返し荷重によって破壊しないであろうとの見方であった。この供試体は、疲労亀裂を導き出すためにあえて荒い断続溶接を行った

ものではあるが、現にこの個所から亀裂が生じていることは、引張材に不用意にピースを取付けることへの戒めでもある。

今後、道路橋のみならず、鉄道橋にまで供給の手を広げようとする時、疲労による亀裂の発生は是非とも避けなければならない現象である。その手だては容易のようではあるが、経済性との比較の中でなかなか難しい問題でもある。

真の目的に合った構造形式を取り揃えることは、開発本来の目的でもあり次号で報告したいと考えている。

また、当初単に実橋モデルによる200万回試験のみを考えていたが、2倍振巾試験の追加、更には破断原因の判定を頂くなど、この実験に適切にご指導を下された東京工業大学の三木千壽助教授に誌上を借りて感謝の意を表します。

〈参考文献〉

1) 上前、高野；薄鋼板を用いた新しい鋼・コンクリー

ト合成桁、土木学会構造工学委員会・コンクリート合成構造小委員会「鋼とコンクリート合成構造に関する調査研究報告書」昭和59年3月

2) 構造工学委員会、鋼・コンクリート合成構造小委員会；鋼・コンクリート合成構造の現況、土木学会1981年9月

3) 上前、高崎、原、鬼頭；薄鋼板を用いた新しい鋼・コンクリート合成桁、宮地技報No.1、1985年3月

4) 高崎、原、鬼頭；縦リブを利用したずれ止め構造の耐荷力試験、宮地技報No.1、1985年3月

5) 高崎、原、鬼頭；縦リブを利用したずれ止め構造の耐荷力試験（疲労試験）、宮地技報No.2、1986年1月

6) 高野、原；埋込式合成桁の構造試験、宮地技報No.3、1987年1月

7) 安本、佐藤、石井；合成型枠橋梁（QSCB）の開発と施工、宮地技報No.4、1988年3月

グラビア写真説明

日清食品東京本社ビル 新宿駅東口を出て、靖国通りを渡り、都会の小さなオアシス、並木とカラー舗装の「四季の道」を抜け出たところに、重厚な石造りとシックな色をしたビルが現われる。一瞬、ヨーロッパの町に踏み込んだような錯覚に襲われてしまうのはどうしたことだろう。下部は大きな石を積み上げ、見事なまでに落ち着きを醸し出していて、あたかもヨーロッパ中世建築の持つ伝統の重みすら感じさせられる。上部セットバック部分にも、一瞬、驚きを誘われてしまう。階段状にリボンを巻いた様になっているが、シンプルで飽きのない意匠になっている。

本工事の鉄骨製作において、実は、このセットバック部分に腐心した。円形コラムを使用し、2方向に角度を付け、所定の精度内に納める事は想像以上に難しい。幸いにも、当社はこの技術に数多くの実績を有し、無事納める事が出来た。後で伺ったところでは、設計された方も、当社のこの技術に期待されていたとの事であった。

さて、施工中から話題になっていた事に地下1階のレストランがある。ブドウ棚の製作、架設の仕事をする内に、「これは、きっとこれまでにはお目にかかった事のないものになるぞ。」という事になった。完成した折には早々行ってみようと思いつつ、残念ながらまだ行っていない。ここに記す事が出来ないのもまた残念である。（西原）

ロイヤルパークホテル 丸の内、大手町などのビジネス拠点を間近に控えた日本橋蠣殻町に、平成元年6月1日「ロイヤルパークホテル」がオープンする。東京エアシティーターミナルの目の前にあるため、新東京国際空港への交通の便に恵まれ、国際派ビジネスマンやツーリストの滞在には至便であろう。ホテル内のエグゼクティブフロアには専用ラウンジを設け、ビジネスマンのためには2階にビジネスセンターを設置している。又健康管理のため、いつでも泳げるインドアプールや、最新のトレーニングマシンを利用できるフィットネスセンター等充実した施設がPRポイントになっている。（永瀬）

特許庁総合庁舎 この庁舎は1ヶ年61万件余りの特許出願にこたえるために、昭和59年より10ヶ年計画で、大きな業務改革に着手した「特許庁ペーパーレス計画」に組み込まれて計画された。審査業務の簡素化、効率化によって迅速な業務処理が行えるように、官庁としては初の本格的インテリジェントビルとして特筆すべきものがある。

構造の特徴としては、通常の超高層ビルと比較して階高が4.35mと高く、20m大スパン梁が2列に連なって広い空間を作り、床の設計荷重も500kg/m²と重く、耐震上も充分考慮した設計になっている。（園城）

鉄道古桁の補修・補強時の継手試験

Tests for the Repair and Reinforcement of Joints on Aged Steel Girders Used in Railway Bridges

伊 東 孝* 岩 崎 富 雄** 佐 藤 徹***
 Takashi ITOH Tomio IWASAKI Tohru SATOH

Summary

For maintenance of steel girders superannuated due to corrosion and other causes, repair, reinforcement, remodeling, etc. are performed. For such maintenance, the relationship between the construction methods for field joints and their strength has not yet been defined.

To determine this relationship, various tests were performed on high-strength bolt joints and welded joints of the corroded steel girders of an actual bridge.

From the results of these tests, it was proved that the flame cleaning of contact planes is effective as a maintenance method for high-strength bolt joints. In the case of welded joints it was proved that they created no real problem if they were constructed with welding materials appropriate to the strength of the steel materials.

1. はじめに

現在供用されている鋼桁の中には、腐食等により損傷した古い橋梁が数多く含まれており、これら旧橋の損傷状況の適正な評価及び維持管理は、経済性・安全性の面から重要なテーマとなっている。

その維持管理の一つの対策として、補修・補強・改造を行なうことが挙げられるが、その際に問題となる現場継手の施工方法と強度の関係が明確にされていない。そこで、実際に腐食桁を用いて高力ボルト継手及び溶接継手に関する各種試験を実施したので、以下に報告する。

2. 試験概要

(1) 鋼材の強度及び成分分析試験

使用鋼材は旧国鉄の神流川橋梁からの発生桁で、材質が不明確であることから継手試験を実施するに当たり、静的引張試験及び化学成分分析試験により鋼材の機械的性質を調査することとした。静的引張試験の種類を表-1に示す。

化学成分分析試験は、ウェブプレート・フランジプレート・L形鋼から試験片を採取し、主に溶接性を調べる目的から、C・Mn・Si・P・Sの5成分を分析することとした。

表-1 素材引張試験の種類

種類	試験片採取箇所	試験片個数	試験片形状	
母材	L.Flange	3		
	Web	3		
孔明き母材	リベット孔	L.Flange	3	
	リベット孔	Web	3	
	新規孔	L.Flange	3	
		Web	3	

(2) 高力ボルト継手試験

高力ボルト継手に対する継手耐力を把握するために、軸力試験及びすべり試験を行なった。使用したボルトは高力六角ボルト (F10T・M22) で、接触面の表面状態を表-2に示す様に6タイプとし、各種の表面状態を定量的に把握する目的で、表面粗さと塗膜厚の測定を行なった。試験体の形状を図-1に示す。

軸力試験は、ボルトに貼り付けたひずみゲージにより14日間にわたる締付ボルト軸力の経時変化 (軸力減少) の測定を行なった。すべり試験は、軸力試験終了後に継手試験体の静的引張試験によりすべり荷重を測定し、ボルト軸力との関係から継手のすべり係数を求めた。尚、

* 千葉工場製造部生産技術課長 *** 千葉工場製造部生産設計課
 ** 千葉工場製造部生産技術課係長

表-2 高力ボルト継手試験体の種類

表面処理	採取位置	試験体数	記 事
無処理(衛食面)	L. Flg	3	カバープレートとの重ね合わせ面使用
1種ケレン	Web	3	グリッドブラスト (グリッド材質: 鑄鉄 // 粒度: #50(70%) + #30(30%))
2種ケレン	//	3	ディスクサンダー
3種ケレン	//	3	//
1種ケレン後 ジंक処理	//	3	グリッドブラスト後 厚膜型無機ジंकリッチペイント塗布
火炎処理	//	3	ガス: アセチレン(1 kg/cm ²) 酸素(7-8 kg/cm ²)混合

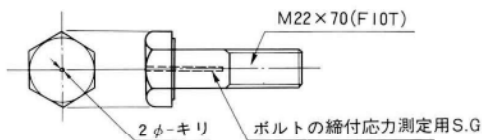
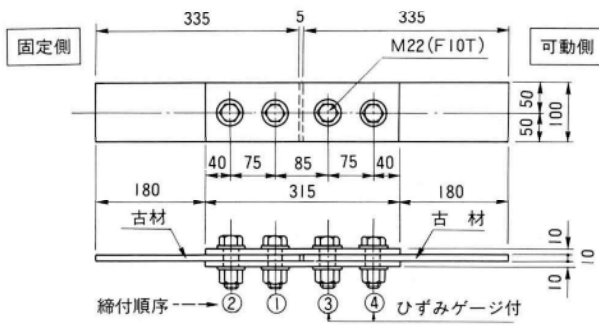


図-1 高力ボルト継手試験体形状

締付ボルト軸力は、継手のすべり以前に旧材が降伏しない様に、設計ボルト軸力(20.5ton)の約60%の12.5ton/本を目標とした。

(3) 溶接継手試験

老朽桁への溶接施工性を調べるために、突合せ溶接・十字隅肉溶接の継手引張試験による継手強度の測定及び最高硬さ試験による溶接熱影響部の硬さの測定を行なった。試験の種類について表-3に示す。また試験体形状を図-2に示す。

表-3 溶接継手試験体の種類

種 類	突合せ溶接			十字形すみ肉				溶接継手試験				最高硬さ試験			
	工法 I (下向)	// 2 (立向上進)	// 3 (上向)	工法 I (水平)	// II (立向上進)	// III (立向下進)	// IV (上向)	工法 I (下向)	// 2 (立向上進)	// 3 (上向)	// I (下向)	工法 I (下向)	// 2 (立向上進)	// 3 (上向)	// I (下向)
試験体号	WT1	WT2	WT3	WS1	WS2	WS3	WS4	H1	H2	H3	H4	H1	H2	H3	H4
採取箇所	W	W	W	W	W	W	W	W	W	W	W	W	W	W	W
個試験体数	3	3	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
引張試験片数	3	3	3	3	3	3	3	-	-	-	-	-	-	-	-
個マクロ試験片数	3	3	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
個硬さ試験片数	-	-	-	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

* I予熱50℃(目標温度)

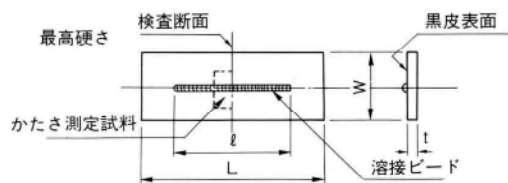
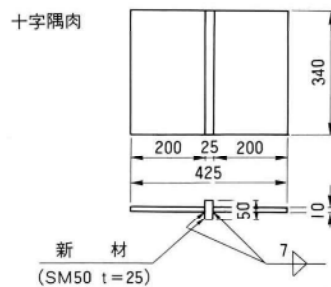
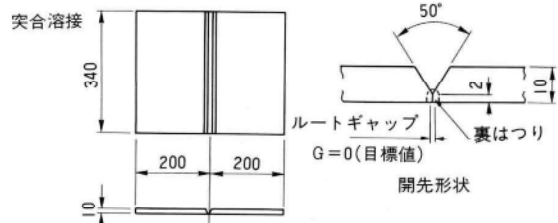


図-2(a) 溶接継手試験体形状

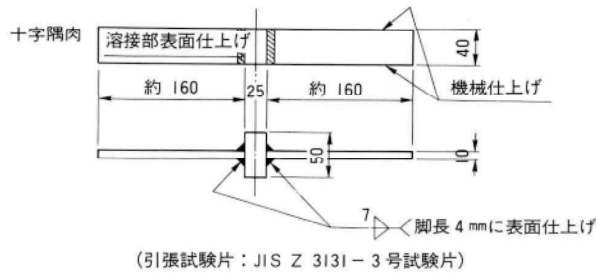
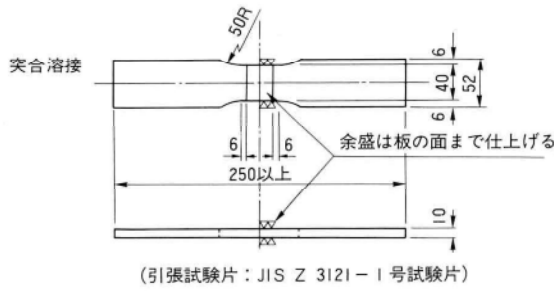


図-2(b) 引張試験片形状

3. 試験結果及び考察

(1) 鋼材の強度及び成分分析試験

素材引張試験結果を各試験毎の平均値としてまとめ表-4に示す。

母材の結果では、JISのSS41の規格値を満足している。孔明け母材では、強度は母材より若干高い傾向にある。但し、伸びは著しく小さい値であり、これは孔周辺の局所的な変形によるものと考えられる。

また、化学成分分析試験結果を表-5に示す。

この結果、ウェブ、フランジ材ではMn・Sが若干多いがSS41のJIS規格内にあり、この鋼種として取り扱うなら溶接施工上特に問題は無いと考えられる。これ

表-4 素材引張試験結果

種類	試験片採取位置	降伏点 又は耐力 (kgf/mm ²)	引張強さ (kgf/mm ²)	伸び (%)	破断位置	
母材	L.Flg	26	43	29	A*	
	Web	29	45	27	B*	
孔明け母材	リベット孔	L.Flg	33	48	4	孔部
		Web	30	47	4	//
	新規孔	L.Flg	33	46	3	//
		Web	31	48	3	//
(JIS規格) SS41		≥25	41-52	≥17		

*JIS Z 2241による。

表-5 化学成分分析結果

	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	備考
F(フランジ)	0.20	0.04	0.54	0.009	0.036	
W(ウェブ)	0.22	0.04	0.43	0.006	0.036	
L(L型鋼)	0.19	0.04	0.55	0.038	0.041	
<参考>						
SS41	—	—	—	≤0.050	≤0.050	JIS

に対しL形鋼は、Mn・P・Sが多く溶接施工上、割れの発生が懸念されるため施工の際は十分な注意が必要である。

以上のことから、旧材の機械的性質について、鋼板はSS41相当と考えて差しつかえない。

(2) 高力ボルト継手試験

継手接触面の表面処理状態を写真1～6に示す。また、各継手における表面粗さ及び塗膜厚の測定記録を、表-6に示す。無処理(腐食面)では、さび止めペイントが残存しており表面は粗い。1種ケレンは良好な表面状態で、2種ケレンは金属面が出るまで処理しており、表面は平坦である。3種ケレンはさび止めペイントが厚く残

表-6 表面粗さ・塗膜厚測定記録

表面処理	試験体記号	表面粗さ		塗膜厚(μm)
		粗さ(μm)	測定例	
無処理(腐食面)	T-1	61.5		54.6
1種ケレン	T-2	55.6		—
2種ケレン	T-3	9.5		—
3種ケレン	T-4	14.1		152.2
1種ケレン後 ジंक処理	T-5	15.9		48.6
火炎処理	T-6	46.2		39.1

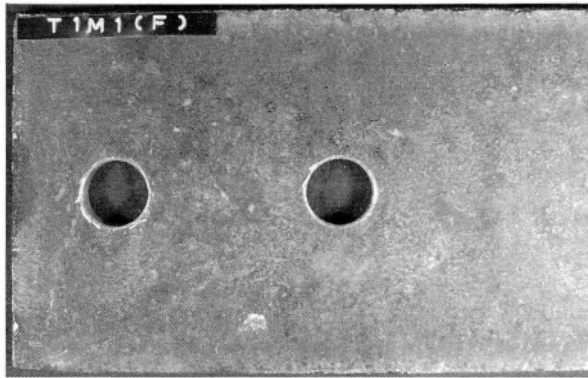


写真-1 無処理(腐食面)

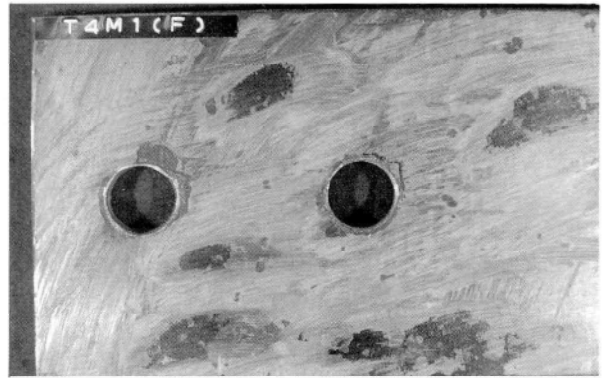


写真-4 3種ケレン

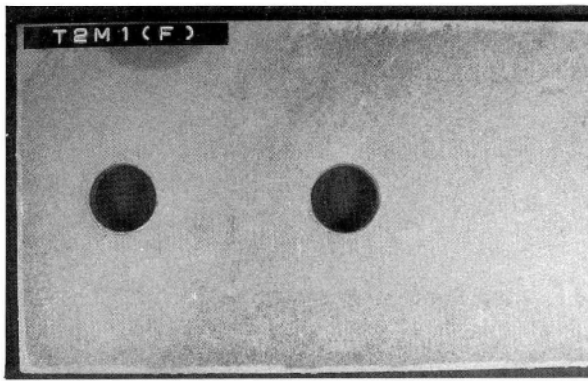


写真-2 1種ケレン

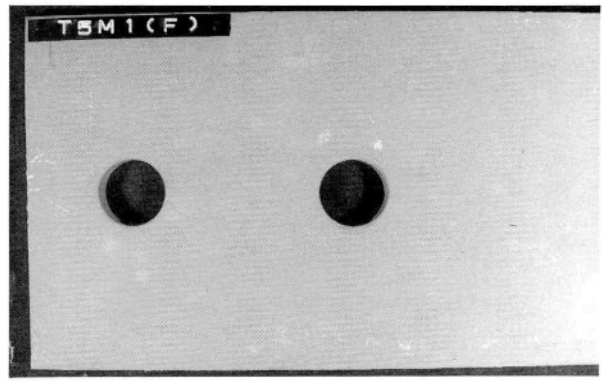


写真-5 1種ケレン後ジンク処理

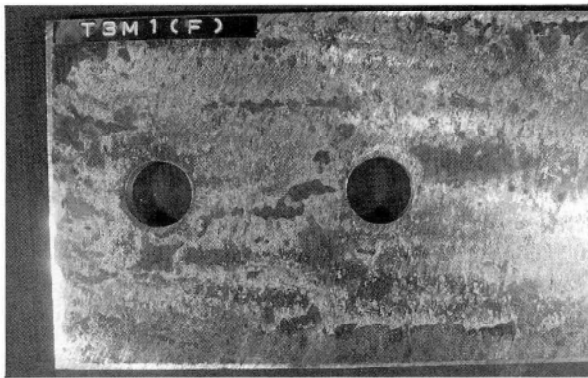


写真-3 2種ケレン

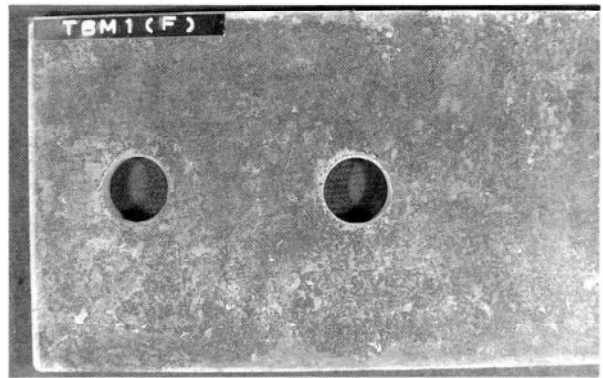


写真-6 火炎処理

表-7 軸力試験結果

表面処理	試験体記号	締付軸力 (ton)	最終軸力 (336H後) (ton)	軸力減少 (ton)	軸力減少率 (%)
無処理(腐食面)	T-1	25,234	23,401	1,833	7.26
1種ケレン	T-2	25,283	24,049	1,234	4.88
2種ケレン	T-3	25,393	23,985	1,408	5.54
3種ケレン	T-4	23,976	22,090	1,886	7.87
1種ケレン後ジンク処理	T-5	25,227	23,639	1,588	6.29
火炎処理	T-6	25,303	23,755	1,548	6.12

存しており、1種ケレン後ジンク処理と同様に粗さは比較的小さい。火炎処理は塗膜厚は薄く、表面状態は1種ケレンに近い形状を呈している。

軸力試験では、14日間(336時間)のボルト軸力変化を、パソコンによる自動計測システムで測定した。軸力減少の測定結果を表-7に、軸力の経時変化データを図-3に示す。

すべり試験では継手引張試験を行ない、すべり係数(締

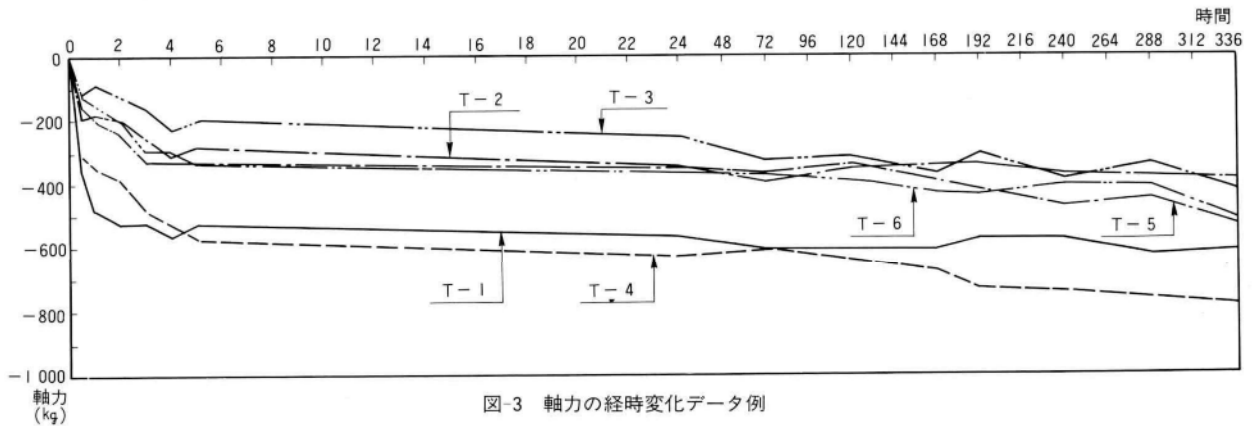


図-3 軸力の経時変化データ例

付軸力に対する係数)・実すべり係数(軸力減少を考慮した試験時軸力に対する係数)を求めた。結果を表-8に示す。

表-8 すべり試験結果

表面処理	試験体記号	締付軸力 (ton)	試験時軸力 (ton)	すべり荷重 (ton)	すべり係数	実すべり係数
無処理(腐食面)	T-1	25,234	23,371	19,167	0.38	0.41
1種ケレン	T-2	25,283	24,011	25,450	0.50	0.53
2種ケレン	T-3	25,393	23,979	15,833	0.31	0.33
3種ケレン	T-4	23,976	22,068	18,950	0.39	0.42
1種ケレン後ジंक処理	T-5	25,227	23,615	21,033	0.41	0.44
火炎処理	T-6	25,303	23,735	20,150	0.40	0.42

軸力試験の結果、軸力減少率は各表面状態とも設計で考慮している割増率10%の範囲内にあり比較的良好であるが、残存塗膜厚の厚い腐食面・3種ケレンは減少率が大きい傾向にある。また、経時変化データからは、急激な軸力減少は24時間程度でおさまると考えられる。

すべり試験では、設計時に考慮されているすべり係数0.4以上を得られたものは、1種ケレン・1種ケレン後ジंक処理・火炎処理の3種の表面処理方法によるものであった。継手接触面は従来から1種ケレンまたは、1種ケレン後ジंक処理が用いられており、旧材についても同様の処理を行なうことが望ましいが、現場施工の作業性・経済性からは火炎処理が有効であると考えられる。

また、すべり係数と表面粗さとの関係において、塗膜

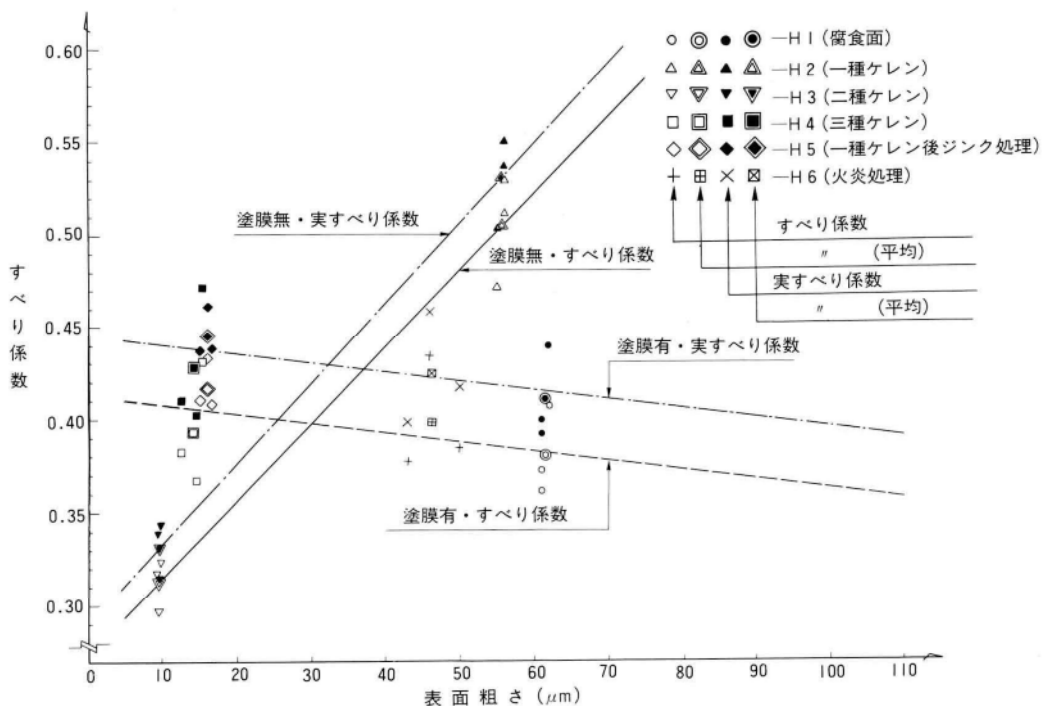


図-4 高力六角ボルト(M22)・粗さ-すべり係数関係図

の無いものは粗さが大きいほどすべり係数は上昇し、塗膜を有するものは粗さが大きいほど(塗膜厚が厚いほど)すべり係数は下降する傾向にある。このすべり係数と表面粗さの相関関係を図-4に示す。

すべり試験において記録したすべり性状図(継手試験体の荷重-変位曲線)を図-5に示す。すべり性状図からは、荷重のピークであるすべり発生点までの変位量は各表面処理ともほぼ同様であるが、1種ケレンは急激な

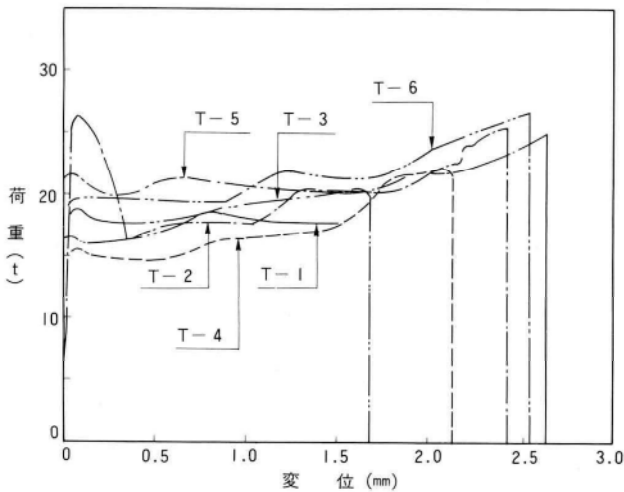


図-5 すべり性状図

荷重の減少があるのに対し、塗膜を有する接触面では荷重の減少を伴わずに変位が増加することが分かる。

(3) 溶接継手試験

各試験における溶接施工条件を表-9に、継手引張試験結果を表-10に示す。

突合せ溶接継手・十字隅内溶接継手とも、素材強度以上の値であり継手の性能上全く問題無い。

最高硬さ試験は、溶接熱影響部の最高硬さ試験と十字隅内溶接継手の硬さ試験を行なった。試験結果を表-11に、硬さ分布図を図-6、7に示す。

表-10 継手引張試験結果

		試験片採取位置	引張強さ (kgf/mm ²)	破断位置
突合せ溶接	下 向	Web	56	母 材
	立向上進		55	//
	上 向		53	//
十字隅内溶接	水 平	Web	54	溶接部
	立向上進		63	//
	立向下進		57	//
	上 向		61	//

表-9 溶接施工条件

種 類	溶接材料	棒径 (mm)	溶接姿勢	電 流 (A)	電 圧 (V)	速 度 (cm/min)	入熱量 (kJ/cm)	積 層 図
突合せ溶接		4φ	下 向	155~190	25~34	11~16	22.6	(B,P)
		3.2φ	立向上進	105~120	23~29	7~9	21.9	(F,P)
		3.2φ	上 向	110~125	24~32	7~11	21.9	
十字隅内溶接	被覆アーク溶接棒 (軟鋼用) JIS Z 3211 D4316 低水素系 ㊟-16 日鐵溶接工業	5φ	水 平	200~205	24~27	10~12	28.2	
		4φ	立向上進	155~160	25~31	7~8	35.3	
		4φ	立向下進	200~245	26~32	42~50	8.4	
		4φ 5φ	上 向	135~210	24~29	12~14	21.1	
最高硬さ		4φ	下 向	167	25	15	16.7	
		4φ	立向上進	120	24	8	21.6	
		4φ	上 向	140	23	12	16.1	
		4φ	下 向 (予熱60℃)	135	25	15	16.5	

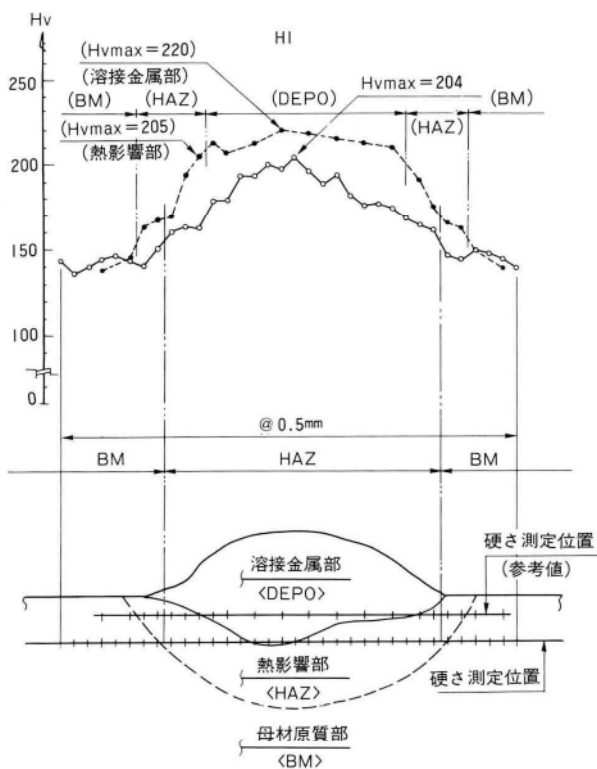


図-6 硬さ分布図 (最高硬さ試験)

この試験では主に、溶接姿勢の違いによる入熱量の変化が硬さに与える影響を観察することを目的としたが、最高硬さ試験では立向上進が若干入熱量が高く、硬さは低い値を示しているが、他の姿勢では入熱量・硬さとも特に変化が見られなかった。またいずれの試験片でも、実際は溶接金属部で最高値を示しており、かつHvは200程度であることから、施工上特に問題は無いと言える。十字隅内溶接においても、立向下進で高い値を示しているがいずれの溶接姿勢でも規格値を満足しており、今回の様に低水素系溶接棒を用いて施工する限り、継手の性能に影響することは無いと思われる。

4. 結論

老朽橋梁に対する補修・補強・改造を行なう場合の継手に関する標準的な工法と強度を求めるために、高力ボルト継手及び溶接継手の各種試験を実施した。実験結果を要約すると以下の様である。

- ① 素材の強度及び化学成分は、現在の一般構造用鋼材 (40キロ鋼) に相当する良質の材料であった。
- ② 高力ボルト継手は、腐食による断面欠損を有するにもかかわらず、軸力減少・すべり係数とも比較的良好な結果が得られ、特に火炎処理という方法は現場での作業性・経済性の面から有効な表面処理方法で

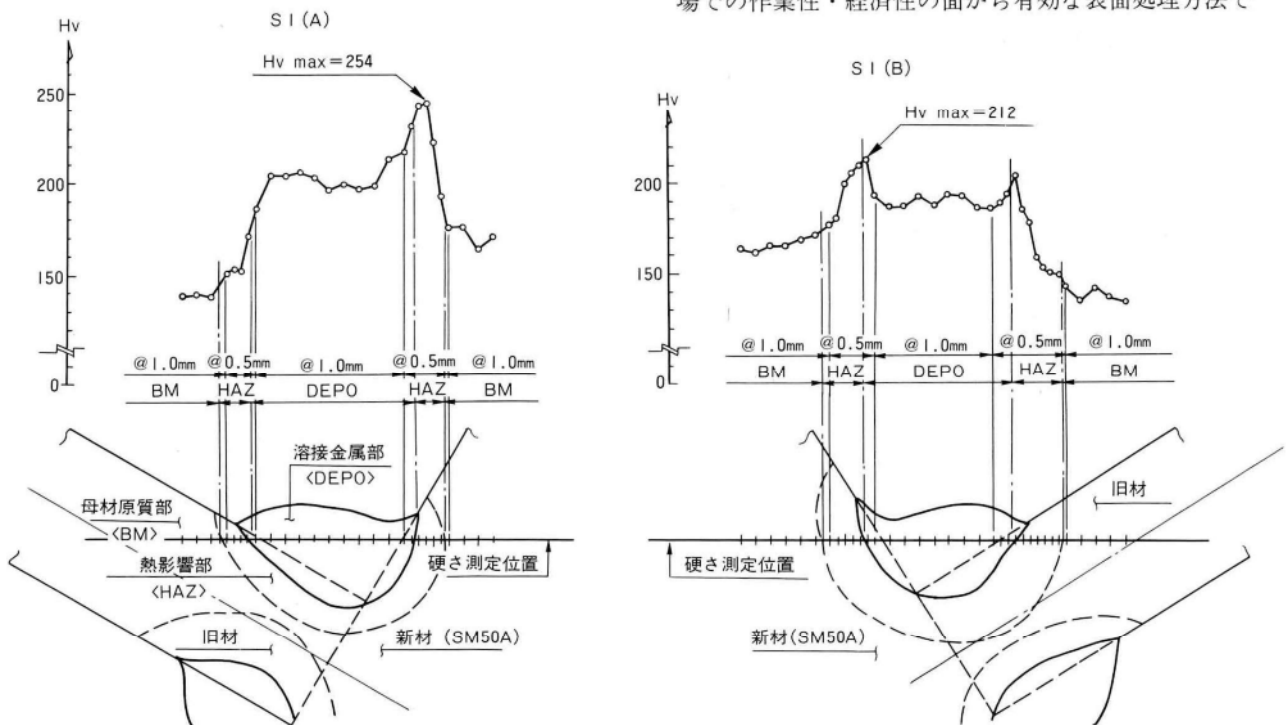


図-7 硬さ分布図 (十字隅内溶接継手)

表-11 硬さ試験結果

種類	試験片	最高硬さ	規格値	備考	試験位置	
最高硬さ試験	下 向	H-1	204	≤ 370 入熱16.7(KJ/cm) // 22.2(") // 15.8(") // 16.5(")		
	立向上進	H-2	172			
	上 向	H-3	202			
	下 向 (予熱60℃)	H-4	202			
十字隅肉・硬さ試験	水 平	S-1	A	254	≤ 370 先 溶 接 側 後 " " 先 " " 後 " " 先 " " 後 " " 先 " " 後 " "	
			B	212		
	立向上進	S-2	A	319		
			B	215		
	立向下進	S-3	A	351		
			B	345		
	上 向	S-4	A	274		
			B	235		

あると思われ、今後の研究及び作業条件・表面状態の具体化によっては、実際の補修・補強工事での適用の可能性を確認することができた。

- ③ 溶接継手においても継手強度は十分な値が得られており、素材に合った施工をする限り継手性能が問題となることは無いと言える。

以上、旧材を用いた各種継手の静的強度は何ら問題無いが、損傷状況の把握及び鋼材の性質を適切に評価することがまず重要である。

5. あとがき

今回は静的試験により、基本的な継手の性能について

の検討を行なったが、今後は疲労試験等により更に、継手の強度・施工方法に関する検討を進めていく予定である。それらの結果についても、別稿にて報告する予定である。

最後に、本実験にあたり(財)鉄道総合技術研究所の阿部 允、杉館 政雄の両氏には、適切な指導をいただきました。紙上を借りて深謝致します。

<参考文献>

- 1) 羽根・阿部・杉館・小芝；鉄桁部材の現場補修工法、構造物設計資料No.89
- 2) 田島二郎；高力ボルト摩擦接合概論、昭和41年

グラビア写真説明

長野県農協ビル このビルは、高度情報化社会に即応できるよう各種ニューメディアなど最新の設備を備え、全国農協ビルの中でも最大の規模と設備を誇る近代的ビルであり、長野県農協の拠点となっています。

柱は、梁貫通タイプのSRC造、梁は外周を除きBHのS造タイプである。現場接合はボルト接合をシャーププレートを用いての現場溶接タイプに変更していただき、コストの低価、工期の短縮を図りました。

しかし、SRC造とS造の2タイプのためデッキ受けの検討に多くの時間が費やされ、製作に支障をきたしたこともありました。本工事はV. E. (Value Engineering) について本格的に検討し、また取り入れた鉄骨として今後の製作に大きな教訓をあたえました。また地上64mの高さは、長野県内においては一番のノッポビルであり、国道19号線を松本方面から行くと県庁と同時に視界に入るビルです。(小松)

ロボットによる鉄骨柱大組溶接システム

Large Member Welding System Using Robots for Columns (Excluding Round Columns)

田 中 一 男* 千 葉 正 幸**
Kazuo TANAKA Masayuki CHIBA

Summary

For welding the connections of steel columns complete automation has been difficult to introduce partly because the plate thickness is large compared with the short welding line.

A welding device applicable to such a case was developed using a six-axis articulated welding robot which enables continuous and automated welding in practical use. This system, which is operating well, is introduced below.

1. はじめに

建築鉄骨、橋梁など鋼構造物の製作で、溶接の自動化がさかんに進められているが、作業が簡単であり溶接線も長いすみ肉溶接では多くの自動溶接機が開発され使用されている。

しかし建築鉄骨の仕口部は、溶接線が短かい割に板厚が厚いので自動化がむずかしくまだ完全自動化にいたっていない。又建築鉄骨の柱の溶接は、多種多様な溶接が混在し、溶接形状、姿勢、あるいは溶接条件も非常に多岐にわたっている。

最近仕口部の溶接に溶接ロボットの適用が考えられ各社より可搬式の直交型ロボットで、仕口部フランジの溶接を行なえるものが実用化されている。これは一つの溶接部のみを自動溶接する装置で、一製品全体を連続的に行なう考え方をしたものは無い。

今回この部分の溶接を、一連の溶接システムとして連続的に自動溶接する事を目的とした柱大組溶接装置を(株)神戸製鋼所と共同開発、実用化したので報告する。

2. システムの概要

本報で紹介する柱大組溶接装置は、六軸多関節型溶接ロボットを門型走行台車に搭載し、大組立された鉄骨柱の仕口と幹部分の各種溶接を行なうもので、溶接ロボッ

ト2台、走行装置1台、ポジショナー2組及びパソコンから成っている。

前号¹⁾で紹介したロボットによるダイヤフラム溶接では、ティーチングプレイバック方式で溶接すべき位置を一溶接線毎に教示していたが、本システムは図-1に示す様な大型装置のすべての動作をパソコンCADを用いたオフラインで入力し、光通信でロボットにデータを伝送し溶接を行なうシステムである。

又システム内に柱回転ポジショナーが2台組込まれており、一方が溶接中にもう一方で柱の入替作業を行なえる。勿論2台の柱は同一のシステム座標系の中でコントロールしている。その為作業は連続的に行なうことが出き、無人運転が可能であり非常に効率的である。

今まで多関節型ロボットでは下向き溶接が主であったが、本システムでは立向き溶接も可能な為、仕口貫通、シャフト貫通タイプともにロボットを用いて溶接が可能であり、仕口フランジのみでなく、各種の金物類の溶接も可能である。図-2にシステム系統図を示す。

3. オフライン教示システム

オフライン教示システム²⁾は、パソコン上で入力したワーク図形をもとにエアカット及び溶接動作等ロボットの全動作についてのティーチングデータをパソコン上で作成、ロボット制御データに変換しこれをロボットに光

* 松本工場製造部次長

** 松本工場製造部生産技術課

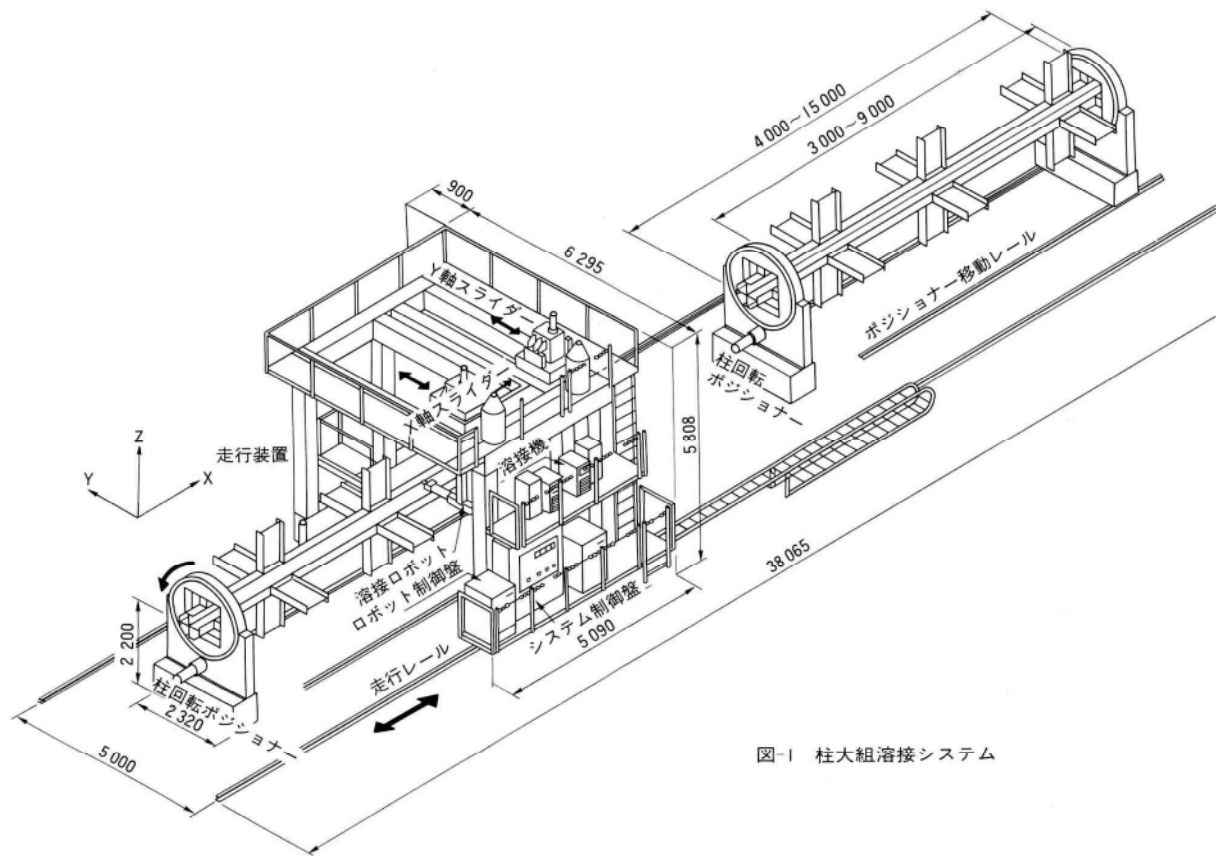


図-1 柱大組溶接システム

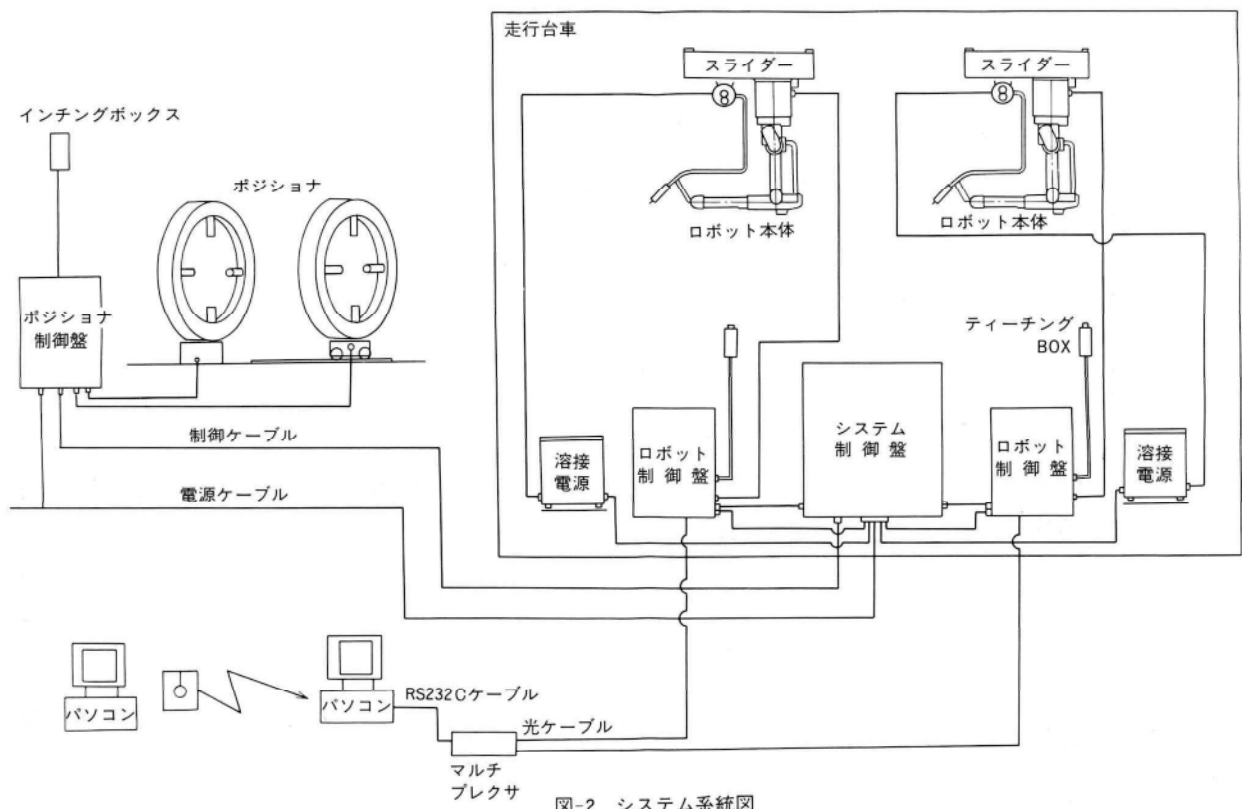


図-2 システム系統図

通信で伝送し溶接を行なうことが出来る。

又ロボットのデジタイザ機能（座標読み取り機能）を用いた座標値及び溶接条件等ダイレクトティーチングで作成したデーターをパソコンにアップロードし、他のワーク用に用いる事も出来るのでデーターの一括管理が行なえる。

図-3 にオフラインティーチングしたロボットの動作順序を示す。

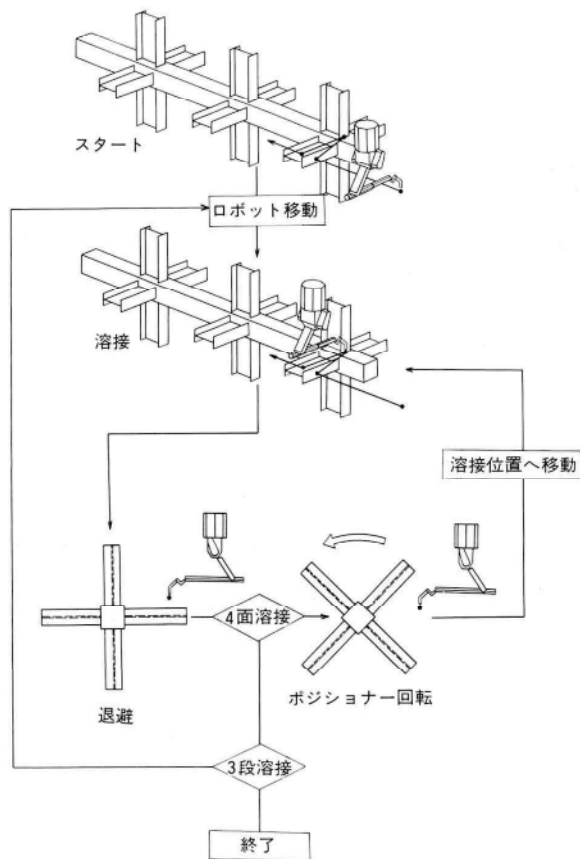


図-3 ロボット動作順序

(1) オフラインティーチングの利点

オフラインティーチングは、ロボットの動作及び制御を直接ロボットに入力せず、パソコン等を使用してロボットの動作と切りはなして入力あるいはシュミレーションを行なうものである。

ロボット動作と切りはなしている事から次の様な利点がある。

- ① ロボットを動かさずにある程度の動作シュミレーションが出来る為、ロボット動作の事前検討が行な

える。

- ② ロボットと切りはなしてティーチングデーターの入力が出来るので、ロボットの稼働率を上げる事が出来る。
- ③ 会話形の入力形式を取る事によりシュミレーションと合わせインプットミス防止出来る。
- ④ パソコンでデーター処理が可能なので、同一形状あるいは相似形ワークのティーチングデーターの入力が簡単になる。
- ⑤ パソコンのデーターファイル機能を仕様出来るので多量のデーターの管理がし易い。
- ⑥ 座標計算、アーク点軌跡等の位置計算をパソコンで行ない、ロボットでは主として動作制御を行わせることによりロボットの負担を軽くし、むずかしい溶接も可能となる。

オフラインでティーチングを行なう為の作業処理は図-4 に示す流れとなり、各項目の作業概要は次の通りである。

- ① 図形データー入力
ここでは鉄骨柱の製作図面をもとに仕口及びシャフトを各部品ごとに作りデーターファイルとして登録する。
- ② ワーク合成
図面データー入力で作成した仕口及びシャフトの

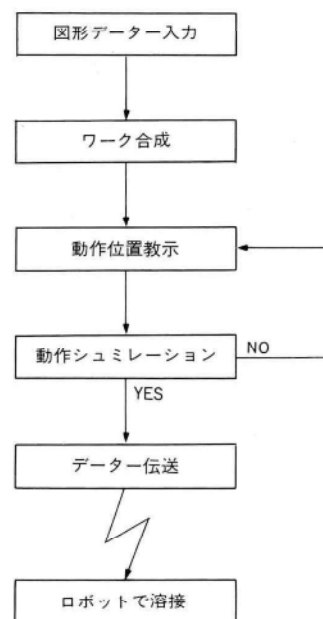


図-4 オフライン教示システムフローチャート

部品を製作図面通り大組立し、各柱ごとにワークデータファイルとして登録する。

③ 動作位置教示

ワーク合成で大組された柱に対し溶接部のティーチングをなう。図-5に示す様にパソコンの画面には、平面図、正面図、側面図及びパース図が表示される。

ティーチングポイントは、数値入力又はマウス、カーソルキーにより移動出来、実ワークをティーチングすると同様にパソコン画面上で教示をしていく。この時ロボットが有している機能すべてを入力することが出来る。

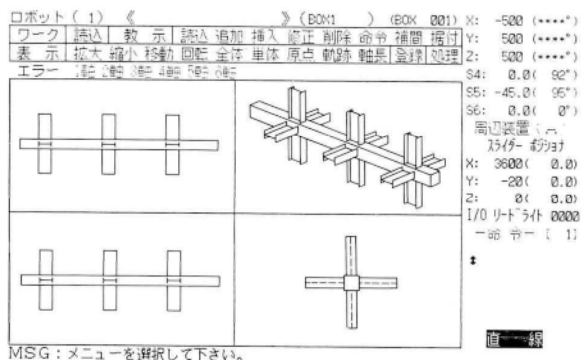


図-5 動作位置教示画面

④ 動作シュミレーション

動作位置教示で教示したデータをパソコン上でシュミレーションし誤りがないか確認し、もし誤りがあれば修正をする。

⑤ データ伝送

動作シュミレーションで誤りのない事を確認したデータをロボットに伝送する。

本システムはロボット2台を使っているので各ロボット毎にデータを伝送する必要がある。(但し1台目のロボットで作成したデータを転用出来るので操作は簡単である。)

⑥ ロボットで溶接

パソコンより伝送されたデータをもとに溶接を行なう。この時データ伝送で自動スタートを用いればロボットにデータが伝送されると同時に自動的に溶接を開始することも出来る。

(2) 実際の溶接

オフラインでのワークの据付位置と実ワークの据付位置は、正確に合わせる事は不可能であるし、実ワークの開先寸法も若干の誤差があり、中にはテーパーギャップもあるのでオフラインティーチングしたデータと実際の作業には若干のズレが生じている。

このズレをなんらかの方法で修正しなければならないが、ここでは次に説明するセンシングにより位置修正及びルートギャップの変動に対応している。

(a) 三方向センシング

三方向センシング³⁾とは、図形上で溶接狙い位置を教示しておけば実作業空間でその位置がどこにあるのかを、ワイヤセンシング方式でロボット自身が探し出す機能である。したがって、オフラインティーチング時に溶接位置と、センシング開始位置を覚えておくと、オートプレイバックの時センシングを行ない実際と図形上のズレ量だけティーチングポイントに対して平行シフトし、図形上の座標値と実際の座標値を一致させる。

(b) ギャップセンシング

今までのロボット溶接では、溶接条件の入力は各板厚別にルートギャップごとに作成して、同一サイズの板厚でもルートギャップがちがえば別のデータとしてあつがっていた。

ギャップセンシング³⁾を使用すると各板厚の標準開先での溶接条件のみ有していれば、開先寸法をロボット自身が計測し適用条件を計算して溶接する。

ギャップセンシングとは、溶接1パス目に先だつてゼロパス目として指定区間内の溶接線についてワイヤアースセンシングを行ないギャップの計測をして、1パス目以降はこの計測したギャップデータを基に溶接速度、ワイピング幅、ワイピング周期を自動補正して溶接を行なうものである。

上記2つのセンシング機能によりオフラインと実ワークの誤差を自動的に修正して溶接が行なえる。

(3) オフライン教示システムを応用した立向き溶接⁴⁾

立向き溶接は、ロボットから伝送されるワークの開先位置データ、オペレーターが入力するルートギャップの実測値及び立向き溶接条件データから、立向き溶接用プログラムをパソコンで自動的に作成するものである。

作成された立向き溶接用プログラムをロボットに伝送しブロックプレイバックで立向き溶接を行なう。

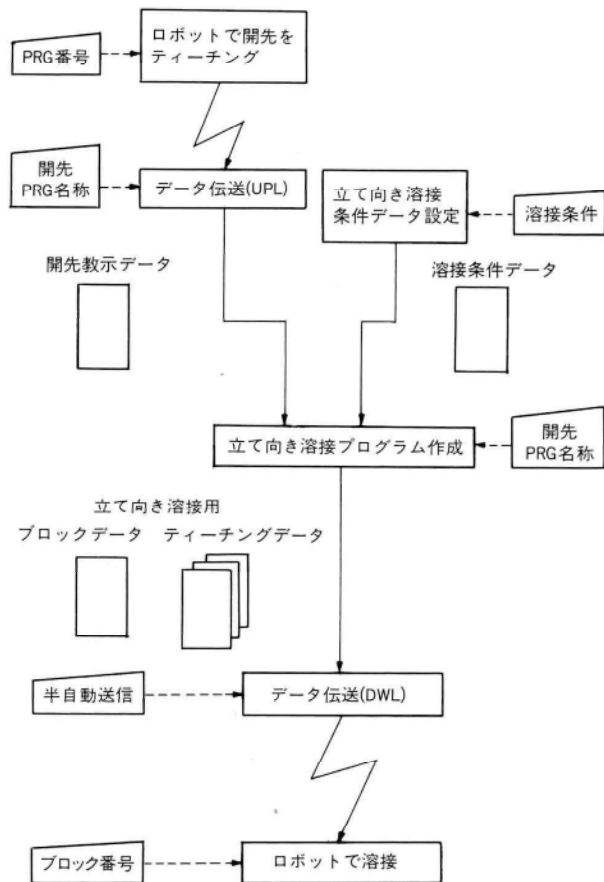


図-6 立て向き溶接動作処理フロー

立向き溶接を実行する処理フローを図-6に示す。

(a) ティーチング

立向き溶接は、下向き溶接と同じくオフライン上ですべてティーチングが行なえるが、オフラインでのワーク据付位置と実ワークの据付位置の修正が下向き溶接の時採用したセンシング機能は使用出来ないで、実ワークの開先位置をロボットを使用して座標読み取りを行ない、パソコンに逆転送し開先プログラムとして使用する。

図-7に示す様にティーチングは、7ポイントのみですむ為ティーチングに要する時間は、1溶接線あたり約5分ですむ。またティーチングポイントのP₁、P₂、P₆、P₇の4点は溶接開始及び終了の待避点で、立向き溶接プログラム作成に使用するのはP₃~P₅までの3点である。

P₃のポイントで溶接開始コードを、P₅で溶接終了コードを入力して他のティーチングポイントと区別している。P₄は柱側のかたむきを検知するものである。

(b) 立向き溶接プログラムの作成

上記のデータをパソコンに転送し、このデータと

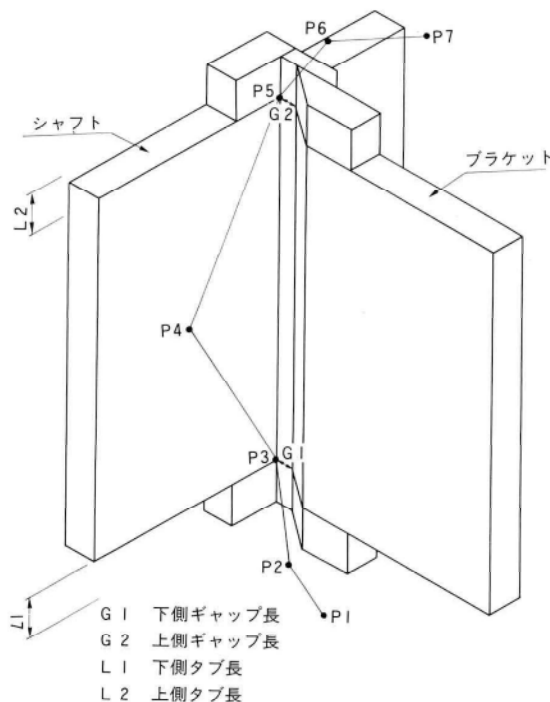


図-7 開先部のティーチング

溶接線のルートギャップ及び開先角度を、パソコン上でキー入力し溶接プログラムとして合成する。

立向き溶接条件データは図-8に示すように18項目からなっている。

条件データがそろったら図-9に示す立向き溶接プログラム作成画面で、開先プログラム、溶接条件データ等13項目を入力して立向き溶接プログラムが完成する。

以上のデータを基にしてすべての演算を行なうわけであるが、立向き溶接個有のトーチ運棒パターンは図-10に示す様な台形パターンを取り入れている。

* 立て向き溶接条件 設定 *

ワーク 読み 入力 共通項目 挿入 削除 登録 設定

《設定範囲》 1~500 (x0.1mm)

《備 考》 全溶接高さ: 4428 mm 板厚換算値: 3803 mm

パス番号	1	2			
溶接開始部ループ回数	20	10			
パス毎の溶接高さ	板厚	250			
パス間欠隔	開先角度	350			
溶接電流	基準ギャップ長	60			
溶接電圧	上進角度	20			
上昇回数/サイク					
上進速度	8287	60			
面側速度	4	50			
中側速度	28	5			
外側速度	40	6			
面側中停止時間	60	0			
面側外停止時間	6	0			
柱側外停止時間	5	0			
柱側中停止時間	2	0			

MSG: 項目入力 又は、メニューを選択して下さい。

図-8 立向き溶接条件設定

立て向き溶接プログラム作成

ワーク 開先プログラム 溶接条件データ 完成 終了

ワーク名称 : [TATE100] 《 》
 開先プログラム : [TATE 001]
 溶接条件データ : [25-6 010]
 登録ブロック名称 : [AR00001]
 登録ブロックNo. : [1]

プログラム作成パス [0]
 開先パターン [A1 A2 B1 B2]
 上側タブ長 [30] (mm)
 下側タブ長 [30] (mm)
 上側ギャップ長 [6] (mm)
 下側ギャップ長 [6] (mm)
 上昇ピッチ幅 [1] (mm)
 振り幅増減値 [-1] (mm)

MSG : 項目を入力して下さい。設定(左ボタン) 取消(右ボタン)

図-9 立向き溶接プログラム

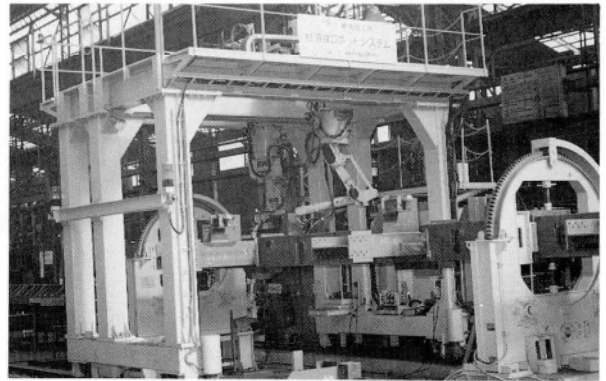


写真-1 溶接状況

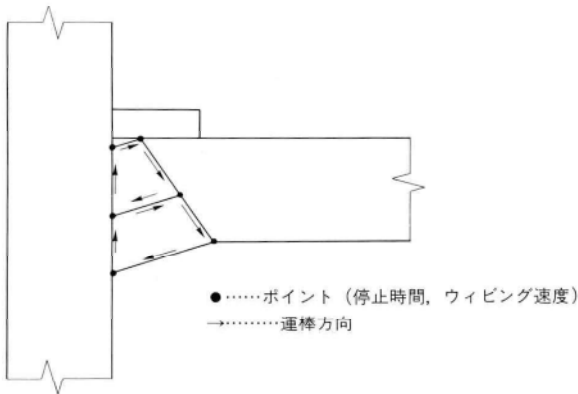


図-10 台形パターン

この軌跡の計算は図-8、図-9に示すデータを基にして、各ポイントのミクロ座標及び運棒速度を演算し、実際のロボット動作の命令として数百ステップのデータを生成する。

このステップ数は板厚が厚くなるとかなり多量なものとなりプログラム単位の記憶容量を超える場合がある。

この時は複数プログラムに分割し、これを集めてブロックと言う概念を取り入れ一括して扱える様にしている。

(c) ロボットでの溶接

立向きプログラムをパソコンからロボットにデータ伝送し、ブロックプレイバックで溶接を行なう。ロボット2台で溶接中のもようを写真-1に、溶接ビード外観を写真-2に示す。

(d) 立向き溶接部の機械的性質

ロボットでの立向き溶接の試験結果を表-1及び写真-3に示す。

いずれの場合も規格値を満足している。

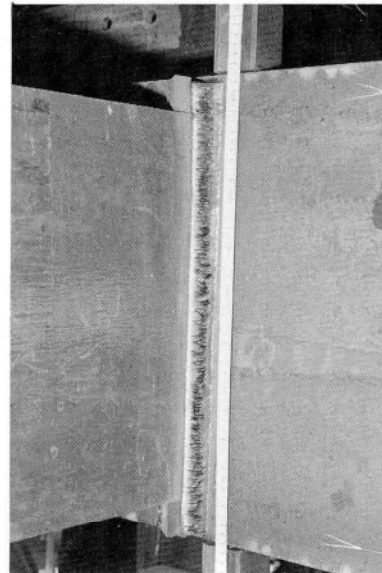


写真-2 ビード外観

(e) 溶接欠陥

現在まで立向き溶接では、数百個所の溶接を行ない、超音波探傷検査を実施したところ合格率は、98.7%で非常に高い品質を確保していると言える。

不合格となった1.3%の欠陥の内容を分析して見るとそのほとんどが初層部のブローホールであり、組立精度に原因している事が多い。

又、ロボットに限らず自動溶接の場合、開先誤差に対する適応性の悪さが有るが、この点を含め組立精度の問題は今後の課題であると考える。

(f) 稼働率

立向き溶接でシステムが稼働をはじめてからあまり日数もたっていない。表-2に示す様にアークタイム率は

表-1 機械試験結果および化学分析結果

十字突合せ溶接機械試験。

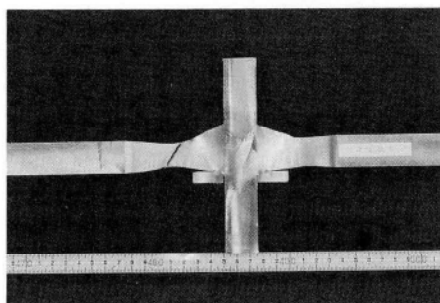
板厚 ルート ギャップ	溶接条件	入熱量 kJ/cm	継手引張試験			丸棒引張試験			十字 曲げ 試験	シャルピー衝撃試験 kgf-m				
			降伏点	引張強度	破断位置	降伏点	引張強度	伸び率		Bond(21)	Bond(22)	Haz(23)	Haz(24)	Depo(25)
			kgf/mm ²	kgf/mm ²		kgf/mm ²	kgf/mm ²	%		3個平均	3個平均	3個平均	3個平均	3個平均
t=25mm RG=6mm	1パス目 225 A 24 V 2パス目 200 A 20 V	177.56	37.7	58.4	Haz~ 母材	34.2	52.7	23.0	良	16.2	5.5	18.1	8.4	7.9
			38.0	58.0	Haz~ 母材	34.4	52.7	25.4						

レ型突合せ溶接機械試験

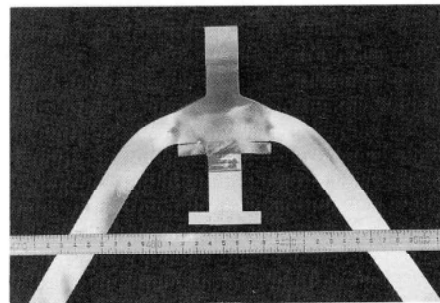
板厚 ルート ギャップ	溶接条件	入熱量 kJ/cm	継手引張試験			溶接金属引張試験			曲げ試験			シャルピー衝撃試験 kgf-m		
			降伏点	引張強度	破断位置	降伏点	引張強度	伸び率	表曲げ	裏曲げ	側曲げ	Bond(21)	Haz(22)	Depo(23)
			kgf/mm ²	kgf/mm ²		kgf/mm ²	kgf/mm ²	%				3個平均	3個平均	3個平均
t=25mm RG=6mm	1パス目 225 A 24 V 2パス目 200 A 20 V	177.56	39.0	56.2	Depo	39.4	53.9	39.6	良	良	良	7.5	24.1	6.9
						38.2	54.4	38.0						
			39.5	55.9	Depo	38.7	54.3	42.0	良	良	良			

鋼板および溶着金属の化学分析

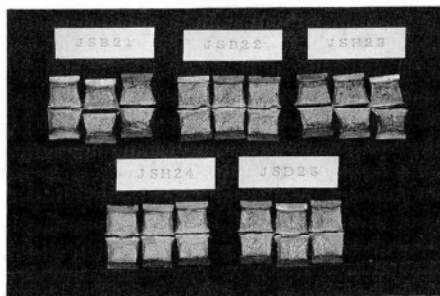
分析位置	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	Ti	Al	Nb	V	N
鋼材はさみ板	0.18	0.29	1.33	0.017	0.004	0.015	0.021	0.027	<0.005	0.005	0.013	<0.005	<0.002	0.0020
鋼板フランジ	0.19	0.29	1.35	0.017	0.004	0.015	0.022	0.027	<0.005	<0.002	0.013	<0.005	<0.002	0.0021
溶着金属	0.09	0.68	1.24	0.012	0.010	0.210	—	—	—	<0.002	0.005	<0.005	<0.002	0.0081



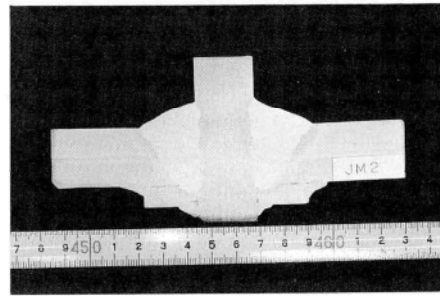
十字引張試験



十字曲げ試験



シャルピー衝撃試験



マクロ

写真-3 機械試験結果

表-2 稼働率

作業時間	235.5H
溶接時間	145.87H
溶接量	2 949m
アークタイム率	62%
溶接能率	12.5m/H

かなり高い値を示しているが、時間当り溶接量はあまり多いとは言えない。これは立向き溶接で溶接速度が少ない為であるが、搭載ロボットの数を増加する事で改善の余地が有ると考えている。

4. 装置設計上の問題点

(1) ワイヤーの曲り

下向き溶接では溶接電流が高く溶融プールも大きいので溶接中ワイヤーが曲っても溶接結果には影響はないが、立向き溶接においては直ちにビート外観不良、アンダーカット等の悪影響をおよぼす。原因はコンジットケーブルにあるが、現段階ではワイヤーの曲りを矯正するのはむずかしく今後の課題である。

(2) 立向き溶接でのオフラインティーチングの拡張

システムとして今後改良しなければならない点は、立向き溶接をオフラインティーチングですべて行なえる様にすることである。

これはロボット内の記憶容量の増加、より精度の高いセンシング技術の開発により解決出来ると思われる。

5. 結び

以上、溶接ロボットとオフライン教示を応用した大形構造物の完全自動溶接をねらったシステムの例を紹介した。

ロボット技術は急速な進歩をしている。今後もっと狭い個所の溶接の出来る物が開発されれば、適用範囲が広がりさらに溶接の自動化、無人化に寄与すると考える。

最後に本システムを製作するに際し多大な協力と、本稿を執筆するにあたり多くの資料を提供していただいた(株)神戸製鋼所 溶接棒事業部の関係者の方々に対し、この紙上を借りて感謝申し上げる。

<参考文献>

- 1) 田中、千葉；ロボットによるボックス柱厚板ダイヤフラムの溶接施工、宮地技報No.4、1988年3月
- 2) (株)神戸製鋼所；溶接ロボット ARCMAN-VX 用 オフラインティーチングシステム Ver1.0 操作説明書 (S118G011)
- 3) (株)神戸製鋼所；知能型汎用アーク溶接ロボット ARCMAN-VX オプション機能操作説明書 (S106G035)
- 4) (株)神戸製鋼所；オフラインティーチングシステムを応用した立向き溶接システム 操作説明書 (S118G014)

グラビア写真説明

KDKビル (株)関電工が創立40周年事業の一環として、港区芝浦4丁目に新本社ビルを建設したもので、昭和63年12月12日より新本社で業務を開始した。

このビルは、高度情報化時代にフレキシブルに即応できるインテリジェント機能を、同社の保有する様々な技術を結集して実現した。例えば、情報通信システムの効率化やコスト低減をはかる設備、オフィス環境をトータル的に自動コントロールするシステムおよび設備の保全をコンピューターで自動コントロールする仕組みなどで、それらの配線は全て同社開発のフラットケーブルによりカーペットの下を有効活用しているということである。(永瀬)

橋梁製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」

(仮組立省略を目標とした部材の寸法精度向上を目指して)

Panel Assembling Method for Bridges Using an Automated System (PAS Series)

成宮 隆雄* 伊東 孝**
Takao NARUMIYA Takashi ITOH

Summary

Structural members of steel bridges were classified according to their section shapes, and an automated assembling system was developed and practically applied.

This paper introduces an automated assembling and welding system (Panel Assembling System series) and reports on an assembling method for box girders which eliminates shop assembly.

1. まえがき

鋼橋製造業界は、PC橋との厳しい競合と労働集約産業としては致命的ともいえる技能労働力の不足、さらには大型プロジェクトへの外国企業の参入など産業基盤にもか、わる深刻な問題を数多く抱えている。このような状況下において、業界として取るべき道は鋼橋の品質を自主的な努力で今迄以上に向上させると共にコストダウンを計ることである。そのためには、労働集約的な生産形態を、自動化システムを導入した省人化生産形態に変えていき、仮組立等で最終品質を確認していく検査方式を脱皮し製作過程において品質を作り込んでいく工程別品質保証システムへ移行していくことが必要である。

一般に鋼橋は1橋毎に設計される典型的な少量受注生産に属する産業であり、どちらかというシステム的な製作自動化が困難であると考えられていた。

そこで筆者らは、鋼橋部材を組立・溶接上の立場から、断面形状で同形化および類形化して、①版断面部材②開断面部材③閉断面部材に分類し、各断面部材毎の自動化システムの構築を行ない実用化に着手した。

既に鋼橋形式のうち版断面形状部材である鋼床版および箱桁フランジパネルの製作自動化システムについては、「パネル自動組立・溶接ライン」として宮地技報No.2にて報告した。

本報では鋼橋の形式のうち、60～80%を占める箱桁(鋼

床版を含む)・板桁の版断面部材(鋼床版および箱桁の各パネル)および開断面部材(板桁、I桁等)の自動組立・溶接システムPAS (Panel Assembling System) シリーズの紹介と箱桁の新しい組立・溶接工法である「パネル組立工法」について報告し、将来的には仮組立を省略できる部材精度の向上と部材寸法測定結果を基にした「シュミレーション仮組立」への模索を紹介して、鋼橋の品質向上および合理的な製作方法確立への一助に資すものである。

2. 鋼橋製作の自動化システムの考え方

前述したように、鋼橋は同一部材数の少ない典型的な少量受注生産に属するが、これらの加工の最終単位である部材を断面形状で同形化および分類化すると、3断面形状に分類できる。鋼橋部材および部品の類型化分類とその各部材および部品の製作システムを図-1に示した。

これらの部材断面の分類は、組立・溶接の自動化システムを構築する上においても重要な意味を持つとともに実用化の難易の尺度にもなる。一般に、溶接の自動化の立場からみると、鋼板の片面だけに素材(リブ、スティフナー等)および部品(縦リブ、横リブ等)が取りつき、溶接される版断面部材は最も溶接の自動化システムとして実用化しやすく、かつ汎用性も高い。また、開断面部材は版断面部材の裏面にも素材、部品が取りつき溶接さ

* 千葉工場製造部長

** 千葉工場製造部生産技術課長

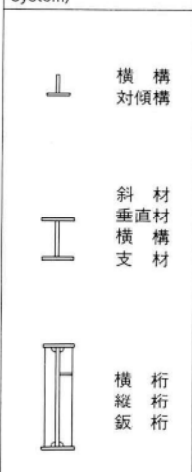

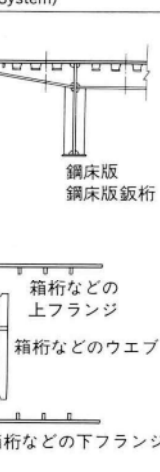
開断面部材	閉断面部材	版断面部材
P-PAS(Plate girder and Panel Assembling System)	パネル組立工法 連続パネル組立工法	PAS I、PAS II (Panel Assembling System)
		

図-1 部材および部品の類形化と各部材の製作システム

れる部材のため、版断面部材の製作自動化ラインの中に部材の反転装置を組み込むことで、同一システムでの対応が可能となる。

一方閉断面部材では、ほとんどの溶接継手が箱内にあり、溶接上非常に厳しい空間的制約を受ける。そのため溶接の自動化は著しく困難となる。したがって、橋梁部材として比較的多い箱桁部材の溶接自動化システムを設計するためには、製作工法そのものを溶接の自動化しやすい工法に革新していくことが必要となる。

そこで、箱桁のフランジおよびウェブに取り付けリブ、スティフナー等を箱組立前に先溶接し、パネル化してから箱組立する工法に変えることで、箱桁等の閉断面部材も大部分の溶接を前述の版断面溶接自動化システムの中に組み込めることができる。箱桁のフランジとウェブを版断面部材または開断面部材として先溶接した部品を「パネル」と称し、このパネルを組み立て、箱桁とする工法を「パネル組立工法」と呼んでいる。

従来、このパネル組立工法を取らず、フランジやウェブのリブ、スティフナー等は、仮付け状態で総組立し、箱断面にしてから全ての溶接を行なう工法（以後「総組立工法」という）が主流であったのは、例えばフランジと縦リブを先溶接するとフランジが横方向にも縦方向にも溶接による反りを生じるため、プレス等で矯正しなければならず、かえって手間がかかったためである。

したがって、パネル組立工法を採用するにあたって、図-2に示したパネルの溶接変形を組立上支障のない程

度にもどのように矯正していくかが、重要な課題となる。リブ等のすみ肉溶接によるフランジの横反り（角変形）は、プレスで容易に矯正できるが、フランジの縦反りはプレスでは困難である。この場合フランジの横反り（角変形）を図-3に示す要領でローラーベンディング矯正を行なうと、フランジの縦方向の残留応力が解放され縦反りが同時に矯正される。特に縦リブにバルブプレートを用いたフランジでは、断面中立軸が溶接収縮軸から、よりリブ側に移り縦反りが非常に大きくなり、その縦反り矯正は加熱矯正によらざるを得なくなる。

鋼構造物の部材および部品においてその寸法精度を悪くしているのは溶接収縮、溶接変形および変形を矯正するための加熱矯正である。溶接収縮や変形に関しては理論的または統計的手法により量的な予測は可能であり、溶接の自動化によりバラツキも小さくなってきているが、加熱矯正は作業そのものが、職人的技能であるためその寸法精度に及ぼす影響を予測することは非常に困難である。また加熱矯正は溶接収縮による変形を部分的に加熱急冷により収縮し、量的バランスを取る方法であるから構造物にさらに大きな歪を入れることになる。鋼構造物にとって加熱矯正は必要悪であり、品質的に多くの問題

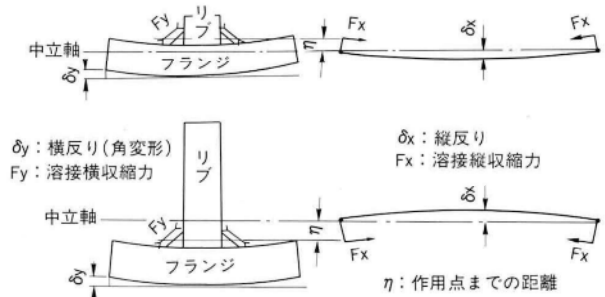


図-2 パネルの溶接変形(反り)

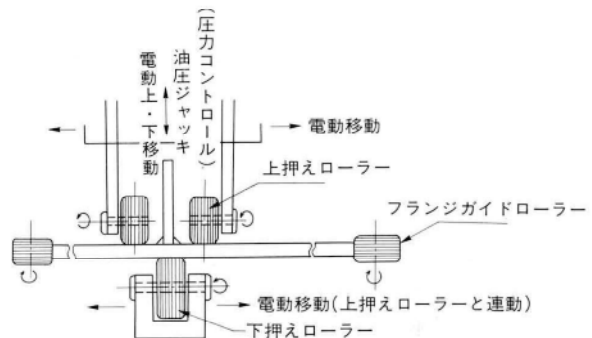


図-3 ローラーベンディングの概要

を惹起している。

この意味から、リップ、スティフナー等を先溶接し、ローラーベンディングで矯正したパネルを組み立てる「パネル組立工法」は、加熱矯正を少なくして、残留応力を低減し寸法精度の向上を計ることになる。

仮組立を省略し、部材の寸法測定結果を基にシュミレーション仮組立により品質保証していくためには、一にも二にも部材の寸法精度を向上することであり、この手段として「パネル組立工法」の確立があり、さらに版断面部材（鋼床版、各パネル）および開断面部材（板桁、I桁等）の自動組立・溶接システムの開発および実用化がなされた。

3. 溶接自動化へのアプローチと実用化の経過

鋼橋製作における溶接は、溶接継手の約80%がすみ肉溶接継手であり、被覆アーク溶接棒を用いた溶接が圧倒的に多かった。自動化システム実用化前の昭和59年度と実用化後の昭和62年度における当社の溶接自動化率を溶接材料の使用比率で整理して、図-4に示した。

同図-4からわかるように、約3年間で炭酸ガスアーク溶接材料（マグまたはミグ溶接材料も含む）が5%から80%弱に増えており、サブマージアーク溶接も、板継ぎ突合せ溶接を除いてほとんどが炭酸ガスアーク溶接に切り替えられた。

このように、全面的に炭酸ガスアーク溶接に切り替えられたのは、ノンシームレスのフラックス入りワイヤの開発によって炭酸ガスアーク溶接でのすみ肉溶接ビード外観が美麗になり、橋梁の厳しい品質要求が満たせるようになったためである。また、今後の溶接自動化に対して溶接ロボットの適用を考えると、ガスシールドアーク溶接を前提とした方が有利だからでもある。

しかし、炭酸ガスアーク溶接に全面的に切り替えた時点では、すみ肉溶接継手部は、耐ピット性の点から黒皮およびプライマ塗膜はすべて除去することが必要であった。そして、溶接を全面的にフラックス入りワイヤを用いた炭酸ガスアーク溶接に切り替えた後、昭和60年に鋼床版、箱桁フランジパネル等の版断面部材の自動組立・溶接ラインとしてPAS Iラインを実用化した。

詳細については後述するが、PAS Iは鋼床版等の縦リップの縦方向すみ肉溶接を6電極CO₂自動溶接（ガーダー走行方式）し、これに直交する横方向すみ肉溶接は、別途ガーダーに2機向かい合わせて設置した吊り下げ型6

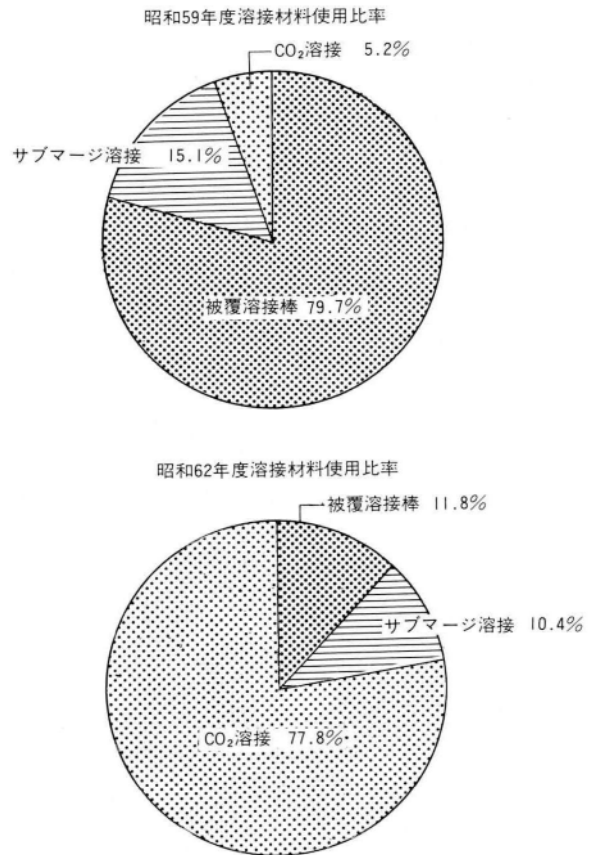


図-4 溶接材料使用比率の変遷

軸ロボットで行った。ロボットはオンラインティーチングプレイバック方式で、フランジと横リップの水平すみ肉溶接および縦リップと横リップの交差すみ肉溶接が連続的にできるようにした。

PAS Iの稼働により、箱桁のフランジは全面的にパネルとし、「パネル組立工法」（ただし、ウェブはまだパネルとしていない）を採用した。その後、量的な能力上の問題から箱桁フランジパネル製作専用ラインPAS IIを設置した。

PAS I, IIとも溶接継手部はすべて黒皮およびプライマ塗膜の除去を行ったが、これに要する手間と研磨粉塵による安全衛生上の問題は重大であり、溶接の自動化のメリットを帳消しにするほどであった。そこで、溶接材料メーカーと懸命に耐ピット性のよいフラックス入りワイヤの開発を促進した。

特に、箱桁ウェブおよび板桁ウェブのV&Hスティフナーのすみ肉溶接の自動化およびロボット化を計るためには、黒皮およびプライマ塗膜除去が必須の条件となる。現在のところ、通常の低水素系のフラックス入り

ワイヤでは、黒皮、ウォッシュプライマおよびジンクリッチプライマのいずれに対しても耐ピット性のよいワイヤを開発することは、かなり困難である。

一般に箱桁、板桁のウェブおよびスティフナーは、9～16mm程度の薄板であり、拘束度も小さい継手であることから、ある程度限定的に考えて非低水素系フラックス入りワイヤを用いれば、プライマ塗膜に対する耐ピット性は良好であることがわかった。また、自動溶接装置およびロボットにフラックス入りワイヤを使った炭酸ガスアーク溶接を用いるためには、耐ピット性だけでなく、ビード形状、外観が良好であること、スパッタの発生量が少なく、長尺溶接においてもノズルに付着したスパッタによるシールド不足にならないこと、および耐割れ性が良好なことなどが必要である。

そのため、溶接材料、溶接装置および施工条件のそれぞれの立場から十分に検討を行った。その結果、神戸製鋼所が試作した非低水素系フラックス入りワイヤDW300改(1.4φ)を板厚16mm以下に限定して採用することにした。

以上の経過から、溶接方法、溶接材料の用途を立て、箱桁のウェブおよび板桁の自動組立・溶接ラインの開発、実用化を行い、このラインをP・PAS(Plate girder and Panel Assembling System)とした。本ラインでは前記所見に基づき、ウェブとスティフナーのすみ肉溶接は、

板厚16mm以下と限定した上、非低水素系ワイヤを用いた2電極ロボットにより、スティフナーの両溶接継手を同時溶接し、材端でのまわし溶接も可能にした。

また、P・PASラインは素材鋼板の孔あけ、I組立、首溶接、矯正、スティフナー組立、スティフナー溶接およびその他部品の取り付け、溶接までの一連の工程をローラーコンベアで結び、かつ工程の所要所に部材の反転装置を組み込み、本格的なコンベア搬送方式を採用した。そして昭和62年度のP・PASラインの完成により、箱桁ウェブのパネル化が可能になり、箱桁の「パネル組立工法」が完成に至った。

以上は後段加工における溶接自動化であるが、前段加工の溶接の自動化としては板桁のフランジ、箱桁のリップ等の細幅鋼板の板継ぎ溶接の自動化ラインVEGASを開発し、実用化した(特許出願中)。VEGASは細幅板継ぎ溶接専用の立向きエレクトロガスアーク片面溶接(Vertical Position Electro-Gas Arc Welding System)であり、原則的には1ラン片面溶接で、溶接後の角変形および平面曲りを極端に少くし、その後の矯正作業の省略を計ったものである。

なお、VEGASラインについては宮地技報No.4で詳しく報告しているので参照されたい。

以上のPASシリーズラインおよびVEGASラインの全体製作工程における位置づけを図-5に示した。

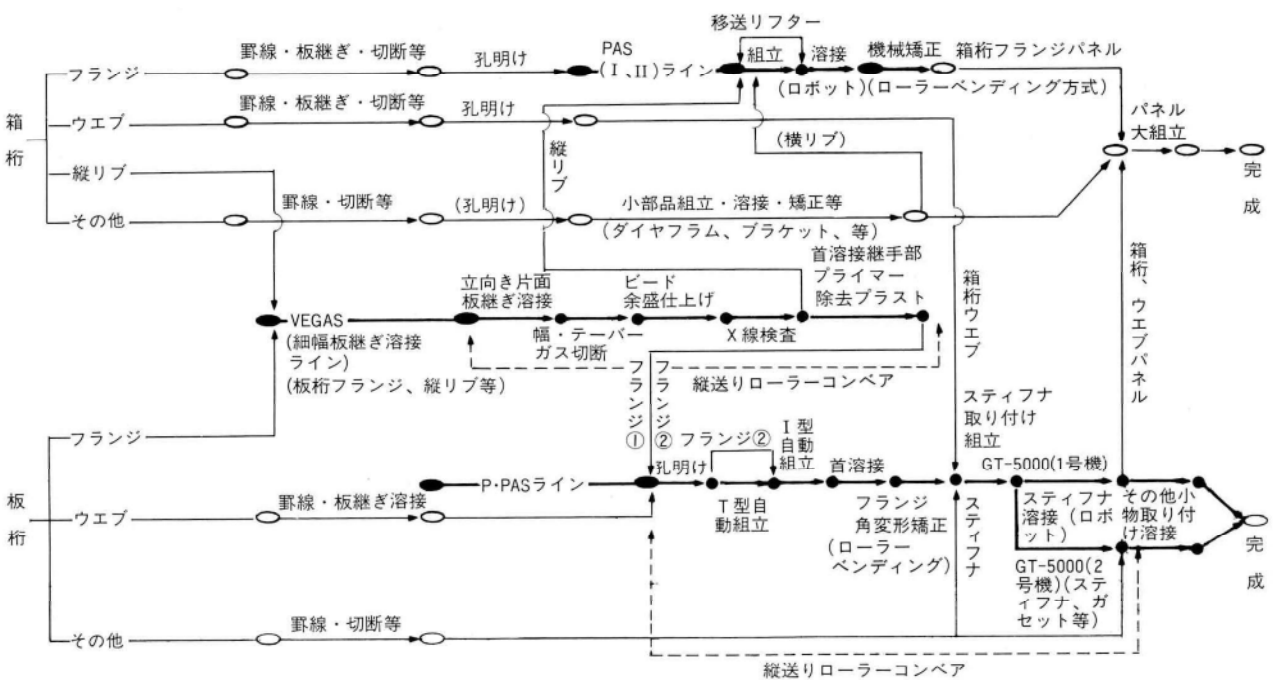


図-5 箱桁・板桁製作工程とPASシリーズ製作ライン

4. 各PASシリーズの紹介

(1) パネル自動組立溶接ライン (PAS-I)

版断面部材の鋼床版、箱桁フランジのパネル自動組立溶接ライン (PAS-I) は、

- ① 組立押えガーダー (PAS-H)
- ② 縦リブ溶接マニピュレータ (PAS-L)
- ③ 横リブ溶接マニピュレータ (PAS-C)

の3つの大型装置からなっている。

写真-1 にPAS-Iラインの全景を示した。

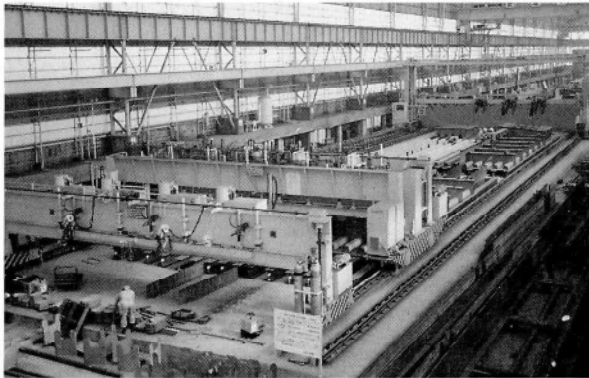


写真-1 PAS-Iライン全景

ラインの大きさはレール内幅12m×長さ63mで、製作可能な部材最大寸法は9m×45mであるが、通常は4.5m×20mを4セットまたは9m×20mを2セット並べて作業している。ラインの特徴等詳細については宮地技報No2「パネル自動組立・溶接ライン」を参照されたい。図-6に、PAS-Lの溶接トーチまわり詳細、表-1にP

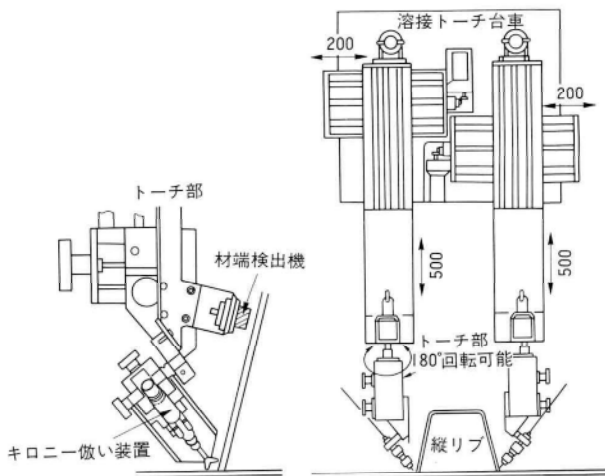


図-6 PAS-Lの溶接トーチまわり詳細

AS-Lの溶接条件と機能、写真-2にPAS-LによるUリブのすみ肉溶接状況を示した。また、図-7にP

表-1 PAS-Lの溶接条件と機能

PAS-L溶接条件(すみ肉脚長6mmの場合)	
項目	実施例
溶接材料	フラックス入りワイヤ (1.6φ) SF-1、SF-1F*1
シールドガス	CO ₂ ガス
溶接電流 (A)	300A
電圧 (V)	27V
速度 (cm/min)	36cm/min
PAS-Lの機能	
①溶接方向寸法40.000mm以内、溶接幅方向寸法9000mm以下。 リブ間隔300mm程度	
②リブ両側同時溶接、6継手同時溶接可能。溶接機 (PN-500DW)	
③倣い装置：キロニー製、上下倣い500mm、左右倣い200mm	
④マニピュレーター走行速度高速10m/min 低速0.2~1.5m/min (連続可変)	
⑤溶接装置台車 (横行)(高低切り変え) 横行速度高速1000mm/min低速100mm/min キロニー倣いと組合わせて、左右倣い無限	
⑥溶接スタート同時、終了は材端検出器により順次アークストップ可能	

*1 ジンクリッチプライマーに対しては耐ビット性良好。

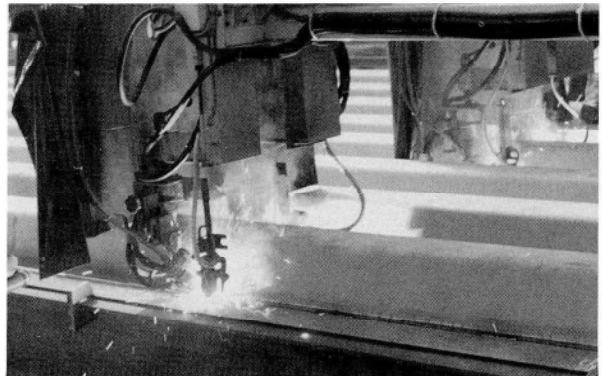


写真-2 PAS-LによるUリブのすみ肉溶接

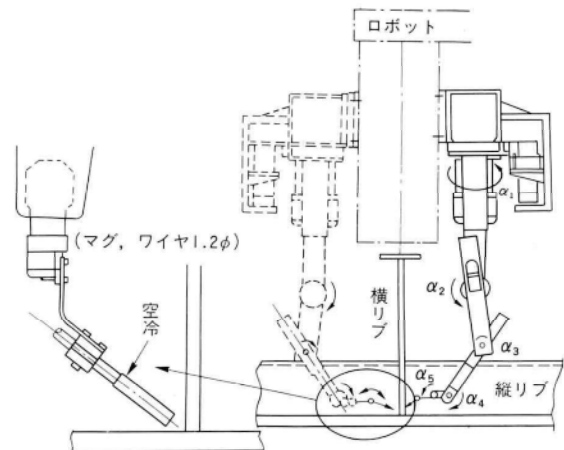


図-7 PAS-Cのロボットトーチまわり詳細

AS-Cのロボットトーチまわり詳細、表-2にPAS-Cの溶接条件と機能、写真-3にPAS-Cのロボット

表-2 PAS-Cの溶接条件と機能

PAS-C溶接条件(すみ肉脚長6mmの場合)		
項目	実施例	
溶接材料	ソリッドワイヤ (1.2φ) MG50T	
シールドガス	Ar80%+CO ₂ 20%	
溶接電流 (A)	H : 280A	V : 150A
電圧 (V)	H : 34V	V : 21V
速度 (cm/min)	H : 34cm/min	V : 10cm/min
PAS-Cの機能		
①ティーチングプレイバック方式、全6軸同時制御		
②横行走行軸ストローク9900mm、速度MAX 18m/min 繰り返し位置精度0.5mm		
③速度及び位置制御方式(トーチ先端で速度一定)ソフトウェアサーボ方式位置制御		
④記憶ステップ約3000ステップ、溶接条件31メニュー登録(電流、電圧、速度を1バックメニュー)		
⑤センサー: タッチセンサー、アークセンサー		
⑥ワイヤリトラクト機能、トーチ接触停止機能		
⑦カセットデータレコーダー、インターロックプログラム記録		

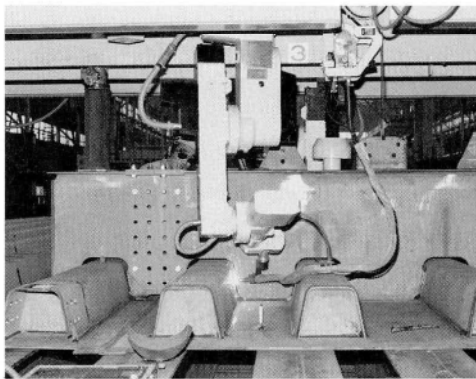


写真-3 PAS-Cロボットによる横リブの溶接

による横リブの溶接状況を示した。

(2) 簡易型パネル組立・溶接ライン (PAS II)

箱桁フランジのパネル組立および溶接を目的とし、PAS Iの量的能力を補うラインをPAS IIと称している。ラインの大きさは4m×80mで、通常4m×15mの部材を4セット並べて作業している。

本ラインは箱桁フランジの縦リブだけを多数同時溶接する装置で、単電極搭載のトーチ台車4台に溶接電源、制御装置およびペールバックを搭載したL型走行台車を追従させて溶接を行なう。L形走行台車は右勝手、左勝手の2組あり、縦リブは同時に4本(8継手)溶接できるようになっている。

図-8にPAS IIの概要図を、写真-4に縦リブ溶接の状況を示した。

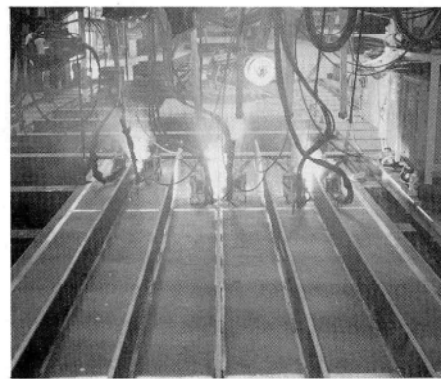


写真-4 PAS IIの溶接状況

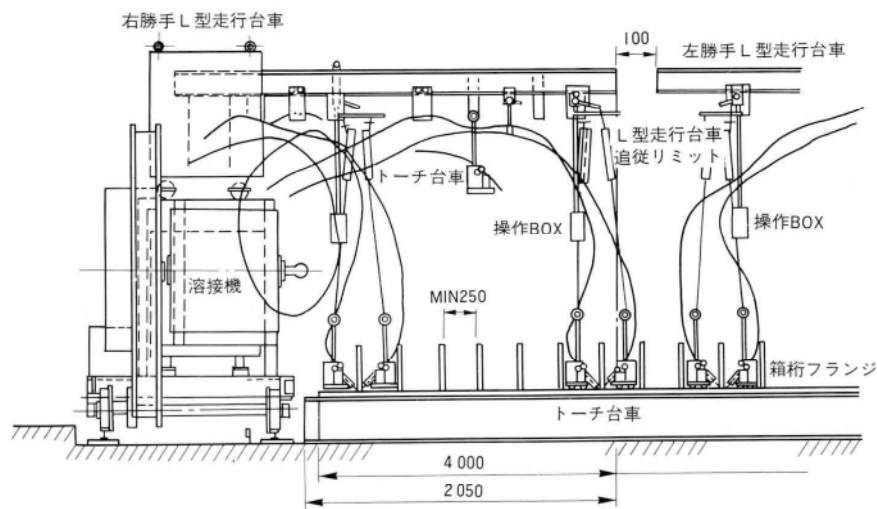


図-8 簡易型「パネル組立・溶接ライン」(PAS II)概念図

(3) 板桁およびパネル自動製作ライン (P・PAS)

これは、板桁および箱桁のウェブパネルをローラーコンベアシステムで流れ作業的に製作するラインである。

図-9に製作フローチャートおよび各工程における装置等の特徴を、図-10にラインの概略配置を示した。

ラインの大きさは25m×180mで、NC孔明け装置、I桁組立装置、首溶接装置、フランジ矯正装置、スティフナー取り付けガーダー、スティフナー自動溶接装置(溶接ロボット)および全姿勢溶接反転装置と、これらの各工程の機器・装置をつなぐローラーコンベアからなっている。

本ラインの標準型板桁での各工程のタクトタイムは、120min/台を目標としている。

ラインの各装置の特徴を以下に示す。

- ① NC孔明け装置はローラーコンベアをまたいだガーダー方式で、前後コンベアがそれぞれ20mついている。後コンベアは、フランジ反転装置および罫線とグラインダ作業ステージを持っている。

孔明け機はオフラインティーチング方式で、2点シフト教示、ドリル自動交換機能などを備えている。

- ② I桁組立装置は前後コンベアがそれぞれ20mついでおり、後コンベアは反転装置を持っている。

組立方式は立型組立で最初逆Tで組み立て、後コンベアに送り、反転してもう一方のフランジを送り込み、I桁に組み立てる。フランジとウェブは自動的にセンタリングされ、油圧で材片の密着を計りながら、両側同時仮付け溶接される。なお、仮付け溶接の脚長、ピッチおよび仮付け長さは、あらかじめ設定することで自動保持される。

組立完了後は次工程に横置きでコンベア搬送される。なお、コンベアはウェブ高さに合わせて幅が調整できるようになっている。

写真-5にI桁組立装置での自動仮付け溶接の状況を、写真-6に同ラインの反転装置での下フランジ組込みを示した。

- ③ 首溶接装置は2電極CO₂溶接マニピュレータと20mコンベアで構成されている。溶接条件は、脚長インプットによる自動設定になっており、上下フランジ首溶接継手の脚長違いに対しても対応できるだけでなく、溶接途中での脚長増減も自動的に切り替えることができる。

キャンパー変化または板厚変化による溶接線変化

は、アーク点同軸倣いで対応し、材端検知により溶接終了は自動的になされるので、アークスタート後は無監視作業が可能である。写真-7に首溶接装置における溶接状況を示した。

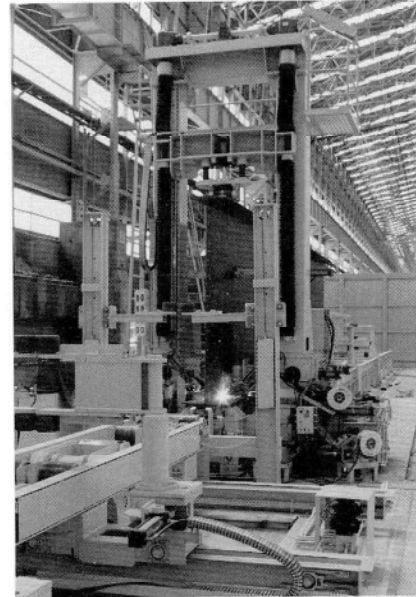


写真-5 I桁組立装置における自動仮付け溶接状況

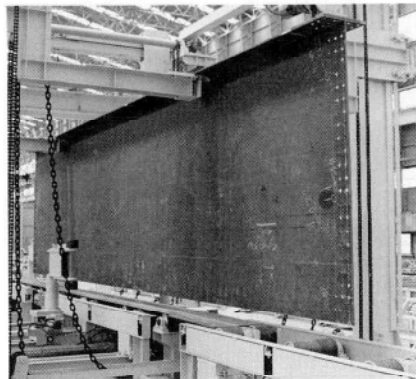


写真-6 I桁組立装置における反転装置と下フランジ組込み状況

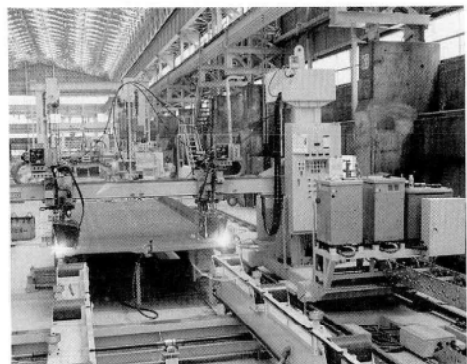


写真-7 首溶接装置による溶接状況

- ④ フランジ矯正装置は横型ローラー矯正方式で、ローラー圧力調整で板厚32mm程度まで約10m/minの速度で矯正できる。上下フランジの矯正を行うための反転は、首溶接装置と共通の反転装置によって行なわれる。

写真-8 にフランジ矯正装置による矯正状況を、写真-9 に反転装置による部材反転状況を示した。

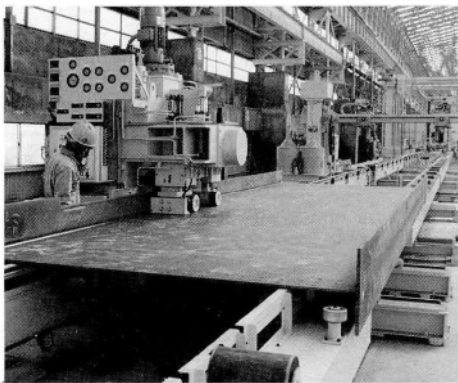


写真-8 フランジ矯正装置による矯正状況

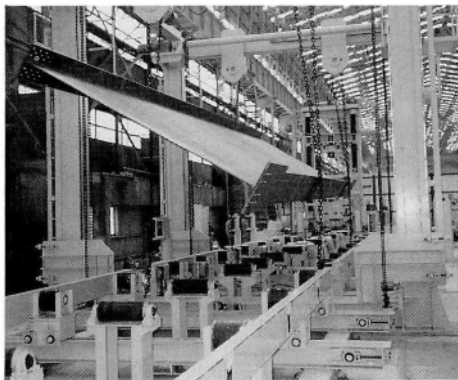


写真-9 専用反転装置による部材反転状況

- ⑤ スティフナー取付けガーダーは、ガーダー上にスティフナー材、取付けジグ、押しつけジャッキ、チェーンブロックおよび溶接機(CO₂溶接機)等を搭載し、ガーダーを移動させながら効率的に取付け作業を行う。
- ⑥ スティフナー自動溶接装置はNC2電極門型ロボット(GT-5000)である。オフラインティーチング方式で、NCデータをバブルカセットに入力し、ラインではコンベア上を流れてきたI桁またはウェブパネルを2点シフトで座標変換して溶接を開始する。溶接開始後は、アークセンサや材端検知器等で無監

視溶接ができる。また溶接条件自動設定機構を持ち、溶接材料、脚長などを指定すれば最適溶接条件が自動的に設定される。

脚長は溶接継手によって異なるが、一般的には4~8mmまで可能で、まわし溶接もでき、ビード外観も美麗である。写真-10にまわし溶接のビード外観を示した。

スティフナーの溶接は標準板桁でも4時間程度連続溶接する場合があるので、トーチノズルの付着スバッタの自動除去器を装備している。また、本装置の溶接時間がラインのタクトタイムの2倍になるので同装置を2基ライン内に設置している。写真-11に溶接状況を示す。

本装置で板桁または箱桁ウェブの溶接を行う場合、ウェブまたはスティフナーの最大板厚を16mm以下に限定して、非低水素系フラックス入りワイヤを用いて、ウオッシュプライマ等の塗膜を除去しないことにしているが、ピットのない美麗なビードが得られている。継手の鋼板表面状況と溶接材料の組み合わせ

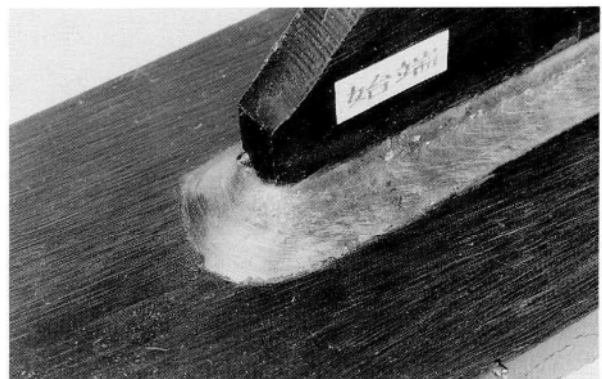


写真-10 GT-5000のまわし溶接ビード外観

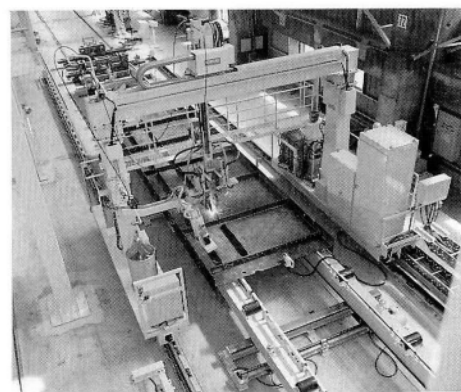


写真-11 GT-5000におけるスティフナーの自動溶接状況

せを、表-3に示した。

また、ウォッシュプライマ鋼板において塗膜除去しないで、非低水素系フラックス入りワイヤを用いたすみ肉溶接割れ試験結果の一例を表-4に示し、その割れ試験方法を図-11に示した。本装置を使用する場合は、図-12に示す設計上の配慮が必要である。

NCデータの作成は、ワークを基本的なブロックに分割し、それをパターン化し、実部材に合わせてブロックを組み合わせ、結合してワークデータとする。基本ブロックは15種類である。また、同時に寸法、溶接順序、溶接材料、溶接脚長等を入力する。この作業は標準的な板桁1台で約30分程度である。図-13にNC入力のためのワークデータとブロックデータの構造を示した。

⑦ 小物取付けおよび溶接は、部材反転装置、上下昇

降装置付移動台車および各種溶接機からなる全姿勢溶接反転装置で行う。写真-12に同装置での部材設置状況を示した。



写真-12 全姿勢溶接反転装置での部材設置状況

表-3 PASシリーズにおける鋼板の表面状況と溶接材料

材質	板厚 Tmax(mm)	溶接ライン 溶接装置	鋼板の表面状況		溶接時の鋼板の表面状況		溶接材料銘柄 ワイヤの種類 (径)	備考
			*1: 横板	*2: 立て板	*1: 横板	*2: 立て板		
SS41 SM41 SM50 SM53	制限無し	PAS (I) PAS (II)	*1: フランジ — 黒皮	*2: 縦リブ — 黒皮	*1: グライNDER仕上げ	*2: 黒皮	低水素系ワイヤ(*3) SF-1 (1.6φ)	日鐵溶接工業
	T ≤ 25 *4	同上	*1: フランジ — ジンク	*2: 縦リブ — ジンク	*1: ジンク	*2: ジンク	低水素系ワイヤ(*3) SF-1F (1.6φ)	日鐵溶接工業
	T > 25 *4	同上	*1: フランジ — ジンク	*2: 縦リブ — ジンク	*1: グライNDER仕上げ	*2: ジンク	低水素系ワイヤ(*3) SF-1 (1.6φ)	日鐵溶接工業
	制限無し	同上	*1: フランジ — ウォッシュ	*2: 縦リブ — ウォッシュ	*1: グライNDER仕上げ	*2: ウォッシュ	低水素系ワイヤ(*3) SF-1 (1.6φ)	日鐵溶接工業
	制限無し	同上 (多関節型 ロボット)	*1: フランジ — 黒皮	*2: 縦リブ — ジンク	*1、*2とも グライNDER仕上げ		ソリッドワイヤ MG-50T (1.2φ)	MAG溶接 神戸製鋼所
			*2: 横リブ — ウォッシュ					
	制限無し	P-PAS 首溶接	*1: ウェブ — 黒皮	*2: フランジ — ジンク	*1: そのまま	*2: グライNDER仕上げ	低水素系ワイヤ(*3) DW-100F (1.6φ)	神戸製鋼所
T ≤ 16	P-PAS GT-5000	*1: ウェブ — 黒皮	*2: スティフナ — ジンク	*1: そのまま	*2: そのまま	非低水素系ワイヤ(*3) DW-300 (1.4φ)	神戸製鋼所	
T > 16	P-PAS GT-5000	*1: ウェブ — 黒皮	*2: スティフナ — ジンク					

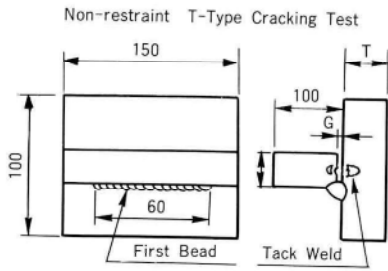
*3: フラックス入りワイヤ *4: 溶接割れを考慮した暫定的処理 ジンク: ジンクリッチプライマー ウォッシュ: ウォッシュプライマー

表-4 非低水素系フラックス入りワイヤを用いたすみ肉溶接割れ試験結果

鋼板初期温度20~17℃ ○: 割れなし ●: 割れ

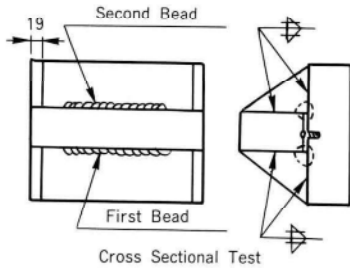
試験溶接条件	内容
供試鋼材	SM50A, Ceq=0.33
溶接材料	DW300改 (1.4φ)
シールドガス	CO ₂ ガス 5ℓ/min
溶接条件	250A 31V 30cm/min
プライマーの種類	ウォッシュプライマー20

小型すみ肉溶接割れ試験結果(試験片寸法および試験方法は図-11参照)								
板厚 T mm	表面割れ		第1ビード 断面割れ			第2ビード 断面割れ		
	第1ビード	第2ビード	断面1	断面2	断面3	断面1	断面2	断面3
12	○	○	○	○	○	○	○	○
16	○	○	○	○	○	○	○	○
19	○	●全長	○	○	○	●	●	●
25	●1/2	●全長	○	●	●	●	●	●



Welded Specimens were left for 43 hrs after first welding and Second beads were placed on the opposite side of the first bead.

Restraint T-Type Cracking Test



Cross Sectional Test

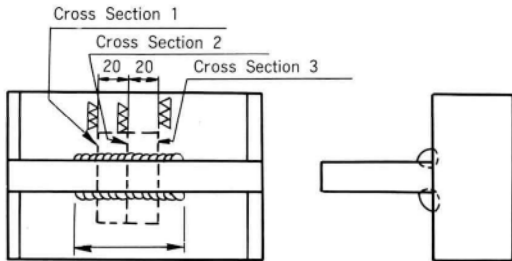
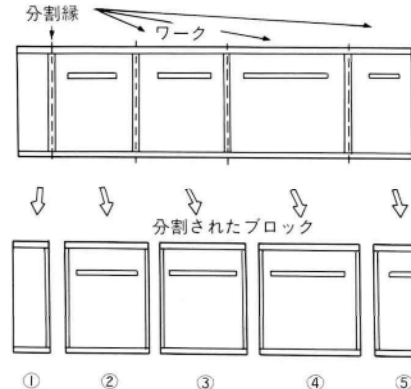


図-11 小型すみ肉割れ試験片寸法と試験方法



ワーク・データ

ブロックの種類 $3 \times 5 = 15$ の15種類

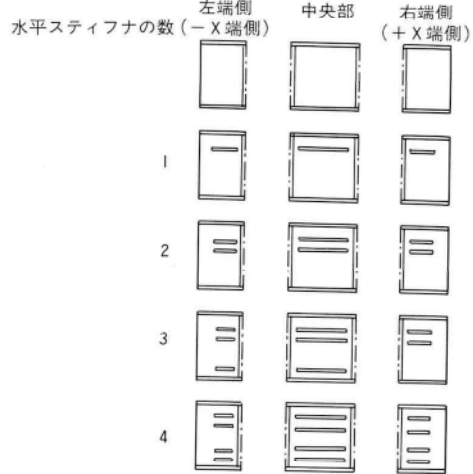
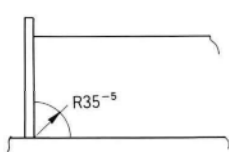
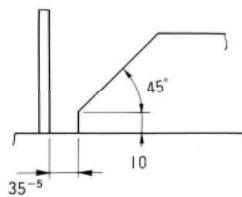


図-13 GT-5000のブロックデータ、ワークデータの構造

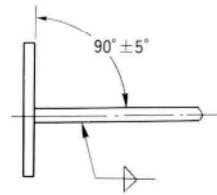
一部材単位のデータです、ブロックの結合により作成される。



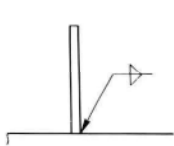
①スクラップの大きさ



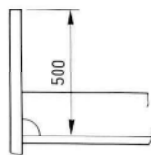
②スニップの形状



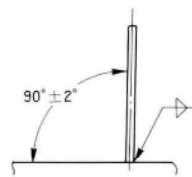
③部材の交わり



④被溶接物の形状



⑤被溶接物と交わる立板の高さ



⑥下板との直角度

図-12 GT-5000の溶接上の設計寸法制約

5. パネル組立工法と仮組立省略へ向けての模索

パネル組立工法はフランジおよびウェブのリブまたはスティフナーの溶接を版断面状態で行なえるため、溶接の自動化が可能となり溶接の効率化が計れるだけでなく、部材の全溶接完了後の溶接収縮および変形が少なくなるので加熱矯正作業も少くなり寸法精度の向上、残留応力の低減等の品質上のメリットも大きい。

パネル製作時に、横反りおよび縦反りの生じやすいフランジは、ローラーベンディングで連続的矯正を行えば縦反りも同時に矯正でき、残留応力も解放される。またウェブパネルでは、長手方向の水平スティフナーが、不連続であることおよびウェブ板厚がせいぜい9~16mm程度であるため、パネルとして反りを生じても、パネル自体が非常に可撓性に富み組立上ほとんど問題はないのでパネル製作後の矯正をする必要がない。写真-13にパネル矯正用に開発したローラーベンディング装置を、写真-14にフランジのローラーベンディング矯正状況を示した。

箱桁のフランジおよびウェブをパネルにして組み立て

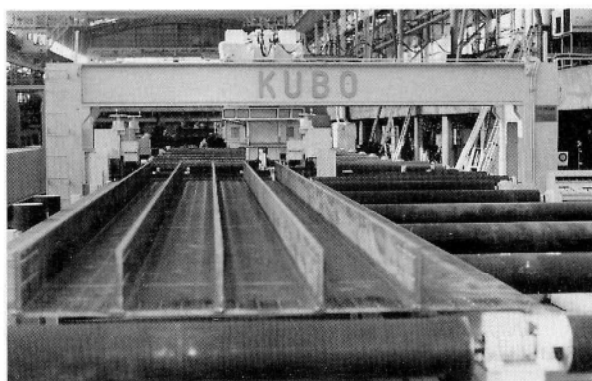


写真-13 ローラーベンディング装置

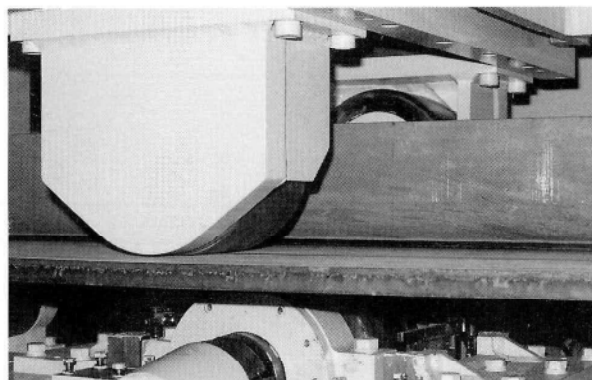


写真-14 フランジのローラーベンディング矯正状況

ることにより箱内での溶接はフランジとウェブのかど溶接継手およびフランジまたはウェブとダイヤフラムの全周溶接継手のみとなり箱内での溶接量は総組工法の場合の1/3~1/4程度となる。したがってパネルの寸法精度を確保することによりパネル組立後の寸法精度は著しく向上する。しかし、これだけでは仮組立省略へは結びつかない。仮組立省略を計るためには、各部材の相互取合い断面の同一形状化の保証が必要である。

そこで仮組立省略を目指して、「パネル組立工法」をさらに一歩進めて「連続パネル組立工法」の研究開発を行なった。「連続パネル組立工法」とは、各部材をバラバラに組み立てるのではなく、連続する部材を添接ボルトを取りながら連続して組み立てる工法である。例えば倒立組立の場合、まず上フランジを順次5部材分ぐらい現場添接部をボルト締めし、5部材分の長いフランジとして、次いで順次ダイヤフラムを立て、次にウェブを一端より順次添接を取りながら建て込み、それが終ると同様に下フランジの添接を取りながら組み立てていく工法である。言い換えればフランジとウェブのパネルを5台分ぐらいの長さにして組み立てる工法である。この工法で組み立てることにより現場添接部の断面形状は全く同一になり、組立完了後に各部材に解体し、残りの溶接を行なうが、その後の現場添接部は非常に精度良く添接できることが期待される。

さらに連続パネル組立において、仮組立と同様にキャンパー、桁の通り等仮組立に準ずるブロックデータを得ることができる。また、この連続パネル組立を容易に行えるよう移動式高さ調整受台および拘束および押しつけ門型ゲーター等の装置を開発し、門型ゲーターに部材の各位置の座標を読み取る装置をつけることにより、将来的にはコンピューターによる「シュミレーション仮組立」の開発を目指していくことが可能となる。

このような考え方ができるようになったのも、一にも二にも、箱桁組立後の箱内での溶接の減少と溶接変形の減少により加熱矯正を少くできたことによるものである。現在、「連続パネル組立工法」の研究開発も順調に進んでおり本年中に実用化される予定である。

6. あとがき

従来、製作の自動化というと断片的に自動機器を採用するという一点豪華主義的傾向が強かった。鋼橋の製作において、組立・溶接の自動化をシステム的に取り組ん

でいくためには、まず自動化しやすい製作工法を確立していくことが必要である。

当社においては箱桁の「パネル組立工法」を前提とした各組立・溶接自動化システムをPASシリーズと称しPAS I、PAS II、P・PASの各ラインが実用化された。これらのシステムの構築・開発にあたっては、設計上の問題、装置などハードの問題、溶接材料および溶接条件などの溶接上の問題、システムのソフトおよび管理上の問題などを同時に抽出し、長期的な展望に立って検討を進めてきた。今回これらをまとめて報告したが、まだ未解決の問題、また、新たに発生した問題等の解決にあたっては、解決の目的をしっかりと掴んで、長期展望の流れに乗せていくことが何よりも重要であることを再確認した。「パネル組立工法」およびPASシリーズの自動化システムは、つまるところは品質の向上であり、精度向上を経て仮組立省略を目指した製作工法へと際限なく流れていくことになる。新たな流れは「連続パネル組立工法」であり、次回にはこれらについて報告できる

ものと思われる。そしてこの技術革新の流れの中で、新たな時代へ向けての意識改革と企業の体質改善が計られていき、その過程において省力化、コスト低減が計られていくものと信じている。

最後に、これらのPASシリーズのシステムを開発、実用化するにあたって、神戸製鋼所、日鐵溶接工業、久保工業、新明和工業および宮川工業各社に一方ならぬ御協力をいただいたことを付記し謝辞とする。

〈参考文献〉

- 1) 成宮、青木；鋼橋製作における自動化システムの実用化例（パネル自動組立・溶接ライン）宮地技報No.2、1986年1月
- 2) 成宮、伊東；エレクトログスアーク溶接による細幅板継ぎ溶接法の実用化、宮地技報No.4、1988年3月
- 3) 成宮隆雄；橋梁製作における溶接の自動化システムの実用化、溶接技術、1988年12月号

グラビア写真説明

東京都中央卸売市場大井市場(仮称)(青果棟) 東京モノレールの「東京流通センター」駅東側、広大な埋立地の一角に建設中の中央卸売市場がある。

青果棟は、間口400m、奥行180mの大市場である。SRC造の本体上に、耐候性鋼材（無塗装）仕様の大屋根が乗った構造で、外周には庇が連続して張り出している。又、SRC造の2階駐車場に昇るために、同じく耐候性無塗装仕様の曲線箱桁のランプウェイがある。

青果棟の他に水産棟や駐車場棟、管理本館その他各種施設が整い、平成元年3月には市場がオープンの子であり、既存の神田市場、荏原市場等がこの地に移転されると聞いている。オープン後は近くの首都高速湾岸線大井南インターチェンジや環状7号線の交通渋滞が増すのではないかと心配されるほどである。（永瀬・北原）

坂出スカイタワー 瀬戸大橋の開通に伴って、香川県坂出市に博覧会会場が建設され、その会場内に観覧用のスカイタワーが建設された。タワーの規模は、地上からの主塔高さは110m、主塔の断面は直径3.8mの鋼管構造である。主塔を囲む形で直径26mの観覧車を塔頂より吊りし、その観覧車が地上から塔頂までを回転しながら昇降するものであり、設計搭乗人員は100人、昇降時間は3分、塔頂に至る迄の回転数は3回の構造となっている。タワーの建方は地上より450t吊クローラクレーンで行ない、現場継手は溶接接合なので、施工時期が冬期であった事から、防風養生に苦労したが無事施工を完了した。（松本泰）

福岡タワー新築工事 このタワーは1989年3月に福岡で開催されるアジア、太平洋博覧会のシンボルタワーとして建てられたもので、将来は放送用として使用される予定である。鉄塔の高さは234mあり東京タワーにつく2番目の高さを誇っている。

建方工事は約6ヶ月間で全ての鉄骨を完了させる必要があり、工程管理と安全管理を集中的に実施し効果をあげることができた。また架設計画においては極力工場組立時に大ブロック化を進め、架設部材数の減少と作業の効率化に努めたので、今後の同タイプ建造物の建方計画に参考になると思う。（西）

複雑な曲面を持つ大スパン 空間構造の鉄骨(東京体育館)の製作検討

Steel Fabrication for a Large-Span Space Structure with a Complicated Curved Surface—the Case of Tokyo Metropolitan Gymnasium

鳴澤明雄* 清沢勝登** 高嶋隆志***
Akio NARUSAWA Katsuto KIYOSAWA Takashi TAKASHIMA

Summary

Tokyo Gymnasium is a large-space structure consisting of a large-span arch and trusses. The total structure has a complicated three-dimensional curved surface.

This paper reports on the problems involved in the fabrication of the steel parts for this structure and the measures taken to overcome them.

1. まえがき

東京の明治神宮外苑に、1991年に開催予定の国際競技大会会場として使用する東京体育館の建設が進められている。

この建物は大アーチとトラスにより大空間を形成する構造で、全体が曲面となる建築物である。

当社は本工場の鉄骨製作・建方を受注し、現在工場加工も終盤に近づいているが、形状が複雑なため鉄骨加工図作成についてみても約2ヶ年を費やした難工事であった。

本稿においては、このような複雑な鉄骨加工における問題点と、その対策について、加工図作成を主に報告する。

2. 工事概要

工事概要を以下に示す。

工事名称 東京体育館改築工事

工事場所 東京都渋谷区千駄ヶ谷1-17-1

施主 東京都

設計・監理 (株)楨総合計画事務所

(株)木村俊彦構造設計事務所

工事監理 東京都財務局営繕部

施工 清水・東急・鴻池・大日本・勝村・小川

建設共同企業体

鋼重 約3000t

製作期間 昭和62年5月～平成元年4月

この建物はコーナー柱4本の上にAアーチ、Mアーチが架かり、各々をLトラス、Tトラスで結び、その外周をCアーチ、Dアーチ、Eアーチで囲う構造となっている。平面プランを図-1に、全体模型を写真-1に示す。

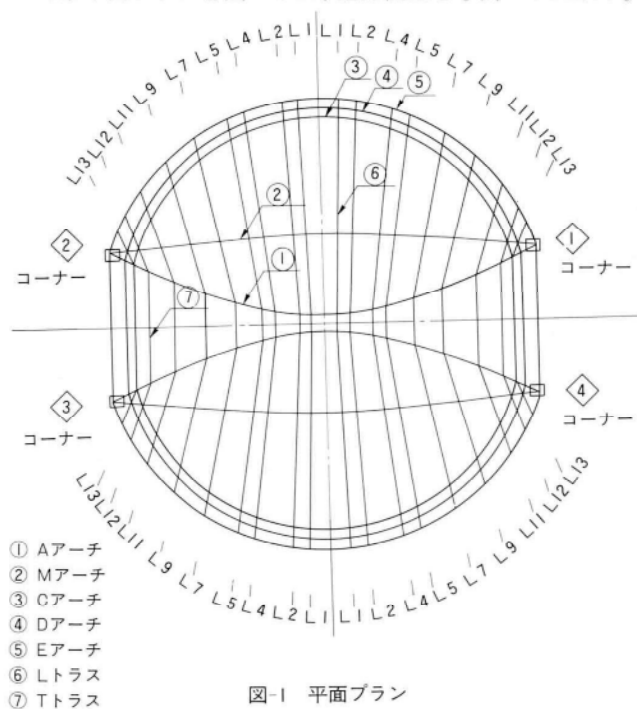


図-1 平面プラン

* 松本工場製造部製造管理課長

*** 松本工場製造部生産設計課

** 松本工場製造部生産設計課

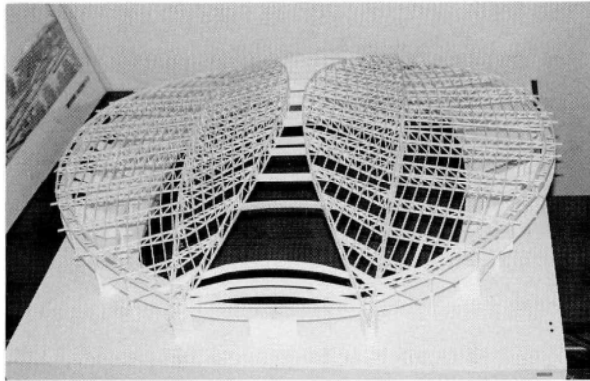


写真-1 全体模型

3. 設計図

本工事の設計図は、意匠図、構造図共に曲面立体構造を表すために、位置が立体座標で示されている。この結果主構造相互の関係、附帯工事の関係は加工図・原寸にてX・Y・Zの座標を基に決定しなくてはならない。

又原寸においては、展開しながら形状を決定しなければならず、しかも意匠的な美観、機能に関する形状についてはその都度設計変更となり、設計図に記載されていない箇所は設計事務所がイメージする形を作図して何回も打合せしながら決めるという長期間の作業であった。

このような打合せの中で、工場製作上少しでも加工しやすい方法を提案し、検討を行い実施した事項を以下に述べる。これらの決定に当たっては、設計者の鉄骨に対する前向きな姿勢と、当社の提案に対して御理解があったことを付け加えさせていただく。

(1) 工場製作を容易にした方法

(a) エンドタブの省略

一般に突合せ溶接部の始端および終端には、母材と同厚、同形状、同材質の鋼製エンドタブや固形フラックスタブを取り付けて溶接しなければならない。

本工事に於いては立体を構成するため、部材が複雑に取り合い、エンドタブの形状がすべて異なり又外観上からみても好ましくないのがウジング・廻し溶接工法を提案した。採用にあたっては施工試験で確認を行い、承認を受けた。試験内容と試験体形状を表-1、図-2に示す。

(b) 裏当て金の2枚割り

主材のロールH形鋼が交叉する箇所の溶接は、ウェーブにスカラップを取りフランジの突合せ溶接をすることになるが、交叉は直角でなく曲面に合わせる為、すべて

表-1 溶接端部処理(廻し溶接)施工試験内容

試験内容	母材の板厚・材質	溶接方法		試験項目
レ形突合せ下向き(溶接線直角)	R-36 S M50 A	CO ₂ 半自動 溶接	廻し溶接処理 6体 (ガウジング有)	外観検査 放射線透過試験 引張試験 曲げ試験 マクロ試験
			廻し溶接処理 3体 (ガウジング無)	
レ形突合せ下向き(溶接線斜)	R-36 S M50 A	CO ₂ 半自動 溶接	廻し溶接処理 1体 (ガウジング有)	外観検査 放射線透過試験 引張試験 曲げ試験 マクロ試験
			廻し溶接処理 1体 (ガウジング無)	

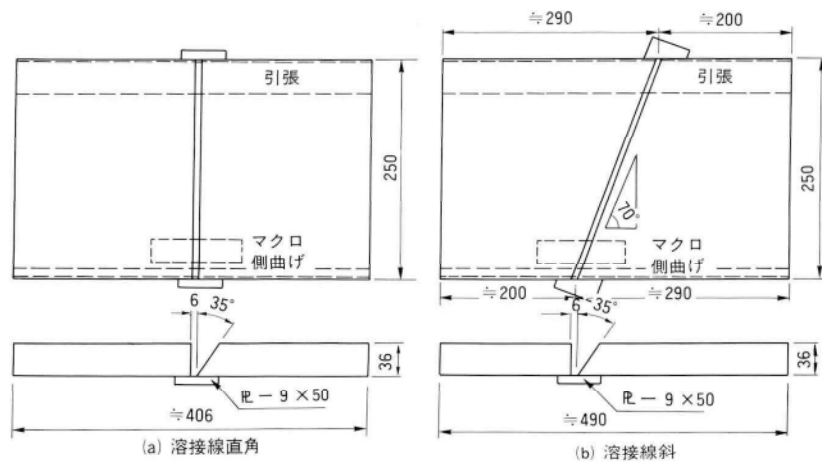


図-2 試験体形状

のスカラップの大きさが異り、加工するにも仕上げ等の問題もあり、この部分の溶接はスカラップを取らないで裏当て金2枚割り工法を提案し採用された(図-3)。

しかし、裏当て金の長さや部材の切断角度が多種となり工数が増加することになった。

(c) 斜材ウェブのプレート加工

弦材を弱軸方向で使用している為、斜材のウェブを弦材に差し込む形となり、フランジの開先加工を行う際ウェブにノッチが入り易くなる。この為斜材は、フランジとウェブをそろえて切断し、弦材へ差し込むウェブはプレートで組立て溶接を行った(図-3)。

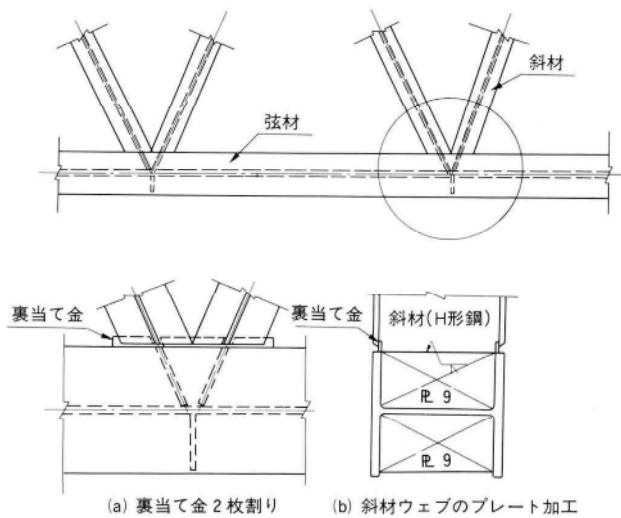


図-3 弦材と斜材の交叉部詳細

(d) Aアーチ尻、Lトラス尻のプレート加工

Aアーチ尻、Lトラス尻は、主材の終結部となっているので、C、Dアーチの取合部が狭くなり、溶接の不可能な箇所が発生する。そこで、端部を主材断面に合う様なプレート加工とした。特にAアーチ尻は複雑に入り組む為、組立順序、溶接順序を加工図に特記した(図-4)。

(e) C・Dアーチの構造変更

C・Dアーチは、Cライン、Dラインの勾配が違うので、高さがそれぞれ異なり、一体化するには組立作業を治具を変えながら立体的に行なわなければならない。この為CラインとDラインの部材を別々に製作できるように、斜材の溶接接合をHTB接合に変えることを提案し、採用された。これにより、工場製作は平組で組立可能となった(図-5)。

(f) A・Mアーチ格点部の工場継手変更

A・Mアーチの格点部の垂直材には、Gコラムが使用

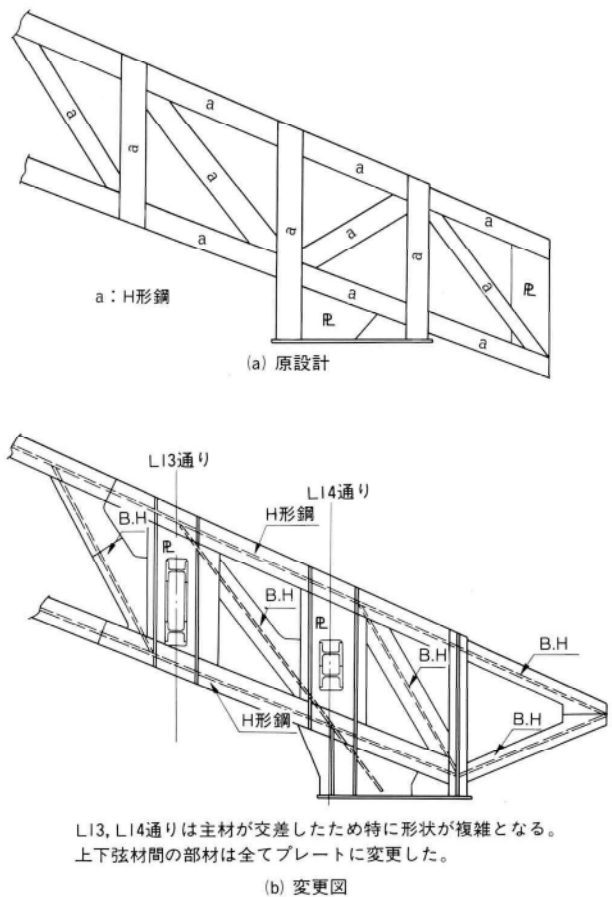


図-4 Lトラス尻変更図

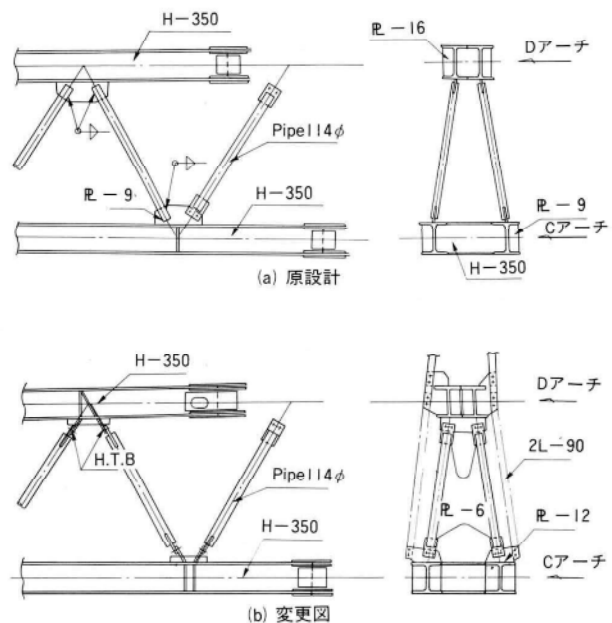
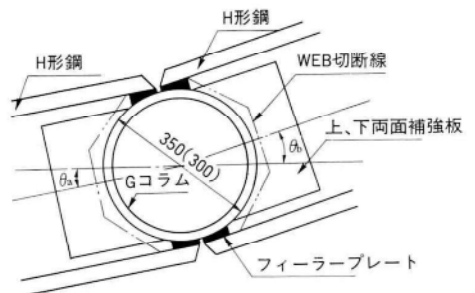
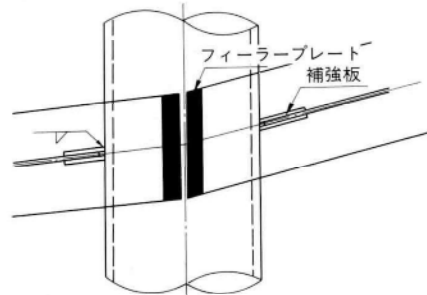


図-5 C・Dアーチ構造変更

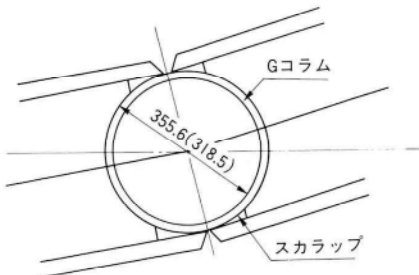
されており、そのGコラムに弦材のH形鋼が弱軸で曲面に沿った角度で取り合う構造となっている。原設計では、弦材のウェブを切り欠いてカバープレートで補強し、Gコラムの外径とH形鋼の内寸法の差はフィーラープレートで調整する構造となっている。この方法は、弦材の角度によりフィーラープレートが多種類となるので、Gコラム外径をH形鋼のフランジ内寸法に合わせ、フィーラープレートを省略して溶接する方法を提案した(図-6)。



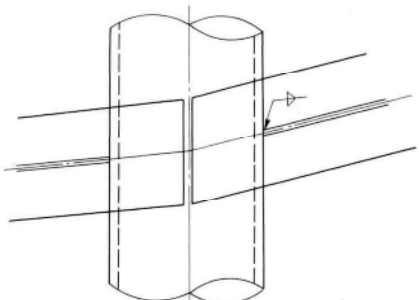
角度 θ_f, θ_b が変わるとフィーラープレートの型状が変わる。



(a) 原設計



フィーラープレートを省略しGコラム径をH形鋼内寸法と同じにする。



(b) 変更図

図-6 アーチ接点部継手

(2) 加工図作成上の問題点

(a) 屋根面の構成と母屋

構造体は、部分的に直線で全体的には曲線をなしており、その上に曲面の屋根を形造るため、下地となる母屋の設計は複雑を極めた。

屋根面には次の要素がある(図-7)。

- ① A、B、C、Dの高さ
- ② AC間とBD間の間隔
- ③ ABとCDの勾配
- ④ ABとCDの長さ

以上が全部異なる値となる事により、トラス間に入る母屋の製作には次の問題が発生した。

- ① 母屋の長さがすべて違う。
- ② 母屋端部の切断角度が違う。
- ③ 母屋に取付くピースの割付け寸法が違う。
- ④ 母屋に取合うピースの角度が違う。

これらの事により、母屋は一品一様となりすべての取り付け位置を電算処理で、座標を求めなければならない。

又この母屋には、天井吊り、キャットウォーク吊り、照明設備関係のピースが取り付けが、この位置は取合の角度、製品の取り付け位置、高さ、長さ等を考慮して5~6項目の計算を必要とする。しかもけき作業用の定規、型板も多種類となり作成、区分けに注意を必要とした。

母屋の定規作成のための計算例をAアーチからMアーチ間について記す(図-7)。

隣接するLトラスの若番側をL_iトラス、老番側をL_jトラスとすれば、Aアーチ、Mアーチ、L_iトラス、L_jトラスのそれぞれの芯線によって、3次元空間におじれた四辺形が出来上る。この四辺形のL_iトラス、L_jトラス間の母屋の長さを表-2の手順により計算する。

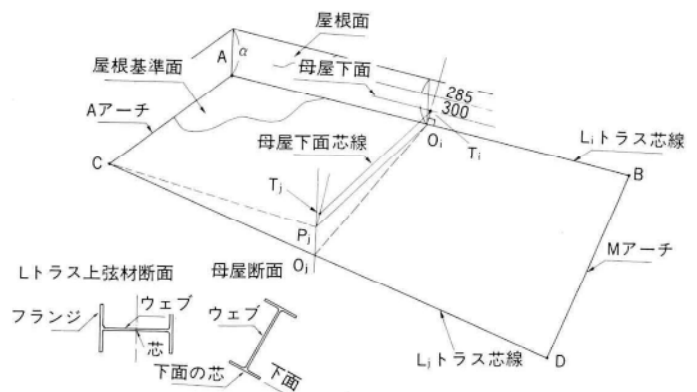


図-7 屋根面概要図

表-2 母屋の計算手順

手 順	計 算 方 法
1. L_1 、 L_2 トラス芯線を定義する。	2点を通る直線の式。①
2. L_1 、 L_2 トラス芯線を通る鉛直面を定義する。	2点を通る平面（鉛直面）の式。②
3. 屋根基準面を定義する。	3点を通る平面の式。 (A-Mアーチ間の場合、図-7のA、B、C点を通る平面) ③
4. 屋根面を定義する。	(屋根面は、屋根基準面から鉛直に測って α の高さをもち、屋根基準面に平行な平面) ③の方程式の定数項のみ異なった平面。④
5. 母屋下面（H形鋼下フランジの下面）を定義する。	(母屋上面は、屋根面から直角に285mm下がった平行面で、下面はさらに300mm下がった平行面) ④の定数項から、(285+300)を引いた平面。⑤
6. XY平面において、 L_1 、 L_2 トラストと母屋芯線との交点を求める。それぞれ O_1 、 O_2 点とする。	(XY平面内において、母屋群は、同心円の弦、Lトラスは円の中心を通る直線で定義されている) (XY平面における)直線と円の交点。
7. 屋根基準面と、 O_1 点を通る鉛直線との交点 P_1 を求める。	x、y座標は、 O_1 と同じだから、④の式からz座標のみ求める。
8. 母屋ウェブ面を定義する。	2点 (O_1 、 P_1 点) を通り、屋根基準面に直交する平面。⑥
9. 母屋両端の点 (T_1 、 T_2 点) を求める。	3平面の交点。 (②の鉛直面と、⑤の平面と⑥の平面の交点である。)
10. 長さを計算する。	$T_1 \sim T_2$ 間の長さ。

(b) 現場継手形状

現場架設方法が、アーチ、トラスともトラッククレーンによる上からの落とし込みで、すべての現場継手は鉛直となり、同部材でも角度の関係で主材の切断角度、添接板の形状、ボルト穴位置がすべて異種となる。また輸送可能な大きさで分割したため、継手数も増加した(図-8)。

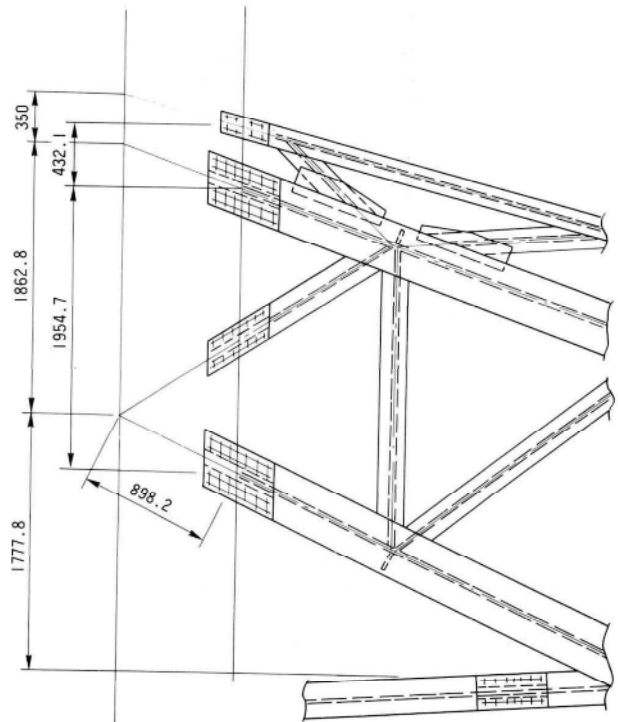


図-8 現場継手

4. あとがき

本工事は加工図作成の段階での検討事項が多く、良い製品を安く作り、より機能的な建物にするため設計者と一体となって問題解決に取り組んできました。そして施主、設計者の要望に沿える様多大の労力を投入してきました。良かった点悪かった点等沢山ありましたがこれらを反省して次の仕事に役立てたいと思います。

今回は設計図を基にした加工図作成の為の問題点を記述しましたが、工場製作と現場架設については次回に報告します。

グラビア写真説明

西新宿Kビル 昭和63年11月に竣工し、「西新宿木村屋ビルディング」となった。名前から分るように、明治2年に我国で初めてパン店を開いた木村屋総本店が、創業120年記念事業の一環として同社新宿工場跡地に建設したインテリジェントビルである。この建物の特徴は、その平面形状が敷地の関係と、ビル風対策も考慮してユニークなダイヤモンド形(菱形)になっていることである。このことから、鉄骨の柱は全て遠心力鋳鋼管(Gコラム)が使用された。なお、敷地の約50%を公開空地として、緑豊かな憩いの空間を造り出している。(永瀬)

長大コンクリートアーチ橋 (別府橋)のメラン材の設計と架設

Design and Construction of Melan Members for Long-Span Concrete Arch Bridges—the Case of Beppu-bashi Bridge

久保田 幸 男* 木 越 俊 夫** 松 本 泰 成***
Yukio KUBOTA Toshio KIGOSHI Yasunari MATSUMOTO

Summary

The Beppu-bashi Bridge which is under construction will become the concrete arch bridge with the longest span in the East upon its completion. For the erection of this long-span concrete arch bridge both the truss cantilever method and Melan method were adopted.

This report describes the outline of the design of the Melan members which are in the middle of the arch. The bridge's bearing-shoe structure and the erection method during which the whole of the Melan members, 70m in total, was lifted are also described.

1. まえがき

別府橋は、長崎と大分を結ぶ九州横断自動車道の終点近く、別府市に建設中のコンクリートアーチ橋である。アーチスパンは235mで、昭和64年春の完成により東洋一の長大アーチ橋となる(図-1)。

別府橋の架設工法としては、種々検討の結果、水平材、鉛直材及び斜吊材によりトラスを形成しながらリングを張出し架設するトラスカンチレバー工法が採用された(図-2、写真-1)。アーチリングが両側アバットから約85mの張り出し架設が完了すると、残る中央クラウン部約70mの間に、メラン材と称する鋼製のアーチ部材を先

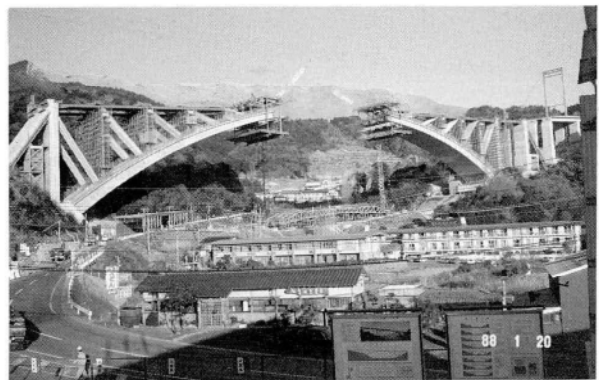


写真-1 アーチリングのトラスカンチレバー架設

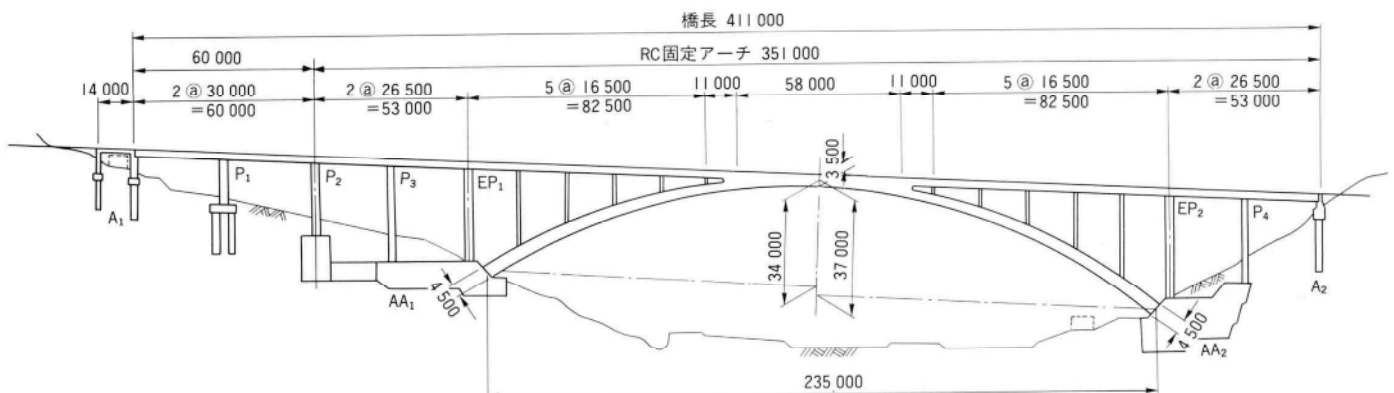


図-1 別府橋一般図

* 技術本部設計部設計第一課長
** 千葉工場工事事務課課長

*** 宮地建設工業(株)大阪支店工事事務課課長補佐

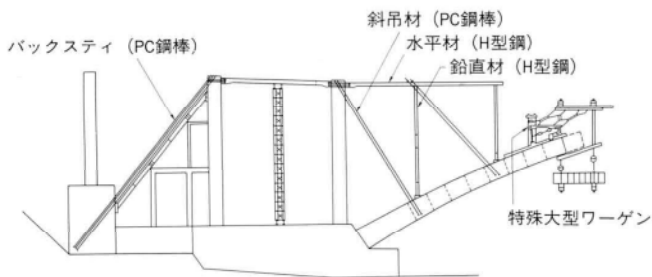


図-2 トラスカンチレバー工法

行架設する。このメラン材により左右のアーチリングを連結し、仮閉合が終了する。メラン材は、クラウン部コンクリート重量を支持する支保工の役目と、コンクリートと鋼より成る複合アーチを形成する役目を兼ねる部材である。

本文では、このメラン材の設計の概略と、一括架設について報告するものである。

2. メラン材の設計

(1) メラン主構

メラン材の構造は、図-3、図-4に示す様にプラットトラス4主構面で構成される2主構を単位として上下に横構を設けて、疑似箱桁を形成している。それぞれの桁は間隔保持のため、仮支材で連結する。この仮支材は、コンクリート打設が進むに従い撤去する。又、コンクリート打設ブロックにある対傾構についても順次撤去していくものである。メラン材には、

メラン材鋼材自重 (約530 t)

ワーゲン自重 (約250 t/基×2基)

打設コンクリート自重 (約10 t/m)

等の大きな荷重が作用する。その他に作業荷重、風荷重、地震荷重、温度変化、支点移動の影響及び、コンクリートの乾燥収縮、クリープの影響を考慮している。

メラン材の断面力は、水平、鉛直材等すべてを含めた全体架設系で解析され、施工段階ごとに逐次構造形を変化させて求めている。即ち、メラン材自重に対しては、

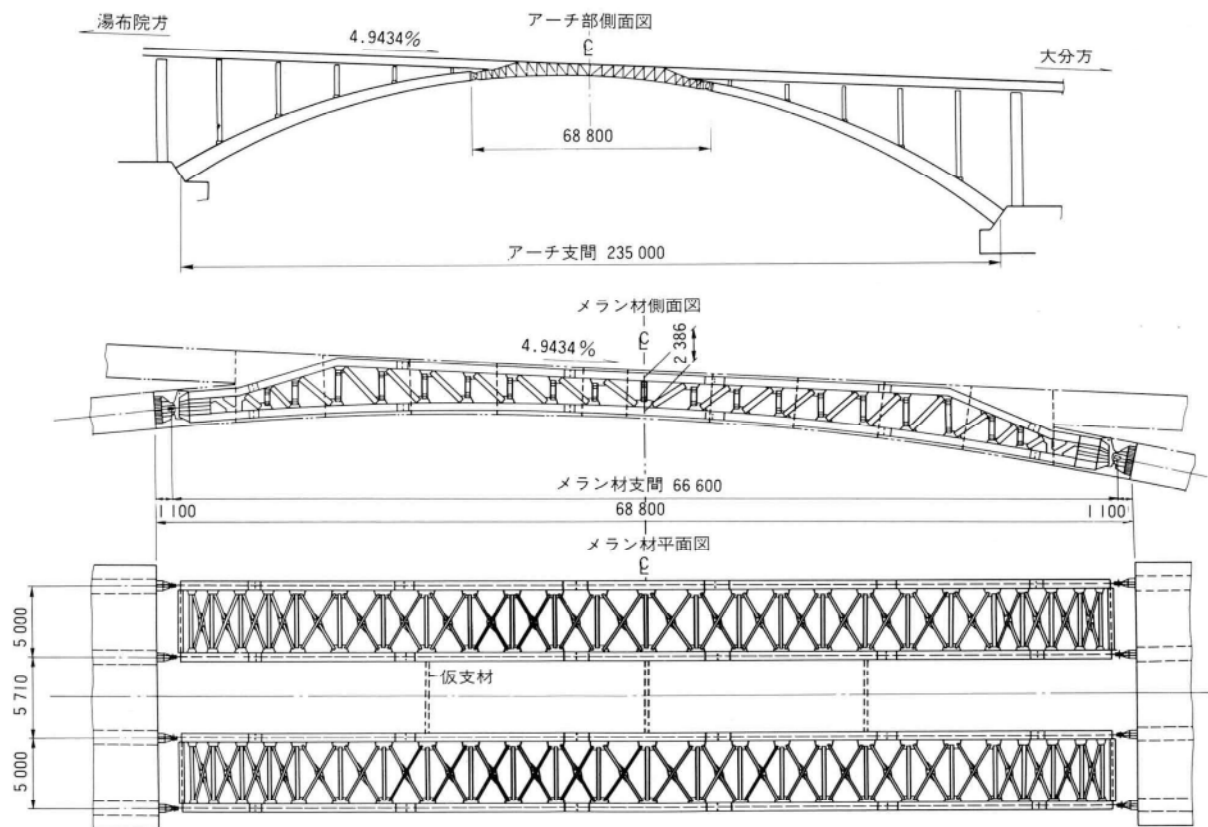


図-3 メラン材一般図

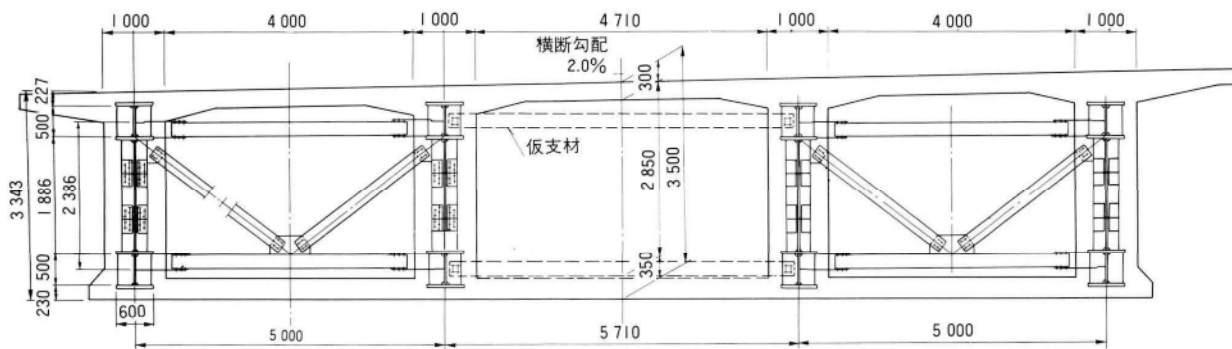


図-4 アーチクラウン部断面図

メラン両端は単純支持（一端ピン、他端可動）状態であり、メラン部最初のコンクリートブロック打設時には、両端ピン支持になり、次のステップでは、前回の打設ブロックは硬化し、メランの両端はアーチリングと剛結状態に変化していく如くである。なお、この様な全体架設系の解析は、別府橋工事の元請である鹿島建設・住友建設共同企業体にて行なわれた。

図-5 にメラン材の最大断面力図と、メラン上下弦材の断面構成図を示す。最大断面は支間中央部で、S M58材の板厚50mmが必要となった。

部材の連結には、高力ボルトM24（F10T）を使用してボルト本数を少なくし、ボルト列が10列以上になるのを避けた。

(2) メラン支承部の構造について

メランの支承は、メラン材の一括架設に先だて、アー

チリング先端の所定の位置に、PC鋼棒で定着固定される。機能的には、メラン材の架設完了時において、メランは両端ピン支持である。

コンクリートのアーチリング側、鋼のメラン材側共に製作誤差、架設据付誤差、計算誤差等の種々の誤差が考えられるので、メラン支承には、これらの誤差を吸収できる構造にしておく必要がある。

メラン支承で、特に大きな誤差を吸収しなければならないのは、支間長の誤差である。このため、メラン材側のピン孔は丸孔で、支承側は長方形の角孔とし、ピンとブッシュを納めた後、ブッシュの前後にフィラープレート挿入して、ピン位置を固定する構造とした。支間長の誤差の吸収は、この前後のフィラープレート厚を増減することにより可能である。誤差の吸収量としては十分余裕を取り、±120mmとした。

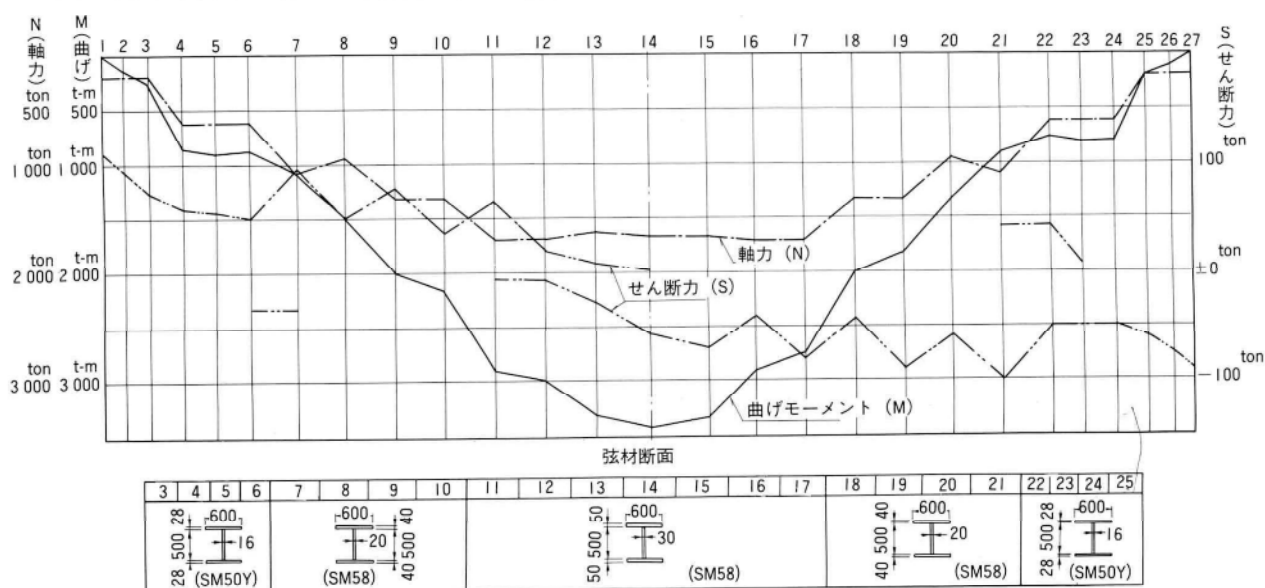


図-5 メラン断面力図及び弦材の断面構成

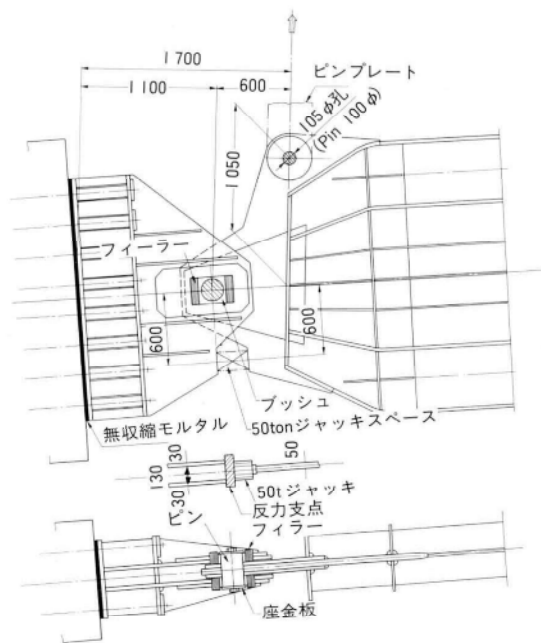


図-6 メラン支承構造図

図-6にメラン支承構造図を示すが、メラン材位置の微調整のためのジャッキスペース構造、及びメラン材一括架設時の吊点位置、構造も示す。

(3) メラン材の変形量

メラン材の変形量の算出は、断面力の算出の場合と同じく、施工段階ごとに逐次構造形を変化させた全体架設系にて解析され、コンクリートの乾燥収縮、クリープの影響も考慮されている。

メラン部は、アーチリングと補剛桁が一体となっている部分であるため、上面は直接道路面になる。このためメラン材の変形量の誤差は路面の出来型に直接影響すると共に、下面はアーチリングの下面になるので、アーチの軸線の誤差に関係し、断面力にも影響を及ぼす。従って、メラン材の変形に対しては十分な精度が要求された。図-7にメラン材の製作キャンバー図を示す。

メラン材の自重による変形量は、工場内での仮組立時に支点支持することにより、あらかじめ確認が可能である。そこで仮組立検査終了後に片側のみこれを実施した。その結果、計算値との誤差は微小で、わずかにプラス側の傾向であった。写真-2、3に仮組立状況、及びメラン支承との取り合い状態を示す。

メラン材一括架設による各部材の変形量の計算値を図-10に実測値と比較して示す。

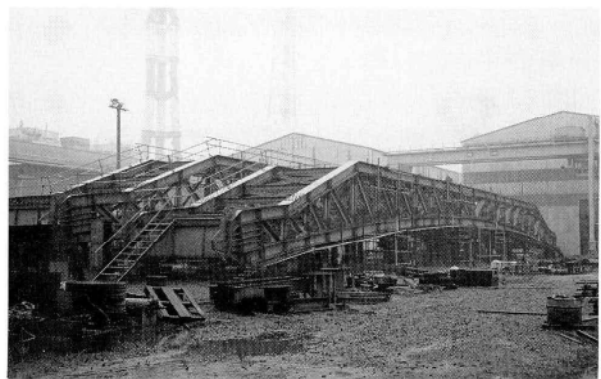


写真-2 メラン材の仮組立状況

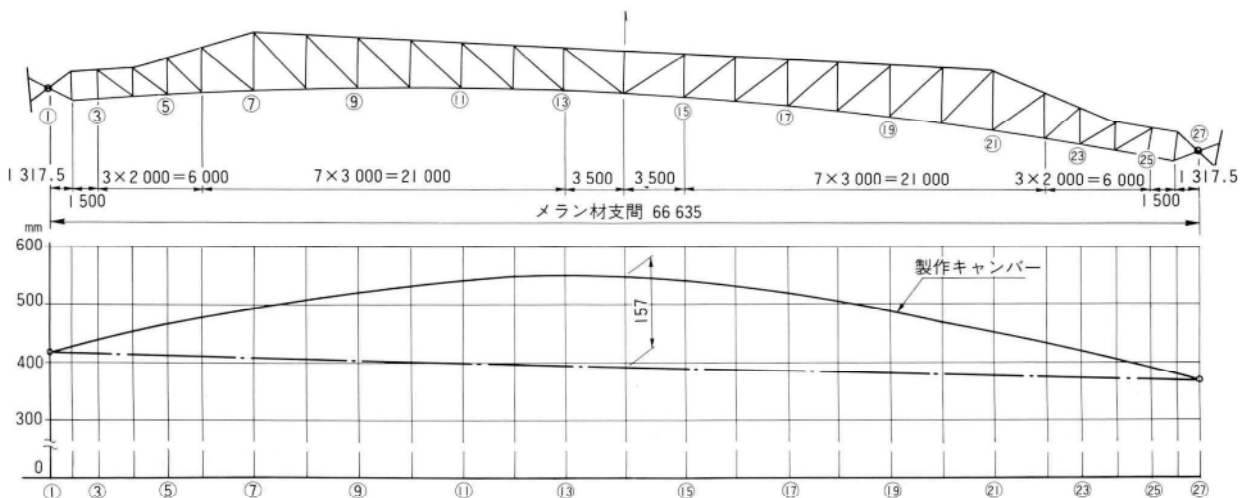


図-7 製作キャンバー図

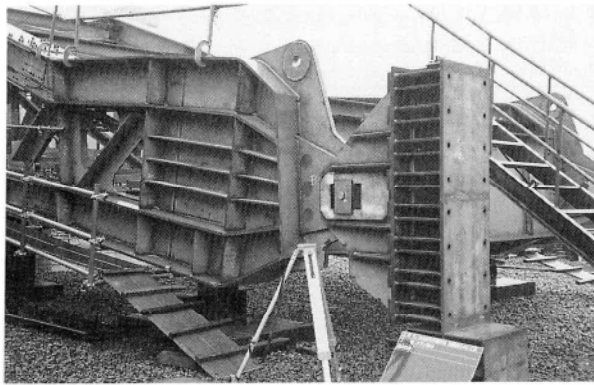


写真-3 メラン支承の取合い状態

3. メラン材の架設

(1) 架設の概要

メラン材の架設は、アーチリングの張り出し架設が所定の位置（18ブロック）まで完了後、あらかじめ地組みされたメラン材（ $W \approx 530.0 \text{ t}$ ）を、ワーゲンに組み込まれた吊り上げ設備（リフトアップジャッキ）にて一括吊上げし、アーチリング先端の沓にピンを固定し架設するものである。

(2) メラン材の架設

(a) メラン材の地組位置の決定

メラン材の架設工法がリフトアップによる一括吊上げなので、地組みされるメランの位置関係が架設時に非常に影響する事になり、地組み位置の実側の精度が高度のものを要求された。実測に際しては、工場での仮組み段階のメランの支間（多点支持、支点支持状態）、キャンパー（多点支持、支点支持）の確認、現地でのアーチリングの支承位置との関連を考慮して、ペント基礎コンクリート上に地墨を出し、その地墨を基にしてメラン材地組み位置を決定した。

(b) メラン材の地組み

メランの地組み立ては、パイプペントをA、Bラインの所定の位置、高さに設置した後、Bラインより100t吊りクローラークレーンを用いて組み立て行なった。組立方法は単体で行ない、順序は下弦材→下弦材対傾構→下横構→垂直材→斜材→下弦材防護工→上弦材→対傾構→上横構の順で行った（写真-4）。組立に際しては、アーチリング先端の支存取付け位置を基準にして、吊上げ時

のアーチリング部、メラン材のたわみや温度変化等、各種の変位量を算定し反映させた。メランの組立後、キャンパー測定を行った後、高力ボルトの本締め、塗装（添接部）をして地組み立てを完了した（写真-5）。

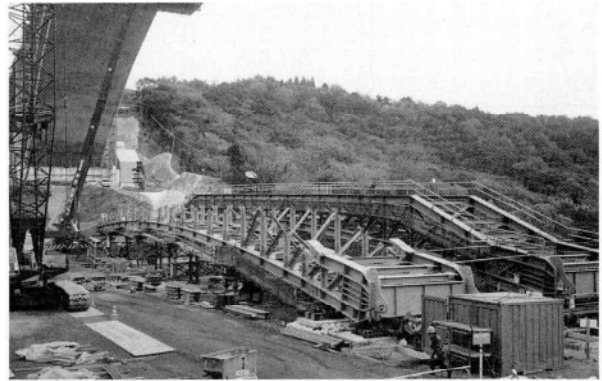


写真-4 メラン材地組中

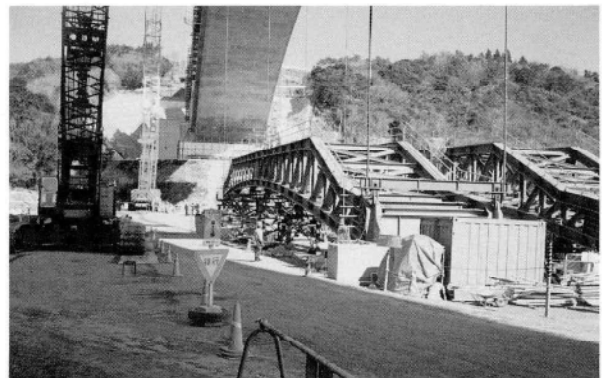


写真-5 地組、塗装完了、ステップロッド取付完了

(c) 吊上げ

1) 吊上げ方法の選定

吊上げ方法は

- ① 油圧ジャッキによる吊上げ
- ② ウィンチによる吊上げ
- ③ 大型クレーンによる相吊り

の3案について比較検討した結果、表-1に示すように、高い精度が得られること、安全性が高いこと、さらにアーチリングおよびワーゲン構造に不均等荷重を与えたくないこと、等の理由により、油圧ジャッキ案のうちリフトアップジャッキ案を採用した。

2) 吊上げ手順

吊上げは特殊大型ワーゲンにA、Bライン各4台、

表-1 吊り上げ方法の比較

	架設概要図	特徴	問題点
ジャッキ使用案 センターホールジャッキ	<p>センターホールジャッキ 大型特殊ワーゲン ワーゲン補強鋼材 吊りテンションロッド 吊りビーム メラン鋼材</p>	<ul style="list-style-type: none"> 既設ワーゲンの補強改造を行い、16台のジャッキで2連同時に吊上げ可能。 微調整操作ができ、据付け精度を確保できる。 	<ul style="list-style-type: none"> 吊上げに時間を要す（18.5時間）。 ロッド径状より大型ジャッキ500tが必要となる。 盛替え（ロッド受け）に手間がかかる。 吊りロッドが新製品となり割り高となる。 気象（風）に作業日の制約を受ける。
ジャッキ使用案 リフトアップジャッキ	<p>リフトアップジャッキ 大型特殊ワーゲン ワーゲン補強鋼材 吊りステップロッド 吊りビーム メラン鋼材</p>	<ul style="list-style-type: none"> 既設ワーゲンの補強改造を行い、8台のジャッキで2連同時に吊上げ可能。 ジャッキ遠隔集中制御システムほか荷重均等化、速度調整等ができる。 微調整操作により高い据付け精度を確保できる。 大容量の吊上げも可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> 吊上げに時間を要す（10.0時間）。 気象（風）に作業日の制約を受ける。
ウインチ案	<p>大型特殊ワーゲン ワーゲン補強鋼材 大型特殊ワーゲン 吊上げ固定滑車 吊上げワイヤ 吊上げ可動滑車 メラン鋼材 案内滑車 単胴ウインチ アンカーブロック</p>	<ul style="list-style-type: none"> 既設ワーゲンの補強改造を行い、8台のウインチで2連同時に吊上げ可能。 短時間（2時間）で吊り上げることができる。 	<ul style="list-style-type: none"> ワーゲン部材を利用して吊り上げると巻上げ代の取合いで大改造が必要となる。 8台ウインチでの合吊り作業のため連携が難しい。 不均等荷重がかかる。
大型クレーン案	<p>吊りビーム メラン鋼材 大型クローラークレーン アーチリング</p>	<ul style="list-style-type: none"> 既設ワーゲンの補強、改造がほとんどない。 2台の大型クレーンで短時間に吊り上げることができる。 	<ul style="list-style-type: none"> 大容量クレーンの確保が難しい。 2連同時の吊上げは、クレーン足場がないため難しい。 合吊り時の連携が難しいため、クレーン能力に余裕幅が必要となる。 不均等荷重がかかる。

計8台のリフトアップジャッキ（油圧ジャッキ最大揚力95 t）を設置し、最大径85mmの吊上げ用鋼棒（ステップロッド）を使用して行った。また油圧ポンプユニットを各々のワーゲン上に1台設置し、一方のワーゲンに設置された操作盤で遠隔操作により吊上げた。吊上げ途中でのロッド抜き取り等の揚重設備として、150t吊クローラータワークレーン2台を配置した。吊上げ要領およびジャッキ作業手順を図-8、9に示す。

3) リフトアップ前の確認

リフトアップ用鋼棒のセット完了後、表-2の手順でリフトアップ前の確認を行った。

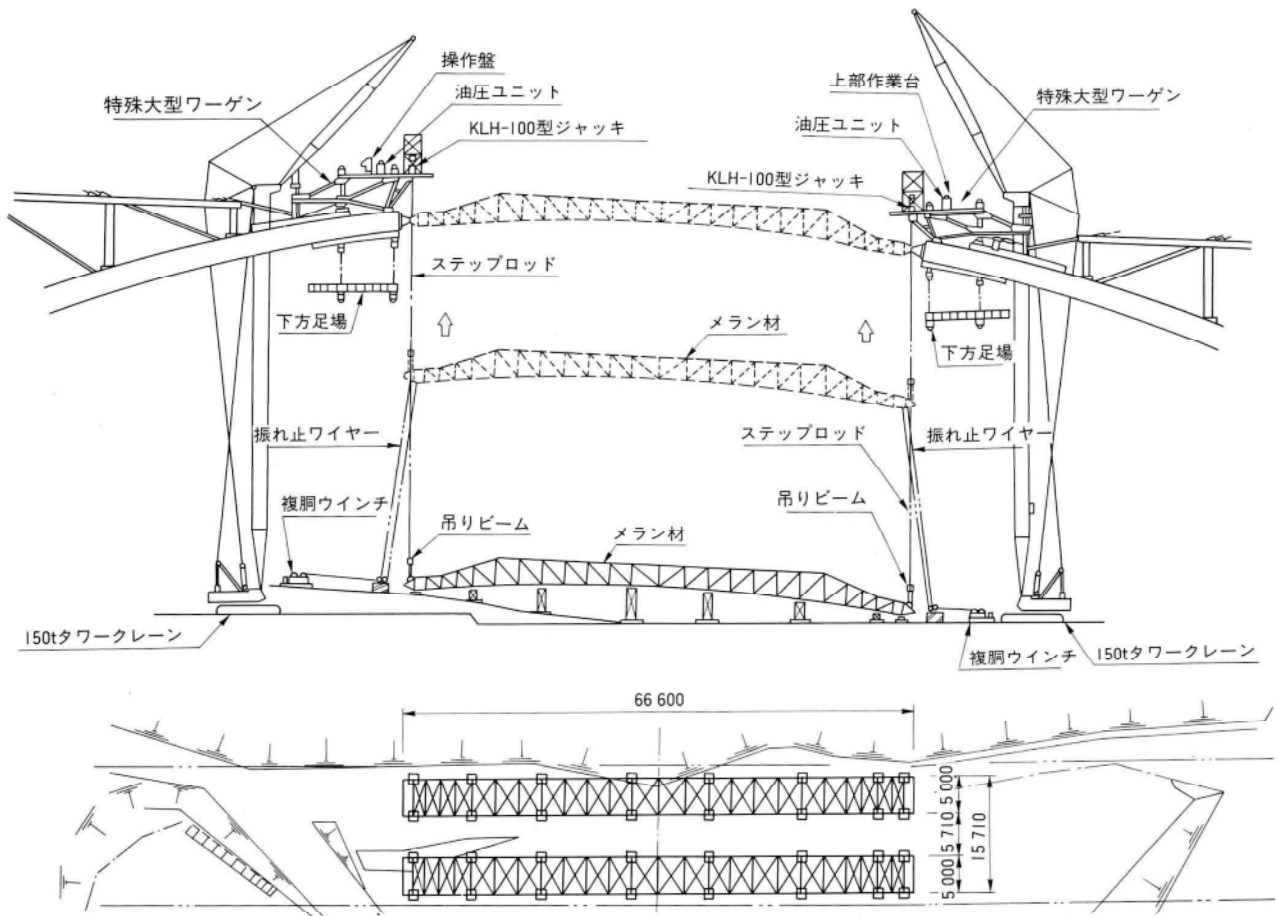


図-8(a) 一括架設要領

表-2 リフトアップ前の確認フローチャート

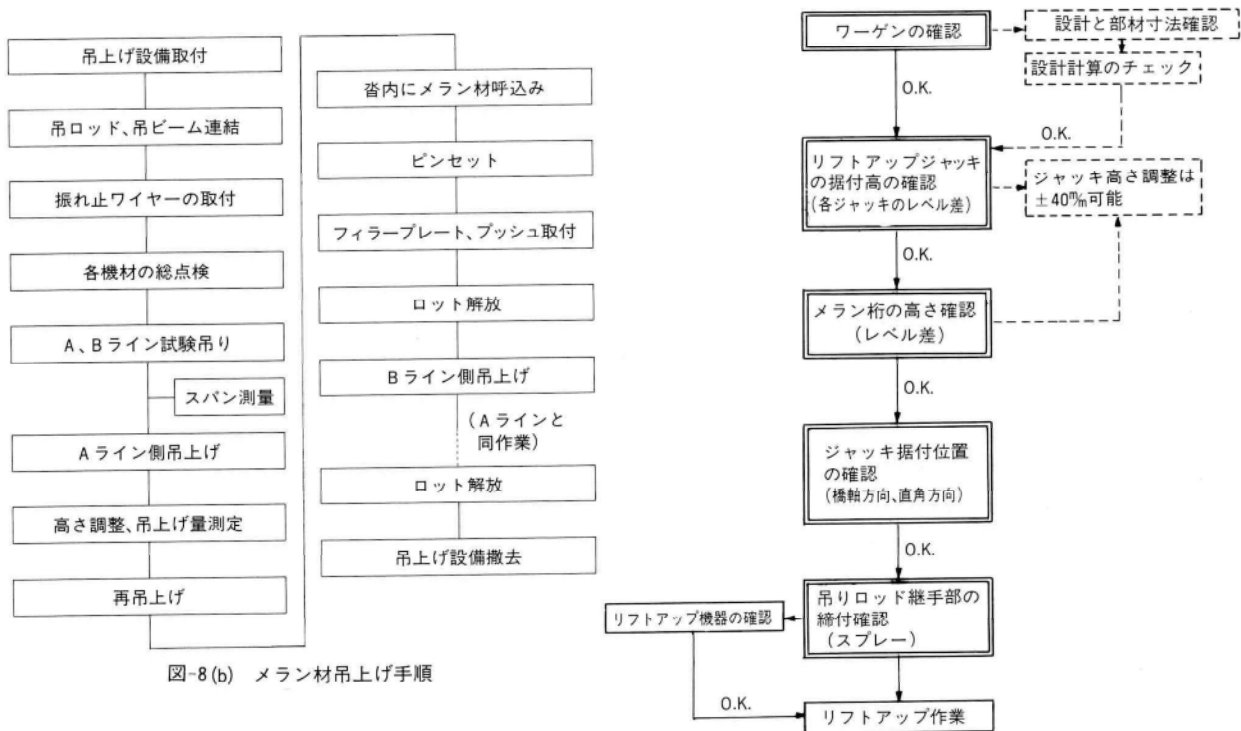
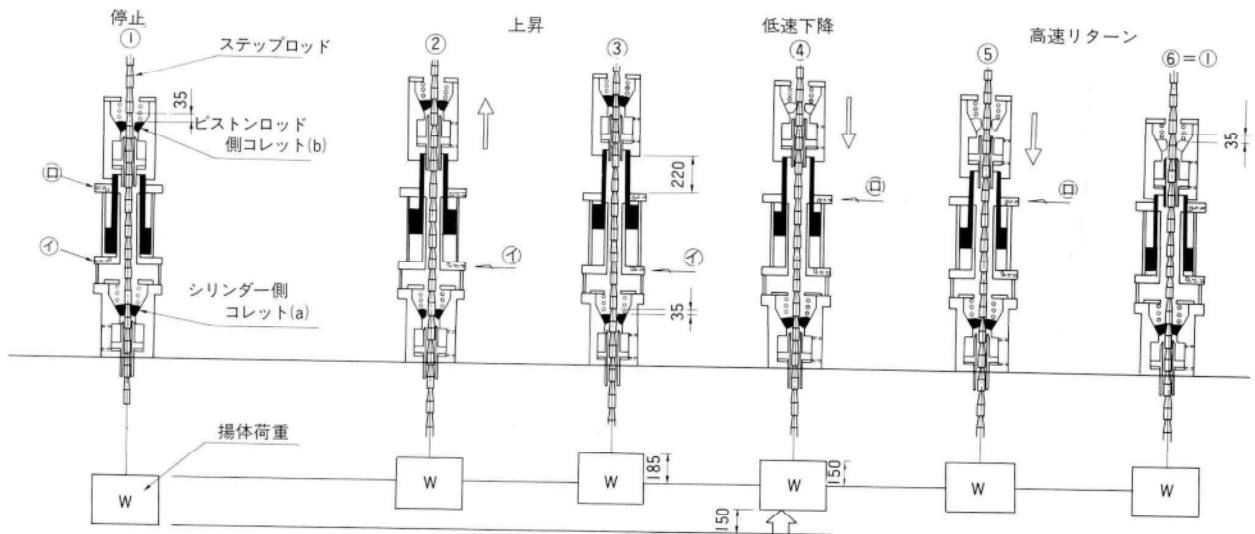


図-8(b) メラン材吊上げ手順



- | | | | | | |
|--|--|--|--|---|--|
| <ol style="list-style-type: none"> 1. 荷重はシリンダー側コレット(a)に架っている。 2. 操作盤の上昇スイッチONで①に送油する。 3. ピストンが伸び始める。 4. 揚体は上昇せず。 | <ol style="list-style-type: none"> 1. ピストンは35%伸びた所でピストンロッド側コレット(b)がステップロッドのステップ部に架かる。 2. 荷重が(a)コレットから(b)コレットに変換する。 | <ol style="list-style-type: none"> 1. (a)コレットは1段下のステップロッドのステップを通過し35%上げ越した状態になる。 2. ピストンはストロークエンド 220%伸びた状態。 3. 揚体は 185%上昇する。 | <ol style="list-style-type: none"> 1. 操作盤の低速下降スイッチONで下降側②に送油する。 2. ピストンは低速下降し始める。 3. 揚体を下降する。 | <ol style="list-style-type: none"> 1. ピストンは35%低速下降した所で(a)コレットがステップロッドのステップ部に架かる。 2. 荷重が(b)コレットから(a)コレットに変換する。 3. 揚体は35%低速下降する。 | <ol style="list-style-type: none"> 1. 操作盤の高速下降スイッチONでピストンは高速リターンする。 2. (b)コレットは1段下のステップロッドを通過し35%下げた状態になる。 3. 揚体は 150%上昇した事になる。 |
|--|--|--|--|---|--|

図-9 ジャッキ作動説明図

4) 試験吊り

本リフトアップ前日に、アーチリングとメラン材との形状、寸法、及びワーゲン等の仮設備、ジャッキの能力、スピード、ロッドの能力、撤去時間を確

認する目的で試験吊りを行った(写真-6、写真-7)。吊上げはA、B両ライン同時にアーチリングに荷重を負荷する事でリフトアップジャッキに30%→60%→100%の段階で負荷しながら、ワーゲン、アー



写真-6 リフトアップ設備全景

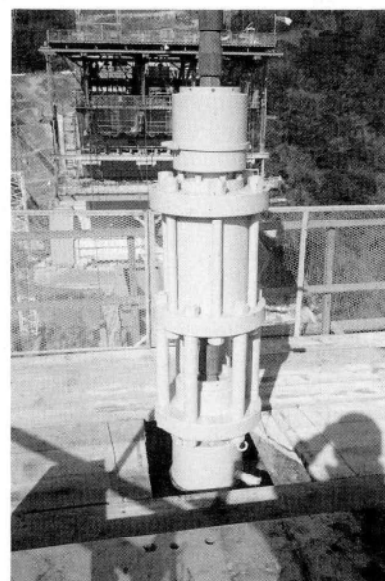


写真-7 リフトアップジャッキ (耐力95t)

チリング、メランの変位等を確認しながら地切りを行った。その後Aラインだけで2 mのリフトアップ試験吊りを行い、メラン、アーチリングの実測（支間、たわみ量、通り）をして計画値と照合し確認した。又、ロッドの撤去時間も全体の時間工程に影響が出るので計画時間との比較を行い確認した。計画値（計算値）と実測値との比較を図-10に示す。



写真-9 Aライン、リフトアップ完了状況



写真-10 Bラインリフトアップ状況

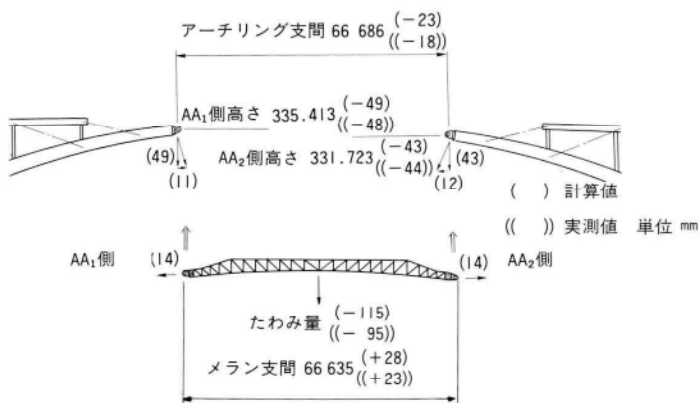


図-10 メラン材一括架設による各部材の変形量

5) リフトアップ

リフトアップはAラインとBラインのメラン材を2日に分けて行った（写真-8、9、10）。Aラインについては予定通り風の影響もないとの判断で常時3 m/sec～5 m/secの中で早朝5時より13時30分まで



写真-8 Aライン、リフトアップ状況

の8時間半をかけて行ったが、Bラインのメランについては強風警報が出たため、2日間は作業を休止し、3日目にある程度の風が出るが常時10m/secは吹かないという予報だったので強行し、早朝5時から15時迄の10時間でリフトアップを完了した（写真-11）。吊上げ速度は計画では1時間当たり4.5mであったが、ロッド抜き取り時間等により実績では6.0m/hであった。吊上げ実績を表-3に示す。また、吊上げ途中での各部材応力の計測管理においても異常な数値は認められなかった。

① リフトアップ時のジャッキ負荷

メラン材約530 t（265 t×2連）を8台のジャッキで同時に地切りするので、ワーゲンへの偏荷重を避けるためロードイコライザーを使用してジャッキ



写真-11 A、Bライン共リフトアップ完了

表-3 リフトアップ作業実績表

	S. 63. 2. 5 Aライン(1回目)	S. 63. 2. 8 Bライン(2回目)
実リフトアップ量	43.0m	45.0m
作業時刻	5:00~13:30	5:00~15:00
作業時間	510分	600分
実作業時間	410分	405分
リフト所要時間	359分	351分
ロット抜取時間	36分	36分
ピンセット時間	15分	18分
点検補修時間	100分	75分
待機時間	—	※120分

ただし、点検補修は振れ止めワイヤ盛替えとリフトジャッキの補修時間である。

※Bラインの吊上げ開始時、前日の強風の余波があったため、風がおさまるまで作業開始を延ばした。

の速度差、およびロッドのレベル差による変動荷重を吸収することとした。またその時の荷重変動をロードイコライザーに取り付けられた油圧計で圧力管理を行った。管理値はワーゲン部材強度より計画値の115%までとした。リフトアップジャッキの反力は下記の範囲で管理を行った。即ち、

$$\text{常時荷重 } P = \frac{540}{8} = 67.5t$$

$$\text{吊上げ時の上限値 } P_{\max} = 1.15P = 76.0t$$

$$\text{下限値 } P_{\min} = 0.95P = 62.7t$$

で制限した。

実際にかかった荷重は66.0t~70.0tという荷重でほとんどバラツキは生じなかった。

② 風による横振れ対策

吊上げ途中、風によるメラン材の横振れが予想さ

れ、ステップロッドの振れ角が3°を超えると吊上げが不可能となるため、今回は余裕を見て1°を許容振幅として横振れ対策を行った。基本的には気象情報による最大風速10m/sec以下の日を選んでの作業としたが、吊上げ中に予期せぬ突風によってメラン材の振幅が許容値を超えることを想定して図-11に示すような横振れ対策を実施した。尚表-4にBライン吊上げ時の風によるメラン材の横振れを示すが、瞬間的に1°を超えたもの特に以上は認められなかった。

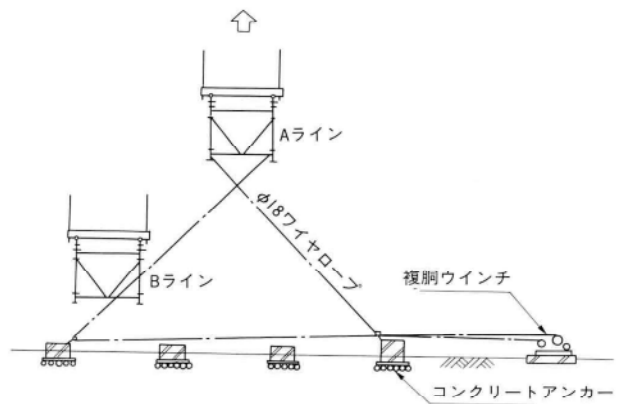


図-11 メラン材横振れ対策要領

表-4 メラン材吊上げ時の横振れ測定値 (Bライン材)

リフト高(m)	測定時	瞬間最大	橋軸方向	AA側		耐風対策
				側	側	
45.0						
40.0	10~15	15	12	30	30	振れ止めワイヤ緊張
35.0	5~8	14	35	80	50	振れ止めワイヤ緊張
30.0	5~10	15	80	250	200	振れ止めワイヤ緊張
25.0	5~12	15	145	330	330	振れ止めワイヤ緊張調整
20.0	6~10	10	115	100	100	
15.0	3~5	7	30	50	50	
10.0	5~6	8	90	60	45	
5.0	0~2	5	32	32	45	
2.0	0~2	3	20	7	8	振れ止めワイヤセット
0.0	0					
	測定時	瞬間最大	橋軸方向	AA ₁ 側	AA ₂ 側	耐風対策
	風速(m/s)	最大振れ(mm)	直角方向			

直角方向振れ

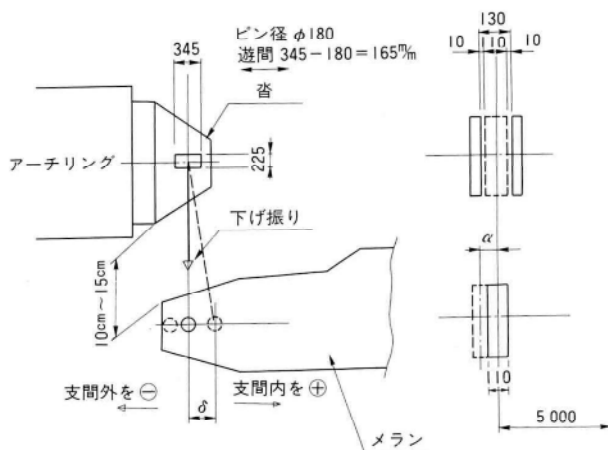
(d) 沓セット

アーチリング支承とメラン支承部が10cm迄接近した位置で、残揚程量、位置、方向を確認しメランの振れ止めのレバーブロックを図-12、13の要領でセットした。4点の沓の内、最初の1点にピンが挿入出来る状態でリフトアップをストップし、リフトアップジャッキをリングで固定する。他の3点も同じ要領でリフトアップジャッキを固定した後4点のピンを挿入し(図-14)、橋軸方向の確認を行いA A₁側のピン位置を決定後A A₂側のフィラープレートを挿入し取り付ける。A、Bライン共同じ要領で行なった後、A A₁側のフィラーを挿入し、リフトアップジャッキの反力を解放して沓のセットを完了した。

尚、アーチリング付きの沓については、リフトアップ前にアンカーボルトに所定の軸力をセンターホールジャッキにて導入し、無収縮モルタルを注入し、沓を固定した。

(e) ストラットの架設

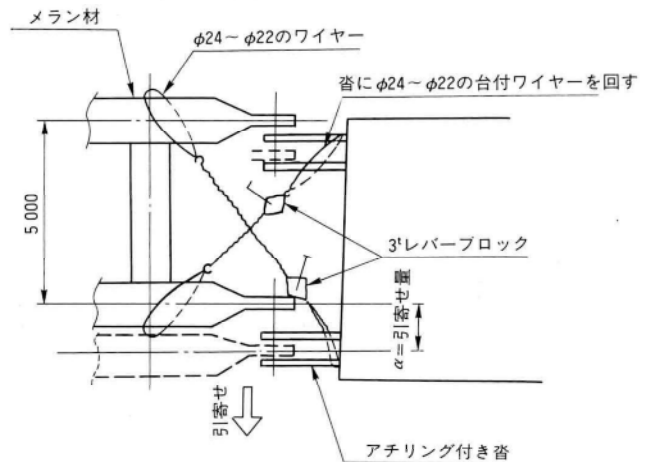
リフトアップジャッキの解体及び沓フィラープレート挿入完了後、150t吊クローラータワークレーンでストラットの取付けを行い全作業を完了した。



〈実績〉
湯布院側で+20%だったので遊間量には全く影響なく
差込みを行なった。

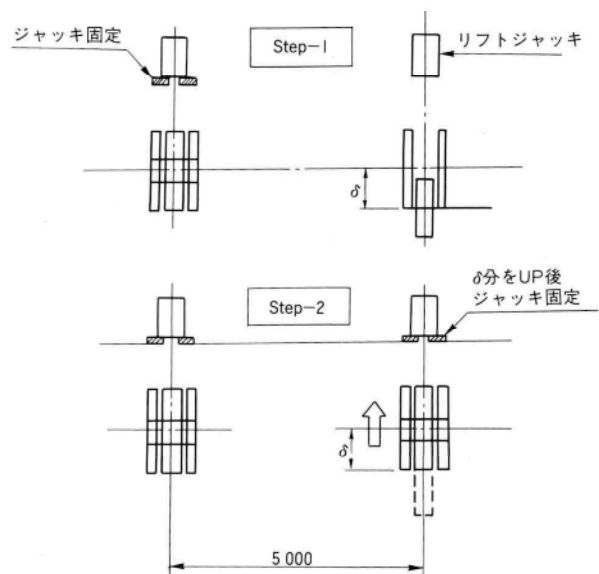
図-12 沓位置より10cmの所での確認要領図
(残揚程量、位置、方向の確認)

沓に引込む段階でαの値がそのまま入らないようであればレバーブロックで引張り、引寄せながらアップする。



〈実績〉
引寄せ作業は中心に合わせるだけの作業でリフトアップを完了した。

図-13 平面方向のメラン引き寄せ要領図



4点の沓で最初にピン挿入可能になったヶ所で吊上げを中止してジャッキにリングを施工し、吊上げを再会して次に挿入可能になったヶ所と順次施工して4点を合わせリング固定を行なった。

図-14 ピン挿入手順図

4. あとがき

最大リフトアップ量が45m、吊上げ重量約540tのメラン材を気象条件が悪かったにもかかわらず、無事工事を完成させることができた。これはひとえに日本道路公団福岡建設局を始め鹿島建設・住友建設共同企業体の皆様の御協力のたまものと思います。誌上を借りてお礼を申し上げます。

新幹線盛土区間における架道橋の急速施工

Rapid Construction of Overbridge on the Banking Area of Tokaido Shinkansen Railroad Line

菅井 衛* 藤居 正裕** 桑原 浩樹***
Mamoru SUGAI Masahiro FUJII Hiroki KUWABARA

Summary

An overbridge using a new engineering method was constructed on a filled embankment area of the Tokaido Shinkansen railroad line. With this method, the soil originally laid on the ground immediately beneath the bridge is removed after installing girders with a grid structure, and a concrete culvert is constructed.

The key point of this construction was that the tracks had to be switched onto the steel girders, which were fabricated and prepared beside the embankment and moved into place, during the short interval in the railway service at night (six and a half hours).

This paper reports mainly on the steel girder work which was undertaken by the authors.

1. まえがき

ここに報告する東海道新幹線箕輪架道橋工事は、東海旅客鉄道株式会社（旧国鉄岐阜工事事務所）の設計・施工監理の元に施工され、昭和63年3月に無事開通し、今日に至っている。

この工事は、安全高速走行を使命とする新幹線の列車運行を妨げる事なく、盛土区間に架道橋を新設するという、我が国最初の試みであった。

工法としては格子桁形式の工事桁（重量850t）を、1夜の列車間合の間に盛土部分を取り除き、工事桁を横取り架設し、そっくり軌道部を入れかえるという新しい工法が採用された。その後新幹線の運転に支障をあたえる事なく、工事桁の下での作業により架道橋を新設した工事である。

本文はその活線横取り工法を中心に工事の概要を報告するものである。

2. 架道橋計画の概要

東海道新幹線豊橋～名古屋間に新駅（三河安城駅）の工事が進められると同時に、駅周辺整備の一環として、都市計画道路、安城～箕輪線と、東海道新幹線との交差部に箕輪架道橋が計画された。図-1に三河安城駅周辺の略図を示す。

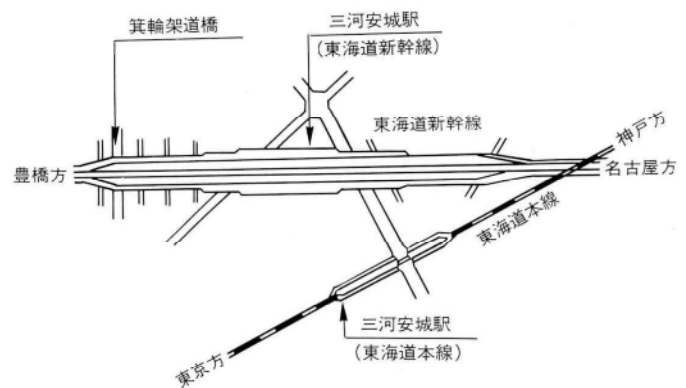


図-1 三河安城駅平面図

箕輪架道橋の施工箇所は、三河安城駅の使用開始前は、上下線2線であるが、使用開始後は、4線となるため、交差工事は、新駅の使用開始前に完成させることが必要であった。高速安全走行を確保する必要がある新幹線では、活線下でのこのような工事は過去に実績がなくはじめての試みであった。盛土区間である事から軌道に悪影響を及ぼす要因を取り除き、諸々の問題点を解消すべく架道橋の工法が検討された。

工法については、仮線方式による死線施工、フロンテジャッキング工法、NNCB工法、URT工法、工事桁架設工法等について、施工性、徐行回数、軌道変状、経済性、工期、将来の保守管理上の問題点等について検討した結果、格子桁を工事桁として架設した後、格子桁直

* 宮地建設工業(株)東京支店工事事務部計画第一課長 *** 宮地建設工業(株)東京支店工事事務部工事課主任
** 宮地建設工業(株)大阪支店工事事務部工事課係長

下の盛土を取り除き、コンクリート函体を施工する新しい方式（格子桁架設方式）によることになった。施工段階図を図-2に示す。

(1) 道路及び架道橋の諸元

① 道路

路線名 都市計画道路新城箕輪線
 構造基準 4種1級、設計速度60km/h 最急勾配5%

② 架道橋

構造 RC造ラーメンボックス
 道路幅員 25.0m 車道6.5m×2、歩道3.75m×2

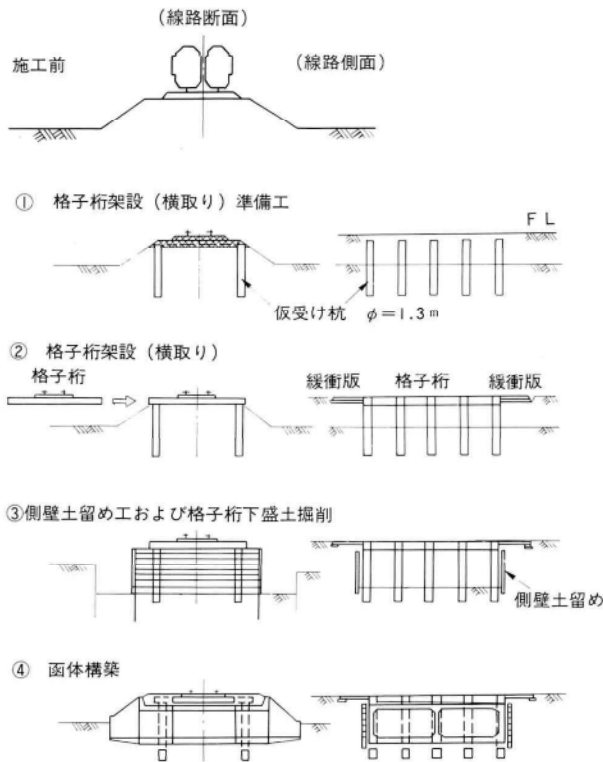


図-2 施工段階図

(2) 構造の概要

(a) 格子桁

工事桁を架設するには工事桁を支える受台が必要であるが、新幹線軌道への影響を極力おさえる為、軌道から可能な限り離すことが望まれる。

このようなことから図-3のように工事桁として、5本の箱桁断面を有する横主桁（線路直角方向）と4本の縦桁（線路方向）とからなる格子桁型式とし、各横主桁

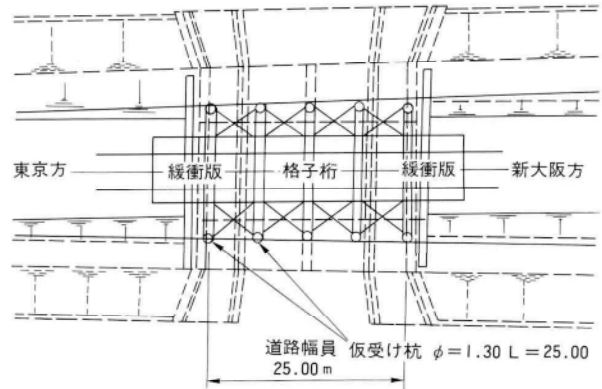


図-3(a) 箕輪架道橋の平面図

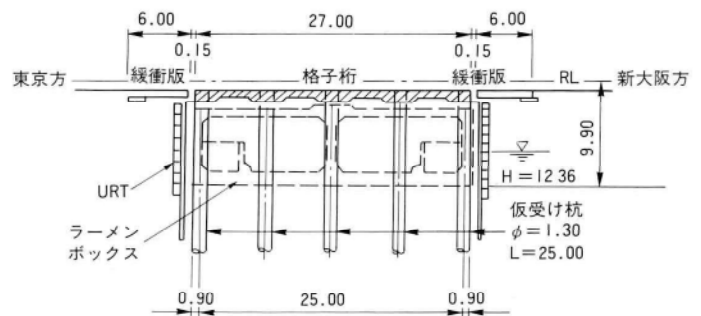


図-3(b) 側断面

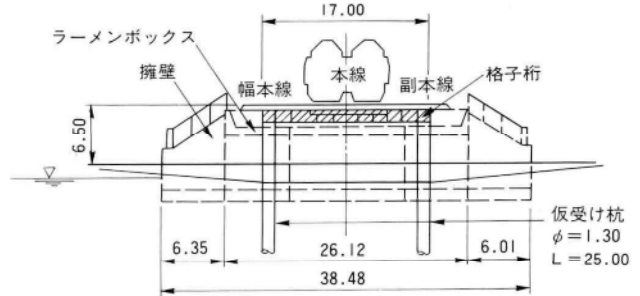


図-3(c) 断面図

の端部、計10点を場所打ちぐいによる受台（仮受杭）で支える方式とした。

なお、仮受杭は、施工基面外に打設する。

(b) 緩衝版

格子桁の架設に伴い、盛土部の“柔”に対して格子桁部が“剛”の構造となり、両部分の柔剛の差が大となる。この差を和らげるため、緩衝区間として格子桁両端部に、上下線別に緩衝版を設置した。緩衝版の格子桁側は、格子桁とヒンジ構造で連結し、他端は、盛土部に着地させた。

このように、緩衝版は、格子桁直下の盛土掘さく時における周辺盛土のゆるみを吸収するためにも重要な機能を果たすこととなる。

3. 全体工程と架設諸元

列車の徐行を最短期間に抑える様計画され、仮受杭、格子桁架設直後、URTエレメント圧入、および格子桁下掘削時に、列車の安全走行を確保するため70~120km/hの徐行期間が設定されている(表-1)。

表-1 全体工程

工事種別	昭和61年度												昭和62年度											
	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	
準備工	—																							
工事桁橋脚 (仮受け杭)	—																							
格子桁製作架設	製作												組立て 架設(横取り)											
側壁土留め工	—																							
格子桁下盛土掘削													—											
団体構築													本線部 横桁撤去 副本線部											
節片付け													—											

格子桁横取り架設諸元は以下のようになる。

作業間合 6時間30分
 横取り距離 32m
 横取り重量 約850t (格子桁210t、緩衝版130t、
 軌道390t、吊り桁90t、横取り設備30t)
 すき取り量(道床、盛土) 約890m³
 線路方向延長 約40m

4. 架設前の確認試験

格子桁架設は、極めて限られた時間間合ですべての作業を完了する必要がある。架設時に発生する異常事態による新幹線列車の運休あるいは遅延による影響は、社会的にも営業上も甚大であるため、格子桁架設に先立ち、他所において現地と同様の状態を現出して確認試験を実施した。試験は、現地の施工条件等から、すき取り試験と横取り試験とに分けて実施し、これにより問題点は、本架設日までに検討し、解消することができた。なお、横取り試験については、千葉工場仮組立ヤードにて格子桁の仮組立を兼ねて実施した。実施した試験について概要をのべる。

(1) すき取り試験

下記の項目を確認するため本架設時と同時間帯の深夜に支障物(電柱、電車線等)も再現して実施した。

当社としては、160t吊及び80t吊油圧式トラッククレーンを使用しての軌条桁の据え付け、緩衝版受台の据え付けの2点を重点的に確認した。

- ① 時間測定 各作業の所要時分
- ② その他 重機作業の指示命令系統及び合図
支障物の影響(電車線、電柱、キ電線、
仮ケーブルトラス橋等)
夜間照明の適否
測量作業の状況(掘さく面高の確認、
緩衝版受台設置状況の確認)
競合作業の状況
深夜作業帯の作業能率

すき取り試験による検討事項は、下記のとおりであった。

- ① 時間短縮(軌条桁G₁根堀部の事前施工)
- ② 杭頭防護方法の見直し(撤去方法の簡略化)
- ③ 支障物の事前処理(水抜きパイプ、バラストマット、埋設ケーブル)
- ④ 緩衝版背面部の埋め戻し(砂利止メの設置)
- ⑤ 騒音下での合図の徹底

(2) 横取り試験

格子桁の仮組立を兼ねて、時間工程、作業上の問題点と構造上の問題点等を確認するため、格子桁架設時と同様に32mの横取りを行い、時間測定、反力測定、変位測定等を行った図-4に桁横取り段取りの図を示す。試験の結果と、考察について下記にする。

- (a) 時間工程(横取り1サイクルのタイム)の確認
横取りには、押し側、引き側にそれぞれ水平ジャッキを配置し、一方が作動している時、他方は、盛替を行い、時間のロスを少なくするダブルジャッキ方式を採用した。
水平ジャッキの作動時間は、所定のストロークを伸縮させるのに必要な油量とポンプの吐出能力から概算できる。本工事の場合、ストロークの長いジャッキと吐出能力の高いポンプを使用して、ジャッキの盛替と作動時間を短縮している。

- (b) 横取り時の水平力
滑り沓と滑り架台(テフロン板~テフロン加工面)を使用した横取り時の摩擦係数は、過去の実績では、初動時で0.055、移動時で0.045程度の値を持っており、今回

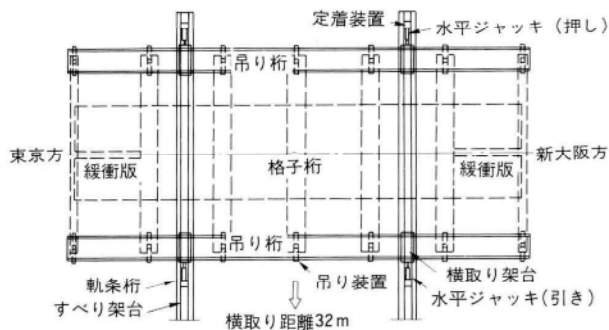


図-4(a) 桁横取り段取りの平面図



図-4(b) 桁横取り段取りの断面図

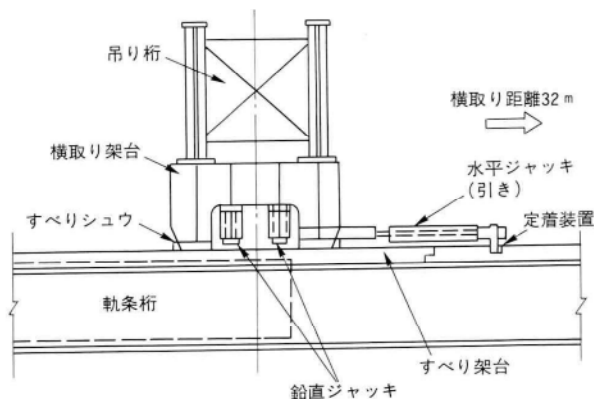


図-4(c) 桁横取り架台の詳細

においても大きな差異はみられなかった。

(c) 横取り装置類の作動状態

滑り沓の本体内に球座を使用しているため、偏心荷重による滑り沓のずれ、ねじれ等は、全く見られなかった。また滑り沓の爪と滑り架台の遊間が両側にそれぞれ10mm づつ有るため、桁全体のずれ等による影響はなく、格子桁の走行性は、極めて良好であった。

走行は常にスムーズで、滑り架台の継ぎ目の抵抗は見られなかった。

ジャッキの反力受け及び桁の逸走防止として、碇着装置を使用した。格子桁の移動時、停止時において、常に格子桁が滑り架台に碇着されており碇着装置の解放、固

定の状態が一目で確認できる点からも安全であるといえる。反面、碇着装置の解放、固定の作業が、作業員の慣れに影響され、横取りサイクル時間に影響を及ぼす事が懸念された。

本工事に使用した滑り沓は、その構造上高さが低く ($h = 130\text{mm}$)、走行時の安定性及び降下量の減少等短時間での作業を要求される本工事において最大の利点となっている。

(d) 降下据付作業

桁の降下は、各受台の鉛直ジャッキを同時に作動させ、1回の作動量は30mmづつとした。格子桁の変形による過大な応力の発生と、吊桁の変形によるジャッキ反力の不均等を防ぎながら行うものとした。

(e) 反力測定

格子桁を吊り下げた時の吊装置の反力及び格子桁据え付け時の受台に取付けた鉛直ジャッキの反力測定を行った。反力のばらつきはあまり見られず、設計値に近い値を得た。

(f) 変位測定

格子桁、吊桁、軌条桁について変位測定を行った。設計段階で20%の不均等を見込んでいるため、実測値では設計値より若干小さい値となった。

(g) 作業時の指揮命令系統及び合図の方法

各受台の水平ジャッキは、それぞれ電気的な連動はせず単独操作とした。各受台に責任者をつけ、インターホンにより本部の総合指揮者と連絡をとりながら横取りを行った。各受台には、ポンプ操作員、水平ジャッキ監視員、碇着装置操作員、滑り沓監視員、滑り架台監視員をそれぞれ1名づつ配置し、異常があれば、ただちに本部へ連絡をとり、横取りを停止できる体制とした。横取りスタートの合図は、本部がスタートする側に、反対側の碇着装置が開放され準備ができた事を伝え、スタートする側の責任者が合図を行う方法とした。合図の方法及び人員配置に問題はなく、スムーズに横取りを行えた。

(3) 吊桁の構造

格子桁は、縦桁(線路方向)の剛性が小さいため、格子桁本体を横取りするには、各横桁で反力を受けて横取りしなければならず、そうした場合、軌条の数が7条(格子桁横桁5本、緩衝版横桁2本)にもなってしまう、限られた作業間合での軌条桁の設置が困難となり、不都合が生じる。このため、線路方向横桁の支点上に2本の吊り桁を配置し、格子桁をロッド(総ネジPC鋼棒 $\phi 36$)で

吊り下げ、線路直角方向に並べた2本の軌条桁で横取りを可能とした。

吊り桁は、古デッキガーダー（支間19.15m）の4連を上下反転し、補強を加えたものを使用した。

(4) 軌条桁

格子桁組立ヤード部は、格子桁組立前に杭基礎上にH900を配置した。線路直下及び盛土部は、格子桁の受台となる場所打杭間に、受梁を設け、支間16m（重量22.0t）と12m（重量14.0t）の箱型断面の単純桁を、格子桁架設当夜の盛土すき取り完了後に配置した。

(5) 吊桁受台

吊桁受台は、格子桁を吊り下げた吊り桁の支点部に配置し、凹型の構造をしている。脚部に滑り沓を配置し、凹部に降下用の鉛直ジャッキを配置する。格子桁は据え付け高さより80mm上げ越して横取りされるが、横取り完了後、受台凹部に取付けた鉛直ジャッキのストロークを伸ばし、滑り架台上で反力を受け、滑り沓を取り外す。その後、所定の高さまで降下する事により、格子桁の据え付けが完了する。（ジャッキの作動は、1ストローク（200mm）以内におさえる事ができ、降下作業のわずらわしさを解消している。）

(6) 横取り装置

横取り方式は、種々検討した結果、当社開発のすべり沓方式とした。本方式の特徴は、降下量を少なくおさ

る事ができるため安定した状態で横取りが行なえる。ジャッキの作動と盛替のくり返し作業を連続して行う事により、複雑な作業をさげ、万一の場合でも対処出来る。又、今回は、押し引き両側に水平ジャッキを配置し、ジャッキの盛替による時間のロスを少なくした。工場での試験状況は写真-1のようである。

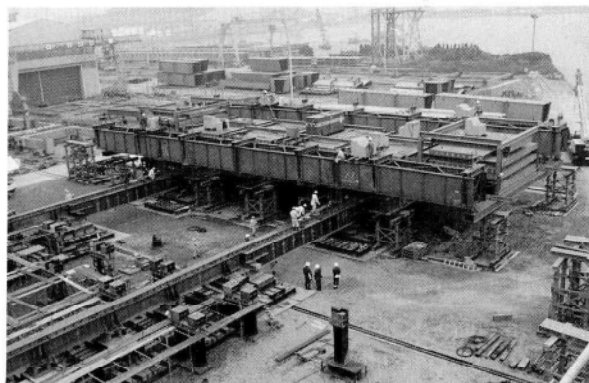


写真-1 工場での格子桁の横取り試験

5. 格子桁横取り架設

レール切断→軌きょう撤去→道床、盛土すき取り→緩衝版受台設置→軌条桁架設→格子桁横取り→レール締結の順序で作業を行う。架設工程表を表-2に格子桁架設の概要図を図-5に示す。

(1) レール切断、軌きょう撤去

作業時間短縮のため、レール切断ののち、軌きょう（レ

表-2 格子桁の架設工程

作業内容	単位	数量	昭62年2月3日(火)		昭62年2月4日(水)							
			23時	24時	1時	2時	3時	4時	5時	6時		
				25'準備								
1. レール切断・扛上	口	7.5 5.6mピッチ 32		10'								
2. 軌きょう撤去	m	45m×2=90		20'								
3. バラスト・路盤すき取り	m ²	890				120'				15'埋戻し		
4. 軌条桁取付け	箇所	4					60'					
5. 桁横取り	m	32						35'				
6. 据付け・調整	式	1							55'			
7. レールあて切り	口	8								10'		
8. 縦目板取付け・軌道整備	式	1									60'	
9. ジャンパー線取付け	箇所	8									20'	
10. 検測、跡片付け	式	1										15'

— 実績 計画

ルと枕木が一体の状態)のまま撤去した。電車線下での作業となるため、水平吊りが可能なラフタークレーン(25t吊)を使用した。下り線側から撤去するため、作業半径の関係上、上り線側は6ピース(長さ7.5m)、下り線側は8ピース(長さ5.6m)の軌きょうに分割した。

クレーンによる吊り上げを容易にするため、あらかじめ、ジャッキで軌きょうを扛上し、道床と枕木との摩擦を解放した。作業ヤードが限定されるので、軌きょうは撤去した後、ただちにトラックで搬出した。

(2) 道床、盛土すき取り

限定された狭い作業ヤードにおいて、約890m³の土工をいかに短時間に効率的に行うか、格子桁横取りと共に本工事の山場である。ブルドーザー8台とバックホー2台で予定どおり完了した。

(3) 緩衝版受台設置

緩衝版の片端はヒンジで格子桁端に連結され、もう一

方の片端は緩衝版受台を介して盛土上に置かれる。従って、緩衝版受台はすき取られた盛土天端に密着する必要がある、また、設置後の沈下は許されない。

このようなことから、すき取り完了後、盛り土上にステコンとしてジェットコンクリート(ファイルコンモルタル)を打設し地盤をならし、その上に、高さ調整をし仮受状態で緩衝版受台を設置し、その後、緩衝版受台とならしコンクリートとの間のすき間を超早強モルタル(ハイプレタスコン)で充填した。

(4) 軌条桁設置

運搬、吊り込み上の制約から、2本の軌条桁はそれぞれ2ピース(G₁桁、12.0m+G₂桁、20.0m)に分割されている。

軌条桁は、あらかじめ滑り架台を設置し、吊桁横に仮置されており、軌条桁の設置箇所は、バックホーで掘削しておく。

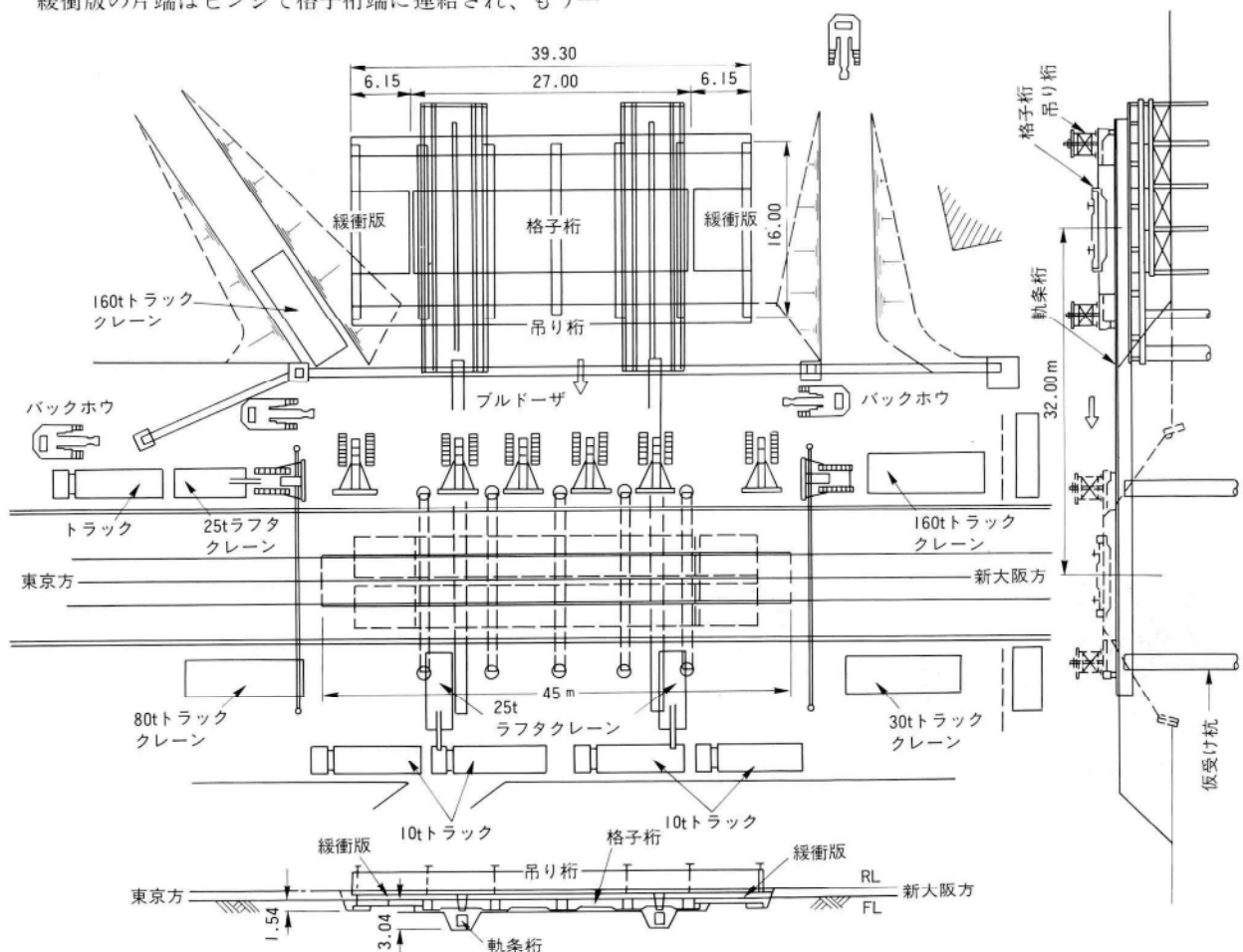


図-5 格子桁架設の概要

軌条桁の設置は、起終点方同時併行作業で行い、まず初めに、G₁桁を160 t吊クレーンにて設置し、次にG₂桁を160 tクレーンにて作業半径内まで振り、玉掛ワイヤーを盛り替え80 tクレーンとの合吊りで設置した。G₁桁とG₂桁間の滑り架台は、45 t吊クレーンにて、格子桁を山越しして取付けた（写真-2）。



写真-2 軌条桁の設置

(5) 格子桁横取り

格子桁架設当夜の数日前に試験引きを行い、各機材の作動状況の確認を入念に行ない、万全の体制で臨んだ。

横取り距離32mに対し、水平ジャッキ押し引きの1サイクルの移動量が約1.8mとなるので、18回のサイクルで横取りが完了となる。

横取りの途中、軌道の測量で1回停止したが、予定時間の30分以内で完了出来た。水平ジャッキによる横取り状況を写真-3に示す。

(6) 指示、命令方式

格子桁架設に当たっては、約300名の作業員（軌道工約

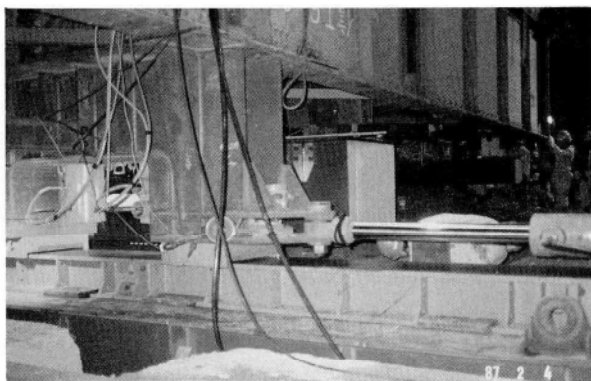


写真-3 水平ジャッキによる横取り作業

100名、土工約70名、橋梁工約70名、その他約60名）が携わった。

効率的に施工を遂行するためには、的確な指示、命令が必要である。ひとたび、レールを切断し作業が始まれば、時間との戦いである。指示、命令経路を総指揮者→副指揮者→作業員とした。

総指揮所は、作業ヤード全体が見わたせる格子桁上に設置し、副指揮者には、スピーカーを設置して指示、命令を行う事とし、さらに、トランシーバーで補完した。

6. 考察

本工事のメインテーマであった、活線横取り工法が、決められた短時間内に消化できた事は、実験工事を取り入れた事である。すなわち、計画された輻輳した数々の工種の組合せの整合性を事前に確認できた事が、実施工に於ける、安全で正確な作業へと結びついたものである。又、本工事施工実績より今後、この種の工事施工に対する自信を深める事ができた。

7. あとがき

この工事の成功は、従来の鉄道交差部における道路計画の、幅を広げる事になり、架道橋建設の新らたなスタートの役割を果たしたものと信じる。

本工事の計画、設計、施工の多方面にわたり、新幹線箕輪架道橋技術委員会（委員長：池田俊雄長岡技術科学大学工学部教授）の各委員、東海旅客鉄道株式会社、さらに奥村組（下部工函体工施工）、パシフィックコンサルタンツの皆様方に、ご指導いただきました。誌面を借りて深く感謝致します。

<参考文献>

- 1) 梅本 薫：新幹線盛土区間に架道橋新設、日本鉄道施設協会誌、昭和62、5
- 2) 大井 勉：新幹線盛土区間における架道橋新設について、日本鉄道施設協会、昭和62年度総合技術講演会、昭和62、11
- 3) 日本鉄道施設協会：新幹線箕輪架道橋技術委員会報告書、昭和63、3
- 4) 柳瀬恭夫：新幹線盛土区間における架道橋の新設、橋梁と基礎、昭和63、12

遊歩道に用いた鋼製浮体の設計・製作・架設

Design, Fabrication and Erection of a Steel Floating Body as a Promenade

沓掛 靖夫* 有安 輝夫** 関 利夫***
 Yasuo KUTSUKAKE Teruo ARIYASU Toshio SEKI

Summary

For a floating body, the balance between buoyancy and the total of its weight and load must be taken into consideration, in addition to its water tight and anticorrosive properties.

This paper reports the outline of the design, fabrication and erection of a floating body which was constructed as part of a promenade.

1. まえがき

東京都江東区は、河川周辺の有効利用と緊急避難路確保の一環工事事業として、小名木川に沿った耐震護岸に遊歩道を設置する事を計画した。

本橋は、清澄通りに架かる高橋橋梁下を潜る浮体構造物である。構造物の特徴は、浮体構造で且つ水密構造でなければならないこと、更に自重と荷重と浮力の釣り合いを自然に保つ状態にすること、河川内にあるため防水に配慮しなければならないことであった。

本報告は、浮体構造物の設計、製作、架設の全般について紹介するものである。

写真-1 に完成状況を示す。

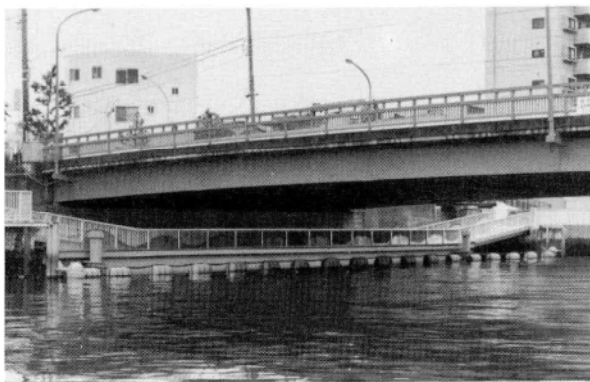


写真-1 完成状況

2. 工事概要

事業名	水辺の散歩道 高橋連絡通路
河川名	小名木川
路線名	清澄通り下
工事場所	江東区高橋1番地先～清澄3丁目11番地先
橋格	歩道橋(浮体構造物)
上部工形式	中央径間 鋼床版箱桁(浮体構造物) 両側径間 鋼床版桁
橋長	50.50m 2連
支間長	(8.50+31.50+5.50)m
幅員	3.40m
中央径間路面高	
	干潮時AP=1.80m (水位=A.P0.00m)
	満潮時AP=2.40m (水位=A.P2.10m)
	異常時AP=2.85m (水位=A.P2.85m)

3. 設計

本橋は架橋地の制約と構造上の観点から、側径面ブロックと中央径間ブロックに3分割した。

中央径間ブロックは浮体構造物のため、添接部をなくす必要から全断面胴継ぎ溶接を採用した。図-1に構造一般図を示す。

* 技術本部保全技術室保全技術課長 *** 千葉工場工事部工事計画課係長
 ** 千葉工場工事部付課長

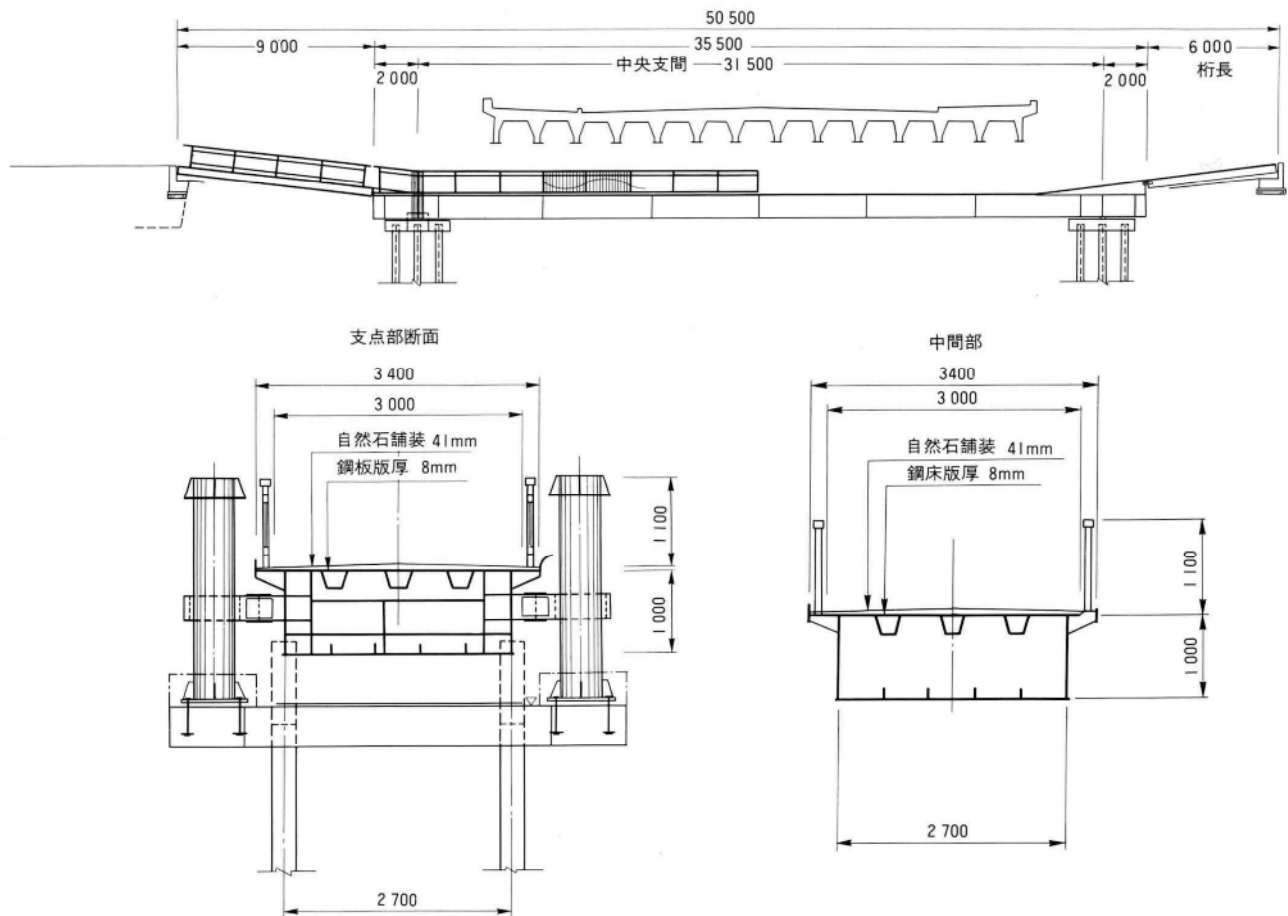


図-1 一般図

構造物の断面構成の決定に当たって、干潮時、満潮時、異常時のいずれの状態でも、高橋桁下を安全に供用出来るように桁高を決定、又護岸の幅員と本体構造の幅員との調整及び、浮力との関連から桁幅を決定した。

潮位と構造物の関係は、次に示す条件を満足するように、箱桁内にカウンターウェイトを設置し、浮力と荷重のバランスを保持するよう設計した。(図-2)

STEP-1 干潮時 (水位A.P±0.00m)

構造物の路面と水位の高さの差は1.80mとなり、構造物本体は受台で支持されている状態とする。

STEP-2 満潮時 (水位A.P+2.10m)

構造物の路面は、水位よりも0.30m高くなり、構造物は浮体構造物となる。

STEP-3 異常時 (水位A.P+2.85m)

構造物の路面と、水位は同じ高さになり路面が冠水した状態となるが、波返しを設けているため、通行に供することが可能である。又、構造物が浮上しすぎて、高橋に

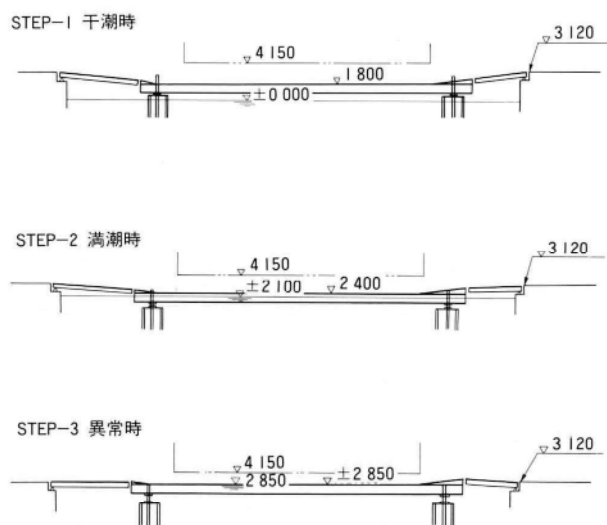


図-2 潮位と構造物の関係

損傷を与えないために、ガイドポストにストッパー装置を設置し、安全を確保している。

更に路面勾配が最大12%以上にならないように本体構造物に調整用台を設け摺付けている。

4. 製作

本橋での製作上の配慮は大きく分けて3項目である。

(1) 大ブロック工法

大ブロック (L=35.5m) を形成するために、全断面胴継ぎ溶接を採用した。従来と異なることは、溶接をすべて外側から施工したことで、下フランジは上向き自動溶接、ウェブは縦向き自動溶接、鋼床版は下向き自動溶接とした。

この方法によると、箱形状が小さく、作業者が長時間箱内で溶接する危険性がなくなり、より良い溶接が得られる。図-3に溶接方法を示す。写真-2に溶接状況を示す。

(2) 水密性検査

本橋は浮体構造物であり、箱桁内に水が侵入するとバランスを失い通行の危険が生ずるため、完全な密閉構造が要求された。

密閉構造を検査するには、完成状態でガスを入れて気圧を計測し、圧が抜けるかどうかで検査する方法、水の中に構造物を浸し、中に水が入るか検査する方法、逆に水を構造物の中に入れて洩れるかどうかで検査する方法が考えられるが、検査方法によっては危険性を伴うため、本橋は部材の段階でウェブとフランジの隅肉溶接を全てカラーチェックで検査し、大ブロック形成後、全断面溶接箇所も同様に確認した。写真-3にカラーチェック状況を示す。

(3) 防食対策

浮体構造物のため、浸水部、干満帯、飛沫帯の条件を繰り返して常時受けるため、非常に厳しい腐食環境にある。メンテナンスを考慮して超長期防食塗装を採用し、工場で上塗り塗装まで施工し、現場塗装は極く限られた箇所のみとした。本材は海洋構造物に塗布する材料と同等で、長期防食塗装として最良のものである。写真-4に塗装状況を示す。

- 1) 上フランジ……サブマージーク溶接
- 2) 下フランジ……ガスシールド上向き自動溶接
- 3) ウェブ……炭酸ガス立向き自動溶接

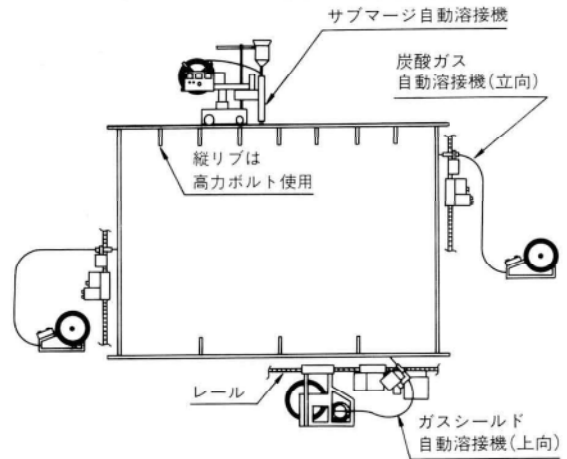


図-3 全断面胴継ぎ溶接

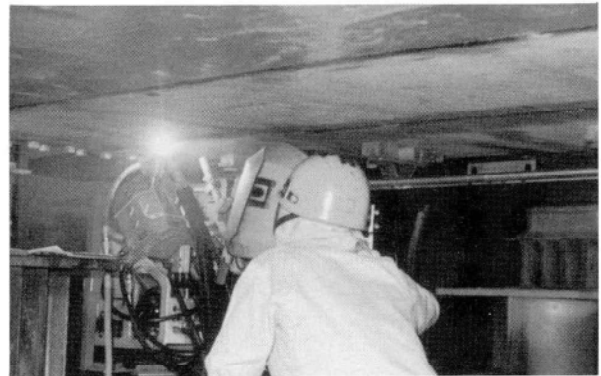


写真-2 溶接状況

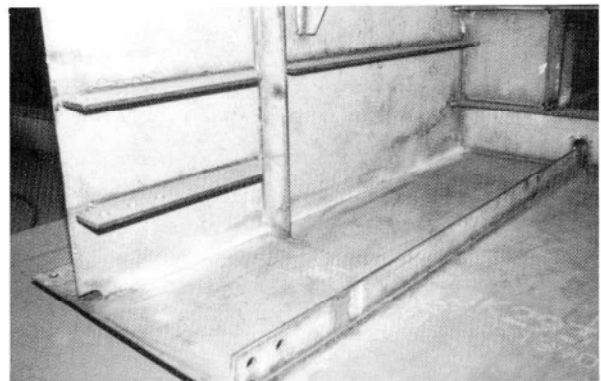


写真-3 カラーチェック状況

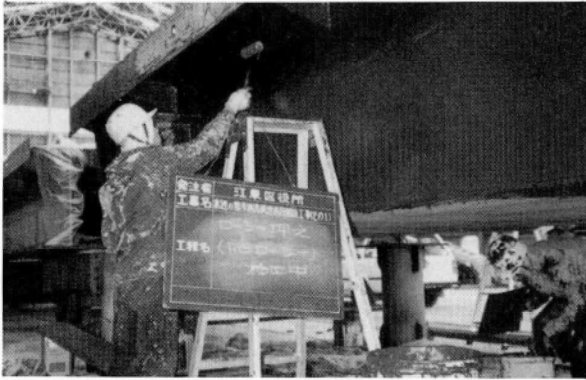


写真-4 塗装状況

5. 曳航運搬

(1) 輸送計画

輸送は箱桁部（浮体構造物）と鉸桁部、そして支柱に分類し計画した。これらについて検討の結果、以下の方法とした。

- ① 箱桁部 工場岸壁から桁本体を直接曳航。
- ② 鉸桁部 工場岸壁より台船にて現地搬入。
- ③ 支柱 工場よりクレーン付トラックで搬入し、高橋上から、支柱据付用のクレーン台船上に積み替え。

ここでは、箱桁部について以下に報告する。

(2) 箱桁部の曳航運搬

(a) 概要

箱桁部は工場岸壁にて、直接海上に浮かべ、岸壁に係留した。この状態で浮力調整用のコンクリートを打設し、曳航準備を完了した。

曳航は、現場付近の水深および通過する桁下空間を考慮して、以下の区分で行った。

- 1) 工場岸壁～小名木川入口
- 2) 小名木川入口～現場

小名木川入口までは、660HPの曳船を使用し、小名木川入口からは曳船を105HPに交換し、現場まで曳航した。

輸送経路は、市原→東京湾→隅田川→小名木川入口→小名木川→施工場所となり、距離は約24マイルであり、図-4に曳船ルート図を示す。また写真-5に浜出し状況を示す。

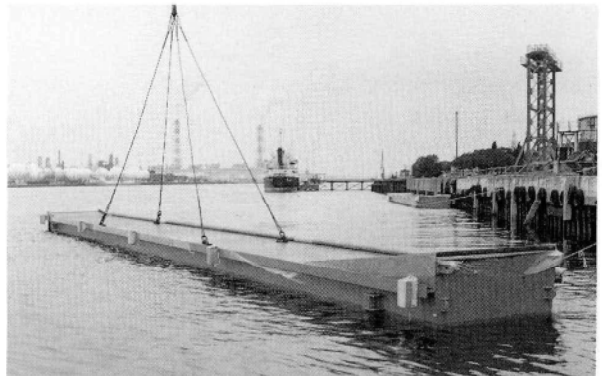


写真-5 浜出し



図-4 曳航ルート図

(b) 使用船舶及び船団構成

曳航は、波の影響などを考慮し、主曳船と補助曳船による船団を組んで行った。表-1 に使用船舶一覧を、図-5 に船団構成図を示す。また写真-6、写真-7 に曳航途中の状況を示す。

曳船については、小名木川入口にある万年橋の桁下空間と同地点での水深及び現場付近の水深を考慮して、小名木川入口にて船団構成を交換した。万年橋の桁下空間は満潮時で約2.0mであり、干潮時の水深は約0.8mである。600HPの曳船では、干潮時でも満潮時のいずれでも支障があり、105HPの曳船に交換した。尚、曳航の所要時間は約8時間であるが、現地据付時間帯に制約があるため、これに合わせて出港し曳航した。



写真-6 曳航(隅田川永代橋付近)

表-1 使用船舶一覧

	種別	船名	馬力	全長	幅	吃水
市原～ 小名木入口	主曳船	第7ひろ丸	600HP	11.90m	4.90m	2.40m
	補助曳船	東庄丸	200HP	9.83m	2.60m	1.30m
小名木入口 ～現場	主曳船	第5ひろ丸	105HP	7.50m	2.40m	1.30m
	補助曳船	第2ひろ丸	80HP	8.60m	2.56m	1.40m

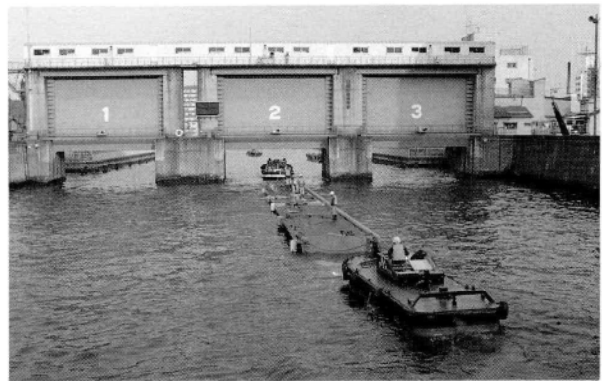


写真-7 曳航(小名木川水門付近)

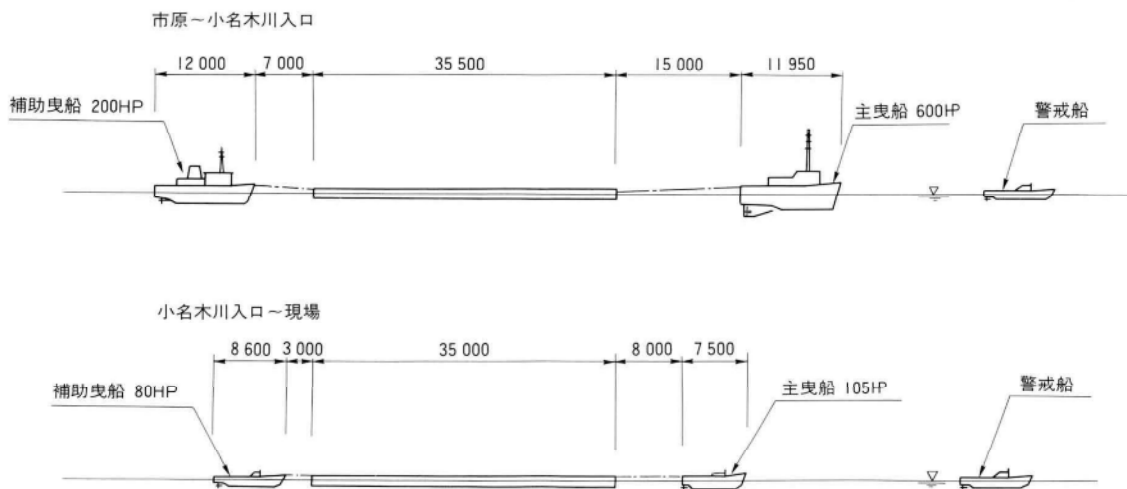


図-5 船団構成図

6. 現地据付

(1) 概要

小名木川を曳航された箱桁は、所定場所にて曳船からレバーブロックに盛替えて、所定の位置まで引込み、あらかじめ据付けておいた岸側の浮遊防止支柱に仮連結した。流水部側の支柱を据付け、仮連結した後に側径間を架設した。支柱および側径間は37.0t吊クレーン台船により架設した。図-6に施工手順を示す。

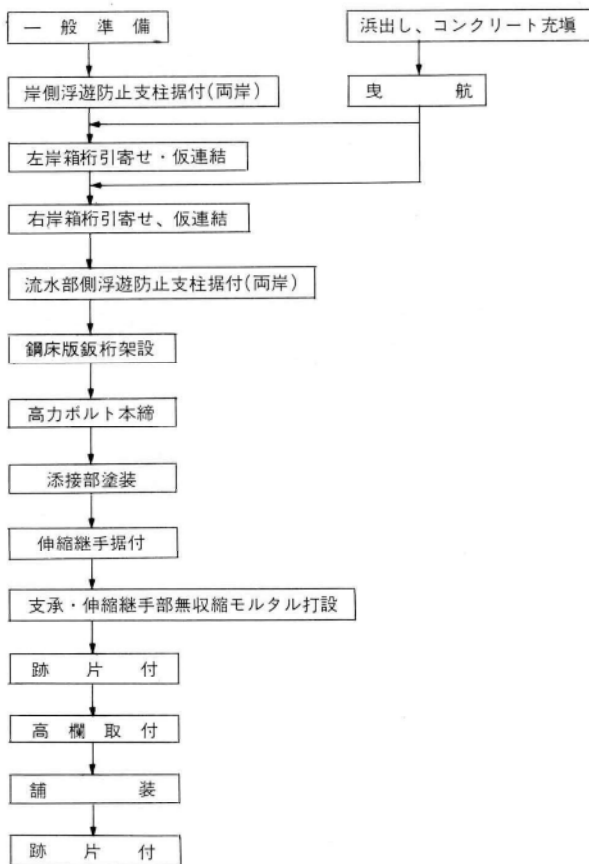


図-6 施工手順

(2) 現場水深および作業可能時間帯

現場付近の水深を事前に測定し、その測定時刻から現場の水位や水深をA.P表示に換算し、施工計画高との関係から作業可能時間帯を求めた。この作業時間帯に影響されるのは、①支柱の据付、②箱桁の引込み据付け、③箱桁と支柱との高力ボルト本締、④同連結部の現場塗装などである。これらの作業時間帯は毎日変化しており、3日も違うと大きくずれてくるため、工程の管理には十分留意し関係者間の連絡を密にした。そして事前調査の結果、支柱の据付時間帯は海上保安庁発行の潮位表（東京港芝浦）が65.0cm以下を示す日時であり、箱桁の引込み据付けには同じく140.0cm以上の範囲であることを確認した。この結果をもとに、製作工程と現地状況を踏まえ各々の施工実施日を検討した。

(3) 支柱の据付

クレーン付トラックに積み込んだ部材を、高橋の上で下に据付けられたクレーン台船に積み替え、このクレーン台船によって岸側の支柱を据付け、箱桁の据付後に流水部側の支柱を据付けた。支柱の据付けにあたり、箱桁との連結用ブラケットはあらかじめ工場にて組立て、レバーブロックと番線で支柱頂部より所定高さ付近に吊るしておき、箱桁の引込み仮連結に備えた。尚、根巻コンクリートは桁据付後に別途施工した。

(4) 箱桁の据付

現地状況と製作工程および潮位を検討し、施工日を選定した。左岸側を63年3月4日に、右岸側は3月5日の施工日とした。表-2に各々の施工日の潮位を示す。いずれも施工可能時間は約4時間程度であり、迅速な対応を必要とした。曳船により所定位置付近にまで曳船された桁を岸からのロープに盛替え、レバーブロックおよび人力によって所定の位置に引込み、あらかじめ据付けておいた岸側の支柱に仮連結した。この仮連結は、引込み時には桁の浮遊が条件であり、このとき連結部が水面部

表-2 潮位表

単位 cm

日時	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
3	16	43	81	121	154	174	176	160	132	100	72	59	64	86	118	149	173	182	174	149	112	71	34	11
4	10	30	66	108	146	173	181	169	142	106	72	51	48	65	97	132	162	181	183	167	135	95	55	24
5	12	23	54	95	137	168	183	177	152	116	78	48	36	46	74	110	145	171	183	177	154	119	79	44
6	23	24	47	85	126	161	182	183	162	127	87	52	31	32	53	87	123	153	173	178	165	138	103	67

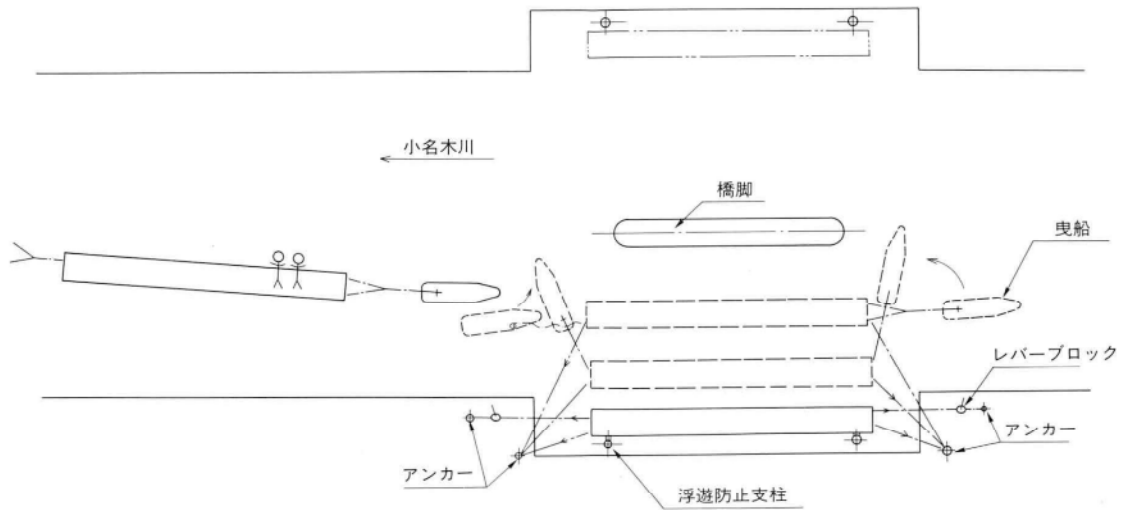


図-7 据付要領図

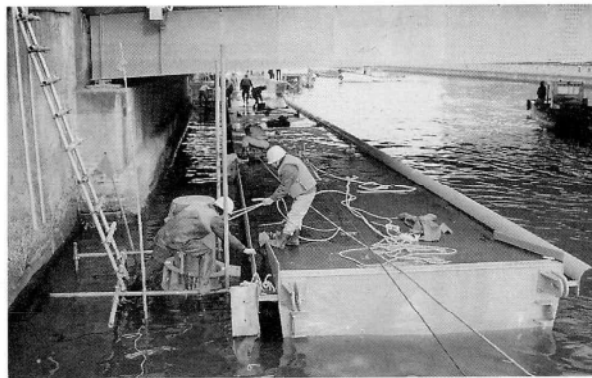


写真-8 据付（箱桁）

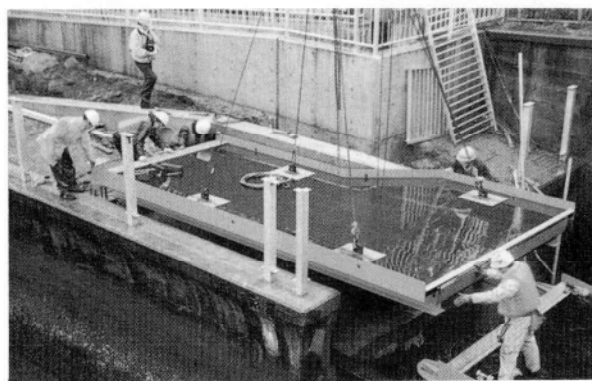


写真-9 架設（鉄桁）

にあるため、仮添接板と仮ボルトで連結したものであり、後日、潮位を確認して添接板を取り換え高力ボルトを本締めした。図-7に据付け要領図を示す。また写真-8に据付時の状況を示す。

(5) 鉄桁部の架設

鉄桁部の架設は、台船で輸送された部材をクレーン台船によって架設した。この架設は潮位に直接の影響を受けないので、現場状況を判断しながら順次施工した。この架設に際し、橋台側の支承は施工空間を考慮して、あらかじめ鉄桁に取付けて架設した。写真-9に架設状況を示す。

7. あとがき

本工事は、橋は河川に架かり横断するという概念を変え、河川に浮体構造物として供用することを考えたものであり、今後、多方面への応用に供するものと考えられ参考になれば幸いです。

終りに、本工事の遂行にあたり、御指導いただきました江東区役所の方々に深く感謝致します。

ブレーストリブアーチ橋(奥多摩橋)の床版補修設計

Repair Design for the Floor Slab of Braced-Rib Arch Bridges —the Case of Okutama Bridge

高橋 亘* 梅津省吾**
Wataru TAKAHASHI Shohgo UMEZU

Summary

Okutama Bridge has as its main-span two-hinge braced-rib arch sections. It is one of the more famous bridges in Tokyo and was made by Miyaji Iron Works Co., Ltd. in the early years of the Showa era.

This report describes the bridge and outlines the design of the construction to replace the reinforced concrete slab with steel decks for the purpose of adding a side walk.

1. まえがき

奥多摩橋は、一般都道200号柚木・二俣尾線が青梅市で多摩川を横断する個所に架橋されている橋梁で、当社が昭和11年に施工したものである。(図-1、写真-1)

本橋の架橋付近は、多摩川でも景勝地として知られると共に吉野記念館などの文化施設も多いため、春から秋期には観光ルートとして広く都民に利用されている。また本橋は地域住民にとって、貴重な生活道路としての役割も果している。

本橋は、2ヒンジのブレーストリブアーチを主径間とする全長 $L=177.23\text{m}$ の橋梁であり、都の著名橋の1つに上げられている。

今度、本橋を通学路・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になった。

本報告書は、この歩道増設工事の概要について報告するものである。

2. 現橋概要

位 置	東京都青梅市柚木より二俣尾に至る多摩川に架かる。(図-2)
路 線 名	一般都道 柚木・二俣尾線(第200号)
橋 格	3等橋(6t)道路構造に関する細則(内務省)
橋 長	177.230m

* 技術本部設計部付課長

** 技術本部設計部設計第一課



写真-1 奥多摩橋全景



図-2 奥多摩橋の位置

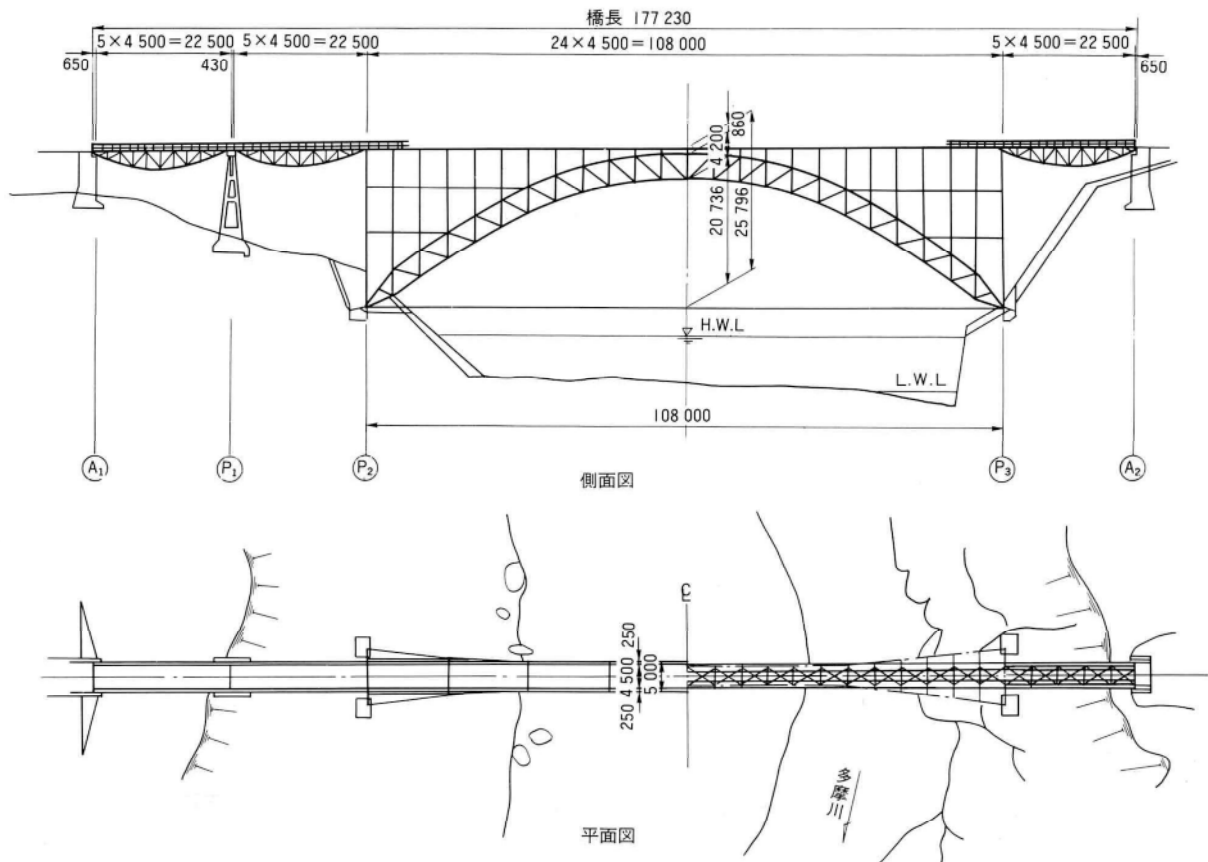


図-1 奥多摩橋一般図

幅員	4.500m
上部構造	中央径間 上路式2ヒンジ鋼ブレストリ ブアーチ橋 側径間 上路式単純ワーレン型鋼ボース トリングトラス橋
床版	鉄筋コンクリート床版 t=16cm
舗装	アスファルト舗装 t=3cm
下部工	躯体形式 橋台 逆T式 橋脚 柱式 基礎形式 橋台 直接基礎 橋脚 直接基礎

昭和初期の橋梁であり、構造細部にわたり現在の溶接構造では見られない特徴が随所にある。

写真-2は、トラス橋の支点部(P₁脚)の構造である。上下弦材を、支点部で一体化した構造となっており、支点上補剛材(橋軸直角方向)が見られない。

写真-3は、トラス橋とアーチ橋の取り合い部(P₂上、P₃上も同じ)の構造である。アーチ橋の端柱上にピン支承を設け、トラス橋を支持している。

3. 歩道増設工法の検討

(1) 検討条件

歩道増設の検討に当っては、設計荷重をTL-14、TL-8の2つを設定し下記の①・②・③3案について比較検討を行なった。

- ① 両側に歩道を1.5m確保し、現橋に鋼床版による歩道を添加する。
- ② 同様に、両側に歩道を1.5m確保し、床版をすべて鋼床版に取り替える。
- ③ 片側に歩道を1.5m確保し、床版をすべて鋼床版に取り替える。

歩道の増設に鋼床版を選定した理由は、鋼床版以外の床版、たとえば鋼格子床版やプレキャスト床版などではRC床版と重量があまり変わらない為に、現橋の耐荷力の面から考えて、比較の対象外としたものである。

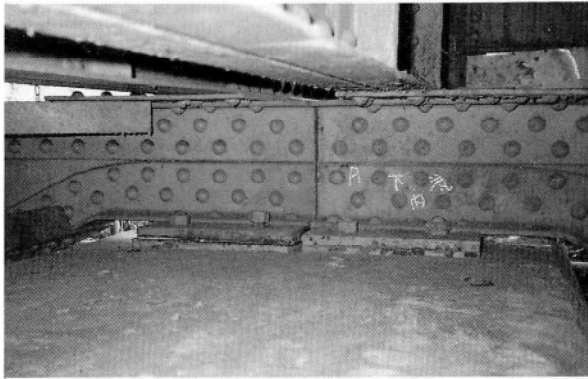


写真-2 トラス支点部

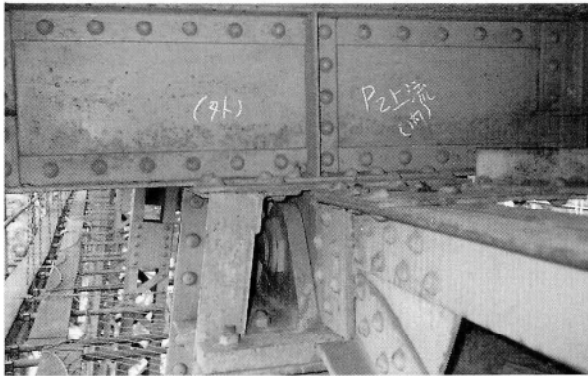


写真-3 アーチとトラスの取り合い部

(2) 検討結果

検討結果を表-1に比較表として示す。

比較検討の結果、現橋の耐力の面から考えて、③案を採用することとした。すなわち、片側歩道として死荷重の増分を極力減らすよう意図した案である。

現橋の耐力は、トラス・アーチ部材についてはおおむねTL-8t程度確保されているものの、別途実施した現橋の復元設計計算では、風・地震荷重に対する考え方、有効座屈長の考え方などに整合性に欠ける面もあり、又解析上アーチの軸心が正確に取り扱われていないなどの解析精度上の問題に加え、現橋が架設後50年余経過していることなどを配慮して、出来るだけ載荷重を軽減することを目的とした。

4. 設計概要

現橋RC床版を図-3に示す片側歩道付きの鋼床版に打替える場合の設計概要について述べる。

(1) 設計条件

幅員 全幅7.25m 車道部4.5m 歩道部1.5m
 供用荷重 8t (TL-20の0.4倍)
 舗装 車道部60mm厚 歩道部55mm厚
 床版 鋼床版 t=14mm(車道部)
 t=8mm(歩道部)

表-1 歩道増設案比較表

形式	断面図	構造概要・特徴
①現橋に鋼床版による歩道を添加する案		<p>現橋の床組、床版は、そのまま使用するが、それぞれ補強を要する。 ブラケットの現橋への連結方法に問題がある。 アーチ、トラスとも耐力不足。</p>
②床版を、すべて鋼床版に取り替える案 (両側歩道)		<p>床版を撤去後、床組を補強し、新しい鋼床版をのせる。 アーチ、トラスともに耐力不足。</p>
③床版を、すべて鋼床版に取り替える案 (片側歩道)		<p>床版を撤去した後、床組を補強し、新しい鋼床版をのせる。 TL-8の場合のみアーチの耐力は問題ない。 トラスは補強を要する。</p>

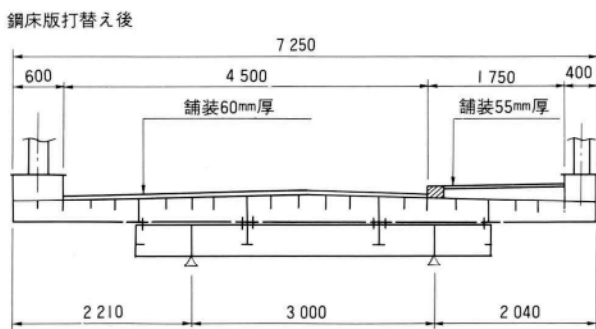
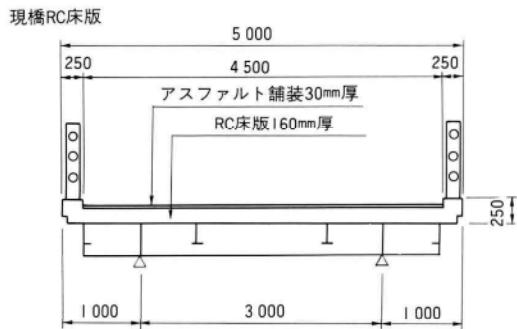


図-3 現橋RC床版と打替え後の鋼床版

使用鋼材 S S 41

高力ボルト トルシア形高力ボルト M22 (S10T)

適用示方書 道路構造に関する細則 内務省一大正15年

道路橋示方書・同解説 昭和55年

(2) 鋼床版の構造

(a) 構造中心の決め方

新しく架け替える鋼床版は、片側に歩道が付いており左右が非対称な構造であるので、荷重状態もセンター対称とはならない。

従って、鋼床版の位置決めの方法は、現橋のアーチ及びトラスの左右の両主構に死荷重状態において、荷重がバランスする様に決めている。

(b) 現場継手 (図-4)

鋼床版は、基本的には現橋床桁上で支持された単純桁構造とした。これは、施工サイクルを考え横長の版を順次置き換える工法を取ったからである。現橋床桁上での鋼床版の継手形状は、単なるトジ溶接とした。

(c) 現橋床組との取り付け方法 (図-5)

鋼床版は、現橋床桁上にて、高力ボルトで取り付ける

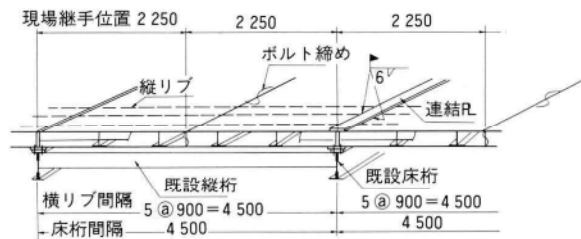


図-4 現場継手

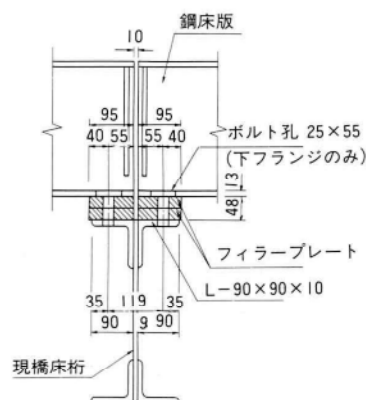


図-5 現橋床組との取付け方法

構造としている。高さ調整は、床桁上のフィラープレートにて行う。鋼床版は、床桁上で支持されているだけである。

(d) 構造詳細 (図-6)

鋼床版のデッキプレートの厚さは、溶接部の疲労強度の向上と、舗装に悪影響を及ぼすたわみを押える為に、版自身の剛性を増して厚さを $t = 14\text{mm}$ としている。

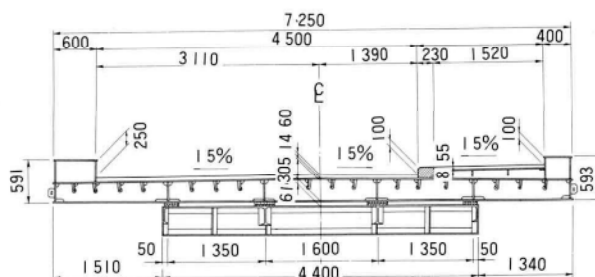


図-6 構造詳細

鋼床版の縦リブは、RC床版から鋼床版に打替えた場合の構造高さを極力おさえる目的で、板リブを使用している。活荷重が小さいので、板リブでも強度的には十分である。

地覆および歩道部は、自重を軽くするという意味からRC構造とはせずに、すべて鋼製としている。

(e) 景観設計

奥多摩国立公園内の眺望に配慮して、アーチ部にはバルコニーが上下流側6箇所設けられており、車道部および歩道部には景観を考慮した舗装が施される。また、高欄には、手すりの部分に照明設備を兼ね備えたものが取り付くことになっている。

(3) 現橋応力照査

打替え用鋼床版に架け替えた場合の完成時での応力照査を行った。死荷重に関しては、現橋RC床版も打替え後の鋼床版もほとんど同じであり、応力照査の結果アーチおよびトラスの一部の部材に許容応力度（大正15年制定）をわずかにオーバーする部材も認められたが、現橋が昭和初期のリベット構造であり、適切な補強が構造的に行えず、補強については特に行わなかった。

架設時での応力照査については、床組関係の耐力不足のため仮覆工の設備を必要としたが、アーチおよびトラスは許容応力度内であった。架設時の許容応力度の割増しは、1.25である。

(4) 立体解析と平面解析の比較

アーチ橋が、測量調査結果により、全体的に中央部で約200mm程水平方向に曲がっていることが確認された。この変形については、進行性のものではなく、何らかの理

由で施工当初から発生していたものと思われる。このような水平曲りによる変形が、橋体に与える影響の程度を確認する為に、水平曲りを考慮した静的立体解析を行い、平面解析との比較を行った。

立体解析の骨組図を図-7に示す。骨組には、上下弦材、垂直材、斜材、横構、対傾構を用いた。

立体解析と平面解析の比較結果を表-2に示す。表から明らかな様に、立体解析と平面解析結果の比率は、例えば上弦材で1.06~0.94であり、架設当初から何らかの要因で発生したと思われる横曲り変形の影響は、おおむね5%程度と推定される。この程度の影響は、橋体工に対して特に問題となる値ではない。

5. 架設概要

現橋縦桁の耐荷力不足のため、架設用重機の設置に制限を受け、やや複雑な架設工法を取らざるを得なくなった。基本的には、①現橋RC床版を撤去・②覆工板にて仮覆工・③鋼床版の架設を1サイクルとして、このサイ

表-2 立体解析と平面解析の比較

	立体解析に対する平面解析の断面力の比率	
	アーチ上弦材	上流側(歩道部)
	下流側(車道部)	0.94
アーチ下弦材	上流側(歩道部)	1.09
	下流側(車道部)	0.90
アーチ斜材	上流側(歩道部)	1.03
	下流側(車道部)	0.96
アーチ垂直材	上流側(歩道部)	1.21
	下流側(車道部)	0.71

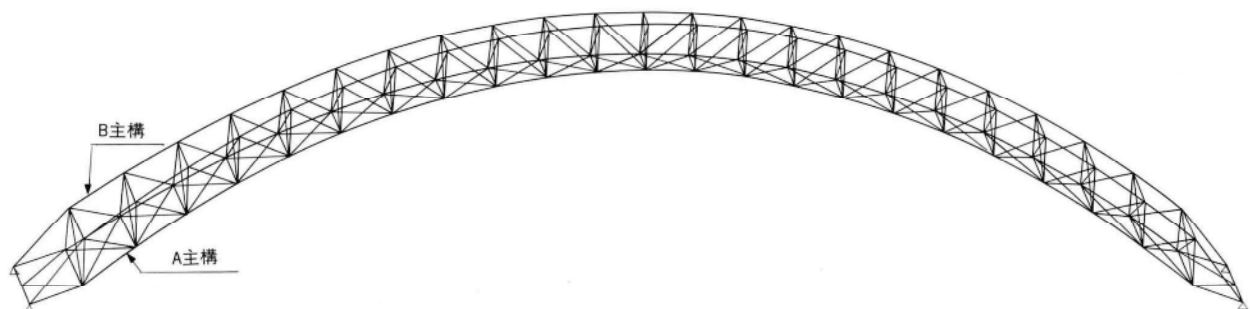
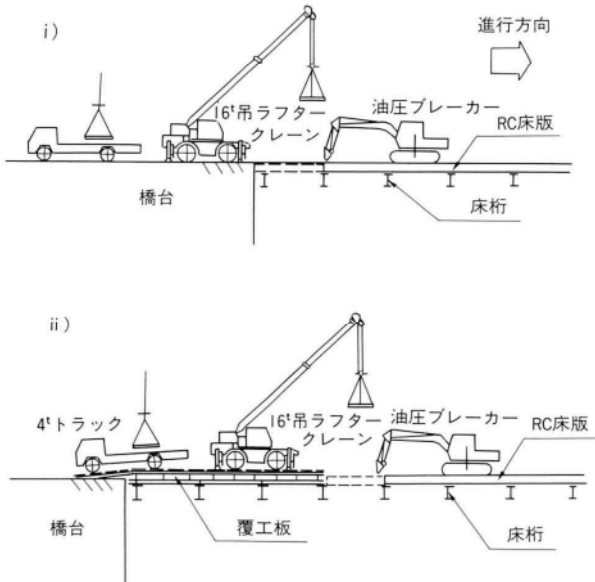


図-7 骨組図

クルを数回くり返すこととした。

図-8 に架設工法の概要を、図-9 に施工手順を示す。

①床版を撤去しながら、順次覆工板にて仮覆工を行い、前進していく。床版は端部より中央に向かって撤去をする。



- クレーン車は、RC床版上を走行してはいけない。
- 覆工板上は、クレーン車は作業をしてもよい。
- 仮覆工は約25m程度行う。

②約25m程度、仮覆工を終えた後、覆工板を撤去しながら、鋼床版の架設を行う。

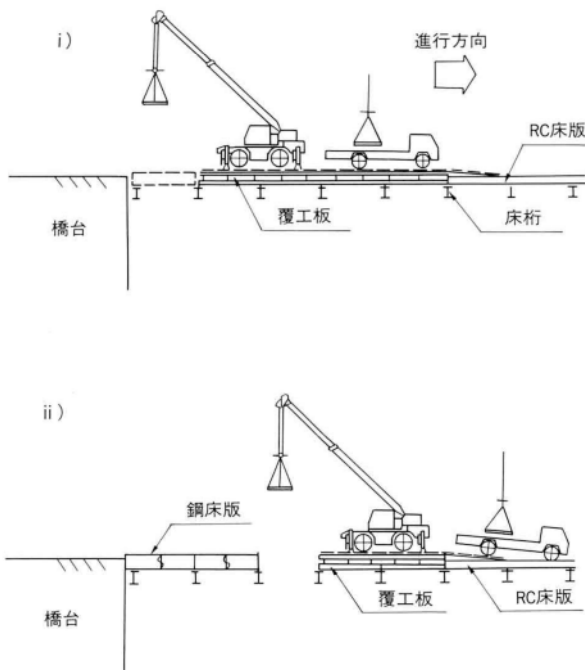


図-8 架設工法の概要

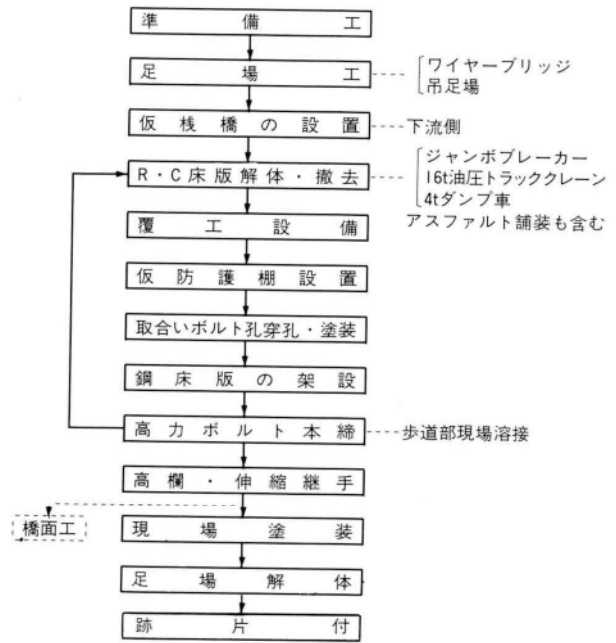


図-9 施工手順

6. あとがき

昭和初期に施工され、都の著名橋に選定された奥多摩橋の紹介と、本橋の歩道増設による鋼床版への架け替え工事の概要について報告した。まえがきでも述べたとおり本橋は、地域住民にとっては通学・生活道路である。

本工事は、現在工場製作も順調に進展し、一部現場架設工事を開始したところである。本工事後、整備を終えた本橋が、その優美な姿を多摩川に映し出し、奥多摩に架かるユニークな橋梁として、広く都民に親しまれることであろう。

最後に、本文をまとめるにあたりお世話になった東京都西多摩建設事務所の皆様に感謝を申し上げる次第です。

編集後記

技報第5号をお届けいたします。

今回の巻頭言は、東京大学建築学科の加藤先生にお願いしました所、御多忙のおり特に正月休みに御執筆いただきありがとうございます。社会資本財の生産にたずさわる者の業務には、社会背景が反映しており、社会環境の変遷とともに、技術と構造物が発展してきていることを再認識しました。また新しい時代には、その時の要望があること、それに応える技術と構造物を提供する必要があることを学びました。誌面を借りてお礼申し上げます。

当社は昨年創業80周年を迎えました。創立以来築き、伝達してきました技術は、今号で第5号を迎えるこの技報の一編一編の中に書留められています。その意味で私達は今からまた新しい技術を開拓し、知識を吸収して後輩への情報として記録に留めていかなければならないと痛感しております。

今号も若い技術者の執筆がありました。初めての執筆ということで、大変苦勞されたかと思えます。これからも新しい執筆者が増えてゆくことを編集委員一同期待しております。

本号では編集委員の異動があり、木越委員から滝戸委員に交替しました。

昭和も終り新しい時代となりました。時代の変化に応じた技報の編集に努力してゆきたいと思えます。

技報編集委員会

委員	長	高野	祐吉				
副委員	長	小塚	義夫				
委員		伊木	達治	伊東	孝	菊地	隆三
		椎名	薫	高橋	亘	滝戸	勝一
		永井	英司	能登	宥愿	原	昭恵
		三木	茂喜	清水	功雄*	宮坂	陸夫*

*印 事務局兼務

宮地技報 第5号

発行日 平成元年2月25日

発行所 株式会社宮地鐵工所

〒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 (639) 2111(代)

印刷所 三好印刷株式会社