



辰巳新橋

発注者 江戸川区
型式 バスケット型ニールセンローゼ桁
橋長 120.3m
幅員 24m
鋼重 1,457t
所在地 東京都江戸川区
竣工 平成5年
本文 P 49・P 59参照



鶴見つばさ橋

発注者 首都高速道路公団
型式 3径間連続鋼斜張橋
橋長 1,020m (255+510+255)
幅員 26.5m
鋼重 38,000t
(主塔横梁部重量 約2,300t)
路線 首都高速湾岸線
所在地 神奈川県横浜市～川崎市
施工 宮地他5社
本文 P 26・P 37参照



荒川河口橋

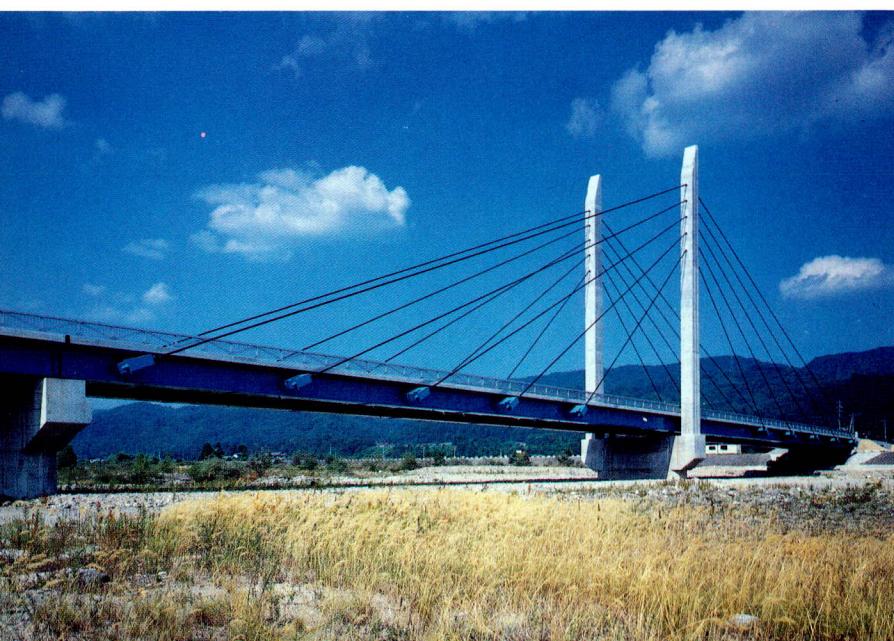
発注者 関東地方建設局
型式 2径間連続鋼床版箱桁2連
橋長 840m
幅員 15.5m
鋼重 3,324t
路線 国道357線
所在地 東京都江戸川区
竣工 平成6年
施工 宮地他2社

説明文 P 25

名港中央大橋

発注者 日本道路公団
型式 3径間連続鋼斜張橋
橋長 1,170m
幅員 13.75m + 13.75m
鋼重 10,835t
路線 伊勢湾岸道路
所在地 愛知県名古屋市港区
竣工 平成7年（予定）
施工 宮地他2社

説明文 P 64



宮本橋

発注者 大町建設事務所
型式 2径間連続鋼斜張橋 +
3径間連続鋼鉄板橋
橋長 353.0m
幅員 6.0m
鋼重 525t
路線 一般県道大平大峰沓掛線
所在地 長野県大町市
竣工 平成6年
施工 宮地他1社

本文 P 131参照

音無瀬橋

発注者 京都府
型式 2径間連続箱桁2連
バスケットハンドル型
ニールセンローゼ桁
橋長 478m
幅員 6.5m~12.5m
鋼重 2,337t
路線 舞鶴福知山線
所在地 京都府福知山市
竣工 平成6年
施工 宮地他4社
説明文 P78



北浦大橋

発注者 茨城県
型式 ランガー桁
橋長 1,295.8m (宮地77.5m)
幅員 9.75m
鋼重 295t
路線 県道荒井麻生線
所在地 茨城県鹿島郡
竣工 平成7年(予定)
説明文 P91

渡利大橋

発注者 福島県
型式 4径間連続箱桁
橋長 224m
幅員 7.25m+3.5m
鋼重 227t
路線 国道114号線
所在地 福島県福島市
竣工 平成6年
本文 P159参照



白山橋



発注者 高遠町（長野県）
型式 中路式無補剛アーチ桁
橋長 124m
幅員 5m
鋼重 298t
所在地 長野県高遠町
竣工 平成6年
説明文 P91

中設楽橋

発注者 愛知県
型式 方柱ラーメン箱桁
橋長 130m
幅員 7.25m + 2m
鋼重 522t
路線 国道151号線
所在地 愛知県北設楽郡
竣工 平成6年
説明文 P111



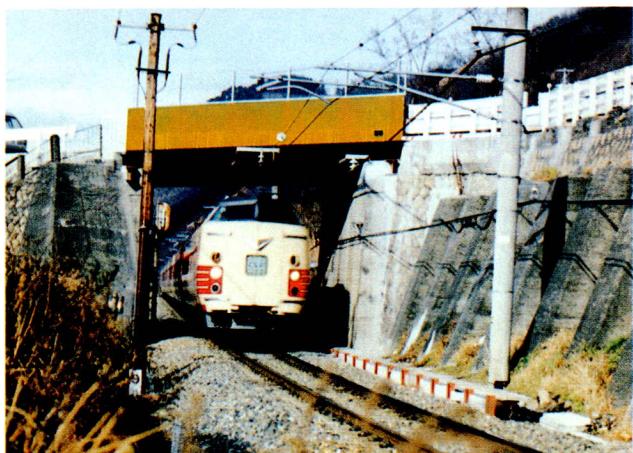
大須大橋

発注者 中部電力株式会社
型式 トラスドランガーアーク
橋長 82m
幅員 5m
鋼重 209t
所在地 岐阜県本巣郡
竣工 平成4年
説明文 P126



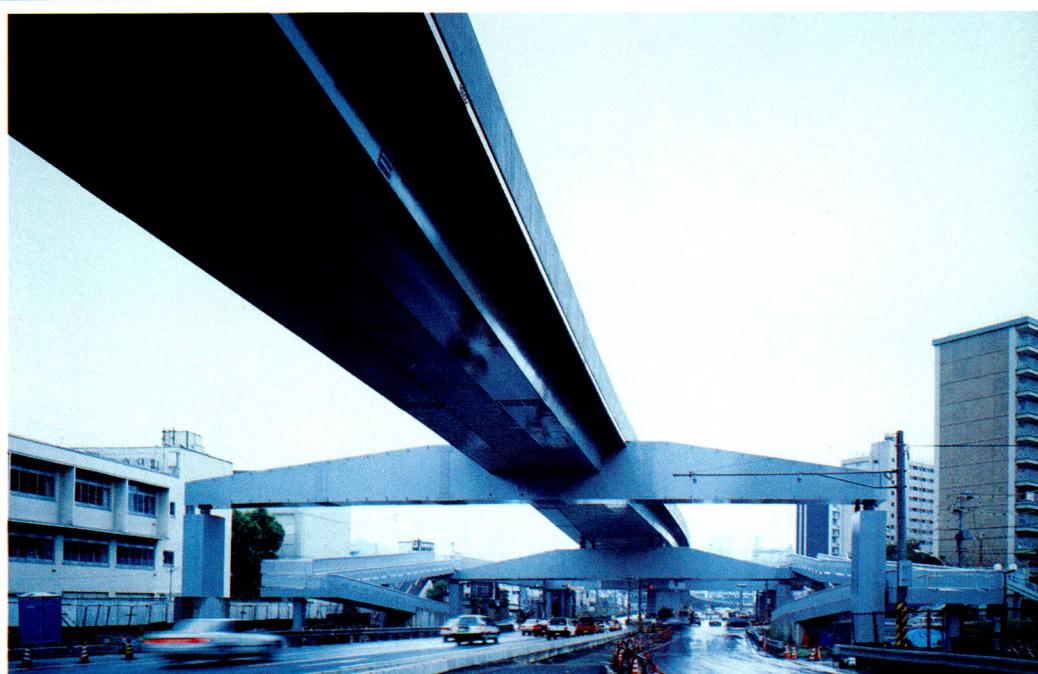
ウェストプロムナード橋

発注者 東京都臨海副都心(株)
 型式 単純鋼床版箱桁
 橋長 114m
 幅員 20m
 鋼重 1,735 t
 所在地 東京都港区～台東区
 竣功 平成6年度
 本文 P153参照



宮渕橋

発注者 長野県
 型式 合成型枠橋梁
 橋長 10m
 幅員 7.5m
 鋼重 19t
 路線 一般県道平田新橋線
 所在地 長野県松本市
 竣功 平成5年
 本文 P149参照



白島上部工

発注者 中国地方建設局
 型式 3径間連続箱桁、鋼橋脚
 橋長 130m
 幅員 8.869m
 鋼重 887t
 路線 広島新交通
 所在地 広島市中区
 竣功 平成5年
 説明文 P130

住友海上名古屋ビル



施主 住友海上火災保険株式会社
発注者 鹿島・竹中・熊谷・住友・矢作
共同企業体
設計 日建設計、ヤマハ音響研究所
構造 地下SRC、地上S造（17,658m²）
地下3階、地上12階
鋼重 3,300 t
工期 平成4年4月～6年10月
説明文 P138



TBS放送センター建設工事

施主 株式会社東京放送
発注者 大林・鹿島・大成JV
設計 株式会社日本設計
構造 地下2階、地上20階、塔屋1階
SRC造+S造
鋼重 約30,000 t
竣工 平成6年4月30日
説明文 P138



福武書店東京ビル

施主 株式会社福武書店
発注者 大林組・飛島建設共同企業体
設計 (株)石本建築事務所
構造 地下1階、地上21階
SRC造、S造
鋼重 6,000 t のうち3,000 t
工期 平成6年
説明文 P148

リバーサイド隅田

施 主 (株)大林不動産
G C (株)大林組
設 計 (株)大林組
構造・規模 S造一部SRC造 B2、F33
工 期 ~平成6年7月
鋼 重 15,000t
施 工 宮地他6社
説明文 P148



都営住宅横川五丁目工事

施 主 東京都住宅局
G C 鴻池・古久根・坂田建設共同企業体
設 計 (株)佐藤総合計画
構造・規模 SRC造 B1、F18
工 期 平成3年8月~6年4月末
鋼 重 2,000t
施 工 宮地他1社
説明文 P166

東日本郵便貯金事務計算センター

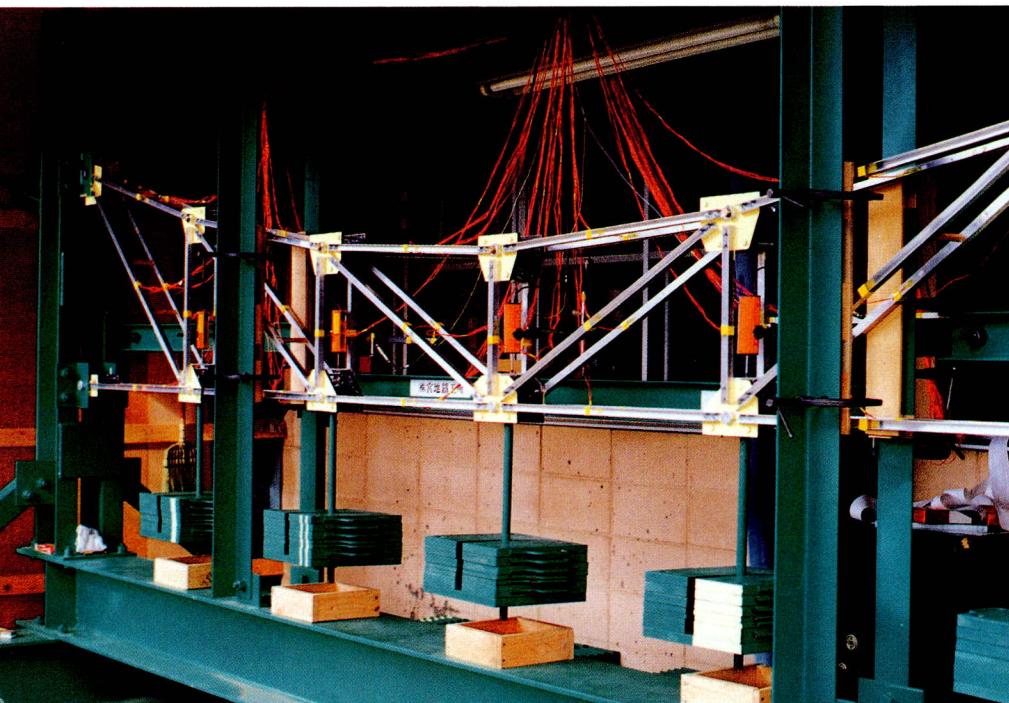
施 主 郵政省
発注者 フジタ・鴻池・錢高・多田・不動建設共同企業体
設 計 郵政省大臣官房建築部
構 造 6階、S造
鋼 重 8,000t
工 期 平成4年4月~平成6年3月
説明文 P166





サンドーム福井

施主 福井県
監修 福井大学教授 岡崎甚幸
法政大学教授 川口衛
設計監理 協同組合
福井県建築設計監理協会
構造 下部 鉄筋コンクリート構造
屋根 鉄骨構造
高さ : 55.0m
直径 : 116.0m
所在地 鯖江市上鯖江町
工期 平成5年4月30日～
平成7年3月24日（予定）
本文 P71参照



パラボラトラス静的載荷試験

信州大学での試験研究
本文 P85参照

内外価格差

埼玉大学大学院政策科学研究科教授 西野文雄

日本国内での物価と海外での物価間の価格差が問題として取り上げられ、経済企画庁の調査をはじめ、多くの調査結果が報道されている。我々が日常生活をするうえで必要な数多くの物品について、価格差があると報道されている。世界中で販売されている同一の工業製品に内外価格差があるとき、公共工事にも内外価格差があつて当然とも思われる。しかし、内外価格差については、特に公共工事について、厳しい批判があるようにも感じる。内外価格差は無くに越したことがないのは当然であるが、必然性があつて価格差がある場合には、受け入れざるを得ないのも事実であろう。

国土面積に対して、人口が多い我が国のような場合、人口密度の遙かに少ない米国やヨーロッパの工業先進国より、土地価格がある程度の範囲で高いのは、需要と供給の関係からやむを得ないことであろう。失業率の低さにみられように、労働者の雇用機会が多くれば、人件費が高くなるのも容易に傾ける。さらに高学歴社会である我が国では、単純労働者的人件費が相対的に高く、ホワイトカラーとの人件費の格差が、他の工業先進国より、小さくなるのも自然であり、現に我が国の職種間の労働者の賃金格差は世界でも最も少ない。なまけず、本人の持つ能力を十分に使って働いている限り、所得格差が少ない方が、社会の公正性という意味では良いことと思われる。我が國の人件費を他の工業先進国と比べたとき、ホワイトカラーの内外差は少なく、単純労働に近いほど内外差が大きく、人件費が高くなっている。

工業製品の内外価格差の一因は、流通過程にあると思われる。流通過程に非能率な所があれば改善の努力をすべきである。しかし、流通過程のうち、製品を売るための店舗の価格や、そこで働く人の人件費が高いために、内外価格差が生じるとすれば、これらの原因による内外価格差は甘受せざるを得ない。前者は狭い国土に生まれた我々の宿命であり、後者は日本国民の間での社会的公正さを保つための必然性を有する経費とも考えられよう。

公共工事は工事毎に内容が異なることが多い、同一製品の価格が比較される工業製品ほど内外価格差の比較は容易ではない。設計図面は同じであっても、完成後の品質が同じとは言えない。品質についての評価は工事完成後50年以上の年月を経たないと明確にはならないのが一般的である。内外価格差の比較は困難であるにもかかわらず、公共工事についても、内外価格差があると報道されることが多い。その大部分は工事価格を下げるべきであり、下がらないのは業界の体質に問題がある、といった論調が多い。公共工事に関連する一人としてこの批判は真摯に受けとめたい。その一方で、やむを得ない内外価格差に対して、世間の理解を得る努力をする必要があろうとも考える。

公共工事と工業製品との際立った違いは、公共工事は、工事を行う場所で作業の多くを行う必要があることである。工事に使う材料は海外から輸入することはできるものの、品質も合わせて考えたとき、材料の内外価格差が工事費全体の中で占める割合は大きくない。建設機械があるとはいって、大小さまざまな工事の全てを機械で実施することはできない。公共工事は、海外の工業先進国と比べて、人件費の高い単純労働者を多く使う労働集約型の仕事である。道路一つをとっても、山岳地帯が多く、工事費が高くなるのは当然である。当然のことながら、山岳地帯が多く、平坦な場所での工事費と比べて工事費が高くなるのを非難するような報道は全く無いが、トンネルという同一種の工事に対しては内外価格差が問題とされている。しかし、同じトンネルといっても、青函トンネル地帯での地質条件と、ドーバー海峡トンネルのように殆どチョークで、技術的には最も掘り易いトンネルといった区別がある、といった理解はされていないのではなかろうか。

公共工事の内外価格差の解明は容易でない。すでに述べたように、工業製品と違って直接の比較ができないうえ、為替レートも大きく関係する。工事に必要な価格を積み上げることによって、公共工事費が高いのか、安いのかといった議論も可能であろう。しかし、積算方式自体についても疑問が呈されている状況では、この方法による適性価格かどうかの議論は説得力に欠ける気がしないでもない。

公共工事の価格が適性かどうかの判断を企業の利益率をもとに分析するのはどうであろうか。民間企業がある範囲

の利益を上げるのは、当然のこととして、世に受け入れられている。反対に、利益を上げない場合に、経営者は世の非難を浴びる状況にある。公共工事に関連する企業は、他分野の企業に比べて、特別に高い利益を上げているのであろうか。実態は反対であり、経営者は利益を上げないことに対して、非難を受ける状態ではないかと判断する。利益を上げられないとしても、現場の労働者、特に単純労働者は別として、管理職や事務職の人工費が他の業種に比べて特に高いとすれば問題である。人工費についても、実状は反対で、公共工事に関連する企業の人工費は第3次産業はもとより、製造業と比べても低いではなかろうか。人工費が高くないとしても、非効率な組織になっていれば問題である。組織の効率性については、海外の企業との間で客観的な比較が比較的容易に実施できよう。中立的な機関による調査が望まれる。

政治献金、特にヤミ献金、それに賄賂が問題とされ、あたかも内外価格差の原因であり、内外価格差を解消できない理由であるかのような報道にも接する。ヤミ献金や賄賂がよくないのは当然であり、直ちに襟を正すべきである。しかし、過去のこれらの総額は不明であるが、大きな内外価格差を生じるような金額になっているとは思えない。詰まる所、内外価格差というよりは、公共工事発注、受注時の不透明さが納税者の反感を買う大きな理由なっており、ひいては内外価格差や、適性価格を大きく上回る受注が行われているという印象を与えていているではなかろうか。

公共事業の発注方式の見直しが行われている。好ましいことである。筆者はヨーロッパのフィディックに基づく発注事務や世界銀行の発注事務に携わる経験に恵まれた。この経験を通して、それぞれの方式に長所もあれば短所もあることを身をもって感じた。いくら膨大な発注示方書を準備しても、満たすべき品質の全てを書ききれるものではないことも体験した。クレーム処理の繁雑さも、慣れればビジネスの一部かも知れないが、避けられるものなら避けたいというのも率直な実感である。これらの努力は生産性そのものに直接結びつかないところに筆者は違和感を抱いた。透明性がよく、不正の入る余地をなくしたうえで、総費用が安くなるような公共工事の発注方法を追求して頂きたいと願っている。

我々公共工事に關係するものは、不正に対して姿勢を正すと共に、工事費に対しても、適性金額で受注していることを説明する努力をおろそかにするべきではない。技術の開発に努め、品質の良い公共施設を安く作るよう最善を尽くし、さらに企業のリエンジニアリングをすすめ、生産性の向上をはかるべきである。公共事業の受注者は適正な利益を上げ、優秀な人材を集め、その上で、誇り得る質の良い社会基盤を後世に残す努力をして頂きたい。

技術評論

取締役技術本部副本部長 高崎一郎

今、世界中の鋼橋の関係者から日本は羨望的になつてゐるといふ。海峡連絡橋の様な巨大なプロジェクトを始めとして、こんなに多くの鋼橋が架設されている国は他に無いからである。長大橋等の架橋技術も世界最高のレベルにある事は自他共に認めるところである。しかし、鋼橋の業界は今ある意味での転換期を迎えてゐるといふ。早急な解決を迫られている多くの難問を抱えているからである。官・学からも業界の将来に対し厳しい指摘を受けている。橋梁工事自体が無くなる訳ではない。鋼橋のシェアーが狭くなる、即ちコンクリートに取って代られると云う危惧なのである。若しそうであるならば何が原因なのか、私共関係者は今何をしなければならないのか？

こうした問題を考えるに当たって、鋼橋の何が問題になっているのかを今一度整理しておく必要があろうかと思う。

先ず問題になるのは広い意味での経済性であろう。橋梁は一橋毎に条件が異なる為、工場に於いても多品種少量生産の典型であり、ロボット化・自動化に依る省力化は難しいとされている。確かにこうした努力がなされているわりにはその効果は今一つの感がある。所謂単純化に加えて構造の標準化が伴っていないからであろう。全ての鋼橋を単純化・標準化しようと云うのは無理であるが、一般的な中小の橋については可能な筈で、早急に解決すべき課題の一つであると考える。

また一方で、単純化とは全く逆な課題がある。周知の様に近年“アメニティー”と云うことが重視され始め、橋梁を始めとする構造物にも“美しい”ことが求められる様になって來た。必然的に鋼橋にも曲線・曲面を含む複雑な形状が要求されている。これは、鋼材の性質と加工の観点から見た場合、技術的にも難しい問題を含んでいるし、経済的にも大問題である。しかし、克服しなければならない。外装材の利用と云う事もあるが、それでは橋梁自体がビルと同じで、橋体は單なる鉄骨に過ぎなくなってしまう。私ども鋼橋に關係する者にとっては、矢張り橋体自体が美しくあって欲しいものである。“単純化と高級化”、これから鋼橋はこうした二極化の中で考えなければならない。

次に問題になるのが、騒音であろう。最近では“鋼橋＝騒音”と云う単純な先入観の為に、鋼橋が最初から比較の土俵に上がれなかつた例もあると云う。騒音測定の結果からは必ずしもそうは云えないとのデーターもあるが、橋面ジョイントの廃止・桁の連続化・橋体への質量添加等々種々の試みを継続しなければならない。

更に防錆を主とする維持管理は最大の問題であろう。

完全なメインテナンスフリーが無理であるならば、その必要悪に対しての省力化を考えいかなければならない。

現場での施工にも解決を迫られている問題は山積している。鋼橋の架設に当たっては、現地の条件や手持ちの器材を考慮して最適な工法を選択すると云うのが関係者の常識であったし、それが可能であると云う事が鋼橋の利点の一つであるとさえ云われて來た。果たしてそうであらうか。現状では答えは“否”である。使用頻度の小さい多くの機材の保管とメンテナンスを考えてもそれは明白である。また“道路事情に因って運搬出来ない構造”や“渋水期にしか架設出来ない工法”は今後は通用しなくなるだろう。週休二日に代表される労働事情の変化を考えれば“雨天では出来ない作業”等も再検討の必要がある。

さて、ここに現在の鋼橋の抱える問題の幾つかを挙げて來たが、この他にもRC床版の問題・疲労損傷の問題等々枚挙に暇がない。こうした問題の解決について勿論私共鋼橋関係者は全く手を携いていた訳ではないのであるが、外部からの指摘の様に“焦眉の急”として捕えていなかったことは事実であるし、これらを業界共通の問題として共同で解決すると云う努力が足りなかつた点は大いに反省すべきであると思う。

しかし、これらはどれ一つとっても大変な問題である。中には基礎的な研究、或いは我々業界の範疇を超えた領域の研究が必要な問題もある。

鋼橋だけでなく、新しい分野を開拓しようとする研究は勿論大切であるが、同時に、鋼橋に限っても自分達だけでは解決出来ない問題、しかも将来の死命を制する問題が山積している事を再認識してこれから研究活動を進めていかなければならぬと痛感している。

C. クラークの「2010年宇宙の旅」の中に、木星に向う宇宙船のなかで、運航関係者以外のスタッフが人口冬眠によって眠らされるシーンがある。宇宙船の重量を抑える為に、往復2年を超える旅程の中で乗員の食料を節約する手段であり、発想転換の例として印象に残る。鋼橋の分野にもそんな奇想天外な着想は無いだらうか？。と云うことであつ。橋体の材料は見掛けの体積の1%にも充たないことを考えて、鋼材の代わりに形状記憶合金を用いると云うのはどうだらうか。周知のようにこの金属は、ある条件下で定めた形状を記憶し、同一条件下で元の形状を再現する能力をもっている。常温で組立られた橋体を低温下でクシャクシャに丸めて運搬し、現地で常温に戻すことによって組立時の形状を再現するのである。輸送と架設器材に要する費用は桁違いに低減されると考えるのだが。

当社の長大橋建設の技術とその歴史

History and Related Technology of Long-Span Bridges Construction by Miyaji Iron Works

安 本 孝* 栗 田 裕 之** 鈴 木 松 雄**
 Takashi YASUMOTO Hiroyuki KURITA Matsuo SUZUKI

Summary

If a list of the world's longest-span bridge-was drawn up, many near the top would be in Japan. Miyaji Iron Works has built up an impressive record in constructing numerous large bridges in this country. This paper reviews this record, commenting on the circumstances at the time of construction, structural characteristics, materials used and other issues.

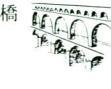
1. まえがき

諸外国を歩いてみるとその歴史の深さに驚かされる。紀元前数世紀にエジプトのピラミッドが建設されていたり、日本が弥生時代に入ってやっと農耕を始めた頃には大神殿や何kmにも及ぶ水道橋が作られ、その雄姿を今にとどめ、中には現在に至ってもなお実用に供しているものさえある。

また、橋の分野に限ってみても、世界が150年前に歩み始めた長大橋への道に、我が国はやっと30年程前に足を

踏み入れた。その日本が今日、世界で最長の吊橋や斜張橋を建設しており、世界から羨望の目を集めている。

我が社における長大橋への取り組みは1966年竣工の金谷橋に始まり、明石海峡大橋・多々羅大橋の受注まで、実に多くの実績を作ることが出来た。ここにその歴史を振り返り個々の物件の建設時の世相、構造特性、使用材料等の変遷を見ることは、それ事態に興味を覚えるし、また今後の長大橋建設の設計・製作・架設設計画に何らかの形で資するものであると信じ、当社が施工した長大橋の概要を述べる。

	紀元前	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000
日本の歴史	縄文時代 	弥生時代 	耶馬台国 324猪へ甘日津本最も古の橋	607法隆寺建立	879三条大橋 祖谷かずら橋	1014源氏物語	1192鎌倉幕府	1603江戸幕府	1868明く(治ろ)日維が本新ね初橋の金属橋		
世界の建造物	BC2500ピラミッド 	BC432パルテノン神殿 	BC305アッピア水道橋 	14ガル一水道橋 	380サンビエトロ寺院 	654万里の長城 	1240ノートルダム寺院 	1779(アイアン・ブリッジ) 			

* 技術本部 長大橋業務部技術担当次長

** 技術本部 長大橋業務部長大橋技術課

2. 建設に携わった長大橋

(1) 吊橋

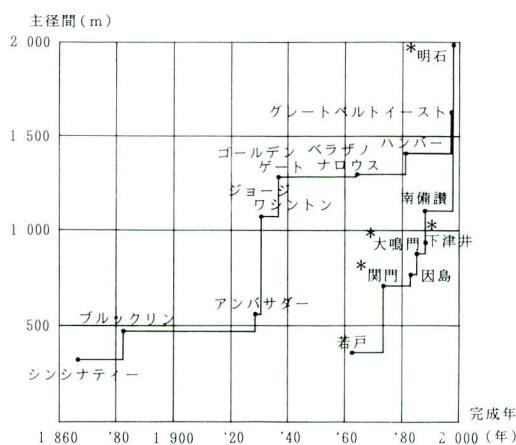
日本の長大吊橋の歴史は欧米に遅れること100年、1962年に北九州市に架けられた支間長367mの若戸大橋がその第一歩を築いた。

以降、我が社はやがて来る長大橋時代に備えての実験橋的意味合いをもつ、金谷橋・箱ヶ瀬橋・上吉野川橋の建設に携わり、そして本州と九州を結ぶ本格的長大橋である関門橋（1973年完成）を補剛桁工事の代表として手掛けた。

1980年代に入ると本州と四国を結ぶルートの架橋が事業化され、大鳴門橋・下津井瀬戸大橋・大島大橋の建設に参画することができた。また、現時点においては東日本最大の吊橋である白鳥大橋の建設に携わり、さらには世界最大の吊橋となる明石海峡大橋の建設を、推し進めている。

吊橋年表

世界の吊橋　日本の吊橋



*印を付したものは当社が参画した橋である

(2) 斜張橋

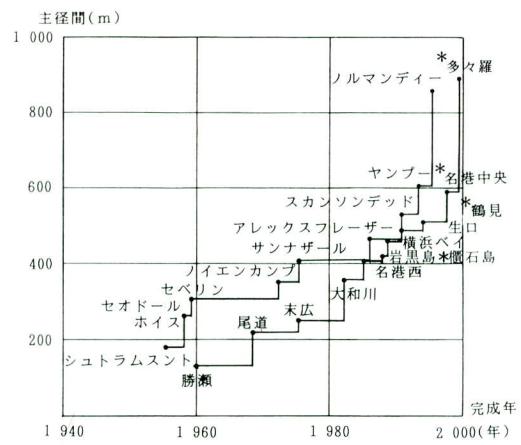
世界の斜張橋の歴史は比較的浅く、200mを越す最初の斜張橋がライン川に架けられてから40年に満たない。日本では1968年に支間長215mの尾道大橋が完成してから今年で26年を数えるにすぎない。この間1975年に末広大橋（支間長250m）が、1982年に大和川橋梁（同355m）等が架けられた。これらの実績を通して技術の修得を図り、1988年完成の本州四国連絡橋の架橋工事において、世界最大規模の岩黒島橋・櫃石島橋を架設するに至った。

ここで我が社は櫃石島橋の建設に携わり、以降東神戸大橋・新万代橋・宮本橋等の建設に参画している。また現在一面吊り斜張橋として世界最大を誇る鶴見航路橋の完成を間近とし、さらに世界の長大記録を塗り替える名港中央大橋・多々羅大橋の建設にも参画している。

斜張橋年表

	1980	1985	1990	1995	2000
橋名	櫛石島橋		宮本橋 宮中央橋 見航路橋	第二小鳴門橋 第三羅大橋	
工事内容	橋工事		全体工事 （代表）	全体工事 ・ 桁工事 （代表）	全体工事
完成工事	←				

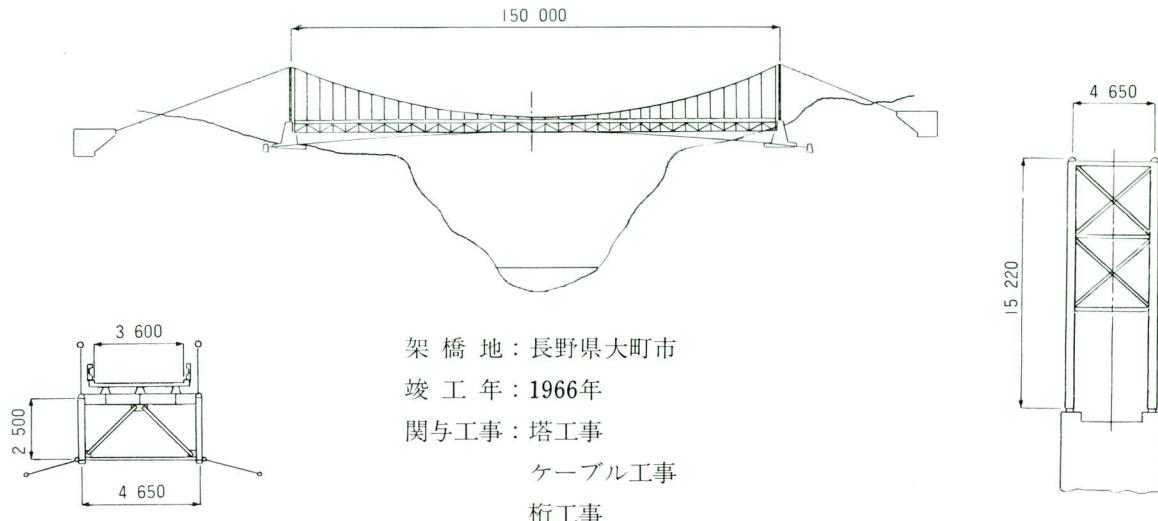
世界の斜長橋 日本の斜張橋



*印を付したものは当社が参画した橋である

3. 各橋の概要

金谷橋



構造概要

上部工構造形式	トラス形式の補剛桁を有する単径間吊橋	
橋格・幅員	林道橋、B = 3.6 m	
橋長・支間割	L = 150.0 m、S = 148.0 m	
鋼材重量	主 塔	t : SM50Y、SS41
	ケーブル	t : PWS (160kg/mm ²)
	補 剛 桁	t : SM50Y、SS41

技術的特質

日本で初めて平行線ケーブルを使用した吊橋である。

今後の長大橋には平行線ケーブルが広く用いられるであろうとの考えから、あえて平行線ケーブルを使用することにした実験橋である。

架設工法

- ・主 塔：ジンポール工法による単材架設。
- ・ケーブル：エアースピニングによる架設。
- ・補 剛 桁：両主塔側から单ブロック張出し架設。

工事関係者の話

架設計画担当：神沢康夫（現 宮地建設工業部長）

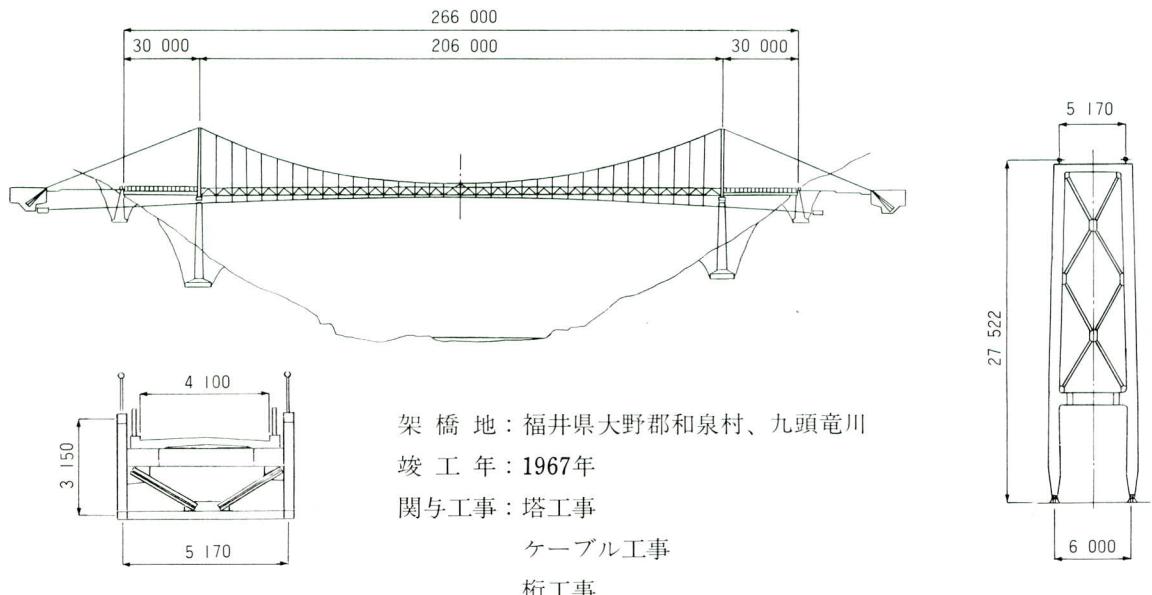


日本で初めて平行線ケーブルを用いるということで、架設担当者としては緊張の連続であった。当然これを架設するエアースピニング工法も

国内には事例がないわけで、新日鐵相模原工場で行われた架設実験にも関与し、ケーブル架設のノウハウを修得した。

桁は宮地鐵工所の松本工場で製作したが、現地までは曲がりくねった林道を行かねばならず、部材輸送にまた雪の中での架設に苦労した覚えがある。一方、今後本格化する長大橋の実験橋との意味合いからか、山中にもかかわらず日々見学者が多くその応対に苦慮したが、衆目を集める中での工事であり、誇りとやりがいをもって臨んだ物件である。

箱ヶ瀬橋



構造概要

上部工構造形式	トラス形式の補剛桁を有する単径間吊橋	
橋格・幅員	二等橋(TL-20)、B = 4.1 m	
橋長・支間割	L = 266.0 m、S = 30.0 + 206.0 + 30.0 m	
主塔	68.2 t	SM50Y、SS41
ケーブル	95.1 t	PWS (160 kg/mm ²)
補剛桁	203.9 t	SM50Y、SS41

技術的特質

平行線ケーブルを用いた吊橋で、金谷橋に続いて全国で2例目となる。

支間長206mは、当時我が国2番目の長さであるが、支間長に比して主構幅が小さく耐風検討にも力を入れた。

架設工法

・主塔：トラッククレーンによる単材架設。

・ケーブル：エアースピニングによる架設。

・補剛桁：両主塔側からの単材張出し架設。

(先端ハンガーの過張力を避けるための架設ヒンジを開発した。)

工事関係者の話

現場代理人：加島武之（現 宮地技工顧問）

前年金谷橋を架けた現場に劣らぬ豪雪地帯で、雪にはたびたび悩ませられた。

塔・桁の架設足場はすべて木製で、今から思えばかなり粗末な物で安全面にも問題ががあった。

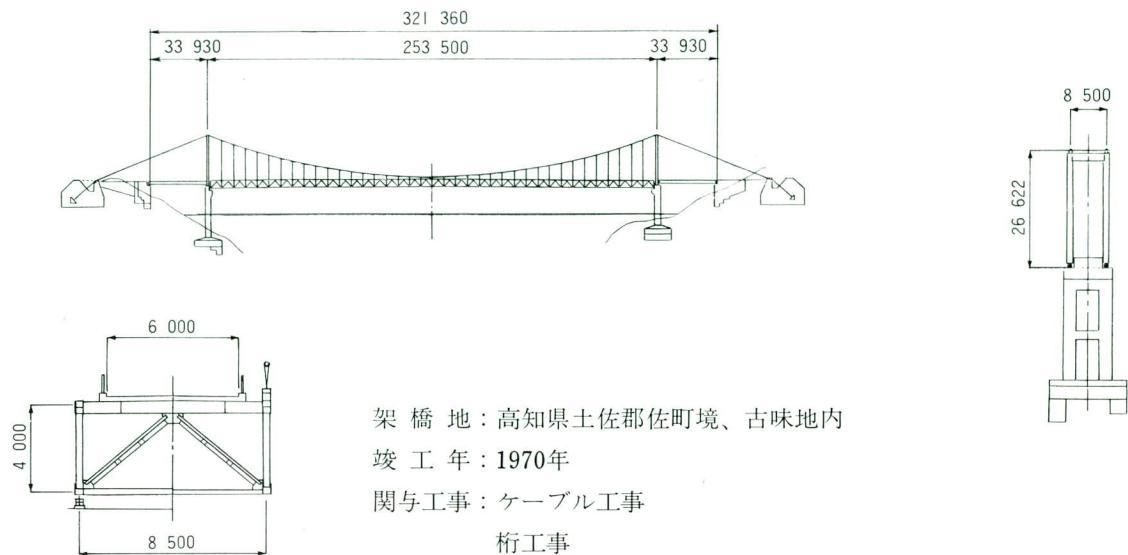
東大から起振機を借り受けて行った振動実験など思い出深いものがある。

設計開発の後藤茂夫（現 佐賀大教授）

架設計画の神沢康夫（現 宮地建設工業部長）

研究室の成宮隆雄（現 宮地鐵工所常任参与）
らの皆さんに側面からご助力頂いた中で無事竣工することが出来た。

上吉野川橋



構造概要

上部工構造形式	トラス形式の補剛桁を有する単径間吊橋	
橋格・車線数	一等橋(TL-20)、2車線	
橋長・支間割	$L = 321.4\text{m}$ 、 $S = 33.9 + 253.5 + 33.9\text{m}$	
鋼材重量	主塔	I35.5 t SM50Y、SS41
	ケーブル	224.5 t PWS (160kg/mm^2)
	補剛桁	421.0 t SM50Y、SS41

技術的特質

本格的長大橋の架橋を直後控え、架設工法を研究するための実験橋。

ケーブルの架設にはあえてAS工法とPS工法の双方を取り入れ、その両者の特性を突明するべく計画された。また、構造物の軽量化を図るため、床版には軽量コンクリートのプレキャスト床版を用いた。

架設工法

- ・主塔：シンポール工法による単材架設。
- ・ケーブル：上流側…エアースピニング工法
下流側…プレハブストランド工法
- ・補剛桁：ケーブルクレーンによる間詰めブロック張出し架設。

工事関係者の話

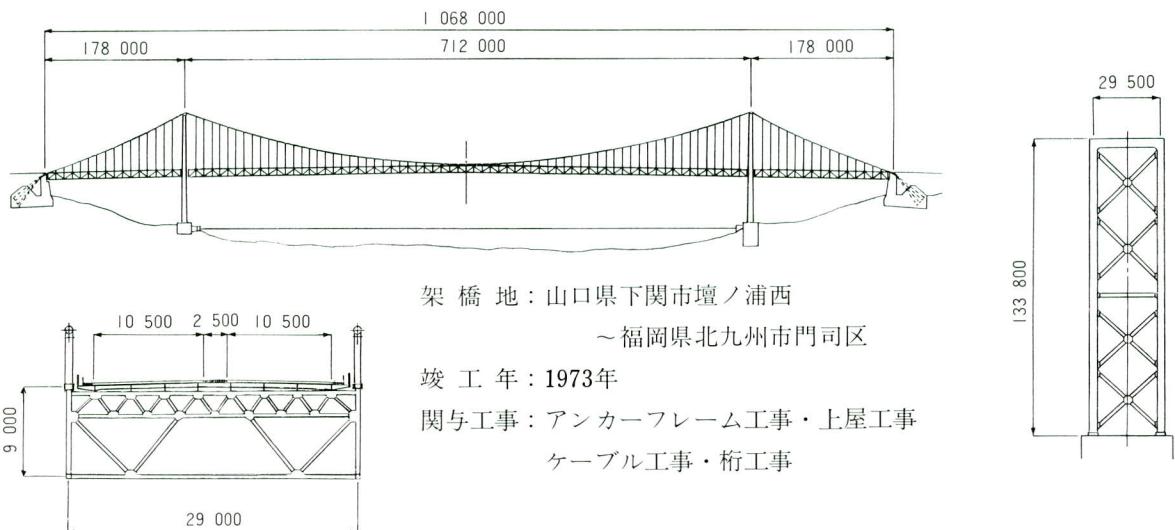
現場主任：中上達生（現 宮地建設工業常務）

一つの仕事を2社で行う、いわゆる共同企業体なるものを初めて経験した。

ケーブル工事を横河工事さんと2分し、当社は上流側をエアースピニング工法にて架けることになったが、金谷橋・箱ヶ瀬橋の経験を大いに生かすことが出来た。

また忘れもない8月20日、たしか台風15号だったと思う。折からの大雨に加えて上流にあるダムの放水が重なり、原橋を流失、現場事務所も浸水の被害を受けた。苦労も多かったが、当時の若手技術者：太田武美（現明石補剛桁工事架設部会長）、池田博（現 明石ケーブル3社JV副所長）、伊藤幹雄（現 工務計画課長）らが大きく育ってくれたのがなによりの収穫だ。

関門橋



構造概要

上部工構造形式	トラス形式の補剛桁を有する3径間2ヒンジ吊橋	
橋格・車線数	一等橋(TL-20)、6車線	
橋長・支間割	$L = 1,068.0\text{m}, S = 178.0 + 712.0 + 178.0\text{m}$	
鋼材重量	主塔	5,852 t : SM53, SS41
	ケーブル	6,065 t : PWS (160kg/mm ²)
	補剛桁	12,429 t : SM58, SM50Y, SS41

技術的特質

我が国の吊橋の実績支間長を飛躍的に延ばした本格的な長大吊橋。

現在では常識とすらなった逐次剛結工法を開発導入した。

架設工法

- 主塔：クリーパークレーンによる単ブロック架設。
メタルタッチとHTBによる添接の併用。

- ケーブル：海上渡海（フロート工法）によるパイロットロープの架設。我が国最初の本格的プレハブストランド工法による平行線ケーブルの架設。

- 補剛桁：架設ヒンジを有する、面材逐次剛結張出し架設。

工事関係者の話

現場代理人：中上達生（現 宮地建設工業常務）

のちに宮地の長大橋部門を担うことになる多くの技術者が現場に赴いた。アンカーフレーム・上屋・ケーブル・桁の各工事に携わった若手技術者が今や各部門のリーダー的存在になってくれている。

客先関係者にも現在の長大橋の権威者がずらりと顔を揃えていた。このような方々の指導を受けられたことを誠にありがとうございます。

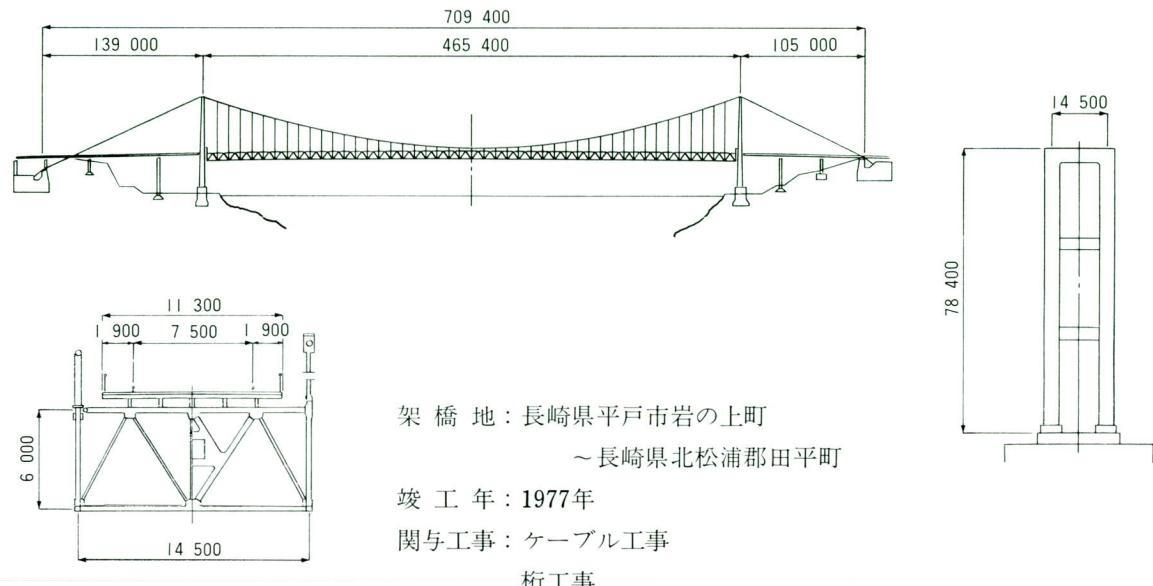
桁工事製作担当者：岡脩平（現宮地鐵工所製造部次長）

桁の製作精度を高めるため、墨書き作業では従来の墨糸に変えて墨書き針を用いた。伸縮継手はローラー付フインガージョイント、部材仮組は地墨方式、HTBは六角座金、いずれも今は使われていないものだけに思い出深い。また寸法合せのため既設のタワーリングを計測したが、リンクが常に動いているので苦労した思いがある。

研究室研究員：成宮隆雄（現 宮地鐵工所常任参与）

塗装系の検討に骨を折った。桁には亜鉛溶射を施し、これをblastにかけてMIOを塗布するといった画期的手法を導入した。この方法は溶射膜が酸化しないうちに塗装を施さねばならず、ショットblastの専用工場を作つて対応した。コストの関係で亜鉛溶射はその後あまり用いられないが、MIO塗装は現在広く用いられている。

平戸大橋



構造概要

上部工構造形式	トラス形式の補剛桁を有する単径間吊橋	
橋格・車線数	一等橋(TL-20)、2車線+両側歩道	
橋長・支間割	$L = 665.1\text{m}$, $S = 139.0 + 465.4 + 105.0\text{m}$	
鋼材重量	主塔	I 744 t SM50Y, SS41
	ケーブル	I 405 t PWS (160kg/mm^2)
	補剛桁	2 500 t SM50Y, SS41

技術的特質

来たる長大橋時代に備えて、工期短縮に挑戦。主塔はFCによるブロック架設を採用、補剛桁にもブロック架設を多用、ケーブルではエアースピニング工法を高度に機械化し作業能率を高めた。

架設工法

- ・主 塔：FCによる大ブロック架設
- ・ケーブル：エアースピニング工法
- ・補剛桁：リフティングビームを用いた直下吊上げ架設

工事関係者の話

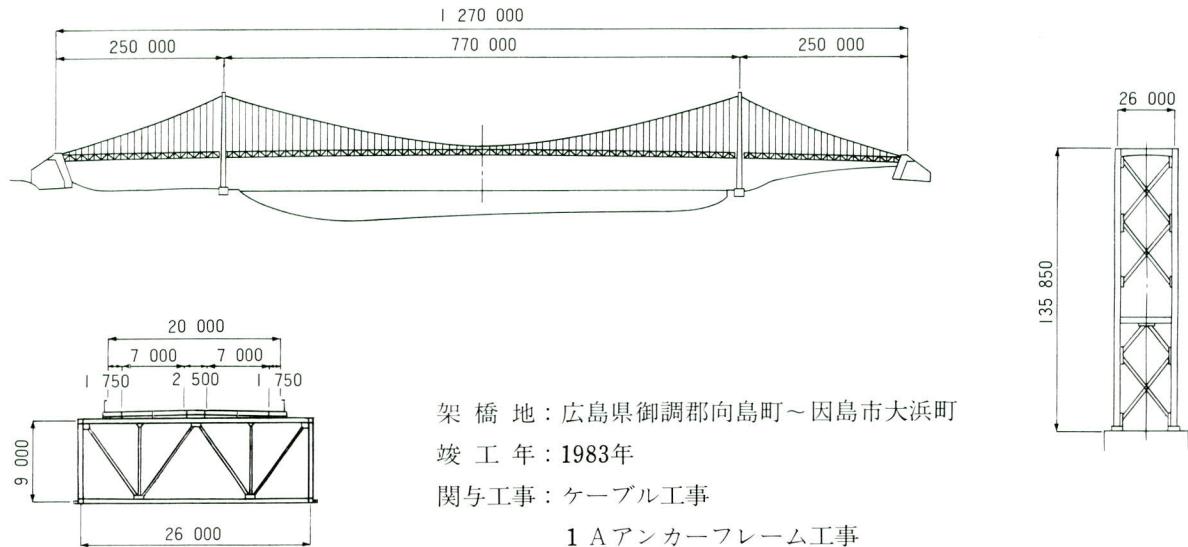
現場代理人：中上達生（現 宮地建設工業常務）



既に、金谷橋・箱ヶ瀬橋・脇瀬橋・上吉野川橋などで実績のあるAS工法であるが、平戸大橋を以って高度に機械化を図った。曳索駆動装置の自動プログラム運転・アンリーラーのオートテンショニング制御装置を導入した。南出・太田・池田・堤・中村・鶴原・水落・長谷川ら当社の誇る精鋭を投入して、さらに2交代制で工程短縮に努めた。

思い起せば、AS工法がPS工法に工程面で著しく劣るものではないことを証明するのに必死であった。その甲斐あって本四連絡橋で唯一AS工法を用いた、下津井瀬戸大橋のケーブル工事に携わることが出来たものと思っている。

因島大橋



構造概要

上部工構造形式	トラス形式の補剛桁を有する3径間2ヒンジ吊橋	
橋格・車線数	一等橋(TL-20・TT-43)、4車線	
橋長・支間割	$L = 1,270\text{m}, S = 250.0 + 770.0 + 250.0\text{m}$	
鋼材重量	主 塔	5,832 t SM58, SM50Y, SS41
	ケーブル	8,915 t PWS (160kg/mm ²)
	補剛桁	16,371 t SM58, SM50Y, SS41

技術的特質

本四架橋における最初の吊橋工事である。その後に架橋が予定されていた大鳴門橋・下津井瀬戸大橋・南北備讃瀬戸大橋・大島大橋などに先駆けた、技術開発・技術習得の場であり、人材養成としての使命を担った橋である。

架設工法

- ・ 主 塔：クリーパークレーンによる単ブロック架設。
メタルタッチとH T Bによる添接の併用。
- ・ ケーブル：海上渡海（フロート工法）によるパイロットロープ架設。プレハブストランド工法による平行線ケーブルの架設。
- ・ 補剛桁：架設ヒンジを有する、面材逐次剛結張出し架設。

工事関係者の話

ケーブル工事現場代理人：南出範雄



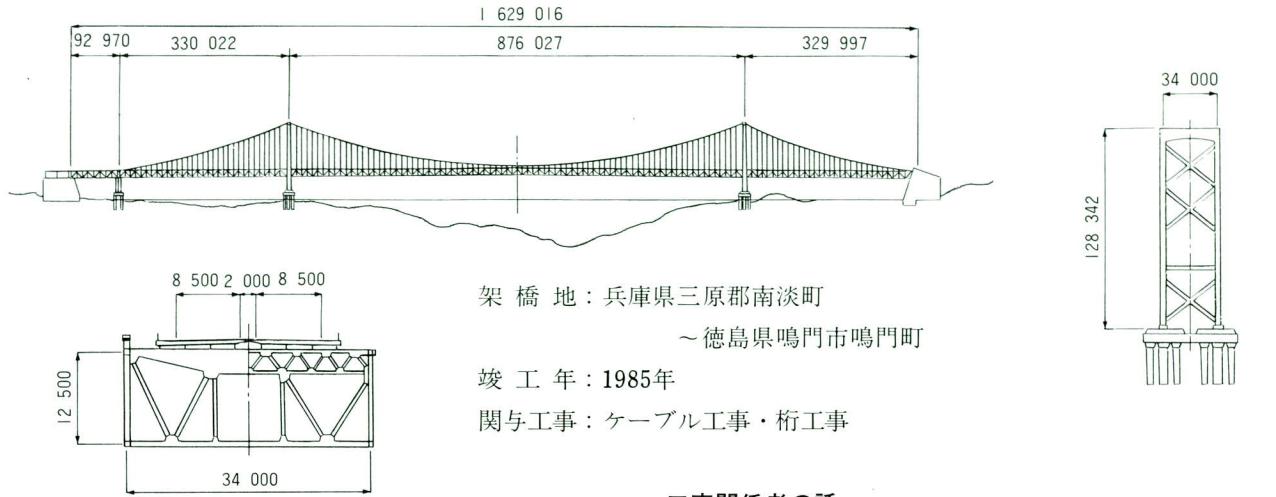
（現 宮地建設工業取締役）

ケーブルの架設自体は平戸大橋で経験していたが、この間6年あまりのブランクがあり、また本四公団最初の吊橋でもあり、身の引き締まる思いで現地に臨んだものである。

架橋地の海流は転流時を挟んで比較的長時間低潮流となるので、パイロットロープの渡海にはフロート工法を採用、ケーブルの架設にはP S工法が採用された。同じP S工法でも閂門橋の時に比べると1ストランドの素線数が大幅に増大されており、随分と架設の急速化が図れた。

工事着手前に懸念していた、塔頂サドル部およびスプレーサドル部の整形、バードゲージ部の収めなどに専門の方と一緒にになって試行錯誤しながら解決策を見出していった思いがある。

大鳴門橋



構造概要

上部工構造形式	トラス形式の補剛桁を有する3径間2ヒンジ吊橋		
橋種・橋格	道路鉄道併用橋 道路：一等橋(TL-20・TT-43)、6車線 鉄道：新幹線規格(複線)		
橋長・支間割	$L = I 629\text{m}, S = 93 + 330 + 876 + 330\text{m}$		
鋼材重量	主塔	8 989 t	SM58, SM50Y, SS41
	ケーブル	19 225 t	PWS (160kg/mm ²)
	補剛桁	35 110 t	HT70, SM58, SM50Y, SS41

技術的特質

本四連絡橋における神戸～鳴門ルートの第一歩。のちに児島～坂出ルートのいわゆる瀬戸大橋の建設を控え、道路鉄道併用橋としての先駆的役割を担った。

パイロットロープの渡海で、従来のフロート工法に代えてフリーhang工法を初めて採用。

桁工事におけるハンガー引込みに安全装置を組み込んだ油圧ジャッキを導入した。

架設工法

- ・主塔：クリーパークレーンによる単ブロック架設。
メタルタッチとHTBによる添接の併用。
- ・ケーブル：曳船を用いた、フリーhang工法によるパイロットロープ架設。ブル&テンショニング工法によるストランド架設。
- ・補剛桁：架設ヒンジを用いない、面材逐次剛結張出し架設。トラベラクレーンに全旋回クレーンを初めて採用。

その他

労働大臣賞・田中賞を受賞

工事関係者の話

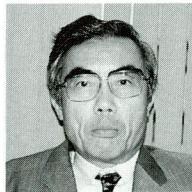
鳴門工事事務所長：小川英信



(現 宮地鐵工所取締役)

塔工事の中盤からケーブル工事・桁工事の完了まで係った忘れ難い業務である。気象・海象の厳しい中で技術的な事柄もさることながら、業者の皆さん方の工事し易い環境作りに意を尽くした。

桁工事設計部会長：高崎一郎（現 宮地鐵工所取締役）



我が国初の道路鉄道併用の長大吊橋ということで設計手法が確立されていないものが多く、事前検討に多くの時間を費やした。官学の諸先生のご指導と工事関係者の熱意に救われてこの大任を果たすことが出来た。

桁工事HT部会員：成宮隆雄（現 宮地鐵工所常任参与）



HT70材を多用した橋である。製作検討委員会が設置され、各種の試験において奥村・田島・中井・三木・堀川ら諸先生方の指導を受け、部材の製作・品質管理要領を確立していった。

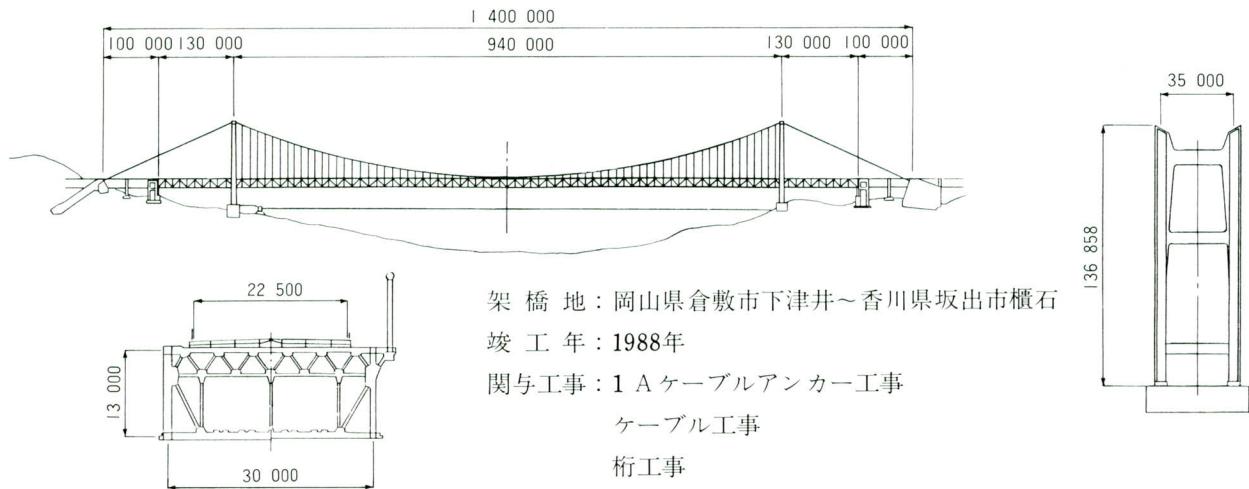
桁工事鳴門工区長：佐藤義夫



(現 宮地建設工業営業部長)

横河工事が率いる淡路工区と橋を2分して管理した。互いに相手を意識し切磋琢磨し、良い仕事に繋がった。現場は潮にうねりがあって部材の荷下ろしに苦労した。この苦労が新しい設備・治具の開発に知恵を貸してくれた。

下津井瀬戸大橋



構造概要

上部工構造形式	トラス形式の補剛桁を有する張出し径間付き吊橋		
橋種・橋格	道路鉄道併用橋 道路：一等橋(TL-20・TT-43)、4車線 鉄道：在来線規格(複線)および新幹線規格(複線)		
橋長・支間割	$L = 1400\text{m}, S = 130 + 940 + 130\text{m}$		
鋼材重量	主塔	13,623 t	SM58、SM50Y、SS41
	ケーブル	16,083 t	PWS (160kg/mm ²)
	補剛桁	35,231 t	SM58、SM50Y、SS41

技術的特質

長大吊橋としては珍しい張出し径間付きの補剛桁を有する。

鉄道の橋梁への進入部には、たわみによる角折れを低減するための緩衝桁を採用。

ケーブル工事でエアースピニング工法によるストランド架設を採用した。

架設工法

- ・主塔：クリーパークレーンによる単ブロック架設。
メタルタッチとHTBによる添接の併用。
- ・ケーブル：FCを用いたパイロットロープの渡海。エアースピニング工法によるストランド架設。
- ・補剛桁：FCによる塔付部のブロック架設。架設ヒンジを用いない面材逐次剛結張出し架設(中央径間)および単材張出し架設(張出し径間)。

その他

労働大臣賞・田中賞を受賞

工事関係者の話

ケーブル工事現場代理人：南出範雄



(現 宮地建設工業取締役)

瀬戸大橋吊橋3橋の中で唯一AS工法が取り入れられた。工程面ではPS工法が有利といわれる中、一度に8本の素線が架けられるように工法を工夫し、200名以上の作業員を投入、昼夜2交替制を導入して工事を急いだ。苦労の甲斐あって予定より早く工事を完了させることができた。

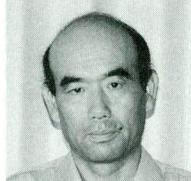
桁工事副所長：滝戸勝一（現 宮地鐵工所工事部部長）



当初南北備讃瀬戸大橋ともども新工法を取り入れるべく計画していたが諸般の事情で従来工法である面材架設を基本工法とすることになった。

この橋は、昔、北前船が活躍した下津井港と塩飽水軍で知られる櫃石島を結ぶ。両工事起点とも静かな漁村であるが、地元の方々と融和を図りながら工事を順調に進めることができた。

桁工事製作部会員：中塚勲夫

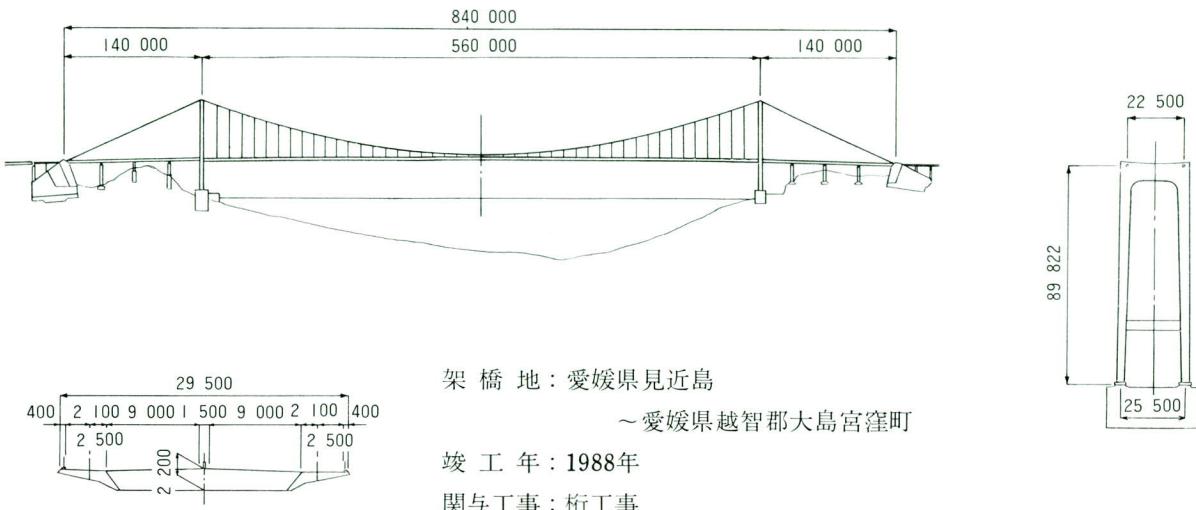


(現 宮地鐵工所品質保証部次長)

大鳴門橋を無事終えた安堵感を味わう間もなく、厳しい要求品質に応えるための製作準備に追われた。

瀬戸大橋吊橋3橋の中でも最大のタワーリング取合部のピンプレートの加工、トラス弦材内面の溶接、ハンガ一定着用ブラケットの製作、ガラスフレークの試験塗装、鉄道緩衝桁の製作など気の抜けないものばかりだった。よく働いたと思う。

大島大橋



構造概要

上部工構造形式	箱桁形式の補剛桁を有する単径間2ヒンジ吊橋	
橋格・車線数	一等橋(TL-20・TT-43)、4車線	
橋長・支間割	$L = 840\text{m}$ 、 $S = 140 + 560 + 140\text{m}$	
主塔	2,603 t	SM50Y
ケーブル	3,500 t	PWS (160kg/mm^2)
補剛桁	6,268 t	SM50Y, SS41

技術的特質

我が国の大橋で初めて箱形の補剛桁を採用。
平戸大橋以来の補剛桁直下吊上げ架設を採用。
部材運搬台船は部材水切り時、架設直下に転錨船を介して一点係留した。

架設工法

- ・主塔：クリーパークレーンを用いた単ブロック架設。メタルタッチとHTBによる添接の併用。
スライディングブロック方式の制振装置を採用。
- ・ケーブル：FCを用いたパイロットロープの渡海。ブレハブストランド工法。ホーリングシステムとして1ループ2系統システムを採用。
- ・補剛桁：リフティングストラットを用いた、直下吊上げ架設とし、架設順序は中央から塔部への逐次剛結工法を採用。

その他

田中賞を受賞

工事関係者の話

桁工事設計部会員：金原慎一



(現 宮地鐵工所技術研究室課長代理)

設計部会にて主に振動解析やFEM解析等を担当した。机上の設計も終わりに近いころ、東大の風洞試験室を借りての耐風検討に携わった。

実験では完成系のみならず、暫定時・架設時系について限定振動・自励振動を検証した。また、橋の完成後には実橋の上に立って振動実験を行い、構造減衰率・固有周波数・振動モードなど橋の固有特性を把握し、設計の妥当性を確認するとともに、耐風設計に対するデータの入手に努めた。さらに、各種疲労試験などにも間接的ながら携わることができ、技術的に収穫の多い物件であった。

桁工事主任技術者：清宮昭夫

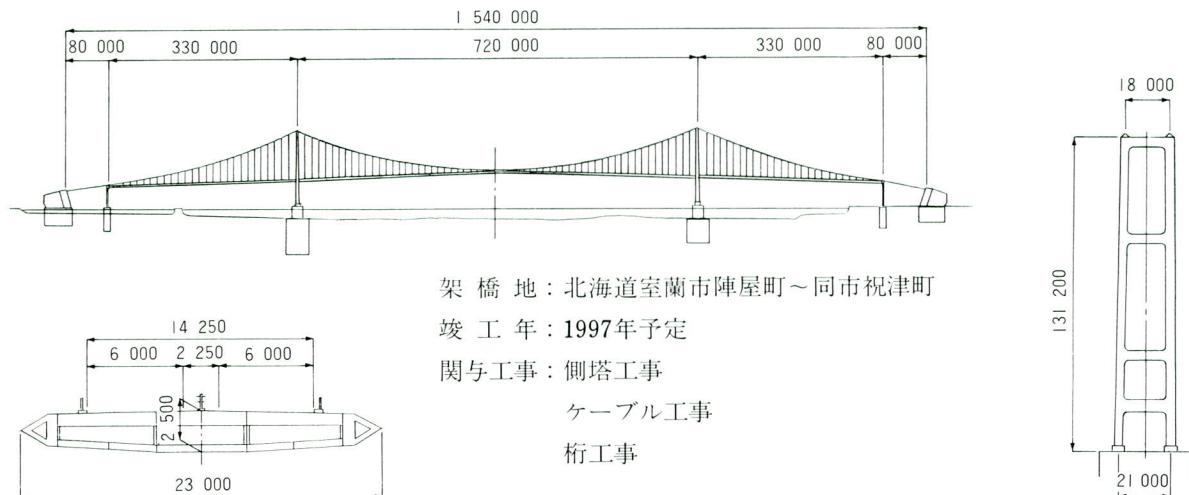


(現 宮地鐵工所工事部次長)

磐石島橋の施工計画の最中、突然の本社指令により、大島大橋の業務につくことになった。設計事務所で1年余り検討を行い、その後現地に赴いたのが1986年5月であった。カッと照りつける宮窪瀬戸の太陽の下、定点係留試験・リフティングストラットの設置等、大忙しの毎日であった。

9月10日のセンター ブロックの架設から1987年3月4日の閉合ブロック吊上げまで、全て予定期日の吊上げが出来たのは奇跡的（少し強引なところもあった）であった。閉合式での爆発的な鏡割りは、一生忘れられない思い出である。

白鳥大橋



架 橋 地：北海道室蘭市陣屋町～同市祝津町

竣 工 年：1997年予定

関与工事：側塔工事

ケーブル工事

桁工事

構造概要

上部工構造形式	箱桁形式の補剛桁を有する3径間2ヒンジ吊橋	
橋格・車線数	B活荷重、4車線	
橋長・支間割	$L = 1,540\text{m}, S = 330 + 720 + 330\text{m}$	
鋼材重量	主 塔	7,000 t : SM520, SM400
	ケーブル	4,000 t : PWS (160kg/mm^2)
	補剛桁	12,000 t : SM520, SM400

技術的特質

- 東日本において最大支間長を有する吊橋。
- 東西2本のケーブルを1系統のループ式ホーリングシステムを用いて架設。
- 側塔上での、ストランドの滑り防止対策。
- キャットウォーク上での積雪対策として、合纏ネットの代わりにステンレスメッシュを使用。

架設工法

- 主塔：クローラクレーンによる単ブロック架設。
および側塔 現場溶接とHTBによる添接の併用。
- ケーブル：タグボートを用いた、フロート工法による
パイロットロープの渡海。プレハブストラ
ンド工法。ループ1系統による引出し架設。
- 補剛桁：リフティングビームを用いた、直下吊上げ
架設。

工事関係者の話

ケーブル工事JV所長：向井重徳



ケーブル作業には夜間作業がつきものである。夜間、気温の安定した時間帯に、ストランドロープのサグ調整をするからだ。本橋の架設地点は積雪寒冷地で、特に冬期間は季節風も強く非常に厳しい作業環境にある。このため高所作業であるケーブル工事では、強風・降雪対策養生を施した上で、12月から3月まで、作業を中断し越冬した。

架設上の特色としては、側塔部におけるワイヤーストランドの滑動を防止するため、塔頂サドルの水平移動装置・ストランド押え込み装置は本邦初の試みであろう。また、東西2本のケーブルを1系統のループ式ホーリングシステムを用いて架設するのも新しい試みである。

側塔工事・補剛桁工事製作担当者：小坪毅



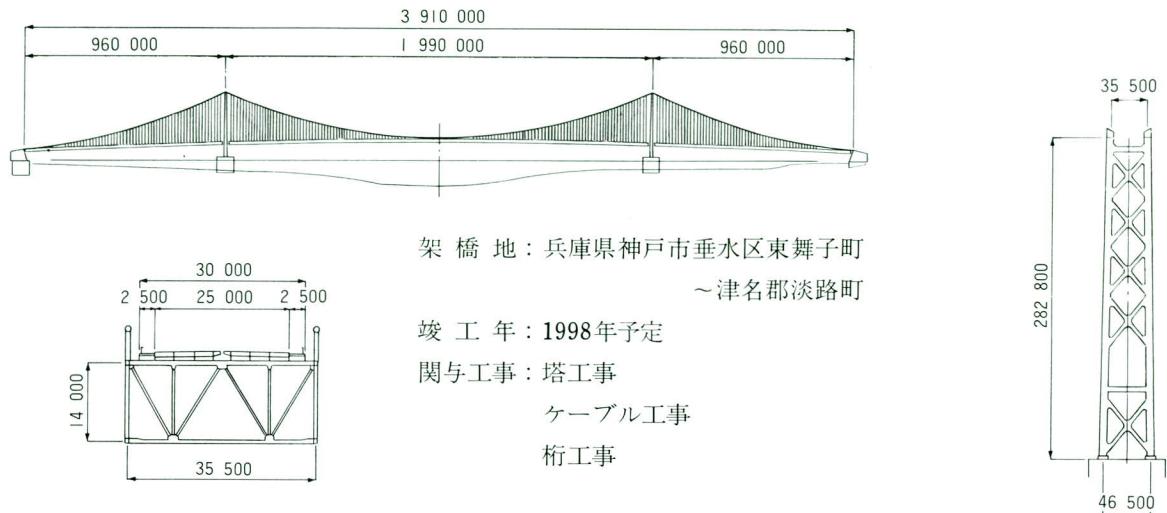
(現 宮地鐵工所生産設計部課長)

側塔工事では精度の確保に苦労した。主塔に比べて断面が小さいがゆえに、垂直精度（1/10,000）の確保が難しいのである。

桁工事は4JV12社による共同作業となるが、部材の横持ちを省略するため、他工場の製品との接合部となる部材端の寸法精度は、管理目標値として一般部の $\frac{1}{2}$ を設定。ここでのゲージプレートのみを横持ちして検証することにしている。

架橋地は海の幸が豊富で、食べ物が安くて旨い。近くには登別温泉もある。仕事は厳しいが現地への出張は楽しみ半分である。

明石海峡大橋



構造概要

上部工構造形式	トラス形式の補剛桁を有する3径間2ヒンジ吊橋	
橋格・車線数	B活荷重、6車線	
橋長・支間割	$L = 3,910\text{m}, S = 960 + 1,990 + 960\text{m}$	
鋼材重量	主塔	46,830 t SM570, SM490Y, SS400
	ケーブル	58,000 t PWS (I 770N/mm ²)
	補剛桁	85,100 t HT780, HT690, SM570, SM490Y, SS400

技術的特質

世界一の支間長を有する吊橋。
ケーブルに1770 N/mm²鋼線、桁にHT780、HT690など高張力鋼を多用している。
支間長が大きいため主構トラス弦材の多くの断面が風荷重によって決定づけられている。

架設工法

- ・主塔：クライミングクレーンによる単ブロック架設。メタルタッチとHTBによる添接の併用。
制振装置としてTMDを使用。
- ・ケーブル：ヘリコプターを用いたパイロットロープの渡海。プレハブストランド工法。
- ・補剛桁：FCによる大ブロック架設。トラベラクレーンを用いた、面材逐次剛結張出し架設。
3格点同調引込工法によるハンガー引込み。

工事関係者の話

現場代理人：中省司



世紀の長大橋の現場代理人として架設工事に携われることはこの上もない幸運であるが、仕事の重大さに身の引き締まる思いである。それも（その1）工事区ということで、展望設備があり、また一般の方の注目度も高く、実際に工事が始まれば見学者も多いだろうと覚悟している。ただ外部に対する口先のサービスよりも、まずは災害ゼロで竣工するよう全力を投入する所存。

設計部会長：井上雅夫



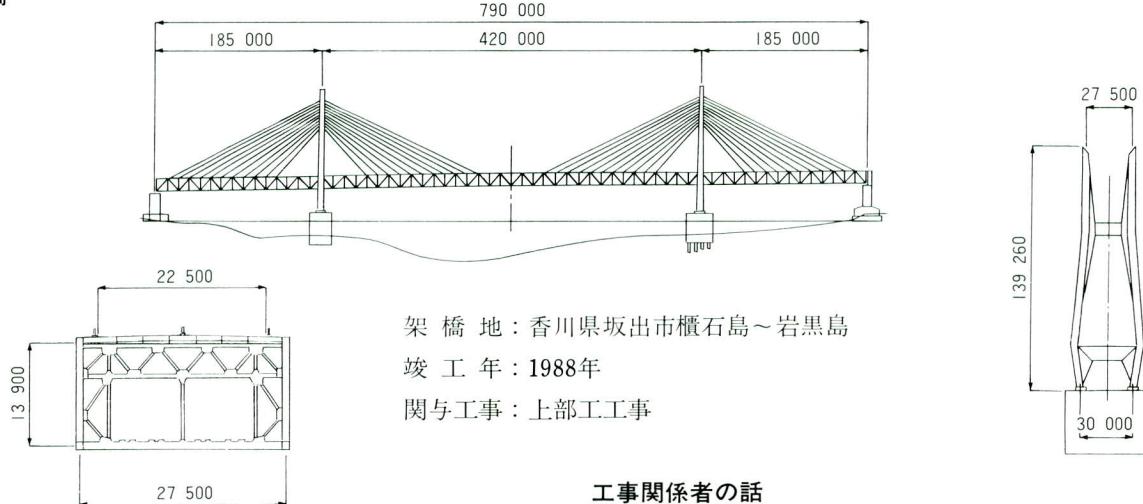
長大橋の設計は過去にも経験しているが全橋が4工区に分かれているので多少勝手が違う。助かる面もあれば苦労な面もある。幸い構成員にも恵まれている。皆の力を結集して努力を重ねれば自ずから結果が伴ってくるものと信じている。今は何より数ある懸案事項に早く決着をつけ設計成果物を日程通りに次工程に引渡すことだ。

架設部会長：太田武美



上吉野川橋から始まって関門橋・平戸大橋・大鳴門橋・大島大橋など長大橋との関わりは深いが、計画の段階でこれほど風の問題に悩まされたことはない。架設時の過大変形の抑制・ハンガー一角折れ対策など性能試験を踏んで対策を練っている。また、その他の仮設備においても安全施工を第一に計画を進めている。

櫃石島橋



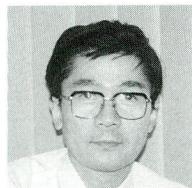
架 橋 地：香川県坂出市櫃石島～岩黒島

竣 工 年：1988年

関与工事：上部工工事

工事関係者の話

設計部会員：能登宥憲（現 宮地鐵工所技術研究室室長）



主桁構造は、経済性を追求した結果として、主構と鋼床版を一体化する事になったが、寸法精度の確保に神経を使った。

鋼床版の現場継手の非破壊検査法として、数々の信頼性試験を経た上でAUTを採用した。検査能率を高め、以降の長大橋においても広く採用されるようになった。トラス弦材のかど溶接の検査にもAUTを用いた。

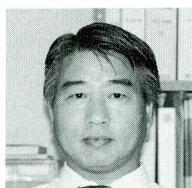
製作部会員：石川 洋（現 宮地鐵工所生産設計部次長）



面材架設部について鋼床版も含めた立体仮組立を行った。仮組立時にルートギャップ等全ての寸法精度を確認していたが、仮組立と架設の季節が違うため鋼床版が落とし込めず、縦シーム部を再調整して発送した覚えがある。

床トラス下弦材は、構造が複雑にして高い品質が要求されるので、パイロットメンバーを以って事前検討を入念に行なった。

架設部会員：西 寿（現 宮地建設工業計画課）



工程短縮を図るため本四長大吊橋・斜張橋において唯一、主塔底板下面をグラウト注入方式とした。

桁工事では当社製作の9パネルと三菱重工製作の6パネルを一本化し、6000tを超えるブロックとして大型FCの相吊りで一括架設したことが印象深い。

主塔架設用クレーンを主構面材架設に転用したことも工程短縮に繋がった。

構造概要

上部工構造形式	ファン型マルチケーブルを用いた2面吊り3径間連続鋼斜張橋										
橋種・橋格	道路鉄道併用橋 道路：一等橋(TL-20、TT-43)、4車線 鉄道：在来線規格(複線)および新幹線規格(複線)										
橋長・支間割	$L = 790\text{m}, S = 185 + 420 + 185\text{m}$										
鋼材重量	<table border="1"> <tr> <td>主塔</td> <td>8 619 t</td> <td>SM58, SM50Y, SS41</td> </tr> <tr> <td>ケーブル</td> <td>2 263 t</td> <td>PWS (160kg/mm^2) ポリエチレン管被覆</td> </tr> <tr> <td>主構</td> <td>25 623 t</td> <td>SM58, SM50Y, SS41</td> </tr> </table>		主塔	8 619 t	SM58, SM50Y, SS41	ケーブル	2 263 t	PWS (160kg/mm^2) ポリエチレン管被覆	主構	25 623 t	SM58, SM50Y, SS41
主塔	8 619 t	SM58, SM50Y, SS41									
ケーブル	2 263 t	PWS (160kg/mm^2) ポリエチレン管被覆									
主構	25 623 t	SM58, SM50Y, SS41									
主塔	8 619 t	SM58, SM50Y, SS41									
	2 263 t	PWS (160kg/mm^2) ポリエチレン管被覆									
	25 623 t	SM58, SM50Y, SS41									

技術的特質

- 道路鉄道併用の斜張橋で世界最大。
- 主構と鋼床版桁の合成構造。
- 橋軸方向の荷重分散および移動拘束を目的とした皿バネを使用。
- 主塔にTMD型制振装置を設置。
- 主塔基礎下面是グラウト式を採用。

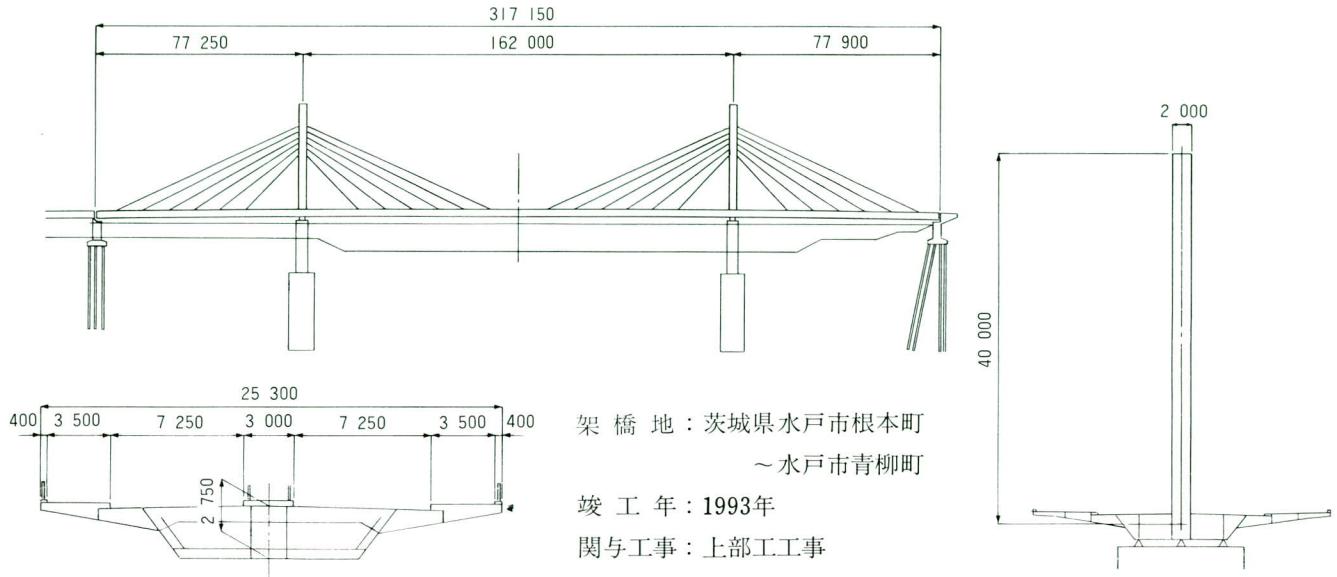
架設工法

- 主塔：塔下部はFCによる大ブロック架設。塔上部はクローラクレーンを用いた単ブロック架設。メタルタッチとHTBによる添接の併用。
- ケーブル：センターホールジャッキによる塔側からの引込み。
- 主構：塔付および側径間はFCによる大ブロック架設。中央径間はトラベラクレーンによる面材架設。

その他

田中賞を受賞

新万代橋



構造概要

上部工構造形式	ファン型マルチケーブルを用いた1面吊り3径間連続鋼斜張橋		
橋格・車線数	一等橋(TL-20)、4車線+両側歩道		
橋長・支間割	$L = 357.6\text{m}$ 、 $S = 77.25 + 162.0 + 77.9\text{m}$		
鋼材重量	主塔	205 t	SM50Y, SS41
	ケーブル	137 t	PWS (160kg/mm^2) ポリエチレン被覆
	補剛桁	3,646 t	SM50Y, SS41

技術的特質

主塔と桁を一体化（剛結）させて、中間支点の構造を単純化させている。

架設工法

- ・主塔：トラッククレーンによる単ブロック架設
- ・ケーブル：トラッククレーンによる塔側への設置、およびセンターホールジャッキによる桁側からの引込み。
- ・主桁：側径間は棧橋を利用したトラッククレーンによるベント工法、中央径間はトラッククレーンによる張出し架設。

工事関係者の話

現場代理人：大林永和（現 宮地鐵工所工事部次長）



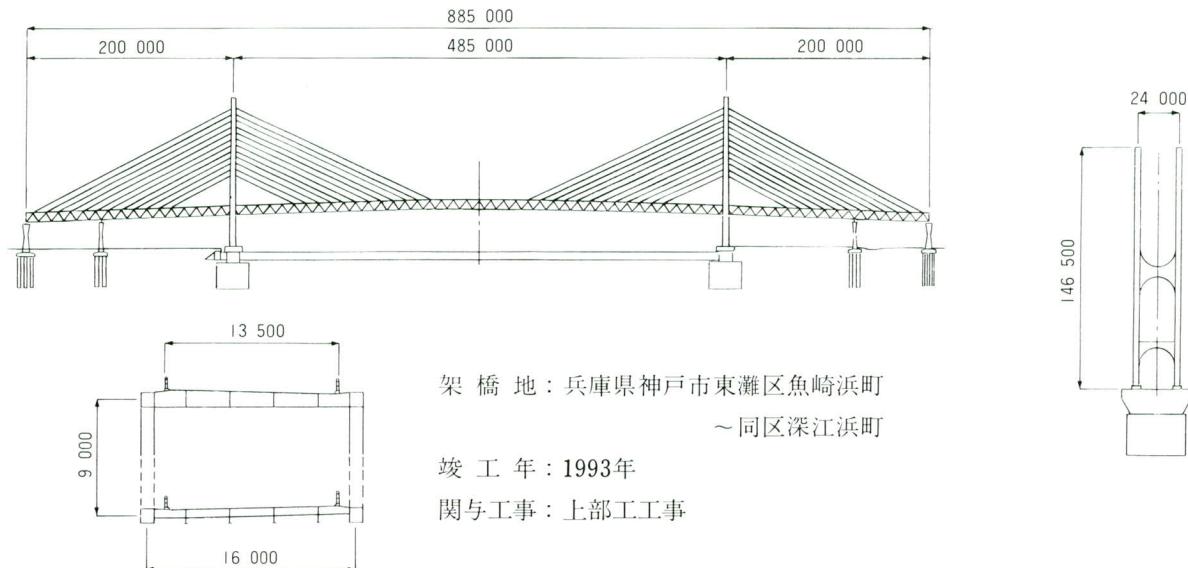
発注者である茨城県も自分も初めての斜張橋の架設であるので、大変入念に事前検討を行った。新しい現場というのは手慣れた工法であっても、慎重に事を始めるものである。ましてや、中央径間の桁架設とケーブルの張力導入作業については多少の緊張を覚えた。

架橋地は、河川部使用上の制約から側径間の桁架設完了後直ちにベントを取り除かねばならず、自重による桁の反り量が大変大きくなる。さらに主塔と桁が一体構造であるためお互いが干渉しあい調整の難しさが予想された。そこで当社開発の形状管理システムにより、ケーブル各段の施工ごとに構造物の健全度を確認し、次ステップへ進むといった施工法を取り入れた。

試行錯誤しながらのスタートであったが、作業を進めるうちに要領を得、徐々に余裕が生じ、当初の工程より3ヶ月余り早く架設工事を完了することが出来た。

また部材の製作は8社に分割発注されたが、異なる社の部材接続部においては、形状管理・品質管理に一層の注意を払った。

東神戸大橋



構造概要

上部工構造形式	ハーブ型マルチケーブルを用いた2面吊り3径間連続鋼斜張橋		
橋格・車線数	一等橋(TL-20)、6車線		
橋長・支間割	$L = 885\text{m}$ 、 $S = 200 + 485 + 200\text{m}$		
鋼材重量	主塔	7,900 t	SM58、SM50Y、SS41
	ケーブル	1,300 t	PWS (160kg/mm^2) ポリエチレン被覆
	主構	14,100 t	SM50Y、SS41

技術的特質

- 上下3車線づつのダブルデッキ形式として、世界有数の長大斜張橋である。
- 剛性を高めるため、側径間にペンドル橋脚を有する。
- 斬新なH形塔・ハーブ形のケーブルなど景観を重視、また同目的で主塔の部材連結は溶接を主体とした。
- 主塔部に吊りケーブル支承を用いた柔耐震構造。
- 主構の橋軸方向の移動調整装置として、ペンドル支承とベーンダンパーを併用。
- ケーブルのレインバイブレーションを抑制するため、被覆材の表面に突起を持つ断面を採用。

架設工法

- 主塔：FCによるブロック架設(塔下部・塔中部)。
タワークレーンによる単材架設(塔上部)。
制振装置としてTMDを採用。
- ケーブル：センターホールジャッキによる桁側での1次引込みおよび塔側での最終引込み。
- 主構：FCによる大ブロック架設。トラベラクレーンによる張出し架設。

西側側径間については中央径間とのバランス架設

その他

田中賞を受賞

工事関係者の話

製作部会員：川名英雄（現 宮地鐵工所製造部課長）



主構上弦材と床組が一体となっているので、床組を含めた立体仮組立を行った。この際、全体の骨組精度を高めるため、主構・横桁を固めてから床組を落し込む手法を採用した。

また、床組の寸法が大きく、ちょっとした気温の変化でHTB用の孔位置がずれることから、現場の施工性を考えてオーバーサイズホールを取り入れた。

工場では多くの工事が錯綜する中、部材投入のコントロールに苦心した。

架設部会員：佐藤 充（現 宮地建設工業工事部）

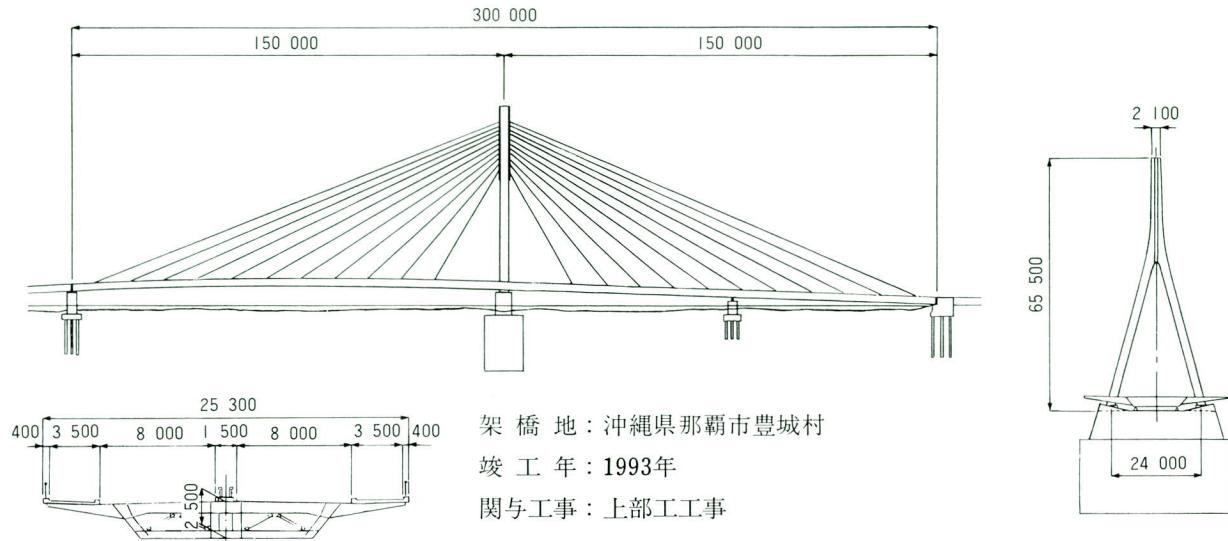


設計段階から架設完了までの5年半に亘る経験の中で、多くの人達と出会い、色々な考え方に対し、大いに勉強になった。

たいへん注目度が高い橋梁ゆえに架設期間中は多数の見学者の来訪に備え、徹底した安全対策を行った。安全設備のみならず、全作業員の安全に対する認識と細心の注意を払った作業姿勢があって、無事工事を終えることができた。

この工事を通じて培った安全に対する心構えを今後の工事に活かしたいと思っている。

とよみ大橋



構造概要

上部工構造形式	ファン型マルチケーブルを用いた1面吊り2径間連続鋼斜張橋		
橋格・車線数	一等橋(TL-20、TT-43)、4車線+両側歩道		
橋長・支間割	$L = 300\text{m}, S = 150.0 + 150.0\text{m}$		
鋼材重量	主塔	447 t	SM50Y、SS41
	ケーブル	200 t	PWS (160kg/mm ²) ポリエチレン被覆
	主桁	2,966 t	SM50Y、SS41

技術的特質

沖縄県初の斜張橋。

風光明媚な漫湖近傍の架橋なので景観を重視して、斜張橋が採用された。

ケーブルの制振装置として粘性せん断型ダンパーを設置した。

架設工法

- ・主塔：クローラクレーンによる単部材の積上げ架設。
- ・ケーブル：センターホールジャッキによる桁側からの引込み。
- ・主桁：橋上のクローラクレーンによる張出し架設。

工事関係者の話

その4工区現場代理人：奥村恭司



(現 明石補剛桁工事設計部会員)

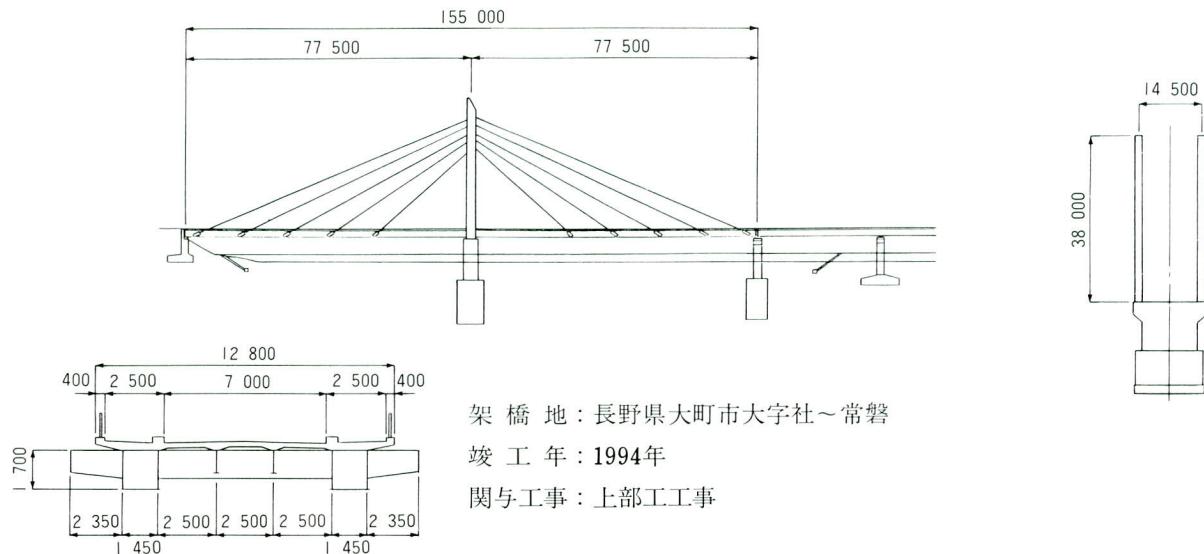
沖縄は初めてでもあり、大いに期待して現場に向かった。担当が自分に決った時「しめた！」と思ったし、職場の皆さんからも羨ましがられて臨んだ物件である。

架橋の地は野鳥の憩いの場として知られる漫湖に注ぐ饒波川の河口で、マングローブの植栽が図られ、景色はすばらしく、写生大会などもたびたび開催されるところである。

ところが当初の工程が若干うしろにずれて現場に赴いた6～8月は沖縄も夏、長袖・長ズボンに安全靴を履きヘルメットをかぶって焼けた鋼板の上に立てば、10分で十分に夏を味あわせてくれる。また、この暑さに飽きたころ強烈な雨が涼を運んできてくれる。

滞在中に4回の台風の訪問を受けた。そして、本工事でいくら安全に気を配っても真夜中に酔っぱらいの車がたびたび突っ込んでくるし、沖縄はもういい。

宮本橋



構造概要

上部工構造形式	ファン型ケーブルを用いた2面吊り2径間連続鋼斜張橋		
橋格・車線数	一等橋(TL-20)、2車線+両側歩道		
橋長・支間割	$L = 155.0\text{m}$ 、 $S = 77.5 + 77.5\text{m}$		
鋼材重量	主塔	t	SRC $\sigma_{ck} = 350\text{kgf/cm}^2$
	ケーブル	46.4 t	PWS (160kg/mm^2) ポリエチレン被覆
	主 桁	522.2 t	SM490Y, SS400

技術的特質

主塔はRCの独立2柱式、桁は鋼2箱桁の複合斜張橋。

橋軸方向の移動制限装置としてペンドル凸を使用。

架設工法

・主塔：SRC構造のため別途工事。

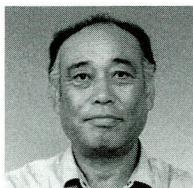
・ケーブル：トラッククレーンによる塔側への定着。

センターホールジャッキによる桁側での引込み。

・主桁：トラッククレーンによるベント工法。

工事関係者の話

現場代理人：柳川忠彦（現 宮地鐵工所工事部課長）

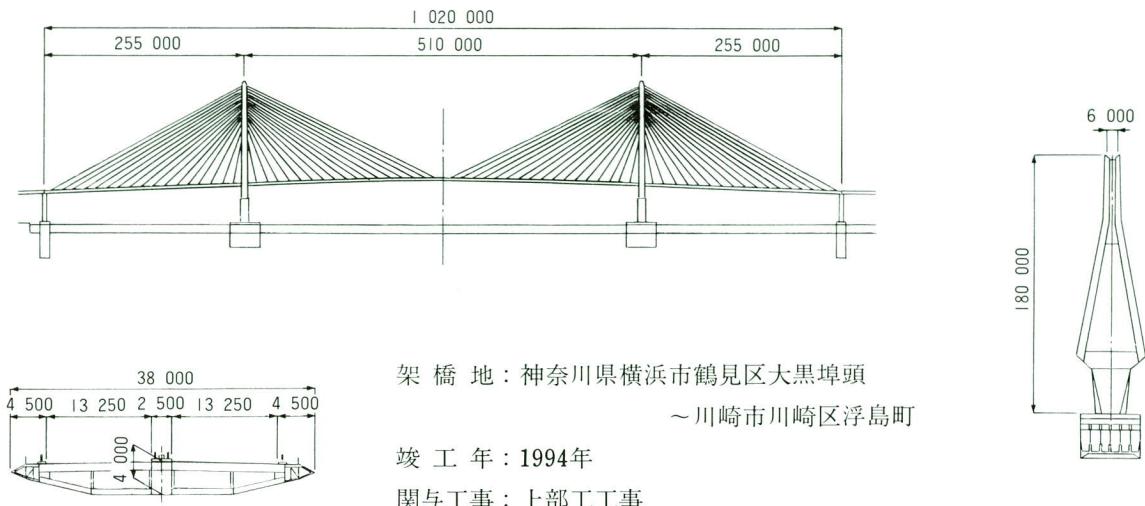


小さいながらも主塔がコンクリートの斜張橋は当社初である。現場に赴いた日、さっそく既設部の構造を調べてみた。

斜張ケーブルを主塔に固定するタイプレートアンカーの強度上、架設時において主塔を挟んで左右ケーブルの張力バランスが必要である。また主塔自体も余り大きな変形に追随できる構造ではないので、ケーブルの引込時において、両側径間ケーブルの張力バランスと塔の変位に注視し、SRC主塔にクラックを発生させないように管理した。最終的全体形状については本社技術研究室ならびに設計部の協力を仰ぎ、とてもよい精度で客先に引渡すことが出来た。

この架橋地の傍には、木製の歩道吊橋が架かっており、本橋の工事中、何度も利用させてもらったものである。本橋が完成した今、まもなく撤去されることが多いが大変情緒ある橋で、このまま失うのは惜しい気がしている。

鶴見航路橋



構造概要

上部工構造形式		ファン型マルチケーブルを用いた1面吊り3径間連続鋼斜張橋	
橋格・車線数		一等橋(TL-20、TT-43)、6車線	
橋長・支間割		L = 1,020m、S = 255 + 510 + 255m	
鋼材重量	主塔	I3 560 t	SM570、SM490Y、SS400
	ケーブル	2 450 t	PWS (160kg/mm ²) ポリエチレン被覆
	主桁	I9 800 t	SM490Y、SS400

技術的特質

- ・1面斜張橋として世界最大。
- ・主塔基部にS R C構造を採用、この構造を以ってフーチングのR C構造と鋼製主塔を一体化している。
- ・主塔単材部の継手に現場溶接を採用。
- ・主桁の橋軸方向の移動調整装置として、弾性拘束ケーブルとベーンダンパーを併用。
- ・ケーブルの張力導入用に押込み装置を開発。

架設工法

- ・主塔：F Cによる大ブロック架設（塔下部・塔中部）。クローラクレーンによる単材架設（塔上部）。
- ・ケーブル：センターホールジャッキによる、桁側への押込み架設。
- ・主桁：F Cによる大ブロック架設(側径間)。トラベラクレーンによる直下吊上げ架設(中央径間)。

工事関係者の話

設計部会長→現場代理人：高橋 亘



5年前、設計部会長の立場でこの橋に係わりを持った。本橋は1面吊り斜張橋では世界で最大規模のものである。当然ケーブル径も未経験の領域のものであるし、なにごとも慎重を期した。1面吊りゆえに桁の製作精度への注文も厳しくした。また、架設時の桁のねじれ・反り変形への対策も入念に検討して臨んだ。

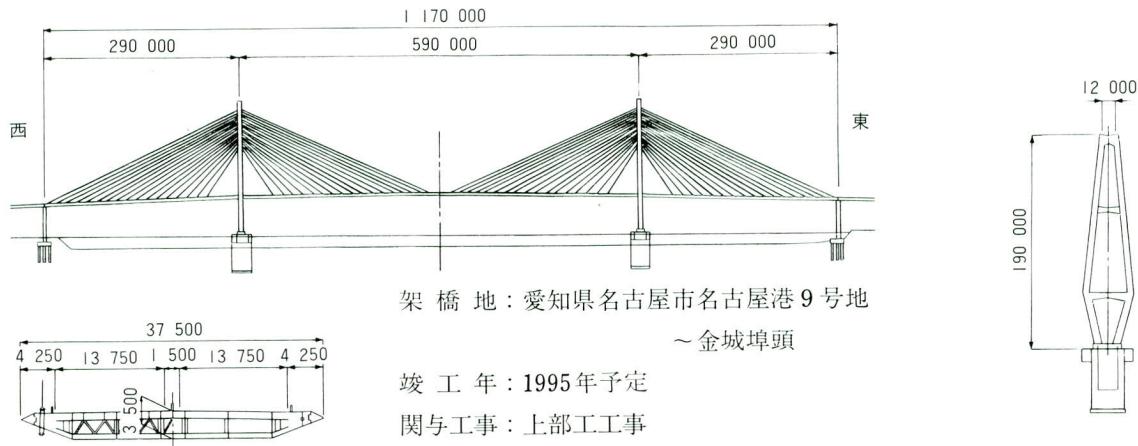
3年前の架設工事の始まりとともに現場代理人として外部との折衝業務に忙殺される。特に航路使用の調整に悩んだこともあるが、架設現場の方は制振装置を使っての主塔振動実験、当社開発の形状管理システムの実施など順調に推移してきている。今後起振機を用いての全体系振動実験を経て、本年12月に開通の見込みである。今は振動実験の準備を進める傍らで橋体の清掃をおこなっている。

製作部会員：川名英雄（現 宮地鐵工所製造部課長）



精度確保のため全神経を集中させた。鉄骨と鋼殻・鋼殻と鋼製横梁の連結に際しては、それぞれにおいて既設側の実測データを基に、接触面を最終加工し精度の確保を図った。そして鉄骨・鋼殻・主塔・主桁のすべてを工場にて大ブロック化し、精度の向上と架設工程の短縮を図った。更に製作工場が異なる所の部材連結部は、一方を横持ちし重複組立を行って形状の確認を行った。

名港中央大橋



構造概要

上部工構造形式	ファン型マルチケーブルを用いた2面吊り3径間連続鋼斜張橋	
橋格・車線数	B活荷重、6車線	
橋長・支間割	$L = 1,170\text{m}, S = 290 + 590 + 290\text{m}$	
鋼材重量	主塔	I3 200 t / SM570、SM490Y、SS400
	ケーブル	2 400 t / PWS ポリエチレン被覆
	主桁	21 500 t / SM490Y、SS400

技術的特質

- 主塔を構成する柱部材は八角柱断面で、景观に配慮するとともに耐風性能を高めた。
- 橋の東側半分の架設では斜ベントを用い、海中ベントを一切使用しないバランスング架設を採用。
- 主桁の橋軸方向の移動調整装置として弾性拘束ケーブルを使用している。

架設工法

- 主塔: FCによる塔下部の大ブロック架設。タワークレーン(東塔)・クローラクレーン(西塔)による塔上部の単材架設。
- ケーブル: 塔頂クレーンによるケーブルの設置。センターホールジャッキによる桁側からの張力導入。
- 主桁: FCによる塔付近大ブロック架設および1ブロック毎のバランスング張出し架設(東側)。FCによる塔付部・側径間の大ブロック架設およびクローラクレーンによる中央径間部の張出し架設(西側)。

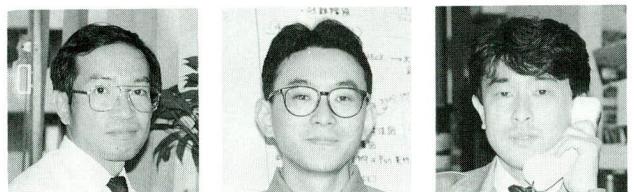
工事関係者の話

製作部会員: 松枝 隆(現 宮地鐵工所生産設計部次長)

塔柱は八角形断面で溶接量も多く溶接収縮による断面の変形予測が難しかった。入念な検討を行った末の製作ではあったが、完成部材を測定するまでは気が抜けなかった。中でも下段水平梁隅角部の製作には神経を使った。板厚60mmの完全溶込溶接、端面直角精度: 20"(1/10,000)、160tの部材が完成した時はありがたく、製作関係者全員に頭を下げたい思ひだった。

部材の端面切削の作業は夜間ともなるが、作業に没頭しているうちに朝を迎えることも何回かありました。

設計部会員: 伊藤徳昭(左)、河西龍彦(中)、矢ヶ部彰(右)
(現 宮地鐵工所設計部)

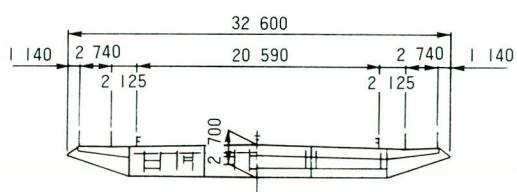
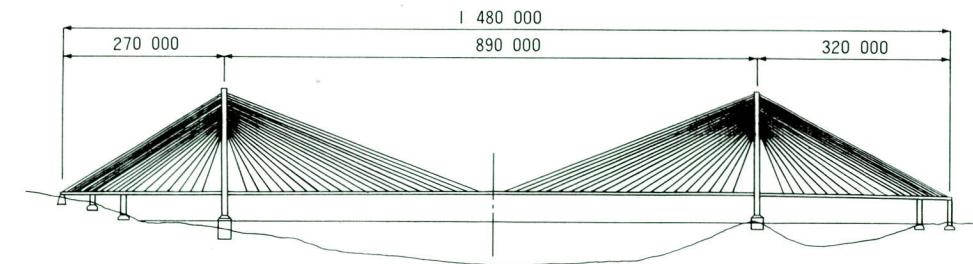


塔柱の八角形断面に少々振回された。机上の検討では結論が得られず、強度試験を通じて設計手法を確立したが、前例がないだけに部分的には安全側にし過ぎたくらいがある。製作の段階に入ってから、もう少し溶接量を減らしてもよかったかなとか、柱と梁の隅角構造をもっと簡素化できなかつたのかなど反省しきりである。

なにはともあれ、多くの人と接し、議論し、ともに悩み、解決策をさぐり出していったことの意義は大きい。

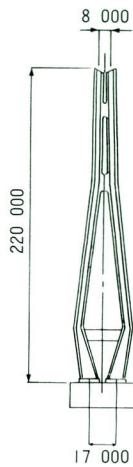
一番悩ませてくれた横梁大ブロックを工場の岸壁から送り出したときの感激は忘れられない。

多々羅大橋



架 橋 地：広島県豊田郡瀬戸田町
～愛媛県越智郡上浦町

竣 工 年：1999年予定
関与工事：上部工工事



構造概要

上部工構造形式	ファン型マルチケーブルを用いた2面吊り3径間連続鋼斜張橋	
橋格・車線数	B活荷重、4車線+両側歩道	
橋長・支間割	$L = 1480\text{m}, S = 270 + 890 + 320\text{m}$	
鋼材重量	主塔	I2 620 t SM570, SM490Y, SS400
	ケーブル	3 830 t PWS (160kg/mm ²) ポリエチレン被覆
	主桁	I6 950 t SM490Y, SS400

技術的特質

- 斜張橋として世界最大の支間長を有する。
- 側径間端部がPC構造の複合斜張橋。
- 主塔の独立時においては、風による振動を抑えるため制振装置の設置を考えている。
- 主桁張出し時における暴風時の桁の振動は、海中のシンカーと桁を連結して止める。

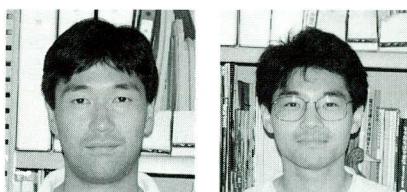
架設工法

- 主塔：FCによる塔下部の大ブロック架設。クライミングクレーンによる塔上部の単ブロック架設。
- ケーブル：塔頂クレーンによる塔側取付けとセンターホールジャッキによる桁側での直接引込み。
- 主桁：FCによる大ブロック架設（塔付部および側径間）。トラベラクレーンによる直下吊上げ架設（中央径間）。

工事関係者の話

設計部会員：鈴木義孝（写真左）

同　　：山田　豊（写真右）



広島のJV設計事務所において、日夜同橋の設計に勤しんでいる。短い工期の中で、やらねばならぬ検討事項は山積しており、業務に打込むあまりやもすれば自分を見失いがちだ。多少忙しすぎること等の不満がないわけではないが、将来この世紀のビックプロジェクトに参画できたことを誇りに思える日が来るであろう。

4. あとがき

宮地技報の創刊10年の記念号を発刊するに当り、我が社における長大橋の歴史を紹介してみた。ここで取上げた橋梁は、いずれも建設当時に話題を集めたものや現在注目されているものであり、すでに種々なる刊行物に掲載されているが、敢えてその足跡を振り返ってみたものである。

常日頃、長大橋の業務に係わっている者としては、当然おおかたの橋についてその概要を語れるつもりでいたが、いざ活字にするとなるといずれもあやふやで工事報告書あるいは竣工図書をくくりながらの記述となった。

ましてや建設に携わった方々のご苦労などは知るよしもなく関係者へのインタビューを通じて得た情報に、認識を新たにしたものも多い。

にもかかわらず紙面の都合上、はたまた筆者の記述のまずさから、その真相を十分に伝え得ていないことを恐れる。表現の不足する箇所については今後も加筆して、初期の目的を追求し続けたいと思っている。

なにぶん、工事に携わった方々の多くが現役で活躍中であり、多忙をきわめている。そんな中、大事に記憶の中に仕舞置いたもの、あるいは貴重な資料などをこころよく提供して頂きました。ここに誌上を借りまして厚く御礼申し上げます。

1994. 6. 25受付

グラビア写真説明

荒川河口橋

荒川河口橋は、東京湾岸道路のうち一般国道357号線の橋梁として、全長840mの上下3車線で計画され慢性的な渋滞解消のみならず、湾岸部の経済的発展に大きな期待がかかっている。

本工事は、海側（都心方向）山側（千葉方向）に各3車線を有する2橋からなる。海側はJR京葉線と首都高速湾岸線に狭まれ、山側は首都高速湾岸線の上流側に位置し、既設橋梁と極めて近接しているのが特徴である。上流側の一括架設に使用する大型クレーン船は、バックタワーを倒しあらかじめ浚渫された中央航路を潮位と吃水のバランスをとりながら行った。

P₆～A₂径間部の上空には首都高速のランプ橋があり、一括架設ができないため仮設した送り出しヤード橋を利用し、送り出しおよび横取工法を併用し架設した。
(飯塚)

鶴見航路橋(仮称)の設計と架設

Design and Construction of Tsurumikoro Bridge (tentative name)

高 橋 亘* 渡 辺 智 三** 柴 山 隆 義***
Wataru TAKAHASHI Tomozo WATANABE Takayoshi SHIBAYAMA

Summary

Yokohama will soon have another long bridge : the Tsurumikoro Bridge (tentative name) linking Daikoku Pier and Ogishima Island, both of which are along the Tokyo Bay Circular Road.

Together with the Yokohama Bay Bridge which is already in use, the Tsurumikoro Bridge is expected to become a new symbol of Yokohama. In addition to the landscape engineering designed to make its appearance worthy of its status as a symbol, the latest bridge construction techniques are being applied to its structure with respect to such aspects as earthquake-resistant design, wind-resistant design and main tower joining. This paper summarizes the design and construction of this bridge.

1. まえがき

鶴見航路橋は東京湾環状道路の一部である高速湾岸線のうち、鶴見航路を大黒埠頭から扇島に渡る部分に建設された1面吊りの鋼斜張橋であり、その規模（橋長1020m 中央径間長510m）は世界最大級である。

また、将来計画として国道357号線が隣接して建設される予定であり、この点でも他に例を見ない計画となった。鶴見航路橋の特徴は、このように1面吊り鋼斜張橋であること、近接した長大並列橋になることに加えて、側径間と中央径間の支間長比が1：2となることが挙げられる。このため、本橋の設計・施工に際しては、これらの特徴を踏まえて十分に事前検討を行い慎重に対処した。

本文では鶴見航路橋上部構造の設計・施工の全般に亘る特徴的な事柄について報告する。

2. 全体概要

本橋は図-1の全体一般図に示すように3径間連続鋼斜張橋で、支間割は255m+510m+255m、橋長は1020mである。

主桁断面は偏平6角形の箱桁で、フェアリングを含めた全幅は38mである。主塔はケーブル1面吊り構造との関係から逆Y字形とし、主塔の構造高は180mで、下方をSRC構造とし、横梁より上方は鋼構造である。中間の

SRC構造と鋼構造の結合部は鋼とコンクリートの複合構造である。

また、主塔の断面は耐風安定性の向上および外観を考慮して台形断面とし、さらに、継手構造に現場溶接を採用した。斜張橋に限らないが、長大橋梁では現場施工をどのように行うかが重要であり、架設方法・架設順序は現場の条件を十分に吟味して決定する必要がある。本橋の場合には架橋地点が海上であること、水深が12m程度であること、1面吊り斜張橋であることなどから、できるだけ張り出し架設期間を短縮すること——を主眼に架設方法と架設順序を決定した。すなわち、側径間主桁は予め海中ベント2基を設置し、3回に分割して大ブロック架設を行った。つぎに主塔中部を大ブロック架設し、主塔上部は側径間の主桁上を作業ヤードに使用して約50ピースの単材架設を行った。

その後、中央径間主桁のうち主塔寄り約130mを側径間主桁と同様に海中ベント併用の大ブロック架設で行い、残りの約240mを張り出し架設とした。尚ケーブル架設は主桁の張り出し架設に合わせて行った。張り出し架設は全部で18ブロック有り、航路を閉鎖して作業を行うことから閉鎖時間を最短にするべく台船無係留による直下吊り架設とした。このような基本的な施工手順に基づいて設計条件を整備し結果を詳細設計に反映した。表-1に基本設計条件を図-2に設計・施工の検討内容を示す。なお、本橋の全体鋼重は約38,000tである。

* 技術本部第一設計部次長

*** 技術本部第一設計部設計第一課長

** 千葉工場工事部付課長

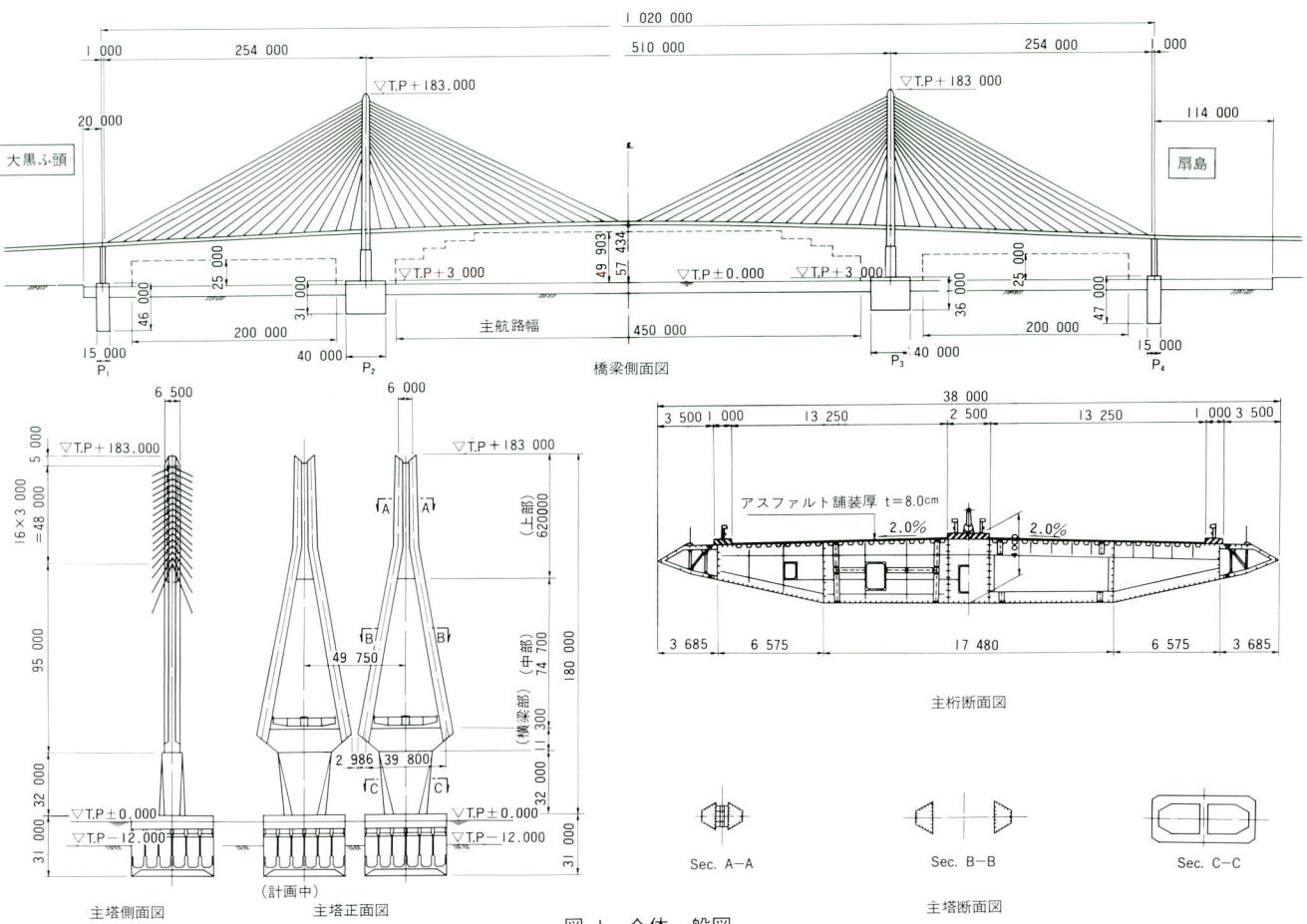


図-I 全体一般図

表-I 基本設計条件

項目	基本条件
路線名	県道高速湾岸線(4期)
道路規格	第2種 第1級(設計速度80km/h)
橋梁名	鶴見航路橋
橋梁形式	3径間連続斜張橋(偏平箱桁)
橋長	1020m
支間割	254m + 510m + 254m
橋格	I等橋(TL-20、TT-43荷重)
桁下空間	H.W.L(TP.+0.903)+49.0m
平面線形	直線($R=\infty$)
縦断線形	4.0%勾配(VCL=140m、510m、120m)
横断勾配	2.0%直線勾配
幅員	2 @ 13.25m (6車線)
舗装	アスファルト舗装(80mm厚)
床組形式	鋼床版(12mm厚)
主桁	鋼製単箱桁形式(偏平6角形、5セル) 桁高 4.0m(橋梁中心位置)
主塔	逆Y形鋼製塔(主塔高 180.0m)
ケーブル	ファン形式マルチケーブル 1面吊り(17段)
公共添加物	なし

3. 設計概要

(1) 構造設計

1) 全体解析

本橋の主桁と主塔の橋軸方向の支持方式は、名港西大橋と同様に弾性拘束ケーブルを使用している。全体解析に際しては、実橋をできるだけ忠実にモデル化する事に努めた。表-2に解析手法と解析モデルを一覧表で示す。ケーブルの張力調整は“星墜の方法”により行った。この時の制約条件は下記のとおりである。

- 最適化は死荷重完成状態について行う。
- 主桁の曲げモーメントの分布を平滑化する。
- 死荷重完成状態では、主塔に曲げモーメントを作用させない。
- 主桁の閉合時には、架設機材重量を含めた前死荷重による曲げモーメントを作用させない。
- 主塔上鉛直支承には、振りモーメントによる負反力

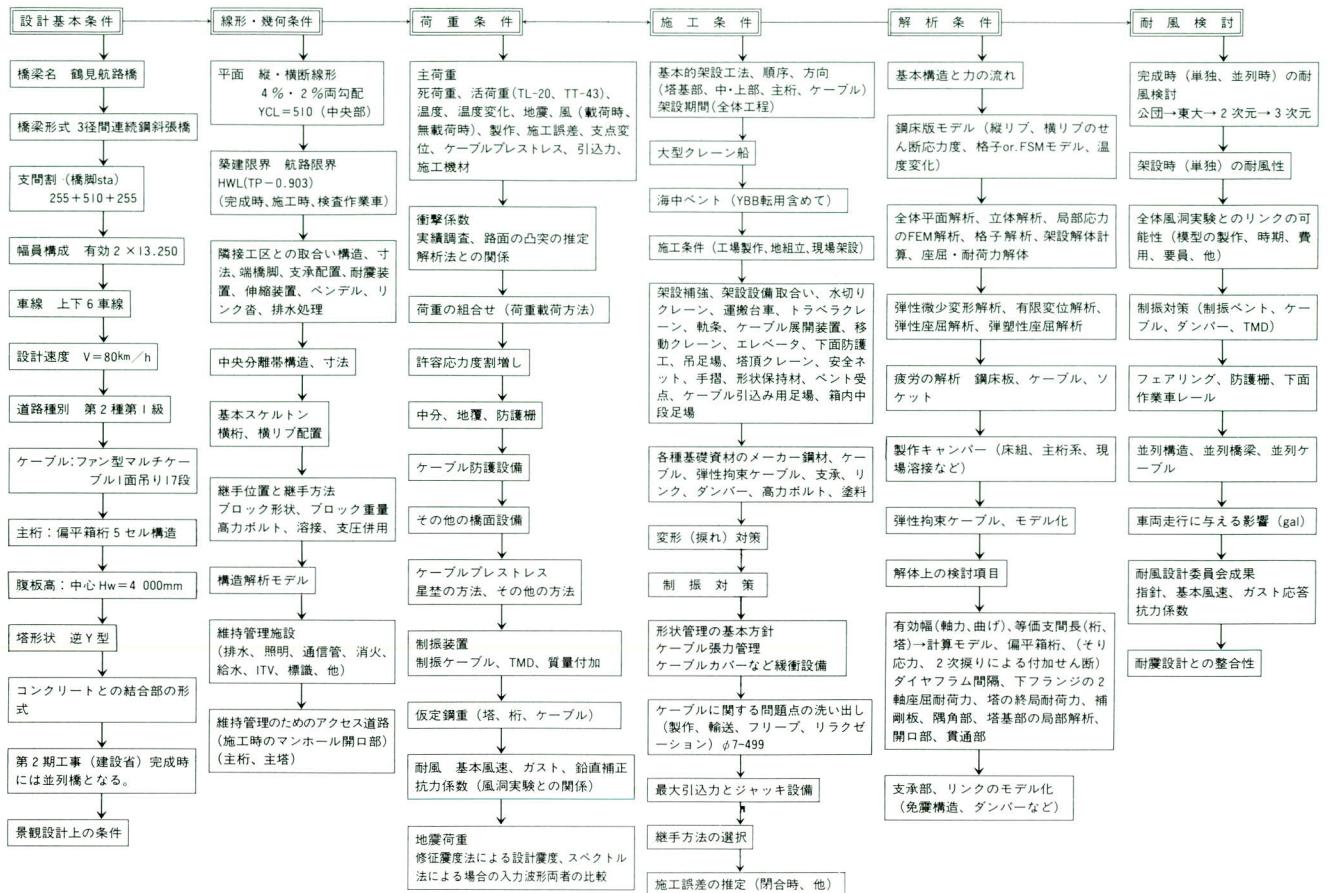


図-2 設計・施工に係る検討内容

を拘束出来るだけの正反力を残す。

- 主桁閉合後には、ケーブル張力の調整は行わない。

2) 主桁

本橋の支間割は、側径間と中央径間の比率が1:2となっており、斜張橋の支間長比としては必ずしも好ましいものではない。それは中央径間と側径間の死荷重がヤジロベー的にバランスするためで、完成時に端橋脚の支点反力がほぼ0となり、支承に正負の繰り返し反力が生ずることになる。このため、桁端には重量コンクリートを用いて460tのカウンターウエイトを打設し、常態では正反力のみになるようにした。主桁断面は全幅38m、高さ4mの逆Y形の偏平箱桁で5セル構造である。

主桁の設計は、広幅員の偏平多室箱桁であること、ケーブル1面吊りの斜張橋であることなどの特徴を踏まえて全体解析で得られた断面力をベースに、局部的な力の流れをFEM解析により検討し、軸力・曲げによる有効幅を決定した。また、上下フランジは2軸方向の応力状態となり、2方向圧縮力が作用する場合の補剛板の座屈検討を行った。但し、主桁の捩り剛性を高めるため腹板

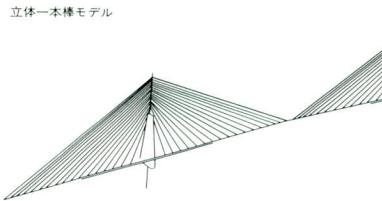
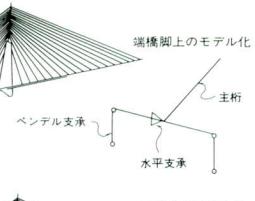
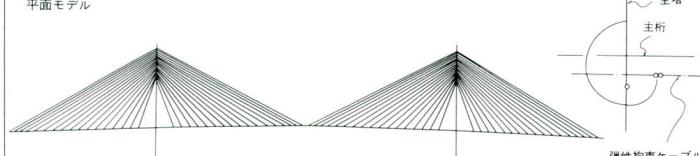
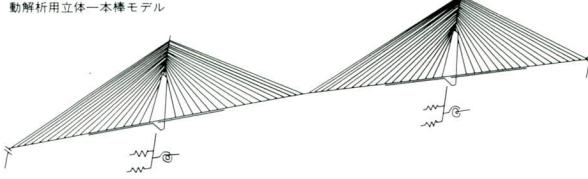
高を高めに設定したことにより、フランジの板厚は支点上などの特異点を除いて基本的にはt=12mmで構成されている。

3) 主塔

主塔の構造は図-1に示すように上部・中部・横梁部・基部から構成されている。ケーブルの定着点は主塔上部であり、この部分は中セルを軸に3セルで構成され、ケーブル力を下方部材に伝達する役目を持つ。また、主塔の基部は鋼殻部と鉄骨部から成り、鋼殻部は鋼構造である横梁部より上方と、鉄骨鉄筋コンクリート構造である鉄骨部の中間に位置して両者の応力の流れを円滑にするためのものである。このような主塔構成各部の特徴を踏まえて、以下のような設計方針とした。

- 主塔上部；中セルケーブル定着点からの集中荷重に対する力の流れを応力集中係数として対応した。
- 主塔上・中部；架設系（主塔独立系）と完成系の構造系の違いを有効座屈長、有効幅の変化として考慮した。なお、座屈の照査は弹性座屈解析により行っている。

表-2 解析手法と解析モデル一覧

解 析 の 種 類		モ デ ル 図	解 析 法	概 要
静 的 解 析	① 鉛直荷重 橋軸方向荷重 橋直方向荷重 偏載荷重の解 析 ・死荷重 ・ケーブル調整力 ・活荷重 ・温度 ・風 ・支点移動 ・誤差 (架設段階を含む)	 	微小変形理論 (線形)	1. 広幅員の偏平箱桁を一本棒としてモデル化する。 2. 本橋は1面吊りケーブルであり、主桁、主塔の断面力を一括処理できるものとして、全橋立体モデルとした。 3. 活荷重解析及び、偏載荷重の効果を解析するため、主桁にはダミー部材を設ける。 4. ケーブルは、トラス部材としてモデル化する。 5. モデルには、継断勾配及び部材取り付け点の偏心を考慮する。 6. 解析ケースは、完成系、閉合寸前1/2系、大ブロック主塔自立系とする。 7. ケーブルの張力調整は、星型の方法による。
	② 架設ステップの解 析 ・死荷重 ・架設機材		有限変形理論 (非線形)	1. 構造系は、架設段階に従い順次変化させる。 2. 計算は、解体計算で行う。 (全77ステップ)
動 的 解 析	③ 橋軸方向地震 橋直方向地震の解 析 ・スペクトル応答法 ・時刻歴応答法 (架設段階を含む)		微小変形理論 (線形)	1. 基本モデルは、①と同様であるが、基礎と地盤の非対称性を考慮する。 2. 応答スペクトル法による応答の最大値は、CQC法により求める。

●主塔横梁部；横梁部は主桁の中間支点となる他、主塔ラーメン構造を構成する重要な部材であり、複雑な応力性状となる大断面部材である。そこで、梁、柱、隅角部からなる骨組みとしての設計の他に、全体FEM解析を実施して総合的に断面を決定した。

●主塔基部(鋼殻部・鉄骨部)；鋼断面から鉄骨鉄筋コンクリート部材への力の流れをつぎのように考えた。圧縮力に対しては鋼殻部に支圧板を設置し、全てコンクリートに伝え、引張力に対しては鋼単独断面で抵抗出来るようにした。また、鋼殻部には差し込み鉄筋を用いたジベルを配置して鋼とコンクリートの一体化を図った。

4) ケーブル

ケーブルはノングラウトタイプを使用した。これは、直径7mmの亜鉛メッキ鋼線を平行に収束したのち、若干のねじりを加え、工場でポリエチレン被覆したもので、PWSと同等の強度と弾性係数をもつ。最近の斜張橋ではほとんどがこの形式である。ケーブルの断面決定に際しては、現場施工への配慮およびケーブル製作工場の能力を勘案して、最大応力度を許容応力度の95%とし、ケ

ーブルの最大断面は $\phi 7 \times 499$ とした。また、ケーブル定着構造としては、主桁側は主桁中央部の縦シャイベ間に定着桁を渡す構造とし、主塔側はサドル方式を採用した。ケーブルの張力導入は主桁側で行い、主桁上に設置した油圧ジャッキを用いて押し込む方式とした。図-3にケーブル定着構造と使用ケーブルを一覧表にして示す。

(2) 耐風設計

本橋はケーブル1面吊りの斜張橋であることに加え、将来的には同形式の斜張橋が並列して建設される予定であり、単独橋・並列橋の完成状態および単独橋架設時の耐風安定性についてつぎのような風洞試験を実施して安定性を検証した。

- 主桁2次元模型による風洞試験
- 全橋模型風洞試験（単独橋・並列橋）
- 架設時主塔風洞試験（主塔独立時）
- 架設時風洞試験（主桁閉合直前系）

風洞試験の結果、単独橋の耐風安定性は極めて良好であり、並列橋の場合にもフラッター風速が若干低下するがセンターバリヤを設けることで照査風速をクリヤーで

きることが分かった。主塔架設時には風速 $V = 20\text{m/s}$ 程度で渦励振の発現が予想され、TMD を用いて対処した。表-3 に風洞試験の概要を示す。

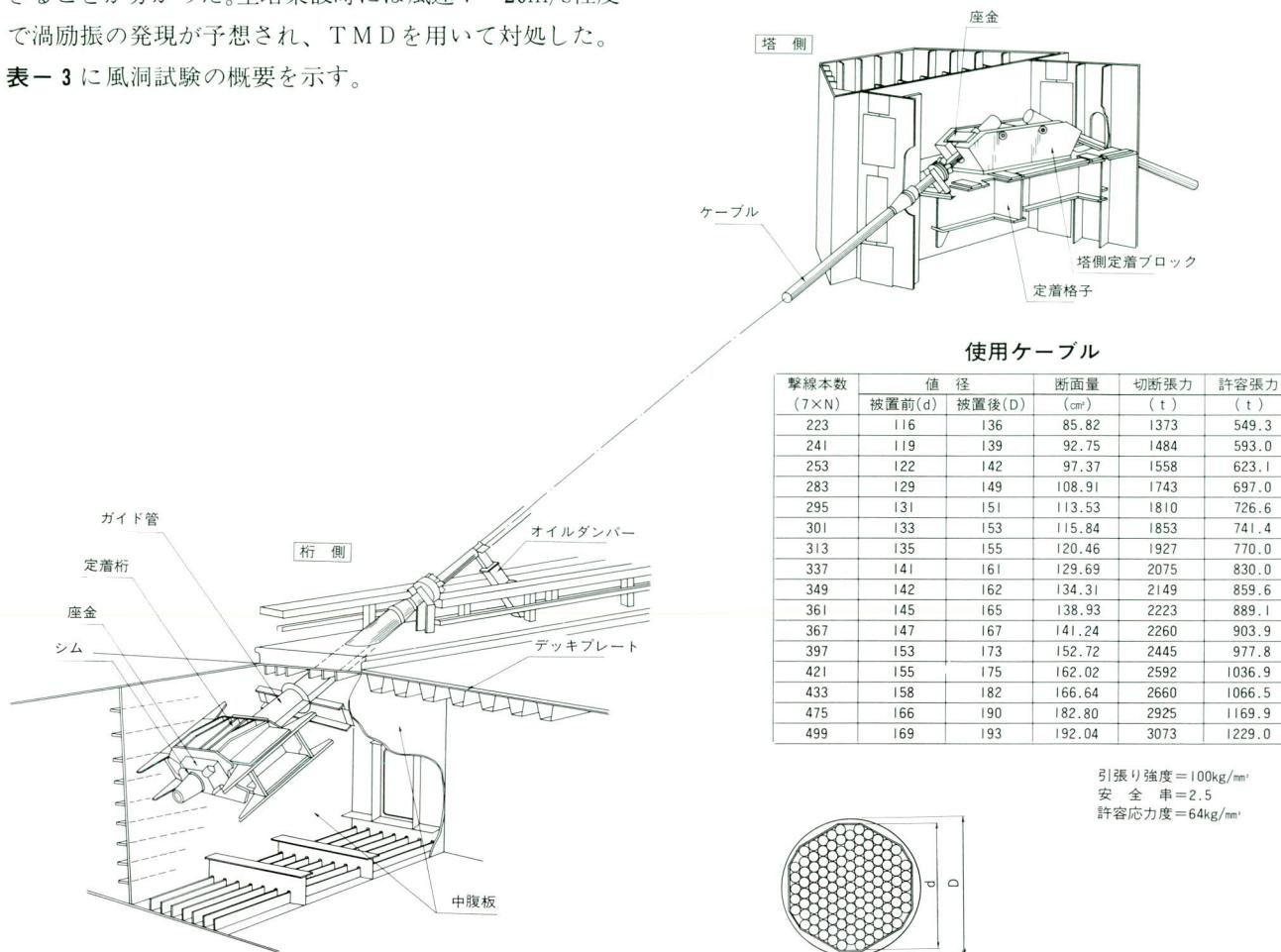


図-3 ケーブル定着構造と使用ケーブル

(3) 耐震設計

本橋の耐震設計は「鶴見航路橋耐震設計基準」に基づいて図-4 に示す加速度応答スペクトルを用いた動的応答解析によった。但し、応答スペクトル法によると明らかに不経済な設計となる弾性拘束ケーブルについては、時刻歴応答解析結果を用いている。各部の断面決定に際して地震応答が支配断面力となったのは主塔であり、主桁・ケーブルは別の荷重状態であった。なお、地震の解析結果は各段階毎の構造系に対して、全体解析の中で断面力等を一括処理して設計を行った。

つぎに、架設時の耐震設計については、作用外力をどう見積もるか議論のあるところであるが、本橋の場合も既往の長大橋梁と同様に完成系構造物の $\frac{1}{2}$ スペクトルを使用した。但し、鶴見航路橋の主桁の支持条件は主塔上・端橋脚上共、完成状態では可動であり、このままでは施工時に発生する水平力に抵抗することができない。そ

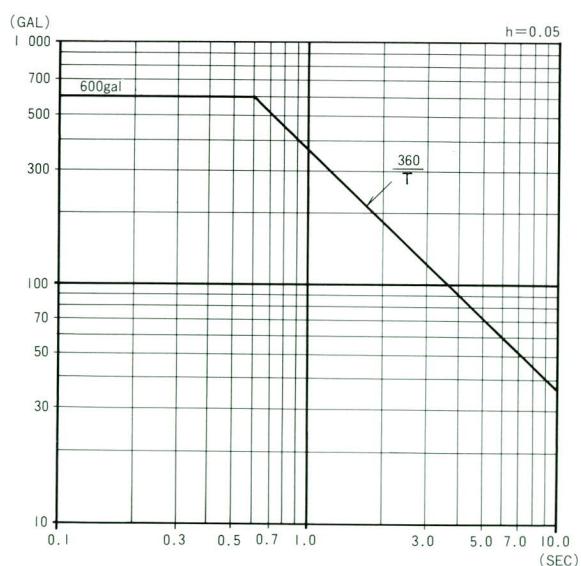


図-4 加速度応答スペクトル

表-3 鶴見航路橋風洞実験概要

実験概要		実施風洞	主塔断面形	中央分離帯幅	主桁全幅	フェアリング	実験結果
① 完成系2次元	単独橋	東大		1250	34000	A、B、C	・風速10m程度以下の比較的低風速で渦励振が発現する。但し、たわみとねじれの最大片振幅は、9mと0.5であり問題となるものではない。又、フランジャー風速は110m/s以上であり問題はない。
② (バネ支持試験)	並列橋	東大		1250	34000	A、B、C	・フランジャー風速は単独橋に比べてかなり低下する。仰角 $\beta=0$ のときに、短いフェアリング(TYPE-A)では風速90m/s長いフェアリング(TYPE-C)では風速78m/sにまで低下する。
③ 完成系全橋	単独橋	東大	短形	2500	38000	(TYPE-A) A、C	・フェアリングタイプA、Cいずれの場合も限定振動は発現していない。 ・フランジャー風速はTYPE-Aのとき $V=93m/s(\beta=3^\circ)$ 、TYPE-Cのとき $V=70m/s(\beta=3^\circ)$ となった。
④	並列橋	東大	短形	2500	38000	(TYPE-A) A、C	・TYPE-A、Cともに限定振動が発現し発現風速はTYPE-A 4~8m/s、TYPE-C 13m/s以上となる。 ・TYPE-Cでは設計照査風速と同程度かそれより低い風速でフランジャーが発現する可能性がある。
⑤ 主塔架設系(I)	住重	短形					・全段架設完了系の実験では $\alpha=0^\circ$ ~ 180° ~- 5° の偏角において、発散型(ギャッピングと思われる)の面外曲げ振動が発現した。その後、主塔断面形状を台形に変更した。
⑥ 主塔架設系(II)	住重	台形					・一様流中、全段架設完了系の実験では $V=20m/s$ 付近で渦励振(面外)が発現する。但し、構造減衰を $\delta=0.03$ とした場合には、加振状態で実験しても振動は確実に止まる。したがって、架設時主塔の制振対策を必要とする。
⑦ 張り出し架設系	NKK	台形	2500	38000	A		・一様流中、仰角 $\beta=0$ の実験では有害な振動は一切発現しない。 ・乱流中の実験では、鉛直たわみモードのガスト応答が生ずるが、応答値も小さく、その振動加速度も小さなものであった。
⑧ 完成系2次元	単独橋	日立		2500	38000	A	・フェアリングTYPE-A単独橋を対象とした実験では、一様流中、乱流中、仰角 $\beta=0$ 、 $\pm 3^\circ$ の条件で有害な振動は、発現しない。 ・一様流中、仰角 $\beta=0$ の時のフランジャー限界風速は、75.4m/sであった。(自動振動照査風速74.4m/s)
⑨ (バネ支持試験)	並列橋	日立		2500	38000	A	・基本形(無対策)では、仰角 $+3^\circ$ で $V=5\sim 7m/s$ で限界振動が生ずる。但し、乱れ強さ $IV=6\sim 7\%$ の乱流中では消滅する。 ・基本形では高風速域でねじれフランジャーが発生し、設計照査風速を若干下まわる($\beta=+3^\circ$)。但しセンターバリヤを置くことでクリヤーできる。
⑩ 完成系全橋	単独橋	日立	台形	2500	38000	A	・一様流中では、仰角 $\beta=0$ 、 $+3^\circ$ の場合、フランジャー限界風速はいずれも100m/s以上である。但し、実橋風速6m/sでは若干の限定振動が発現する。 ・乱流中では、風速の上昇に伴って振幅量が大きくなるバフェッティング現象を呈するが、限定振動、フランジャーは発現しない。
⑪	並列橋	日立	台形	2500	38000	A	・一様流中では、迎角 $\beta=+3^\circ$ でフランジャー限界風速が83m/sとなる。また、風速10m/s以下で限定振動が発現する。 ・乱流中では、単独橋と同様にバフェッティング現象を呈する。振幅量も単独橋とほぼ同等であり、さらに上下流模型の振幅量も同等である。 ・バネ支持試験と全橋模型試験の比較では、総じて全橋模型試験の方が、フランジャー限界風速が高い。

ここで架設手順・橋脚の耐力などを勘案して図-5に示すように主塔上で仮固定ゴムを用いた免震仮固定とした。図-6に仮固定ゴムの特性を示す。なお、鶴見航路橋の固有の振動特性はつきのとおりである。

橋軸方向 1次 4.86sec (曲げ1次)
2次 3.52sec (曲げ2次)
橋直方向 1次 4.21sec (水平曲げ1次)
2次 2.15sec (捩り1次)

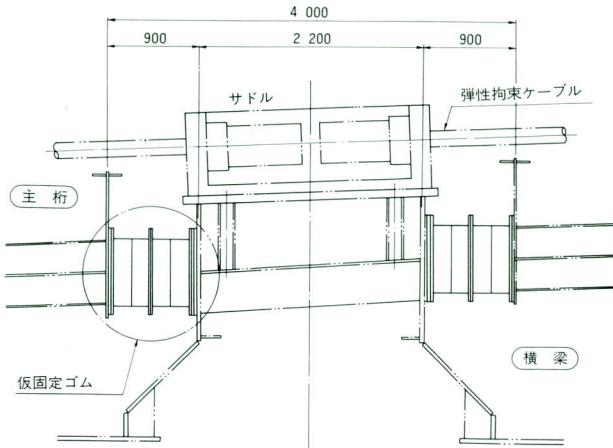


図-5 主塔上仮固定装置

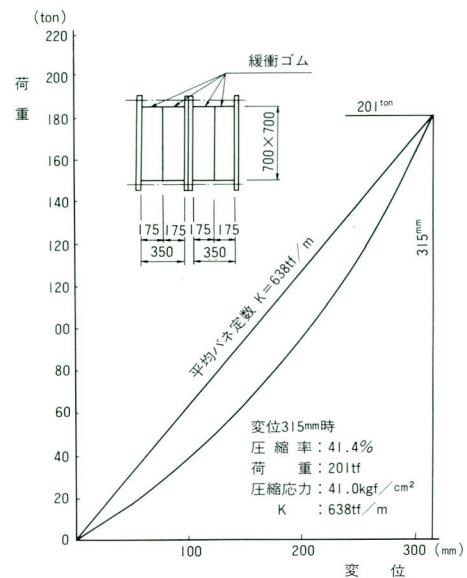


図-6 仮固定ゴムの特性

(4) 維持管理設備

本橋は中央径間長510mの長大斜張橋であり、また、海上橋梁であることから維持管理設備については慎重な配慮がなされている。代表的な設備は主塔・主桁の点検車、塔内エレベーター、主桁・主塔内の点検用通路などである。さらに、主塔横梁部から鋼殻部を通りケーソン天端まで連絡用の階段が設置されている。主桁・主塔は多セ

ル構造になっているが、各室に番号を付けて維持管理上の便を図っている。さらに、主桁側ケーブル定着部には桁内点検車を配置して橋軸方向の人の移動を容易にした。これらの設備を使用することにより、1部分を除いて内面、外面共塗膜の接触管理が可能であり、良好な維持管理が期待出来る。図-7に本橋の維持管理設備の概略を示す。

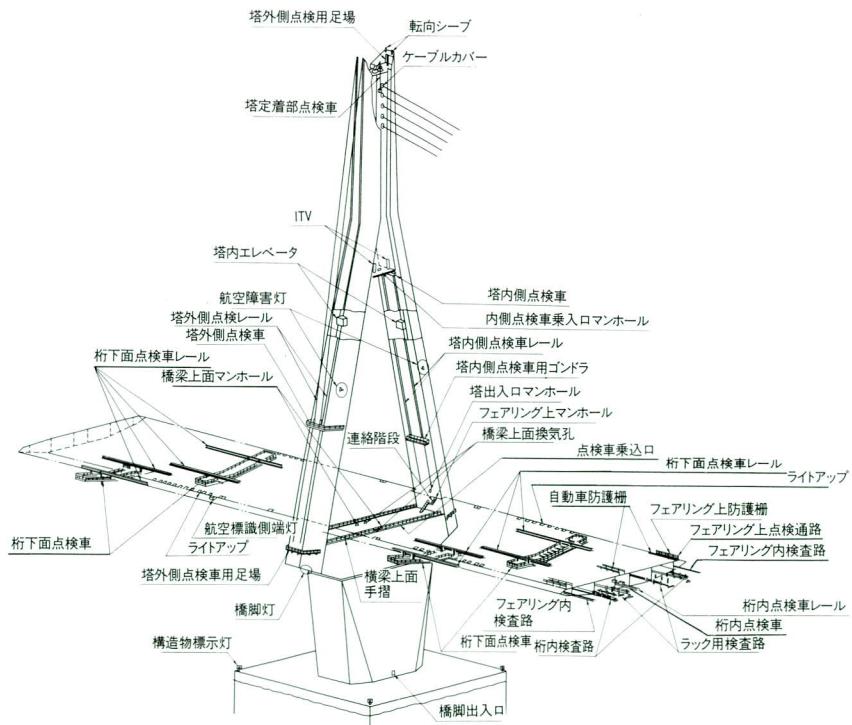


図-7 維持管理施設概要

4. 架設概要

本橋の施工手順を、図-8に示す。

(1) 主塔基部

基礎構造のケーソン頂版から横梁下端までの主塔基部に埋め込まれる鉄骨および鋼殻の鉄骨第①節を700t吊り級FC（起重機船）によりケーソン頂版中に、一括で架設した。下部JVによる頂版コンクリートの施工終了後、第②節を同様に一括で架設した。架設終了後、下部JVにより、鉄筋コンクリート工事が行われた。

続いて、工場製作の後に地組み立てされた鋼殻を1050t吊り級FCで一括架設を行い、引き続き下部JVにより鋼殻周りのコンクリートの施工が行われ、鉄骨鉄筋コンクリートとして一体化された。

(2) 主塔横梁

鋼製の主塔横梁は、工場にてブロック単位で製作の後、大ブロック一体に組み上げられた。上塗り塗装も工場内で行い、現地作業を極力少なくする様にした。

大ブロックに組み上げられた主塔横梁は、重量2200tとなり、吊り運搬・架設を3000t吊り級FC（起重機船）で行った。

(3) 主塔

1) 中部大ブロックの架設

1主塔あたり2本、長さ（横梁上高さ）62.1m、重量780tの中部大ブロックは、工場製作・地組み立て後、上塗り塗装を行い、3500t吊り級FCで港内側、港外側と順次一括架設した。架設後、自立する中部大ブロックは、内側への変形防止のため間隔調整材を設置し、所定の形状を保持した。

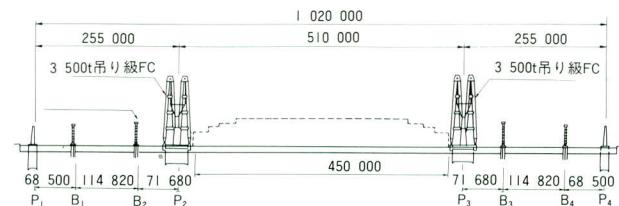
2) 上部の単材架設

中部大ブロック架設後、上部の単材は工場から台船で架橋地点まで運搬し、主桁上の水切りクレーンで吊り上げ、桁上の台車にて桁端から吊り上げ位置まで運搬し、主塔架設用クレーン（650t吊り級クローラクレーン）で架設した。

逆Y字の交点にあたる閉合部を架設した段階で、主塔自立時の耐風安定性を確保するため、TMD（重錘振子式制振装置）を設置した。この後、単材の架設と現場継手の溶接を頂部まで繰り返し、主塔の架設を完了した。

主塔の架設完了後、ケーブル架設その他に使用する塔

ステップ1 主塔横梁部架設



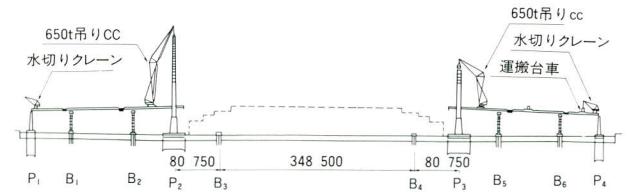
ステップ2 主桁側径間大ブロック架設



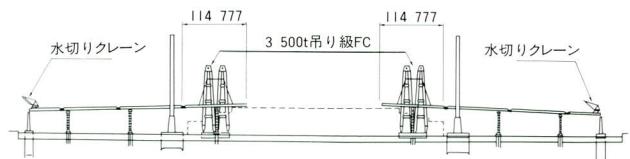
ステップ3 主塔中部大ブロック架設



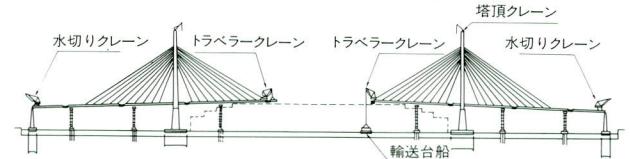
ステップ4 主塔上部単材架設



ステップ5 主桁中央径間大ブロック架設



ステップ6 主桁中央径間張出架設(直下吊り工法)



ステップ7 主桁中央径間の閉合(直下吊り工法)

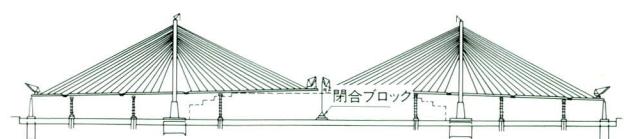


図-8 施工手順

頂クレーンを、同じく主塔架設用クレーンにより設置した。

(4) 主桁

1) 海中ベント

主桁大ブロックの架設に先立ち、側径間部は小型船舶の障害とならないよう、小型船舶用の切り通しを避けた位置に海中ベントを4基（B1、B2、B5、B6）立てた。海中ベントは、Φ1400mmの鋼管杭を杭打ち船で、支持層に打ち込んだ後、鋼製フーチングを起重機船（FC）で載せ、陸上で組み立てたベントをFCで、一括吊り運搬、架設した。その後、主塔の架設工事を行い、側径間と同様に、中央径間も海中ベント2基（B3、B4）の施工をFCで行った。

2) 大ブロック架設

主桁大ブロック架設は側径間から開始した。工場で製作・地組み立てされた大ブロックを台船に載せ、架設地点まで運搬した後、3500t吊り級FCで架設した。

側径間の大ブロック架設終了後、主塔架設を行い、その後、中央径間の大ブロックを側径間と同様に行なった。

3) 直下吊り張り出し架設

中央径間中央部の張り出し架設は、現場での工程と航路閉鎖時間の短縮が図れるため、主桁の単ブロック18基（両工区合計）を順次架設位置の直下に台船で輸送し、ハーバータグ2隻により『無係留定点保持』を行い、主桁上の直下吊り架設用クレーン（450t吊り級クローラクレーンを改造した低床式ジブクレーン）にて吊り上げる直下吊り工法を採用した（写真-1参照）。

直下吊り架設については、後述する『委員会』審議により、作業日は日曜日を原則とし、当日の航路閉鎖時間は11:00より13:05までの125分間で了承されたので、架設予定期間の各日曜日を大黒側、扇島側工区の順に割り当て作業を行なった。当日の作業内容については、航路閉鎖時間帯を含んだ作業のフローチャートを図-9に、直下吊り架設ステップ図を図-10に示す。

4) 最終連結工（閉合工）

大黒側と扇島側との両工区で交互に行なう直下吊り張り出し架設も、スパン中央付近の第18ブロックが最終連結ブロックとなり、その他のブロックと同様に直下吊り架設にて行なった。

連結は、架設ブロックの両側を、既設張り出し部と添接するため、仕口位置の管理に高い精度を要求されるが、作業は以下の手順で行われた。

- ① 大黒側最上段ケーブル架設・調整
- ② 扇島側主桁セットバック

- ③ 扇島側主桁最終ブロック架設・扇島側添接
- ④ 大黒側主桁セットバック
- ⑤ 扇島側主桁セットバック解放
- ⑥ 扇島側最上段ケーブル架設・調整
- ⑦ 大黒側主桁セットバック解放
- ⑧ 橋梁連結（閉合）作業・支間中央部添接



写真-1 直下吊り架設状況

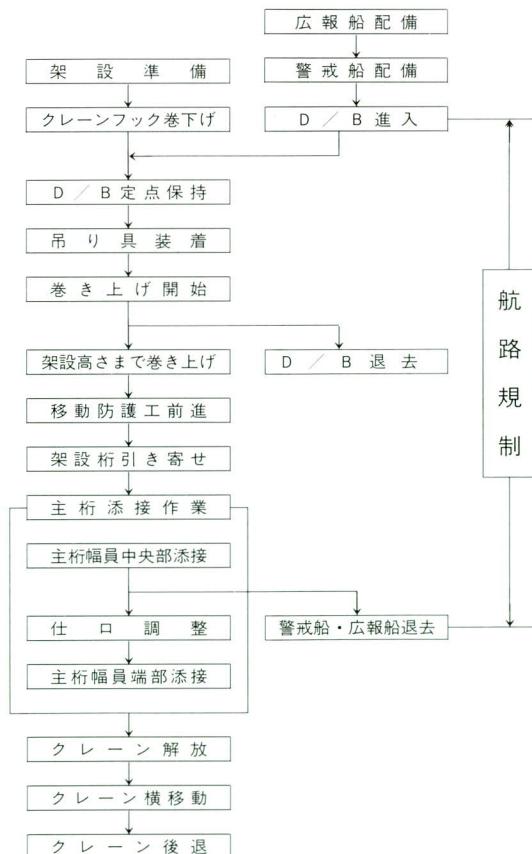


図-9 主桁直下吊り架設フローチャート

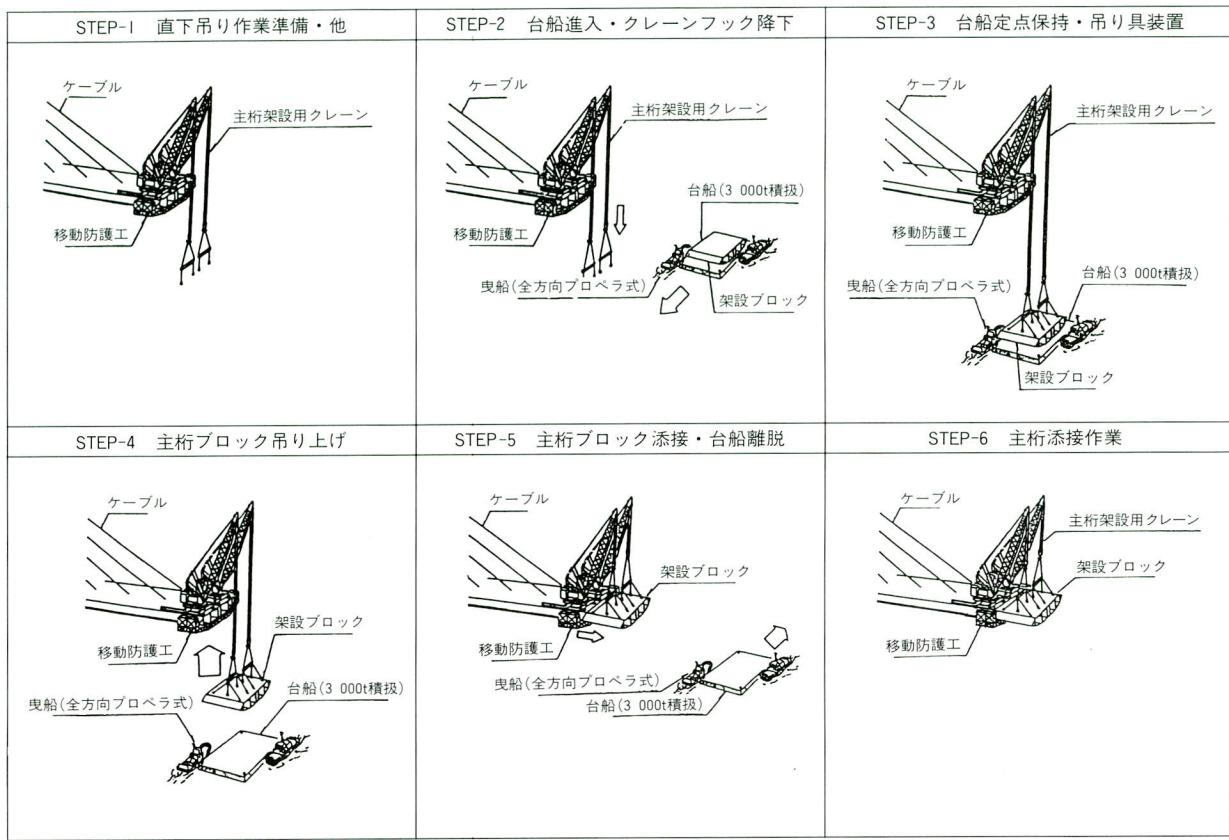


図-10 直下吊り架設ステップ図

以上の作業により、1020mの主桁が一体化され、全ての桁架設作業が終了した。

ケーブル架設手順を、図-11に、ケーブル押し込み装置を、図-12に示す。

(5) ケーブル

1) 主ケーブルの架設

塔頂クレーンで吊り上げたケーブルは、主塔内部のサドルにセットし、桁側で緊張しながら主桁内部の定着桁に固定した。通常斜張橋の主桁側の定着は、桁の下面より引き込む方法をとるが、下フランジに開口部ができることや装置の移動に課題が残るため、本橋では、特に、桁上より押し込む工法を開発し、採用した。

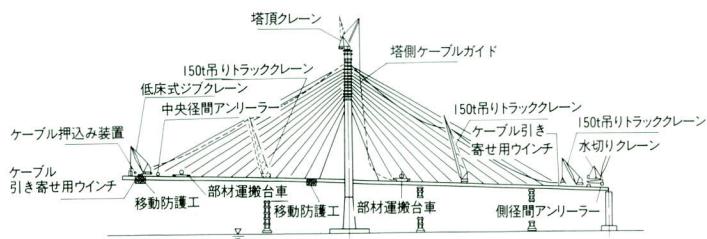


図-11 ケーブル架設要領

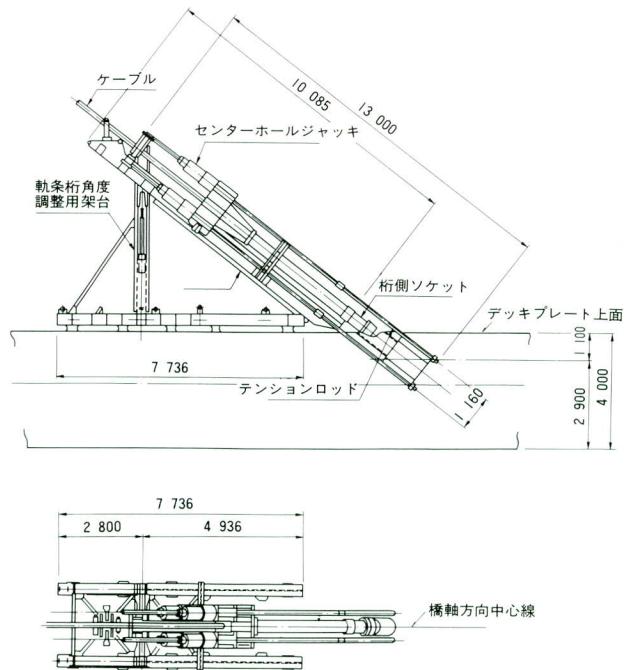


図-12 ケーブル押し込み装置

工種	年				
	1990 平成2年	1991 平成3年	1992 平成4年	1993 平成5年	1994 平成6年
製作工					
主塔	-	—			
主桁		—	—		
ケーブル		—	—		
架設工					
鉄骨①・②筋	-				
ペント		—		-	
鋼殻・横梁		-			
主桁大ブロック			-	-	
主塔			-		
ケーブル				-	
主桁直下吊り				-	
付属物工・片付け工					
付属物取付け				-	
解体撤去				-	
試験・実験工					!
振動実験					-

図-13 上部工事工程表

主ケーブル17段の架設順序は、まず下方から8段を大ブロック架設した主桁より始め、残り9段は主桁の9ブロックの直下吊り架設に合わせて順次行った。

ケーブルの緊張力の管理は、温度変化の少ない深夜に、主桁のキャンバー、主塔のたおれ角の補正など形状を正規に保持しながら行った。

2) 弾性拘束ケーブルの架設

主桁大ブロックの桁内に納めて架設された長さ117mの弾性拘束ケーブル4本（片工区分）は、主桁連結および主ケーブル架設が終了した後、主塔横梁上のサドルに装着し、桁内部の定着桁に所定の張力を与えて定着した。

上部工事工程を、図-13に示す。

(6) 船舶航行安全対策

鶴見航路を航行する船舶は1日約400隻あり、中には50,000tを超えるような大型船もある。このため、工事期間中ならびに完成後の船舶航行に対して、十分な安全対策を講じる必要があり、『鶴見航路橋に関する船舶航行安全検討対策委員会』（社団法人、東京湾海難防止協会）の審議による了承項を確実に実施した。

工事期間中の具体的行為としては、大ブロック架設などによる航路規制に対しては、『委員会』の審議結果を踏まえて、工事作業内容を印刷物・放送等を通じて海事関係者に周知したり、當時以上に警戒船を増強したりして、安全対策に努めた。

また、直下吊り架設に際しては、上記と同様に、『委員会』の審議結果を踏まえて、航行船舶の多い平日を避け、日曜日の11:00～13:05の間に主航路を閉鎖して、警戒船の増強および広報船の配備を行い、また海事関係者への周知を十分に行い、工事を行った。

6. あとがき

鶴見航路橋の設計・施工について全般的な概要を整理した。鶴見航路橋の上部工事は首都高速道路公団の発注で、橋梁中央部から大黒側の半分を宮地・住重・トピー共同企業体で、施工を担当した。扇島側も同様に3社の共同企業体である。

このため、設計・施工に際しては両JV共同で検討業務を分担し、問題点の解決に努めた。工事は最終段階であり、無事に完工しようとしている。最後に、発注者である首都高速道路公団をはじめ、海事関係者、両JVの皆様に感謝致します。

1994.6.25受付

鶴見航路橋（仮称）の工場製作

Shop Fabrication of Tsurumikoro Bridge (tentative name)

川名英雄*
Hideo KA WANA

Summary

The Tsurumikoro Bridge will be a major bridge, as is the completed Yokohama Bay Bridge which it will be built next to, along the Bayshore Expressway.

The Tsurumikoro Bridge will be a cable-stayed bridge with single plane cables. When designing the bridge the surrounding landscape was taken into account, as was the likelihood that a national highway will be built in parallel with the bridge in the future. The bridge's structure is exceptionally distinctive in that its main tower and main girder are unique shapes, and the base of the main tower is a hybrid structure of steel and reinforced concrete for earthquake resistance and wind resistance. These characteristics meant that distinctive manufacturing methods and unprecedented quality control had to be employed in building the bridge.

This paper summarizes matters handled with extraordinary care during shop assembly.

1. まえがき

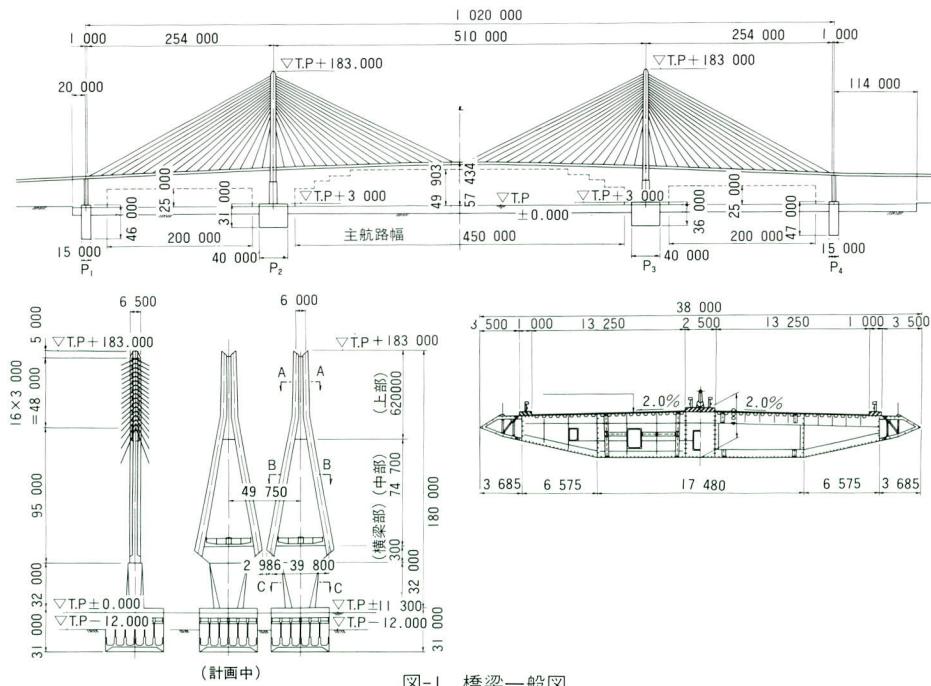
鶴見航路橋（仮称）は「設計と架設」に示したように1面吊り形式の鋼斜張橋で、橋長1,020mを2JV6社により分割製作を行った。当社では大黒側の主塔と主桁の一部、主塔基部の鉄骨と鋼殻の一部を製作した。

本文では、これらの製作上留意した事項および特記すべき製作要領について、概要を報告するものである。

2. 製作概要

本橋は鉄骨・鋼殻・横梁・主塔および主桁という部材構成で、それぞれ以下の様な特徴を有する。

- ① 主塔基部下方構造は、海象条件から耐久性に富む鉄骨鉄筋コンクリート構造（SRC構造）が採用された。
- ② 鋼殻は上部工の鋼構造と基部下方のSRC構造と



* 千葉工場製造部製造第二課上席課長

の遷移区間で、鋼とコンクリートの複合構造となっている。

- ③ 横梁は主塔の2本の独立柱を基部へ連続させるため独特の形状を有している。柱を支持し、主桁の荷重も支えることから応力も大きく、フランジ・ウエブを4枚ずつ用いた9セルの多室断面となっている。
- ④ 主塔には景観への配慮から、逆Y形の1面吊り構造が採用され、柱は台形断面を有する。
- ⑤ 主桁は偏平6角形の多室箱桁（5セル構造）で、耐風安定性を高めるためのフェアリングを含め38mの広幅員である。

それぞれの構造形態が異なることから、各部材相互の取合い部は形状管理を厳密に行う必要が有り、現場での実測結果を反映できるような製作順序を検討した。製作フローおよび製作工程を図-2、3に示す。

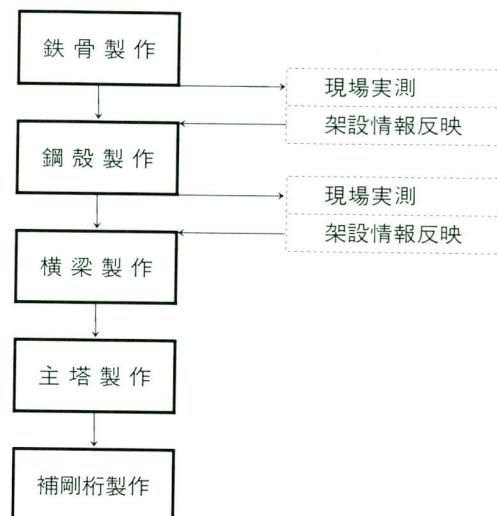


図-2 製作フロー

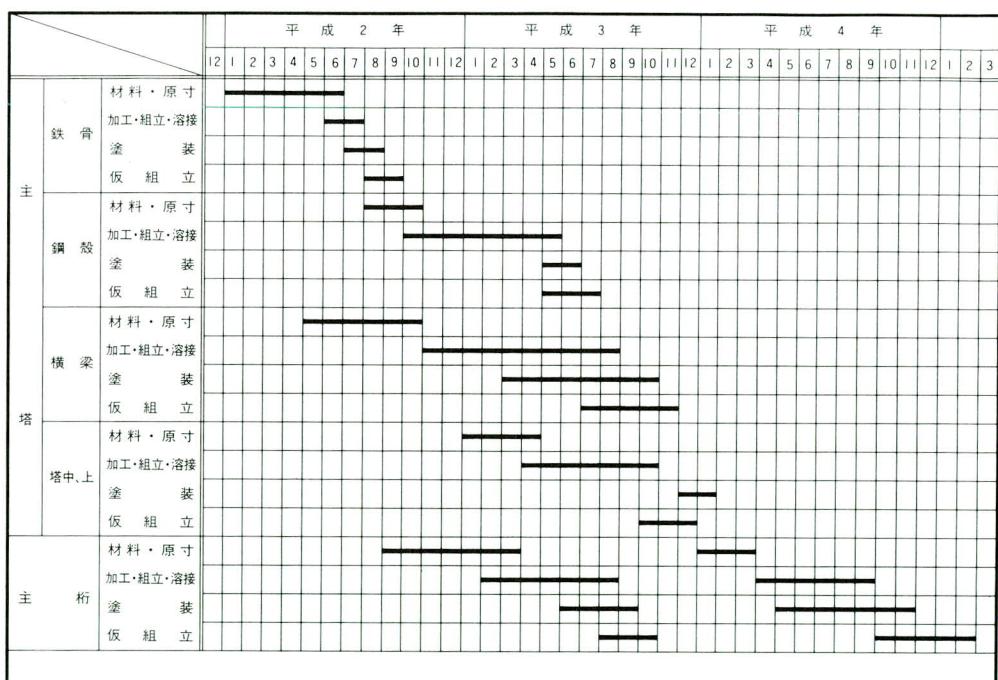


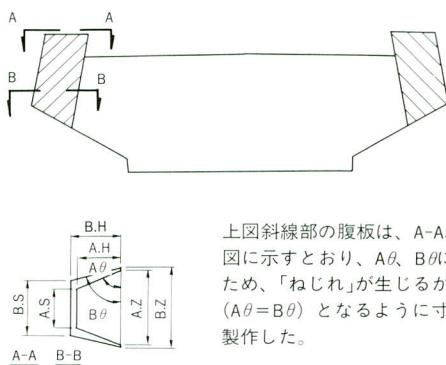
図-3 製作工程

3. 主塔の製作

(1) 製作検討

本橋の主塔はフランジ幅が徐々に変化する台形断面であることから、腹板が曲面を有しながら幅が変化するという「ねじれ」形状の構造となっている。しかしながら横梁と主塔本体との取合い部は部材組立・溶接時の形状の

確保が必要な事、および板厚が厚く「ねじれ」加工が困難な事から、腹板を同一面として製作できるよう寸法調整を行った。



上図斜線部の腹板は、A-A、B-Bの左図に示すとおり、 $A\theta$ 、 $B\theta$ に差が有るため、「ねじれ」が生じるが同一面で($A\theta=B\theta$)となるように寸法調整し製作した。

図-4 主塔・横梁の腹板製作形状

(2) 組立および溶接

1) 鉄骨・鋼殻

鋼殻ブロックの製作において、鉄骨部との継手部は鉄骨側出来形寸法を反映させて組み立て、横梁部との取合い側は寸法精度を向上させるために機械加工を行った。

溶接は鉄骨・鋼殻とも主に普通鋼を使用したため、一般的な溶接条件で施工した。

2) 横梁

横梁の組立は、部材の組立て方向を正立とすると腹板の自立が困難なため、腹板を水平に積み重ねる様に平置状態で行うこととした。しかし、この場合でも腹板の自重によりたわみが生じるため、横梁鋼殻取合部材に腹板の間隔を保持するための間隔調整用支柱を設置した。

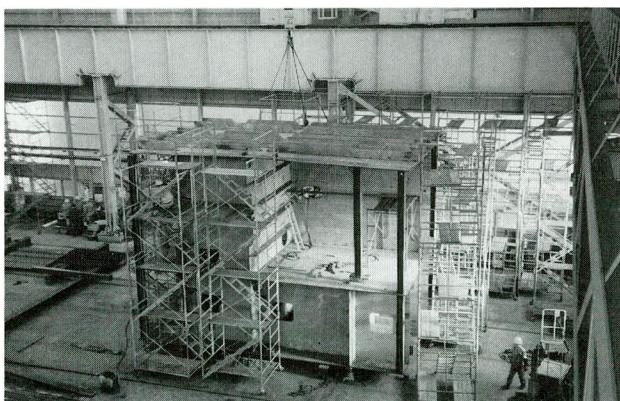


写真-1 横梁組立時の間隔調整用支柱

また、主塔部材との取合い側の張出ブロックは、継手部の精度確保のため一体組立を行った。(写真-2 参照)

横梁部材の溶接では、溶接姿勢を水平または下向に確保するために、種々の治具および反転用吊金具を取り付け施工を行った。反転作業の一例として図-5に作業手順を、写真-3に作業状況を示す。



写真-2 主塔取合部の一体組立

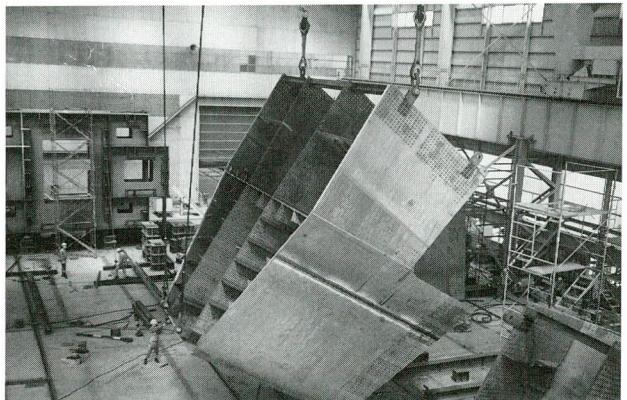


写真-3 横梁部材の反転作業状況

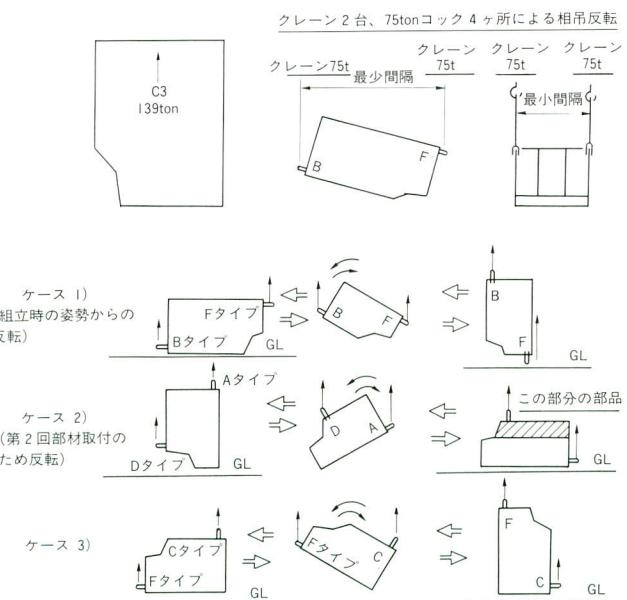


図-5 横梁部材の反転作業手順

3) 主塔

主塔断面形状確保のため、切削仕上を行った後に開先加工を行った。開先形状を図-6に示す。

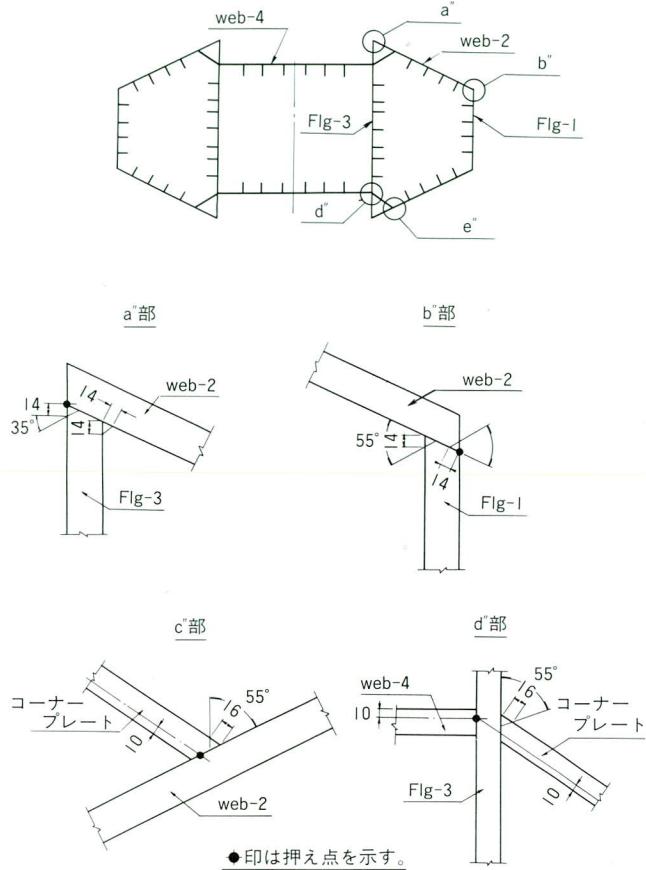


図-6 主塔角継手部の開先形状

また、溶接施工は横梁部材と同様に溶接姿勢確保のため、部材を反転し作業を行った。図-7に反転作業手順を示す。

(3) 相対精度確保の対応

1) 鉄骨部材

鉄骨は製作工程の都合上2節に分割したため、節相互の接合部に断面の食い違いが生じる恐れが有った。

鉄骨に使用している型鋼類の断面形状の寸法誤差（公差）により、出来形断面を直接取り合わせるとフランジ面の幅・高さ方向に寸法差が生じてしまうため、材料取扱い時より柱位置を決め、添接部に段差が生じないように施工した。図-8に柱材料加工時の注意事項を示す。

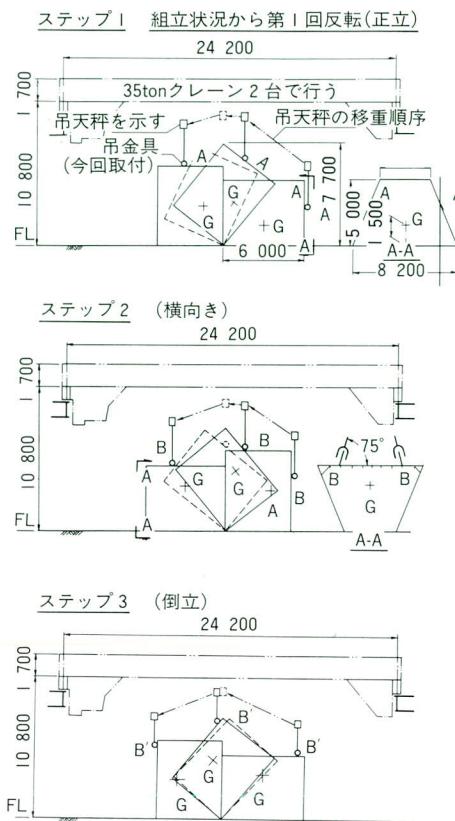


図-7 主塔部材の反転作業手順

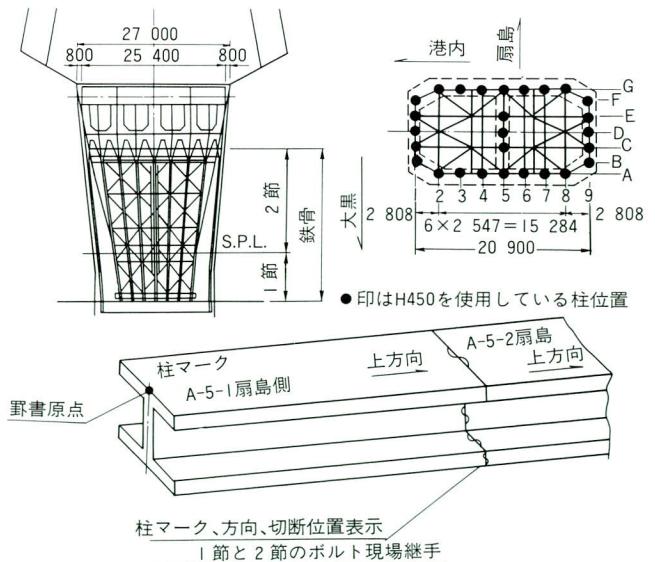


図-8 柱材料加入時の注意事項

2) 鉄骨と鋼殻

鉄骨（A-A断面）と鋼殻（B-B断面）の継手構造においては、鋼殻側が誤差を吸収できる構造にならないため、添接板製作時期を遅らせ鉄骨建方完了時の実測値を反映させた他、下記の点に注意して精度管理を行った。

- ① 鉄骨基準線と鋼殻基準線が同一位置であること。
- ② 支柱継手部と鋼殼継手の座標を整合させること。
- ③ 基準座標を鉄骨架設後に設けること。

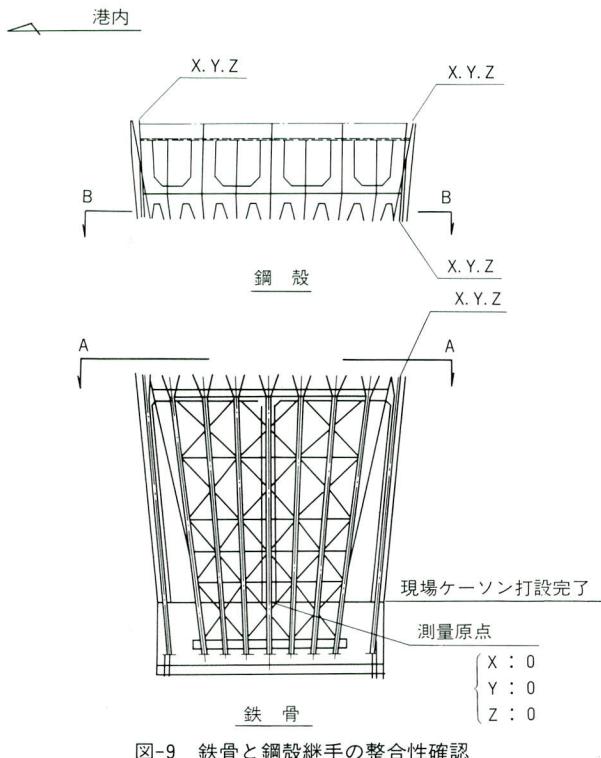


図-9 鉄骨と鋼殼継手の整合性確認

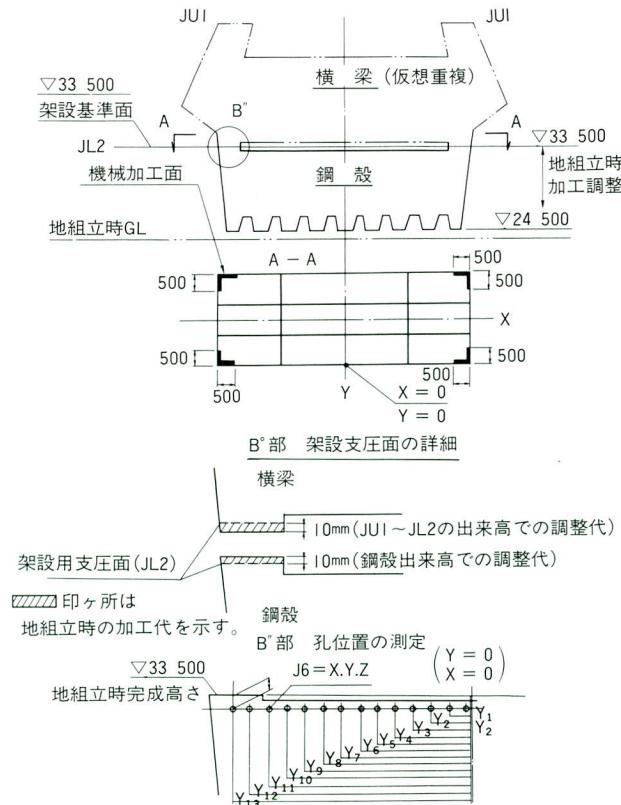


図-10 鋼殼と横梁継手部整合方法

3) 鋼殼と横梁

鋼殼架設後、横梁塔載時の高さ調整は時間的余裕が無いことから、鋼殼と横梁双方に架設用支圧面を設け基準面とした。

また、この継手の添接板は、鋼殼上面の架設出来形と横梁地組立時の出来形形状からの寸法測定データを照合し製作した。

図-10に鋼殼と横梁継手部の整合方法を示す。

また、この時の作業手順を図-11の作業フローに示す。

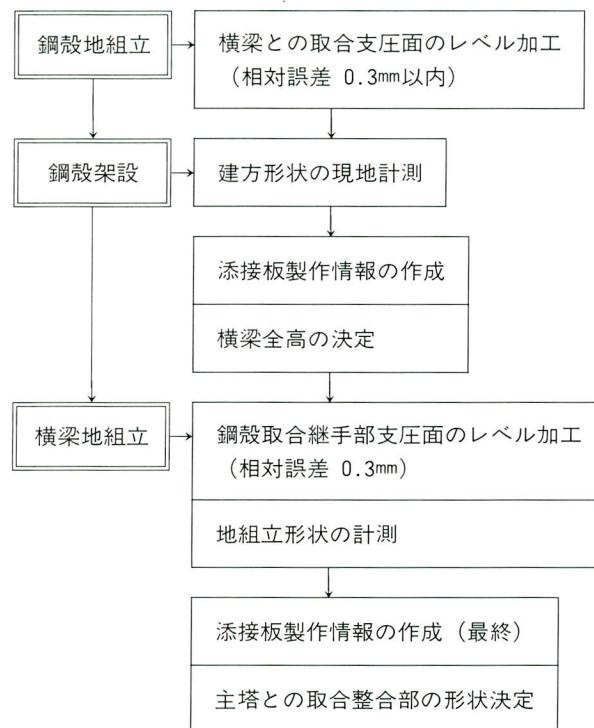


図-11 鋼殼・横梁継手部整合フロー

更に、横梁地組立時の計測概要を図-12に示す。

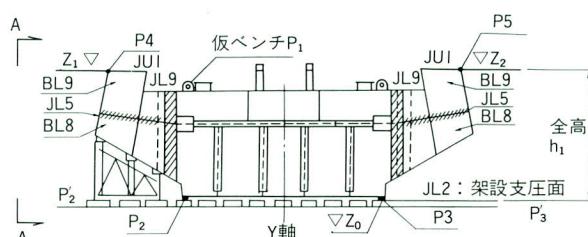


図-12 橫梁地組立時の計測

- ① JL 2 (Z_0 4 点)、JU 1 (Z_1 、 Z_2) の計測
 (1) Z_0 4 点の平均値と各点の誤差算出。
 (2) Z_0 平均値を基準として Z_1 、 Z_2 計測用仮ベンチ P₁ を横梁大ブロック吊金具に鋼巻尺テープを使用して設置。
 (3) P₁ を基準点として Z_1 、 Z_2 を計測し、製作完成時基準高との誤差算出。Z₁ と Z₂ の基準高相互差「2 mm」以内を確認した。
- ② 側面 A-A 方向の倒れ値を計測(X 軸方向へのズレ)
 (1) P₂-P₃ を直線で結び、その延長線に P₂、P₃ を設置。
 (2) P₂-P₃ をトランシットで結び P₄ のズレを確認。
 (3) P₃-P₂ をトランシットで結び P₅ のズレを確認。
 (4) P₄、P₅ のズレ量は横梁の鉛直度の誤差を示す。
- ③ 架設支圧面の設定、ガス切断、仕上加工の完了
 (1) P₂、P₃、P₄、P₅、Z₁、Z₂ より Z_0 の高さを決定。
 (2) 地組時加工代分に Z_0 ラインを設定し、架設支圧面 4ヶ所の墨書き作業。
 (3) 横向ガス切断（地組時の水平切断）用として調整代のうち 10mm を使用して切断し角度を確認。その後切断、グラインダー仕上とした。

4. 主桁の製作

主桁の断面形状は偏平 6 角形の鋼床版箱桁で、フェアリングを除き橋軸方向に 5 分割されており、フランジの最大幅は 7.986 m と広い。フランジ幅が 5.2 m を越える部材は板継溶接が必要となり、作業性や製作寸法精度を十分確保できるように、縦リブを先行組立・溶接し矯正を行った部材を板継するパネル組立方式を採用した。幅広材の製作手順を図-13 および写真-4、5 に示す。

- サイド主桁では特に下フランジの角折れ箇所が有ることから、
- ① 部材長が 14 m 程度と、一度に全長のプレス作業が不可能であるため、形状の統一が困難である。
 ② 縦リブ・横リブ取付溶接後に板継溶接を行うため、リブ溶接による角変形・収縮等の板の平曲がり、縦曲がりによる目違いが生じ易い。
 ③ 橋軸方向に縦断勾配・製作キャンバーによるそりがあるため、プレスによる曲げ加工が困難で、添接部に誤差が生じ易い。
- 等の点については細心の注意を払い、製作を行った。

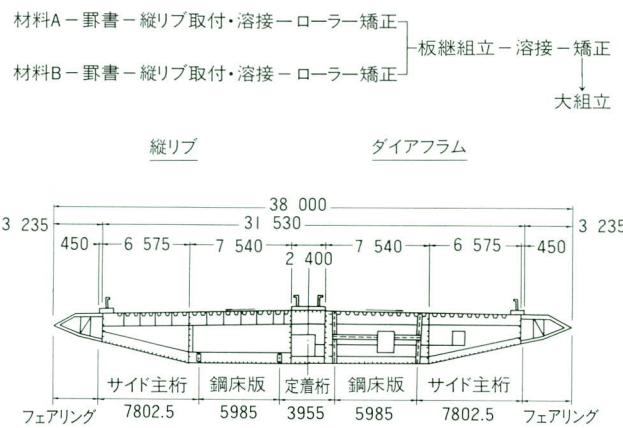


図-13 板幅広材の製作手順



写真-4 先行組立溶接パネルの開先加工



写真-5 先行組立溶接パネルの板継溶接

5. 地組立および FC による浜出し

工場での部材製作完了後、ヤード溶接による熱影響部を除いた単部材の上塗塗装までの先行塗装を済ませた後地組立作業を行った。地組立場所は FC での積込を考慮し、工場内岸壁近くのヤードとした。

ヤード溶接に先立ち、溶接施工試験により溶接施工方法の確認を行った。また、現場における溶接施工要領についても合わせて検討を行っている。地組立時におけるヤード溶接箇所を図-14、15に示す。図-14は主桁部の溶接箇所を示し、図-15は横梁部および主塔部の溶接箇所を示す。

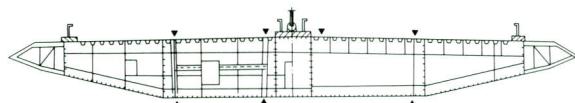


図-14 主桁ヤード溶接部

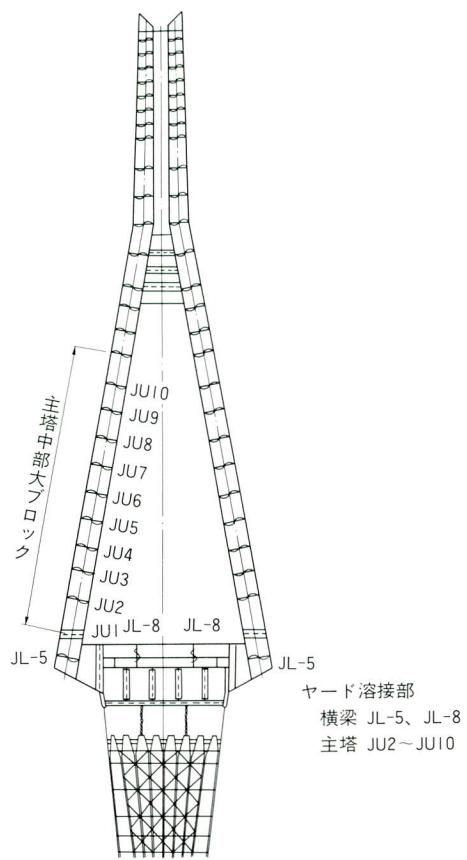


図-15 主塔ヤード溶接部

(1) ヤード溶接施工試験

1) 主塔横梁部

図-15に示したJ L 5 およびJ L 8 を対象に溶接施工試験を実施した。表-1に各継手の開先形状、溶接方法および溶接材料を示す。いずれの継手も内面はCO₂半自動溶接で、外面はエレガス溶接またはCO₂半自動溶接とした。溶接完了後、放射線透過試験により溶接継手の非破壊検査を行った試験片を採取して、表-2に示す各種試験を実施した。いずれの試験項目についても良好な試験結果が得られた。

表-1 主塔横梁部ヤード溶接施工試験概要

対象箇所	試験体形状	開先形状 材質・板厚	溶接方法 (装置)	溶接姿勢	溶接材料		
					銘柄	径	メーカー
JL8		 材質 SM570Q	内面 CO ₂ 半自動溶接 外面 エレガス溶接 (SEGARC-2)	立向き	DW-60	1.2φ	神鋼
					DWS-60G	1.6φ	
JL5		 材質 SM570Q	内面 CO ₂ 半自動溶接 外面 CO ₂ 自動溶接 (PICOMAX-2)	横向き	DW-60	1.2φ	神鋼
					DW-60	1.2φ	

表-2 主塔横梁部ヤード溶接施工試験結果

対象箇所	JL 8		JL 5	
試験項目	試験結果			
外観検査	良好		良好	
放射線透過試験	欠陥なし I級		欠陥なし I級	
引張試験	引張強さ (N/mm ²)		引張強さ (N/mm ²)	
	581	592	695	692
型曲げ試験	欠陥なし	欠陥なし	欠陥なし	欠陥なし
衝撃試験	衝撃値 (J) - 5 °C		衝撃値 (J) - 5 °C	
	169. 179. 170 Av=173		90. 88. 83 Av=87	
マクロ試験	欠陥なし		欠陥なし	

表-4 主塔中部ヤード溶接施工試験結果

対象箇所	内フランジ	ウェブ	外フランジ
試験項目	試験結果		
外観検査	良好	良好	良好
放射線透過試験	欠陥なし I級	欠陥なし I級	欠陥なし I級
引張試験	引張強さ (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
	682	678	656
型曲げ試験	欠陥なし	欠陥なし	欠陥なし
衝撃試験	衝撃値 (J) - 5 °C	衝撃値 (J) - 5 °C	衝撃値 (J) - 5 °C
	74. 57. 69 Av=67	150. 161. 164 Av=158	107. 81. 99 Av=96
マクロ試験	欠陥なし	欠陥なし	欠陥なし

2) 主塔中部

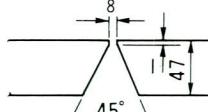
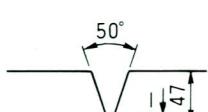
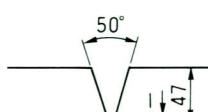
主塔中部ヤード溶接施工試験は、図-15に示したJ U 2～J U 10のうち、最大板厚であるJ U 2を対象として行った。溶接は全て外面から施工する方法としており、表-3に開先形状、溶接方法および溶接材料を示す。内フランジは上向きによるM A G溶接で、ウェブは約20°傾斜した立向きCO₂溶接、外フランジは下向きCO₂溶接とした。溶接完了後、放射線透過試験により継手部の非破壊検査を行った後に試験片を採取して、各種試験を実施した。試験項目および試験結果を表-4に示すが、いずれの試験項目についても良好な試験結果が得られた。

(2) 主塔現場溶接施工試験

1) 中型試験体による開先形状選定試験

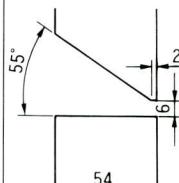
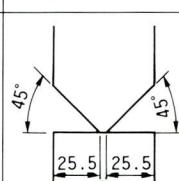
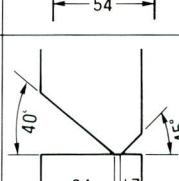
主塔現場溶接部については、溶接施工性だけでなく、架設後の形状管理についても考慮しなければならない。ボルト継手の場合は継手面の端面切削精度により形状が決まるのに対し、溶接継手の場合は溶接による収縮、角変形などの変形が生じるため、変形の影響を考慮しなければならない。また、溶接変形量は開先形状により変化するため、開先形状の異なった3種類の試験体を製作し、その各々について溶接変形量を測定することとした。

表-3 主塔中部ヤード溶接施工試験概要

対象箇所	試験体形状	開先形状 材質・板厚	溶接方法 及び装置	溶接姿勢	溶接材料		
					銘柄	径	裏当材
内フランジ		 材質 SM570Q	片面MAG自動溶接 (ON-AUTO)	上向き	DXA-60B	1.2φ	FBB-3
ウェブ	 材質 SM570Q	片面CO ₂ 自動溶接 (PICOMAX-2)	立向き (約20°傾斜)	DW-60	1.2φ	FBB-3	
外フランジ		 材質 SM570Q	片面CO ₂ 自動溶接 (PICOMAX-2)	下向き	DW-60	1.2φ	FBB-3

試験は現場溶接部の板厚を用いた試験体（ $t = 54\text{mm}$ ）にて行った。検討した開先形状とそれぞれの溶接方法および溶接材料を表-5に示す。タイプIは全て外面からCO₂自動溶接にて行う方法で、通常鋼製橋脚の現場溶接で行っている方法である。タイプIIは内面と外面との開先深さの比を1:1とし、内面からの溶接作業がかなり多い開先形状である。タイプIIIは、内面と外面との開先深さの比を2:1とし、タイプIIより内面の作業量を少なくしたタイプIとIIの中間の開先形状である。

表-5 現場溶接部開先形状選定試験概要

タイプ	開先形状 材質・板厚	溶接方法 (溶接装置)	溶接材料	
			銘柄	径
I (レ型)		片面CO2 自動溶接 (PICOMAX-2)	SF-60	1.2φ
II (K型1:1)		内面 CO2半自動溶接 外面 CO2自動溶接	YM-60C SF-60 SF-60	1.2φ 1.2φ 1.2φ
III (K型2:1)		内面 被覆アーク溶接 外面 CO2自動溶接	L-60 SF-60	4φ 5φ 1.2φ

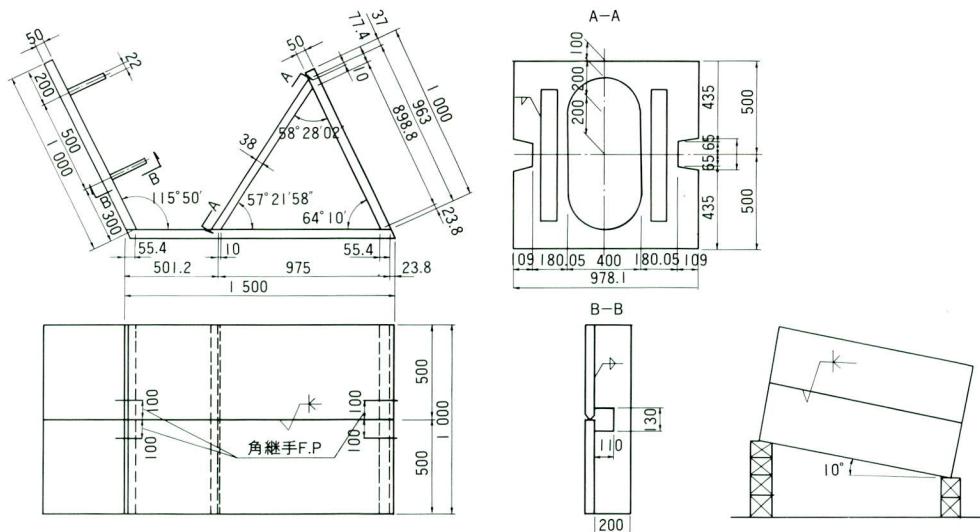


図-16 試験体形状および試験体設置状況

溶接による変形測定は、溶接收縮と角変形について行った。測定結果を下記に示す。

① 溶接收縮

溶接収縮は、溶接線直角方向（横収縮）と溶接線方向（縦収縮）について行った。横収縮は標点距離2300mmとし、巻尺にて測定した。縦収縮は標点距離を100mmと900mmとし、ノギスにて測定を行った。

縦収縮は開先形状による差はほとんど無く、最大で0.5mmであり、この程度なら問題はないと判断した。横収縮は標点距離に関係なく、タイプI、タイプIII、タイプIIの順で小さく、標点距離100mmで最大1.7mm、標点距離900mmで最大1.4mmであった。

② 角变形

角变形は、溶接線から50mm離れた位置で溶接方向の変形（水平曲がり）とリブ間の変形（やせ馬）を測定した。

水平曲がりはタイプI、IIIはほぼ同じで、タイプIIが小さく、タイプI、IIIの $\frac{1}{2}$ 程度（最大2mm）であった。

やせ馬は、タイプI、III、IIの順で小さくなる傾向にあったが、大きな差ではなく最大で1.4mmであった。

以上の結果から、タイプIIが他に比べ溶接収縮および角変形が少ないので、タイプIIを現場溶接部の開先形状に選定した。

2) 主塔現場溶接部（中型試験体による試験）

隅角部を有する試験体を用いて溶接施工法および溶接材料の適合性の確認を行った。試験体形状および試験体設置状況を図-16に示す。試験体は実施工と同じよう

に水平方向に10°傾斜させた。開先形状、溶接方法および溶接材料を表-6に示す。開先は現場架設等による誤差を考慮して、ルートギャップ、目違いを管理値の最大値とした。溶接完了後、放射線透過試験と超音波自動損傷試験を併用して非破壊検査を行ったが、いずれも判定基準を満足する結果が得られた。その後試験片を採取して機械的性質の確認を行った。試験項目および試験結果を表-7に示す。いずれも判定基準を満足する結果が得られ、溶接施工方法および溶接材料の適合性について確認が得られた。

表-6 現場溶接部開先形状選定試験概要

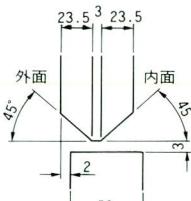
開 先 形 状 材 質 ・ 板 厚	溶 接 方 法 (溶接装置)	溶接材料	
		銘柄	径
外面 	内面 CO ₂ 半自動溶接	内面 YM-60C	1.2φ
内面	CO ₂ 自動溶接	表面 SF-60	1.2φ
外面		外面 SF-60	1.2φ

表-7 主塔現場溶接部溶接施工試験結果

試験項目	試験結果	
外観検査	良好	
引張試験	引張強さ(N/mm ²)	
	668	664
型曲げ試験	欠陥なし	欠陥なし
	衝撃値(J) -5℃	
衝撃試験	65.50.48 Av=58	
	一般部	
	欠陥なし	欠陥なし
マクロ試験	コーナー部	
	欠陥なし	欠陥なし

(3) ヤード溶接

1) 主塔横梁部

主塔横梁部は工場で製作した100t～160tのブロック12台を組み立てた。各々の部材は無応力状態になるように多点支持状態とした。塔中部大ブロックの1節目を重複仮組立部材として横梁上に仮組立した。ヤード溶接は組立調整を行った後、溶接施工試験で確認した施工法によりJU5およびJL8の溶接を行った。

2) 主塔中部

架設単位のブロックにするため、工場製作した部材長約6mの部材を10台継ぎ、全長62m、全重量1920tonの大

ブロックとした。地組立の手順を図-17に示す。ヤード溶接箇所はJU2～JU10の9断面、溶接総延長197.5m、材質はSM570Qで、板厚は37～47mmであった。溶接の概要を表-8に示す。溶接完了後、放射線透過試験により品質確認を行った。

地組立完了後、3500t吊級フローティングクレーンにより浜出しを行った。

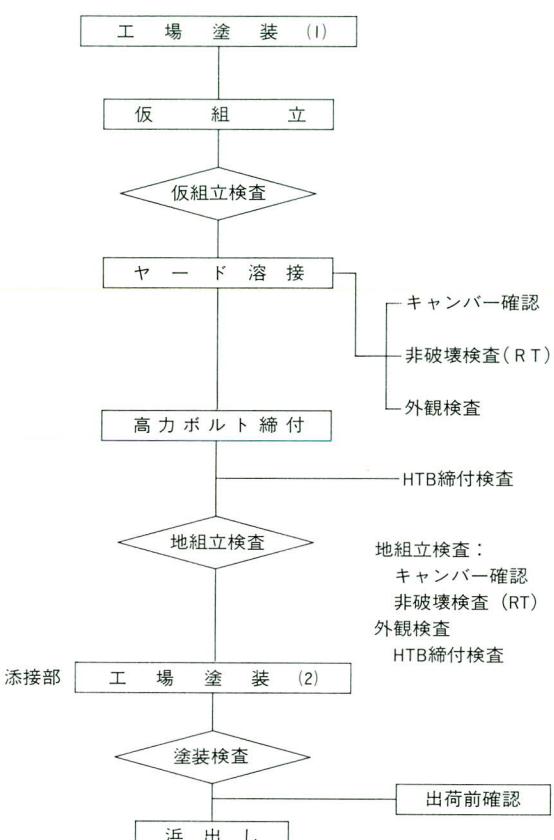


図-17 主塔中部地組立手順

3) 主桁

縦方向に4分割してあるブロックを仮組立し、架設単位のブロックとした。溶接方法の概要を表-9に、また地組立手順を図-17に示す。鋼床版はサブマージアーク溶接とし、下フランジは上向きMAG片面自動溶接とした。非破壊検査は放射線透過試験による品質確認を行った。

地組立完了後、フローティングクレーンにより浜出しを行った。

表-8 主塔中部大ブロックヤード溶接概要

ヤード溶接部

継手断面図

平面図

側面図

← : 溶接方向

①～③ 溶接順序

継手位置	開先形状	材質	板厚 (mm)	溶接姿勢	溶接姿勢	溶接ワイヤ	裏当材
Wed (立側)		SM570Q	$37 \leq t \leq 47$	立向溶接	CO_2 片面裏波自動溶接 (PICOMAX-2)	DW-60 (1.2φ)	FBB-3
外 F I g (上側)		SM570Q	$37 \leq t \leq 47$	下向溶接	CO_2 片面裏波自動溶接 (OSCON-FB)又は (PICOMAX-2)	DW-60 (1.2φ)	FBB-3
内 F I g (下側)		SM570Q	$37 \leq t \leq 47$	上向溶接	MAG片面裏波自動溶接 (OKI.AUTO)	DXA-60B (1.2φ)	FBB-3

表-9 主桁ヤード溶接概要

継手位置	開先形状	材質	板厚 (mm)	溶接姿勢	溶接方法	溶接材料
鋼床版		SM490	12~14	下向き	サブマージアーク溶接	ワイヤ Y-D (4.8φ) フラックス YF-15A (20×200) カットワイヤ YK-C (1φ×1mm) 裏当材 SB-51
下フランジ		SM490	12~14	上向き	片面裏波 MAG自動溶接	ワイヤ DWA-50 (1.2φ) 裏当材 FBB-3

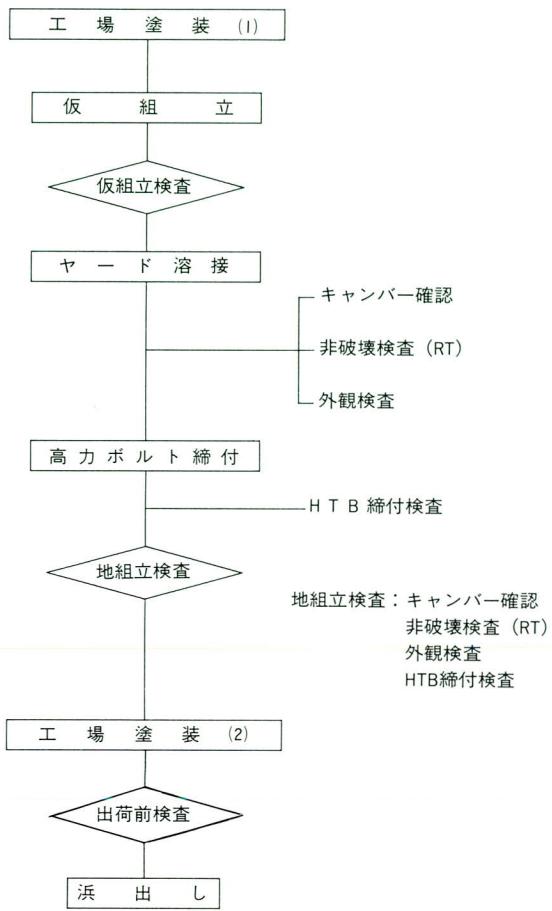


図-17 主桁地組立手順

5. 塗装

本橋の塗装は、単部材の工場塗装および接合部のヤード塗装に分けられる。使用塗料メーカーは本JV内で4社、他JVも合わせると全体で6社になり、仕上塗装色N=9.5を本橋基準として色見本板に各社塗料を塗装し、色合わせを行った。この色に「ツルミホワイト」と名前を付け1社見本板をベースに塗料の作成を行ったが微妙に合わず、数回の調合により出来上がった。

(1) 仕上塗料の色合わせ手順

- 1) 塗料メーカー6社によるN=9.5の塗装見本板作成。
- 2) 4社分を1枚の見本板に作成(JV毎)。
- 3) 公團・JVによる確認。
- 4) 基本塗装色を決定後、塗料の再調合。
- 5) 塗装見本板の再作成。
- 6) 公團・JVによる再確認。
- 7) 塗料の調合決定。
- 8) 塗料製作。

(2) 単部材塗装

部材製作完了後、部材検査により製品の品質確認を行った後単部材毎の工場塗装を実施した。塗装場所は屋外に仮設の建屋を設け、下地処理から塗装施工まで全ての塗装作業をここで行った。外面の下地処理はサンドブラスト法とした。

内面塗装の下地処理は、全てパワーツール法で対応した。部材検査後から塗装施工までの期間が短いため、プライマーの溶接損傷部等に錆の発生は見られず、良好な状態であった。

(3) 地組立後の塗装

地組立完了後のヤード溶接部は、錆・汚れ等が付着しプライマーの損傷も著しく、ケレン作業に大変な労力を必要とした。この事は今後の施工への問題点である。

7. あとがき

本工事を製作担当するにあたり、首都高速道路公團をはじめJV部会員等関係各位には大変お世話になりました。誌上をお借りし、お礼を申し上げます。

当社としても幾多有る大型工事の一貫として、大変貴重な体験をさせていただきました。今後益々、関係各位が繁栄されますことをお祈り致します。

〈参考文献〉

1) 山寺、森河、伊東：「鶴見航路橋の設計概要」

橋梁と基礎, 1993.1, 2

1994.6.25受付

曲面部材断面を持つ ニールセン橋（辰巳新橋）の設計と架設

Design and Construction of Nielsen System Bridge with Curved-Member Cross Section (Tatsumi-Shimbashi Bridge)

阿 部 正 彦* 越 中 信 雄** 日 沢 恭 助***
Masahiko ABE Nobuo ETCHU Kyosuke HIZAWA

Summary

The Tatsumi-Shimbashi Bridge is a Nielsen system bridge of basket handle type. The overall landscape of the site was taken into consideration when the bridge was designed, and one result is that it has the most complicated structure of any bridge of its type. Total cross section welded joints were used for the bridge's arch ribs.

This paper describes the basic concept of designing while considering the overall landscape, and outlines the construction work and the method of inspecting the field-welded joints.

1. まえがき

辰巳新橋は東京都江戸川区を南北に縦断して流れる新中川の橋梁整備計画に基づき、架替えが実施されたものである。

本橋は新中川における上流ゾーンのシンボル橋と位置付けられ、「新中川橋梁デザイン検討会」にて河川状況、地域環境および景観などを充分に考慮して形式、構造等が決定された。特に景観を重視した橋であるため、バスケットハンドル型のニールセンローゼ橋として、規模はさほど大きくなないがアーチリブフランジの曲面化等の複雑な形状、および現場でのアーチリブ部材の全断面溶接など施工上非常に難易度の高い工事である。

本橋は平成6年1月に竣工した。

2. 辰巳新橋の概要

設計条件を以下に示す。

道路規格：第4種第3級

形 式：バスケットハンドル型ニールセンローゼ

桁橋

橋 格：1等橋 (TL-20)

支 間 長：118.8m

幅員構成：7.0m(車道)+4.4m×2(歩道)

ライズ：22.0m (ライズ比=1/5.5)

主構傾斜角：70°

吊材傾斜角：60°

横断勾配：車道2.0%直線振り分け勾配

歩道1.0%直線片勾配

平面線形：R=∞

床 版：鋼床版12mm厚

吊 材：NEW-PWS $\phi 7\text{ mm} \times 37$

鋼 重：1,584tf

図-1に辰巳新橋の一般図を示す。

3. 設計

(1) 景観設計

新中川橋梁整備計画において辰巳新橋には「橋梁が水面を包み込むようなイメージとなるよう、側面形状を大きな曲線（アーチ）として軽快さを演出する」というデザインモチーフが示されている。これを受けて「新中川橋梁デザイン検討委員会」では、主にアーチリブ形状について次のような決定をしている。

1) アーチリブ側面形状

側面景観では、上流側JR総武線の車中からのアーチの見え方を意識し、アーチリブ形状を欠円形、放物線形、その他大胆な形状の中からオーソドックスで周辺環境に調和する放物線形状を選択した。また、スパンライズ比

* 技術本部第一設計部設計第三課係長

*** 千葉工場工事部工事課

** 宮地建設工業(株)橋梁構造事業部工事部計画課

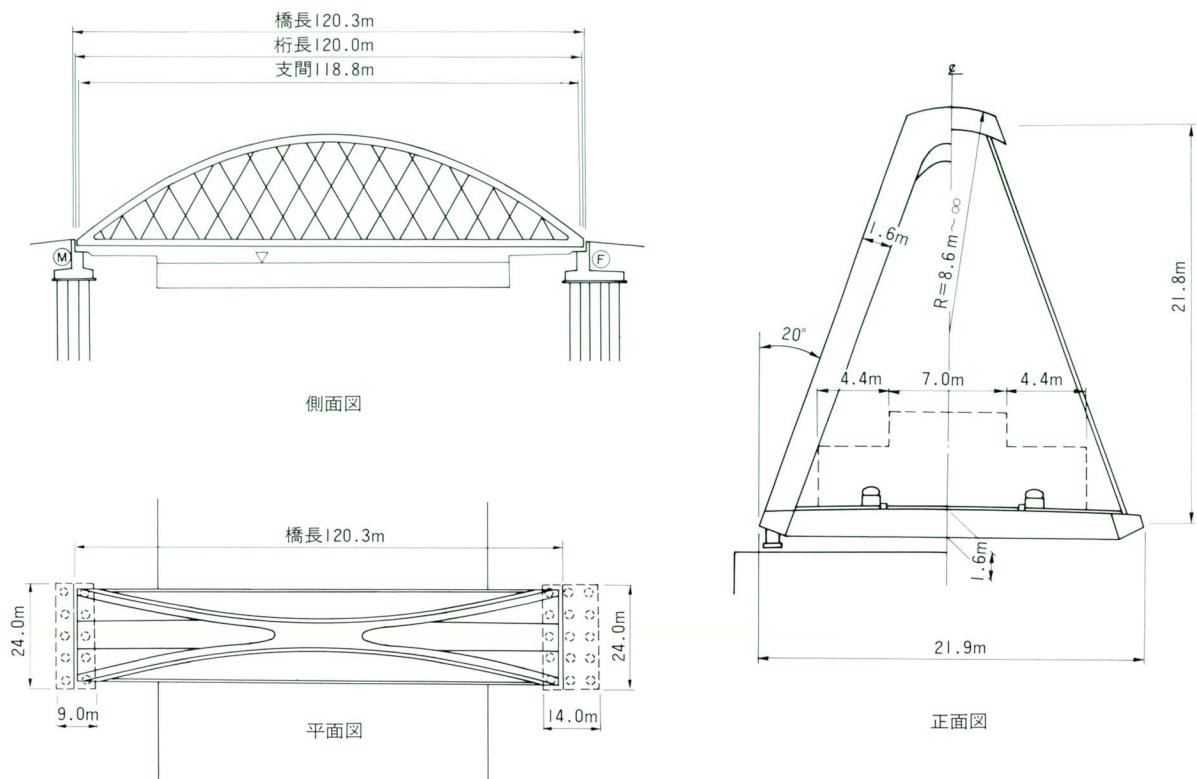


図-1 橋梁一般図

については、10数案の中からフォントモンタージュおよび模型を作成し検討した結果ライズ22.0m、スパンライズ比1/5.5とした。

2) アーチリブの配置と傾き

アーチリブはドライバーの視距離確保にすぐれ、橋上内部空間が広く落ち着いた配置となるよう、歩道の外側に配置した。またその傾きについては、 $\theta = 70^\circ, 80^\circ, 90^\circ$ の3案より、橋上において圧迫感が少なく、安定感があり、建築限界を考慮した最急傾斜である $\theta = 70^\circ$ を採用した。

3) 橋門構と上横支材の形状

橋上を通過する人に解放感と軽快感を与える点を重視し、検討した結果橋門構を省略し、よりシンプルで洗練された形とするためX字状のシェル形とした。またその長さはシェル状の内部空間となり得て、しかもX字状が明確に表現されるのに程良い長さである30mとした。図-2に上横支材部のX字状シェル形状イメージを示す。

4) アーチリブの上フランジ形状

橋梁が水面を包み込むようなイメージとして、上フランジを放物線球として球面化した。図-3にアーチリブ上横支材部断面図を示す。

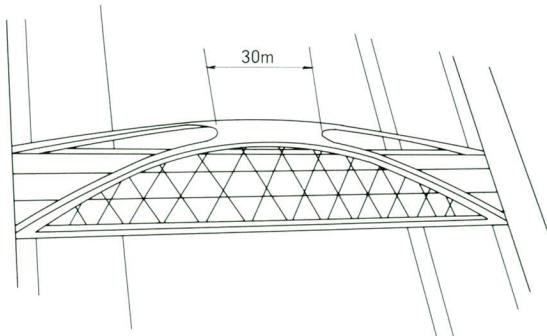


図-2 X字状シェル形状イメージ図

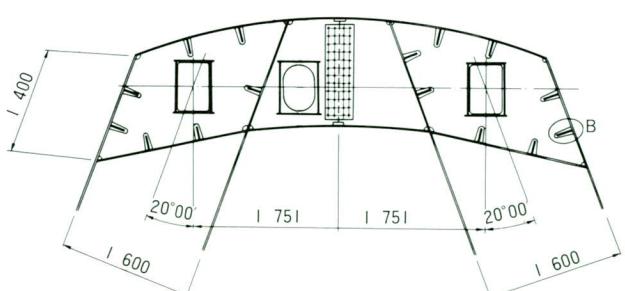


図-3 アーチリブクラウン部の断面図

(2) 部材設計

1) アーチリブ

アーチリブ軸線は前述したとおり放物線である。また横断面では上フランジが曲面化されており、その曲率はアーチクラウン部で約 $R = 8\text{ m}$ 、アーチ基部で $R = \infty$ となるように漸変している。さらにウエブ高さは主構面の傾斜方向にアーチクラウン部で $h = 1400\text{mm}$ 、アーチ基部で $h = 1800\text{mm}$ と変化している。

解析は平面モデルを使用し、鉛直荷重、水平荷重についてそれぞれ平面解析を行った。その際、主構面は鉛直面、水平面にそれぞれ投影したモデルとしている。

アーチ部材は有効座屈長の概念を用い、圧縮と曲げを受ける柱として設計した。その際有効座屈長として面内荷重に対しても、一般に用いられている吊材間隔の2倍を適用し、15mとした。また、面外座屈に対しては上横支材がアーチクラウン付近の30m区間にのみ配置された特殊な形状であるため、通常用いられる上横支材の間隔は用いず、便宜的に面内の有効座屈長と同じ15mとし、後に弾性座屈解析を行い、安全性の確認を行った。図-4にアーチリブ部材継手部（クラウン付近）の断面形状を示す。

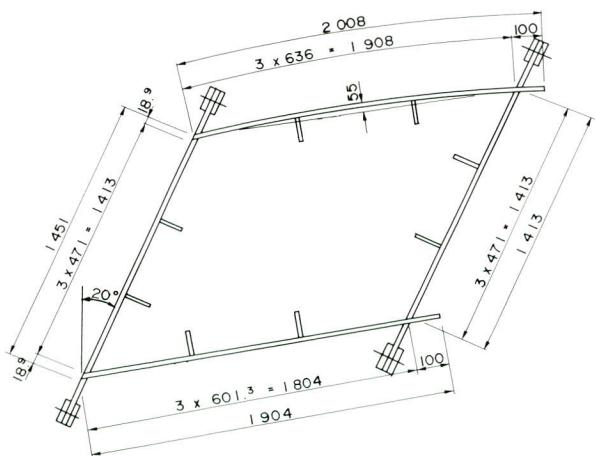


図-4 アーチリブ継手部断面形状

2) 補剛桁

補剛桁は鋼床版と一体となった扁平箱桁形式である。このため補剛桁は引張および曲げを受ける部材として設計されるがその際鋼床版との合成作用を期待し、合理的な設計を行った。

3) 吊材

吊材はNEW-PWS ($\phi 7.0 \times 37$) を用いている。配置についてはその効果が充分発揮されるよう傾斜角60°で一定とした。また、端部吊材では當時で圧縮力生じるため、15tのプレストレスを導入した。(計4本)

4. 現場施工

(1) 施工条件

現場の周囲は、多くの住宅が建ち並ぶ住宅密集地でアーチ系の橋梁の架設現場としては厳しい環境の中で行われた。

架設時のポイントは次のとおりである。

① 架設位置の環境面に関して

○住宅密集地内工事であり騒音・振動対策が必要である。

○新中川の船舶通行量が多く、水面利用が制限される。

○作業ヤードが狭い。

② 橋梁の形態に関して

○鋼床版であるため、ベント杭設置位置が限定される。

○上記により、ベント（工事桁）が大規模となった。

○アーチリブ・補剛桁とともに、下フランジが2軸に対して非常に大きな勾配をもっている。

○アーチリブが全断面溶接である。（寸法、形状上、内面からの溶接ができない）

○補剛桁内が狭く、ケーブル引込み設備の配置が困難である。

(2) 工法概要

補剛桁・アーチリブとともに、トラッククレーンベント工法により架設した。

補剛桁については、100tクローラクレーン（以下CCと記す）を橋上に搭載し、逐次架設し中央部にて閉合した後、補剛桁および鋼床版の溶接を行った。

一部のベントと杭を撤去した後、撤去部分の鋼床版を架設しアーチ施工に移った。

アーチリブの施工は橋台背面に据え付けた360t吊り油圧式トラッククレーン（以下HCと記す）にて橋上ベント上に架設した。

ただし、中央部の閉合ブロックを含む3ブロックは橋上

100 t 吊り H C を搭載し架設を行った。その後、アーチリブ全断面溶接を行い、アーチ橋全体が組みおわった後、ケーブル架設・同張力調整を行った。この時点において、桁はニールセン橋としての機能が働くようになったため、橋台ジャッキにて橋梁全体をジャッキアップし（支点支持状態）、補剛桁受ベントの反力を開放・撤去した。そして30 t ジャッキ 8 台を用いて、総鋼重約1450 t を約2.6 m 位ジャッキダウンし所定の位置に据え付けた。

(3) 仮設備計画

主な仮設備は次の通りである。

- 補剛桁受ベント……補剛桁受（杭基礎+大型工事杭）
- クレーン走行架台……橋上100 t 吊り C C 走行用
- 桁降下設備……桁降下（サンドル+ジャッキ）
- アーチ受ベント……アーチリブ受
- ケーブル引込み装置……
- 溶接用風防設備
- クレーン台船、台船……杭施工、工事桁施工
- バイブロハンマー+ウォタージェット……杭施工
- 100 t 、150 t 吊り C C ……補剛桁架設
- 100 t 、300 t 吊り H C ……アーチリブ架設

本工事において、最も騒音と振動が発生しやすい杭打ちにおいてはバイブロハンマーとウォタージェットを併用し、騒音と振動対策に努めた。

(4) 補剛桁の架設

補剛桁の架設はトラッククレーンベント工法（橋上クローラクレーン搭載）により各橋台より支間中央へ向けて同時に架設を開始し、中央にて閉合した。

この際、接合部は現場溶接継手以外の一部ウェブ・フランジとエレクションピースをボルトで仮連結をしつつ架設を行った。

また鋼床版部分に縦桁等がないので、上下が一体となるようトラス形式の形状保持材を取り付け、上下一体ブロックで架設して工程の短縮を計った。

閉合後、補剛桁と鋼床版の溶接を行い、ベントの半分を撤去した。杭の撤去においては、一旦鋼床版の一部を撤去しその間からバイブル+ウォタージェット設備を配し、杭抜き完了後再び鋼床版を架設した。補剛桁架設フローチャートを図-5 に、補剛桁架設計画図を図-6 に示した。

(5) アーチリブの架設

アーチリブの架設は補剛桁の溶接と補剛桁受ベントの一部撤去後に、360 t H C と100 t H C を橋上搭載して、各橋台より中央へ向かって逐次ベント上に架設した。

アーチリブは下フランジが2軸方向に大きく勾配がついているため、予め工場にてベント受用の架台を取り付けておいた。また、現場継手部が全断面溶接となっているので、架設時と溶接時の桁形状確保のため、エレクションピースを工場にて取り付けておき、これにて各ブロックを連結した。（エレクションピースは溶接時のエンドタブ兼用とした）

アーチリブ閉合後キャンバー測定を行い、全断面溶接を行ったが、溶接熱収縮による応力緩和を行なうため、予め上げ越し架設をしておいたアーチリブ部を2回程ジャッキダウンを行った。

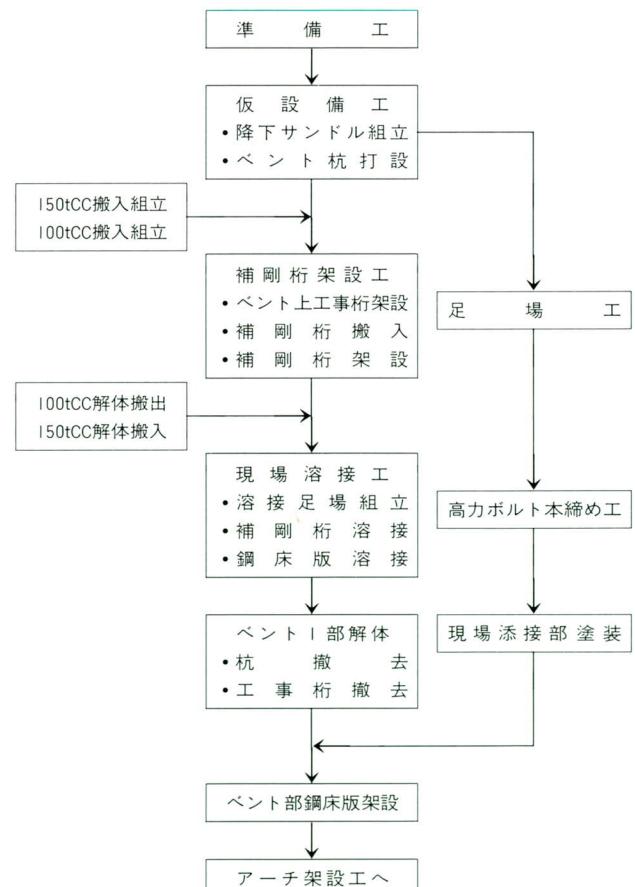


図-5 補剛桁架設フローチャート

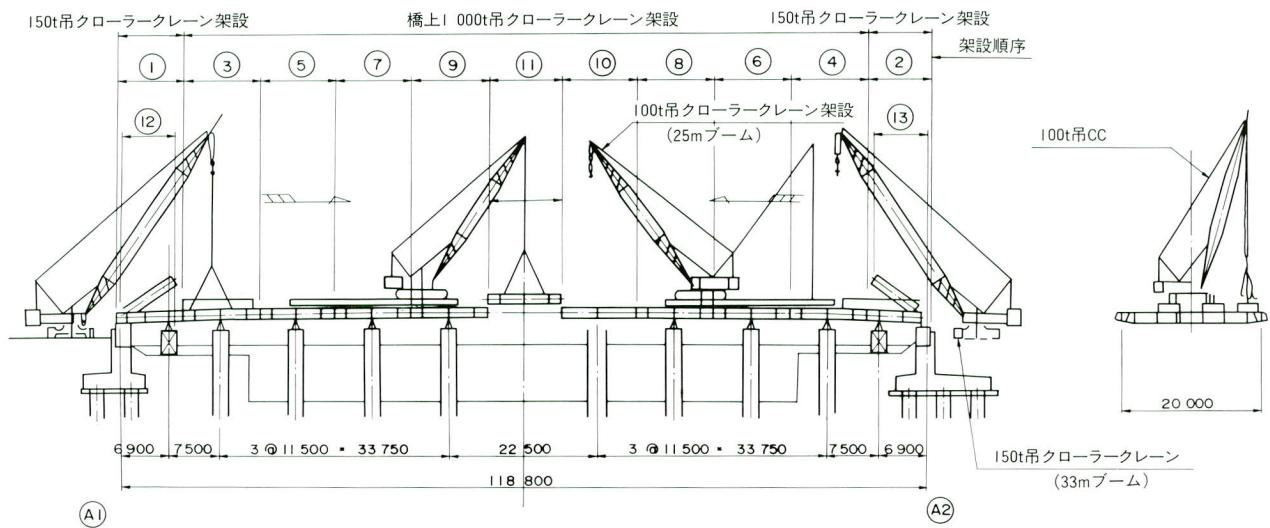


図-6 補剛桁架設計画図

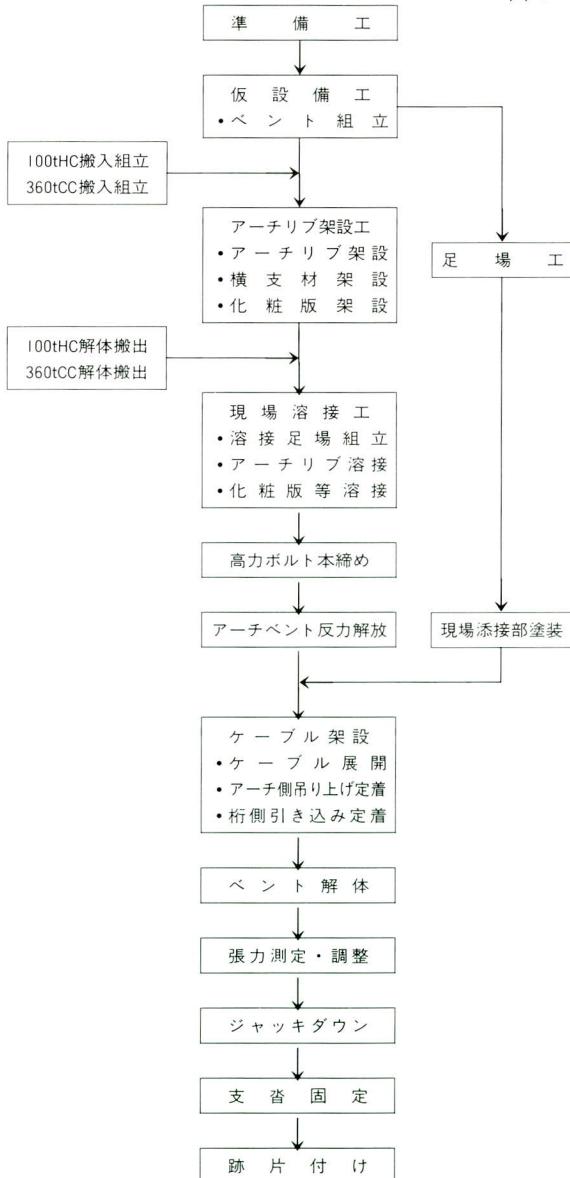


図-7 アーチリブ架設フローチャート

溶接完了後、ケーブルを架設した。ケーブルは橋上で展開後クレーン等にてアーチリブ方、補剛桁方の順序にて定着した。この後、一旦支点支持状態にしてケーブル張力の測定を行った。測定は引込みに使用した油圧ジャッキにより実施し、電算上のシミュレーション値と比較調整した。アーチリブ架設フローチャートを図-7に、アーチリブの架設計画図を図-8に示した。写真-1にアーチリブの架設状況をまた写真-2にケーブル架設の状況を示した。

(6) 現場全断面溶接の施工

本橋のアーチリブの溶接は実物大のパイロットメンバーによる溶接施工試験結果に基づき現場溶接施工を行った。現場溶接位置ならびに溶接方法を図-9に示す。アーチリブの全断面溶接は断面形状が菱型変断面で材質SM490Y、板厚16~32mmであり、断面寸法も小さいため内面からの溶接が作業空間上および安全上問題があり、全て外側からの全姿勢片面裏波溶接を採用した。また、アーチリブの現場溶接継手は最大22mの高所にあり、作業スペースおよび安全作業の確保等が厳しい条件が架せられた。

写真-3にアーチリブ現場全断面溶接風防設備の設置状況を、写真-4にはアーチリブ下フランジの上向片面裏波自動溶接の状況を示した。

現場溶接施工試験については製作編において説明する。

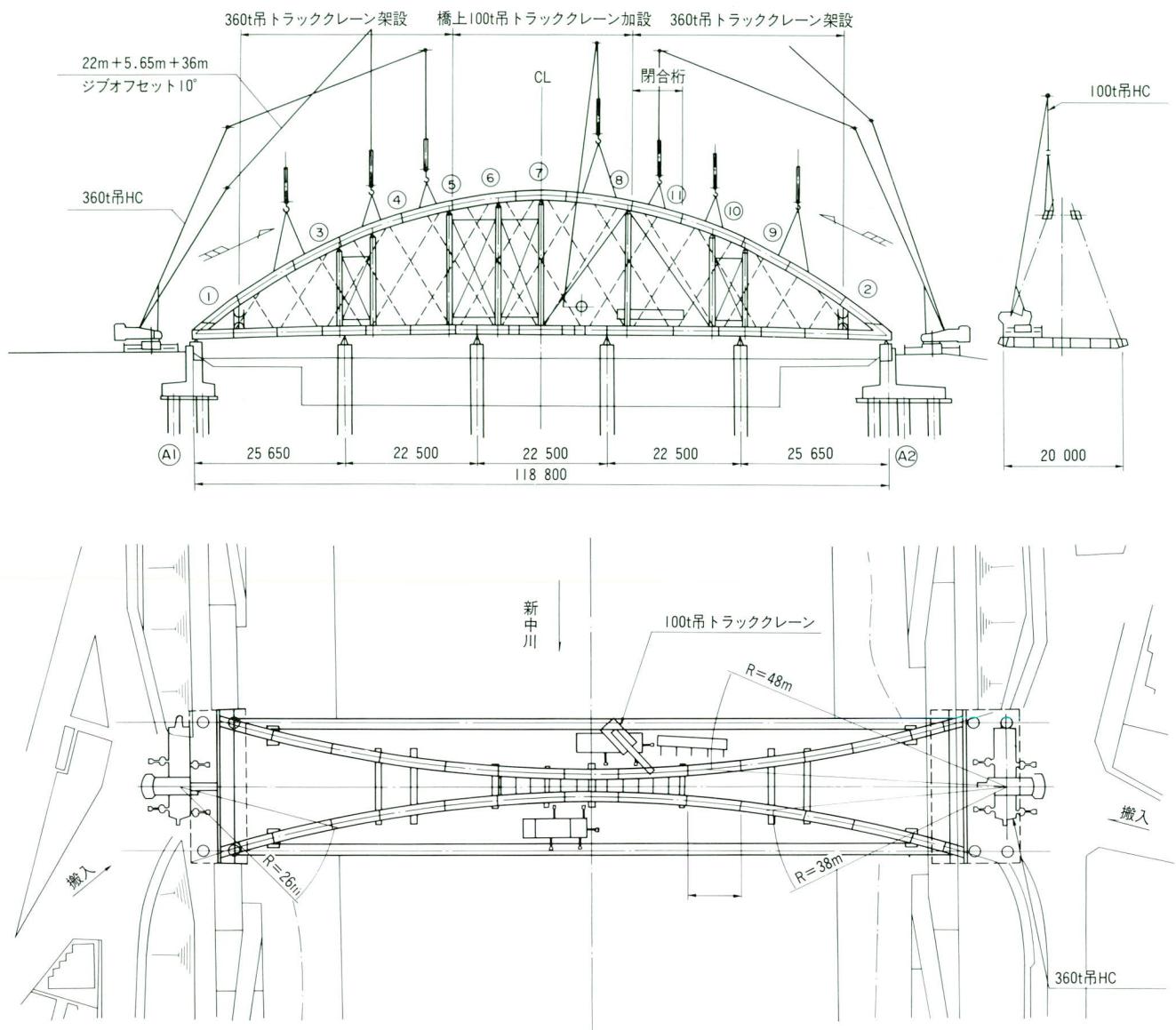


図-8 アーチリブ架設計画図

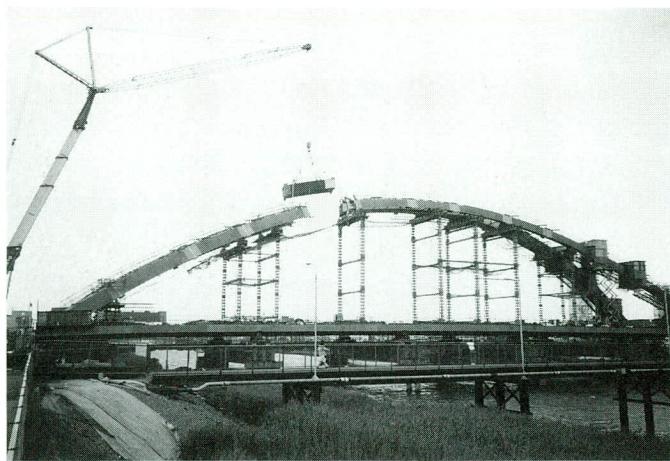


写真-1 アーチリブ架設状況

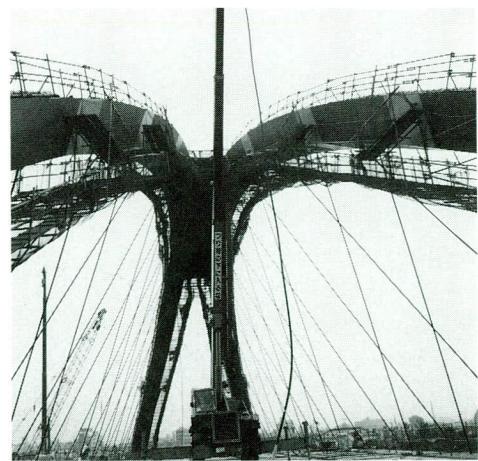
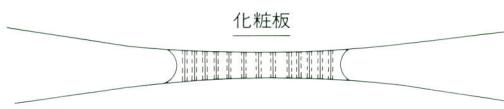
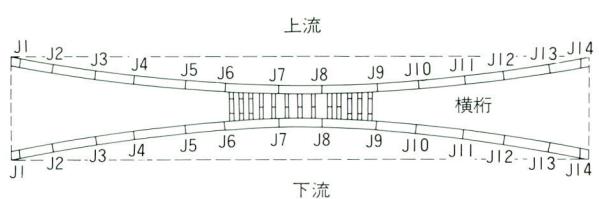
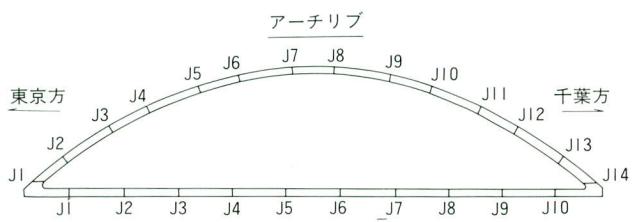
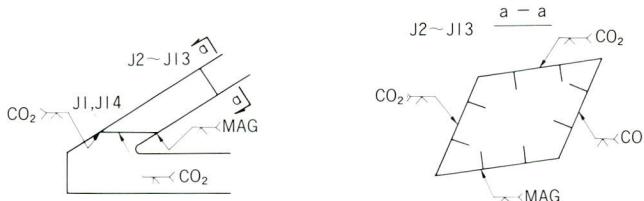


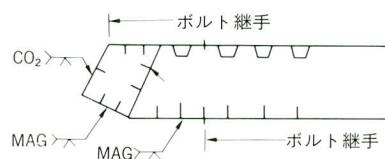
写真-2 ケーブル架設状況



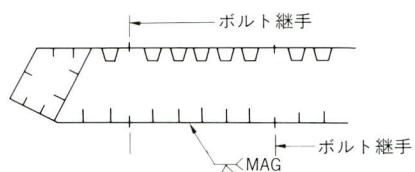
アーチリブ詳細図



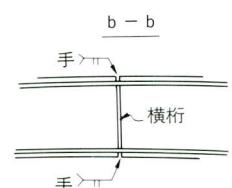
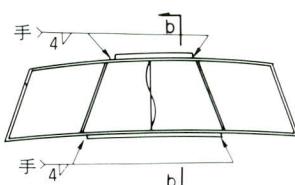
補剛材詳細図



鋼床版詳細図



化粧板詳細図



CO₂ : CO₂自動溶接
MAG : MAG自動溶接
手 : 被覆アーク溶接

図-9 現場溶接位置図



写真-3 現場溶接の風防施設の状況



写真-4 アーチリブ下フランジの上向片面裏波自動溶接

5. 現場溶接継手の自動超音波探傷試験

(1) 自動超音波探傷試験採用の目的

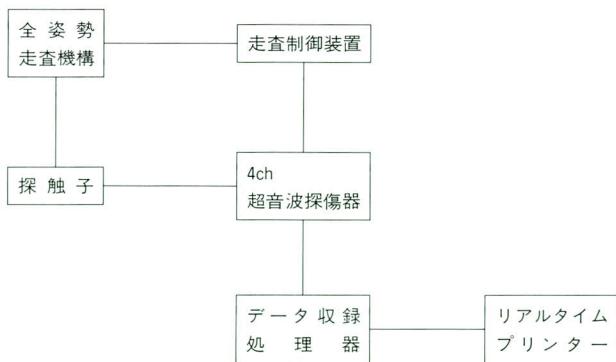
現場溶接継手の非破壊検査として自動超音波探傷試験を採用したのは下記の理由による。

- ① アーチリブ等の全断面溶接継手は非常に高所にあり、継手位置も断続的に存在し、重量のあるX線発生装置を持ち運びするのは危険であり、かつ部材断面が小さいため箱外からのX線撮影となり、X線発生装置を全姿勢にポジショニングするのも容易ではない。自動超音波探傷試験の場合、軽いレールと探触子をつけた走査機構を搭載した走行台車を持ち運びまたは取り付けを行えば良い。
- ② 探傷結果がリアルタイムに得られる。また万一欠陥のあった場合、欠陥の3次元座標で表示されるので手直しが合理的に出来る。
- ③ 放射線透過試験の場合放射線障害を避けるため、立ち入り禁止の管理区域を設けることが必要であり、撮影近傍での作業が出来ない。また足場移動での撮影個所の通過が出来なくなる。
- ④ 放射線透過試験が不可能な角継手部の探傷も可能である。

(2) 自動超音波探傷試験装置の概要

1) 装置の構成

今回採用した全断面溶接継手の自動超音波探傷検査システムはαUT-2システムであり、全姿勢で探傷することができる。検査装置の構成を図-10に示す。



2) 各構成部の説明

① 走査機構

探触子を機械的に反復動作させるための駆動機構であり機構概略図を図-11に示したモータとロータリエンコーダの組合せで動作する。溶接線に平行に設置したX軸およびこれに直交するY軸の2軸制御である。X軸のレールはマグネットで吸着設置する。

② 走査制御装置

走査機構部を一定のパターン（縦方向走査）で制御する部分で内蔵のコンピュータにより動作している。探触子の走査位置を1mmの制度で制御でき、XYに位置情報はデータ収録・処理器に送られ、自動記録される。

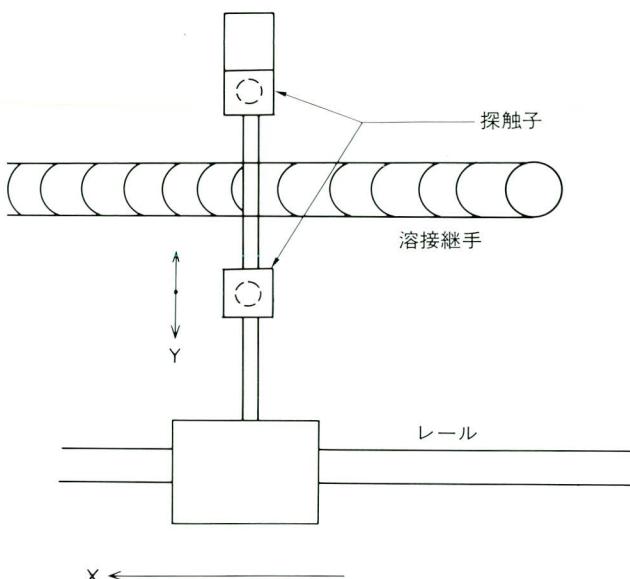


図-11 走査機構

③ 超音波探傷器

一つの溶接線を両側から検査するために必要な2個の探触子を同時に使用できる2チャンネル探傷器である。検出範囲のレベルを設定でき、超音波の減衰を補正する機能(DAC)を備えている。検出された超音波信号(エコー)はデジタル化され、反射原までの距離とともに、データ収録・処理器に送られる。その他、自動走査の際の探触子の接触状況確認用(カップリング)として超音波探傷送受信回路を2組装備している。

④ データ収録・処理器

小形パソコンに位置データとエコードデータを収録する。データ処理の全ての機能はソフトウェア(プログラム)

で構成されており、柔軟なデータ処理が可能である。自動走査中に得られたデータ（エコーおよび位置）はその都度、減衰補正を行い、設定された検査範囲のデータであることを確認する。確認されると反射原の位置をグラフィック表示し、同時にリアルタイムプリンタで出力する。同時に後の評価と保存のために内蔵の固定ディスクに収録される。

収録機能の中には、検査範囲の設定機能、妨害エコー（余盛ビード等からの反射エコー）除去機能も装備されており、検査の高速化を促進している。

(3) 自動超音波探傷検査方法

実橋部材の溶接継手を超音波探傷検査を行っている状況を写真-5に示した。図-12に探傷走査パターンを示した。標準探傷時のX方向走査間隔は5 mmであるが、欠陥を検出すると精密探傷に移り、走査間隔は1 mmとなる。

探傷条件を下記に示す。

探傷範囲：継手両側同時探傷法 0～1.0スキップ

探傷姿勢：全姿勢

探触子：探傷用：5Z10×10 A70（ギャップ法）

カップリング用：7 N

探傷感度：STB-A 2 縦孔 ($\phi 4 \text{ mm} \times 4 \text{ mm}$)

検出レベル：L検出レベル しきい値：L線

(4) 検査記録および判定

高所にある実橋の溶接継手には軽量なレールと走査装置をつけた走行台車を持込み、安全な床版上に超音波

探傷器、制御器、データ収録、処理器およびプリンタ等を設置して、走査機構と有線ケーブルで結ばれる。

床版上ではスタッフ、走査装置より送られてくるデータを処理しCRT上のリアルタイム検査レポートによって判定を行い、必要に応じて携帯無線等で手直し支持等を与える。検査記録は画像化表示と検査データリストによりなる。

画像表示にはA、B、Cスコープ表示の3つがある。

① Cスコープ表示：エコードデータを検査している面の方向から平面的に表示した像をCスコープという。このCスコープは放射線透過試験のフィルムと同じ表現方法である。

② Bスコープ表示：溶接継手方向の縦断面および横断面的にみた断面画像をBスコープという。このBスコープは継手を縦断面的にみた側面像をサイドB（SB）スコープ、継手を横断面的にみた断面像をフロントB（FB）スコープという。



写真-5 自動超音波探傷の状況

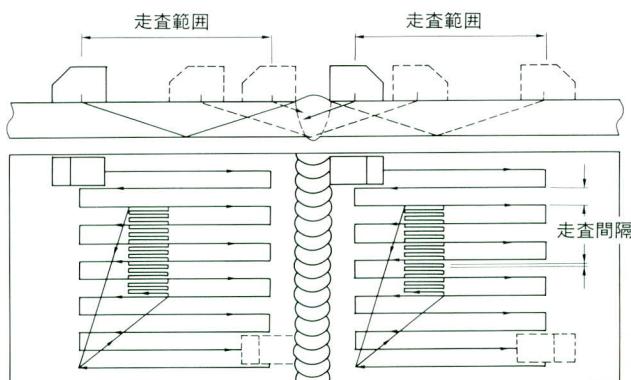


図-12 探傷走査パターン

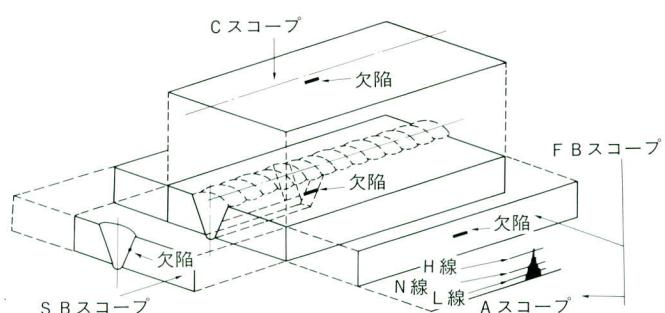


図-13 画像処理と各表示方法

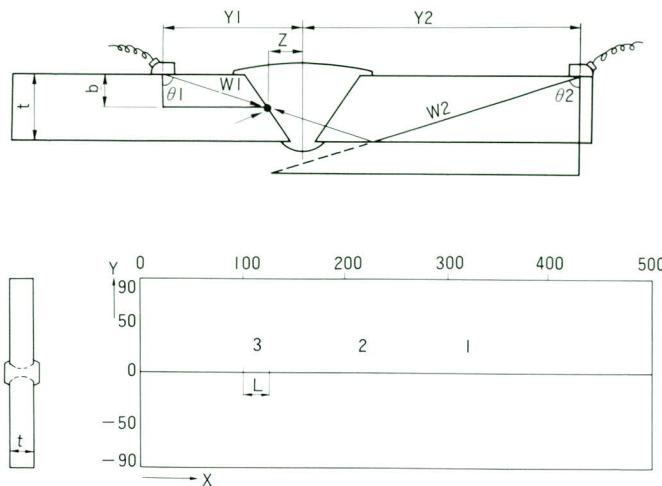


図-14 検査成績書の例

③ Aスコープ表示：超音波探傷器のC R T上に得られる反射エコー高さ分布をAスコープと表現しているが、最近はエコー高さ分布画像もAスコープと呼んでいる。

以上の3種類の画像表示方法を図-13に示した。CとBスコープで欠陥が3次元的に識別でき、Aスコープによって欠陥の指示長さが得られる。これらの画像はリアルタイムに出力されるのでリアルタイム検査レポートと称している。

最終的な検査成績書の作成は、収録されたデータを基に事務所に設置したパソコンで処理される。検査成績書の例を図-14に示した。

(5) 自動音波探傷検査結果

補剛桁およびアーチリブの溶接継手の上下フランジお

表-1 自動超音波探傷検査結果

部材名	継手部位	溶接方法	基本探傷結果(単位数)					補修後探傷結果	
			Ⅰ級	Ⅱ級	Ⅲ級	Ⅳ級	割合%	Ⅰ級	Ⅱ級
補剛桁	下フランジ	上向MAG溶接	132	0	6	2	94	7	1
	ウェブ	立向CO ₂ 溶接	58	0	2	0	97	2	0
鋼床版	下フランジ	上向MAG溶接	211	6	0	7	97	7	0
アーチリブ	上フランジ	下向CO ₂ 溶接	90	8	7	7	88	14	0
	下フランジ	上向MAG溶接	99	7	3	3	95	6	0
	ウェブ	立向CO ₂ 溶接	217	11	5	15	92	20	0

よりウェブ毎に溶接長500mmを超音波探傷1単位とし、溶接継手の超音波探傷検査結果を表-1に示した。

6. あとがき

以上、辰巳新橋の設計と現場施工について概要を述べた。

本橋は、景観を重視した橋であり、その形状の複雑さより非常に難しい工事であったが、平成6年1月に無事竣工することができた。

最後に本橋の設計、施工に際し、ご指導いただいた東京大学篠原教授・東京工業大学三木教授をはじめ、江戸川区役所土木部の方々に感謝の意を表します。

1994.6.25受付

曲面部材断面を持つニールセン橋(辰巳新橋)の製作

Manufacturing Members of Nielsen System Bridge with Curved Member Cross Section (Tatsumi-Shimbashi Bridge)

成 宮 隆 雄* 沢 季 彦** 森 下 統 一*** 引 間 隆****
 Takao NARUMIYA Suehiko SAWA Touichi MORISHITA Takashi HIKIMA

Summary

The Tatsumi-Shimbashi Bridge is a Nielsen system bridge of basket handle type. Remarkable characteristics of its members are : the section of the arch rib is rhomboid ; the upper flange is curved and in torsion toward the bridge axis ; only field welded joints were used on the exposed portion of the arch rib ; and field welded joints were used on the outside web of the stiffening girder and the lower flange.

Pilot members were produced experimentally for this bridge and the results of tests on the pilot members were reflected in the construction of the actual bridge.

This paper reports on the manufacturing and assembly methods, with pilot member, of the right and left members of the arch crown, and also tests of field welding.

1. まえがき

辰巳新橋は「新中川橋梁整備計画」の上流域でのシンボル橋としてランドマークとなる景観重視のバスケットハンドルタイプのニールセンローゼ橋であり、景観設計の概要是「設計と架設」編で記述した通りである。

本橋の製作部材の製作上の特徴はアーチリブまたは補剛桁下弦材のウェブを同一平面上に保つため部材形状が菱型であることおよびアーチリブを含めて外部から見える個所は全て溶接であることである。特に、アーフリブが球状に橋上内部空間を包み込む景観をコンセプトとしており、フランジの形状は曲面化されている。従って、アーチリブの製作部材は橋軸方向にも、橋軸直角方向に

も曲面形状をもつ非常に複雑な断面形状の部材となり、3次元的曲げ加工も必要となり、精度維持も難しい製作となる。そこで、パイロット部材を試作し、加工法、製作手順等十分検討し、製作に反映させることとした。

本報ではパイロット部材の試作によって得られた製作上の特異点および留意点を中心に報告する。

2. アーチリブ部材の形状および現場溶接継手の設計

辰巳新橋の平面図、側面図および断面図は「設計と施工」編に示したが、図-1にアーチリブクラウン部の部材断面図を示す。

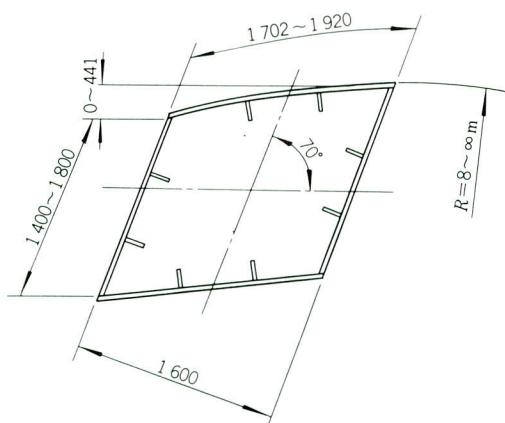
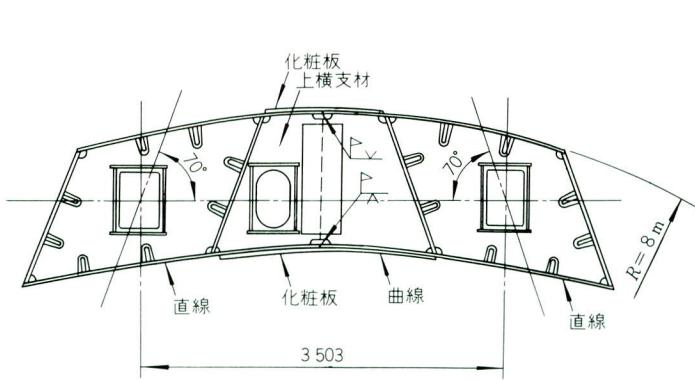


図-1 アーチリブクラウン部の断面

* 技術本部品質保証部長

** 千葉工場 製造部工場長付部長

*** 千葉工場製造部生産技術課長

**** 技術本部第一設計部設計第一課課長代理

アーチリブ部材のウエブは完成時に鉛直に対して 20° の同一平面上にあり、ウエブ間隔は一定で、上フランジは橋軸直角方向に対して曲面上にあり、その曲率は橋軸方向に対して $R = 8\text{ m} \sim \infty$ まで刻々と変化する。従ってアーチリブ部材の内外ウエブの天端位置の高さが変化していくため、ウエブとフランジのなす角度も刻々と変化してフランジは捩じっていく複雑な部材形状となる。

アーチリブの全断面現場溶接継手、補剛桁下弦材の外ウエブおよび下フランジ、および鋼床版の現場溶接継手の位置は「設計と架設」編の図-9に示した。箱形状部材の寸法が小さく、菱型断面でかつ景観重視のため、ハンドホール、排煙口等が明けられないため溶接は全て外側から行うこととした。従って溶接姿勢はさまざまな角度を有する全姿勢となり、それに対応できる自動溶接法を採用した。

3. アーチリブのパイロットメンバーの製作

前述したように本橋のアーチリブ部材は、かつて経験したことのない複雑な形状であり、上フランジの捩じれの入った曲面曲げの精度により部材精度と景観上の形状が決まること、アーチリブおよび補剛桁下弦材の一部が現場溶接であり溶接収縮によるキャンバー、通り等の形状管理にどう対応するかが重要な課題であった。そこで、これらの課題の解決と事前の製作上および景観上の問題点の抽出とその対応を行うため、最も曲面形状の大きいアーチクラウン部のパイロットメンバーを製作し、併せて全断面溶接施工を行い、高所、狭隘足場での溶接施工性、溶接収縮量と変形挙動および溶接品質の確認を行った。

アーチリブパイロットメンバーの製作フローチャートと本部材製作上の留意点を図-2に示した。

一般橋梁部材の加工に比べて特異な工程および留意点を下記に示す。

(1) アーチリブ上フランジの3次元曲げ工程

本橋は側面的にスパンライズ比 $1/5.5$ （ライズ 22 m ）の放物線形状をもつため、アーチリブ部材は橋軸方向に曲率をもち、かつ上フランジは橋軸直角方向にも曲面が付くので、上フランジは予め所定の形状に3次元曲げを行っておくことが必要であった。

パイロットメンバーはアーチリブクラウン部全断面での景観形状の検証という目的もあり、左右2部材製作し

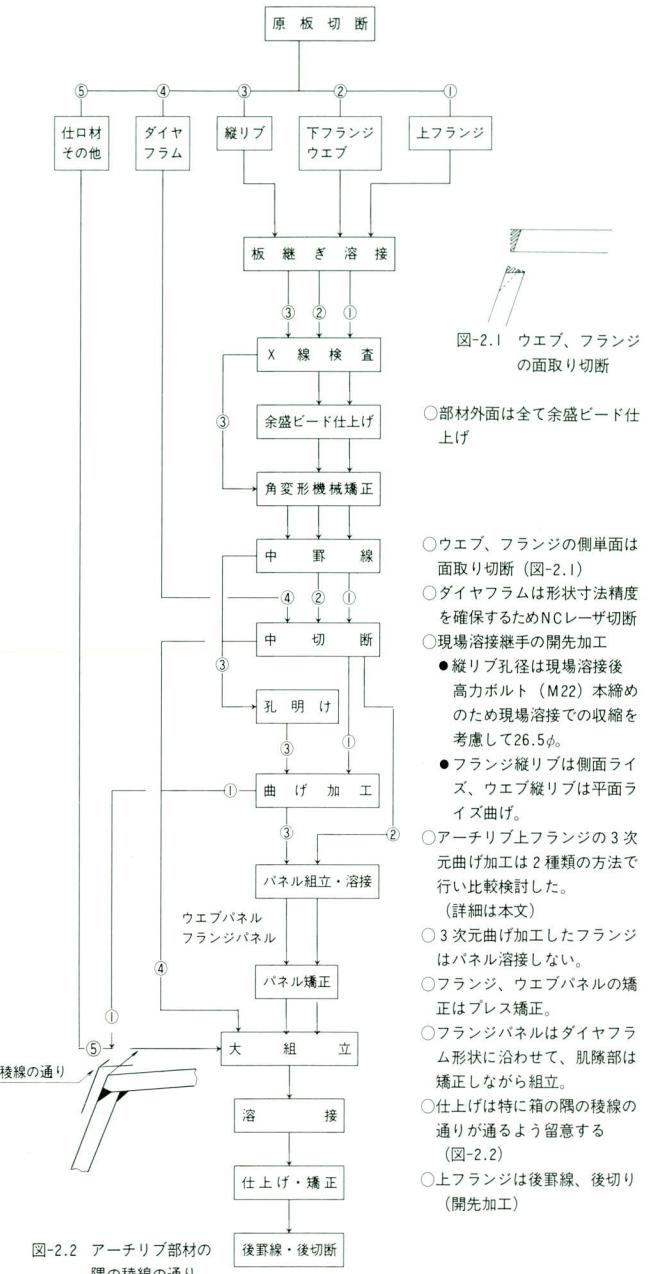


図-2 アーチリブの製作フローチャートと留意点

ている。上フランジの3次元曲げを要所の曲げ形状に合わせた曲げ型を作成し厳密な型曲げを行うと、曲げ型の数が多くなるため膨大な曲げ加工費となる。従って、曲げ角度で確認しながら、橋軸方向のプレス1次曲げと橋軸直角方向の2次曲げの組合せによる通常プレス曲げ加工法と、加熱矯正の併用での3次元曲げ加工の2種類を行い、組立精度および形状上の問題点を抽出しその対応を検討した。

パイロットメンバー2部材のうち、1部材は1次曲げ

(アーチ側面ライズ)としてローラ矯正機で反りをつけ、2次曲げ(断面ライズ)をプレス曲げする方法(3次元プレス曲げ法と称す)とし、他の1部材は上フランジに1次曲げをローラ矯正機で反りをつけ、2次曲げを加熱矯正で行う方法(加熱矯正併用法と称する)により行った。図-3に曲げ加工後のライズ値として、フランジ長さの中央と、断面方向中央の計測値を示す。

1) 3次元プレス曲げ法

橋軸方向にはダイヤフラム位置で5個所、橋軸直角方向5個所(6@270)を曲げ位置および曲げライズ管理位置とした。1次曲げは、橋軸方向(アーチ側面ライズ)とし、ローラ矯正機により規定ライズに相当する反りを付け、次にプレスにて断面方向のライズ曲げを行った。ライズ量の管理はいずれの場合もダイヤフラム位置で行った。

2) 加熱矯正併用法

曲げ位置、曲げ量管理位置および橋軸方向のキャンバラライズのローラ曲げは①と同様であるが、断面方向は加熱矯正により、度型による確認を行いながら曲げ加工を行った。加熱矯正による断面ライズ量は、ほぼ設計値に近い量を付与することができたが、橋軸方向に逆反りが付き、再度加熱矯正での調整が必要であった。曲げ形状は①のプレス曲げより滑らかであった。

(2) アーチリブ部材の組立・溶接

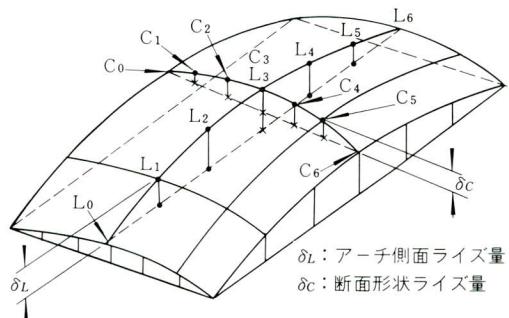
下フランジとウエブに取り付く縦リブは予め所定の側面および平面ライズをプレス曲げで付けておき、パネル組立を行った。パネル組立・溶接を完了後、縦リブ溶接による角変形をプレスで矯正した。その際、下フランジパネルのアーチライズは度型を用いて確認し、必要に応じて修正した。

組立は下記の手順で行った。

- ① 正立組とし、下フランジパネルを所定の組立受台上に設置し、レーザー切断により精密な形状としたダイヤフラムを建て込んだ。
- ② ウエブの横払い込みを行い、ウエブの建て込みを行った。特に下フランジとウエブの稜線(図-2.2)の通りおよび滑らかさに留意した。
- ③ コの字組立完了後、予め3次元曲げ加工した上フランジをかぶせて、ウエブ及びダイヤフラムとの密着度を確認した。著しい隙間のある場合は、加熱矯正で矯正を行った。上フランジのかぶせ形状確認後、予め所定の形状に曲げ加工した縦リブを仮付け溶接

で取りつけた。再度、フランジをかぶせ、上フランジとウエブおよびダイヤフラム等との密着を計るために、治具等を用いた引き込み、押しつけ、および加熱矯正による形状調整を行いながら組立てを行った。予め曲げ加工を行った上フランジとウエブまたはダイヤフラム等の形状一致性は加熱矯正法の方が良好であった。

- ④ 溶接完了後、端部断面形状の矯正と上フランジの罫線を行ない現場溶接継手の開先加工を行った。
- ⑤ 上フランジの3次元曲げ方法の見栄えおよび部材の隅の稜線の通りおよび形状、さらに塗装色の景観的な確認等を目的として、パイロットメンバーを塗装し、地上約20mまで吊り上げ、四方八方からの観察を行った。



(a) 上フランジのアーチライズ測定量

位 置	C0	KC1	KC2	KC3	KC4	KC5	C0
設 計 値	0	28	71	98	71	28	0
①プレス 法	0	31	74	105	75	30	0
②加熱矯正 法	0	20	65	108	60	25	0

(b) 上フランジ断面形状ライズ測定量

位 位 置	L0	KL1	KL2	KL3	KL4	KL5	L0
設 計 値	0	55	56	65	56	55	0
①プレス 法	0	60	64	69	60	60	0
②加熱矯正 法	0	50	55	60	50	43	0

図-3 曲げ加工後の測定結果

4. アーチリブの全断面現場溶接と現場溶接施工試験結果

本橋は景観を重視し、景観的な滑らかさを出すため補剛桁下弦材、アーチリブ部材等の現場接合部は全断面現場溶接を採用した。これらの全断面現場溶接は全て外側からの全姿勢片面裏波自動溶接である。

全断面現場溶接の施工方法と溶接継手品質の確認を行うため、パイロットメンバ一部材を用いた実断面での全姿勢全断面現場溶接の施工試験を行った。パイロットメンバ一部材の部材長 $\frac{1}{3}$ の位置を輪切りにし、縦リブ等を所定のHTボルトにより添接した全断面現場溶接継手を作成した。

図-4にパイロットメンバーを利用した実断面アーチリブ全断面現場溶接施工試験体の概略図を示した。図-5にアーチリブ溶接断面寸法、溶接姿勢、エレクションピースおよび各継手の開先形状等試験継手部の詳細を示した。また、溶接方法および溶接条件を表-1、2に示した。

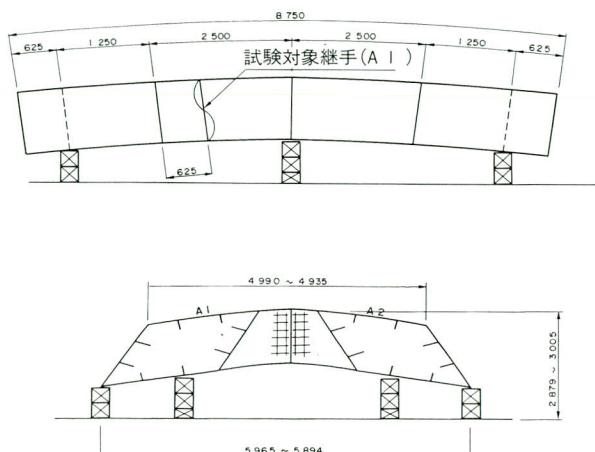


図-4 全断面現場溶接施工試験体の概略図

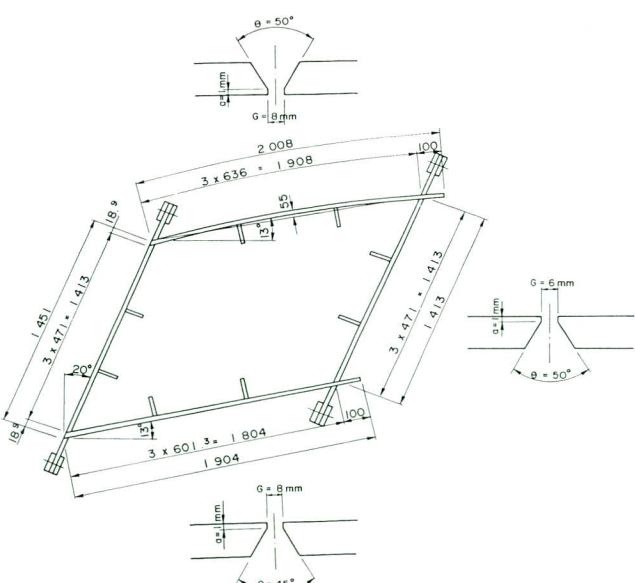


図-5 全断面現場溶接部の断面形状

全断面溶接継手の非破壊検査は現場検査に採用予定の自動超音波探傷試験を用いて全長検査を行った。自動超音波探傷試験の詳細については後述するが、判定基準はJIS Z3060 L検出レベル2級以上を合格とした。全断面溶接継手全長が1級合格であった。

全断面溶接前後の試験体の溶接局部収縮量、部材長の変化、キャンバー変化および溶接局部角変形量等を測定した。

1) 全断面溶接における局部溶接収縮量

溶接はウエブ立向き上進CO₂自動溶接を左右同時にい、ウエブ継手の局部収縮とウエブの溶接によるフランジ継手開先の詰まりを測定した。その後下フランジ、上フランジの順で溶接を行い各溶接継手の溶接局部収縮量を測定した。これらの測定結果を図-6に示した。ウエブの最終変位量は2~2.5mm程度、フランジの最終変位量はウエブ溶接による開先の詰まりも含めて3.5~4.0であり、下フランジの変位の方が平均0.5mm程度大きかった。

2) 溶接による試験体長の変化

全断面溶接継手を含めて試験体長約8.7mに対して溶接前後の試験体長の変化は4隅の平均で-3.2mm(2.5~3.5mm)であった。これは全断面溶接のフランジ継手とウエブ継手溶接変位の平均値程度であった。

表-1 溶接方法および溶接材料

溶接継手	溶接順序	溶接姿勢	溶接方法 (ガスシールドアーク溶接 *2)	適用自動溶接機器	溶接材料	
					ソリッドワイヤ	バッキング
ウエブ	I *1	立向	CO ₂ 片面溶接	PICOMAX-2	SF-I(1.2φ)	SB-4I
下フランジ	2	上向	MAG片面溶接	OH-AUTO	DWA-50(1.2φ)	SB-4I
上フランジ	3	下向	CO ₂ 片面溶接	PICOMAX-2	SF-I(1.2φ)	SB-4I

*1:両ウエブ同時溶接

*2: MAG:(CO₂ガス20%+Arガス80%)の混合ガス

表-2 溶接条件表

溶接継手	溶接姿勢(角度*1)	溶接順序	材質板厚	バス数	溶接条件 (①: 初層条件)		
					電流(A)	電圧(V)	速度(CPm)
ウエブ A	立向 110°	I	SM490 16×16	3	① 170 200	① 26 30	① 6 11~9
		*2			① 170 200	① 26 30	① 5 8~6
ウエブ B	立向 70°	I	SM490 16×16	3	① 170 200	① 15 25~26	① 4 7~18
		*2			① 140 180~ 210	① 15 25~26	① 12 15~20
下フランジ	上向 13°上進	2	SM490Y 16×16	7	① 180 200~ 250	① 32 32~35	① 12 15~20
		3			① 180 200~ 250	① 32 32~35	① 12 15~20
上フランジ							



上進: 登り勾配溶接

*2: 同時溶接施工

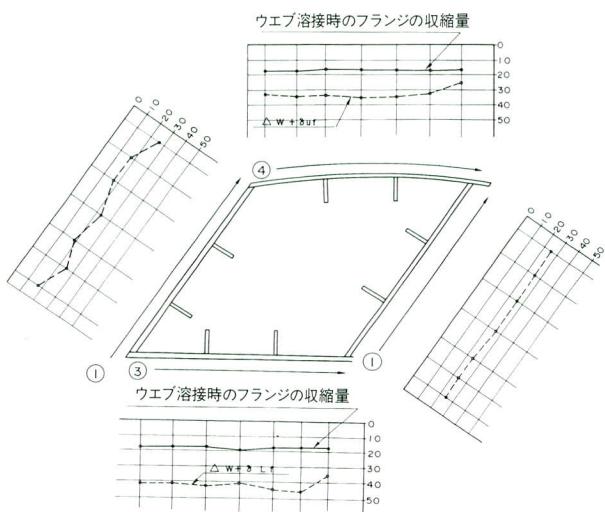


図-6 各溶接継手の溶接局部収縮量

実橋架設時の継手の拘束状態は試験体と比べて、構造的な拘束が大きいため、溶接収縮を主体とした溶接変位はこれほど大きくはならないと考え、実橋の部材長は全断面溶接による収縮量として、全断面継手1ジョイント当たり2mmの伸ばしを入れた。

3) 全断面溶接による試験体の曲がり量

試験体の全断面溶接後の平面方向（通り）および上下方向（キャンバー）の曲がり量を測定した。平面および上下曲がりとも、溶接前後ピアノ線を4隅に張り部材との距離を測定した。いずれも、変化量は±1mm以内であり、ウエブ両側同時溶接を先に行うことにより、全断面溶接による通り、キャンバー等の変形は特に配慮する必要が無いことが分かった。

4) 溶接継手部の局部的面外変形

道路橋示方書の精度基準によると、板の平坦度の許容値はフランジでW(幅)/150、ウエブでh(高さ)/250であり、これを本橋に適用すると、フランジ12mm、ウエブ6mmである。景観を重視した本橋では現場溶接継手が全て片面裏波溶接であり、溶接継手の局部的面外変形が景観上の阻害要因となることに憂慮した。測定結果によると面外変形は橋軸方向および橋軸直角方向ともウエブが最大値2mm、フランジが最大値4mmであり、許容値の1/3程度であった。なお、面外変形は部材断面中央で最大となっているが橋軸方向の変形では溶接継手の前後のダイヤフラムから徐々に変形しており、余盛りビード仕上げ後の目視検査の結果でも特に目立つものではなかった。

この程度の面外変形なら景観的にも阻害感はないと考えた。

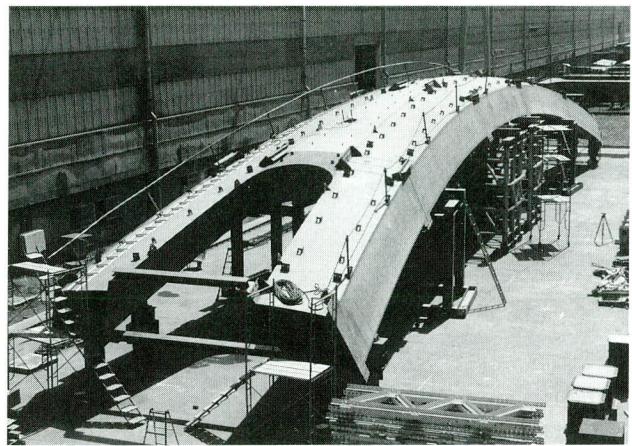


写真-1 アーチクラウン部の立体仮組立

5. 事前検討項目と実橋への反映

(1) パイロットメンバー製作結果の実橋への反映事項

- ① アーチリブ断面形状が菱型であり、鋭角部分のかど継手およびフランジとダイヤフラムとのすみ肉溶接は溶接施工が困難なため、スカラップ形状の変更および縦リブ位置の変更、またクラウン部化粧板の取り付け方法の変更等、パイロットメンバー製作施工を通して施工上の問題点を抽出し、ディテールの設計変更を行った。
- ② 上フランジの3次元曲げをプレス法と加熱矯正併用法で行い、完成部材を塗装し、地上20mに吊り上げ、景観的観察試験を行ったが、景観的にはいずれの方法でも大差がないことが分かった。
前述したように、加熱併用法の方が曲げ外観は滑らかであるが、加熱矯正は個人技量に頼るところが多く、また再現性に難があり手間がかかる。いずれの場合でも組立時に加熱矯正による若干の修正が必要であり、機械的に行えるプレスによる3次元曲げ加工を採用した。
- ③ 菱型部材形状のため、幅切断時にフランジの面取り（斜め切り）およびウエブ開先加工前の面取り切断を行い、組立精度の向上と部材の隅の棱線の通りおよび形状確保を計ることとした。
- ④ 現場全断面溶接ジョイント部の上フランジ形状は溶接完成後に必要に応じて、加熱矯正を行うためガバリ（形状型）を作成しておくこととした。
- ⑤ 仮組立は補剛桁と鋼床版の一体仮組立、アーチリブの平面仮組立およびアーチリブクラウン部の

立体仮組立に分けて行った。補剛桁とアーチリブの接合部は仮組立重複部材を設け、数値シミュレーションにより取合い精度確認を行った。**写真一**にアーチリブクラウン部の立体仮組立状況を示した。

(2) 現場全断面溶接施工試験結果の実橋架設への反映

- ① 試験体による全断面溶接結果によると、今回計画した溶接方法では断面的に一様な溶接収縮のみを考慮すれば良いことが分かった。部材長は予め1ジョイント2mmの伸びを入れて製作した。
- ② 補剛桁および鋼床版は先架設を行い、現場溶接および高力ボルトの締めつけを完了後、アーチリブの架設を行う。アーチリブは現場溶接収縮を加味した伸ばしにより全長で28mm(14@2mm)伸びているためその分アーチリブは上げ越して架設する。
- ③ 現場溶接は両端より中央に向かって順次行ったが、溶接収縮による応力緩和のため、途中2回にわたりベント部でのジャッキダウンを行うことと

した。

6. あとがき

本橋はバスケットハンドル型のニールセンローゼ橋である。本橋のアーチリブの断面が菱形となり、フランジとウエブのなす角度が変化し、上フランジの一辺が曲面となる形状である。当社においては初めての断面形状を持つアーチリブで加工法、組立順序等いくつもの難問をかかえた部材製作であった。そのため、パイロット部材を試作して各問題点を検討し、実橋に反映させて製作を行なった。

本橋はすでに竣工し供用されており、江戸川区の新中川上流域のランドマークとなっている。本橋の製作にあたり、終始御指導、御鞭撻をいただきました江戸川区役所、東工大の三木教授、東大の篠原教授ならびに関係各位に紙上を借りまして謝意を表します。

1994.6.25受付

グラビア写真説明

名港中央大橋

本工事は第二東名・名神、名古屋環状2号線、東海環状自動車道を結ぶ伊勢湾岸道路の中核をなす名港三大橋のメイン橋梁である。

当初は吊橋として計画されていたが、工期、工費等の問題により、昭和60年に斜張橋として決定したが、中央に内港航路が設けられており、1日400隻余りの船舶の航行と航路を挟んで立地する9号地や金城埠頭に200mを超える大型船が離着桟する関係から290+590+290mというスパン割りになり、世界的な規模の斜張橋となった。

長大斜張橋は風との戦いとなるが、本工事では、様々な風洞実験により、主塔においては有害な発散振動の発生を防ぐ為に八角形断面として、主桁についても偏平多室断面形式でフェアリングを有する流線型断面となっている。また塔と主桁はケーブルを用いて弾性固定することにより、地震力の低減と主桁の橋軸方向変位を抑制している。このケーブルを利用した弾性固定方式を名港ケーブルダンパーシステム(MCD)と呼んでいる。これらを採用したことにより、製作においても、切断精度を高めるほか断面寸法の確保に最心の注意がはらわれた。

架設については、主塔基部、下層柱、下段水平梁をFCによる大ブロック架設をし、斜ベントを設け主桁の大ブロック架設、塔上部は110tタワークレーンによる単材架設を行った。

現場作業ではFCによる大ブロック架設が真冬で風の影響を受け、主塔の現場溶接では酷暑の中で行うなど、苦労の連続であったように聞いている。

現在、平成9年度を目標に工事進捗中であるが、供用時には東・西大橋と名古屋港の三大橋として注目されることであろう。

(加藤)

景観を考慮した曲面部材の数値化

Evaluation of a Bridge with Complicatedly Curved Surfaces

鬼頭省吾* 萩原勝世** 蒲山泰明***
Shohgo KITOH *Katsuse HAGIWARA* *Yasuaki KABAYAMA*

Summary

Some bridges with complicated shapes, which had been designed considering vision of viewers and passerby, have recently been constructed. Whatever the shapes are complicated, each component is made of plane plate. Numerical data of each component shall be generated for NC machine.

This paper reports a computer system for generating numerical data.

1. まえがき

最近になって、鋼橋の分野でも機能とか経済性といったことだけでなく、橋を見たり利用したりする人の心に何かを訴えるような形、デザインがより重視された橋梁が多く建設されるようになってきた。従来からも架橋地点の景観を考慮して構造形式が決定されているが、構成部材の断面はおおむね矩形かI形が採用されている。一方、デザインが重視された設計では、断面形状に曲線が採り入れられかつ断面寸法が部材長手方向に変化するような部材となることが多い。

部材の形状がどのようなものであっても、部材は鋼板部品を集成して造られるので、製作にあたってはすべての部品について平面に展開した形状と寸法を求める必要がある。展開の難易は部材形状によって異なり、一般的には曲線が多い程難しくなる。当社でもひと昔前までは原寸床上に実寸図を描き、図解法によって展開していたが、現在は電算で処理している。電算で処理するためには所要点の座標値を求めておかなければならない。

ここでは、辰巳新橋のアーチリブを例にして、デザイン重視の設計をどのように数値化しているかを紹介するものである。

2. 座標計算

(1) 計算システム

当社で現在稼働している製作情報処理システムは、大別すればMIPSONとGIMSである。前者はRC床版でかつ腹板が鉛直の鉄桁および箱桁専用システムであり、後者はその他の鋼床版やアーチ形式に適用される汎用システムである。鋼床版ニールセン形式である辰巳新橋にはGIMSを適用した。

GIMSの概要是前報¹⁾で報告したが、現在も改良や機能の補充を続けている。座標計算は本システムの最も上流に位置する部分であり、図-1に示すように設計における線形計算の出力である線形座標ファイルにもとづいて、製作に必要なポイントを補充した構造座標ファイルおよび全ポイントのキャンバー値を含む製作座標ファイルを生成する。製作座標ファイルはレコード数が膨大であり、かつ展開システムを初めとする下流のシステムから何度もアクセスされるので、直接編成ファイルとしている。

(2) 座標値が必要なポイント

GIMSシステムの中で最も労力を要するのは、必要なポイントを補充して構造座標ファイルを作成することである。設計における線形計算で座標値が与えられる点は、一般的には桁橋であれば主桁中心と腹板上縁、アーチで

* 千葉工場生産設計部次長

*** 千葉工場生産設計部生産情報課係長

** 千葉工場生産設計部生産情報課課長

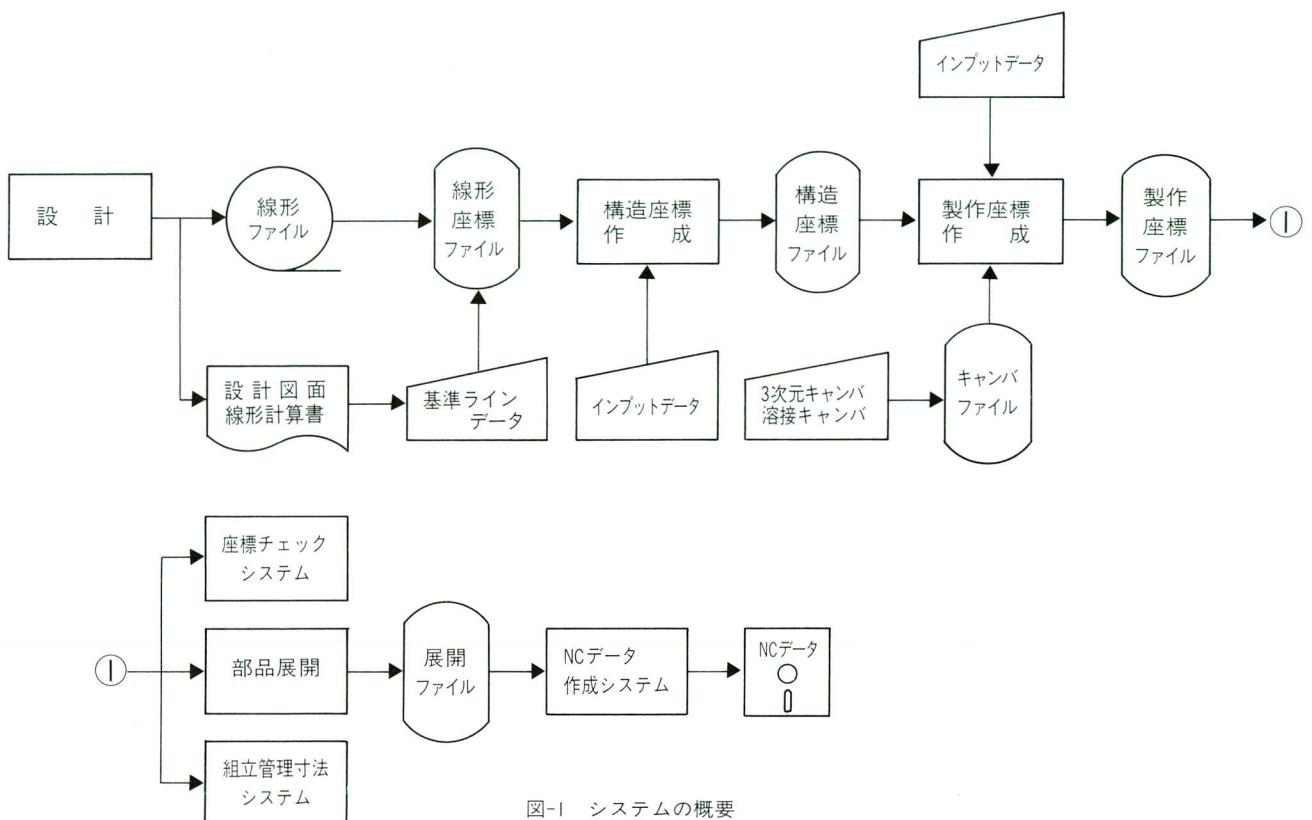


図-1 システムの概要

あればアーチ軸心の各格点位置だけである。製作にあたってはこれにもとづいて下記のような点の座標値を求める必要がある。

(a) 部材軸方向のライン

- フランジ、腹板の縁端
- 縦リブ、水平補剛材の中心線
- 縦継ぎ線、ナックルライン
- 断面に曲線がある場合は、多角形近似曲線をなすための補助ライン

(b) 部材軸に直角方向の横断線

- ダイアフラム、垂直補剛材位置
- 板継ぎ、現場継手およびナックル点
- 曲率半径が小さい平面曲線、縦断曲線の場合は、多角形近似曲線をなすための補助点

辰巳新橋のアーチ部材については、設計図で座標が与えられたアーチ軸心を基準ラインとして、図-2に示すラインを補充した。

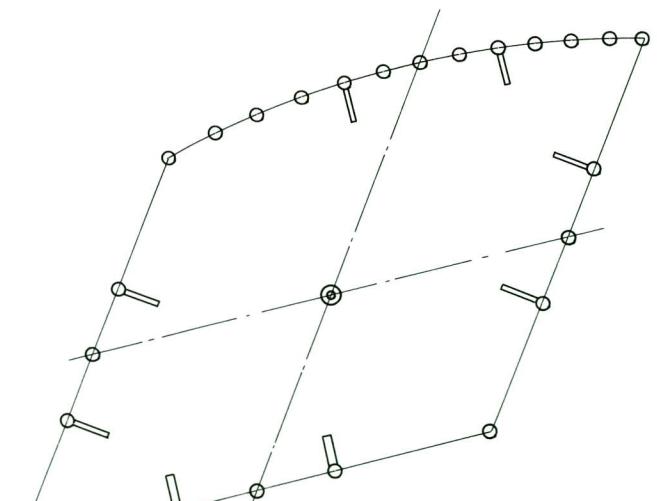
(3) 座標の計算方法

補充ラインの設定方法としては、既存ラインを基準ラインにとりそれとの関係を入力する方法を採っている。

平面座標、縦断座標について各々数種類の計算方法を組

み合わせてパターン化している（参考文献¹⁾）。

辰巳新橋の中でも下弦材部分は鋼床版多室箱桁であったので既存の計算メニューで処理が可能であったが、アーチ部分は特異な形状であり、かなりの工夫を要した。以下ではアーチ部分に的を絞って述べることとする。



○；設計図面で座標が与えられたライン
○；製作時に補充したライン

図-2 製作に必要なラインの補充

(a) 線形要素

辰巳新橋アーチ部の座標計算をするにあたっての線形要素は次のようにある（図-3、図-4）。

- ① 軸心線は2次放物線である。
- ② 腹板高は、アーチクラウンにおける $H_w = 1400\text{mm}$ から下弦材との接合部直上のダイアフラムにおける $H_w = 1800\text{mm}$ まで、アーチ軸心線に沿って直線変化する。
- ③ 腹板間隔は $B = 1600\text{mm}$ 一定
- ④ 断面形状の定義方法（図-4）
 - アーチクラウンにおいてアーチ軸心2点を通り、ライズが200mmなる円を設定する。この円と内外腹板面の交点の高低差を Δh とする。
 - 内外腹板の高低差 Δh はアーチ軸心線に沿って直線的に減少し、下弦材との接合部直上のダイアフラムにおいて $\Delta h = 0$ とする。
 - アーチ軸心線の法平面上において、腹板高低差 Δh で中心がX-Z面上にある円を定義し、この円と腹板面との交点の点列を腹板中心線とする。
 - 上フランジは上記で定義した円を平行移動した円弧、下フランジは腹板下縁を結ぶ直線とする。
 - 横支材の腹板上下縁はアーチリブのフランジにすりつく2次放物線とする。

(b) 計算手順

- ① アーチ軸心線上のポイントを補充

設計図面で与えられたケーブル定着部の座標値からスプラインを設定し、2.(2)(b)に述べた点の座標値を求めた。アーチでは曲線を多角形で近似し得るポイント間隔は一般的に500mm程度のようである。1mまで広げると折線であることがやや目につくことが多い。

- ② 腹板高を計算

補充された点を含む全点についてアーチ軸心線に沿う曲線長を求め、比例計算により各点の腹板高を計算する。

- ③ 内外腹板の高低差を計算

最初にアーチクラウンにおける円を設定し、この円と内外腹板面との交点の高低差を求めておき、②と同様にして各点における高低差を計算する。

- ④ 円の中心座標と半径を計算

アーチ軸心線上の点 P_0 (X_0, Y_0, Z_0) を原点とする小座標系 (u, v, w) を考える。図-5に示すように、 u 軸にはアーチ軸心線の接線ベクトル、 v, w 軸は法平面上にあって v 軸にはアーチ軸心線を含む平面の法線ベクトルをとる。

円の中心 $\bar{O}(V_c, W_c)$ 、円とアーチリブ内側腹板の交点を

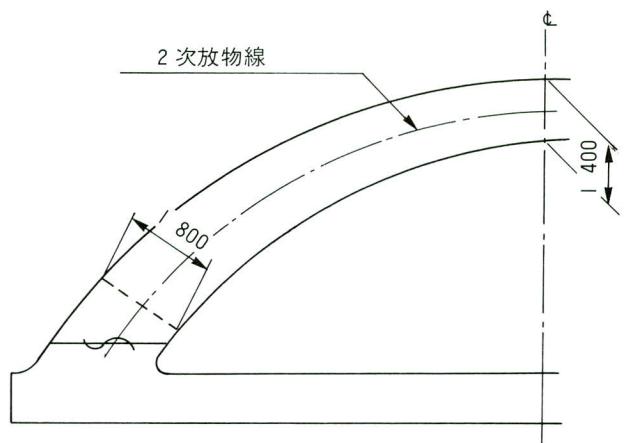


図-3 アーチリブの腹板高

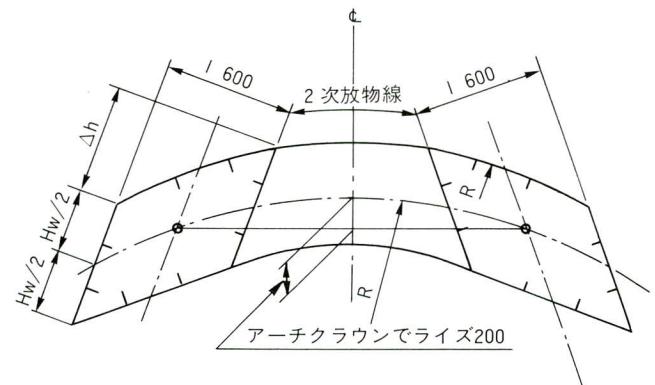


図-4 断面形状

$P_1(v_1, w_1)$ 、外側腹板との交点を $P_2(v_2, w_2)$ とすると図-6を参照して次式が成立する。

$$(v_1 - v_c)^2 + (w_1 - w_c)^2 = R^2$$

$$(v_2 - v_c)^2 + (w_2 - w_c)^2 = R^2$$

$$v_c^2 + w_c^2 = R^2$$

$$w_1 - w_2 = \Delta h$$

$$v_c = mw_c + n$$

最後の式にある係数 m, n は接線ベクトル (u 軸) の方向余弦 (a_x, a_y, a_z) と法線ベクトルの方向余弦 (b_x, b_y, b_z) および円の中心の y 座標を用いて次式で表わされる。

$$m = a_x b_y b_z / (a_x^2 b_y^2 + a_z^2)$$

$$n = (y_c - y_o) / b_y$$

上記連式方程式を解いて各点の小座標系における座標値が求まる。これを大座標系に変換して各点の x, y, z 座標値を得る。なお、円の中心は橋軸中心線上にある

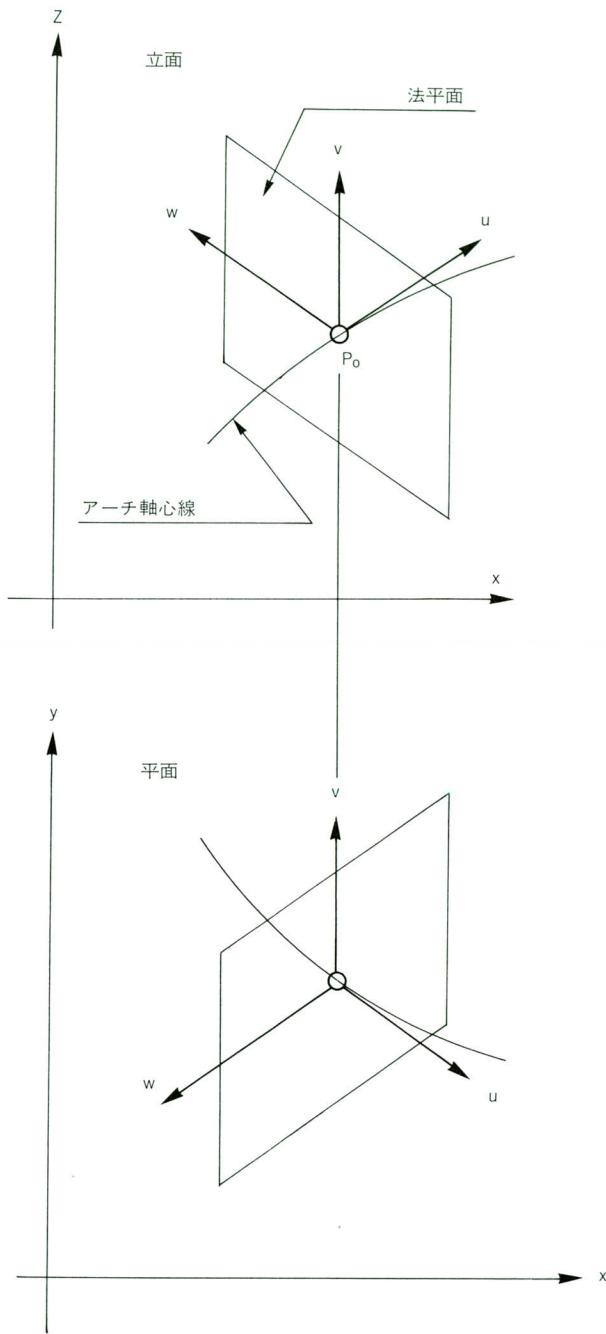


図-5 法平面上の小座標系

として $y_c = 0$ として計算した。

⑤ 上フランジ上の点の座標値

上フランジ上の点の座標値は次の条件から計算する。

- アーチ軸心線の法平面上にある。
- アーチ軸心線がなす面と平行な面上にある。
- したがって、各点は上記2平面の交差線上にある。
- ④で設定した円と平行面との交点から、交差線に沿って $hw/2$ の位置にある。

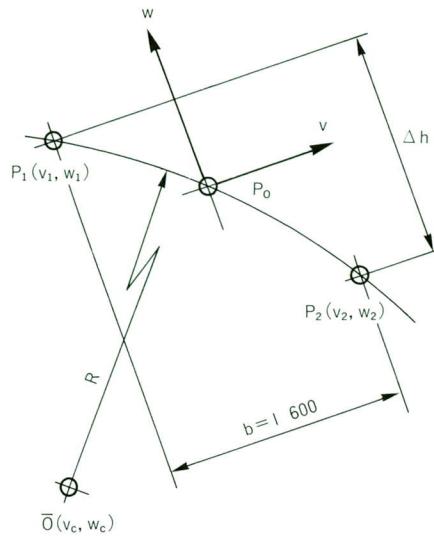


図-6 法平面上の点

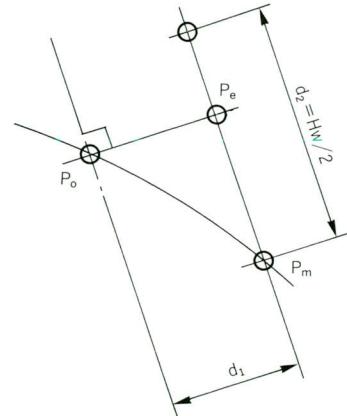


図-7 上フランジ上の点の計算

上記条件より図-7の記号を用いて以下のように計算する。

点 $P_l(x_l, y_l, z_l)$

$$x_l = d_1 b_x + x_o$$

$$y_l = d_1 b_y + y_o$$

$$z_l = d_1 b_z + z_o$$

点 $P_m(x_m, y_m, z_m)$

$$(x_m - x_o)a_x + (y_m - y_o)a_y + (z_m - z_o)a_z = 0$$

$$(x_m - x_l)b_x + (y_m - y_l)b_y + (z_m - z_l)b_z = 0$$

$$(x_m - x_c)^2 + (y_m - y_c)^2 + (z_m - z_c)^2 = R^2$$

これを解いて点 $P_m(x_m, y_m, z_m)$ が求められる。

点 $P_n(x_n, y_n, z_n)$

$$(x_n - x_o)a_x + (y_n - y_o)a_y + (z_n - z_o)a_z = 0$$

$$(x_n - x_l)b_x + (y_n - y_l)b_y + (z_n - z_l)b_z = 0$$

$$(x_n - x_m)^2 + (y_n - y_m)^2 + (z_n - z_m)^2 = d_2^2$$

この連立方程式の解が点 P_n の座標 (x_n, y_n, z_n) である。上式中 $(a_x, a_y, a_z), (b_x, b_y, b_z)$ は④と同様に各々接線ベクトル、法線ベクトルのx、y、z軸方向の方向余弦である。

下フランジは腹板間が直線であるので、上記と同様にして腹板下縁の座標を求め、腹板間は比例計算するだけである。

⑥ アーチリブ間の化粧板

両アーチリブの内側腹板上とフランジ縁端部の4点の座標にもとづいて、y方向の勾配がフランジの横断勾配に一致するような2次曲線を設定して各点の座標値を計算した。

GIMSシステムでは一般的に完成時の座標を求めて構造座標ファイルを作成した後、キャンバー計算をして製作座標ファイルを作成している。構造解析が立体モデルで行われた場合のキャンバーは3次元で示される。現在のGIMSでは3次元キャンバーと部材軸周りの捩り回転を処理できるが、本橋のアーチリブは完成時の座標にキャンバー値をあらかじめ加算しておく方法をとった。

3. 平面展開

各ライン、横断線の3次元座標値にもとづいて、部品ごとに平面に展開して部品の加工寸法を求める。加工寸法にはキャンバーの他に溶接変形も加えられる。GIMSでは、溶接変形のうちのキャンバー成分はキャンバーの一種と考えてキャンバー計算時に考慮し、長手方向と幅方向の収縮成分は展開時に処理している。

(1) フランジ、ウェブ

フランジ、ウェブの展開は下記の手順による。

- ① 隣り合う2本のラインと横断線に囲まれる小区画は一平面上にあると仮定し、これを最小単位の展開要素として平面に展開した状態での4点の座標を求める。最初は第1、第2ラインと第1、第2横断線に囲まれた要素を展開する。座標値は第1ラインと第1横断線を原点とし、第1ラインをx軸とする座標系で表わす。
- ② 同一横断線間にある隣接要素を展開して4点の座標値を求め、直前の要素と共有される2点の座標値が直前の要素と一致するように移動して接合する。これを最後のラインまで繰り返して一横断線間の全幅に渡る展開中区画を作成する。
- ③ 続いて、隣接の横断線について上記と同様にして

中区画を作成し、第一ラインと最終ラインの2点を直前の中区画との共有点と考えて、2点の座標値が一致するように移動して直前の中区画と接合する。

- ④ 以上を最後の横断線まで繰り返すことにより1つの部品を展開することができる。

本橋のアーチリブ上フランジのように、幅方向と長手方向の双方ともに直線でない場合は図-8に示すように中区画の接合部においてスリットが生ずる。この解決方法として、部材組み立て時の状態に合うように、部品断面の主軸周りに曲げ変形が生ずるという考え方を取り入れた。部品の板厚は一様であると仮定して主軸を計算し、展開図上に主軸線を設定する。接合部の全節点の座標値を主軸線上の値に移すことによって中区画の接合部を一致させることができる(図-9)。

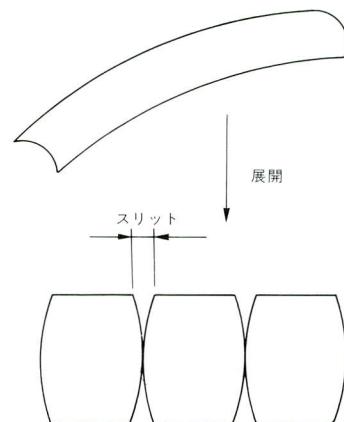


図-8 湾曲部品展開時のスリット

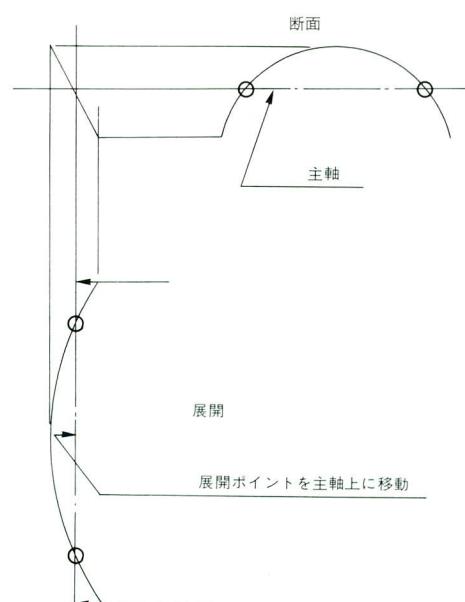


図-9 スリットの処理

(2) 断面の展開

1つの断面を構成する点はすべて同一平面上にあると仮定する。同一直線上にはない任意の3点から平面を定義する。平面の法線ベクトルの方向余弦を(a_x, a_y, a_z)とすると次の連立方程式が成立する。

$$a_x^2 + a_y^2 + a_z^2 = 1$$

$$(x_2 - x_1)a_x + (y_2 - y_1)a_y + (z_2 - z_1)a_z = 0$$

$$(x_3 - x_1)a_x + (y_3 - y_1)a_y + (z_3 - z_1)a_z = 0$$

ここに、 $(x_i, y_i, z_i)_{i=1, 3}$ は3点の座標値である。この式から方向余弦(a_x, a_y, a_z)が求められる。

X軸と法線ベクトルのX-Y面投影のなす角を θ 、X-Y面と法線ベクトルのなす角を φ とすると、その余弦、正弦は次式で表わされる。

$$\cos \theta = a_x / \sqrt{a_x^2 + a_y^2}, \sin \theta = a_y / \sqrt{a_x^2 + a_y^2}$$

$$\cos \varphi = \sqrt{a_x^2 + a_y^2}, \sin \varphi = a_z$$

平面上の任意の点 (x_0, y_0, z_0) を原点とし、法線ベクトルをu軸、x-y面に平行なv軸をもつ(u, v, w)座標系を考え、断面上の点(x, y, z)を(u, v, w)に変換すると、

$$\begin{pmatrix} u \\ v \\ w \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \theta & \cos \varphi & \sin \theta & \cos \varphi & \sin \varphi \\ -\sin \theta & & \cos \theta & & 0 \\ -\cos \theta & \sin \varphi & -\sin \theta & \sin \varphi & \cos \varphi \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} x - x_0 \\ y - y_0 \\ z - z_0 \end{pmatrix}$$

で表わされる。このu, v, wが断面上の点の展開後の座標そのものである。断面上のすべての点が一つの平面上にあれば、すべての点で $u = 0$ になるはずであるから、この値を元の座標値の正誤のチェックに用いることができる。

4. むすび

デザインが重視された橋梁の製作について、辰巳新橋のアーチリブを例にして、部品展開までの処理方法を述べた。展開に続いてNCマーキングとNC切断データを作成し、さらに組み立て、仮組み立て管理寸法図票を作成したが、これらの処理方法は一般的な橋梁の場合と大差ないのでここでは割愛した。形状が複雑で寸法が変化するような部品の加工にはNC工作機械が最も威力を発揮する。これを従来のシナイや型板で表現しようとすれば、相当工夫してもかなり複雑なものになろう。

どんなデザインの橋梁であっても製作者の立場で考えれば、要は如何にして部品寸法を決めるかにかかっていると言つてもよい。部品寸法を決定するための基になるのは構造各部位の座標である。したがつて、趣興を凝らしたデザインであつても、座標を計算するためのアルゴリズムが確定され得る条件が明示されれば、製作は可能であろう。

電算システムの面から見てもこれらの橋梁は一品料理とならざるを得ない。今後も増加傾向にあることを考えると、一品料理を如何に手際よく料理するかということ、および得られた結果の合理的な検証方法を考慮したシステムとする必要がある。これらを課題として今後も努力していくつもりである。

〈参考文献〉

- 1) 鬼頭ほか3名：桁橋の製作情報システム、宮地技報 No.6, 1990

1994.6.25受付

大空間屋根鉄骨建方新工法 (ベアロックジャッキシステムによる プッシュ・アップ装置の開発)

New Method for Erecting Roof Steels of Large Dome (development of lifting equipment from bear lock jack system)

西垣 登* 相澤 達也**
Noboru NISHIGAKI Tatsuya AIZAWA

Summary

The Sun-Dome Fukui was built as the main site for the world gymnastics championships scheduled to take place on October 1995 at Sabae City in Fukui Prefecture. The roof steel of the giant dome (116m in diameter and 55m high) was erected using an unusual method which was adopted in consideration of the ease, safety and period of construction work. The steel members were assembled at a low height into a folded roof frame weighting about 4,500 tons. The assembly was then lifted to a height of 35.5 m, unfolded and fixed in place. This was the fourth time such a method had been used (the most recent previous instance was a multi-purpose sports facility in Barcelona). The weight involved was unprecedented for this construction method.

This paper outlines the lifting work, which was accomplished safely and efficiently using 32 jacks automatically controlled by a centralized lifting control system which Miyaji Construction & Engineering newly developed by incorporating new features into an existing bear lock jack system.

プッシュ・アップ重量は世界一であった(写真-1、2)。

1. まえがき

ここに報告する大空間屋根鉄骨建方工法は、光ヶ丘サスペンドームとサンドーム福井の大屋根鉄骨建方工事において、新しく開発したベアロックジャッキによるプッシュ・アップ工法である。サンドーム福井は直径116m・高さ55mの大規模ドームであるため、施工性および安全性を考慮し大屋根鉄骨を低位置で組立て32台のベアロックジャッキシステムによるプッシュ・アップ装置を用いて、4500tの大屋根鉄骨を1FLから55mの高さまでプッシュ・アップ支柱を継ぎたしながら押し上げた。この工法は法政大学川口衛教授考案のパンタドーム構法で、バルセロナの多目的スポーツ施設に続いて世界で4例目、



写真-1 プッシュ・アップ前

2. プッシュ・アップ工法 (パンタドーム構法) の概要

大空間屋根鉄骨建方工法としては、トラベリング工法・リフトアップ工法・プッシュアップ工法・仮受ベント工法などがあり、プッシュアップ工法については以前宮地技報No.7でパンタグラフ式プッシュアップ装置の開発について報告した。これは中規模ドーム・体育館の屋根鉄骨建方工事に適用し現在稼働中であるが(写真-3)。今回報告するプッシュアップ工法は、前述のものとはまったく異なり大屋根鉄骨を低位置で折りたたんだ状態に

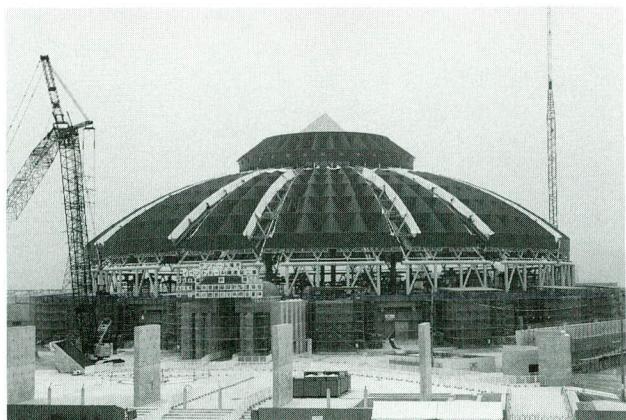


写真-2 プッシュ・アップ完了

* 宮地建設工業(株) 鉄構事業部工事部計画課長

** 宮地建設工業(株) 鉄構事業部工事部



写真-3 パンタグラフ式プッシュ・アップ装置

組立て、これを一斉に押上げて固定させることによりドームの建方を行うもので図-1にパンタドーム構法によるプッシュアップ工法のステップ図を示す。この構法はドームの最終形状が幾何学的に拘束されており、プッシュアップ中は骨組全体の立体効果が働き、風や地震などの水平力に対して抵抗機能を持っているのが大きな特徴である。サンドーム福井ではプッシュアップ設備をセンターのコンプレッションリング直下に8組配置し、32台のペアロックジャッキシステムを集中制御方式で荷重ならびに変位を管理しながらプッシュアップ工事を行った。

3. ベアロック(BEAR-LOC)ジャッキシステム

(1) メカニズム

ベアロックの主要部品はスリーブとロッドで、スリーブはロッドの外径部に対し締まりばめの状態になりストロークのいかなる位置でも機械的にロッドをロックできる(図-2)。スリーブとロッドの間に圧油が流入するとスリーブは円周方向に拡大され、スリーブとロッドの干渉を解きロッドが最小の抵抗でストロークするクリアランス(約1/100mm)が与えられる(図-3)。アンロックポートを通して圧力を除去すれば、ベアロックは再びロック機能を回復する。

(2) ベアロックジャッキシステム作動原理

ベアロックジャッキ本体はセンターホール型ジャッキシリンダーとロングロッド、上部下部各1組のベアロック(図-4)でシンプルに構成されており今回使用したジャッキ仕様を表-1に示す。作動原理は400mmストロークのジャッキシリンダーと上・下のベアロックを連動さ

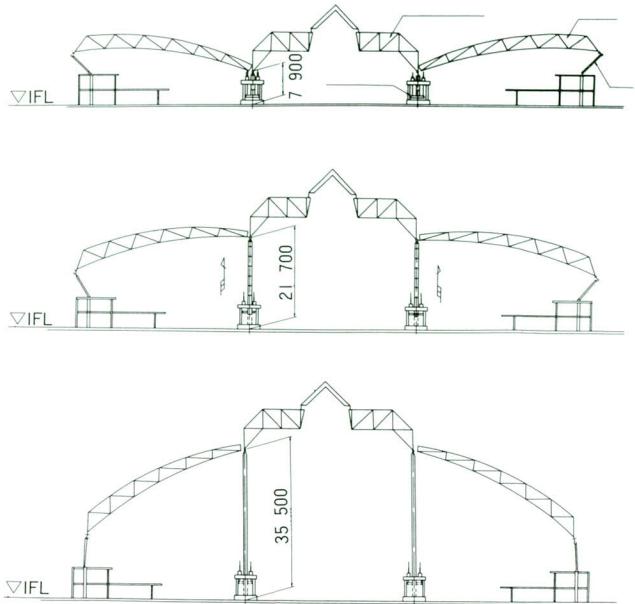


図-1 プッシュアップ工法ステップ図
(パンタドーム構法)

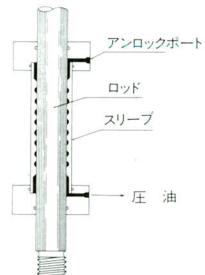


図-2 ロック状態

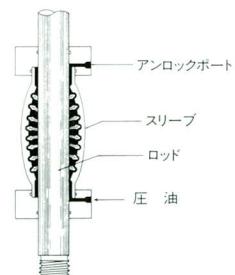


図-3 アンロック状態

せ「ロック」「アンロック」操作を繰返し、ロッドを上昇または下降させる。ロッドの移動量は最大2.40mでジャッキシリンダーの盛替えは6回必要となる。図-5に作動ステップ図を示す。

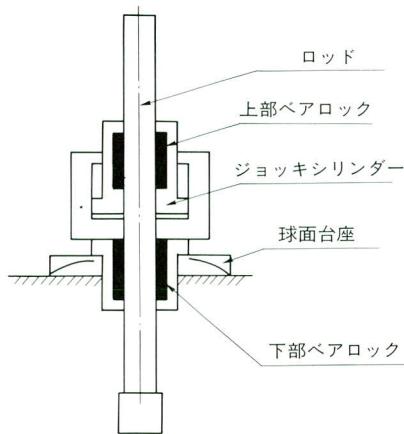


図-4 ベアロックジャッキ概略図

表-1 ベアロックジャッキ仕様

1) シリンダー出力	120t·f
2) シリンダーストローク	400mm
3) ロッド径	150mm
4) ロック方式	締りバメ方式 (BEAR-LOC機構)
5) ロック力	(作動時) 120t·f (停止時) 240t·f
6) 有効ロッドストローク	2.400m

(3) ベアロックジャッキシステムの安全性

- ① 圧力を受けるとスリーブが弾性変形する性質を利用したシンプルなロッキング装置で、任意の位置で確実にロッドをロックすることができる。
- ② 油圧制御系の圧力降下等の事故に対しても、ベアロックはスリーブ内圧が低下すれば、自動的にロック力を回復しその位置でロックする構造のため自重落下などの危険がない。さらにベアロックはメカニカルロックのため、まったく動力を必要としないで長時間のロックができるロック位置の保持も高精度である。
- ③ ロック力を超えた過荷重を受けた場合でも、スリップするだけでこわれたりせず、荷重が正常に戻れば直ちにロック機能を回復する。また許容値以下のスリップが発生した場合、瞬時にダブルロック状態になりロック力は2倍になる。
- ④ 上、下部ベアロックが同時に開放状態にならぬようにするため、アンロック圧力印加回路は3ポジション方向制御弁によって制御している。上部のみロック状態から下部のみロック状態へ移行する場合、必ず方向制御弁の中立位置を通過するため、一度はダブルロック状態となる。さらに電気系統のトラブルが発生した時には、方

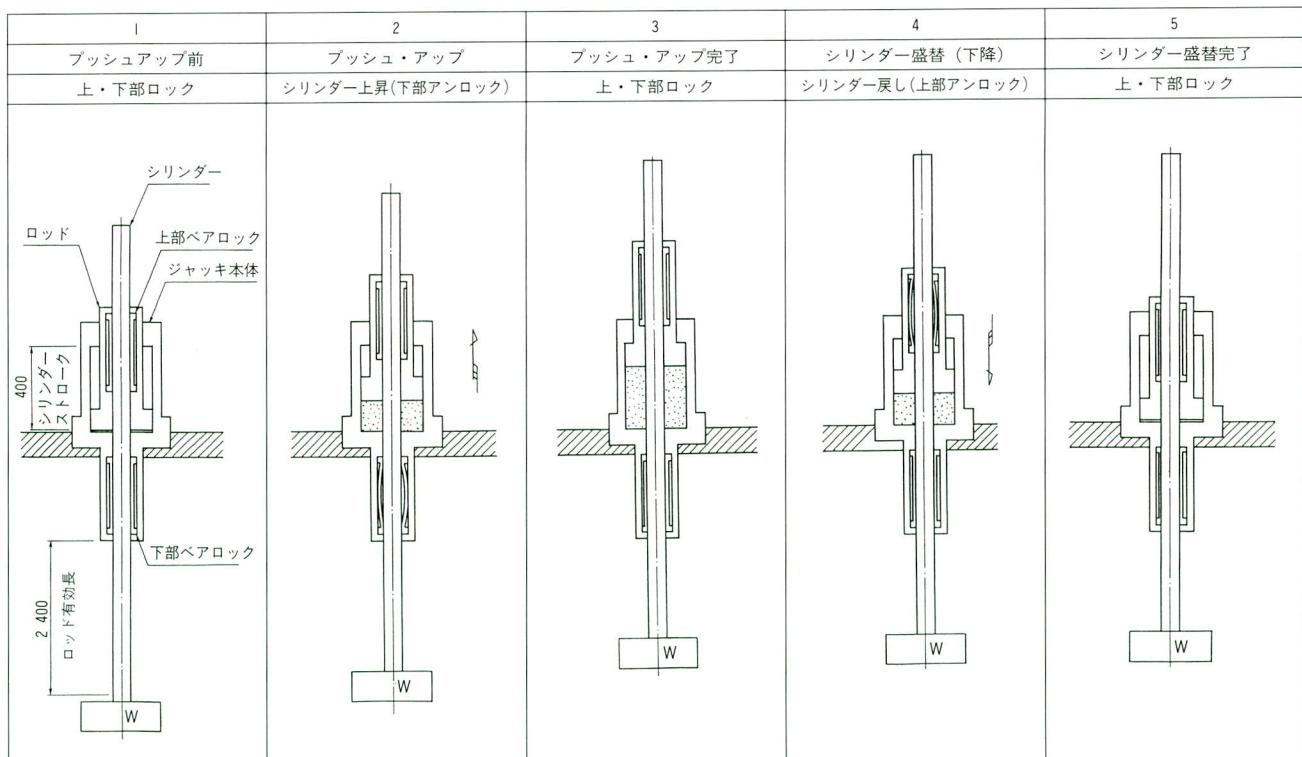


図-5 ベアロックジャッキ作動ステップ図

向制御弁は中立位置に戻り上・下部ダブルロック状態になる。

⑤ ジャッキシリンダー上昇中（荷重吊上げ時）にシリンダー作動回路のみに異常が発生した時は、下部ロックは開放状態になっているため油圧回路上で吊り荷重の落下防止をする必要がある。対策として吊上げ側のポート付近にパイロットチェックバルブを設け、作動油の逆流を防止しシリンダーの下降を阻止すると同時に、吊上げ回路圧力を監視しているプレッシャースイッチの信号によって、システムを非常停止する。システムの非常停止が働くとダブルロックとなる。

⑥ ジャッキシリンダーの動作は必ずダブルロック状態から始まるため、上・下部のペアロックの内圧をプレッシャースイッチによって検出し両方ともロック状態にあることを確認してから次の動作に入る。

4. プッシュアップ装置

サンドーム福井では図-6の要領で、センターのコンプレッションリング直下に8組のプッシュアップ装置を設置した。1組につき4台のペアロックジャッキを配し、その4台のジャッキに荷重が均等に作用する装置の開発を行った（図-7）。

① ペアロックジャッキの受架台に球面台座を配置しジャッキ本体が荷重作用方向へ自由にスイングできる構造とし、ロッドに無理な曲げ応力が作用しないよう考慮した。

② ロッド下端にロードセルと荷重分配器を設けているため正確に荷重を読み取ることができ、アンバランス荷重が作用した場合は左右2台の荷重分配器が自動的に作動する。

③ プッシュアップ支柱からの荷重は、1本のカンザシ柄と2本のバランスビームを介して4台のペアロックジャッキに荷重が伝達するが、バランスビームは各ジャッキのストローク差を吸収することができる。また各ピン連結部には任意の方向へ自由に回転できるスイベルジョ

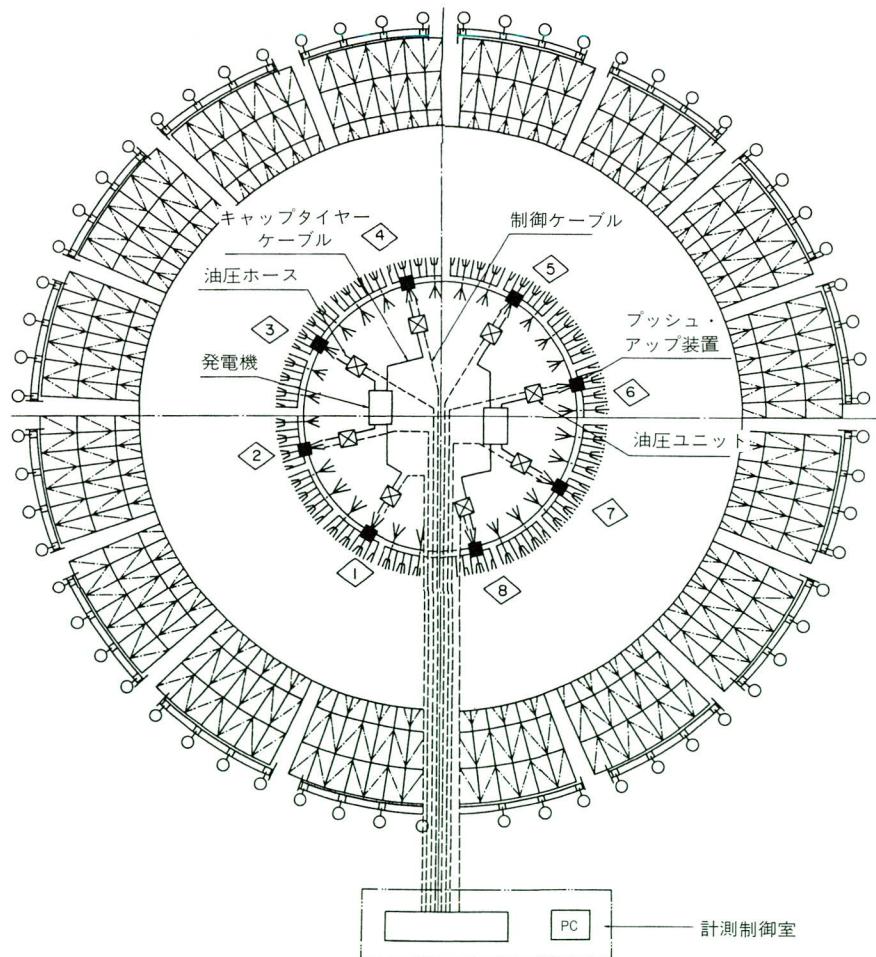


図-6 プッシュアップ装置平面配置図

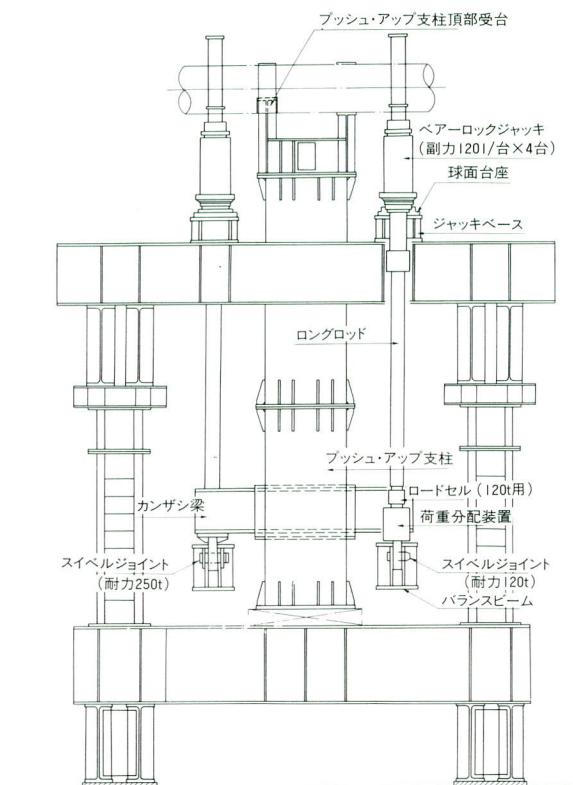


図-7 プッシュアップ装置概要図

イントを組込んだ（写真-4）。

5. 集中制御管理システム

32台のベアロックジャッキは4台1組とし、4連異荷重油圧ユニットを8台設けて荷重ならびに変位をリアルタイムに計測し自動管理できるシステムを開発して、プッシュアップ時の架構形状を管理した。

（1）変位管理

変位制御は各プッシュアップ支柱にポテンショメータを使ったワイヤー式の変位計を1台づつ取り付け、移動量を計測して変位管理を行った。管理幅の設定は1mm毎に可能であるが、管理幅内設定のためのON、OFFが頻発して作業能率が低下するため、管理幅10mm（±5mm）以内で制御を行うようにし、それ以上では危険領域として自動的に停止させた。

（2）荷重管理

プッシュアップ支柱の作用荷重は、ベアロックジャッキのロッド下端に装着したロードセル（1組当たり2台）で負担荷重を計測し荷重管理を行った。管理幅の設定は

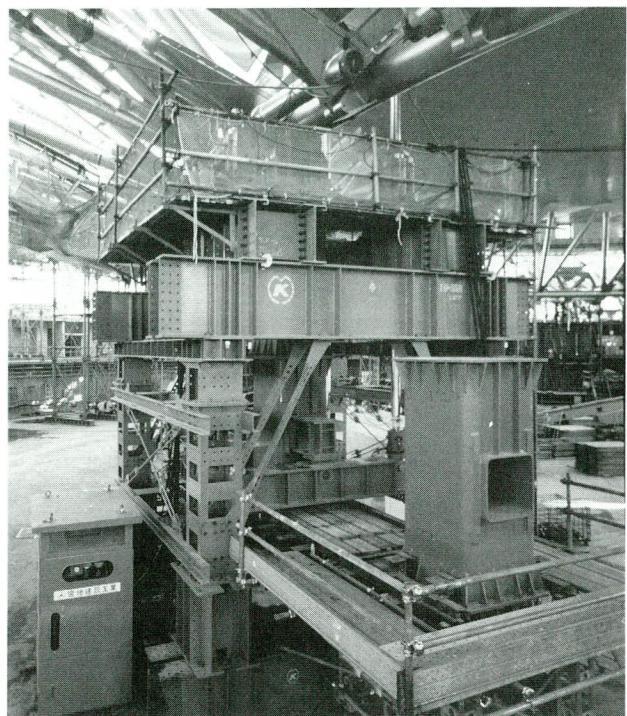


写真-4 プッシュアップ装置配置状況



写真-5 集中制御管理システム

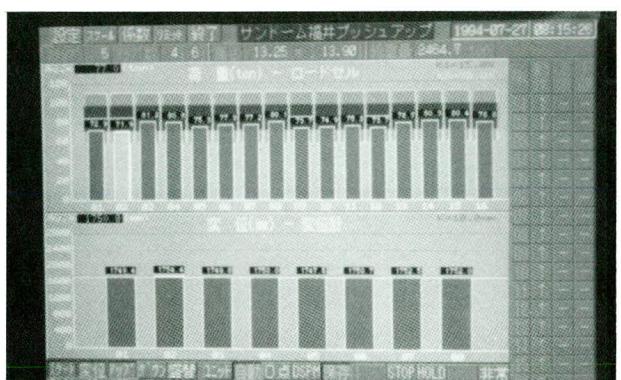


写真-6 管視モニター

ジャッキ能力ならびに屋根鉄骨の剛性等を考慮して、管理荷重を設定しその±10%を安全領域とし、±10%から±20%以内で注意領域、±20%を超えた場合は危険領域とし自動停止状態とした。

以上の要領で変位ならびに荷重を自動制御し、運転状況の確認は操作室内に設けた監視モニター（写真-5、6）で行った。

6. プッシュアップ工事説明

屋根鉄骨の低位置組立は、まず中央部分のファンルーム鉄骨（コンプレッションリング含）を1FLより、7.9mの高さで組立て、次に屋根鉄骨を放射方向に16ブロックに分割し外周廻りの柱およびテンションリング・屋根鉄骨の順に中間仮受ペントを用いて組立を行い、H₁・H₂・H₃ビンジの3箇所をピン連結構造とし折りたんだ形状（パンタドーム構法）で低位置組立を行った（写真-7、8）。屋根仕上材その他諸設備の組立据付け完了後、全体重量4500tの大屋根をコンプレッションリング直下に、あらかじめ配置した8組のプッシュアップ装置（32台のベアロックジャッキ）にて、1本2.3mの支柱をプッシュアップをしながら12本継ぎたし、1FLより35.5m

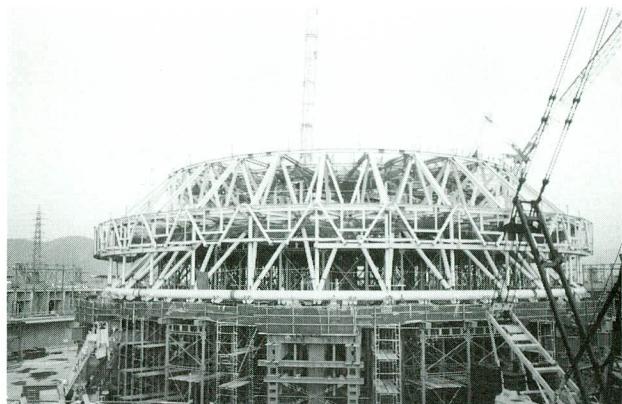
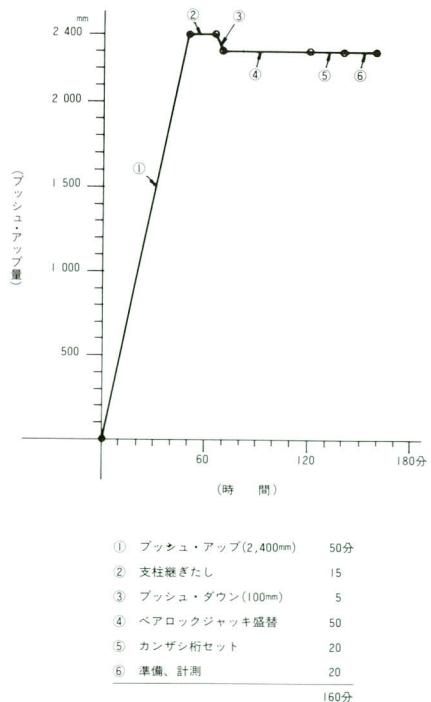
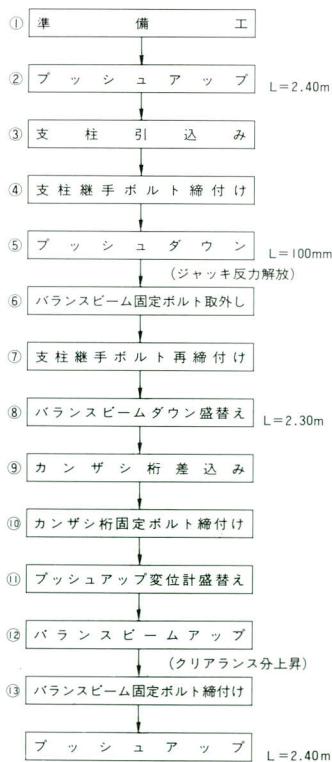


写真-7 ファンルーム鉄骨組立状況



写真-8 屋根鉄骨組立状況



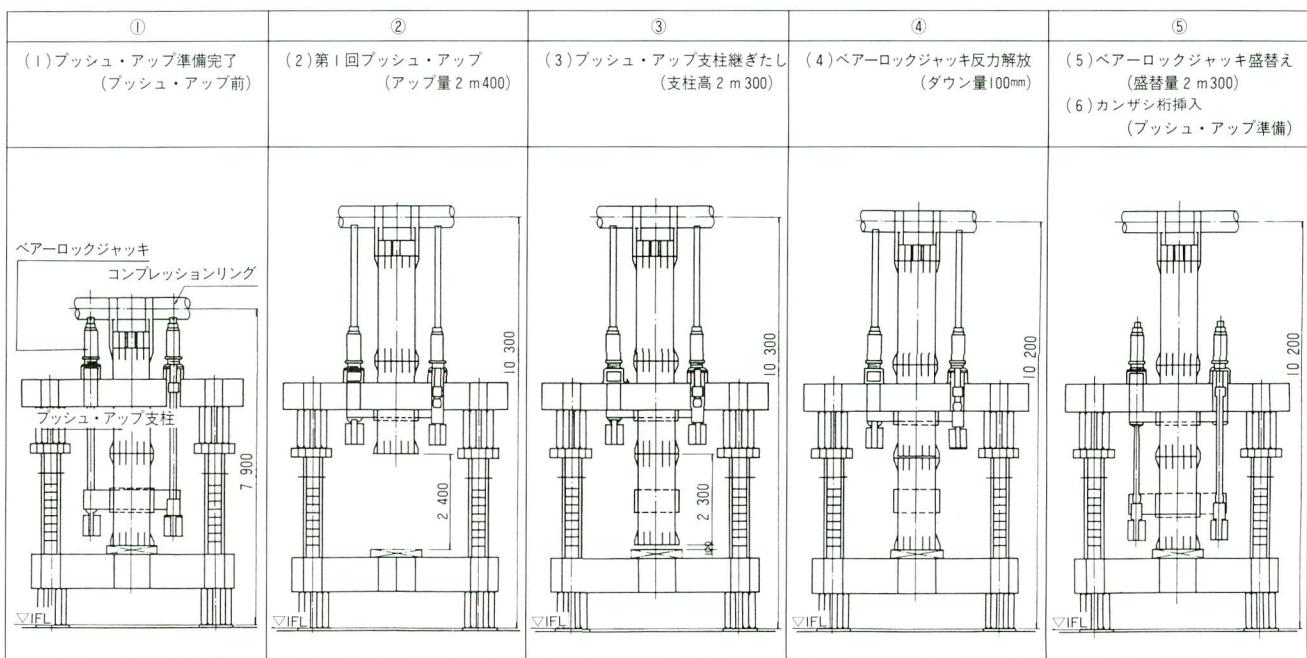


図-9 プッシュアップサイクルステップ図

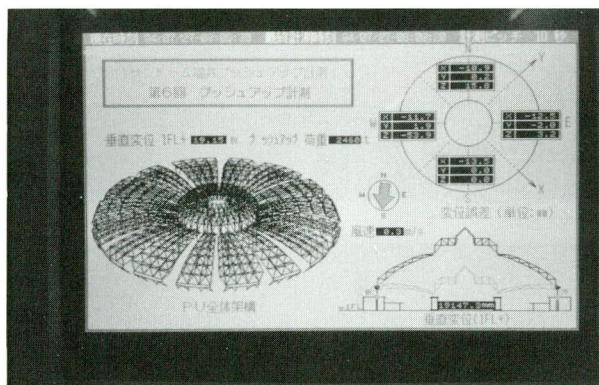


写真-9 プッシュアップ架構計測



写真-11 プッシュアップ状況

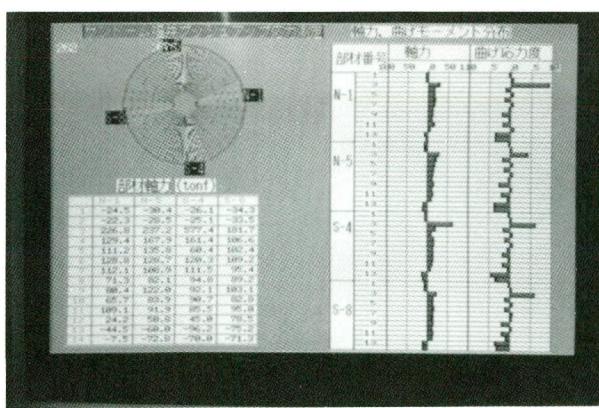


写真-10 部材応力計測

の高さまで押し上げた。図-8にプッシュアップ工事フローを、図-9にステップ図を示す。プッシュアップに要した日数は、システム調整を除いて実質3日間で行い1日当り最高9.2m（支柱4本分）のプッシュアップを行った。図-10にサイクルタイムを示す。パンタドーム構法は大屋根架構形状が刻々と変化するが、施工管理上最も重要なポイントはプッシュアップ点（8点）の水平精度の確保であり、前述の集中制御管理システムによりジャッキコントロールを自動的に行った。また併行して部材応力ならびに架構形状（写真-9、10）をリアルタイムに計測し、中央操作室内の監視モニターで状況把握が迅速にでき安全かつ効率的にプッシュアップ工事を進めることができた（写真-11）。

7. あとがき

サンドーム福井は、1995年10月に開催される世界体操競技選手権鯖江大会（アジア地区初開催）の主会場で、福井県（発注者）は今回のプッシュ・アップ工事を、サンライズフェスティバルと銘打って県民の建設工事に対する協力と理解を深めることを目的とし、多彩な催しが企画された。現場見学会には一般市民ならびに建設技術者が延1万8千人（6日間）も訪れ大盛況であった。パンタドーム構法によるプッシュ・アップ工法は、技術的

に非常に難しい施工方法であったが、施工性・安全性・工期等の面において大きなメリットがあり十分に成果をあげることができた。また当社で開発したペアロックジャッキシステムならびにプッシュ・アップ装置を使用したことにより4500tもの大屋根鉄骨を安全にしかも高精度にプッシュ・アップをすることができた。これも一重に御指導をいただいた川口衛構造設計事務所をはじめ共同企業体その他関係各位の御協力、御支援の賜物であり誌面を借りて厚くお礼申し上げます。

1994.6.25受付

グラビア写真説明

音無瀬橋

本工事は、京都府の北部に位置する福知山市に計画された、架替工事である。現橋は、昭和7年に架けられた鉄筋コンクリート橋で、由良川の大規模な改修計画に伴ない、今回約50m上流に新橋が架けられることとなった。全体の工事概要は橋長478m、その内バスケットハンドル型ニールセンローゼ桁の237mを、日立・三菱・宮地・日橋・鋼管の5社JVにて施工した。宮地の施工区分としては、上弦材のP₂側のJ10から、P₃側のJ5までを担当した。現在、平成7年春の供用開始に向けて、残りの左岸側の二径間連続非合成箱桁の工事と取付道路を施工中である。完成すれば、福知山市の景観的シンボルとなり、音無瀬橋一帯で開催される、福知山おどり、堤防まつり、花火大会にも彩りを添え、市民の憩いとなるであろう。
(塩見)

鋼床版トラフリブの疲労損傷に対する補修・補強

Repairing and Strengthening for Fatigue Cracks at U-Type Rib Plate in Orthotropic Bridge Deck

沓掛 靖夫* 佐藤 徹** 伊藤 幹雄***
Yasuo KUTSUKAKE Tohru SATOH Mikio ITOH

Summary

A number of cases of damage to road bridges, particularly viaducts carrying urban expressways, have been reported in which the damage was caused by the recent drastic increase in large vehicle traffic, fatigue accumulated over periods of years, and other factors.

Along the Nishinomiya maintenance section of the Hanshin Expressway, damage due to fatigue was found in the butt-welded part of a trough rib of a box girder with steel plate deck. The results of an examination indicated that the damage should be treated urgently so first repairs were performed. Then a study on reinforcing the structure to prevent further damage was performed and such work was carried out experimentally. The efficacy of the repairs and the reinforcement were evaluated by measuring the stress of the bridge.

1. まえがき

阪神高速道路神戸西宮線の5径間連続鋼床版ゲルバーフレーム橋は、鋼床版の縦リブに閉断面リブ（トラフリブ）を用いた構造では初期の橋梁である（図-1）。

供用後20数年経過後の点検時にトラフリブの突合せ溶接部に疲労損傷が確認され、損傷部の補修を行う必要が生じたが、道路橋の疲労損傷事例ではこのような損傷は報告されておらず、まず補修方法の検討から始める必要があった。更にこの時実施した応力測定結果からも、こ

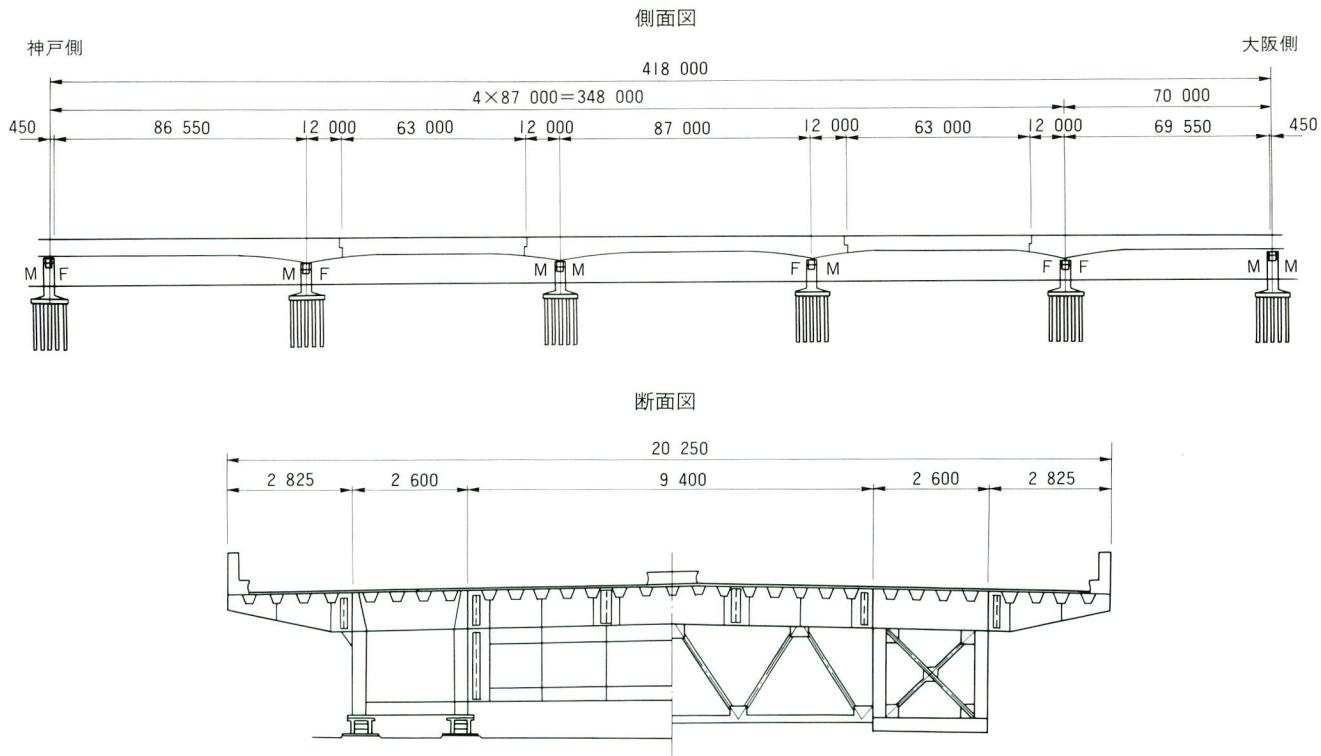


図-1 全体一般図

* 技術本部保全技術室保全技術課長

*** 宮地建設工業(株)大阪支店橋梁構造事業部工事部工事課長

** 技術本部技術開発部技術開発課

の継手が疲労被害を受け易い部位であることが解り、損傷発生を事前に防止する対策として、補強方法の検討も必要となり、幾つかの補強構造について補強効果の確認のための試験施工も実施した。

ここでは補修・補強施工内容と、実橋応力測定による効果検証結果について報告する。

2. 補修施工

(1) 調査点検

補修に際して損傷の詳細点検を実施した。損傷数は56

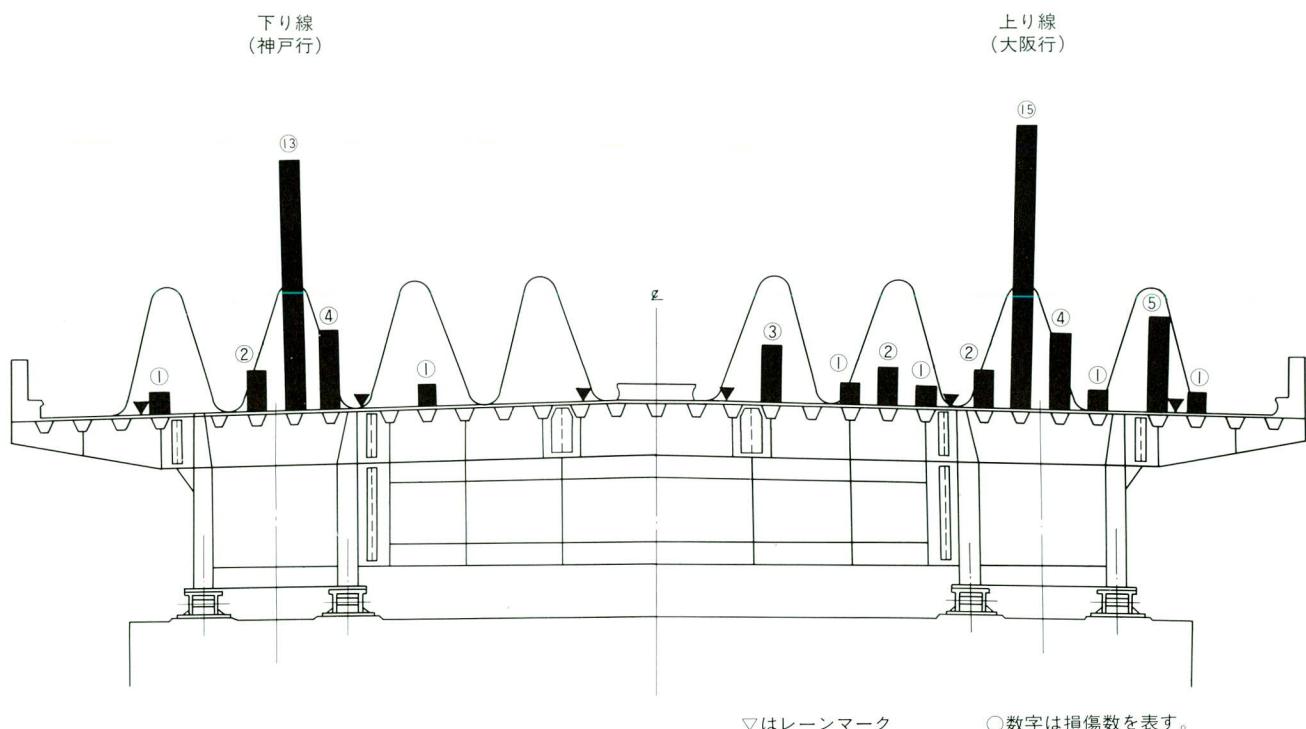


図-2 橋軸直角方向損傷分布



写真-1 損傷状況(a)



写真-2 損傷状況(b)

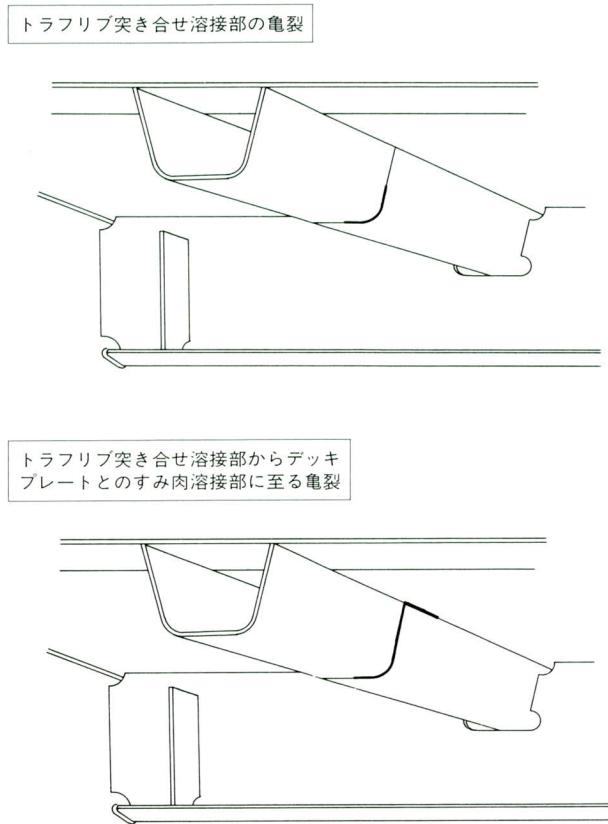


図-3 損傷状況図

(2) 補修構造

詳細点検により確認された疲労損傷は、その損傷度合に応じて補修構造を決定した。補修構造図を図-4に示す。

タイプIは突合せ溶接部のみの損傷に対するもので、カウジングにより損傷部を除去し溶接による補修のみで処理出来る箇所に適用した。これに対しタイプIIでは、突合せ溶接部からデッキプレートとのすみ肉溶接部に亀裂が進展している場合、トラフリップをある程度の区間撤去しなければ損傷部を完全に除去する事が出来ない箇所に適用した。

(3) 応力測定

補修施工の前後において、48時間連続測定による応力測定を行った。これは実際の走行車輌による変動応力を測定し、レインフロー法による頻度解析を行ったものである。このデータにより応力範囲と疲労被害累積度（損傷度）を求め、補修効果および継手の余寿命を確認した。

計測位置は端径間から中央径間の3径間分で、損傷箇

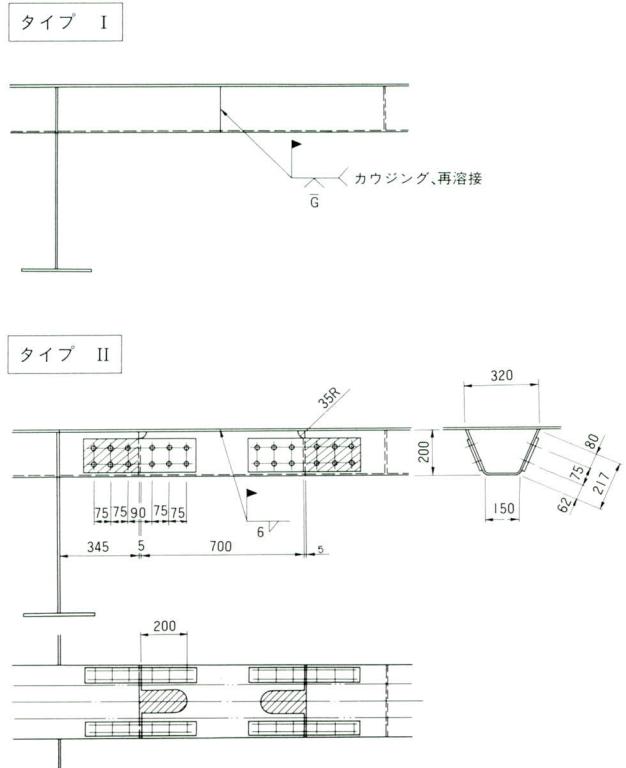


図-4 補修構造図

所および健全部をそれぞれ2、3箇所づつ代表的に選出した。各補修タイプ別に応力測定結果を整理すると表-1のようにまとめることができる。

これらの応力測定結果から、等価応力範囲はコーナー部に亀裂を生じているタイプIIにおいて補修を行うことにより補修後の応力が低下しており、損傷度も同様にタイプIIでは補修後の値が補修前の約1/2程度となっていることが解り、補修効果が確認出来た。但し、損傷度は比較的大きく余寿命としては非常に短い。

タイプIの補修では突合せ溶接部を除去しており、構造そのものが改善されていることから、応力・損傷度が多少高くとも疲労損傷を生ずる可能性は極めて低いと言える。

表-1 補修前後の応力測定結果 (48時間頻度計測)

補修タイプ	補修前		補修後		補修後/補修前	
	等価応力範囲 $\Delta\sigma_e$ (MPa)	損傷度 D ($\times 10^{-6}$)	等価応力範囲 $\Delta\sigma_e$ (MPa)	損傷度 D ($\times 10^{-6}$)	等価応力範囲 (MPa)	損傷度
タイプI	8.41	14 397	7.15	7 585	0.850	0.527
タイプII	—	—	7.95	12 890	—	—
健全部	9.58	10 910	9.58	12 885	1.000	1.178

*等価応力範囲は、打ち切り限界を考慮していない。

(4) 補修まとめ

トラフリップ工事継手部の疲労損傷に対する補修方法は、応力測定により一応の効果は確認された。但し、健全部も含め再溶接による補修箇所は、疲労被害を受け易く余寿命は極めて短いことが解った。数年のうちに新たな疲労損傷が生ずる可能性は高く、補強等の予防処置を講ずる必要がある。

3. 補強施工

トラフリップ突き合せ溶接部の疲労亀裂発生を未然に防止するためには、鋼床版の構造を抜本的に補給・改善する必要があると考え、いくつかの鋼床版補強案について試験的に施工を行い、その効果を応力測定により確認し

今後の補強方法の検討資料とするために実施した。

(1) 補強構造

鋼床版の補強は版の鋼性の向上とトラフリップの応力低減を目的に行うこととし、デッキプレート補強案とトラフリップ補強案について構造を検討した。

1) デッキプレート補強案

デッキプレートを高力ボルト接合により増厚し、剛度を増すと共に輪荷重による版の局部変形を抑える構造とした。今回の施工では箱桁上フランジ部について増厚を行っており、補強構造は図-5及び写真-3の通りである。

2) トラフリップ補強

トラフリップに高力ボルト接合により補強板を取り付ける方法である。リブ剛度を増し応力度を低下させるためには、発生応力の大きいリブ下側からコーナー部を補強

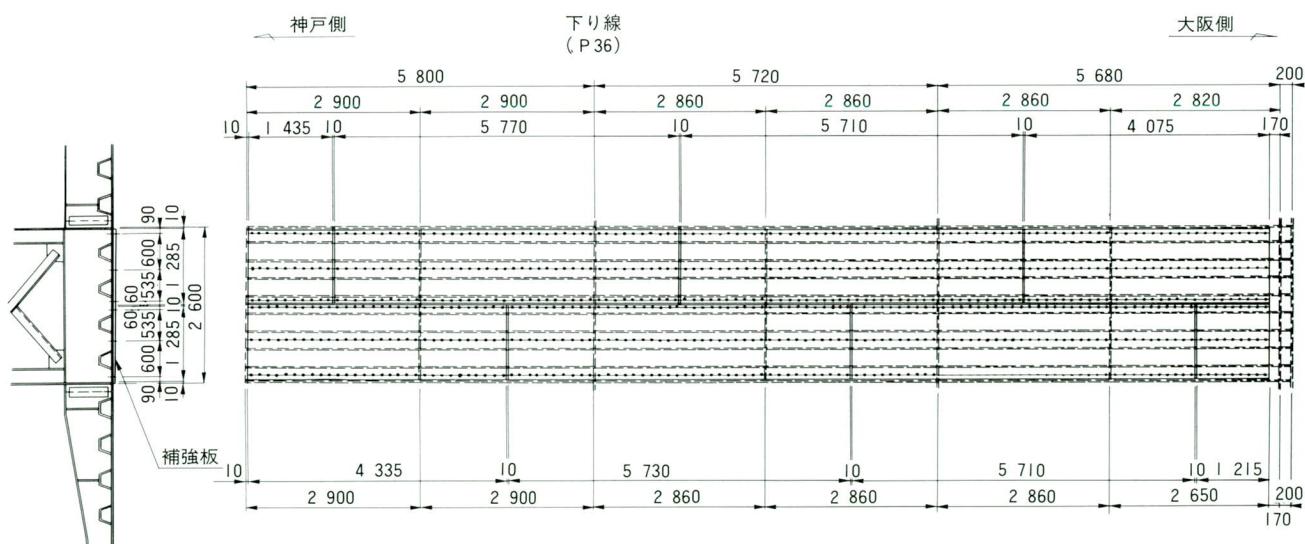


図-5 デッキプレート補強構造



写真-3 デッキプレート補強構造

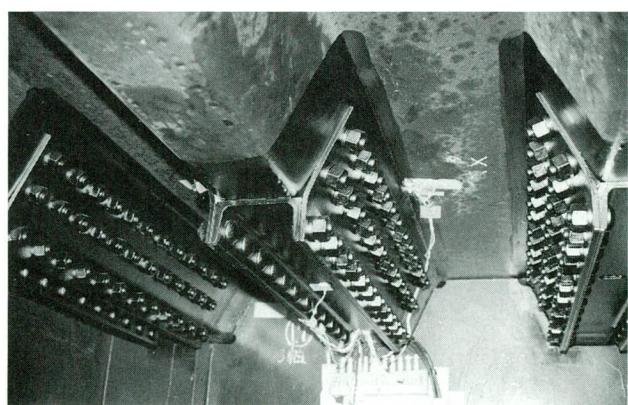


写真-4 トラフリップ補強構造

する方法が最も効果的であるが、リブ形状からの施工性を考慮し図-6に示す3種類の補強構造を比較検討することとした。

トラフリブ補強案3の側面、下面補強型の施工例を写真-4に示す。

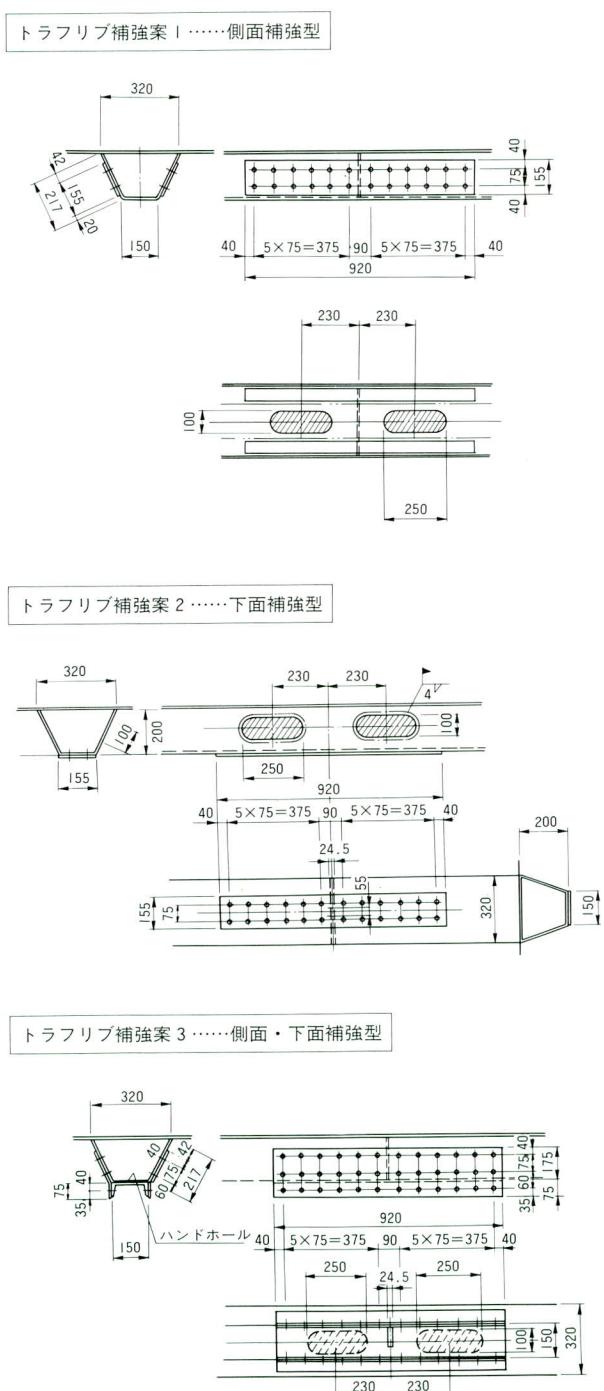


図-6 トラフリブ補強構造

(2) 応力測定

先に示した補強構造は、設計計算上ではそれぞれ応力を低下させることができ、一応の補強効果は期待できる。しかしながら補強後の応力レベルも比較的高く、設計計算上は特に考慮されないがトラフリブコーナー部は下面より大きな応力が発生する事、および裏当ダイヤフラムにより局部的に応力が増大することがFEM解析の結果から解っており、実橋での応力状態を把握する必要があると考えた。そこで補強前後で応力測定を行い、前後の比較により実態確認と補強を検証することとした。

1) 測定位置

補強箇所を補修前の点検時に確認した最も著しい損傷のあったP36附近のゲルバー部としたため、工事区間のトラフリブ突き合せ溶接部を選定した。ひずみゲージ貼付け位置はトラフリブの底部中央、コーナー部、デッキプレートとすみ肉溶接部近傍、横リブ交差部のスカーラップ周辺等とした。

2) 測定方法

試験車（総重量20t）走行による応力波形の測定と、48時間頻度計測を行った。

3) 測定結果

(a) 試験車走行試験

試験車走行試験のトラフリブ突き合せ溶接部における応力測定結果を表-2に示す。

(b) 48時間頻度計測

補修施工時と同様に、補強の前後に実走行荷重によるトラフリブ突き合せ溶接部の応力頻度解析結果を表-3に示す。

(3) 補強のまとめ

1) デッキプレート補強では応力度を大きく下げることは出来ないが、損傷度かた3~5倍程度の延命化が図れることが解った。但しこの施工方法は橋面上からの作業であり、交通止・舗装剥離等の大がかりな準備が必要であり、制約も多い方法である。

2) トラフリブ側面補強は、デッキプレートとほぼ同様の補強効果が期待できるという結果を得た。仮にコーナー部より損傷が発生した場合でも、補強板がデッキプレートやリブ本体への亀裂の進展を抑える効果もあると思われ、施工性・経済性の面からも有効な補強方法であると思われる。

表-2 補強前後の試験車走行試験結果

対策工法	補 強 前			補 強 後			補強後／補強前	
	最大応力 σ_{max} (MPa)	応力範囲 $\Delta\sigma_{max}$ (MPa)	損傷度 D ($\times 10^{-6}$)	最大応力 σ_{max} (MPa)	応力範囲 $\Delta\sigma_{max}$ (MPa)	損傷度 D ($\times 10^{-6}$)	損傷度	応力範囲
無 補 強	+26.2	39.7	0.150	—	—	—	—	—
側面補強 (案1)	+22.1	32.3	0.090	+16.6	24.0	0.027	0.30	0.74
下面補強 (案2)	+21.7	31.5	0.101	+20.1	28.5	0.046	0.46	0.90
全面補強 (案3)	+16.2	26.3	0.034	+ 5.0	5.6	0	—	0.21
ティッキプレート 補 強	+26.2	39.7	0.150	+24.7	34.4	0.080	0.53	0.87

3) トラフリップ下面補強は今回実施した補強方法の中で最も施工性に優れた方法であるが、補強効果はあまり期待出来ない。

4) トラフリップ前面補強が最も効果のある補強方法である。応力度・損傷度共大幅な低減が図れ、工場継手部からの疲労損傷の発生はほぼ完全に防止できると思われる。側面補強より作業性・経済性は若干劣る。

4. あとがき

今回確認された疲労損傷は、基礎構造形式やゲルバー桁であるための振動や衝撃の影響等、この橋梁独自の特殊事情を考慮する必要があるが、疲労設計上も被害を受け易い位置であることから、他の橋梁においても充分注意すべき箇所である。損傷の補修はあくまで一時的な処置であり、損傷が確認された場合は補強も合わせて行う

表-3 補強前後の応力測定結果 (48時間頻度計測)

対策工法	補 強 前			補 強 後			補強後／補強前	
	最大応力 σ_{max} (MPa)	等価応力 $\Delta\sigma_e$ (MPa)	損傷度 D ($\times 10^{-6}$)	最大応力 σ_{max} (MPa)	等価応力 $\Delta\sigma_e$ (MPa)	損傷度 D ($\times 10^{-6}$)	損傷度	等価応力
無 補 強	116	32.6	$\langle 5.94 \rangle$ 921.9	—	—	—	—	—
側面補強 (案1)	245	31.3	$\langle 8.62 \rangle$ 636.0	62	28.7	$\langle 26.7 \rangle$ 204.9	0.32	0.90
下面補強 (案2)	90	29.9	$\langle 12.7 \rangle$ 431.5	58	30.0	$\langle 28.7 \rangle$ 190.8	0.44	1.00
全面補強 (案3)	103	29.8	$\langle 16.0 \rangle$ 342.9	13	1.4	$\langle 291.5 \rangle$ 18.8	0.05	0.05
ティッキプレート 補 強	117	36.9	$\langle 2.62 \rangle$ 2 090	74	31.3	$\langle 14.6 \rangle$ 374.4	0.18	0.85

※等価応力範囲は、変動振幅応力に対する打ち切り限界を考慮している。

※損傷度欄の()は、参考として余寿命(年)を示す。

必要があると思われる。

今回施工した内容においていくつか有効な方法が確認され、実際の施工に対しても適用が可能であるが、今後は他の部位に与える影響も合わせて更に検討を重ねる予定であり、それらの結果についてもいずれ機会があれば報告したいと考えている。

この工事を実施するにあたり、阪神高速道路公団神戸管理部 調査設計課の米倉課長（当時）をはじめ、調査設計課ならびに神戸第一維持事務所の皆様には多大なる御指導を戴きました。また、財阪神高速道路管理技術センターの「鋼橋の耐久性に関する調査研究委員会」および、その「疲労損傷の補修・補強検討部会」で検討を行って戴いており、委員ならびに関係者の皆様には深謝致します。

1994.6.25受付

パラボラ・トラス機構に関する基礎的実験と考察

Basic Experiment and Considerations on Parabola-shaped Truss Mechanism

吉川 薫* 清水 功雄**
Kaoru YOSHIKAWA Isao SHIMIZU

SUMMARY

Static characteristics and responses of Parabola-shaped truss structure are examined. Nodal points of upper chord are arranged on a parabolic curve. And the cable is installed through the upper chord members. When the cable is tensed, uplift forces are generated at the nodal points of upper chord.

By this mechanism (cable tension-uplift force), nodal deflections and member forces of the truss can be controlled. Under various loading and tensioning conditions of the experiment, interaction between the cable and the truss are verified.

1. まえがき

トラス構造の上弦材を放物線状に配置し、その上弦材の部材の中にテンドンまたはケーブルを組み込んだ構造物を、上弦材の配置形状よりパラボラ・トラスと呼んでいる。

この構造の基本構想は、信州大学工学部の吉澤助教授により発案・研究されていたものであり、数値計算により基本的な性状は把握されていた。

今回、基本的な静的応答を模型実験により実証することを目的として、信州大学との共同実験を行ったのでその報告を行う。

2. パラボラ・トラスについて

(1) 外観形状について

本構造を単径間の道路橋に適用した場合、図-1に示すような外観形状になると思われ、外観的には普通の下路式トラスと変わりがない。

また、3径間の橋梁に適用すれば図-2のようなタイプが考えられる。この図の側面形状を見る限りにおいては、中間支点上で主構高さが大きくなる曲弦トラスに類似している。あるいは、上弦材と斜材を取り除き、鉛直材をハンガーに置き換えれば吊橋の形狀にも似ている。外観上からは、本構造は曲弦トラスと吊橋を合成させた

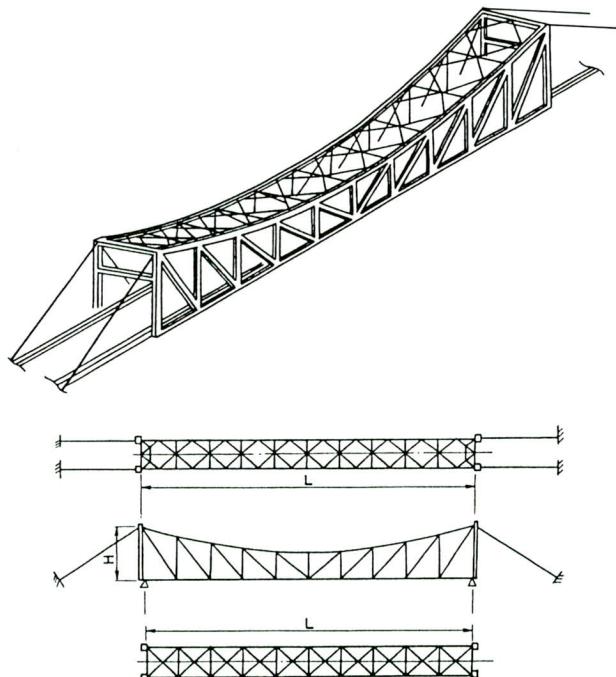


図-1 パラボラ・トラス構造（単径間）



図-2 パラボラ・トラス構造（3径間）

* 松本工場製造部生産技術課係長

** 技術本部技術開発部次長

構造であるといえる。

(2) 構造の特徴

本構造は、トラス橋の形状管理を部材の中に配置したテンションの張力を調整することによって行うこととする目的として考案された構造である。

具体的には、上弦材の箱形断面の中に、図-3に示すような複数のケーブルを通す。このケーブル（テンション）は、荷重のほとんどを負担することも可能であるくらいの断面性能を有するものとする。ケーブルには荷重を支持するという主要な役割以外に、積極的に張力を加えて、構造全体の剛性を高めるという重要な役割を担わせる。

数値計算によれば、ケーブル張力を調整することにより、

- ① トラス部材の応力調整が可能になる。すなわち、部材の断面力の大きさを調節できる。
- ② 系全体の変形の制御が行える。すなわち、トラス構造のたわみの大きさを調節できる。

という2点が、大きな特徴であることがわかっている。

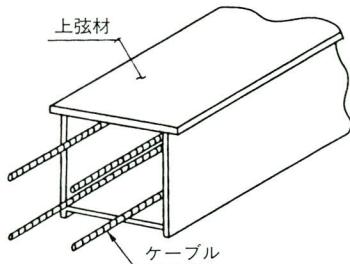


図-3 上弦材

3. 数値計算

(1) 計算結果

数値計算に際しては、構造諸元、載荷方法、テンション張力の大きさ等、様々なパラメーターを考慮したため、計算結果は膨大な量となった。個々の結果の報告は省略するが、下記の構造特性が明らかになった。

- ① テンションの緊張によりトラス部材の部材力と構造全体の変形の調整が可能である。
- ② たわみをゼロに近い状態に調整すると、節点荷重の大部分がケーブルに移行し、ケーブルと鉛直材のみに部材力が生じるようになる。

- ③ 剛性が大きく、変形量が小さい。

(2) 考察

本構造に対する検討は静的な挙動にとどまっているため、下記の考察は実用性という見地からは十分であるとはいえないが、パラボラ・トラスの基本的特性は把握できると思われる。

① 腹材の配置方法

腹材の配置方法として、プラットトラス型、ハウトラス型、ワーレントラス型が考えられる。スパン長150mのモデルに対する概略設計では各タイプ間に顕著な差はみられなかったが、ケーブル張力の点でプラット型がやや有利であった。

② 支点条件

下弦材支点がヒンジの場合とローラーの場合を比較した場合、ヒンジ支点のほうがたわみは小さくなる。ただし、ヒンジ支点ではスパン中央部付近の上弦材や、端部付近の下弦材に圧縮力が生じるので対し、ローラー支点なら上弦材中央付近を除いてほぼ引張材として使用できるという長所がある。ローラー支点のモデルに対して系全体に一樣な温度変化があった場合、温度低下に対しては、たわみの減少、部材力の減少等有利であるが、温度上昇の場合はたわみが増大し、上下弦材とも圧縮力が大きくなる。

③ 他の構造形式との比較

トラスドランガーやワーレントラスに比較して、鋼重の点ではパラボラ・トラスが有利であるが、たわみは大きくなる。吊橋と比較すれば、鋼重に有為な差異はみられないが、たわみとケーブル張力の変動幅が小さくなるため本構造が有利な点もある。

4. 模型実験

数値計算で得られた構造特性の確認を行うため、模型による載荷実験を行なった。

(1) 実験装置

実験に用いたモデルを図-4、および写真-1に示す。支間は500cm、主構高さは端部で80cm、中央部で40cm、サグ比は1/12.5である。図中のU1、L1・・・等は部材マークを、[] 内の数字は節点番号を示す。

近接した2面のトラス構面の間に、上弦材節点を介してケーブルを1本配置する。このケーブルを両方の上部支点で緊張することにより、すべての上弦材にプレストレスが導入できる構造になっている。なお、荷重は下弦材節点に載荷する。

トラス部材は全部材同一断面のアルミニウム製チャンネル(図-5)、ケーブルはステンレス製の片より索、ガセットプレートには鋼板を用いた。これらの部材の主要

諸元を表-1に示す。ケーブルの接触する上弦材節点には、ケーブル張力の摩擦損失を極力少なくするために黄銅製のローラーを設けた。模型全体は、剛性の高い鋼製(H型鋼)のフレームで取り囲み、支点やケーブルの反力を取ったり、測定機器の受台として使用した。

トラス部材のひずみはひずみゲージ、節点変位はダイヤルゲージ、ケーブル張力はロードセルによって測定した。

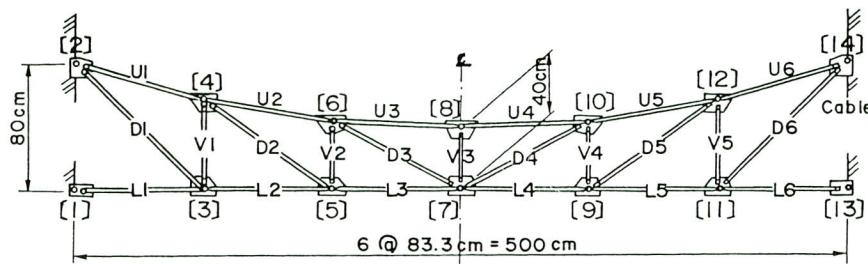


図-4 実験モデル

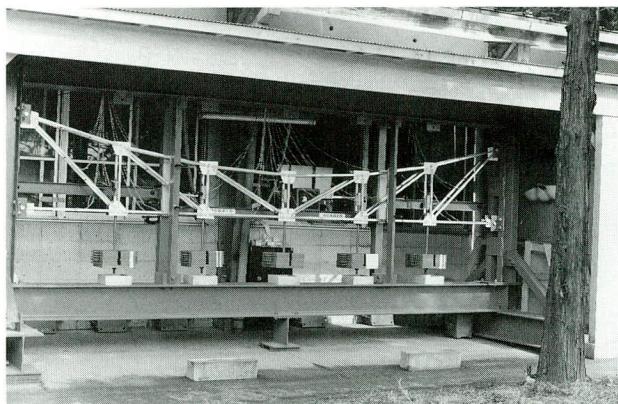


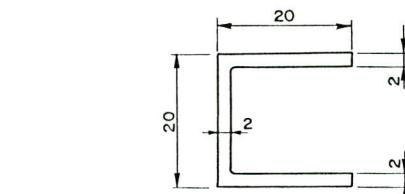
写真-1 実験状況

表-1 構造諸元

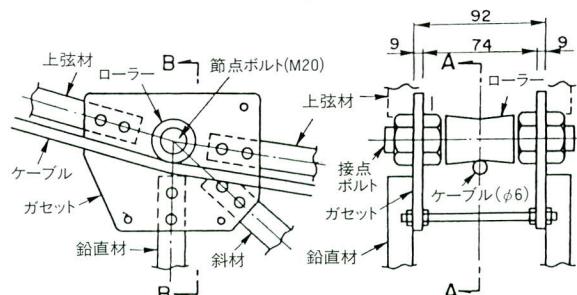
トラス部材	アルミニウム製 チャンネル	JIS H 4100 6063 T-5 $20 \times 20 \times 2$ $E = 2.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ $A = 1.12 \text{ cm}^2$ $\sigma_y = 15 \text{ kgf/cm}^2$
ケーブル	ステンレス製 ストランド	$\phi 6 \text{ mm}$ $T_a = 2000 \text{ kgf}$ $A = 0.22 \text{ cm}^2$
ガセット	鋼製プレート	SS400 $t = 6 \text{ mm}$

(2) 実験方法

荷重の載荷方法とケーブルの緊張方法、およびその順序の組合せは種々考えられるが、ケーブルの緊張によってたわみや部材力を制御するという目的から表-2のような方法を採用した。すなわち、節点荷重の載荷・除荷



(a) トラス部材断面



(b) 上弦材節点構造

図-5 トラス部材と上弦材節点構造

とケーブル張力の緊張・弛緩は、各々異なるステップとして行った。そして、ステップ番号③⑤⑦⑨においては、節点[7]のたわみを0にするような制御を行うべくケーブル張力を調整した。なお、節点荷重は5つの下弦材節点に同じ大きさの荷重Pを載荷した。したがって、節点荷重の総和は表中のPの大きさの5倍である。

5. 実験結果

節点荷重のステップ載荷（除荷）とケーブル緊張（弛緩）のプロセスを、同一の行程で5回行った。5回の実験結果を平均したもののうち、下弦材中央の節点[7]の変位、端部パネルの上弦材(U1)、下弦材(L1)、斜材(D1)、鉛直材(V1)の部材力と、ケーブル張力Tとの関係を図-6に示す。図中の変位は上方への変位を+、部材力は引張力を+として表現している。載荷段階のそれぞれの結果について順を追って説明する。

(1) プレストレス導入（ステップ①～②）

節点荷重は作用させず、ケーブル張力のみを増加させる。これはトラス構造にケーブルを介してプレストレスを導入する場合に相当する。ケーブル張力は100kgずつ増加させている。各グラフの中間点はほぼ一直線上に並び、ケーブル張力とトラスの部材力、変位の間には線形関係が成り立つことがわかる。ケーブル張力の導入によって下弦材節点は上方へ引き上げられる。

(2) プレストレス状態での載荷（②～③）

ケーブル張力（プレストレス）の導入を500kgで止め、下弦材節点に鉛直荷重を載荷する。この結果、ケーブル張力の増加は若干であるのに対し、トラスの部材力、変位は大きく変化する。すなわちプレストレス導入後に載荷した荷重の大部分はトラスが負担することがわかる。ただし、鉛直材の部材力のみが低下することがこの構造系の特徴である。

(3) 制御機能の検証（③～④）

すべての下弦材節点に一様な鉛直荷重を作らせた状態で、ケーブルの張力を900kgまで増加させると、図に見るようにケーブル張力の増加に伴って、節点変位と上弦材、下弦材、斜材の部材力は線形的に減少する。これに対して、鉛直材の部材力のみが線形的に増加していく。この現象は、この系ではケーブル張力を変化させることによって、トラス構造とケーブルによる吊り構造との中間的な構造系が出現することを意味する。

(4) 吊橋との類似機構の検証（④、⑧）

ケーブル張力を調整して節点[7]のたわみを0とした場合が図に示す④、⑧の各点である。この段階で注目すべき現象は、上弦材(U1)、下弦材(L1)、斜材(D1)の

表-2 節点載荷とケーブル緊張

ステップ	節点荷重 P kgf	ケーブル張力 T kgf	備考
①～②	0	0→500	荷重載荷
②～③	0→ 55	500	
③～④	99	500→965	ケーブル緊張
④～⑤	99→163	965	
⑤～⑥	163→ 99	965	荷重除荷
⑥～⑦	99	965→500	
⑦～⑧	99→ 54	500	
⑧～⑨	54	500→ 0	ケーブル弛緩
⑨～⑩	54→ 0	0	

注意 1) ステップの番号（①、②…）は図中の番号に対応する。

2) 節点荷重の大きさPは1節点あたりを表す。

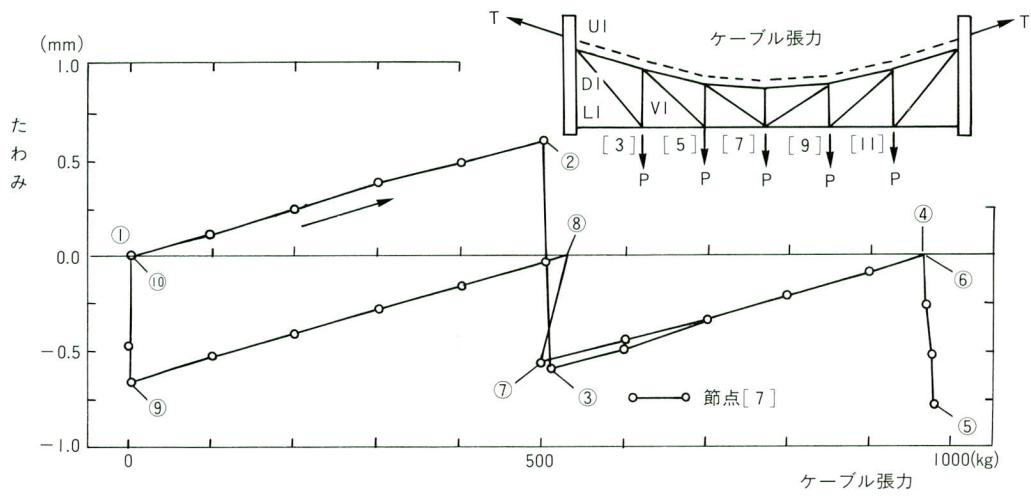
3) ケーブルの緊張（弛緩）は節点荷重を固定した状態で行う。節点荷重の大きさを変えればケーブル張力も若干変化する。

各部材力はほとんど0となるのに対して、鉛直材（V1）の部材力は節点荷重とほぼ等しい荷重を示していることである。これは節点荷重が鉛直材を通じてケーブルに直接伝達されていること、すなわち鉛直材とケーブルによって吊橋に類似した機構が得られる事を示すものである。

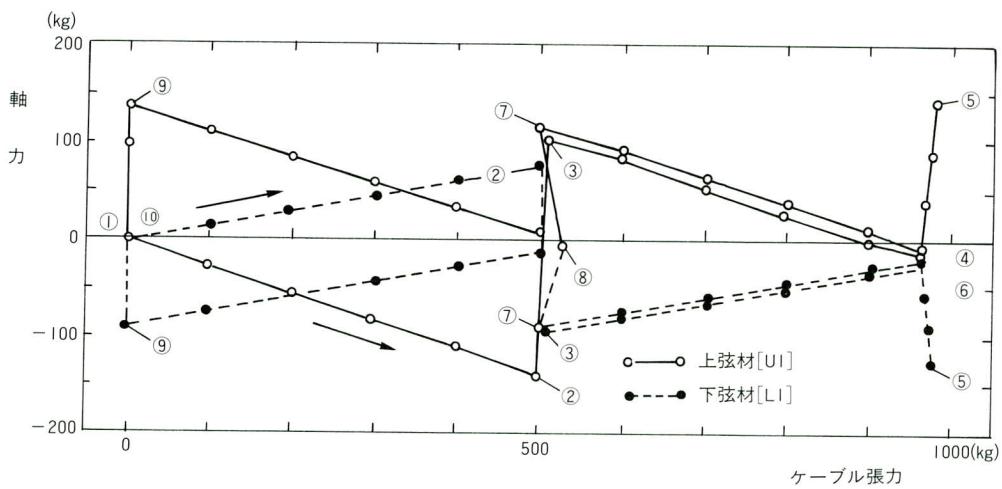
(5) 活荷重載荷の検討（④～⑥）

上記(4)の特性を利用した吊橋類似機構をもつトラス構造物を想定し、死荷重をケーブルと鉛直材に負担させた場合、この構造系がその後に作用する活荷重等の外力に対してどのような挙動を示すかを検討する。実験では節点変位が0に制御された状態から節点荷重を段階的に増加し、そこからまた段階的に減少させる。この反復載荷実験過程において、図上にプロットした点はほぼ直線上に並ぶ。

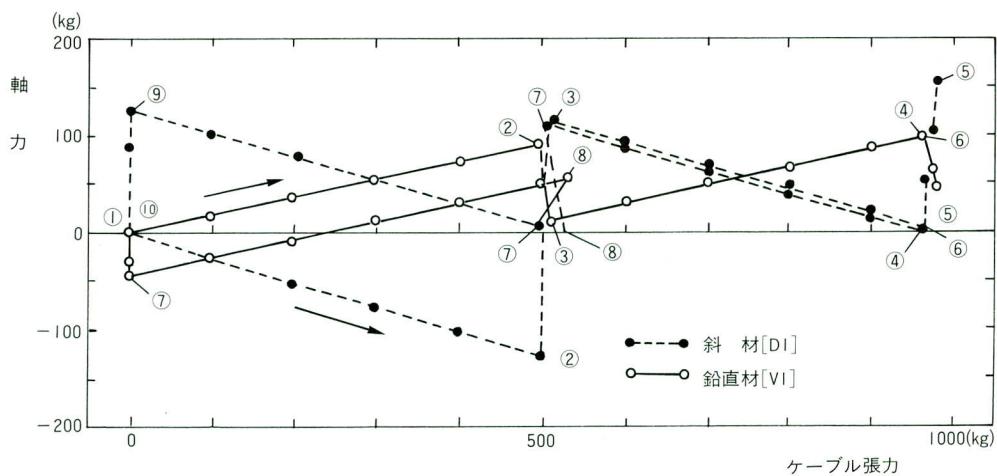
また、各グラフにおいて、④と⑤を結ぶ直線と②と③を結ぶ直線の勾配を詳細に観察すると、いずれのグラフにおいてもケーブル張力の高い場合（④～⑤）のほうが若干緩い勾配を示す。すなわち、プレストレスの導入後における外力の増分に対しては、プレストレスが高いほどトラスの荷重分担率が軽減されることを意味する。このことは、ケーブルを含む構造物の解析においては、ケーブルの張力の大きいほど剛度マトリクスにおけるケーブル要素の剛度が大きな数値となることからも理解できる。



(a) ケーブル張力と下弦材中央[7]のたわみの関係



(b) ケーブル張力と上弦材[UI]・下弦材[LI]の軸力の関係



(c) ケーブル張力と斜材[DI]・鉛直材[VI]の軸力の関係

図-6 実験結果

6. 橋梁への応用に関する考察

パラボラ・トラス構造に関する検討は、現時点では数値解析と上記の基礎的な実験を完了した段階である。さらに詳細な多くの検討課題を抱えてはいるが、この方式を実橋に利用する場合を想定したとき、次の諸点についてメリットがあると考えられる。

(1) 中小径間橋梁としての有利性

スパン長150m以下の小幅員の橋梁に対して、アーチ構造を採用する場合には、全体座屈に対する条件が厳しいために、設計上かなりの安全を見込まなければならない。また、地形によっては架設に要する費用も増大する。吊橋を採用する場合には、小幅員のために横方向の剛性が小さい。そのため架設時の安全性の確保や使用時の変形の大きさが問題となる。これに対して本構造方式は、ケーブルとトラスの相互作用によって系全体が引張構造物となるため、全体座屈は生じない。またプレストレスによる剛性が付加されるという有利性がある。

(2) 架設工法における有利性

ケーブルエレクション方式のケーブルを、そのままトラスの上弦材の中に組み込んで主構造部材として利用する事が出来る。トラス構はパネル毎にブロック架設が可能である。これによって現場工事の安全性と省力化をはかることができる。

(3) 主構造部材の交換の可能性

トラス構造とケーブル構造という二重構造であり、ケーブルの張力調整によって荷重の分担率を変更できるため、部材の補修や交換が可能である。ただし、上弦材の中には複数のケーブルを配置してあるものとする。

(4) 構造応答制御機能

所定の節点に結合した複数のケーブルの緊張力を調整することによって、系の変形を制御することができる。この機能は、架設時および補修時における形状管理に利用できる。

7. まとめ

トラスの上弦材の節点をパラボラ曲線上に配置し、上

弦材の中またはこれに平行して制御用のケーブルを組み込み、ケーブルの緊張力が調整できるような構造系を考案した。その静的な力学特性を検証することを目的として、基礎的な模型実験を試みた。実験結果は数値解析による理論値と十分な精度で一致し、トラス構造とケーブルの相互作用の機構を明確に証明する事ができた。実験で証明されたパラボラ・トラスの主要な構造特性を以下に要約する。

- ① 節点に作用する鉛直荷重によって生ずるトラスの節点たわみと部材力は、ケーブルの緊張力によって調整することができる。
- ② 節点たわみがほとんど0に調整されたとき、下弦材節点荷重の大部分はケーブルに移行する。この場合鉛直材のみが吊橋のハンガーのように働き、他のトラス部材の軸力は無視できるほどに小さくなる。張力調整は上弦材間で行うのが実用的であり、ケーブルの定着方法を含めて上弦材の節点構造には多くの問題が残されている。さらに、実際の橋梁への応用のためにも動的応答特性や立体構造としての挙動を把握しなければならないであろう。

本報告を執筆するに当たり、実験の実行や数値計算結果・実験結果の資料提供等で多大な御協力を頂いた、信州大学工学部社会開発工学科の吉澤孝和助教授、(株)長野技研の宮澤 圭氏、吉澤研究室の学生諸氏に、紙上を借りて感謝の意を表します。

〈参考文献〉

- 1) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧、丸善、1980
- 2) 土木学会：座屈設計ガイドライン、技報堂、1987
- 3) N.J.Gimsing、西川和廣 訳：ケーブル支持橋梁の最近の発展および将来への展望、橋梁と基礎、1987.5
- 4) N.J.Gimsing、大塚久哲 訳：超長大支間の斜張橋、橋梁と基礎、1989.6
- 5) 大森邦雄：鋼アーチ橋の設計上の留意点、アーチ橋特集号、橋梁と基礎、1991.8
- 6) 酒井勝昭：鋼アーチ橋の架設、アーチ橋特集号、橋梁と基礎、1991.8
- 7) 石橋和美：鋼トラス橋の設計上の留意点、トラス橋特集号、橋梁と基礎、1993.8
- 8) 酒井勝昭：鋼トラス橋の架設、トラス橋特集号、橋梁と基礎、1993.8

9) 長井正嗣、藤野陽三：1000mを超える自碇式斜張橋の構造形態に関する主に静的挙動からの一考察、土木学会構造工学論文集、Vol.38 A、1992

(10) 吉澤孝和、宮澤圭：パラボラトラス構造を応用した新形式の長大橋梁について、JSCE中部支部研究発表会

講演概要集、I-40、1991.3

(11) 吉川薰、清水功雄、吉澤孝和、宮澤圭：パラボラトラスとケーブルを組み合わせた構造の静的載荷実験、JSCE47回年次学術講演会講演概要集、I-425、1992.9

1994.6.25受付

グラビア写真説明

北浦大橋

茨城県には、琵琶湖につぐ日本第二の霞ヶ浦があり風光明媚な観光地として有名であります。

しかし対岸との物的、文化的な交流がさまたげられており、そこで北浦を横断し鹿島郡と行方郡を結ぶ北浦大橋が計画され、全長1,298.8mの県内最大の橋梁として昭和63年に着工され平成6年度には全面開通となります。

その効果は茨城県だけでなく、他県との一層の物的、文化的交流をうながし又その雄大な景観は、観光地としても一層の効果を生むと思われます。
(伊木)

白山橋

南アルプスの麓に位置する高遠町は、歴史と桜の町であり高遠城址公園の“高遠コヒガン桜”や江島、生島で有名な江島の囲み家敷は観光名所となっております。

高遠町は、急勾配な地形が多く道路が狭く、又町が三峰川で分断され地域生活、観光道路として不便をきたしております。

白山橋もそれらを解消するために架橋され、周囲の景観と調和したデザインとなっており、特に高欄は高遠城の欄干をイメージし格子は連干窓を表現されています。

又最終塗装も満開のコヒガン桜とマッチする様検討され、決定されました。

毎年4月中旬の“桜祭り”の期間中には沢山の観光客が白山橋を利用するものと思われます。
(永田)

予熱低減型HT780を用いたトラス弦材の製作 (明石海峡大橋補剛桁上弦材パイロットメンバー製作施工試験)

Manufacturing Truss Chord Members Using Reduced-Preheat HT780 (manufacture and assembly tests of pilot members similar to the upper chords of the stiffening girders of the Akashi Kaikyo Bridge)

森 下 統 一* 百瀬 敏彦** 村 上 貴 紀*** 濑木 純一**
Touichi MORISHITA Toshihiko MOMOSE Takanori MURAKAMI Jun-ichi SEGI

Summary

Welding quenched and tempered high tensile strength steel such as HT780 requires a preheating temperature of over 100°C. But when welding slim members such as chord members of a truss, high-temperature preheating causes problems such as effects on the dimensional accuracy and shapes of the members and adverse impact on the quality of the welds due to a poor working environment.

This report describes the results of basic tests performed to determine the properties (such as suitability for welding) of copper-precipitating HT780, which can be welded using a lower preheating temperature. The results of production and assembly tests of pilot members with characteristics identical to those of the upper chords of the stiffening trusses of the Akashikaikyo-Ohashi Bridge are also reviewed, and the suitability of low-preheat HT780 for bridge applications is examined.

1. まえがき

HT690およびHT780の高強度調質高張力鋼の施工は大鳴門橋および番ノ州橋高架橋において実績があり、これらの施工結果については既に詳細な報告をしている¹⁾。HT780等の高強度調質高張力鋼の予熱温度は100°C以上となりトラス弦材のような細長い部材では、①高温予熱による素材の熱膨張が部材寸法精度および形状におよぼす影響、②高温予熱による作業環境悪化とそれが溶接品質におよぼす影響等について十分な検討が必要となる。

これらの観点から、溶接性が良好で、予熱温度の低減が可能なHT780等の実用化は品質の安定化および向上のみならず製作の合理化にも寄与することが大であると考えられる。当社は、新日本製鉄が開発した予熱低減可能なCu析出型HT780に早くから注目し、平成3年より新日本製鉄および日鉄溶接工業と橋梁への適用に関する研究を進めており、既に基礎的な溶接性等の確性試験を完了し、これらの予熱低減型HT780が橋梁用鋼材としてHBS材料規格、鋼橋等製作基準および道路橋示方書等を十分に満足することを確認した²⁾。

予熱低減型HT780等は本州四国連絡橋公団により、条件付ながら明石海峡大橋補剛桁鋼材として使用することが認められたが、当社は実施工に先立ち、予熱低減型H

T780を用いたトラス上弦材のパイロットメンバーの製作施工試験を行い、実部材での予熱低減型HT780の橋梁への適用性の確認を行なった。

本報は、パイロットメンバー製作施工試験結果を予熱低減型HT780の橋梁への適用性の立場から、まとめて報告するものである。

2. パイロットメンバーの特徴と製作方針

明石海峡大橋補剛桁トラス上弦材を想定したパイロットメンバーの製作図を図-1に示した。パイロットメンバーのフランジおよびウエブは板厚34mm予熱低減型HT780を用いた。本パイロットメンバーの特徴と製作方針を下記に示す。

- 1) 予熱低減型HT780、板厚34mmを主鋼板として用いる。
溶接確性試験に基づき予熱温度は50°C以上とする。
予熱は原則として電気ヒーターを用いる。
- 2) 部材の断面は750mm×840mmで、部材長は28,400mmと非常に長い。
- 3) HT780の溶接金属の靭性確保のため板継ぎ溶接はボンドフラックスを用いたサブマージアーク溶接とする。
- 4) かど継手のルートギャップを0.5mm以下とするため、

* 千葉工場製造部生産技術課長

*** 千葉工場製造部生産技術課

** 千葉工場製造部生産技術課係長

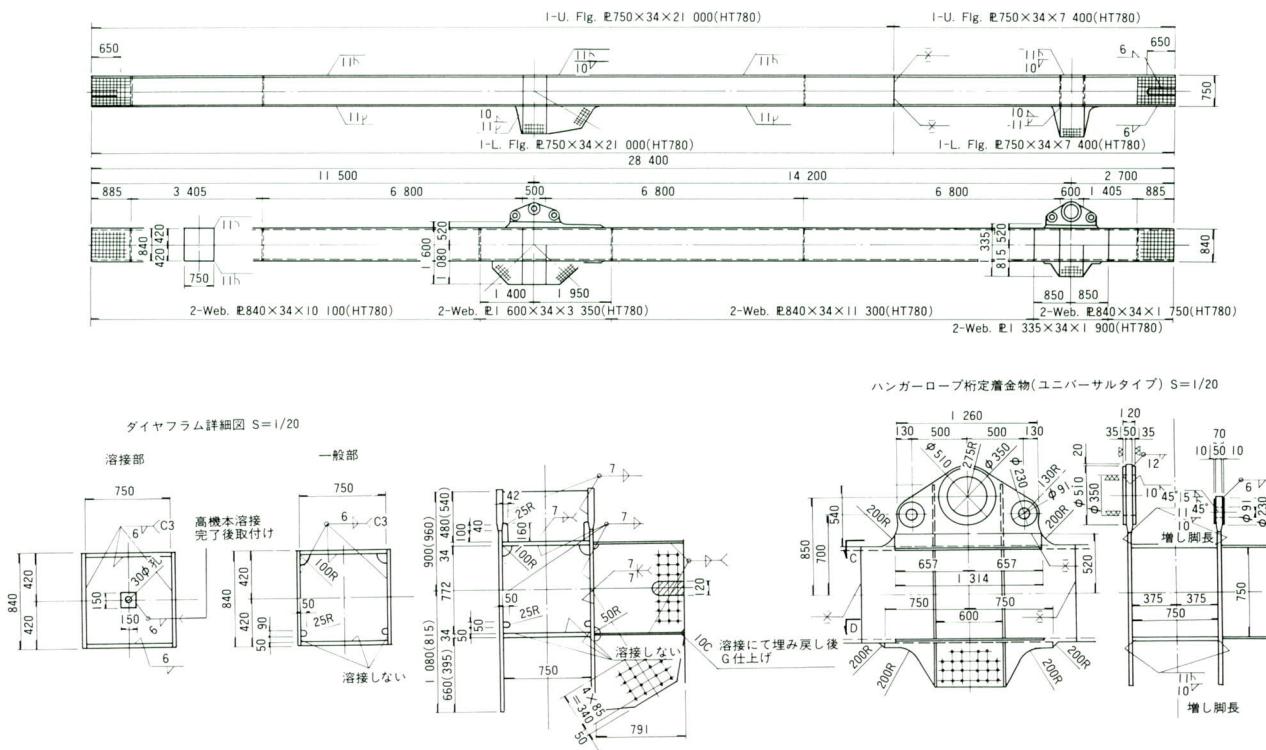


図-1 パイロットメンバー製作図

部品の形状、寸法に関して厳しい管理が必要である。

- 5) 上弦材の場合上・下フランジが落し込みである。
(上下かど継手とも部分溶込み継手) 従って上下フランジの幅寸法相対誤差許容が厳しくなる。
- 6) 上弦材はガセットおよび桁定着金物の関係で横組立方式となる。
- 7) ルート部の微小溶接欠陥を防止するため、溶接部の酸化被膜、プライマー等の完全除去を行う。
- 8) 部分溶込みかど継手の開先形状はJ開先のシングルサブマージアーク溶接とする。
- 9) かど継手は軟質継手とする。
- 10) ダイヤフラム等応力直角方向の溶接は溶込みと止端形状に留意する。
- 11) 桁定着金物のピン孔加工精度確保のため、部材製作後機械加工を行う。

3. HT780鋼材

(1) 供試鋼材の化学成分と機械的性質

本パイロットメンバーに使用したHT780(約28T)は新日本製鉄君津製鉄所の予熱低減型HT780を用いた。供試鋼板の化学成分および機械的性質の例を表-1、2

に示した。

本鋼材はCu析出型HT780のため、炭素当量式(Ceq)に $Cu/13 = 0.07$ 程度が付与されるので、 $Ceq \leq 0.53\%$ の本基準を満足出来ない。 $Ceq \leq 0.53\%$ が満足できない場合は①最高硬さ試験を行い $Hv_{max} \leq 420$ のこと、②溶接ビート曲げ試験を行い、 28° ($t = 34$ の場合) 以上曲がることを同時に満足しなければならないとHBSに規定されている。

表-1 供試鋼板HT780の化学成分の例

C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	Nb	V	Ceq (本四)	Pcm
0.06	0.25	1.35	.006	.001	0.94	1.00	0.36	0.30	0.01	0.04	0.54	0.24

$$Ceq(\text{本四}) = C + Mn/6 + Si/24 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14 + Cu/13$$

表-2 供試鋼板HT780の機械的性質の例

TP No.	方向	引張試験 (JIS 4号 I/4t)						衝撃試験 (JIS4号I/4t)	
		鋼板Top側			鋼板Bottom側			Top	Bottom
		YP N/mm ²	TS N/mm ²	E1 %	YP N/mm ²	TS N/mm ²	E1 %	vE ₋₄₈ °C J	vE ₋₄₈ °C J
スペック	—	≥ 685	780/ 930	≥ 16	≥ 685	780/ 930	≥ 16	Av. ≥47 (L方向)	Av. ≥47 (L方向)
01499	L	724	795	28	706	785	28	229/257	247/250
	C	745	817	24	747	815	25	135/174	168/186

表-3に本鋼材を用いた最高硬さ試験の結果を示した。Hvmax≤420は十分に満足している。(2)の溶接ビート曲げ試験についても、JISG 3106(1977)に基づき、溶接ビート曲げ試験を実施した。試験結果は試験片厚34mmに対して曲げ角度28度で曲げ面に割れ発生は認められなかった。(最高硬さ試験および曲げ試験はミルメーカーにて鋼材出荷に先立ち実施した)

(2) 鋼板の板厚公差

供試鋼板HT780、板厚34mmのロール鋼板6枚について、図-2に示す位置で板厚測定を行った。

JISG 3193によると板幅1600~2000mm、板厚34mmの板厚許容差は±0.90であるが、今回の鋼板の測定結果の公差幅は0.23mmであり、かつ板厚マイナス側は全くなく、非常に良好であった。

(3) 鋼板の平坦度

調質高張力鋼(HT780: $t \geq 32\text{mm}$ 等)については、HBS G 3103で鋼板の平坦度の最大値は、鋼板の圧延方向および圧延直角方向で2mm/mと規定されている。鋼板の発注にあたっては、これらの平坦度基準をつけて発注した。板継ぎ組立直前に、各板継ぎ材毎に図-3の要領で平坦度を測定し、 $\delta \geq 1.0$ の箇所については、板継ぎ角変形矯正時に矯正を行い、 $\delta < 1.0$ とした。

測定線28m×2×4=224mの内、 $\delta \geq 1.0$ の鋼板小波が認められたのは1ヶ所のみ($\delta = 1.1\text{mm}$)であり、この箇所は $\delta = 0.2$ にプレス矯正した。他は全て $\delta \leq 1.0$ であり、鋼板の平坦度は非常に良好であった。

4. 前段加工

(1) 板継ぎ溶接施工

開先の形状、ペベル角度は開先形状標準により板厚毎に異なるが、板厚34mmでの開先形状を図-4に示した。また、板継ぎ溶接継手の開先形状の測定結果を図-5に示した。測定は1切断線当たり3ヶ所、開先角度とルートフェイス高さを測定した。

HT780の高強度鋼では、溶接金属の靭性の確保するため、入熱制限(50,000joule/cm以下とすること)、溶接パス間温度を200°C以下にすることおよびボンドタイプのフラックスを使用することが必要であった。

一方、予熱低減型HT780鋼板でも、板継ぎ溶接継手の

表-3 溶接部最高硬さ試験結果(繰り返し数N=2の最高値)

試験片厚 mm	溶接材料	入熱 KJ/cm	最高硬さHv(10kgf)			
			0°C	R T	50°C	100°C
34	L-80EL	17.0	326	320	318	304

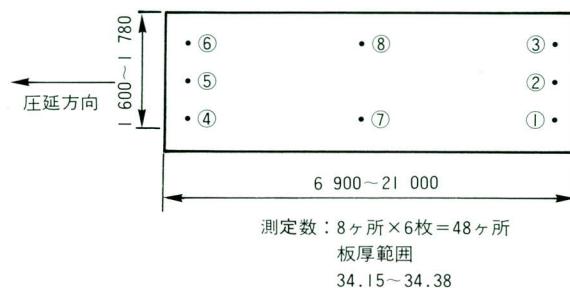


図-2 板厚測定位置

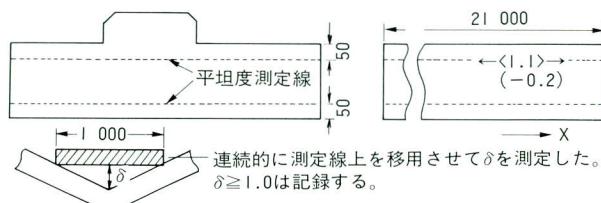


図-3 平坦度測定要領

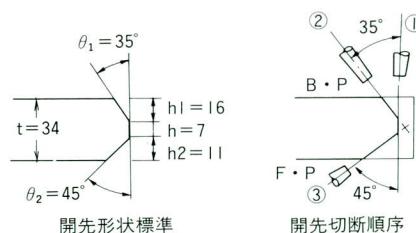


図-4 板継ぎ溶接継手開先図

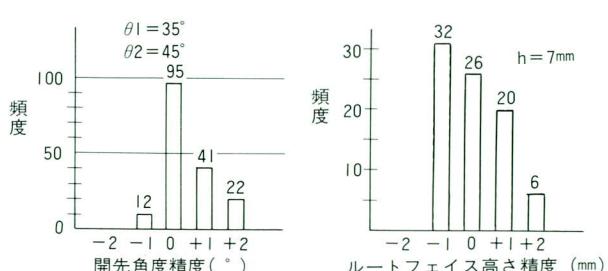


図-5 板継ぎ開先加工精度のヒストグラム

引張強さを必要以上に高くすると溶接金属の拡散性水素量の如何によっては溶接金属に横割れを生じる恐がある。特に、ポンドフラックスは低温焼結型であり、吸湿し易い性質があるため乾燥および保管に十分留意しないと、溶接金属の横割れ感受性を高めることになる。従って、小型試験結果を基づき、溶接条件を決定すると共に、板継ぎ時の予熱に限り予熱温度を100°C以上とし、バス間温度も上下限を設け、100~200°Cとした。**表-4**に板継ぎ溶接の溶接材料を、**表-5**に板継ぎ溶接条件を示した。

表-4 板継ぎサブマージアーク溶接材料

溶接材料	銘柄	寸法	乾燥条件
ワイヤ	Y-80M	4.8φ	—
フラックス	NB-250H	12×100	300°C × 3 H 乾燥、120°C 保管

表-5 板継ぎサブマージアーク溶接条件

積層	層	電流(A)	電圧(V)	速度(cm/min)	入熱(Joule/cm)
仕上層 B.P. 及び F.P. の初層	B.P.	650	32	30	41,600
	F.P.	700	32~35	30以上	49,000 以下
	中間層	650	35~38	30以上	30,000
	最終 仕上げ 層	700	38	35以上	45,600

- 組立溶接予熱温度：50°C (S-16LH, 4φ)
- サブマージアーク溶接予熱温度：100°C バス間温度：100°C~200°C
- 完全裏ガウジング（自動ガウジング使用）ガウジング後グラインダ仕上げをしてカラーチェックにより、裏はつり状態の確認を行う。
- 入熱は50kJ以下とする。

(2) 板継ぎ溶接継手の放射線透過試験の結果

パイロットメンバーフランジおよびウエブの板継ぎ溶接継手の放射線透過試験を行った。透過写真撮影は板継ぎ終了後48H以上経過してから行なった。放射線透過試験はウエブの桁定着金物板継ぎ溶接を含めて全長に渡って行ない、透過写真は全部で62枚であった。透過写真62枚の内、60枚が無欠陥1級、2枚が第1種1級および第2種1級であった。

(3) 板継ぎ溶接継手の性能試験

1) 板継ぎ溶接継手の引張試験結果

表-6に板継ぎ溶接継手HT780×HT780およびHT780×SM490YCとの板継ぎ溶接継手の引張試験結果を示した。HT780×HT780の板継ぎ溶接継手の強度は極端なオーバーマッチングにならず、妥当な引張強さであった。

表-6 板継ぎ溶接継手の引張試験結果 (JIS Z 3121 1号試験片)

継手試験片番号	板厚	材質	破断荷重(N)	引張強さ(N/mm ²)	破断位置	規格値(N/mm ²)	備考
UF-T1	34×34	HT780	695,000	814	母材	≥780	溶接材料・溶接条件： 表4~5 参照
UF-T2			694,000	812	母材		
GAF-T1	34×50	HT780 × SM490YC	511,000	596	母材	490 ↓ 610	
GAF-T2			511,000	596	母材		

2) 板継ぎ溶接継手の衝撃試験

表-7に板継ぎ溶接継手HT780×HT780およびHT780×SM490YCの溶接金属より、シャルビー衝撃試験片を採取し、それぞれ-15°Cおよび0°Cでの衝撃試験結果を示した。いずれも、規格値を満足する靭性が得られた。

表-7 板継ぎ溶接継手溶接金属の衝撃試験結果(JIS Z 3111 4号試験片)

継手試験片記号	板厚	材質	試験温度	吸収エネルギー(Joule)		規格値	備考
				試験値	平均値		
UF-C1	34×34	HT780 × HT780	-15°C	145	145	≥47	溶接材料・溶接条件： 表4~5 参照 シャルビー試験片採取位置 FP → ←
UF-C1				163			
UF-C1				127			
GAF-C1	34×50	HT780 × SM490YC	0°C	104	97	≥47	ノッチ BP → ←
GAF-C2				104			
GAF-C3				83			

3) 板継ぎ溶接継手の断面マクロ試験、硬さ試験および曲げ試験

板継ぎ溶接継手HT780×HT780およびHT780×SM490YCの断面マクロを採取し、断面マクロ試験および硬さ試験を行った。**写真-1**にHT780×HT780継手および**写真-2**にHT780×SM490YC継手の断面マクロ写真を示した。いずれの継手とも、断面マクロは良好な結果であった。

表-8に継手の最高硬さと位置を、**図-6**にHT780×HT780継手の硬さ分布を示した。熱影響部において軟化域が認められたものの、溶接金属はほぼ母材相当の硬さであり、良好であった。

(4) フランジの端面研削

部材フランジ、ウエブの板継ぎ溶接完了後、鋸線、幅切断および孔明け加工を経て、ウエブのプライマー除去

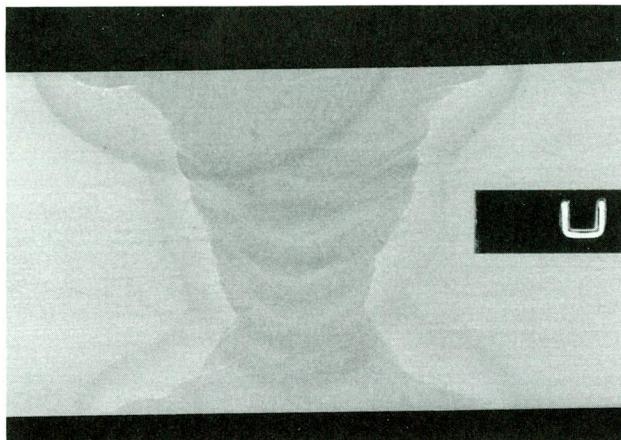


写真-1 HT780×HT780 板継ぎ継手の断面マクロ

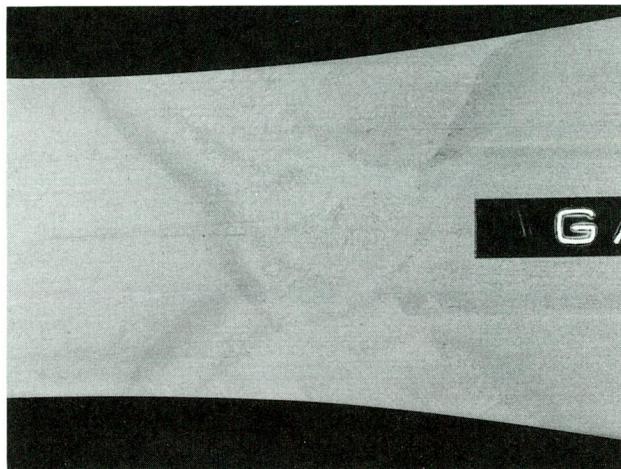


写真-2 HT780×SM490YC板継ぎ継手の断面マクロ

研削およびフランジ端面の研削を行なった。

パイロットメンバーは上弦材想定部材のため、上下フランジともはめ込み材であり、上下フランジの幅精度はかど継手のルートギャップ0.5mm以下確保および部材断面形状精度確保のためには、非常に重要な要因となる。フランジの幅切断後の幅寸法は設計寸法の+1mm程度とし、

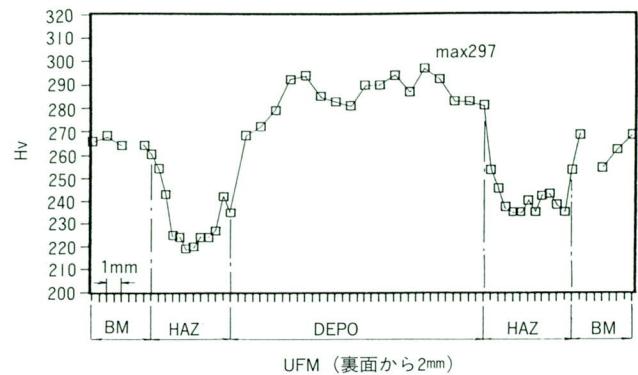


図-6 HT780×HT780板継ぎ継手の硬さ分布

端面切削後幅寸法を0～+0.5mm程度とするのが望ましいが、ガス切断による幅精度を考えると、ガス切断幅寸法をやや大きくし切削によって調整するのが現実的であると考えられる。

表-9に上下フランジの切削面（幅再切断完了後）と端面切削完了後のダイヤフラム取付け位置での幅寸法および端面直角度の測定結果を示した。実測結果によるとガス切断後の幅は上下フランジとも+2.0～+2.5mmとやや大きな寸法であったため端面研削量が多くなり、研削回数も増大した。研削後の幅寸法はほぼ0～+1.0mm、端面直角度は±0.3mm程度であり、良好であった。なお各ダイヤフラムの寸法は下フランジについては実測値+0.7mm（ただし端ダイヤフラムは+0.5mm）として機械加工を行なった。

(5) 部分溶け込みかど継手J開先加工

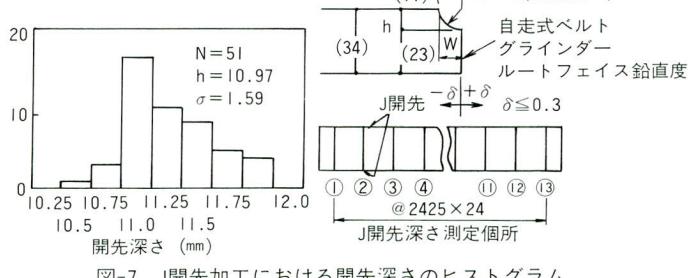
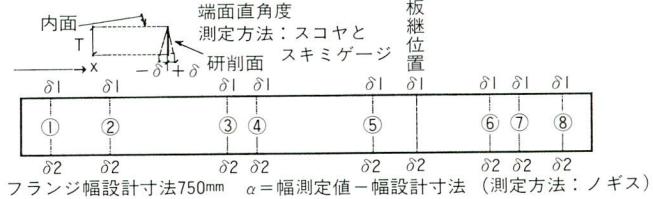
上下フランジは端面研削後、専用開先加工機を用いてJ開先加工を行なった。部分溶け込み角継手のJ開先の開先深さの測定値のヒストグラムを図-7に示した。開先加工精度は良好であった。

表-8 板継ぎ溶接継手の硬さ試験結果

継手試験片記号	板 厚	材 質	測定位置	最高硬さ(Hv)	最高硬さ位置	規 格 値	備 考
UF-M (断面マクロ試験片と兼用)	34×34	HT780	表面から2mm	294	母材	≤470	溶接材料・溶接条件： 表4～表5参照 硬さ測定位置
			中 央	297	溶接金属		
			裏面から2mm	304	母材		
GAF-M (断面マクロ試験片と兼用)	34×50	HT780 × SM490YC	表面から2mm	276	母材		FP 中央 BP
			中 央	258	熱影響部		
			裏面から2mm	272	母材		

表-9 上下フランジ(はめ込みフランジ)端面研削前後の直角度と幅精度

部品名	時期	測定の種類	測定位置(ダイヤフラム取付位置)								板縫ぎ 溶接部
			①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	
上 フ ラ ン ジ U F	切削前測定	幅測定値 α	+2.2	+2.4	+2.5	+2.3	+2.8	+2.2	+2.2	+2.0	+2.1
		直角度 $\delta 1$	0	0	0	0	0	-0.2	-0.2	-0.3	0
		直角度 $\delta 2$	0	+0.1	0	+0.1	+1.0	+0.3	+0.4	+0.1	+0.1
下 フ ラ ン ジ L F	切削後測定	幅測定値 α	+0.1	+0.1	+0.5	+1.0	+1.0	+0.6	+0.6	+0.5	+0.3
		直角度 $\delta 1$	+0.1	+0.2	+0.2	+0.2	+0.1	0	+0.1	+0.1	+0.2
		直角度 $\delta 2$	+0.1	+0.2	+0.2	+0.2	+0.1	0	+0.1	+0.1	+0.1



5. 後段加工

(1) 組立

一般的なトラス上弦材の組立は倒立組立となり、最後に下フランジのはめ込みを行なう。しかしながら、明石海峡大橋を想定した上弦材パイロットメンバーでは上下フランジともはめ込みであり、かど継手は4継手とも部分溶込み継手となる。従来の倒立（または正立）組立法では、下側のフランジ部分溶込み継手の組立溶接が上向きとなり、かつ溶接作業空間が非常に窮屈になる。従って、上下フランジはめ込みタイプの上弦材では、ウェブを下にした横組立でコの字形状とし、90°反転して倒立状

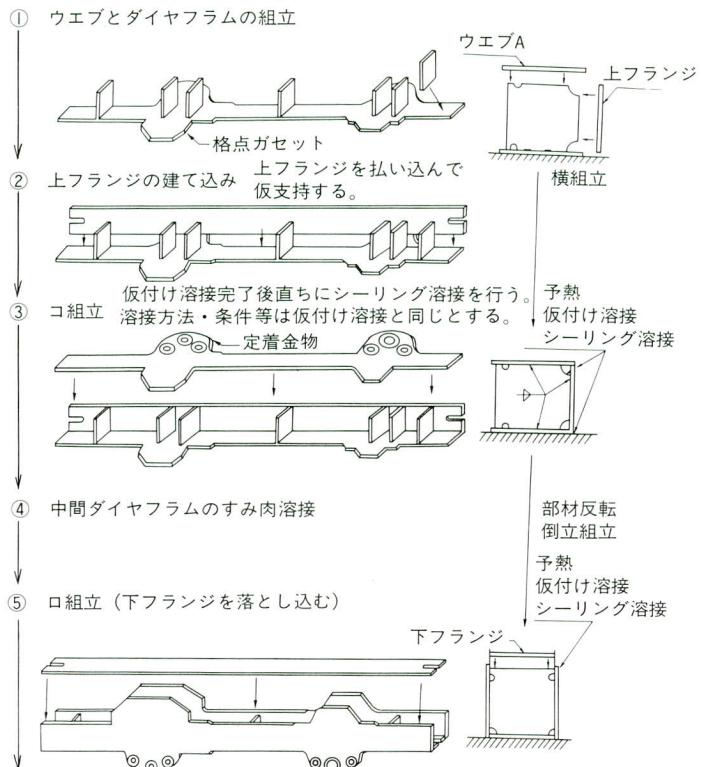


図-8 トラス上弦材パイロットメンバー組立手順図

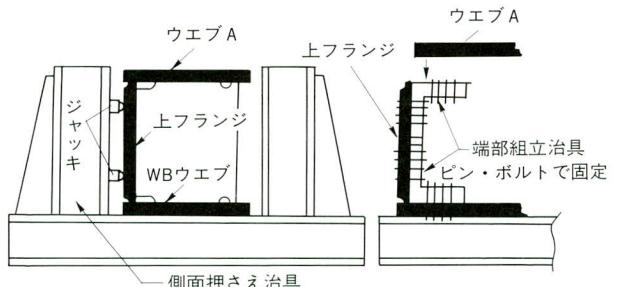


図-9 コ組立治具による組立状況

態にして下フランジの落としほみを行なった。図-8にパイロットメンバーの組立手順を示した。

横組立では組立の押さえとなるのが、ダイヤフラムしかないため、組立時の各材片の相互位置調整および仮付け溶接時の予熱変形による材片のずれ等を避けるため図-9に示す横組立治具を使用した。

表-10に組立溶接条件を示した。写真-3に口組立時はめ込みフランジの密着作業および仮付け溶接予熱状況写真を示した。

J開先部分溶込みかど継手において、横向き状態で仮付け溶接およびシーリング溶接をMAG半自動溶接で行う場合、溶接時にJ開先の肩部を損傷すると、本溶接時のJ開先部をガイドとした開先傾い装置の誤作動の原

表-10 組立溶接(仮付け溶接、シーリング溶接)条件表

順序	継手の種類 継手の位置	溶接姿勢	溶接方法	サイズ	溶接材料	予熱温度	溶接条件 電流A	電圧V
①	WebBとDiaの 仮付溶接(すみ肉)	下向	MAG Ar+CO ₂	脚長 5mm	MG-50T 1.2φ	50℃	180 A	21 V
②	TopPとWebの かど継手(J開先)	* 1 横向	MAG Ar+CO ₂	喉厚 <5mm	MG-50T 1.2φ	50℃	180 A	21 V
③	DiaとTopP及び WebBの仮付溶接	立向 上向	MAG Ar+CO ₂	脚長 5mm	MG-50T 1.2φ	50℃	180 A	21 V
④	BottomとWebの かど継手(J開先)	下向	MAG Ar+CO ₂	喉厚 <5mm	MG-50T 1.2φ	50℃	180 A	21 V

Ar+CO₂: 80%Ar+20%CO₂混合ガス * 1 : 自動溶接



写真-3 はめ込みフランジのはめ込みと密着組立状況



写真-4 コ組立時の自動仮付け・シーリング溶接状況の一例

因となる。

簡便な走行装置を用いた自動仮付け溶接装置の試作と試験溶接を行い、自動仮付け溶接及びシーリング溶接の実用化検討を行った。写真-4に自動仮付け溶接の一例を示した。

(2) 組立時のかど継手のルートギャップ

かど継手の組立時のルートギャップは、図-10に示し

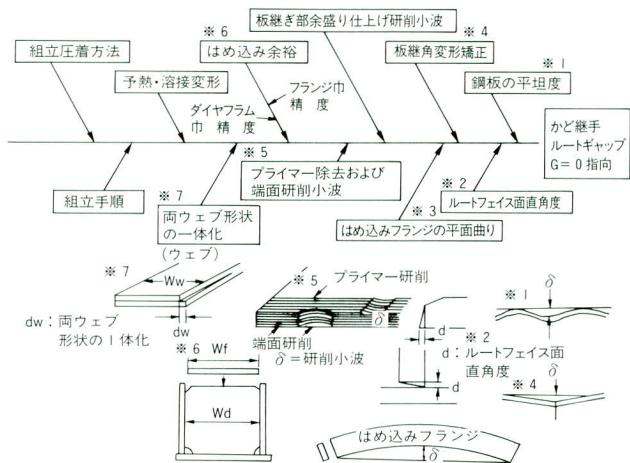


図-10 かど継手のルートギャップG=0mmの管理要因図

たかど継手のルートギャップ管理要因図を基に、前段加工から要因管理を行った。コ組立およびロ組立時にかど継手のルートギャップを300mmピッチ毎に測定した。

かど継手ルートギャップの測定結果のヒストグラムを図-11、12に示した。ウェブBの上に上フランジを乗せ、その上にウェブAを乗せてコ字横組立した場合のルートギャップG=0が96%、一方ウェブの間に下フランジを落とし込んでロ組立した場合のルートギャップG=0は88%であった。いずれの場合もルートギャップ0.5mmを越えることはなかった。また、いずれの場合も、ルートギャップG≠0はガセット部（または定着金物部）が比較的多かった。

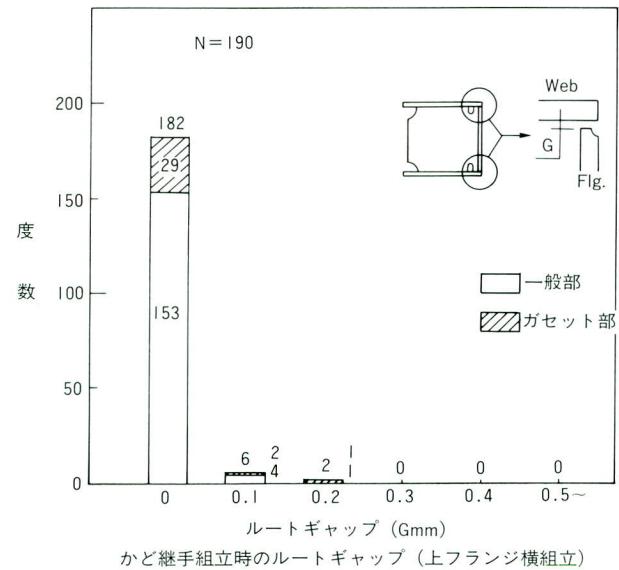


図-11 かど継手コ組立時のルートギャップ測定結果

も、ルートギャップ $G \neq 0$ はガセット部（または定着金物部）が比較的多かった。

(3) ダイヤフラムのC 2溶接

コ組立完了後、格点ダイヤフラム（脚長9mm）と中間ダイヤフラム（脚長6mm）のC 2溶接を行った。またロ

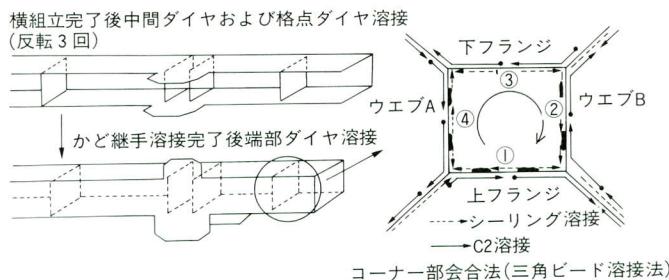
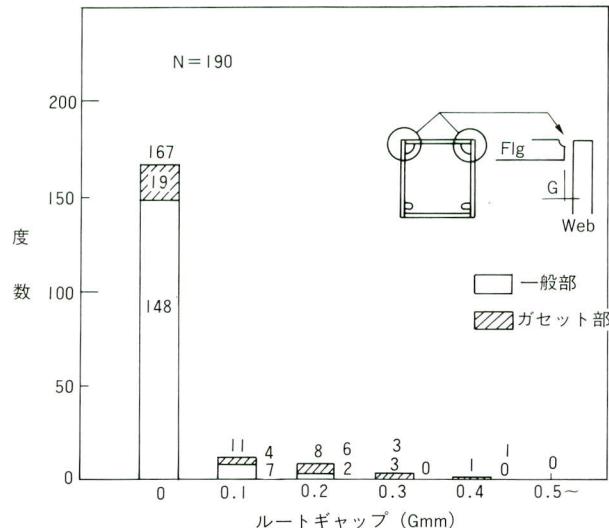
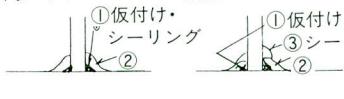


図-13 C2溶接手順

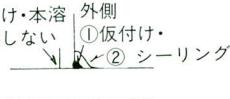
表-11 ダイヤフラムC2溶接材料と溶接条件

ダイヤフラムC 2 の種類	指定脚長	積層層数	予熱温度	仮付け・シーリング溶接		C 2溶接		
				溶接方法	溶接材料	溶接電流	溶接材料	
中間ダイヤフラム * 1	6	2	50°C	MAG Ar + CO ₂	MG-50T 1.2φ	240 A	(2) L-60F(6φ)	340 A
格点ダイヤフラム * 2	9	3	50°C	MAG Ar + CO ₂	MG-50T 1.2φ	240 A	(2) L-60F(6φ) (3) L-60F(5φ)	340 A 280 A
端部ダイヤフラム (端部内面溶接を 含む) * 3	6	2	50°C	MAG Ar + CO ₂	MG-50T 1.2φ	240 A	(2) L-60F(6φ)	340 A
端部ダイヤフラムC 2溶接と端部内面溶接の溶接手順は図5-9参照								

中間ダイヤフラム*1 格点ダイヤフラム*2



端部ダイヤフラム*3



組立およびかど継手の溶接完了後端部ダイヤフラムと端部内面すみ肉溶接を行った。溶接の手順を図-13に、溶接条件等を表-11に示した。

コ組立後のダイヤフラムC 2溶接完了後溶接作業者のθゲージによる止端形状チェックを行い、止端形状が悪い場合はグラインダーで止端を滑らかにした。

パイロットメンバー製作完了後、ダイヤフラムC 2溶接継手の断面マクロ試験片を採取し、投影拡大器で20倍に拡大し、溶接止端角の測定を行なった。写真-5、6にダイヤフラムC 2溶接継手の断面マクロと止端角の測定結果の例を示した。

(4) J開先部分溶込みかど継手溶接

本パイロットメンバーは上弦材を想定しており、かど継手は4継手ともJ開先部分溶込み溶接継手であり、かど継手の溶接は正立状態で両側同時溶接、その後倒立状態で両側同時溶接を行なった。予熱装置は溶接マニプレーターに設置し、溶接に先立ち移動熱源で先行予熱を行なった。予熱ヒーターは炭化ケイ素発熱体を用いた輻射式であり、溶接速度で所定の予熱温度を確保出来るよう、予備試験を行い発熱体の熱量と母材間距離との関係を求め、

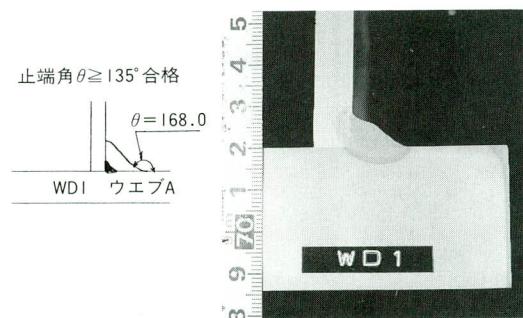


写真-5 端部ダイヤフラム C 2溶接断面マクロ試験

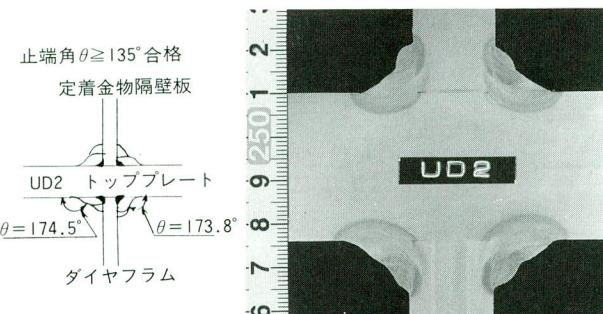


写真-6 格点ダイヤフラム、
定着金物隔壁板 C 2溶接断面マクロ試験

全溶接長において母材間距離を一定に保つことができる予熱装置を開発した。部分溶込みかど継手溶接時の予熱状況を写真-7に示した。また、表-12にかど継手の溶接材料及び溶接条件を示した。

今回は小型試験結果を実橋部材で確認することを目的としており上フランジ側かど継手（継手記号U AおよびU B）に60キロ級溶接材料を、下フランジ側かど継手（継手記号L AおよびL B）に70キロ級溶接材料を用い、溶接金属機械の強度の確認を行った。

(5) かど継手ガセット部の補強溶接とその角変形

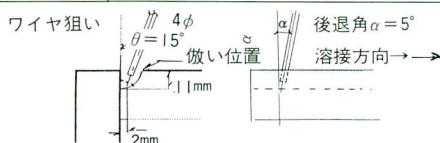
サブマージアーク溶接による、かど溶接の完了後ガセット部等の増し脚長溶接を行った。ガセット部および桁定着金物部はかど溶接および増し脚長等により角変形を生じ、ガセット間隔が狭くなり、垂直材・斜材の取り合い



写真-7 J開先部分溶込みかど溶接時の移動熱源による予熱状況

表-12 J開先部分溶込みかど溶接の溶接材料と溶接条件

項目	仕様および条件
溶接方法	シングルサブマージアーク溶接 2電極2トーチ門型マニュブレーター溶接装置 倹い装置：キロニー倹い装置
溶接材料	トップ側（U A, U B） 60キロ級 Y-DM(4φ) × YF-15B(20×D) ボトム側（L A, L B） 70キロ級 Y-70M(4φ) × YF-15B(20×D)
	フラックス乾燥 250~300°C 1hr以上
予熱方法および温度	炭化ケイ素輻射ヒータを用いた移動熱源予熱装置、予熱温度50°C
溶接条件 (開先深さ11mm)	仮付け溶接およびシーリング溶接ビード：のど厚5mm以下に管理 初層溶接：600A 32V 30cm/min 38kj/cm 2層目：700A 35V 30cm/min 49kj/cm



が困難になる。またHT780であるため大きな量の加熱矯正は不可能であり、ガセット部および桁定着金物部は組立前に15/1000相当の予歪みを負荷した。これらの予歪みを基準にかど継手溶接完了後各種のガセット部等の溶接処理方法を行い、変形の推移を調査した。

図-14にガセット部および定着金物部のかど継手溶接後の補強等の処理方法を示した。また、表-13にかど継手溶接完了後各処理ステップ毎のガセット等の角変形の変移を示した。

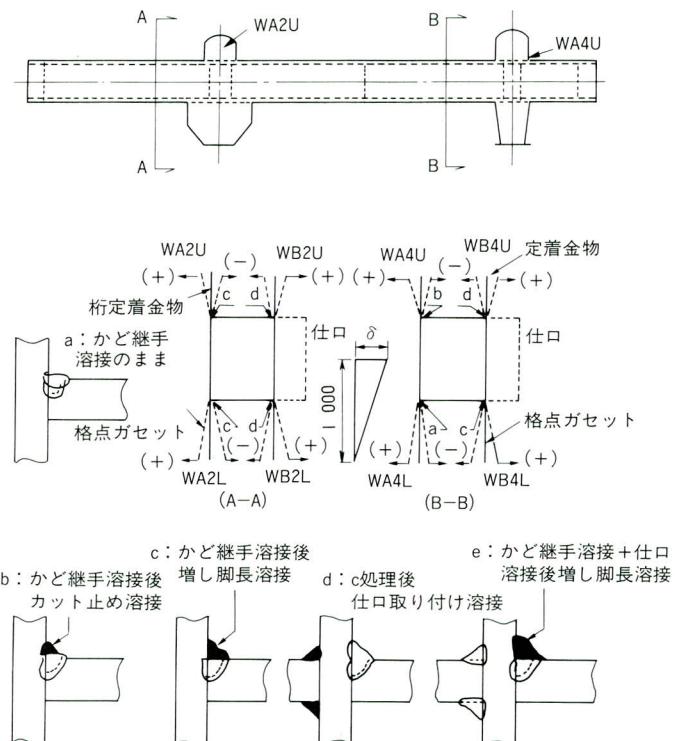


図-14 ガセット部・桁定着金物部の補強処理方法と変形定義

表-13 かど継手溶接および補強溶接による桁定着金物およびガセットの角変形の推移

測定ステップ	定着金物(上フランジ側)				格点ガセット(下フランジ側)			
	WA2U	WB2U	WA4U	WB4U	WA2L	WB2L	WA4L	WB4L
予歪負荷量(溶接前)	14.3	15.8	13.3	15.8	15.8	16.3	14.3	16.0
かど継手溶接完了後	↓	↓	1.3	3.3	1.8	3.3	5.1	3.3
カット止め溶接後	—	—	-7.9	—	—	—	—	—
増し脚長溶接後	-7.5	-5.3	—	-5.0	1.1	-3.3	—	↓↑
仕口溶接完了後	—	-4.0	—	-3.3	—	0.3	—	5.6
矯正後(投終形状)	0.8	-1.6	1.4	-2.1	0.8	1.2	4.1	1.8
各点等の溶接手順	c	d	b	d	c	d	a	e

変形量の測定方法：最終形状測定は成立状態でトランシットによる測定、その他はストレッチによる測定。

最終的には、加熱矯正により最大2mm以下の角変形量を管理目標とした。

(6) 部材のキャンバーおよび通り変化の経緯

1) コ組立以後のキャンバー変化の経緯

一般に本四橋トラス弦材のように高強度鋼を用い、断面に比べて部材長の長い弦材の組立において最も留意する必要があるのは、材片のギャップ確保と予熱および仮付け溶接等における部材の变形防止である。特にHT690またはHT780を用いる場合は組立溶接においても100°C程度の予熱が必要であり、かつ組立の性質上、予熱および溶接とも完全対称で行うことは不可能でありフランジまたはウェブの予熱等の温度勾配による变形が問題となる。今回は予熱低減型HT780を用いており予熱温度が50°Cで良いため、特に製作付加キャンバーはつけなかった。

図-15にコ組立完了からロ組立完了およびかど継手溶接、仕口溶接完了後の最終部材形状でのキャンバーの変化の経緯を示した。コ組立の仮付け溶接およびシーリング溶接のための予熱变形で溶接完了直後で最大+22mm(上フランジ側へ凸)の变形が生じた。時間経過と共に变形は減少したが(降温量による予熱变形復帰および仮付け溶接収縮)、最終的には+10mm~+12mm程度(上フランジ側へ凸)の变形残を生じた。

ロ組立時およびかど継手溶接時の予熱および溶接収縮ではほとんどキャンバー変化は認められなかった。部材がコ断面形状になった以降は断面剛度が強く、50°C程度の予熱温度では予熱变形および溶接収縮の抵抗力が強く变形しない。

2) コ組立以後の通り変化の経緯

コ組立、ロ組立、かど継手溶接完了後および仕口溶接完了後の部材の通り形状の变化を図-16に示した。キャ

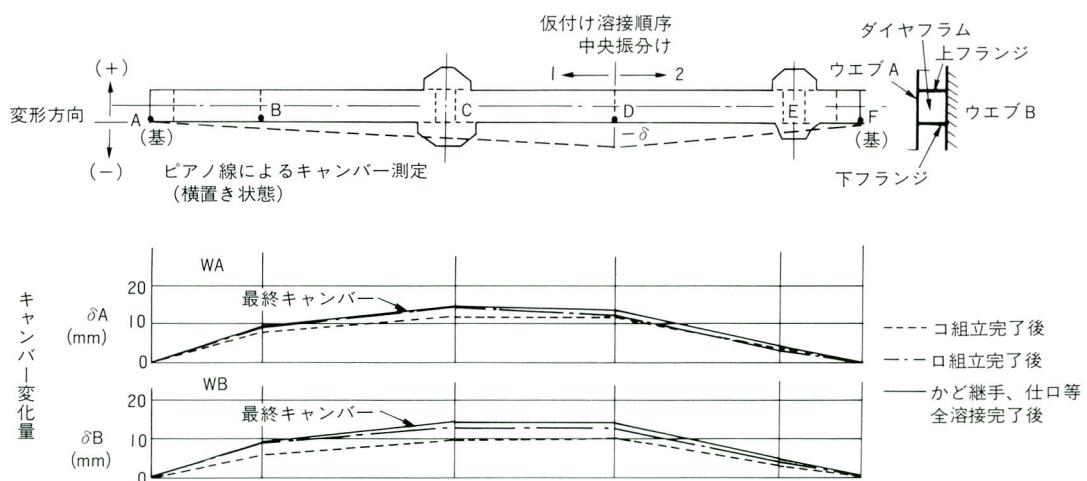


図-15 コ組立から全溶接完了までのキャンバー変化の経緯

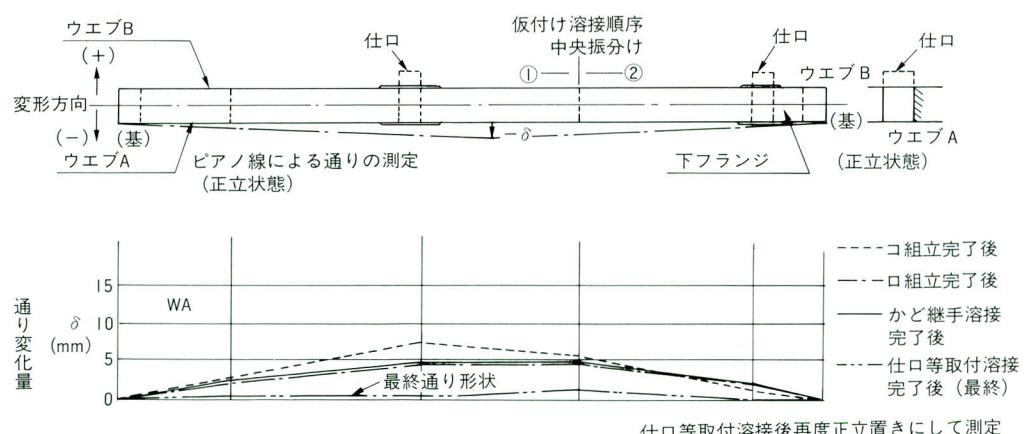


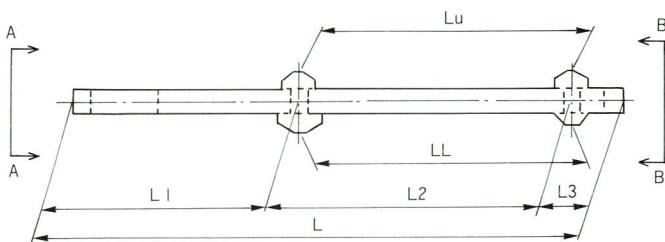
図-16 コ組立、かど継手溶接および全溶接完了後の通りの変化の経緯

ンバーと同様、部材の通りもコ組立時に比較的大きな変形（最大+7.5mm、ウエブB側に凸）し、口組立およびかど継手溶接でほとんど変化なく、ウエブB側の仕口取付け、溶接後は溶接収縮により、通りの変形はほぼ0に修正された。

(7) 製作完了後の部材寸法測定

組立完了からかど溶接および製作完了までの部材長変化の推移を表-14に示した。組立時の予熱変形に起因するキャンバー変化により、ガセット間隔は定着金物頂上での寸法より格点ガセット頂上の寸法の方が1~2mm程度短くなっている。弦材ウエブの中心での部材長は最終的にかど継手および仕口等の溶接により-1.5mmとなった。表-15に製作完了後の端部断面の寸法を示した。ウエブ高さが-1mm程度となった。

表-14 部材長変化の推移



製作ステップ	部材長（設計寸法誤差）(mm)					
	L	L ₁	L ₂	L ₃	L _u	L _t
組立完了後	0	0	0	0	+1.0	-1.5
かど溶接完了後	-1.0	0	-1.0	0	+0.5	-2.0
製作完了後	-1.5	0	-1.5	0	0	-1.5

表-15 製作完了後の部材端部断面寸法

測定端断面	ウエブ高さ(mm)		ウエブ間隔(mm)	
	H _A	H _B	W _U	W _L
A-A断面	-1.2	-1.1	+0.7	+0.7
B-B断面	-0.2	-1.1	-0.1	+0.1

(8) かど継手の超音波自動探傷検査および破面試験結果

かど継手の溶接完了後「かど継手の自動超音波探傷検査要領」を基に、継手全長に渡り、CK-UT-04システムにより、超音波探傷検査を行った。検出された欠陥

表-16 かど継手の超音波自動探傷検査の欠陥検出リスト

継手記号	欠陥位置(X)	推定欠陥種類	欠陥寸法	継手記号	欠陥位置(X)	推定欠陥種類	欠陥寸法
UA	25,307	BH	0.8×1.3	UB	10,100	F (*1)	13mm
	25,327	BH	0.8×1.3		10,239	BH	1.2×2.1
LA	記録すべき欠陥エコーなし			LB	26,645	F (*1)	30mm
					8,396	BH	0.7×1.2

(*1)：板継ぎ溶接部 BH：プロホール F：底面傷

リストを取りまとめて表-16に示した。

当初計画位置および超音波探傷検査で欠陥を検出した個所および溶込み深さの浅い個所等、200~300mmの破面試験片16体を採取し、破面試験を行った。超音波探傷検査で検出された欠陥の内、破面試験で認められた欠陥は表-16のLB継手X=8,396のBHのみであった。また、超音波探傷検査で底面傷(F)と判断した個所も、破面試験結果では傷が認められなかった。超音波探傷検査で底面傷と判定したのは、いずれも板継ぎ溶接個所であり、過去の例から、感度の高い探傷試験であるため板継ぎ溶接のボンド部等において若干粗粒化した組織からの雑エコーを拾い、疑似欠陥を呈することが知られている。念のため破面試験片を用いて、同じ探触子、感度で手動にて探傷したところ、雑エコーを拾うことが分かった。

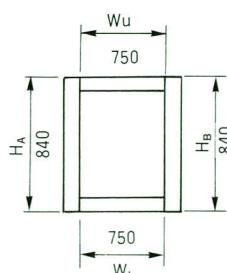
全ての破面(フランジ側)について、10mmピッチで溶込み量の測定を行った。また、破面試験の測定位置に対応する超音波探傷検査による溶込み量を読み取り、破面試験と超音波探傷検査の溶込み量のヒストグラムを示した。破面試験による結果では、この母集団の溶込み平均値は3.1mm標準偏差0.8mmであったが、同じ母集団の超音波探傷検査結果では平均値2.9mm標準偏差1.6mmであった。平均値の差0.2mmは別として、標準偏差が破面試験による場合の2倍であり、超音波探傷による溶込み量の測定はバラツキが大きかった。

(9) かど継手の性能試験

かど継手から溶着金属の引張試験片、衝撃試験片、マクロ試験片を採取し、継手の性能試験を行った。

1) 溶着金属の引張試験

部分溶込みかど継手より全溶着金属引張試験片(A2号)を採取し、引張試験を行い、試験結果を表-17に示した。HT780×HT780のJ開先部分溶込み継手に60キロ級の溶接材料を用いた継手の全溶着金属の引張強度は



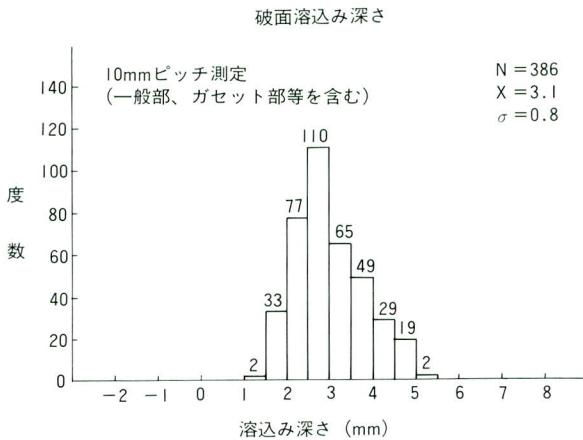


図-17 破面試験による溶け込み深さの測定結果

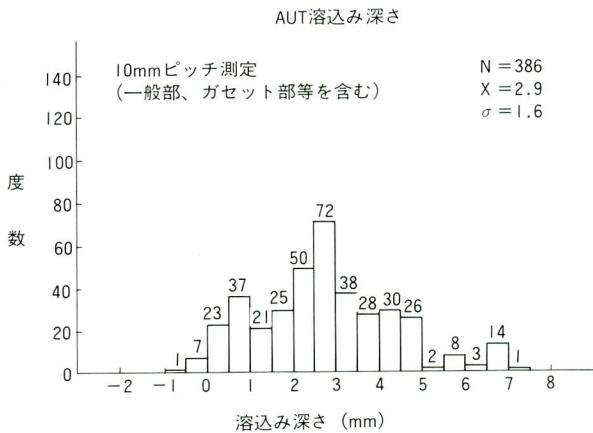


図-18 破面試験片測定位における超音波自動探傷検査の溶込み深さ測定結果

718N/mm² (690N級相当)、70キロ級溶接材料を用いた場合は780N/mm² (ぎりぎり780N級相当) であった。ある程度のバラツキを考慮すると70キロ級溶接材料を用いて780N級 (HT780/mm²) 相当の強度を得ることには無理があると考えられる。60キロ級溶接材料を用いて、690N級の強度を得ることとし、のど厚は軟質による割り増しを行うのが、妥当と考えられる。

2) かど継手の衝撃試験結果

かど継手の溶接金属、ボンドおよび熱影響部からシャルビー衝撃試験片を採取し、衝撃試験を行った。溶接材料の強度レベルに関係なく、全ての位置で-15°C衝撃値は規格値を満足した。**表-18**に試験結果を示した。

3) かど継手の断面マクロ試験及び硬さ試験

かど継手の一般部とガセット部の断面マクロの例を写

表-17 部分溶込みかど継手全溶接金属引張試験結果 (JIS Z 3111、A2号)

継手試験片番号	板厚	材質	溶接材料	引張強さ (N/mm ²)	伸び	規格値 (N/mm ²)	備考
UAJ-T1	34×34	HT780 X HT780	60キロ級溶材 Y-DM 4.0φ	721	27	≥690	溶接条件: 表-12
T2				716	26		
LAJ-T1	34×34	HT780 X HT780	70キロ級溶材 Y-70M 4.0φ	781	24	≥780	
T2				789	24		

表-18 部分溶込みかど継手溶接部の衝撃試験結果 (JIS Z 3111. 4号試験片)

継手試験片記号	板厚	材質	ノッチ位置	試験温度	吸収エネルギー(Joule)		規格値	備考	
					試験値	平均値			
UAJ-C 60キロ級 材 Y-DM	34×34	HT780	溶接金属	-15°C	90	99	≥47	溶接材料・溶接条件: 表-12 シヤルピー試験片ノッチ位置 溶接金属	
					101				
					96				
			ボンド	-15°C	112	108	≥47		
					90				
					123				
			熱影響部	-15°C	231	242	≥47		
					220				
					274				
LAJ-C 70キロ級 材 Y-70M	34×34	HT780	ボンド 溶接金属	-15°C	55	61	≥47	シヤルピー試験片ノッチ位置 溶接金属	
					62				
					65				
			ボンド	-15°C	59	54	≥47		
					57				
					47				
			熱影響部	-15°C	249	235	≥47		
					229				
					227				

真-8、9に示した。一般部とガセット部を比較すると初層溶接の溶込みは、ガセット部の方が深いことが分かる。写真-9はガセット部で補強盛り溶接を行った例である。

(10) ハンガー定着金属ダブリングプレートの取付け・溶接と切削加工

かど継手溶接完了後、かど継手全長の自動超音波探傷検査を行い、直ちにハンガー定着金物のピン孔のダブルングプレートの取付けおよび溶接を行った。写真-10にダブルングプレート内径切削加工後の開先溶接継手の断面マクロ試験結果を示した。一部にルート部未溶着部も認められたが、概して良好な溶込みを有していた。また、図-19にピン孔ダブルングプレートの加工方法を示した。



写真-8 かど継手一般部の断面マクロ試験

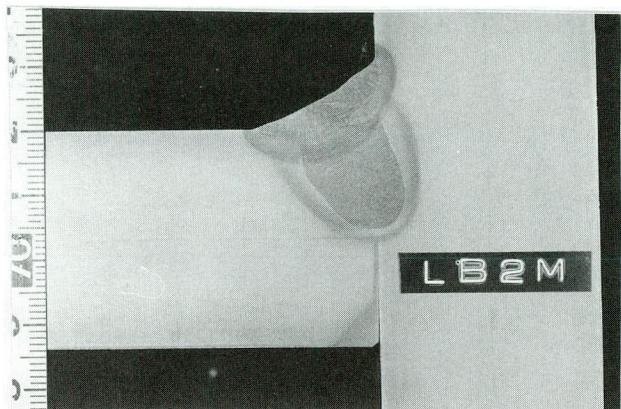


写真-9 かど継手ガセット部に補強盛り溶接を行った場合

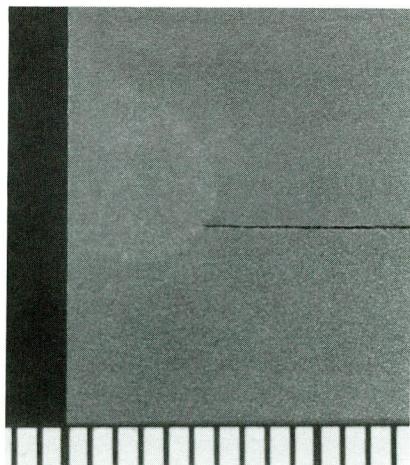


写真-10 ピン孔ダーリング開先溶接部の断面マクロ
(ルート完全溶込み)

ダーリングプレート取付け方法に関する検討事項は次の通りである。

- ① ハンガ一定着金物とダーリングプレートの密着を確保するには、ダーリングプレートの定着金物側の切削加工（平坦度確保）が必要かどうかの確認。
- ② 内面のダーリングプレートは取付け前に切削加工を行っておき、取付け・溶接後は外側のダーリングプレートのみ切削する方法で所定の寸法精度を確保できるかどうかの確認。
- ③ ピン孔の切削加工代をどの程度にすればよいか。また、切削後も定着金物とダーリングプレートのピン孔内溶接のど厚の確認。
- ④ 定着金物とダーリングプレートのピン孔内溶接の品質確認。

ダーリングプレート取り付け・溶接完了後定着金物ダーリング部の切削、ピン孔径の切削加工をCNCライス汎用機により行なった。

写真-13にピン孔ボウリング加工時の孔芯黒線の状況を**写真-13**に外側ダーリングプレートの切削状況を示した。

定着金物ピンプレートの各種寸法許容値の例を**表-19**に示した。切削完了後の板厚測定値は設計値に対して+0.1~0.5mm、ボウリング加工後の孔径精度は0~+0.17mm、角折れ度0~+0.76mm/100mm、ピン孔直角度は±0であり、良好であった。従って、**図-19**に示したダーリングプレートの切削加工方法はいずれの方法でも精度上問題はないことが分かった。

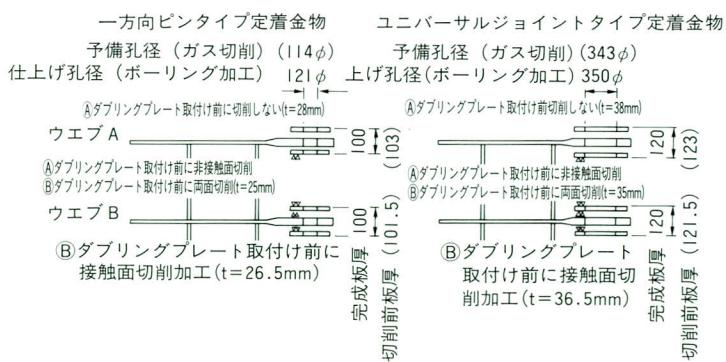
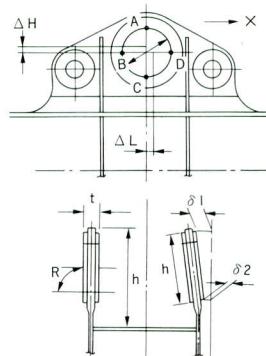


図-19 ハンガー定着金物ピン孔部加工方法

表-19 定着金物ピンプレート寸法許容値の例

要 求 項 目	条 件	許 容 差 (mm)	備 考
ユ ニ バ ー サ ル ジ ヨ イ ン ト タ イ プ の ビ ン ブ レ ー ト	板 厚 (t)	120mm	+ 1 - 0
	孔 径 (φ)	351φ	+0.2 -0.2
	角 折 れ 度 (δ1 - δ2)	h : ピンブ レートの高 さ	±0.3h/100
	ビン孔直角度 (R)	ビンブレー トに対する 直角度	±0.1/100
	孔位置精度 (ΔH、ΔL)	鉛直方 向 橋軸方 向	相対差 1.5 // 5



6.まとめ

予熱低減型HT780を用いたトラス上弦材のパイロットメンバー製作施工試験を行った。その結果、予熱低減型HT780は十分に橋梁に適用できることが証明された。板継ぎ溶接時を除いて、予熱は全て50°Cで行った。上弦材は上下フランジがはめ込みとなり、コ組立は横組とせざるを得なかつたため、コ組立においては予熱変形に付随するキャンバー変化を生じた。しかしながらこのキャンバー変化は架設状態での正立・格点受けで、自重タワミで簡単にキャンセルされる量であり、製作付加キャンバー

をつけるべきかどうかは、判断に苦しむが、一応今回得られたキャンバー変化の1/2を製作付加キャンバーとして原寸時考慮することにした。50°Cでも、コ組立時に予熱変形を生じていることを考えると100°C以上ではどのような状態になるか、想像が付き難い。また、一般の作業でも、予熱低減は危険防止と作業者の環境改善に寄与していると思われる。今回のパイロットメンバー製作施工試験で得られた知見は非常に貴重であり、実橋製作に当たって、これらの試験結果を十分に反映して施工計画を立てている。

最後に、本施工試験を行うに当たって、数年前から予熱低減型HT780の開発を行い、橋梁への適用研究を当社と共同で行ってきた新日本製鐵(株)にはHT780試験材を、日鉄溶接工業(株)には溶接材料を提供して頂いた。紙上を借りて、深甚なる感謝の意を表する次第である。

〈参考文献〉

- 1) 成宮他；調質鋼を用いたトラス弦材の疲労を考慮した製作、宮地技報No.1
- 2) 成宮他；最近の高張力鋼強度化方法とHT780について、宮地技報No.9

1994.6.25受付

鋼桁とRC橋脚の剛結構構造に関する研究（第1報）

Rigid Structure for Joining Steel Girder to RC Pier (Part 1)

清水 功 雄* 烏越 弘行**
Isao SHIMIZU Hiroyuki TORIGOE

Summary

Continuous rigid-frame bridges, constructed by using concrete piers with the top of the piers joined rigidly to the bridge body for intermediate support of a continuous steel girder bridge, have been attracting attention because the structure is simple yet provides excellent earthquake resistance. So far, however, this type of structure is still at the stage of experimental adoption for actual bridges. One reason for this is that the reliability of such structures, which are hybrids of steel and concrete, is uncertain.

All previous tests have ascertained that concrete surrounded by steel is able to withstand loads remarkably well, and these results have opened very promising prospects for putting rigid joints which employ reinforced concrete into practical use. This paper describes the basic concept of rigid joints, and reports on static load tests and other tests performed on such joints.

The results of close examination and analysis done to clarify the load transfer mechanism of rigidly joined sections will be described in Part 2 of this report.

1. まえがき

橋梁工事におけるメンテナンスをも含めた経済性の追求と作業の省力化をめざした試みが、各地で進められている。

鋼桁とコンクリート橋脚を剛結した多径間連続ラーメン橋梁は、連続桁橋の中間支点の支承をなくし剛結することで、耐震性と経済性にすぐれた構造として、最近注目されてきており¹⁾、実施工事としても計画が進められている。

特に、計画中の第二東名自動車道で提案されている、40mを越える高さを持つような橋脚では、耐震性に優れているばかりでなく、以下のような利点をもつ。

- ① 橋脚上部で鋼桁ブロックを固定して、張出し架設を採用できるので、架設工法のバリエーションが多く安全性が高い。
- ② 端部以外は支承が無く、メンテナンスが容易になる。
- ③ 橋脚基部と基礎の断面が減少し、経済的になる。
- ④ 径間部の活荷重たわみが大幅に減少するので、設計の自由度が増す。
- ⑤ 張出し架設が容易になるので、移動足場の採用により、吊り足場無しでの施工が採用でき、安全性が格段に高くなる。

筆者らはこの構造に着目し、かねてより研究・調査を

進め、将来有効な構造であるとの提案を行ってきた。²⁾

そして、鉄筋コンクリート橋脚と鋼桁とを、プレストレスを導入せずに連結する事ができれば、施工性と経済性にすぐれた構造物として、利用分野が広がるとの考えから、RC剛結構構造のモデルによる実験を実施しており、実用化に向けて信頼できる結果を得たので、試験の概要と試験の一部を第一報として報告する。

2. 鋼桁とRC橋脚の連結方法

(1) 基本的な考え方

剛結方法として現在、次の3つの方法が試みられている。

- ① 鋼桁の支点部ブロックをプレストレスにより固定する方法
- ② 隅角部を鋼桁断面構造とし、橋脚部で鋼材からRCに連結する方法
- ③ 橋脚の鉄筋を鋼桁部に延ばし、そのままコンクリートで固定するRC方式

各方法ともそれぞれ特長を有しており、①のプレストレスによる方法は確実な方法で、道路公団の施工例（山形自動車道阿古耶橋³⁾）がある。②は斜長橋の基部などに採用された例がある。③のRC方式は建築のRC柱と鋼

* 技術本部技術開発部次長

** 技術本部参与

梁の連結部の構造として研究が進められている⁴⁾。

前述したように、①および②の方法は橋梁の剛結方法としては、省力化を目指した経済的な工法とは言い難い。

これに対し、③の橋脚の鉄筋を鋼桁部に延ばし、そのままコンクリートで固定するRC方式は、構造が簡単で施工方法の選択の範囲も広がる。

しかしながら、鋼桁（I桁・箱桁とも）を安全に固定できる技術は確立されておらず、鋼とコンクリートの接する部分のひびわれ・かけおち・口開きなどの不安が解消されていない。また、その合理的な設計方法も今後の課題になっている。

そこでまず第一段階として、鋼桁とコンクリート柱を剛結した模型による実験を行い、その耐力を求めた。

(2) 基本デザイン

実験供試体の設計にあたって、実橋で採用する時の基本的な条件として、以下のことを考慮した。

- ① 鋼I桁と箱桁とができるだけ共通の構造で連結したい。このため、下フランジでコンクリートの縁を切り、貫通された鉄筋を図-1のような鋼板で囲まれた区画内で定着させる構造を基本とする。
- ② コンクリートは鋼桁フランジで縁ぎりになるので、この部分の口開き・欠け落ちに対する対策を講じる。
- ③ 鋼ラーメン隅角の設計に伴うシヤーラグによる板厚増加を、充填コンクリートの特長を生かしたサンドイッチ構造を応用して極力抑える。

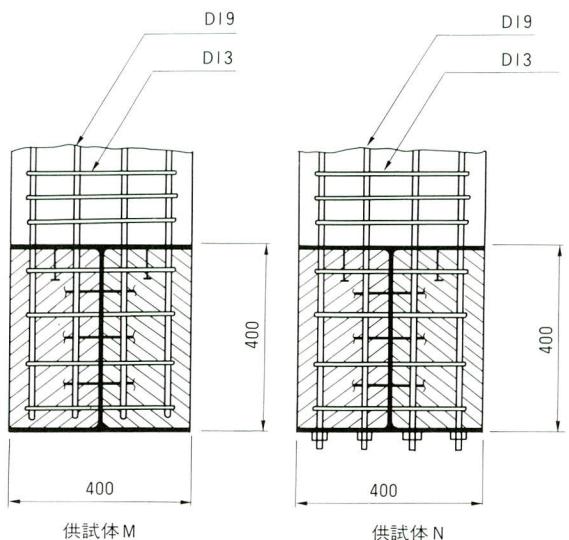


図-1 鉄筋定着部の構造

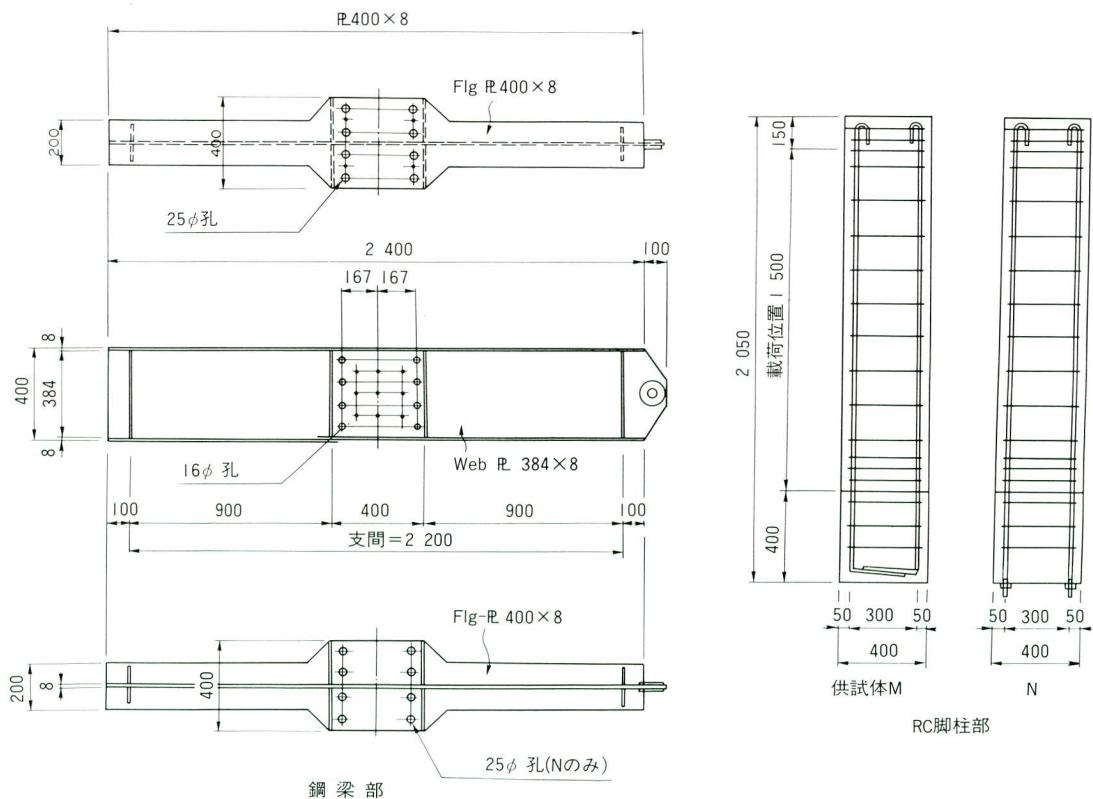


図-2 供試体全体図

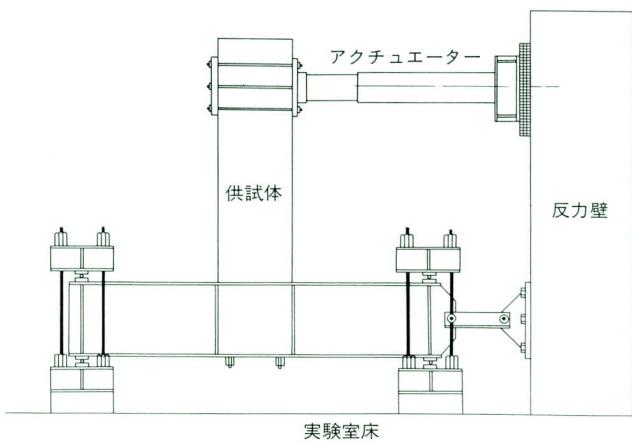


図-3 実験装置と載荷方法

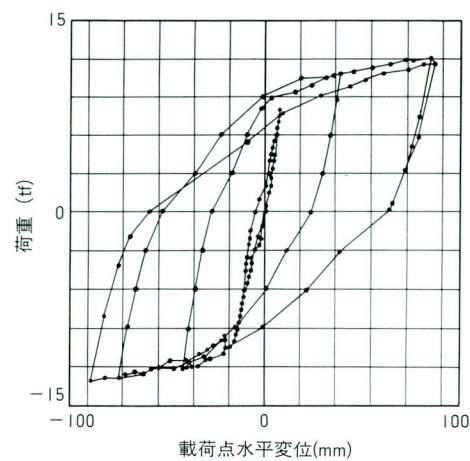


図-4 載荷点の水平変位と荷重

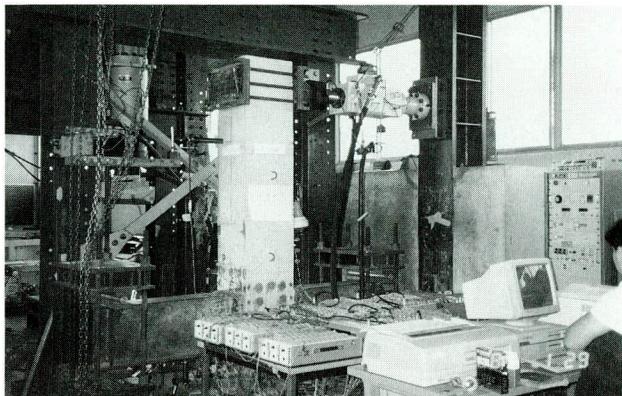


写真-1 供試体載荷状況

3. 鋼・RC連結部の耐力に関する試験

(1) 実験の目的

前述した鋼・RC連結部を持つ構造物の特長を生かすために、連結部の信頼性のある構造について、くり返し載荷を含む実験を行いその破壊の状況から基本的な力の伝達機構を解明する。

さらに合理的な設計法を提案したい。

(2) 供試体

供試体は図-2に示すMとNの2種で各2体製作した。供試体の設計は以下のような考え方によった。

- ① 鋼桁断面と鉄筋コンクリート柱の強度をほぼ等しくするが、始めに鋼桁が座屈しないよう配慮する。
- ② 接合部の内部あるいはコンクリートとフランジ接合部が、初めに変状するようにする。
- ③ 打コン時には桁を横に倒し、反転させる。したが

って、本来のコンクリート打設方向とは異なる。

供試体は鉄筋の定着長が足りないので、供試体Mはフックにより定着、Nは上フランジにボルトで定着している。供試体MとNはこの定着部の構造が違うだけで、そのほかの構造は同じである。

(3) 載荷方法

供試体は図-3に示すように、桁と脚の状態を逆にして載荷フレームに固定した(写真-1)。

荷重は図-3の載荷位置に水平方向に載荷した。桁の水平方向の固定はピン固定なので、桁とタイバーとのガタにより1~2mm水平移動する可能性がある。

試験は静的載荷および疲労載荷についておこなう。

(4) 実験結果

(a) 静的荷重試験

① たわみ性状

図-4は載荷点における荷重-水平変位の測定結果の一部である。静的載荷の場合、荷重とたわみ関係は、図-4のように安定した紡錘状となり、供試体が全体として終局に至るまで健全であることがわかる。

② ひずみ分布(主鉄筋)

橋脚の主鉄筋のひずみ分布の一例を図-5に示す。隅角内の主鉄筋のひずみ分布は橋脚とフランジの接合面で最大となり、接合部内で徐々に減少した。上フランジ付近でもゼロとならなかったのは、定着長の不足によると考えられるので、定着長の十分な実構造物では引張力はすべて接合部のコンクリートに伝達されると考えられる。

③ ひずみ分布（鋼桁ウェブおよび補剛材）

接合部内の鋼桁ウェブのひずみ分布の一例を図-6に示す。ウェブには45度方向に比較的大きな引張りひずみが発生している。これはコンクリートに伝達された主鉄筋の引張力がスタッドを介して、最終的にウェブに伝達されたと見ることができる。

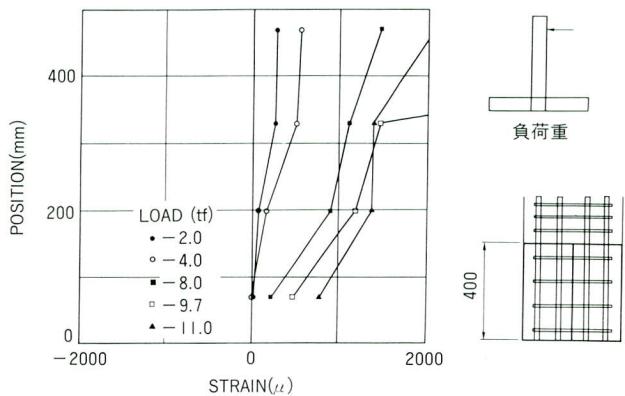


図-5 主鉄筋のひずみ分布の一例

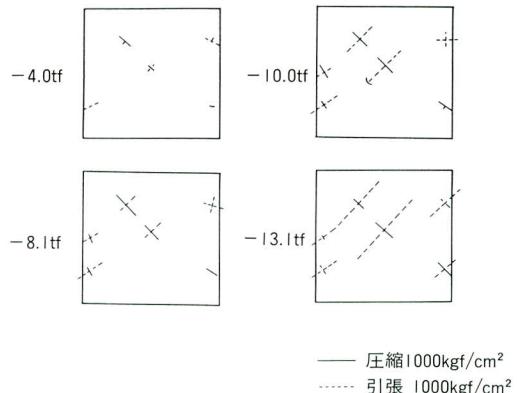


図-6 接合部鋼桁ウェブのひずみ分布の一例

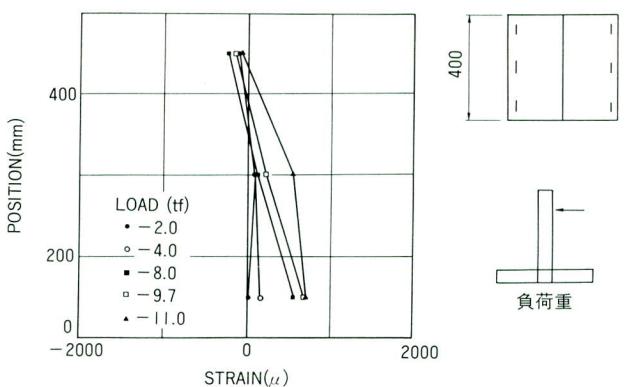


図-7 鋼桁補剛材のひずみ分布の一例

鋼桁の補剛材のひずみ分布の一例を図-7に示すが、特にめだつひずみは生じていない。補剛材の働きについては今後の課題である。

④ ひずみ分布（コンクリート）

図-8は接合部コンクリートのひずみ分布の一例である。コンクリートにはウェブとほぼ直角方向に比較的大きな圧縮ひずみが発生している。

このように、接合部の鋼材に囲まれたコンクリートに伝達された圧縮力が橋脚に伝達したと見ることができる。

⑤ ひずみ分布（スタッド）

スタッドの効果はかなりあると考えられるが、現状では十分な結果は得られていない。

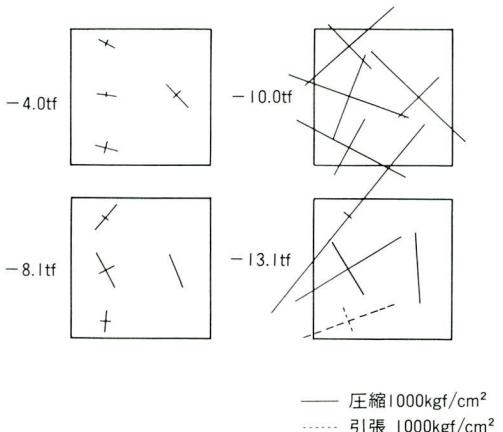


図-8 接合部コンクリートのひずみ分布の一例

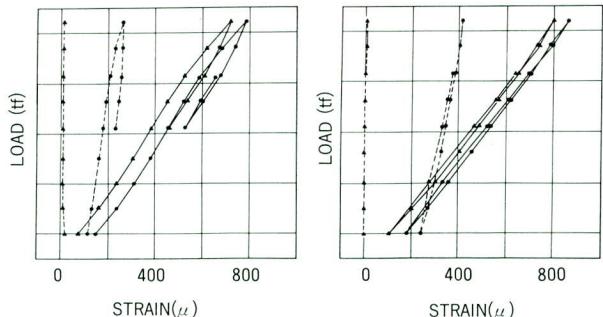


図-9 主鉄筋のひずみに及ぼす
繰り返し載荷の影響の一例



写真-2 供試体の破壊状況(a)



写真-3 供試体の破壊状況(b)

(b) 疲労試験

① ひずみ分布に及ぼす繰り返し試験の影響

図-9は主鉄筋のひずみを載荷回数ごとに測定した結果の一例である。載荷回数が50万回に達しても、測定位置におけるひずみに大きな変化はなく、繰り返しによって鉄筋からコンクリートへの力の伝達機構に、変化が生じた兆候は認められない。

さらに、コンクリート・接合部補剛材・鋼桁フランジのひずみ分布について、問題になるようなひずみの変化は測定されなかった。

② 破壊形状

供試体の破壊状況を観測するために、主鉄筋に 1800kgf/cm^2 の引張応力を想定した荷重として±4.2tfを破壊にいたるまで繰り返し載荷した。

写真-2、3に供試体の破壊状況を示す。鋼桁フランジとの接合部のコンクリート柱側10cm程の位置からクラックが発生し、順次拡大して鉄筋の降伏に至り、試験を終了している。この状態でも隅角部のコンクリートにクラックは生じていない。また、鋼桁には座屈等の変状は生じていない。

③ 接合部のコンクリートの状況

鋼桁フランジによりコンクリートは完全に縁が切れているにもかかわらず、全ての供試体において局部的な欠け落ちや接触面での口開きは生じていない。

のことからも、コンクリート柱から鋼桁への荷重の伝達が十分に行われたと判断できる。

4. 考察

一連の載荷試験の結果を通して、コンクリート橋脚から鋼桁への荷重の伝達は、圧縮力は隅角部内のコンクリートが圧縮ストラットを形成して受け持ち、引張力は主鉄筋から隅角部内のコンクリート・スタッドを介して鋼桁ウエブが受け持つことにより行なわれる、耐荷機構と考えられる。

また、疲労試験では載荷回数の増加に伴い、破壊直前には隅角部コンクリートにわずかな損傷が生じ補剛材のひずみが若干増加したが、載荷回数50万回の時点では荷重伝達のメカニズムの変化はないものと判断できる。

さらに、FEMによる解析を実施し、荷重伝達のメカニズムがおおむね妥当であることがわかった。解析については別に報告する。

5. あとがき

鋼桁とRC橋脚とをRC構造で連結する方法として、フランジと補剛材に囲まれたコンクリートは、差し込まれた主鉄筋の引張力を、スタッドを介して確実に主桁ウエブに伝達できることがわかった。

ただし、今回の試験に用いた供試体は実構造物に比べて $\frac{1}{4}$ ～ $\frac{1}{5}$ 程度のイメージである。複合構造における縮尺モデルによる実験の難しさを考えると、本試験の結果をそのまま応用するには、解決すべき問題点が多く残っていると思われる。

筆者らは引き続き、ほぼ2倍のモデルによる実験を計画し、実施中である。特に、鋼桁の断面設計方法、さらには箱桁の設計方法の手がかりを提案できればと考えて

いる。

本研究は、埼玉大学工学部建設工学科および田島構造橋梁研究所との共同研究として、試験は埼玉大学で実施したものである。埼玉大学の町田教授、大学院生の劉氏、研究所の田島先生の御協力によるものである。紙上をかりて深謝するしだいである。

〈参考文献〉

- 1) 田島、町田、真壁：鋼・コンクリート複合ラーメン接合部の実験と解析、混合構造の力学的挙動と設計・施工に関するシンポジウム論文集、1991.12
- 2) 鳥越・清水：鋼RC複合多径間ラーメン橋の提案、宮地技報No.5 1989
- 3) 半田：鋼とコンクリートの複合構造（阿古耶橋について）、橋梁 1991.7
- 4) 土木学会構造工学委員会、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設計ガイドライン 1989.3
- 5) (社)日本コンクリート工学協会：混合構造研究委員会 報告書 1991.12

1994.6.25受付

グラビア写真説明

中設楽橋

一般国道151号は愛知県宝飯郡小坂井町を起点に、長野県飯田市を終点とする道路で、愛知県内では宝飯郡小坂井町から豊川市を通り、一宮町、新城市、鳳来町からさらに北設楽郡東栄町、豊根村へと続き、長野県へと至っております。

東栄町については町の南東部から北部へ縦貫しておりますが、この地区の中設楽地区では大千瀬川と御殿川の合流した急峻な山々に狭まれ、車どうしの擦れ違いも急カーブが多く、安全で快適な道路とはほど遠い状況にあります。

このような状況を改善する為に、この地区の険しい地形等を考慮し、現在の大千瀬川左岸からの新しいバイパスの事業が計画されました。

現場工事は平成五年度より着手しましたが、架設工法がケーブルエクション工法という事もありまして、関係各位の御努力により無事竣工しました。
(須賀)

舗装面を連続させた道路橋伸縮継手の プレキャスト化に関する研究

Setting Up Method of Prefabricated Highway Bridge Expansion Joint with Continuous Asphalt Layer

太田 貞次* 杉山 俊幸** 深沢 泰晴***
Teiji OTA Toshiyuki SUGIYAMA Yasuharu FUKASAWA

Summary

The way to connect two prefabricated composite asphalt segments which are used as the component of expansion joint with continuous asphalt layer is discussed. And the way to set up this connected block in the portion of expansion joint at construction site is also investigated based on experimental results. The result shows that the prefabricated composite asphalt block has enough tensile capacity if it is set up in the portion of expansion joint by using the proposed way here.

1. はじめに

道路橋の桁端部には、温度による桁の伸縮や車両走行に伴う桁端の回転変形を吸収する目的で伸縮継手が設置される。この伸縮継手自体、高価な製品であるだけでなく、前後のアスファルト層との剛度差のために車両の走行に伴ない両者の接触部分に段差を生じ、走行面の平坦性を損なうとの欠点を有している。走行面の平坦性が損なわれると、車両の走行により橋梁に衝撃力が作用し、橋梁には振動が発生し、低周波振動公害、騒音、更には橋梁本体の疲労損傷等の一因となってしまう。また、路面排水の上でも伸縮継手部分は弱点となりやすい。

これらの問題点解決の取り組みの1つに、舗装面を連続化させる方法があり、桁端における伸縮や角変化を吸収あるいは分散させることによりアスファルトにひびわれが発生しないような工夫を凝らせた提案が多く見られる。その代表的なものの1つに、合成樹脂グリッドをアスファルト中に層状に挿入し、この合成樹脂グリッドを介して桁端の変形をある範囲における均等化したひずみに分散させる伸縮継手があり、新設橋あるいは既設橋の舗装面連続化工事において多く採用されている。

しかし、アスファルト中に合成樹脂グリッドを層状に挿入した伸縮継手においては、両者が一体化していることが伸縮継手として機能するためには不可避な条件であり、そうでない場合には返ってアスファルトの剥離やひ

びわれの急激な進展等の弱点となる。施工条件の悪い現場において、品質的にばらつきもなく充分に締め固めた伸縮継手を施工するには、しっかりした管理と丁寧な作業が必要となる。また、既設橋のメインテナンス時にこのような構造を採用する場合には、少い時間の中で確実な施工を行うために多くの労苦が必要となろう。

ここでは、合成樹脂グリッドで補強されたアスファルト舗装版（以下複合アスファルト舗装版と呼ぶ）を用いて舗装面を連続させた伸縮継手を対象に、施工の簡易化と品質の均一化を目的とした、複合アスファルト舗装版による伸縮継手のプレキャスト化に関する研究について報告する。

2. プレキャスト化した複合アスファルト舗装版の施工要領

通常使用される合成樹脂グリッドで補強した複合アスファルト舗装版による伸縮継手を図-1に示す。図中、合成樹脂グリッドの敷設を要する区間の長さは伸縮区間と定着区間の和として求められ、伸縮区間長は舗装版の伸縮能力と桁の最大伸縮量との関係から決められる¹⁾。

次に、本研究で想定しているプレキャスト化を考慮した複合アスファルト舗装版の、製作から伸縮継手部への定着までの手順を図-2に示す。

- ① 設置橋梁の伸縮量を考慮して決定した所定の長さ（伸縮区間長）を有する複合アスファルト舗装版をあらか

* 技術本部技術開発部技術開発課課長代理

** 山梨大学工学部土木環境工学科助教授

*** 山梨大学工学部土木環境工学科教授

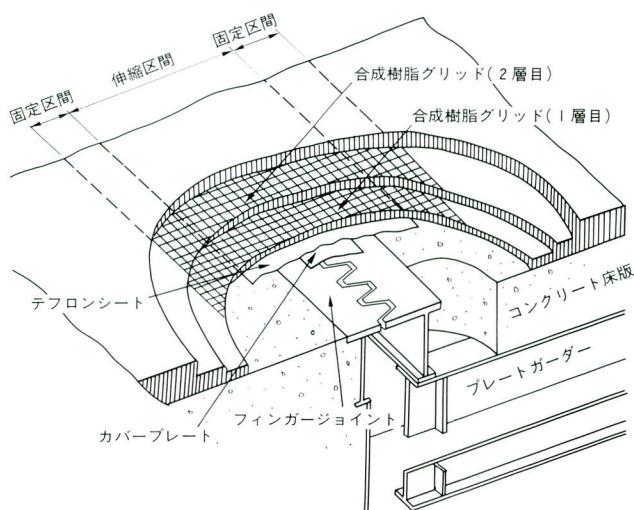


図-1 合成樹脂グリッドで補強したアスファルトを使用した伸縮継手概要図

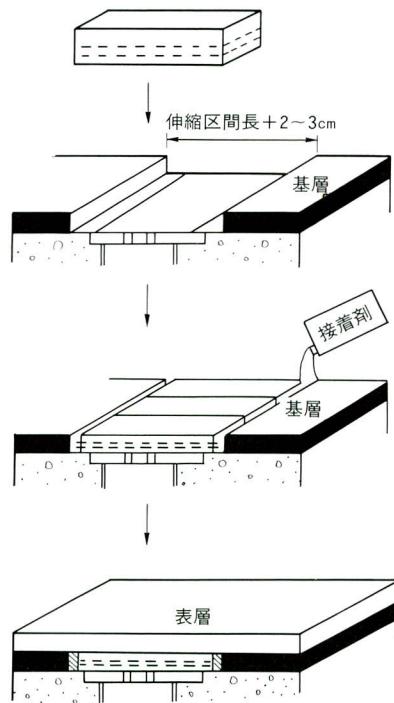


図-2 施工手順

じめ製作する。その際、作業員が無理なく持ち運びできる大きさとする。

- ② 複合アスファルト舗装版より2~3cm長い距離を残して伸縮部前後の基層アスファルト舗装を施工する。
- ③ 既設の基層アスファルト舗装の間に複合アスファルト舗装版をはめ込み、接着剤を流し込んで定着する。
- ④ リフレクションシートを敷きひびわれが上層に伝わりにくいような手段を講じた後、前後のアスファルト部分と連続して表層アスファルト舗装を施工する。

舗装面を連続させた道路橋伸縮継手のプレキャスト化に関する研究

表-1 合成樹脂グリッドの性質

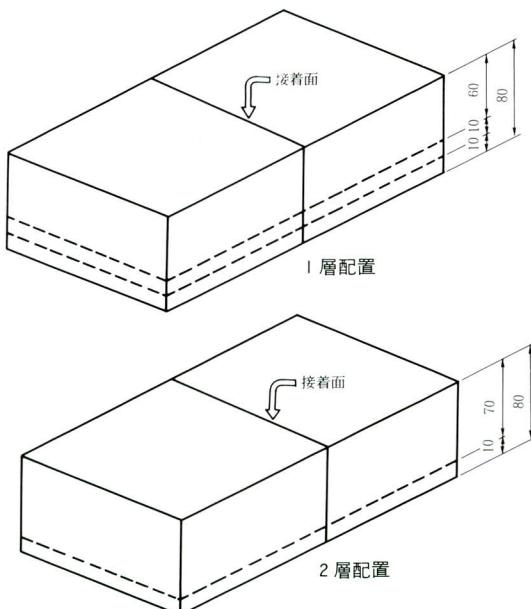
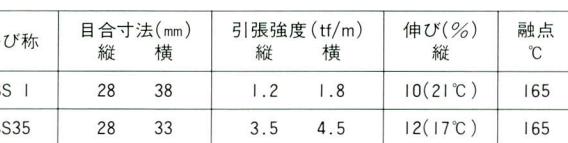
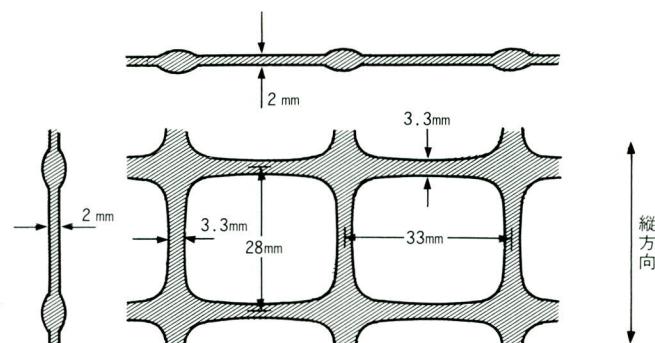


図-3 合成樹脂グリッド配置図

3. 樹脂接着した複合アスファルト試験体の引張試験

(1) 実験概要

合成樹脂グリッドとしてポリプロピレンを特殊延伸工程により製造した市販品を使用し、図-3に示す位置に1層あるいは2層配置した複合アスファルト試験体を製

作した。合成樹脂グリッドの材料特性を表-1に示す。また、マトリックスは粗骨材の最大寸法が13mmの密粒度アスファルト混合物であり、アスファルトの種類はゴム入りアスファルト、アスファルト量は適正アスファルト量である。

複合アスファルト供試体の製作は、幅90mm長さ240mmの型枠にアスファルト混合物を所定量敷きならし、合成樹脂グリッドを1枚配置した上に更に所定量のアスファルトを敷きならす方法で行った。なお、転圧は40mmに達した段階と最上層アスファルトの2回に分けて小型ローラーで行った。

プレキャスト複合舗装版を使用して舗装面を連続させる場合、プレキャスト複合舗装版と前後の基層アスファルトとの接合部の処理が問題となる。ここでは、接着剤としてアスファルト系加熱溶剤とエポキシ系A液B液混合剤を使用した2種類の実験供試体を製作した。

実験では、片側端部を固定し、変位速度0.2mm/minとなるように他端部をジャッキで引張った。荷重についてはジャッキと載荷板との間に介したロードセルで測定し、載荷方向のひずみは接着面をはさんだ200mm区間と900mm区間の2種類を標点距離とし、これを測定して求めた。

(2) 実験結果および考察

図-4、5にそれぞれアスファルト系加熱溶剤、エポキシ系接着剤で固定した供試体を11±1℃の温度条件のもとで引張試験して得られた、標点距離900mmのときの応力-ひずみ関係を示す。エポキシ系接着剤を使用した供試体では引張応力5kgf/cm²、引張ひずみで4%以上の値を示すのに対し、アスファルト系加熱溶剤を用いた場合には引張応力1.5kgf/cm²程度を上限にひずみが急激に増大している。これは、エポキシ系接着剤を使用した場合には接着剤も含めて設計上目安としている2%以上の伸びに追随できるのに対し、アスファルト系加熱溶剤を用いた場合には接着剤が低い応力レベルで伸び、破断に至っており、一般部の強度と比較して接着部において著しい強度低下をもたらすことを意味している。

図-6、7は、それぞれアスファルト系加熱溶剤、エポキシ系接着剤で固結した供試体を温度条件を変えて引張試験して得られた標点距離900mmの場合の応力-ひずみ関係を示したものである。アスファルト系加熱溶剤を使用した場合には温度依存性が大きく、温度上昇とともに引張抵抗が急激に減少する。また、3ケースとも低いひずみ追随性しか示さず、接着面において破断している。

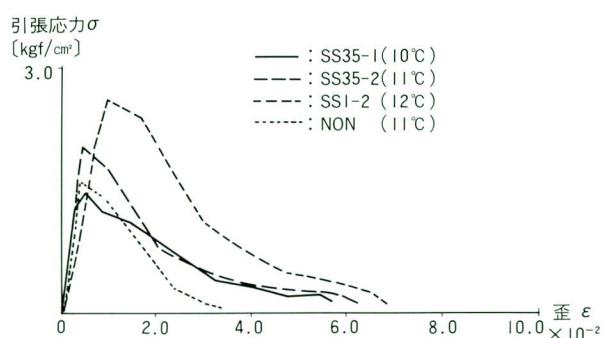


図-4 アスファルト系加熱溶剤の供試体による比較

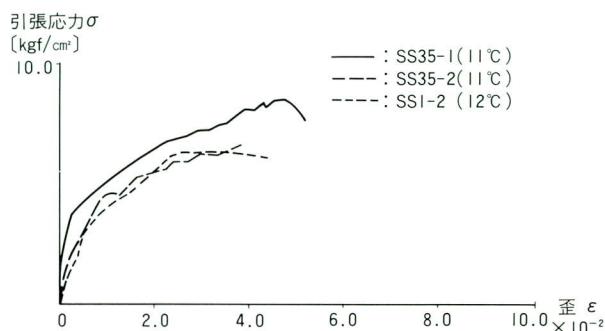


図-5 エポキシ系接着剤の供試体による比較

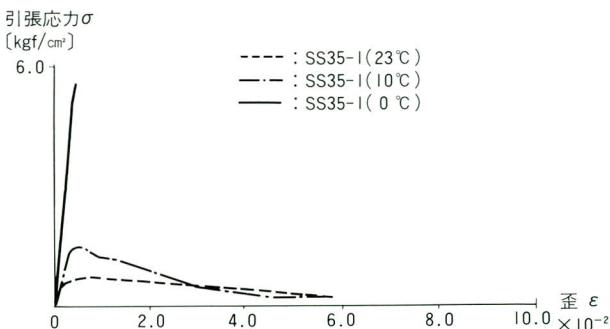


図-6 アスファルト系加熱溶剤供試体の温度による比較

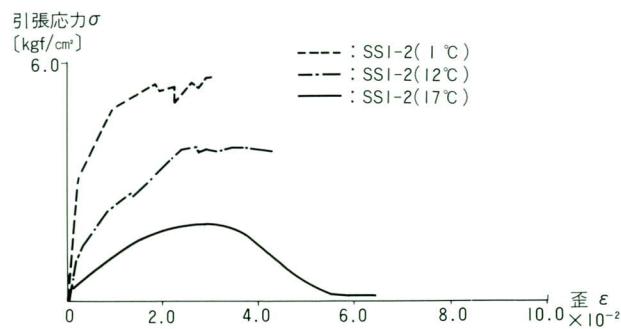


図-7 エポキシ系接着剤供試体の温度による比較

それに対しエポキシ系接着剤を用いた場合には接着部の温度依存性は小さく、破断は接着部近傍の合成樹脂グリッドが充分に配置できない箇所で生じる。

(3) 複合アスファルト舗装版端部の合成樹脂グリッドの処置方法

(2)のエポキシ系接着剤で固着した場合には、接着面付近で最初のひびわれが発生するものの、接着剤部分に合成樹脂グリッドを張り出していないために、複合材料としての強度を十分に發揮する前にグリッドが抜けてしまうという結果となった(図-8(a))。そこで、本研究では、図-8(b)に示すように舗装版端部からグリッドを1cm程度出して接着剤で固定するという方法で供試体を製作し引張試験を実施した。その結果の一例を図-9に示す。この応力-ひずみ曲線より、図-8(b)に示したような接着方法を用いると、継ぎ目のない供試体とほぼ同じ挙動を示すことがわかる。このことは、現場で持ち運びできる重量まで複合アスファルト舗装版の大きさを小さくできることを示唆している。

4. 実橋での引張状態を想定した引張試験

(1) 実験概要

複合アスファルト舗装版を実橋に適用する場合、舗装版は桁の、伸縮に伴って伸縮するため、実際にはアスファルト舗装版の底面近傍の応力が上層部と比較して大きくなる。そこで、できる限り実際の引張状態と合致するよう、図-10に示すように鋼板に複合アスファルト舗装版を装着し、鋼板を引張って、挙動を調べてみた。

実験供試体の製作手順は次のとおりである。まず、鋼板表面にカチコートを塗布し、複合アスファルト舗装版前後の基層部アスファルトを複合アスファルト舗装版+2cm程度すき間をあけて施工する。次に、基層部アスファルト間にプレキャスト化した複合アスファルト舗装版を設置し、すき間にエポキシ系接着剤を充填する。その際、合成樹脂グリッドは複合アスファルト舗装版の端部から1cm弱程度張出しておく。最後に、エポキシ系接着剤硬化後表層部アスファルトを敷設転圧する。

(2) 実験結果および考察

実験結果の一例として、合成樹脂グリッド2層で補強したプレキャスト複合アスファルト舗装版を使用した実

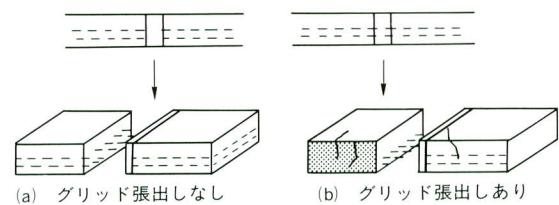


図-8 舗装版端部の合成樹脂グリッドの処理

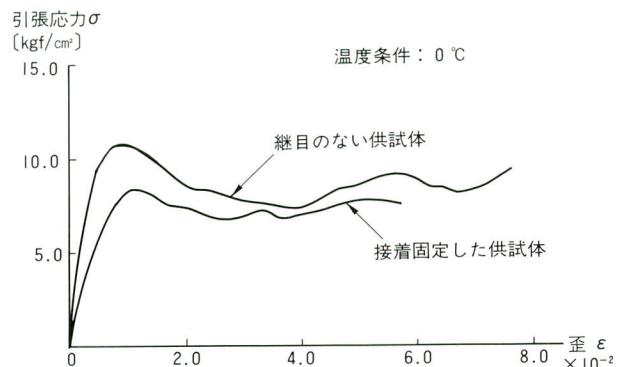


図-9 接着固定した供試体の応力-ひずみ曲線

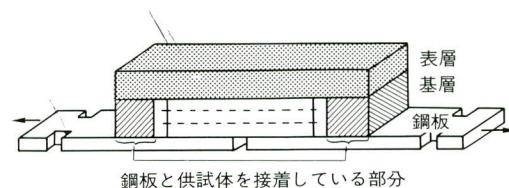


図-10 鋼板に装着した供試体

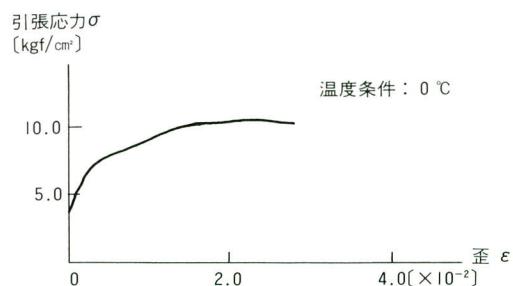


図-11 鋼板に装着した供試体における応力-ひずみ関係

験供試体を0°Cの温度条件下で引張試験した結果を図-11に示す。これより、最も引張りの影響を受ける低温時でも、2%以上の伸びに充分耐えられることがわかる。

次に、ひびわれ発生状況について調べたのが図-12である。同図(a)に示すように接着面で最初のひびわれが発生した場合には、さほど伸びを生じないうちにグリッドが抜けてしまい、ひびわれを分散させる機能を果たさな

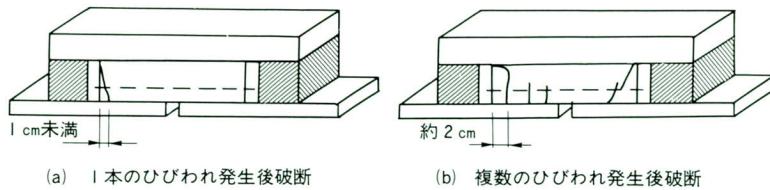


図-12 供試体のひびわれ発生状況

い。これに対し、図-12(b)のように接着面から2cm程度離れた位置で最初にひびわれが発生した場合には、その後複数のひびわれが発生し、ひびわれの発生を分散させる機能を十分に果たしていることが実験の結果明らかになった。従って、複合アスファルト舗装版をRC床版や橋台に定着する場合には、定着面付近のコンクリートに接着剤を塗布し、プレキャスト舗装版を隣接する基層アスファルトとの接着面だけでなく、底面でも固定するようするのが適当である(図-13)。このようにすることにより、最初のひびわれを接着面からある程度離れた位置に発生させることができ、複合アスファルト舗装版としての伸び能力・ひびわれ分散性を十分に發揮させることが可能となるためである。

5.まとめ

合成樹脂グリッドで補強したアスファルト舗装版を舗装面を連続化した伸縮継手として使用する場合、確実な施工と十分な転圧が行われないと合成樹脂グリッドとアスファルトとの間に剥離が生じ、返って耐久性が低下してしまう。また、舗装面を連続させる工事等補修工事の場合には、交通止め時間や作業環境等の制約により、品質を維持するのに多くの労苦を要することになる。

本研究では、合成樹脂グリッドで補強したアスファルト舗装版の定着方法を提案するとともに、実際の載荷状態に近い載荷方法で実験を行い、プレキャスト化への实用性を検討した。その結果、引張に関しては、複合アスファルト舗装版のプレキャスト化は十分に可能であることが明らかになった。今後は、コンクリート床版とプレキャスト舗装版との接着範囲に対する検討や、圧縮実験

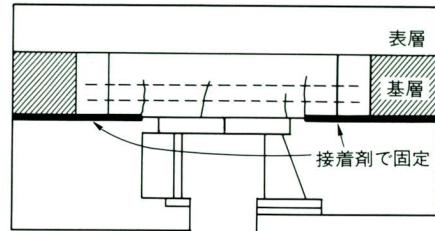


図-13 プレキャスト舗装版の定着方法

により圧縮特性を把握する中で、実橋への適用可能性について総合的に判断していく予定である。

本研究を行うに際し、日瀬化学工業株式会社東京支店の山梨安弘氏にはプレキャスト舗装版の実橋への適用方法に関する検討や実験方法等に多くのアドバイスを頂きました。また、山梨大学工学部土木環境工学科松本正文技官には実験用治具の製作から実験実施にと大変御世話になりました。ここに、御礼申し上げます。

参考文献

- 深沢、杉山、岡村、笹本：舗装面を連続させた道路橋伸縮装置の開発研究、橋梁と基礎Vol.25、No.6、1991
- T.Sugiyama, T.Ohta, A.Pochanart, Y.Fukasawa, Y.Yamanashi, M.Matsumoto : Setting Up Method of Prefabricated Highway Bridge Expansion Joint with Continuous Asphalt Layer Reinforced by Polymer Grid, Proceedings of The Fourth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, September 1993

1994.6.25受付

大入熱溶接を用いたボックス柱角継手熱影響部の超音波探傷による欠陥特性（その3 正負繰り返し載荷実験）

Properties of Defects in the Heat-Affected Zone Discovered by Ultrasonic Testing and Caused by Heat when Welding Box Column Corner Joints (positive and negative repeated-load tests)

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

Summary

A previous report described an investigation into the relation between the seriousness of defects in the heat-affected zone intentionally caused by welding heat and the tensile strength of box column corner joints. The relation was probed using the monotonic tensile test. Since then, positive and negative repeated load tests have been performed on full-scale box column specimens with intentionally-caused defects. The results of the tests show that the presence of defects equivalent to Region 2 level and located even on all lines, even defects discovered by ultrasonic testing in compliance with Architectural Institute standards, has no effect on the strength and deformability of the joint. This suggests that defects such as those investigated in this study need not be repaired if they are of Region 2 level or lower.

1. はじめに

前報（その2 引張強度への影響 宮地技報No.9 1993）では、大電流サブマージアーク溶接により溶接したボックス柱角継手熱影響部に発生した、超音波探傷欠陥を内在させた引張試験体により、その程度と引張強度の関係について報告した。

引き続いて、欠陥を内在させた実大ボックス柱試験体の梁正負繰り返し載荷試験を実施したので、ここで報告する。

2. 試験計画

(1) 試験体および載荷プロセス

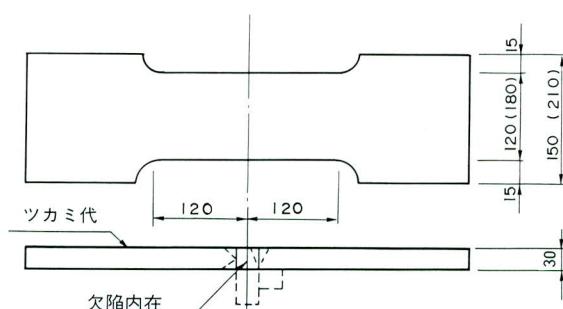
試験計画の概要を表-1に示す。

これ等の試験体の内、部分引張試験片は正側繰り返し試験体（Cシリーズ）と実大ボックス柱の載荷後の試験体より採取した単調載荷試験体（Sシリーズ）である。Fシリーズ試験体が実大ボックス柱試験体である。

実大ボックス柱試験体（Fシリーズ）の形状を図-2に示す。フランジとウエブの交差部はスカラップを取りないノンスカラップ工法とし、フランジ端部は鋼製タブを取り付けて溶接した後に切断し、グラインダーにて滑らかにコーナー仕上げを行った。載荷は300トン油圧ジャ

表-1 試験計画

種類	部分引張試験片		実大ボックス柱試験体
載荷方法	正側繰り返し載荷	実大ボックス柱の載荷後の試験体より試験体を採取し単調載荷	梁の正負繰り返し載荷
記号	Cシリーズ ASRE-1 ASRE-2 BSRS-1 BSRS-2 各1台	Sシリーズ 15AIR-1 15AIR-2 各1台	Fシリーズ 7A 10A 15A 15B 各1台
形状	図-1参照	図-1参照	図-2参照



Cシリーズ（Sシリーズ）試験体

図-1 試験体形状

* 松本工場製造部生産技術課課長代理

*** 松本工場製造部生産技術課

** 松本工場副工場長

**** 松本工場品質管理部品質管理課

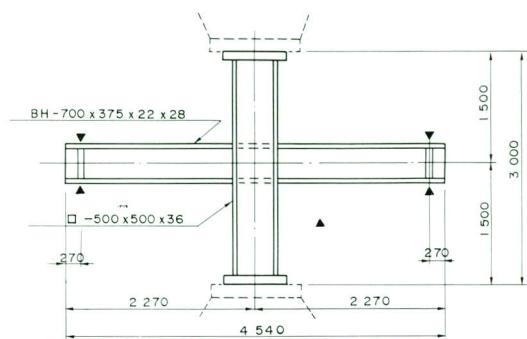


図-2 試験体形状

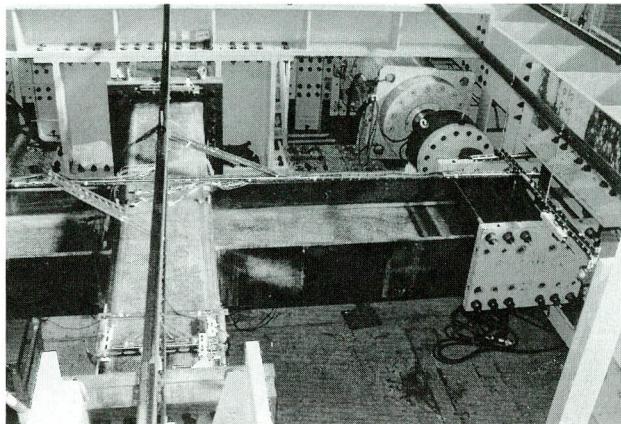


写真-1 載荷状況

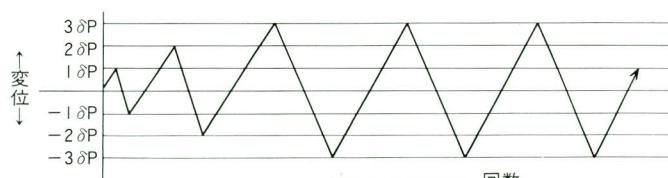


図-4 載荷プロセス

ッキにより、正負交番の繰り返し載荷を行う。載荷状況を図-3及び写真-1に示す。

繰り返し載荷は梁降伏に相当する梁端変位を δP として、図-4に示すように $\pm 1\delta P$ 、 $\pm 2\delta P$ 、 $\pm 3\delta P$ を梁端の変位制御により試験体が破断するまで行った。併せて変形量及び歪量の測定を行った。

(2) 供試鋼材

試験に用いる供試鋼材の諸性能について確認する。Sシリーズ・Fシリーズ試験の厚さ36mmの鋼材は前報(その2引張強度への影響)のA鋼種と同様のレベルである。

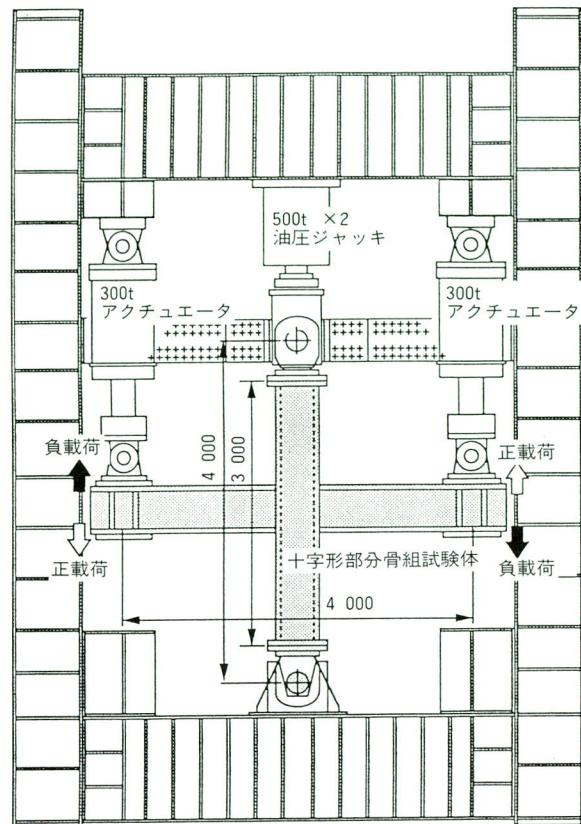


図-3 柱梁接合部十字形部分骨組繰返載荷試験概要

表-2 Cシリーズ試験用鋼材のミルシート値

鋼 種	C	Si	Mn	P	S	降伏点	引張強さ	伸び
	$\times 100$ (%)			$\times 1,000$ (%)		(N/mm ²)		
A	17	39	140	17	4	345	520	34
B	15	46	144	10	1	365	510	34
32	17	48	142	14	1	430	575	28

試験片形状: JIS IA号

A・B: 材質 SM490A 板厚 35mm

32: 材質 SM520B (引張試験体のツカミ材)

板厚 32mm

表-3 Sシリーズ・Fシリーズ試験用鋼材のミルシート値

板 厚	C	Si	Mn	P	S	降伏点	引張強さ	伸び
	$\times 100$ (%)			$\times 1,000$ (%)		(N/mm ²)		
36	17	44	132	19	5	370	541	32
28	17	34	146	14	5	415	546	26
22	19	28	128	22	7	375	524	29

試験片形状: JIS IA号

材質 SM490A

使用部位 36mm: 柱主材

28mm: 梁フランジ・ダイヤフラム

22mm: 梁ウェブ

なお、A鋼種は一般に使用されているもの、B鋼種はボックス柱製作のために通常使用されているものである。Cシリーズ試験の鋼材の詳細については、その2の報告を参照して頂きたい。(宮地技報No.9 1993 39ページ参照)

ミルシートの値を表-2、表-3に示す。

(3) 拡散性水素量

試験体の鋼種とサブマージアーク溶接用のフラックスの拡散性水素量レベルの組み合わせは表-4のとおりである。

(4) 角継手溶接部

角継手溶接部の溶接は二電極サブマージアーク溶接を行い、その溶接条件は表-5のとおりである。

また、角継手溶接部の全溶着金属引張試験を実施する。

表-4 鋼種・拡散性水素量レベル

シリーズ	記号	鋼種	拡散性水素量 レベル
C	ASRE-1 ASRE-2	A	15ml/100g
	BSRS-1 BSRS-2	B	15ml/100g
S	I5AIR-1 I5AIR-2	A	15ml/100g
	7A 10A	A	7ml/100g 10ml/100g
F	I5A I5B		15ml/100g

表-5 溶接条件

バス数	L/T	電流(A)	電圧(V)	速度(cm/min)	入熱(kJ/cm)
I	L	1,650	36	28	248
	T	1,200	47		

L: 先行極 T: 後行極

ワイヤ: Y-A 6.4φ (日鐵溶接工業)

フラックス: NSH-52 (日鐵溶接工業)

表-6

試験項目	数量	試験部位など
マクロ試験	1	_____
硬さ試験	1	測定線は表面、裏面、1/2t
衝撃試験	5	表面側と裏面側のDepoとHAZ、および1/2tのDepo
十字引張試験	2	ダイヤフラム側はツカミ材としSM520B 32mm厚とする
全溶着金属引張試験	2	表面側 1/2t

(5) フランジ継手部確性試験

実大ボックス柱の梁フランジ継手部と同一条件で溶接した試験体を製作し、表-6に示した項目について確性試験を実施した。フランジの溶接条件を表-7に示す。

(6) 超音波探傷試験

実大ボックス柱試験体については、図-5に示すように、角溶接終了後、各々の試験体について斜角探傷および垂直探傷を実施した。探傷方法の詳細は前報(宮地技報No.9 1993 38ページ)を参照して頂きたい。ただし、今回は角溶接部の余盛ビードの切削加工は行っていない。また、繰り返し載荷後の垂直探傷は写真-2に示すようにフランジ溶接部を除いた部分について探傷を行った。

表-7 フランジ溶接条件

開先形状及び積層状況	溶接条件			備考
	バス	電流(A)	電圧(V)	
	1	250	28	予熱なし 気温15°C バス間 温度管理 なし
	2	250	28	
	3	280	30	
	4	//	//	
	5	//	//	
	6	250	28	
	7	250	28	
	8	280	30	
	9	//	//	
	10	//	//	
ガウジング側				
溶接材料			規格 JIS Z 3312 YGW-II 銘柄 YM-26 1.2φ (日鐵溶接工業)	

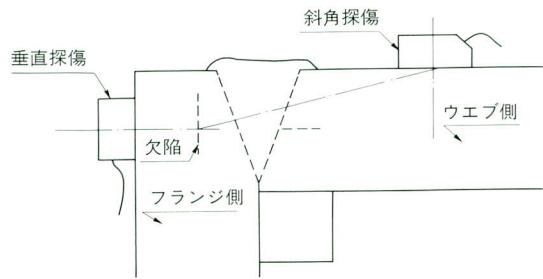


図-5 超音波探傷試験要領

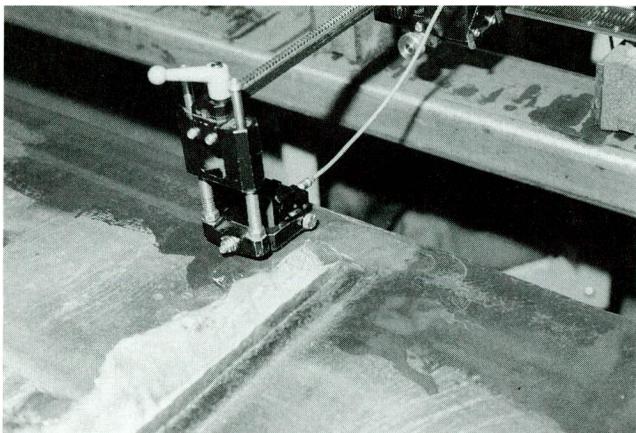


写真-2 載荷後垂直探傷

3. 試験結果

(1) 供試鋼材

供試鋼材の試験結果を以下に示す。

表-8 厚さ36mm鋼材の板厚方向引張試験

試験記号	断面(mm)	降伏点	引張強さ	伸び	絞り
		N/mm ²	%		
36ZT	10φ	385	550	22	64

試験片形状: WES 1106

表-9 厚さ36mm鋼材の板厚方向衝撃試験(J)

試験記号	試験温度(℃)				
	-40	-20	0	20	40
36ZS	7	14	26	50	73

表-10 厚さ36mm鋼材の清浄度(%)

測定位置	A1系 ※1	A2系 ※2	B系 ※3	C系 ※4	合計
表面下1mm	0.025	0	0	0	0.025
1/4t	0.025	0	0	0.004	0.029
1/2t	0.021	0	0	0.008	0.029

※1: 硫化物

※2: 硅酸塩

※3: アルミナ

※4: 粒状酸化物

表-11 厚さ28mm鋼材のロール方向引張試験

試験記号	断面(mm)	降伏点	引張強さ	伸び
		(N/mm ²)	(%)	
28LT	28×40	395	540	31

試験片形状: JIS I A号

表-12 厚さ28mm鋼材のロール方向衝撃試験(J)

試験記号	試験温度(℃)			
	-40	-20	0	20
28LS	154	164	179	202

(2) フランジ継手部確性試験

マクロ組織は良好である。

硬さ試験の結果を図-6に示す。

衝撃試験の結果を表-13に示す。

十字引張試験の結果を表-14に示す。

全溶着金属引張試験の結果を表-15に示す。

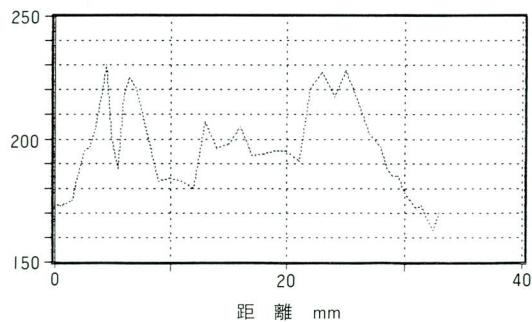


図-6 硬さ分布図

表-13 衝撃試験の結果(J)

試験記号	試験温度(℃)			採取部位
	-20	0	+20	
A	23	45	92	
B	17	41	63	
C	110	146	151	
D	74	76	179	
E	31	43	55	

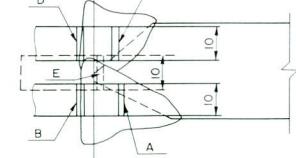


表-14 十字引張試験の結果

試験記号	断面(mm)	引張強さ(N/mm ²)	破断位置	破断面
W-1	27.8×35.0	560	28mm母材	良好
W-2	27.8×35.0	560	28mm母材	良好

表-15 全溶着金属引張試験の結果

試験記号	断面(mm)	降伏点	引張強さ	伸び	絞り
		(N/mm ²)	(%)		
AD-1	12.5φ	500	610	30	62
AD-2	12.5φ	560	620	27	60

※標点距離 50mm

(3) 角継手部確性試験

角継手部の $\frac{1}{2}t$ 部より採取した全溶着金属引張試験の結果を表-16に示す。

表-16 角継手部の全溶着金属引張試験

試験記号	断面(mm)	降伏点	引張強さ	伸び*	絞り
		(N/mm ²)	(%)		
AD-1	12.5φ	335	495	34	69

*標点距離 50mm

(4) 超音波探傷試験

試験体の斜角超音波探傷試験の結果を表-17に示す。Fシリーズの7A、10Aを除いていずれの試験体も角継手フランジ側熱影響部には全線に渡って不合格欠陥が内在している。また、実大ボックス柱試験体Fシリーズの自動超音波探傷試験の出力結果の内、15Aの例を図-7に示す。フランジ側には全線にわたって領域IIのレベルの欠陥が発生している。表示色の識別は青が建築学会基準の領域I、緑が領域II、黄が領域III、赤が領域IVである。青の領域Iは判定外であり、緑の領域IIからが不合格欠陥である。

表-17 斜角超音波探傷試験結果

シリーズ	記号	フランジ側	ウェブ側
C	ASRE-1	× ×	×
	ASRE-2	× ×	×
	BSRS-1	× ×	▲
	BSRS-2	× ×	▲
S	I5XIR-1	× ×	×
	I5AIR-2	× ×	×
F	7A	▲	△
	10A	×	▲
	15A	× ×	×
	15B	× ×	×

凡例 △：領域I（合格）

▲：領域Iと部分的に領域II（合格）

×：部分的に不合格

××：全線不合格

合否判定は建築学会基準による

(5) 繰り返し載荷試験（Cシリーズ）

繰り返し載荷試験の結果は、表-18に示す通りである。前報2の単調載荷の結果と同様であり、差異はない。

（宮地技報No.9 1993 45ページ 表-9参照）即ち、部分引張試験片における繰り返し載荷では欠陥の進展は見られないことが確認できる。BSRS-2の繰り返し荷重-

変位曲線を図-8に示す。載荷プロセスは鋼材の板厚方向の降伏時の試験片の変位の等倍～4倍を各々三回繰り返し載荷した後に破断させた。

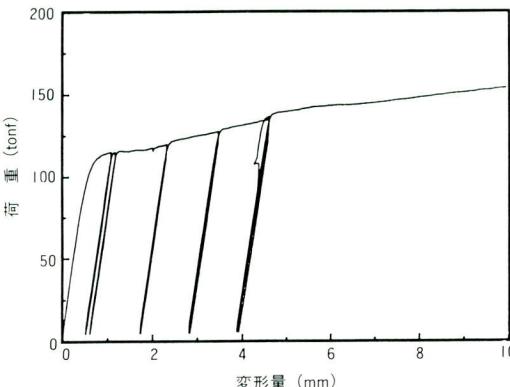


図-8 荷重-変形曲線

表-18 繰り返し載荷試験結果

試験体	引張り強さ(N/mm ²)	破断位置	破断面
ASRE-1	460	フランジ	脆性破面
ASRE-2	480	フランジ	脆性破面
BSRS-1	510	溶着金属	延性破面
BSRS-2	510	溶着金属	延性破面

(6) 実大ボックス柱載荷試験（Fシリーズ）

実大ボックス柱載荷試験の結果を表-19に示す。これ等のうち、15Aの破壊の経緯および、超音波探傷試験の載荷前後の変化について報告する。柱引張軸力を試験体7、10、15Bについては降伏荷重の10%導入した。

表-19 実大ボックス柱載荷プロセスおよび試験結果

試験体番号	載荷プロセス					
	±1δp	±2δp	±3δp	±4δp	±5δp	±6δp
7	1	1	2	2	2	2
10	1	1	20	3	—	—
15A	1	1	20	—	—	—
15B	1	1	20	3	2	—

試験体番号	破断サイクル	破断位置
7	-6δp 2サイクル目	梁フランジ
10	+4δp 3サイクル目	梁フランジ
15A	-3δp 20サイクル目	梁フランジ
15B	+5δp 2サイクル目	梁フランジ

1) 載荷結果

-3δp（負載荷）2回目に北西側梁フランジ（上側）

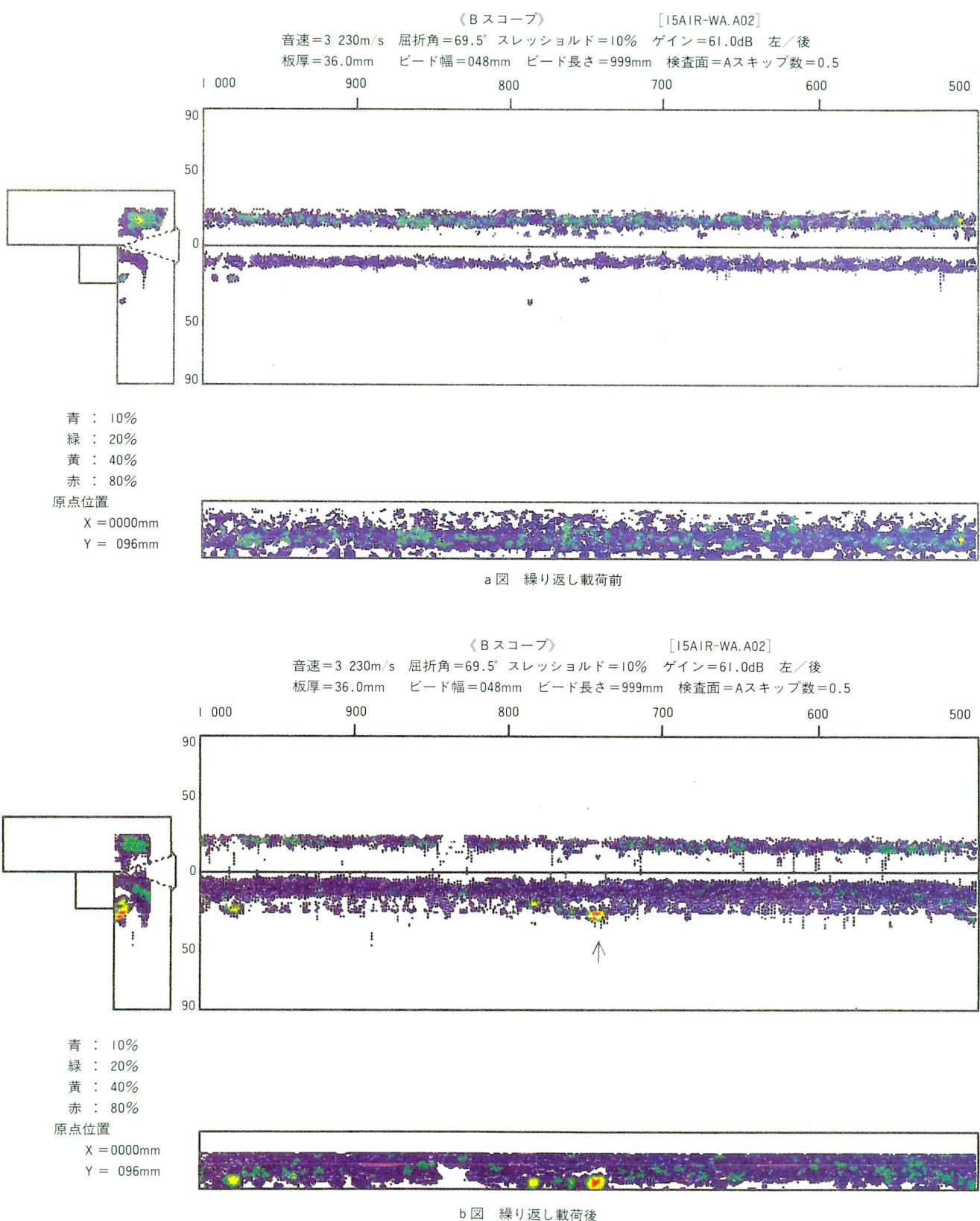


図-7 超音波探傷試験結果

の端部に初期延性亀裂が目視により観察され、その後、 $\pm 3\delta p$ を繰り返す間に、同様に他の梁フランジにも延性亀裂が発生した。最終的に $-3\delta p$ 20回目到達時に、北西側梁フランジ溶接部ではほぼ全線にわたって破断した。破断面は延性破面である。最大荷重は $+3\delta p$ 3回目に左右の平均値で209tfを記録した。荷重一変形関係を図-9に示す。

図-10と図-11は、 $+3\delta p$ 1回目と $-3\delta p$ 1回目それぞれのパネルゾーンでの、3軸歪ゲージの測定値から計算した主歪方向と主歪量、及び柱、梁での1軸歪ゲージで測定した各部の歪量を図示したものである。図中、柱、梁の歪方向を示す方向は矢印線の重なりを避けるため、若干角度をつけて示してある。フランジ欠陥部近傍のNo.5、No.6ゲージでは10,000 μ を超える大きな歪が計測されている。

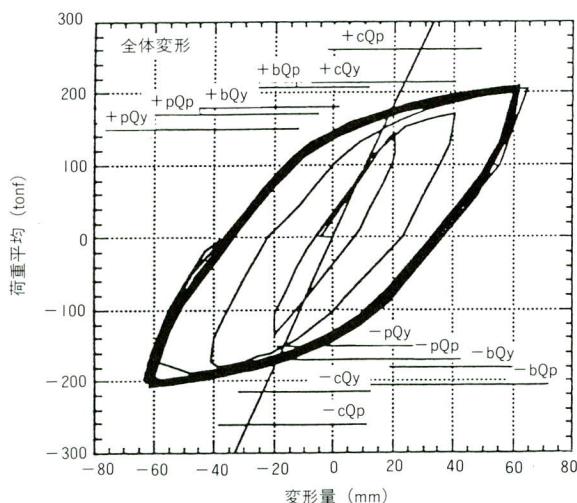


図-9 荷重一変形曲線（全体変形）

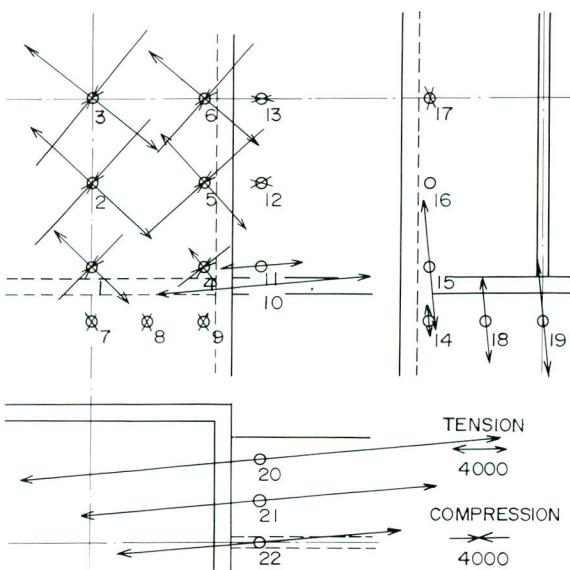


図-10

2) 超音波探傷試験の載荷前後の変化

超音波探傷試験の結果を図-7に示す。フランジ部の欠陥の進展は見られない。載荷後エコー高さが高くなつた部位（図-7中の載荷後の出力図の黄、赤の部分=↑の箇所）は、柱主材と裏当金との組み立て溶接部である。マクロ写真-3からも分かるように、エコー高さの高くなった原因は載荷による大きな変形により、組み立て溶接部が破断したためである。組み立てのための隅肉溶接を連続にすることは特に必要でない限り避けた方が良いと指摘している文献もある。（文献7）

載荷中のパネル部変形量は図-12から分かるように最大 $\pm 15\text{mm}$ である。また、表-19に示すように、荷重除去後の残留変形量の最大値は 4.5mm であり、梁フランジ取り付け部（表-20の太線中）に局部的に発生していることが分かる。

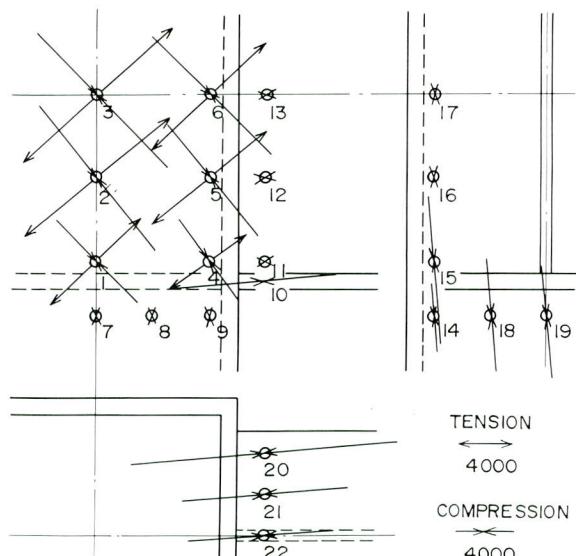


図-11

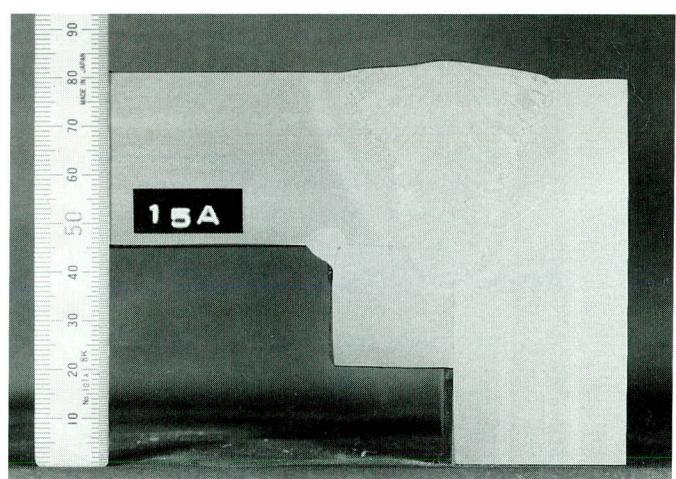


写真-3 載荷後マクロ組み立てビードの破断

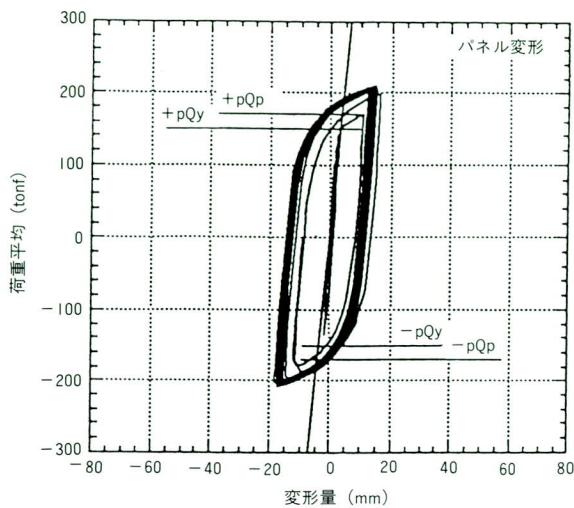


図-12 荷重-変形曲線（パネル変形）

表-20 載荷荷重除去後の曲がり量（mm）

方向	①	④	⑥	⑩	⑬	⑮	⑯
1 L	0.0	-1.5	-4.0	-0.5	+3.5	+1.5	0.0
2 R	0.0	-1.5	-3.0	+0.5	+4.5	+1.0	0.0
1 R	0.0	+1.0	+3.0	-2.0	-3.5	-2.5	0.0
2 L	0.0	+1.0	+3.5	-1.5	-4.0	-3.0	0.0

方法は①～⑯にピアノ線を張り、中間の5点を測定する。+側は凹、-側は凸を示す。

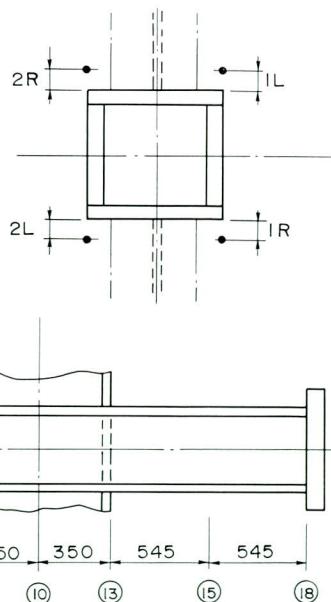


図-13 曲がり測定要領

(7) 単調載荷 (Sシリーズ)

実大ボックス柱の繰り返し載荷後の試験体より、単調載荷試験体を採取した目的は、繰り返し載荷をしていないものとの強度、破断性状の相違を比較するために行ったものであり、結果を表-21に示す。15A1R-1、2が繰り返し載荷後のもの、ASLE-1、2(宮地技報No.9、

1993 45ページ、表-9参照)が繰り返し載荷の行っていないものである。それぞれの試験体のZ方向の母材強度からの低下率は同程度であり、強度低下および破断性状の相違は見られない。ASLE-2の低下率が著しいのは欠陥率が高かったことによる。

のことからも、実大ボックス柱の繰り返し載荷により欠陥部の進展がないことが明確に分かる。

表-21 単調載荷試験の結果

試験体	母材のZ方向強度(N/mm ²)	引張強さ(N/mm ²)	低下率(%)	破断位置	破断面
15AIR-1	550	510	93	F	脆性
15AIR-2		483	88	F	脆性
ASLE-1	530	492	93	F	脆性
ASLE-2		339	64	F	脆性

破断位置F: フランジ

4. 考察

(1) 供試鋼材

実大ボックス柱の主材に用いる板厚36mmの鋼材は強度、衝撃値は良好である。清浄度は板厚方向全般にわたって硫化物系(A1系)が認められるが、そのレベルは通常のものである。

これら清浄度、板厚方向の引っ張り及び衝撃特性は前報の鋼板Aと同程度である。従って、超音波探傷欠陥の発生も前報の鋼板Aと同程度になっている。

(2) フランジ継手部確性試験および角継手部確性試験

フランジ継手部および角継手部の引っ張り、衝撃等の機械的性質はいずれも良好である。

(3) 超音波探傷試験

角継手部の載荷試験の目的部位には不合格になる多くの欠陥が内在されており、これ等の欠陥の強度への影響を調査可能と推察された。

なお、フランジ継手部及び角継手溶着金属部には超音波探傷試験欠陥はない。

(4) 載荷試験

各種の載荷試験の結果をまとめると表-22のようになる。

表-22 載荷試験結果一覧

種類	部分引張試験体		実大ボックス柱試験体
載荷方法	正側繰り返し載荷	実大ボックス柱の載荷後の試験体より試験体採取し単調載荷	梁の正負繰り返し載荷
記号	Cシリーズ	Sシリーズ	Fシリーズ
結果	前報の単調載荷と差異はない。	前報の単調載荷と差異はない。	繰り返し載荷による欠陥部位の損傷は全くない。また、欠陥の進展も発生していない。

これ等のうち、本稿の主題である実大ボックス柱試験体について簡潔にまとめると以下のようになる。

- ① 15A、15B試験体の角継手熱影響部の欠陥レベルは全線にわたって建築学会基準で領域IIのレベルである。
- ② いずれも、破断は梁フランジ溶接部であり、角継手熱影響部の欠陥部では全く損傷を受けていない。
- ③ 欠陥部近傍での大変位量、大歪量にも関わらず、載荷により超音波探傷欠陥は進展していない。
- ④ 実大ボックス柱の繰り返し載荷後の欠陥部を内在する部分引っ張り試験でも、繰り返し載荷の行っていないものとの差異はなく、破断面性状の変化、強度低下は起きていない。

これ等の結果から、ボックス柱角溶接部の熱影響部に建築学会基準で領域IIのレベルの不合格欠陥が全線に発生していても、載荷により超音波探傷欠陥の進展は無く、その強度および変形能に影響のないことが確認できた。

5.まとめ

前報の部分引張試験および、実大ボックス柱試験体の試験結果から、大電流サブマージアーク溶接により溶接したボックス柱角継手熱影響部に、建築学会基準により判定して領域IIのレベルの不合格になる超音波探傷欠陥が全線に発生していても、強度および変形能になんら影響の無いことが確認できた。従って、これらの欠陥を補修する必要は無いと考えてよい。ただし、領域III以上のレベルの欠陥の対応については今回の試験では確認されていない。

本研究は開始以来6年を経ている。今日では研究のきっかけとなったこの種の実施工でのトラブルは当社では皆無といってよいほどになった。要因として溶接管理の

向上と適正な内質の鋼材の使用が挙げられる。

今回の試験は大きな欠陥を模擬的に発生させるため、柱主材の内質およびフラックスの拡散性水素量は、実施工のレベルとは異なったものである。

また、この間にボックス柱の全線部分溶け込み溶接の設計、施工例も数例を数えている。

今後は、万一この種の欠陥が発生した場合の処置として、板厚方向（Z方向）に局部的に大きな残留応力を残す結果となる溶接補修を行うことの是非について考えるべきである。

例えば、この部位では領域II以下（領域IIを含む）では溶接補修を行わなくてよい等、超音波探傷検査の判定基準の見直しの余地があろう。

今回で一連の「大入熱サブマージアーク溶接によるボックス柱角継手熱影響部の超音波探傷による欠陥特性」の研究報告を終了致します。この研究で得られた多くの知見を生かして、より高品質でかつ、経済性を追求して製品を作りたいと思います。

この報告が多少でも建築鉄骨製作の参考になれば幸いです。

最後に、本研究を実施するに当たり、長期にわたり御指導、御協力を頂きました信州大学工学部社会開発工学科の中込教授、新日本製鐵株式会社の望月部長代理、渡邊部長代理、大橋部長代理、大坪部長代理、日鐵溶接工業株式会社の元松課長の各氏をはじめ多くの関係各位に心より御礼申し上げます。

〈参考文献〉

- 1) 宮地技報No.7 1991 大入熱溶接を用いたボックス柱角継手熱影響部の超音波探傷による欠陥特性 中野、田中、大月
- 2) 1990年度 日本建築学会関東支部研究報告集二電極サブマージアーク溶接を用いた厚板ボックス柱角継手熱影響部の超音波探傷欠陥について（その1）田中、中野、望月、渡邊
- 3) 1992年度 日本建築学会関東支部研究報告集大入熱溶接を用いた厚板ボックス柱角継手熱影響部の超音波探傷欠陥について（その2 強度特性）中込、中野、田中、望月、大橋
- 4) 宮地技報No.9 1993 大入熱溶接を用いたボックス柱角継手熱影響部の超音波探傷による欠陥特性 中野、田中、大月、百瀬

- 5) 1993年度 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)
大入熱溶接を用いた厚板ボックス柱角継手熱影響部の
超音波探傷欠陥について(強度特性)その1 中込、
中野、田中、望月、大橋
- 6) 1993年度 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)
大入熱溶接を用いた厚板ボックス柱角継手熱影響部の
超音波探傷欠陥について(強度特性)その2 中込、

望月、大橋、田中、中野

7) 建築鉄骨構造に注目した脆性破壊特性に関する研究
の現状と課題 破壊性能研究会 平成5年度研究報告
書 建設省建築研究所—鋼材俱楽部 耐震性能共同研
究

1994. 6. 25受付

大須大橋

グラビア写真説明

大須大橋

大須大橋は、中部電力(株)奥美濃水力発電所の上大須ダム建設に伴う付替林道工事の一部として、木曽川水系根尾東谷川のダム湖上流端に新設された下路式トラスドランガーモードルの橋である。

この橋は岐阜県根尾村より23km上流にあり、福井県の県境にあり風光明媚なところで、特に、秋の紅葉がきれいな山間の地であります。又、この附近は日本猿の棲息地となっており、山の斜面の日溜まりでの猿の群が架設作業を見学?していたのが印象に残っております。

ダム及び発電所の工事が完成すれば、また静かな山峡となり、もう一度訪ねたいと思う、そのような所です。

(長谷山)

塩水噴霧試験装置を使用した 硬質ウレタンの防食効果検証実験

Rust Prevention Properties of Rigid Urethane Coating Evaluated by Salt Spray Test

太 田 貞 次* 石 川 信 隆** 鯉 渕 芳 伸***
Teiji OTA Nobutaka ISHIKAWA Kuninobu KOIBUCHI

Summary

Outstanding steel plate rust prevention can be cited as one feature of the "composite slab bridge covered with rigid urethane" developed by Miyaji Iron Works. The rust prevention is due to the fact that rigid urethane, which is nearly impermeable to water, prevents contact between the steel plate and water or air by adhering closely to the plate.

This paper reports on the results of examining the rust prevention effect of the rigid urethane coating by the salt spray test. The test was conducted by setting a steel plate coated with urethane in a tank together with some other plates to which different kinds of representative paint materials had been applied.

1. はじめに

当社では中小スパンの橋梁を対象として、断面の引張域に硬質ウレタンを充填した鋼・コンクリート合成型枠橋の開発を進め、既に実橋への適用も果たしている¹⁾。その際、硬質ウレタンが鋼板に密着し、また硬質ウレタン自体にはほとんど透水性がないため、内側の鋼板に対する防錆に優れている点を特徴の1つに挙げている。しかし、鋼構造物の防錆のためにウレタンを使用した例はほとんどなく、どの程度の防食効果を有するか把握出来ていないのが実情である。

ここでは硬質ウレタンの防食効果を検証する目的で実施した塩水噴霧試験について報告する。

2. 実験の概要

硬質ウレタンの防食効果を調べるために、ウレタンを添付した試験片を噴霧試験槽内にセットし、塩水噴霧試験を行った(写真-1)。また、比較のために、種々の塗装仕様の試験片を試験槽内に設置し、同一条件下で錆の発生状況を調べた。

(1) 試験片の形状と種類

試験片には100mm×50mm×6mmのSS400材質の薄鋼板を使用し、長ばく型エッチングプライマー処理を施した

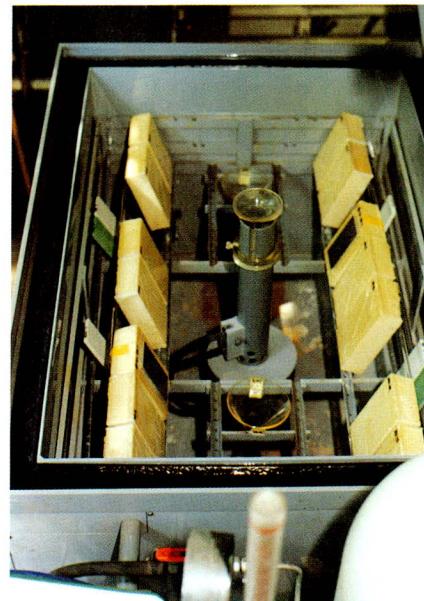


写真-1 塩水噴霧試験装置

後、片方の面に対し比重0.04の硬質ウレタンを50mmの厚さで添付した。反対の面にはパラフィン被膜を行い、この面からの錆の発生防止を図った(写真-2)。

なお、実験では硬質ウレタンを添付した試験片の他に表-1に示す3種類の塗装仕様の試験片を用意するとともに、ウレタン表面から素地金属面に達するカッター傷(長さ10cmの×印傷)を付けたものを傷付きウレタン試験片として使用した。試験片は各タイプとも2片ずつ用意した。

* 技術本部技術開発部技術開発課課長代理

*** 防衛大学校土木工学教室助手

** 防衛大学校土木工学教室教授



写真-2 パラフィン被膜状況

(2) 実施要項

各試験片を噴霧試験槽内に鉛直に対し30度の支持角度でセットし、4%の水酸化ナトリウム水溶液（比重1.03）を噴霧状にして試験片に吹き付けた。その時の噴霧試験槽温度は35°C、また噴霧液量は1~1.5ml/hrとした。

水酸化ナトリウム水溶液は連続して噴霧させ、2日、15日、30日、60日、90日、120日、150日、180日、210日経過時に各試験片を取り出して発錆状況を調べた。ウレタンを添付した試験片については、その都度2片ずつウレタンを溶かして、金属表面の発錆状況を調べた。なお、傷付きウレタン試験片については、30日と90日経過後に錆の状況を確認した。

3. 実験結果および考察

塩水噴霧実験における時間の経過と腐食の進行状況を表-2に示す。表中、塗装なしの試験片は、塩水噴霧試験における鋼の腐食進行状況を調べる目的で設置したものである。実験開始から2日および6ヶ月経過後の発錆状況を写真-3、4に示す。6ヶ月経過時における発錆状況から、塗装なしの試験片の腐食速度は200mdd、腐食度は0.96mm/yearと得られる。

これに対し、硬質ウレタンを添付した試験片については、7ヶ月経過後において金属表面には錆が全く発生しないのみならず、カッターで金属面に達する傷を付けた試験片においても、3ヶ月経過後における錆の発生は見られなかった。実験開始から7ヶ月経過した試験片の金属表面の状態を写真-5に示す。

鋼橋において一般的に用いられる鉛丹錆止めペイントとフタル酸系塗装の組み合わせを施したA1塗装試験片

表-1 塗装仕様

塗装系	A1		B1		C3	
	塗料	膜厚	塗料	膜厚	塗料	膜厚
プライマー	長ばく型 エッチングプライマー	15μm	—	—	無機ジンク リッヂペイント	75μm
下塗り	鉛系錆止め ペイント1種	35μm	—	—	エポキシ 下塗り	60μm
下塗り	//	//	—	—	//	//
中塗り	長油性 フタル酸中塗り	30μm	変性エポキシ 内面用	20μm	ポリウレタン 中塗	30μm
上塗り	長油性 フタル酸上塗り	25μm	//	//	ポリウレタン 上塗り	25μm
試験体数	2枚		2枚		2枚	

注) 1) A1、B1の4枚をプラスチック処理。

2) C3の2枚は、プライマーダー下塗りのミストコート。

3) 塗装間隔は、塗装便観の最小期間による。

表-2 腐食の進行状況

回数	日数	塗装なし	フタル酸 (鉛系A1)	ポリウレタ ン(C3)	変性エポキ シ(B1)	ウレタン 添付	傷つきウレ タン No.1	傷つきウレ タン No.2
1	2	No.1,2共 腐食した						
2	15	No.1,2共 腐食進行	No.1,2共 変化なし	No.1,2共 変化なし	No.1,2共 変化なし			
3	30	//	No.1 上部角 から腐食 No.2 上部左 横から腐 食	//	//	No.1,2共 変化なし	変化なし	
4	60	//	No.1,2共 腐食進行	//	//	No.3,4共 //		
5	90	//	//	//	//	No.5,6共 //		変化なし
6	120	//	//	No.1 変化な し No.2 下部か ら3角腐食	//	No.7,8共 //		
7	150	//	No.1,2共 塗膜がふ くれた	No.1 変化な し No.2 腐食の 進行なし	//	No.9,10共 //		
8	180	No.1 腐食速度 = 200mdd 腐食度 = 0.96mm/yr	//	//	//	No.11,12共 //		
9	210		//	//	//	No.13,14共 //		

では、実験開始後1ヶ月目には錆の発生が見受けられ、その後も腐食が進行し、5ヶ月目には塗膜がふくらみ始めた。実験開始7ヶ月後の試験片の発錆状況を写真-6に示す。

最後に、腐食性の著しい環境下や長期防錆防食を必要とする地域、部分において使用される変性エポキシ系塗

装ならびにポリウレタン系塗装では、ポリウレタン系塗装を施した試験片の1つで、実験開始後4ヶ月目に錆の発生が見受けられたが、他では7ヶ月経過した段階にお

いて錆は発生しなかった。変性エポキシ塗装、ポリウレタン塗装を施した試験片の実験開始7ヶ月経過後の状態をそれぞれ写真-7、8に示す。

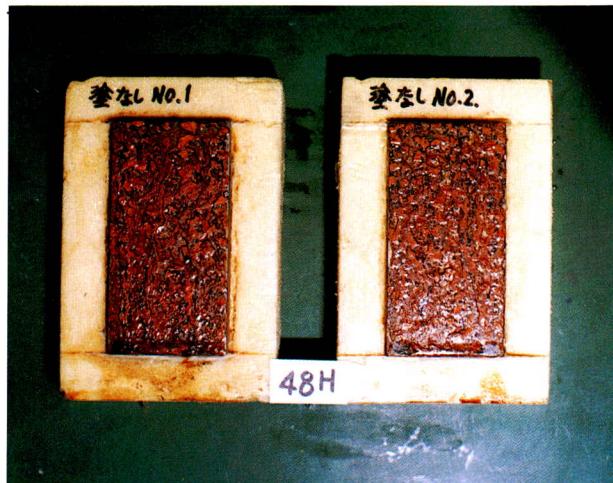


写真-3 無塗装試験片（2日後）



写真-4 無塗装試験片（6ヶ月後）

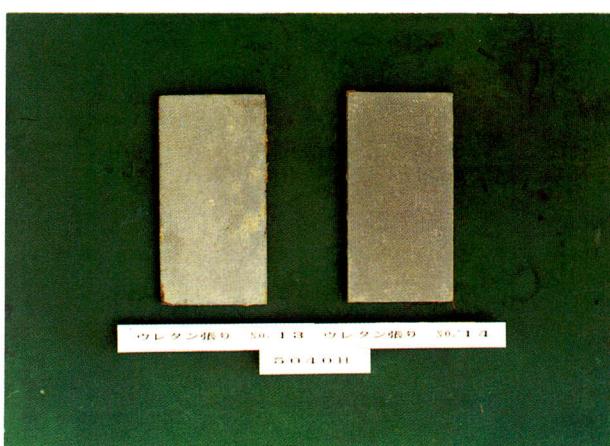


写真-5 硬質ウレタン添付試験片（7ヶ月後）

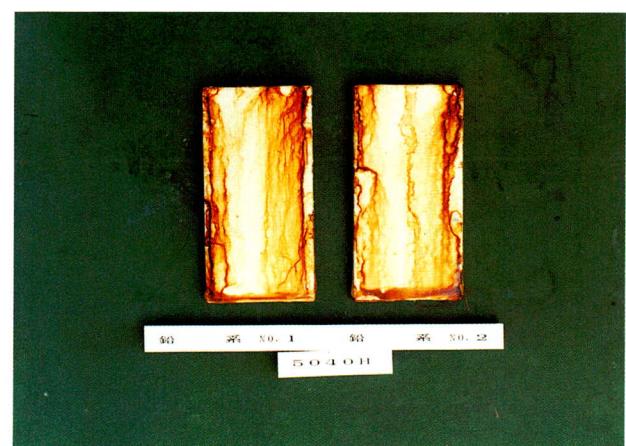


写真-6 鉛丹系塗装試験片（7ヶ月後）

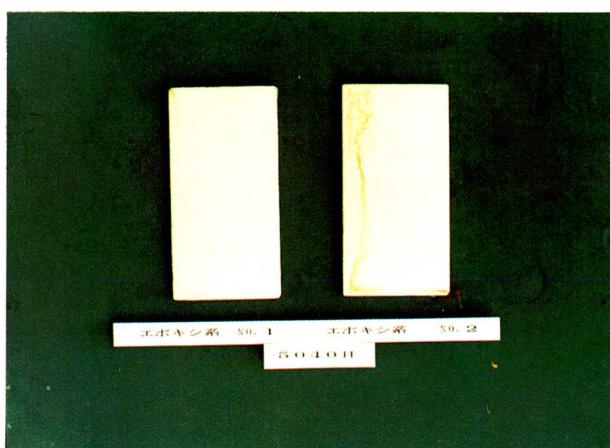


写真-7 変性エポキシ系塗装試験片（7ヶ月後）

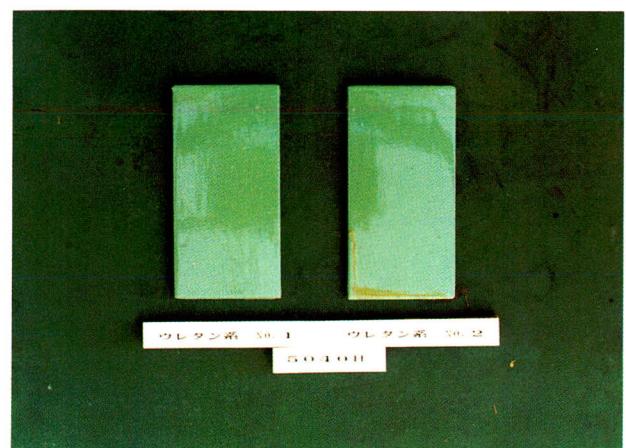


写真-8 ウレタン系塗装試験片（7ヶ月後）

6. まとめ

硬質ウレタンの防食効果を検証する目的で、長らく型エッティングプライマー処理を施した鋼材にウレタンを添付した試験片を使用して塩水噴霧試験を行った。比較のために、それぞれフタル酸系、変性エポキシ系、ポリウレタン系塗装を施した試験片を試験槽内に設置し、錆の発生状況を調べ、次の結果が得られた。

- ① 実験開始後7ヶ月経過した時点において硬質ウレタンを添付した試験片、変性エポキシ塗装試験片ではともに錆の発生は認められなかった。
- ② ポリウレタン塗装試験片では、片方で4ヶ月経過時に錆の発生が見受けられたが、その後の腐食の進行は7ヶ月経過時点ではほとんどなかった。
- ③ フタル酸系塗装試験片では、1ヶ月経過時に錆の発生が見受けられ、5ヶ月経過時には塗膜がふくれる等、時間の経過に伴い腐食が進行する様子が見られた。
- ④ 硬質ウレタン上面より鋼板表面に達するカッタ一切

り欠き傷を付けた試験片において、3ヶ月経過時には鋼材表面に錆の発生が見受けられなかった。

以上の実験結果から、硬質ウレタンの防食作用は鋼橋で一般に使用されるフタル酸系の塗装よりも大きく、ポリウレタン系や変性エポキシ系と同程度の大きさを有すると併に、カッターによる切り欠き傷によっても防食効果が急激に低下しないことが分かった。

本実験は防衛大学校土木工学教室の塩水噴霧実験装置を使用して行い、実験計画から実験の実施にあたり、連名者の鯉渕芳伸助手に多くを依存しています。ここに御礼申し上げます。

〈参考文献〉

- 1) 太田、深沢、桧貝：硬質ウレタンを充填した合成型

柱橋の開発研究、構造工学論文集Vol.39 A、1993年3月

1994. 6. 25受付

白島上部工

本橋は、広島市中区白島北町より五日市広域公園を結ぶ基幹交通施設として整備されたもので、新しい公共交通機関（新交通システム）として導入された路線に位置します。現在（平成6年10月）第12回アジア競技大会も開催され、広島市民はもとより、OCA加盟国から訪れている人々もおそらくこの新交通システムを利用し、快適な気分を味わっている事でしょう。今、思いおこしますと平成4年1月に受注し各社があの短い工期を苦にもせず、アジア大会に向けて努力し、また本工事に参入できた事が、結果として歴史に残る花形工事に携われたとは夢にも思ってなかつたでしょう。この大会は、今回が12回目にあたりますが、日本（広島）では東京に次いで二度目の開催、首都以外では大会歴史上、初めての開催と、この新交通システムの重要性が益々浮き彫りになるような気がしてなりません。

最後に、広島は今まさにアジア大会をへて21世紀に向け着々と未来都市を形成する一県であり、この新交通もまさにその一環であり、そこに我社が参入できた事も嬉しい事です。今後もなお一層の未来形成に我社もマスコットキャラクター「ハト」のように大きく羽ばたき、躍進してまいります。

（三橋）

斜張橋(宮本橋)の架設時の精度管理

Precision Control during Construction of Cable-Stayed Bridge (Miyamoto Bridge)

能登宥 愿* 山下久生** 山田 豊***
Hiroyoshi NOTO Hisao YAMASHITA Yutaka YAMADA

Summary

The Miyamoto Bridge is a two-span continuous hybrid cable-stayed bridge with stay cables on two sides, a main girder made up of two steel box girders, and a main tower consisting of two independent reinforced concrete posts. At the time each cable was attached its length was obtained using a design-thickness shim. Immediately before placing the RC floor slab, a comprehensive precision control action was performed on all cables to adjust their lengths by changing shim thickness. Clear prior understanding of such factors as structural characteristics and load during construction made it possible to perform tentative assembly with satisfactory precision.

1. まえがき

宮本橋は長野県大町市の北アルプスの麓の高瀬川にかかる橋梁である。本橋はケーブルが2面、主桁は鋼製の2箱桁、主塔はコンクリートの独立2本柱で構成される2径間連続斜張橋である。精度管理はRC床版を打設する直前、即ち鋼桁架設完成時の平成5年10月初旬に行われた。

2. 概要

斜張橋はケーブルを有する自由度の高い構造物であり、設計段階で力学的合理性、鋼桁自重最小化を目指したプレストレスが設定されている。また本橋は主塔がコンクリートであり、それに対する考慮も必要とされる。そこで、設計時に想定した張力、形状の再現が必要不可欠である。しかるに設計・製作・架設の各段階、特に主塔の製作が現場で行われる等の条件から生じた各種不整合が、構造物の形状・ケーブル張力・部材の応力等に影響を与え、誤差を生みだしている。そこで、これらの誤差を許容される範囲内に、バランスよく収めるためにケーブル長の調整を行う。良い品質、安全性の確認、工程のスムーズな進捗を目標にして、コンピュータシステムによるリアルタイム処理の精度管理を行った。

3. 管理方針

斜張橋全体系およびそのうちの主塔の構造形式・材料等の要素に着目して、構造特性の調査を行い、そのデータの結果と、現場の施工性、安全性を考慮して、管理方針を次のように決めた。

- ① 計測・調整は鋼桁架設完成時（足場荷重含む）に行う。この後に行うコンクリート床版打設等に対しても、荷重・剛度のバランスを考慮する。
- ② 計測当日、架設時荷重の最終チェックを行い、管理値の修正をする。
- ③ ケーブル張力、主桁の鉛直変位、主塔の塔頂の橋軸方向の変位の各2面を管理項目とする。主桁等の応力は、構造モデルの妥当性の確認に用いる。
- ④ 地域の温度特性を知るために、温度の経時計測を行い、精度管理に好ましい最適計測時間を設定する。また必要に応じて計測値を温度補正する。
- ⑤ ケーブル張力計測は振動法とし、ケーブルの曲げ剛性、支持方法、サグ等の影響による補正是、ジャッキ法（変位-圧力の関係式）によりおこなう。
- ⑥ 本橋の誤差特性としては、施工上および構造系から荷重・剛性より形状に重きを置く必要があると思われる。
- ⑦ シム調整の過程で、同一段の左右ケーブルに大きな張力差が生じないように、片側ケーブルのシム量

* 技術本部先行技術研究室長

*** 技術本部第一設計部第一設計課

** 技術本部第一設計部第二設計課

の増減は一度に33mmまでとする。

4. 計測項目と管理値とその目標値

本橋を管理する計測項目は、構造物の特性を表し、なおかつ計測が容易な主桁の鉛直変位、主塔の倒れ、ケーブル張力の3項目とする。

管理項目以外の計測項目は、計測時間の設定、計測値を標準温度（20°C）へ補正するために橋体・外気の温度の測定である。さらに実際の構造物を数値解析するためのモデル化の妥当性、安全性の確認のための主桁・ペンデル沓の応力測定である。各項目の計測位置とその計測要領を図-1に、計測方法を表-1に示す。

管理目標値は、部材の許容される強度（変位も含む）と設計値との差まで最大設定することができる。ここでは、この値をプラス・マイナス両側にとるものとする。各管理目標値は表-1に示される式によるものとする。

5. 精度管理システム

本システムは構造特性計算・管理値・影響値計算等の

表-1 計測項目と管理目標値

計測項目	計測方法	管理目標値
ケーブル張力	サーボ型加速度計 (常時微動法) 振動法の補正是 ジャッキ法	$\Delta T = (T_a - T)$ T_a : 許容張力 T : 設計張力
主桁の鉛直変位	光波式測角測距儀 による計測	$\delta = \frac{1}{2} \{25 + (L - 40)\}$ $= 31\text{mm}$ L : 支間長 (m)
主塔の倒れ量	光波式測角測距儀 による計測	$\Delta X = (h/l) 500$ $= 31\text{mm}$ h : 主塔の高さ
橋体温度	主桁のB0X内、 主塔の内面に熱電 対を貼付	
外気温	主桁・主塔の内外 面に熱電対をぶら 下げる	
断面応力	主桁・ペンデル沓 に歪ゲージを貼付	

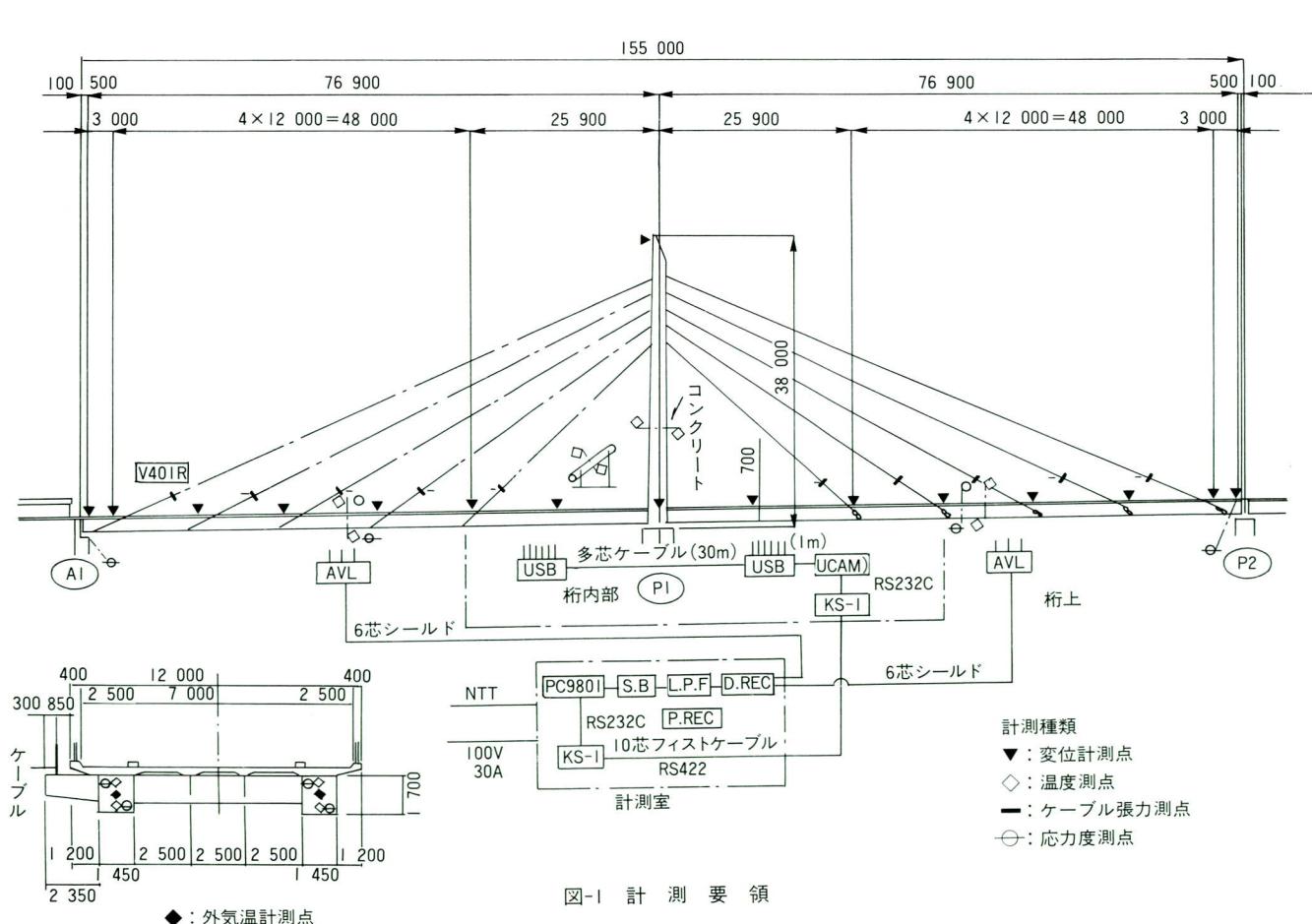


図-1 計測要領

事前解析システムと、計測およびその処理を行う計測システムと、その計測結果と管理値を対比して、最適シム量の決定を行う解析システムとから構成されている（図2、3参照）。

事前解析では、橋体の上下流側の各計測値の差異とその調整を想定して、構造モデルを立体に、ケーブルをカーテナリー曲線形状に仮定して、有限変位解析を行っている。

構造特性計算では、剛度・荷重・温度の差異の他に、ケーブル長とその定着間距離の差異による誤差を計算している。

各種計測値は部材の材料が鋼・コンクリートのいかんに拘わらず、部材の一様温度変化、部材断面の温度差による影響を補正し、ケーブル張力はさらにケーブルの曲げ剛度、ソケットの支持条件、サグ等による影響を補正している。

最適シム量の計算方法には、本システムでは最小二乗法、多目的計画法等いくつかの方法が用意されている。本橋では操作が容易な前者を用い、ケーブル張力、主桁の変位、主塔の倒れ等の重み係数を工学的判断により決定し、シム量を求めている。さらに施工性を考慮して、シム量調整対象ケーブルにシム量変化を集約して、最適シム量を決定している。

6. 構造特性計算

構造特性計算は主桁・主塔の剛性、鋼重、温度の誤差およびケーブル長とケーブル定着間距離との誤差等によるケーブル張力、形状への影響について行う。

主桁と主塔の剛性のみが+5%の誤差がある場合、主桁の鉛直変位で最大-3.5mm、主塔の倒れで0mm、ケーブル張力で+1.4tonの変化である（図-4、-5参照）。

主桁の鋼重が+5%の誤差がある場合、主桁の鉛直変位で最大-2.9mm、主塔の倒れで0mm、ケーブル張力で1.8tonの変化である（図-4、-5参照）。

温度がすべて一様に+10°Cの誤差がある場合、主桁の鉛直変位で最大-0.2mm、主塔の倒れで0mm、ケーブル張力で-0.3tonの変化である（図-4、-5参照）。

形状誤差としては主桁が10mm、主塔が3.5mmそれぞれ長い場合（主桁と主塔のみが+10°C）、主桁の鉛直変位で最大+11mm、主塔の倒れで0mm、ケーブル張力で9.7tonと顕著な変化である（図-4、-5参照）。

また最下段ケーブルが10mm短い場合、主桁の鉛直変位

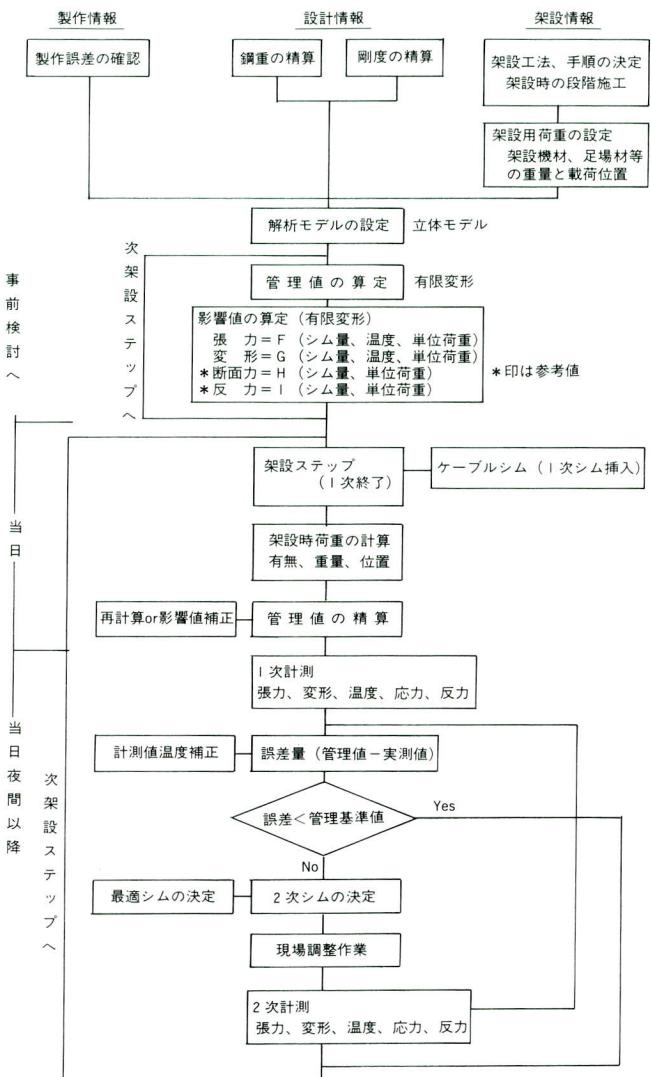


図-2 精度管理フロー

で最大+6mm、主塔の倒れで0mm、ケーブル張力で+9tonと顕著な変化である（図-6、-8参照）。

7. 計測結果、最適シム決定および考察

計測は本計測と補助計測に分けることができる。本計測には、管理項目のケーブル張力、主桁の鉛直変位、主塔の倒れと確認項目の主桁の応力とこれらの温度補正のための温度の計測がある。補助計測には、温度特性そして本計測の計測時間帯を設定するための温度計測、ケーブル張力を求めるための振動法の補正係数を決めるキャリブレーション計測等がある。

ここでは計測結果のデータ、最適シム決定の経緯とそれらの考察について述べる。

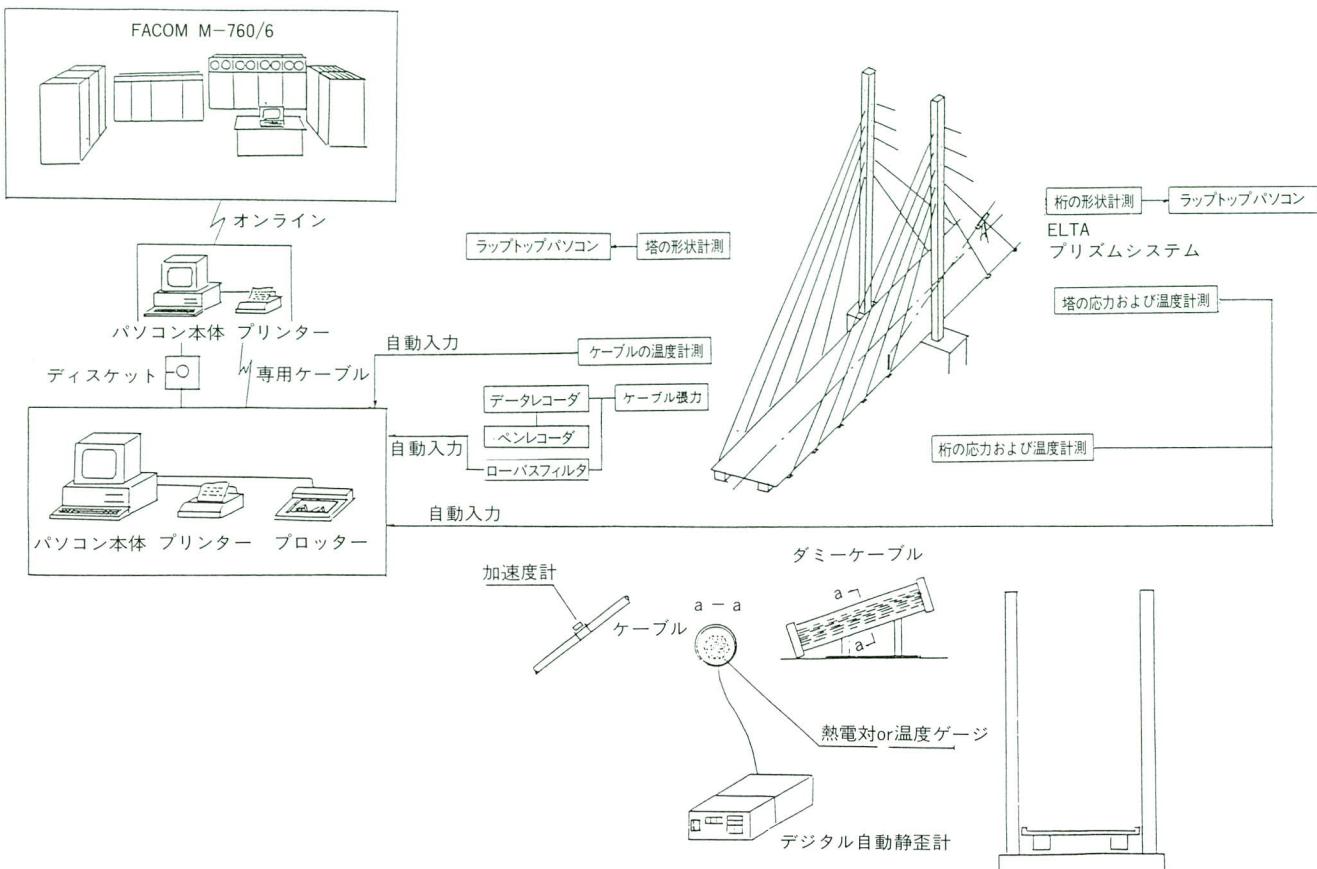


図-3 精度管理システムの概略

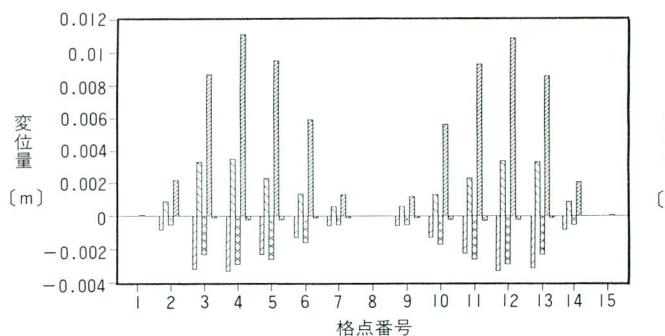


図-4 各種誤差による下流側主桁の鉛直変位

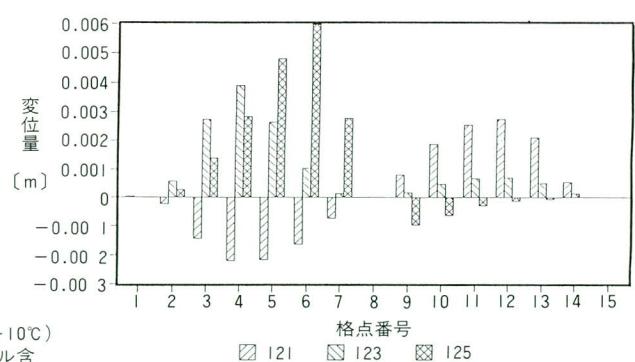


図-5 下流側ケーブルを10mm短くした場合の下流側主桁の鉛直変位

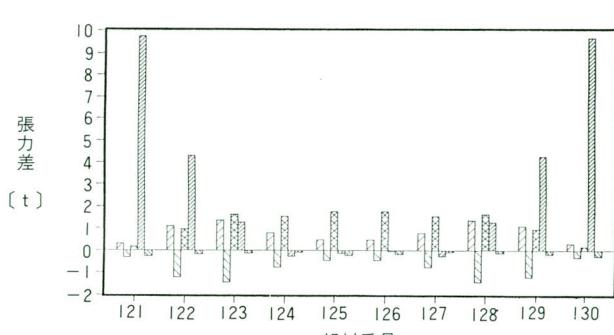


図-6 各種誤差による下流側ケーブル張力

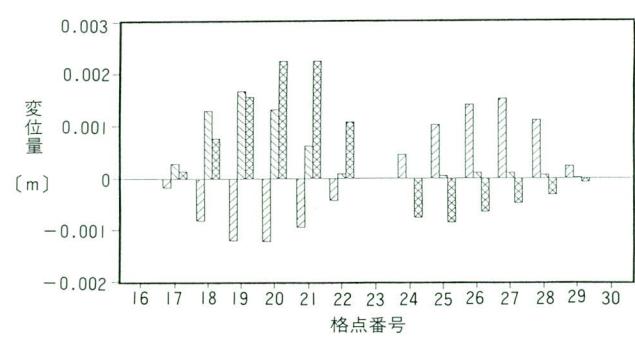


図-7 下流側ケーブルを10mm短くした場合の上流側主桁の鉛直変位

(1) 1次計測結果

各部材の温度経時変化を図-10、-11に示す。

鋼部材としての温度変化の傾向は、1次計測時に一昼夜で約10°C、翌々日の2次計測時（翌日雨のため）は5°Cであった。計測時間帯は両計測共、主桁の上下フラン

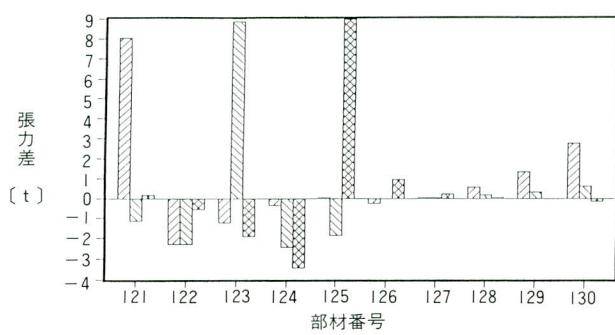


図-8 下流側ケーブルを10mm短くした場合の下流側ケーブル張力

ジの温度差の少ない19-22時の時間帯とした。

ケーブル張力のキャリブレーション計測の結果を図-12に示す。

主桁のジャッキアップによる応力度変化を図-13に示す。

計測値の応力度の変化量は、ウェブの上フランジ側で+

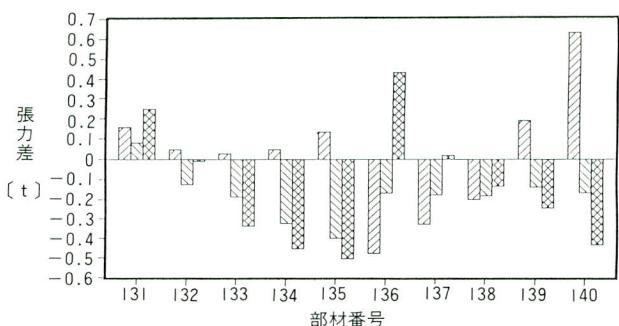


図-9 下流側ケーブルを10mm短くした場合の上流側ケーブル張力

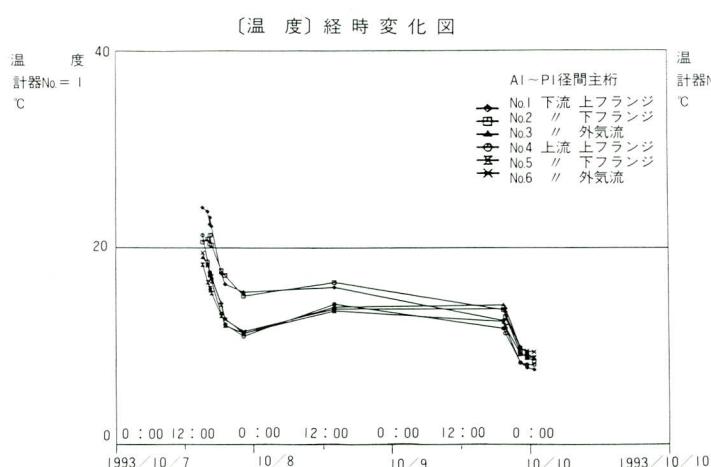


図-10 AI-P1径間主桁の上下フランジ温度および外気温の履歴

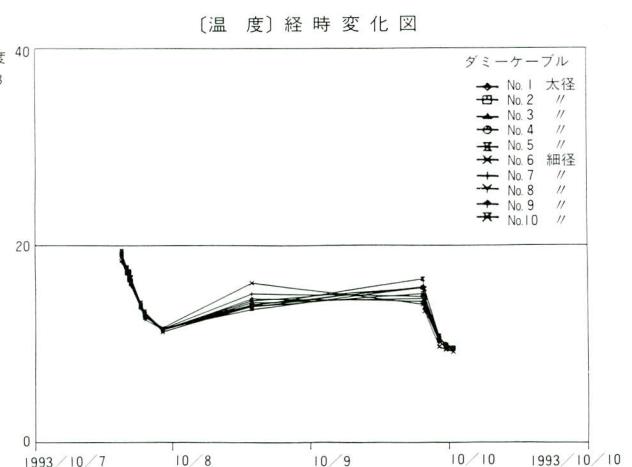


図-11 ダミーケーブル（太径・細径）の温度履歴

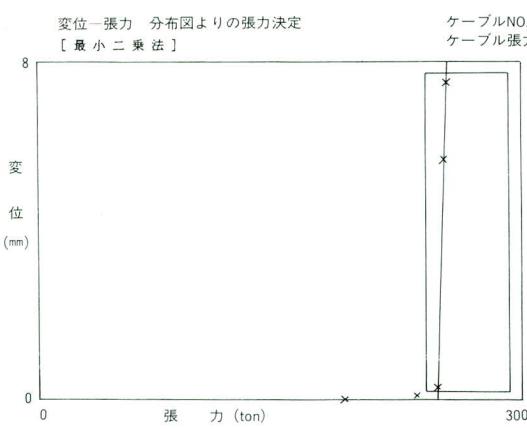


図-12 ケーブル張力のキャリブレーション

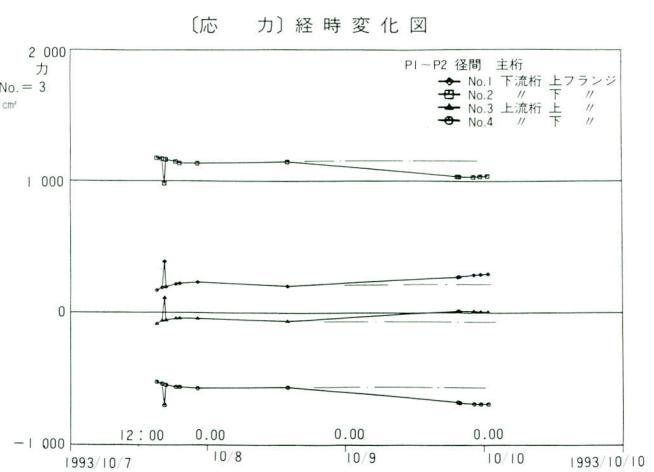


図-13 主桁のジャッキアップによる応力度変化

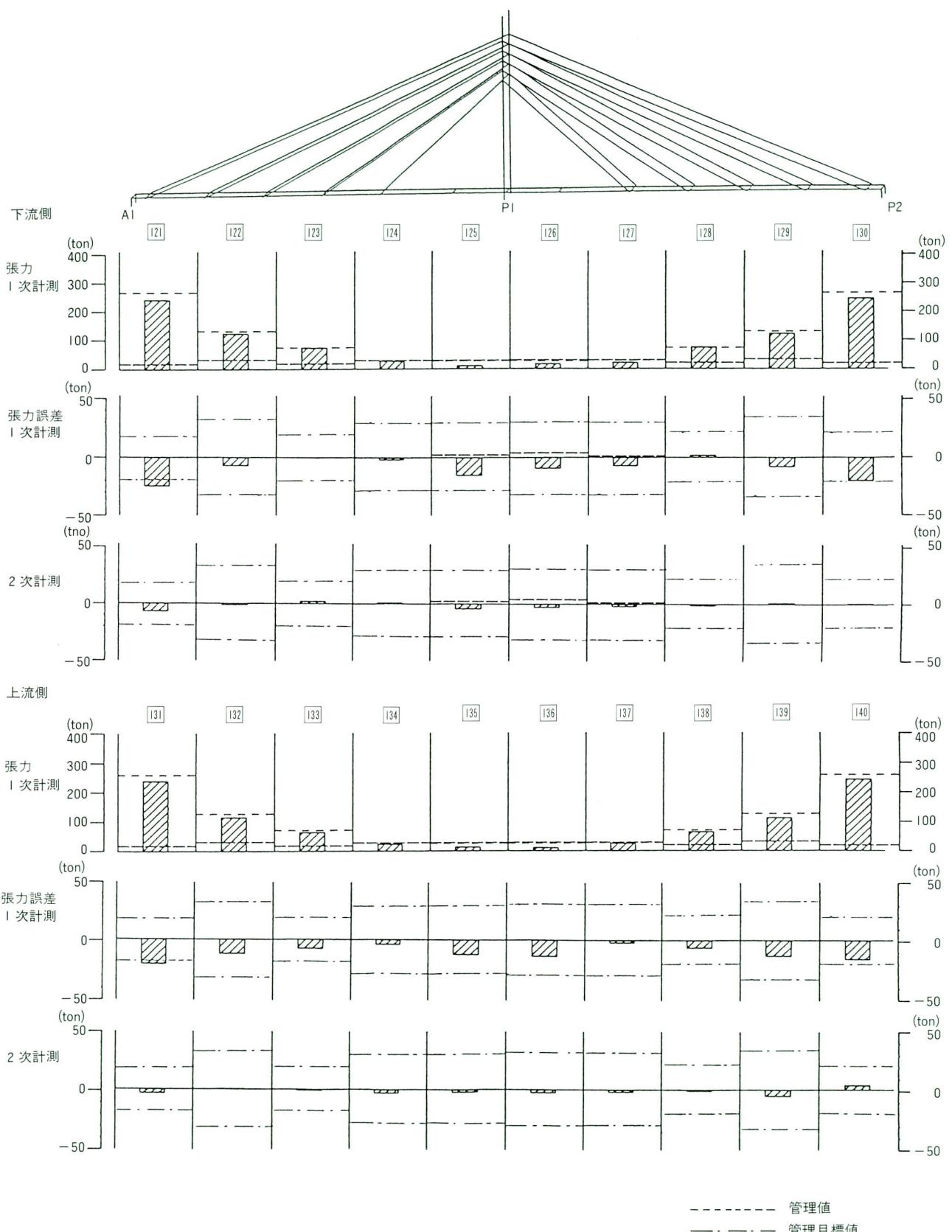


図-14 シム調整前後のケーブル張力および張力誤差

$200\text{kg}/\text{cm}^2$ 、下フランジ側で $-200\text{kg}/\text{cm}^2$ 、計算値はおのの $+202$ 、 $-202\text{kg}/\text{cm}^2$ で、両者は良い一致を示している。このことからも、構造系のモデル化が良い近似であることが確認された。

次に管理項目の計測結果を示す。

導入されているケーブル張力は、上段(最大249ton)から下段に向かって徐々に小さくなり、下2段ではこの時点 30ton 以下になる(図-14参照)。

張力誤差は誤差図(図-14)から明らかなように、A1アバット側の最上段ケーブルで、管理目標値をマイナス側の値として僅かに上回っている。また誤差は全ケーブルについてみると、殆どが僅かマイナス側であり、張力が抜け気味である。

主桁の鉛直変位の誤差状況を誤差図(図-15)よりみると、全てマイナス側の値であることが判る。誤差の最大値はA1から支間の1/3位の位置で、 -42mm であり、誤差形状は主塔に対してほぼ対称である。前述のケーブル張力の誤差がマイナス側であることを考えあわせると、相対的にケーブル定着距離に比べてケーブル長が長めであることがうかがわれる。

主塔の塔頂の倒れは、管理値が鉛直であるのに対して、誤差量は下流側が -13mm 、上流側が 10mm であり、多少捻れている。この塔は2本の柱が横支材で支えられることなく、独立しているのでこのような傾向が生じたと思われる。

(2) 最適シム量の決定

1次計測のデータから、ケーブル張力・主桁の鉛直変位・主塔の倒れの誤差量等が確認された。これらの結果によると、ケーブル長が定着距離に比べて少し長めであ

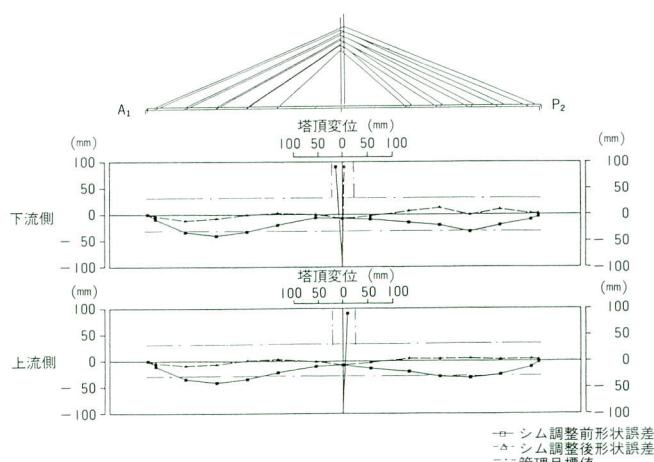


図-15 シム調整後の形状誤差

ると推察される。また構造特性の調査から、ケーブル長と定着距離との相対差が上記の管理項目値に最も影響を与えていることが判明している。これらを総合的に判断して、最適シム量を決定する。

最適シム量は、まず管理項目の重みを一定にし、次に張力・主桁の鉛直形状・主塔の倒れ・シム量のそれぞれの重みを何種類か作成し、それらについて計算し、結果から応答誤差をみて決定する。

そして設計的、施工的条件より調整シム量を集約して、任意シム法によってきめる。

(3) 2次計測結果

このシム調整によって、前述の主桁の応力度の変化は、最大 $120\text{kg}/\text{cm}^2$ 位である。ケーブル張力誤差は誤差図(図-14)から明らかなように、全ケーブルが管理目標値の半分以下であり、 $1\sim 3\text{ton}$ 位である。

1次計測値からの調整量をみると、全てマイナス側だった誤差がプラス・マイナスになり、さらに絶対値も小さくなり、良い結果が得られている。

主桁の鉛直変位の計測結果をみると、下流側に 10mm 強の誤差が2カ所あるが、それ以外は全て1桁のオーダーであり、良い結果が得られている。

主塔の倒れの計測結果をみると、その誤差は下流側で -13 から 4mm に、上流側で 10 から 10mm になった。一応主塔の捻れが減少し、かつ管理目標値の半分以下に収まった(図-15参照)。

8. まとめ

鋼桁架設完成時における精度管理は、予想以上に良い精度に収めることができた。

これは主桁が箱桁のみで、有効幅から生ずる剛性の不明確さがないこと、架設荷重が少なく、クレーンのような重量が大きくかつ、その値が不明確なものが載荷されていないことなどによるものと思われる。

但し、この後打設するコンクリート床版は打設する順序で硬化し、非合成桁とはいって、剛性を付与することになる。そこで付加剛性を切断するために、また施工性を考慮して3回に分けて(1回が橋軸方向距離 25m 位)、なおかつ主塔を挟んで荷重が対称となるように打設した。

9. あとがき

本稿を執筆するに際して、長野県大町建設事務所の皆様に御協力戴きましたことを紙上を借りて感謝いたします。

〈参考文献〉

- 1) 能登；斜張橋架設時の精度管理システムの開発、宮地技報 7号、1991. 2

- 2) 藤沢；斜張橋架設時のシム量決定方法、橋梁と基礎
18巻 9、10号、昭和59年9月・10月
- 3) 能登、西森、松田；川津大橋（ニールセン橋）の架設時の精度管理、第46回年次学術講演会概要集(1)、1991
- 4) 能登、町屋、山下；新万代橋の架設時の精度管理、第47回年次学術講演会概要集(1)、1992

1994. 6. 25受付

グラビア写真説明

住友海上名古屋ビル

このビルは、住友海上の創業百周年記念事業として計画されました。場所は市の中心地栄2丁目です。

このビルの大きな特徴は、1階から6階にクラシック専門の音楽ホールが設けられている事です。

ホールは、客席数723席でワンルームシーボックススタイルと言われるもので、音響効果を高める為のさまざまな工夫がされた最高水準の本格的ホールです。外観は、都市景観を配慮し、パイプオルガンをイメージした美しい形をしています。

将来名古屋市の音楽文化の発展と憩いの場所として大きく貢献する事と思います。

(泉(義))

TBS放送センター建設工事

TBS放送センターの建つ場所は、江戸時代から政治経済の中枢である丸ノ内、霞ヶ関地区に隣接した武家屋敷から現在はホテル、商店街、及び閑静な住宅街を持つ独特な立地環境をもった場所です。その中で現在あるTBSの裏側の小高い丘陵地を削り取った跡地に高層棟、中層棟、低層棟からなる3棟を有するボリュームのある建物です。そしてその内部は21世紀に向けた放送をにらんで時代に先駆けたメディアの受、発信基地として情報の多様化、多元化に対応して先進のハイテク機器を装備した大小16のスタジオと屋上100mに巨大な帽子をかぶった様な全体で600tを有する大パラボラアンテナを持つ赤坂のシンボル的な建物となった。当社の施工した範囲は高層棟の基幹部の重要な極厚鋼板の部分と中層棟の一部を担当し、高層棟の現場工事（本締、溶接）の半分を施工した。更にファブ15社の代表幹会社として鉄骨全体をまとめ上げた全社的な組織力の結晶として意義のある建物であると思います。尚平成6年10月3日より公募した愛称ビッグハットとしてTBSの本放送が開始されました。

(中村 勇)

橋梁製作における大型CNCフライス汎用機と 端面切削等の精密加工

**Large General-Purpose CNC Milling Machine and Precision Machining
in the Manufacture of Bridge Members (such as facing)**

矢崎満*
Mitsuru YAZAKI

Summary

Today there is more need for machine work on members and parts of bridges because these items have become larger and their shapes have become more diverse for the sake of appearance. The need for machine work is also increasing because it is a measure to rationalize manufacturing processes. In response to this need, a state-of-the-art general-purpose CNC milling machine capable of working members with cross sections up to 7 m X 15 m was installed in a member production shop at the Chiba Factory. The milling machine is equipped to handle members weighing up to 300 tons.

Large bridge members have been worked in various ways using the machine. Notably, the end faces of members for the main tower of a suspension bridge were milled after performing many milling tests because high precision is required for such work. The results were applied to the Akashi-Ohashi Bridge.

This paper reports on precision work, such as milling the end face of a large member, performed using the general-purpose CNC milling machine.

1. はじめに

橋梁製作において大型部材での機械加工といえば、吊橋主塔等のメタルタッチを目的とした端面切削が代表的なものであるが、最近では製作部材の大型化および景観重視による部材形状の多様化、さらには製作工法の合理化等により工場内での大型部材または部品の機械加工の必要性が増加してきている。

これらの要求に応えて、千葉工場は平成元年6月に部材重量300tonの荷扱いができる大型部材製作工場を建設し、大型部材の切削等の機械加工ができる最新鋭のCNCフライス汎用機を設置した。

CNCフライス汎用機設置以来現在に至るまで大型部材の諸々の機械加工を行なってきた。これらの大型部材の機械加工の内、吊橋主塔等のメタルタッチを目的とした端面切削はその厳しい要求精度から高度な機械的精度を持ったフェーシングマシンによってのみ可能となる。従ってフライス汎用機の導入にあたっては、大型部材のメタルタッチを目的とした端面切削が可能な精度と機能を持ちかつ大型部材の機械加工の作業効率の向上を計ったCNCフライス汎用機の開発を行なった。

本報ではこのCNCフライス汎用機による大型部材の各種機械加工についての紹介とメタルタッチを目的とした端面切削の精度向上のための行なった検討結果と段階的に行なった切削試験等の結果を報告する。

2. CNCフライス汎用機の機能と性能

本CNCフライス汎用機（以後FMと称する）はファナックの最新3次元制御ソフトと組み合せた5軸制御（X-Y-Zの各軸とヘッド回りのC軸およびスイベルのA軸）の万能型のフライス機である。このFMは切削長15m、切削高さ7m、ヘッドの突き出し長さ1mの大型鋼構造部材用であり、切削予定面がFM平面（FMのX-Y面）と平行でなくとも切削予定面（図書線）の3点をFMに読み取らせることによりコンピューターが自動的にカッタ面を切削予定面に平行に調節しつつ切削予定面に平行に切削することができる。また孔明け等においても部材の置き方に関係なく任意な面の加工が可能な3次元位置制御のFMである。

従って被加工部材（以後ワークと称する）の位置決め作業が省略されるため、特に大断面部材の端面切削および孔明け加工等に高能率的な作業ができる。

FMのヘッド回りと加工の種類を図-1に、FMの仕様を表-1に示した。

3. FMによる各種機械加工実施例

橋梁部材の大型化と景観重視による部材形状の複雑化および製作方法の改革等により大型部材の機械加工が増加している。

* 千葉工場製造部製造第一課係長

写真-1 は主塔のメタルタッチを目的とした端面切削の例である。

写真-2 は一般的な箱桁の部材長調整部材の端面切削の例である。

写真-3 は大型箱断面部材の全姿勢での孔明け加工の例である。

写真-4 は吊橋・斜張橋における部材に組み込まれるロープ定着ブロック面の切削加工の例である。

写真-5 は多角断面部材の極厚鋼板のかど継手部の開先加工の例である。

写真-6 は大型部材用ソールプレートの厚さテーパー切削加工の例である。

写真-7 はボーリング加工、**写真-8** はエンドミルによるガセット等のピン孔加工の例である。

この他、鋼橋等の大型部材の現場溶接継手の開先加工等が行なわれている。

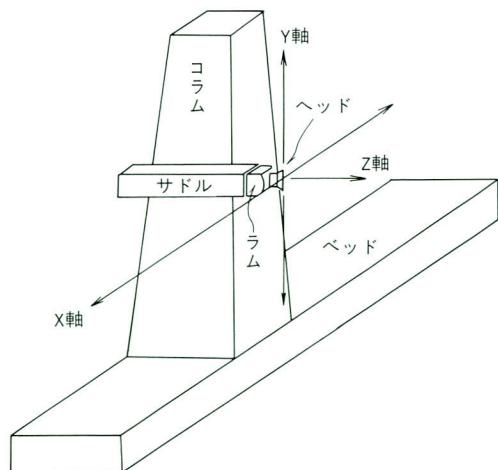
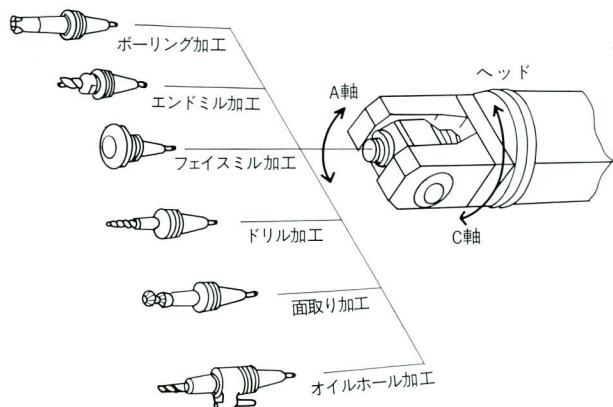


図-I FMのヘッド回りと加工の種類

表-I 仕様性能

項 目		仕様、及び数値
主 仕 様	切 削 高 さ	フライス; 7 000mm 孔明加工; 6 000mm
	切 削 長 さ	孔明加工; 15 000mm 孔明加工; 14 000mm
	主軸頭主軸駆動容量	A.C 15/11KW
上・下移動量 (Y軸)		7 000mm
ラムの大きさ		450 [□] mm
ラム移動量 (Z軸)		1 000mm
主 軸	ラム前後送り速度	1~2 000mm/min
	// 早送り速度	6 000mm/min
	主 軸 端 径	φ128.570mm
頭	主軸端テーパー穴	ISO NO.50
	主 軸 回 転 数	45~1 500r.p.m.
	主 軸 ト ル ク	78.8kg·m
X 軸	カッタークランプ力	1 500kg
	主軸傾頭角度 (A軸)	±90°
	主軸旋回角度 (C軸)	180°
A、C軸早送り速度		720度/min
Y 軸	移 動 量	15 000mm
	送 り 速 度	1~3 000mm/min
	早 送 り 速 度	6 000mm/min
バランスマニピュレーター		カウンターウェイト



写真-I 塔柱の端面切削

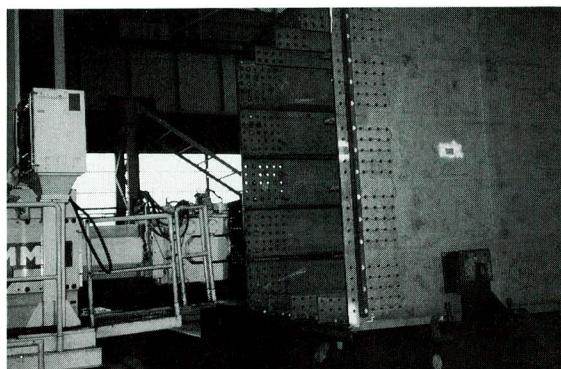


写真-2 箱桁の端面切削



写真-3 添接部の孔明け加工



写真-4 定着ブロックの面切削

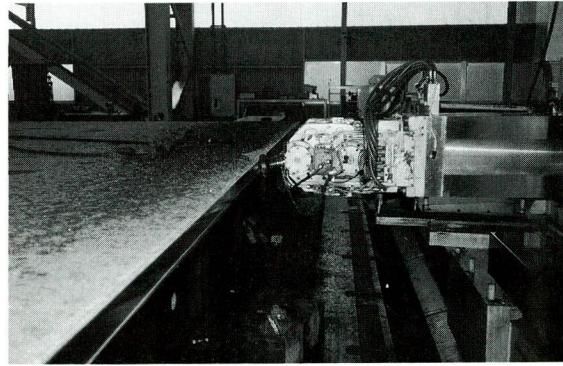


写真-5 面取り加工

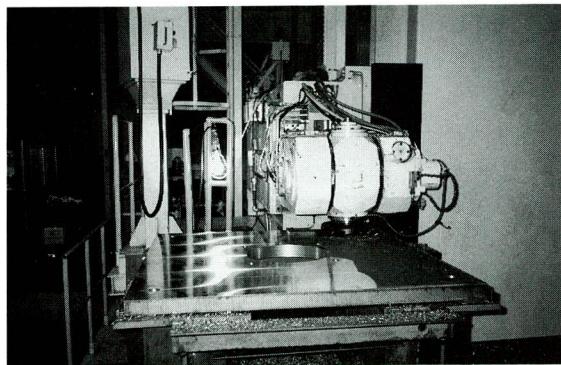


写真-6 ソールプレートのテーパー加工



写真-7 ボーリング加工

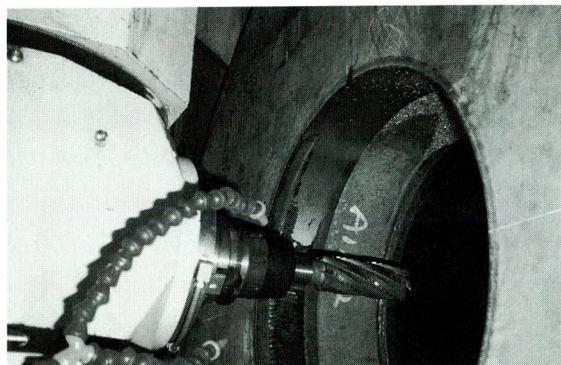


写真-8 エンドミル加工

4. メタルタッチを目的とした端面切削精度向上の検討

吊橋の主塔等においては設計上支圧力の大部分または一部分を部材どうしのメタルタッチにより伝達している。支圧力を伝達させるために必要なメタルタッチとは接触面の隙間が 40μ 以下と定義されており、大型部材でその十分な面積をメタルタッチとするためには端面切削において厳しい精度が要求される。また吊橋の主塔では鉛直度が重要な要求品質であり、切削する部材両端面の平行度も厳しい精度が要求される。

メタルタッチを完全実施するための切削面の具体的な精度目標を下記の通り設定した。

- ① 切削平面度：切削平面任意位置で $\pm 20\mu$ 以下
- ② 切削段差：切削交差部等任意位置での段差 20μ 以下
- ③ 切削粗さ： 12μ 以下

④ 切削面と窓線面の誤差： $\pm 250\mu$ 以下

大型部材の端面切削においてこれらの精度を安定的に確保するための要因の検討を行なった。

図-2に端面切削における精度確保の要因図を示した。これらの主な要因について、仕様、機能、精度および試験切削を通して検討を行なった結果を報告する。

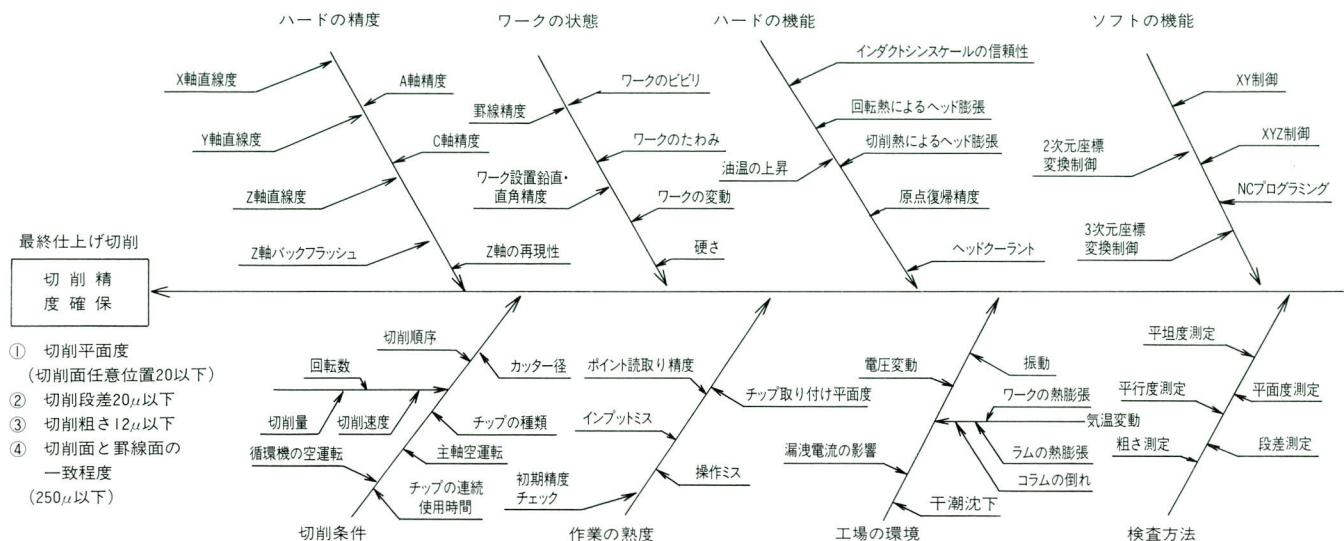


図-2 端面切削における精度確保の要因図
(メタルタッチ 40μ 以下を確保するには!)

(1) FMの据付け精度

FM据付け時のX軸およびY軸の走行直線度等の個々の静的精度はJISの許容値の $\frac{1}{2}$ 程度の高い精度であったが、継続的な安定化を考慮し試験切削を行ないながら適時静的精度のチェックと調整を行なった。

図-3に最終的なFMのX軸およびY軸の直線度、およびコラムの鉛直度とZ軸先端における平面的な出入りを示した。

図-3(A)はコラムトップよりピアノ線の下げる振りを下しヘッド先端とピアノ線までの距離をFMのZ軸で読み取り、Y軸のサドル上下走行の直線度を示したものである。図-3(B)はX軸に平行にピアノ線を張り、 $Y \approx 0$ の位置でコラムをX軸方へ走行させ任意の位置でヘッド先端とピアノ線までの距離を読み取りX軸走行の直線度を示したものである。また同図(C)はX軸任意位置でサドル上に精密水準器を乗せてコラムの倒れを測定し、X、Y軸の直線度と合成してFMのX-Y平面度の状態を示したものである。なお、実部材の切削にあたってはこれら

FMの実測平面度を参考に、切削部材の配置を決めた。

(2) 潮の干満によるコラムの倒れ

一般に当工場のような海浜工場（埋立地）においては潮の干満による地盤の微小変動が、コラムの鉛直度に影響を与えることが報告されている。

これらの知見に基づきFM設置にあたってはFMの全体重量54tonを考慮して基礎施工を行なった。

FM基礎部はPHC杭(450ϕ 、 $L=20m$)15本の上にコンクリート床版(厚さ17cm)を打設している。またFM前面の部材受け台部にも相応の杭とH鋼梁により補強したコンクリート床版(厚さ27.5cm)およびコンクリート充填鋼製受台を設置している。

FM稼働開始以後数回に亘り潮の干満とコラムの倒れの相関を確認するための測定を行なった。

図-4に潮の干満とコラムの倒れの測定結果の1例を示した。数回の測定結果から統計的に分析すると潮の干満によるコラムの倒れは平均 $6\mu/m (0.34^\circ)$ の有意差が認められた。これらのコラムの倒れは干満サイクル5~

7時間での変化であり、この程度であれば切削精度（特に切削平面度）への影響は少ないと判断した。

(3) 切削中の工場内の温度変化

大型部材では切削時間が数時間になり、その時間帯における外気温の変化はFM本体およびワークに熱変位を与え、切削精度に影響する。

切削精度に影響する温度要因についてFM本体とワークに分けて報告する。

① ラム（スピンドル）の熱収縮によるヘッドの出入り

ラム温度の変化によるラムが熱収縮しヘッド（カッタ一部）が出入り切削精度に影響する。構造上ラムの熱収縮をヘッドと逆方向に逃がしカッタ部の出入りができるだけ少なくするよう配慮しているが、皆無とすることはできない。

図-5に主軸空運転中における外気温およびラム先端

での温度とラム先端の出入り量の経時変化を示した。

ラム先端の出入りは、ラムの温度には比例するが必ずしも外気温だけで決まるものではない。長時間切削の場合外気温の他、潤滑油の温度上昇、ボールネジおよびギヤー関係の摩擦熱、カッターの切削熱等の熱伝導によってラム温度が変化する。測定結果によるとラムの温度が1°C上るとラム先端は20μ伸びる。実測値はラム全体の熱収縮計算値の約30%であり、残りの70%はヘッド反対側へ逃がされていることになる。ラムヘッド先端の温度変化におよぼす要因分析の結果によると潤滑油の温度安定が最も重要であることが明らかになった。

潤滑油の温度安定化を計るためオイルコントローラーを設置し、循環中の油の温度を一定温度に保持する機能を持たせているが、潤滑油の温度が安定するには、潤滑油の循環と主軸の回転開始後最低4時間は必要であることが明らかになっている。

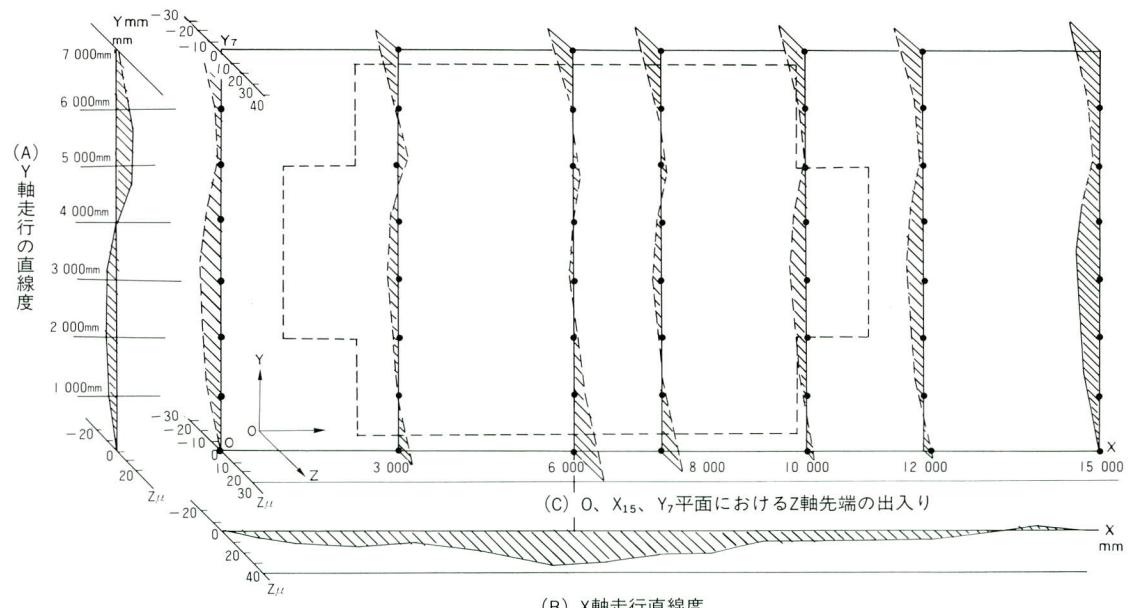


図-3 X, Y軸の直線度およびFM平面におけるZ軸先端の出入り

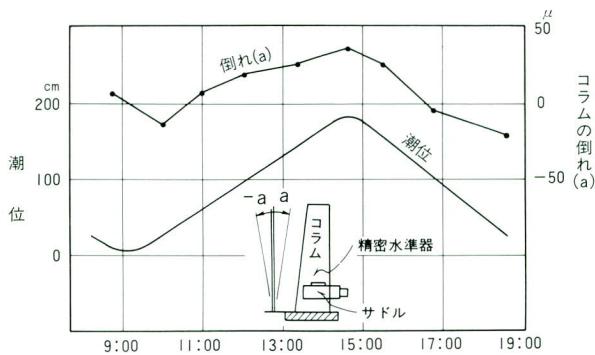


図-4 潮の干満とコラムの倒れの測定結果の一例

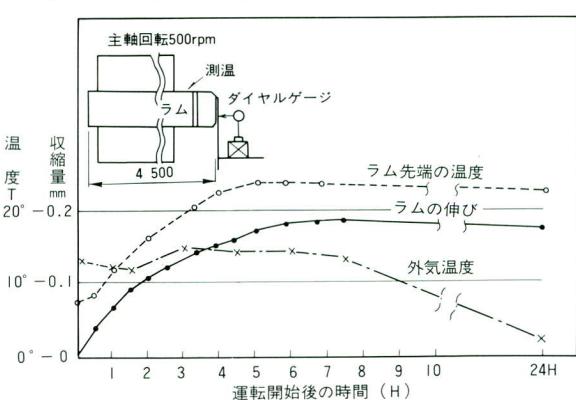


図-5 外気温およびラム温度とラムの伸縮の測定結果の一例

② ワークの熱収縮による切削精度への影響

大型部材の長時間切削において、外気温の変化による部材の熱収縮により FM と切削面が相対的に変位する。さらに工場内の気温は、季節・時間帯により上下方向での温度分布が異なるため、ワークの上・下フランジでの温度差が生じ、その結果ワーク切削面に倒れが生じる。

大型ワークの切削の場合大型ファンを用いて工場内の空気を循環して上下層の温度差をできる限り少なくするとともに、ワーク熱収縮を切削面の反対側へ逃がすため、ワーク受台は FM 側を固定、FM 反対側を可動とするよ

うな工夫も必要である。

図-6 に一日 24 H における大型ワークの上・下フランジの温度変化と上・下フランジの FM 側での変位の経時変化の例を示した。下フランジの FM 側の変位は温度変化に比べて小さいが上フランジ側は温度変化に比例して伸縮している。

仕上げ切削時間を 3 ~ 4 H とすると上・下フランジの温度差が小さくかつ熱変位の経時的変化が最も少い早朝の 5:00 ~ 9:00 の時間帯が最適である。

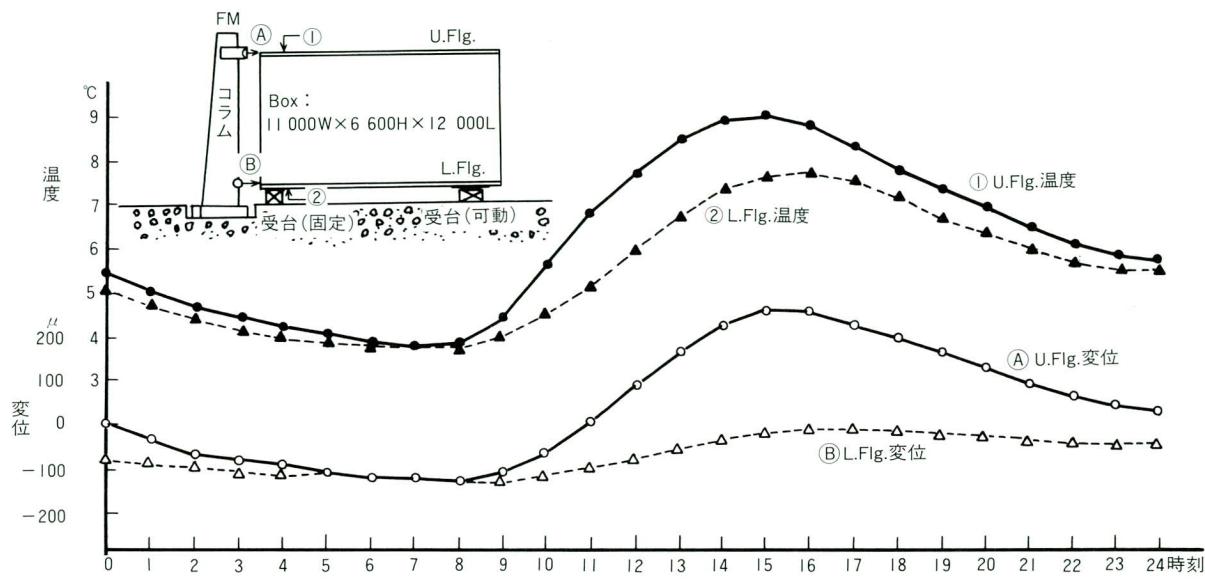


図-6 部材の上下フランジの温度と変位の経時変化

(4) その他のハードの精度

① Z 軸のバックフラッシュ

Z 軸の制御は高分解能パルスエンコーダで 0.1μ の制御が可能であるが、切削時間を短かくし切削時間中の温度変化の影響を避けるためにはカッターの動きを最短距離運動で行なうことが必要であり切削中頻繁に Z 軸の引き戻し再送り込みを行なうことになる。

Z 軸の引き戻し再送り込み動作において NC 指示値に対して Z 軸の絶対位置の再現性確保が重要である。

Z 軸の引き戻し再送り込み等においてボールネジのあそび、ラムの熱収縮を考慮するとエンコーダー方式では再現性の確保が困難であることが判明した。

従って Z 軸の位置決め制御は直線的超精密位置決め用のインダクションスケールを用いて制御するように改良した。引き戻し再送り込みの繰り返し運動における測定

結果ではバックフラッシュはほとんど認められなかった。

② A 軸および C 軸の精度

旋回 C 軸角およびスウィング A 軸角は FM が読み取ったワーク切削面の 3 点座標より、コンピュータが計算してカッタ一面を面と平行な状態に自動的に設定する。C 軸および A 軸の精度がカッタ一面と面の平行度に影響する。C 軸および A 軸の設定精度基準は 40 秒であるが、超精密定盤と精密治具（ダイヤルゲージ付き）と計算により慎重な検定を行ないエンコーダー等の補正をコンピュータ上で行なうようにしている。

F M の主軸頭の運動平面とカッタ面が完全に平行でないと縦横切削交差部に段差を生じる可能性がある。例えばカッタ面が Y 軸方向に 40 秒の誤差が生じたとするとカッタ径 60ϕ として交差部に最大 12μ 程度の切削段差が生じる可能性があるが、この程度であれば温度変化による要因の影響の方が大きい。

(5) ワークの3次元座標読み取りと3次元切削制御

従来のFMは2次元制御主体でありワーク切削予定面(罰線面)をFMのX-Y面に平行に置くことが必要であったが、ワークの設置精度を確保することが大型ワークになる程困難であった。本FMは切削予定面の3点を読み取りコンピュータで切削予定面に平行なFM運動面を作成しカッタ面がFM運動面に平行になるようC軸およびA軸を制御する。また切削経路および切削条件等はNC自動プログラミング装置によりオフラインで作成しFMにインプットできる機能を有する。また切削完了後FMにより切削面の3次元座標を読み取り、切削面の3点の任意位置の座標により形成される基準平面に対して各点がどの程度ズレているかをチェックすることが可能であり、また切削面の各寸法を算出することも可能である。

写真-9にワークの切削ポイントの読み取り状況を示した。

表-2にワーク切削面の3次元座標読み取りによる切削平面度のチェック結果および各点の3次元座標を示した。

5. 試験切削および実橋部材切削精度について

FM導入前後の切削精度向上を目的とした検討結果の確認と実切削における問題点抽出および作業訓練を兼ねて試験体切削、実橋部材による試験切削を行ない最終的に主塔実部材の切削を行なった。

図-7に主塔実部材に至るまでの試験体切削および実橋部材の試験切削の概要を示した。

① 小型試験体による切削

箱形状多目的試験体(1.3mH×1.5mW×6.4mL)の端面および側面を切削し、切削面を機械定盤に乗せてメタルタッチ率を測定した。その状況を**図-8**に示した。

メタルタッチ率は、A試験体が測定個所数233個所で合格率97.1%、B試験体が測定個所数880個所で合格率100%であった。不合格個所は全部で7個所あったが、この大部分は縦・横の切削交差部であり、FM主軸頭の運動平面に対するカッタ平面の平行度誤差が重要な要因であることが確認された。しかしながら本試験体程度の大きさの部材の切削は精度的に全く問題ないことが確認された。

② 橋脚大型部材による端面試験切削

大型部材による試験切削(その1)として橋脚実部材

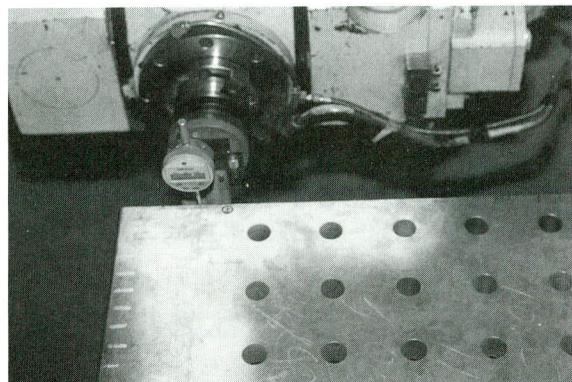
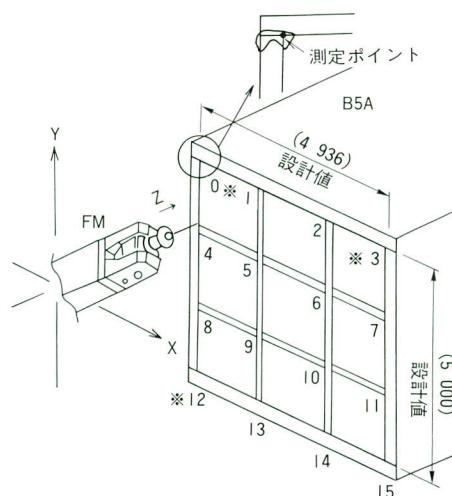


写真-9 切削ポイントの読み取り

表-2 部材切削面座標読取結果

*座標変換(原点=0、3、12) B5A

	①*	1	2	③*
X	0.0000	552.4444	3 351.8128	4 936.5580
Y	0.0000	0.7473	0.7548	-0.0000
Z	0.0000	0.0224	-0.0054	-0.0000
4	5	6	7	
X	0.2756	553.6352	3 352.7689	4 935.7639
Y	489.3237	489.4712	489.1485	488.5634
Z	-0.0452	-0.0119	0.0100	-0.0121
8	9	10	11	
X	2.9535	552.9377	3 352.7312	4 937.1360
Y	3 488.4334	3 490.3301	3 490.1576	3 490.1328
Z	-0.0270	0.0251	0.0056	-0.0250
⑫*	13	14	15	
X	-1.1165	551.6876	3 351.9716	4 935.8562
Y	5 001.1280	5 002.4554	5 001.4630	5 002.0581
Z	0.0000	0.0012	0.0337	-0.0050



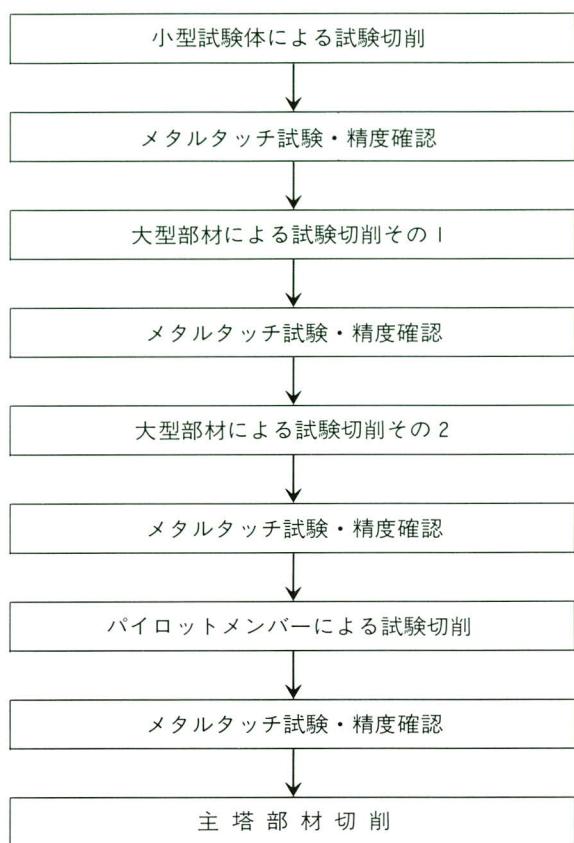


図-7 主塔実部材切削までの試験切削経緯

($5\text{mH} \times 5\text{mW} \times 7.2\text{mL}$) 2基の端面を試験切削し、2部材の切削面をメタルタッチさせ延べ30m、測定個所2400個所のメタルタッチ率の測定を行なった。

メタルタッチ合格率は94.3%であった。

写真-10にメタルタッチ試験の状況を示した。

本橋脚部材断面は圓形形状であり、中ウェブ2枚、内フランジ2枚からなる部材であり切削およびメタルタッチ対象は内外のフランジ・ウェブである。また本部材の外フランジ・ウェブは現場溶接継手であり、内フランジ・

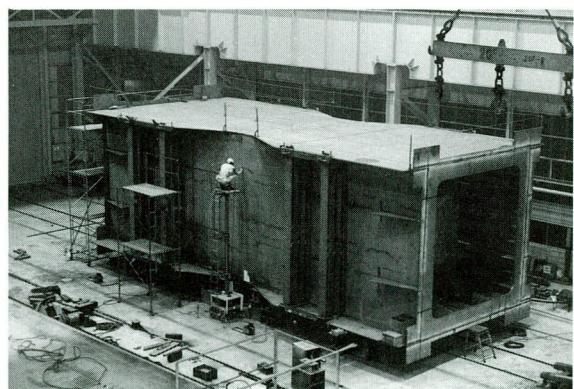


写真-10 メタルタッチ試験

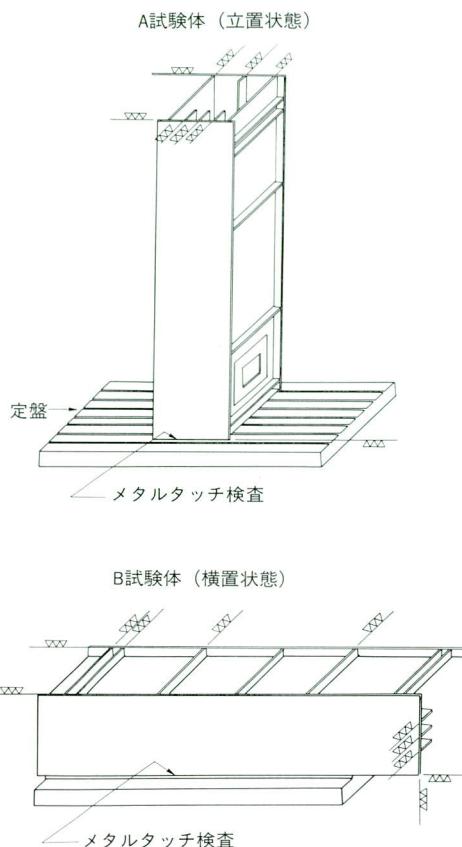


図-8 小型切削試験体のメタルタッチ試験

ウェブはボルト添接であるが、組立および部材引き込みにあたっては縦リブのボルト添接部のみにより、内フランジ・ウェブはメタルタッチ試験を行なうため一切ボルト添接を取らなかった。メタルタッチの不合格個所は外側の上下フランジの中央部等に集中していた。大型部材の場合は切削順序と切削時期および切削時のビビリが精度に影響することが推定された。

③ 主塔斜材部材による端面試験切削。

最終的な切削条件の確認と添接板とピンを用いた横組み状態でのメタルタッチ仮組立方法を確立するため主塔斜材部材 ($4.5\text{mH} \times 3.5\text{mW} \times 10\text{mL}$) 2部材の端面切削を行ないメタルタッチ測定を行なった。測定位置は添接板の切れ目と角部のみとしたため全部で44個所しか測定できなかつたが、1個所が 0.04mm のすきみゲージ貫通、 0.05mm で停止の不合格であり合格率98%であった。

④ 主塔パイロットメンバーによる切削試験

試験切削を行なった実部材は最大でも $5\text{mH} \times 5\text{mW}$ であり予定している主塔部材は $6.6\text{mH} \times 11\text{mW}$ であり、仕上げ切削には 3~4H もかかる。主塔実断面での切削を通して最終的な確認を行なうため実断面を持つパイロット

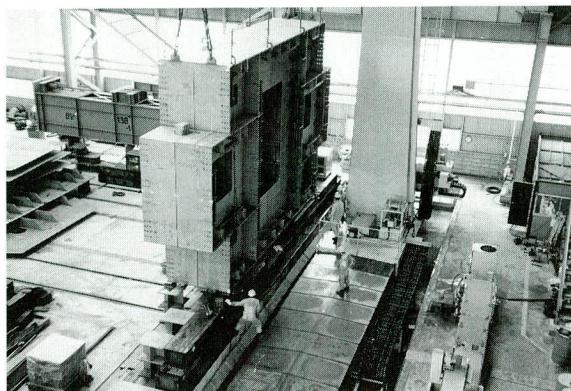


写真-11 パイロットメンバー試験切削

部材を製作し切削試験を行なった。

写真-11にパイロットメンバーの切削状況を示した。切削条件を表-3に示した。また切削順序の基本型を図-9に示した。Aタイプは部材のフランジ・ウェブの大枠を先に切削しその後リブ等を順次切削する方法であり空送り距離が比較的大きく、かなりの時間が経ってから縦横切削交差部（重複切削部）が生じるため切削段差の可能性が生じる。Bタイプはフランジ・ウェブ切削時に縦リブ等も切削して行くための最短距離切削パターンとなり、切削時間が最も短い。また縦横切削交差部の切削段差も比較的少ない。Cタイプは一方向前面切削となるため切削段差はほとんど生じないが、空送り距離が長くなり切削時間が最も長くなる。パイロットメンバー切削では1端面をAタイプで他端面をB端面で切削したが、切削時間が若干異なった他、切削精度的にはいずれも問題はなかった。

図-10にパイロットメンバーの断面形状およびメタルタッチ測定個所を示した。添接部は実橋部材の $\frac{1}{2}$ 程度とし添接板は原則的に縦リブ間隔1つとび毎に取りつけ、メタルタッチ測定は添接板にメタルタッチ測定孔明け部以外の添接板のない部分全長についても測定した。

正規の測定位置（縦リブ含む）224個所で不合格3個所合格率98.6%であった。また全長測定（添接板孔部以外は長さ12mmを1個所とした）では測定数2,448個所で合格率99.8%であった。

6. あとがき

大型部材の機械加工に対応するため導入した大型CNCフライス汎用機による大型部材の種々の機械加工の例を紹介した。その中で吊橋等の主塔のメタルタッチのための端面切削については特に慎重な検討と段階的な切削

表-3 切削条件

	切削 A 面	切削 B 面
切削面配置偏心量※1	X: 1.8mm/m Y: 1.6mm/mm	X: 4.6mm/m Y: 0mm/m
切削の種類	①粗切削②仕上げ切削	①粗切削②仕上げ切削
カッターの種類	63φ、5枚刃	63φ、5枚刃
	①粗切削 ②仕上げ切削	2~5mm (2回) 0.2mm
回転数 (毎分)	600RPM	650RPM
X 軸送り速度	空送り 粗切削 仕上げ切削	2000mm/min 250mm/min 600mm/min
	空送り 粗切削 仕上げ切削	2000mm/min 250mm/min 650mm/min
	空送り 粗切削 仕上げ切削	2000mm/min 250mm/min 650mm/min
Z 軸送り制御量	自動制御最小 1μ	自動制御最小 1μ
最終仕上げ切削時刻	23:30~03:00(3.5H)	23:00~02:00(3.0H)
最終仕上げ切削時温度	UF: 21.5→21.1°C LF: 20.8→20.6°C	UF: 26.7→25.6°C LF: 26.5→25.7°C
切削順序	図9-(A)	図9-(B)
切削制御	3次元CNC自動制御	3次元CNC自動制御

※1：部材の切削予定面とFMのX、Y軸との偏心量

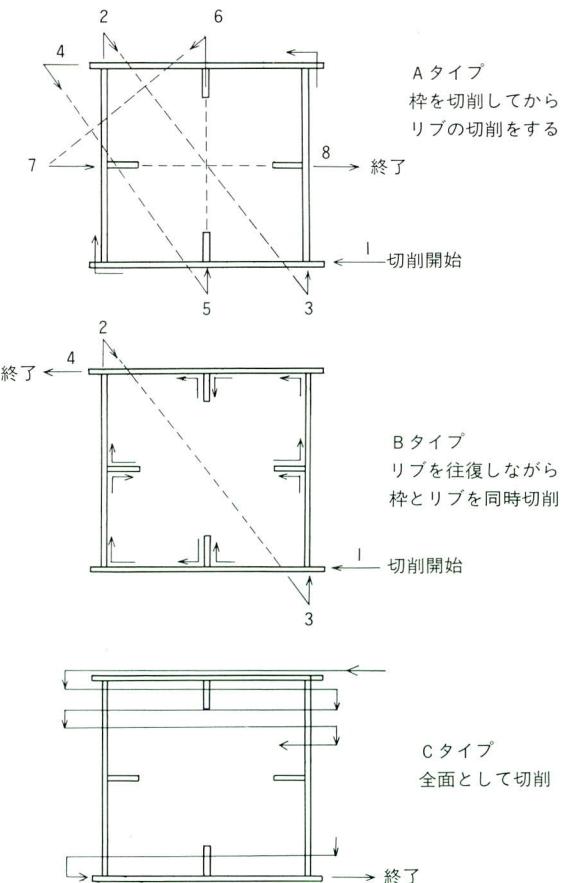


図-9 切削順序

試験を行ない、十分な経験と実績の基に明石大橋主塔の端面切削を行なった。メタルタッチ試験については良好な結果を得ることができた。

現在橋梁部材の形状が複雑化しかつ大型化している中で、必要に応じて機械加工を行ない、精度を向上していくことは全体的には合理的な製作方法ともなり得るし、かつ鋼構造としての利点を助長する手段ともなり得ると

思われる。今後とも橋梁製作合理化の一環として、大型CNCフライス汎用機を利用していくつもりである。

最後になるが、本機の導入にあたり、製作、据付け工事のみならず技術的に多岐にわたり御協力頂いた本間金属工業㈱殿およびソフト関係でお世話になったファナック㈱殿の関係各位に深甚なる感謝の意を表する次第である。

1994.6.25受付

グラビア写真説明

福武書店東京ビル

福武書店東京ビルは、東京都の郊外多摩丘陵に出来た巨大な人工都市多摩ニュータウンの中心部多摩センター駅のすぐ近くに建つ都内の建物では23区外で現在ただ一つの100m（屋上ヘリポート面で111m）を超すノップビルです。屋上のヘリポート面に立つと360°の大パノラマが展望出来ます。新宿の超高層街はもとより東南方向には横浜MM21のランドマークタワー、房総半島も良く望めます。構造的には、両サイドにコア部分を設け中間部を大支間梁（22.4m）で結んで大空間を作った構造で更にコア部分はプレースが集中し、しかもセンタージョイントの柱が多いことから高度な製作精度を必要としたので当社の技術力が多いに生かされたものだと思います。尚周辺に配慮してビル風を避けるため2階部分の中央部に大きな吹抜部を設け風の影響を最小限に押さえた構造となっております。内部的にはミュージアム、プラネタリウム等一般の方々も入館出来ますので近くへ行った時は立寄ってみるのも一興かと思います。

（中村 勇）

リバーサイド隅田

春は桜、夏は花火で人々に親しまれている隅田川のほとりに、「リバーサイド隅田」が完成しました。日本電気精器㈱の跡地（江戸時代は小松島庭園）を大規模再開発、隅田川のスーパー堤防につながる水と緑豊かな公開空地を広々と確保し、アメニティな空間となっている。中心となるセントラルタワーは地下2階、地上33階、底層部・事務所、高層部住宅、16階には墨田区の文化施設となるコミュニティギャラリーを予定、この区では最高層のビルになった。レストラン施設、ガーデンプラザ、独身寮、研修所棟も配置され、業務用地、住宅用地の両側面から新しい街として、今後の発展が期待されます。

（園城）

跨線橋に用いた合成床版橋の急速施工

Rapid Replacement of an Old Bridge over a Railway with a Composite Slab Bridge

清水 功雄* 松村 幹夫**
Isao SHIMIZU Mikio Matsumura

Summary

Replacing deteriorated bridges safely and quickly is an important assignment imposed upon the construction industry due to the recent state of traffic.

In order to meet this requirement, it is desirable that the main body of the bridge be a relatively light-weight and simple structure with few members, and that during the original construction of the bridge no scaffold be needed.

This paper reports on rebuilding a bridge over a railway under such severe conditions. The work was accomplished in a very short period of time by adopting the composite slab bridge which has recently been attracting attention.

The composite slab bridge is a type of medium-or short-span bridge first commercialized by Miyaji Iron Works, and is also called the QS Bridge.

1. まえがき

老朽橋を安全にきわめて短期日で架け換え工事を行うことは、最近の交通事情の要請からきわめて重要なテーマである。

近年、橋梁の維持管理はかなり重点的に取り組まれており、老朽化した橋梁でも補修あるいは架け換え工事の場合、比較的工事の容易な構造物は、安全対策が十分に取り入れられてきている。

しかしながら、工事による交通の規制が難しいなど、問題となった橋梁の現場施工条件が厳しくなると、架け換え工事のように大規模な工事は後回しにされ、ますます条件を悪くする状況にある。

筆者らは、このような厳しい現場条件の跨線橋を、最近注目されはじめている、合成床版橋を採用することで、きわめて短期日で架け換え工事を施工したので、その設計の概要と工事について、報告する。

2. 設計の概要

(1) 構造の概要

架け換え工事の計画は、工事で通行止めになる県道が交通の要所になっているので、可能な限り短時間で工事を完了させる工法が求められた。

表-I 設計諸元

橋種	一等橋 (TL-20)
橋長	10m、支間 9.4m
幅員	7.5m
構造形式	合成床版橋
斜角	右 46度
使用材料	耐候性鋼材 S MA 400W 超速硬コンクリート $\sigma_{ck} = 300 \text{kgf/cm}^2$

工期短縮のため旧橋の橋台を利用する。従って橋梁の基本寸法は原則として変更しない。ただし、JR篠ノ井線の架線の高さを確保するため、桁高を旧橋の80cm（床版上面より桁下面まで）から40cm（同）へ大幅に下げる必要があった。

さらに支間10m程度なので構造上の問題はないが、斜角46度、JR本線上の短時間一括架設を行うという条件も考慮して、合成床版橋が採用された。

主な設計諸元を表-Iに、新橋の一般図を図-1に示す。

合成床版橋は最近現場施工の省力化、工期短縮を目指して開発され、中小支間に適した構造として採用が増えている。

基本断面は図-2に示すように、SRC構造の一種で、JRで採用されている“埋め込みH形橋”を原形として、道路橋用に開発した合成桁である。

合成構造としてのずれ止めは、鋼桁とコンクリートとの付着と、主桁のウェブに鉄筋を貫通させた断面で、十

* 技術本部技術開発部次長

** 松本工場製造部工事課

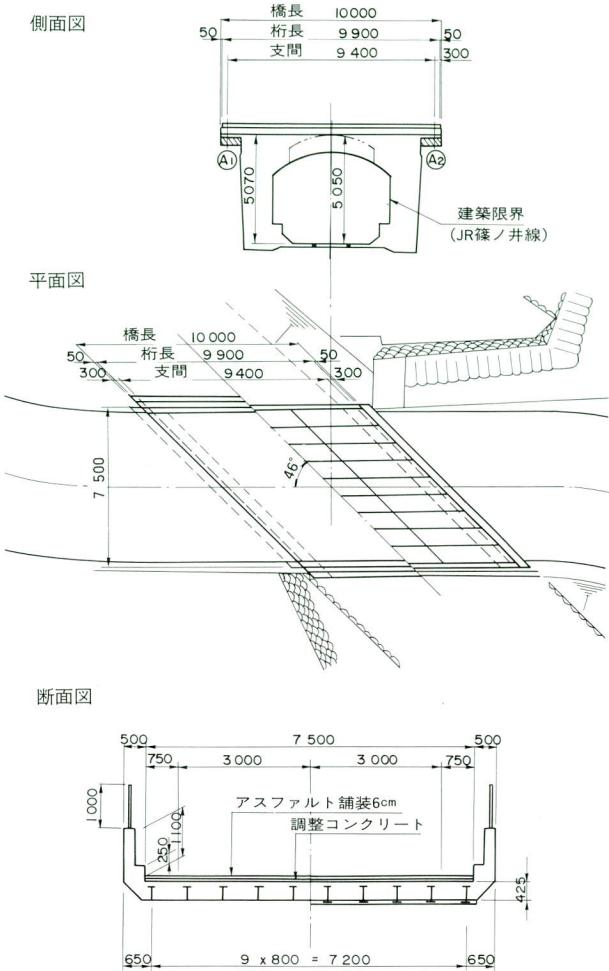


図-1 橋梁一般図

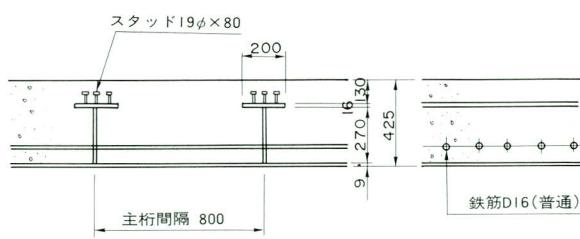


図-2 主桁断面

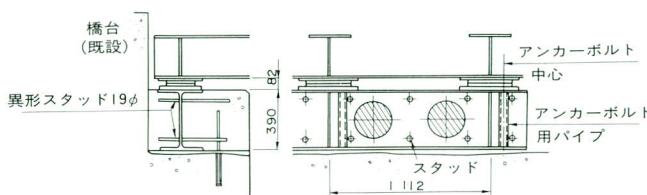


図-3 橋台沓座部の構造

分な合成断面としての効果を期待できることが、これまでの実験で確認されている¹⁾。

一般的にこの床版橋では、3~4m間隔で横桁が配置されており、主桁と横桁で囲まれた区画が十分なずれ止め効果を持つことが知られており、通常の断面ではスタッド等は不要である。

本橋では斜角が46度と厳しく、版としての端部のねじれに対する設計上の配慮から、このタイプでは未経験なこともあり、コンサルタントの設計で19φ×8cmのスタッドを使用しており、そのまま採用することにした。

(2) 支承部分の設計

現場の施工条件から、本橋では次のように支承部の取り扱いが重要な問題となった。

- ① 旧橋の橋台をそのまま用いる。
- ② 新橋では桁下空間を確保する必要から、桁下高さを約40cm高くする。
- ③ 斜角が厳しい床版橋なので、新橋はゴム支承とするが、急速施工に対応できる構造であること。
- ④ JRは通常運転のまま施工するので、沓座の嵩上げは短時間で施工可能のこと。

これらの条件から、橋台の沓座部は図-3のよう、H型鋼の梁にゴム支承を貼りつけてセットする方法とした。また鋼桁とゴム支承との間の移動防止は、ゴム支承にあけたボルト孔に鋼桁フランジを貫通してアンカーボルトをさし込み、モルタルにて固定する方法を採用した。

H型鋼を橋台に固定する方法は、図-3のようH鋼に異形スタッドを溶接し、コンクリートへのさし筋との組み合わせにより、固定する構造とした。

(3) 壁高欄の構造

JR本線上の橋梁なので足場を設置せずに架設できるように、補強した鋼板を型枠としコンクリートを打設する構造とした。

支間が短いので、本体と一体構造としたが、スパンが長くなりキャンバーが無視できなくなると構造上考慮が必要になる。

3. 現場施工

(1) 旧橋の撤去

旧橋はRC床版を持つH桁橋である。コンクリート製

の高欄と R C 床版ともかなり老朽化している。

撤去作業はコンクリート製の高欄を撤去後、R C 床版をカッターにて切断し、桁と一体のままクレーンにて、吊り上げる方法によった。

撤去した鋼桁は長期間塗装されていない状態であったが、錆による断面減少につながるような欠損はなく、桁としては比較的健全であった。(写真-1)

桁の状態に比べると、R C 床版と高欄の状態はかなりひどく、一部鋼板接着工法により補強されていたが、コンクリートの落下を止める程度の働きであろうとみられ改めて、メンテナンスのしやすさが設計上重要であると感じた。

(2) 橋台支承部の改造

前述したように、旧橋と新橋との桁高の差から、沓座高さを約40cm高くする必要が生じた。しかも工程上からこの部分の改造に当たられる日数は、測量から支承セットまでを含め5日である。

一括架設を行うので、架設後のゴム支承の調整は、できない。設計で述べたように、支承と一体の梁を橋台上に位置を決定して、超速硬コンクリートを打設して固定

した。写真-2に支承部梁の状況を示す。

(3) 鋼桁の組み立て

現場横の道路のり面に支保工を設置して、搬入した桁を組み立て、HTBの本締めを行った。ブロック数は6。

継ぎ手部の鉄筋の組み立て後、地覆端部に型枠を取りつけ組み立ては完了した。(写真-3)

組み立てた鋼桁と支承部の梁、およびパラベットとの測量は、架設後の調整ができないので、特に慎重を期した。

(4) 鋼桁の一括架設

組み立て完了した鋼桁(鉄筋含む)を150t吊りクレーンにて、一括架設を行った。JRの軌電停止時間は約5時間で余裕を残して完了した。

この床版橋の特徴は、足場を必要としない事である。吊り込み後架設位置直上まで達すると、微小な調整はすべて桁上から行えるのできわめて安全である(写真-4)。さらに吊り足場を必要としないので、後日足場撤去のために再度軌電停止を伴う夜間工事を必要としない。



写真-1 撤去した旧桁

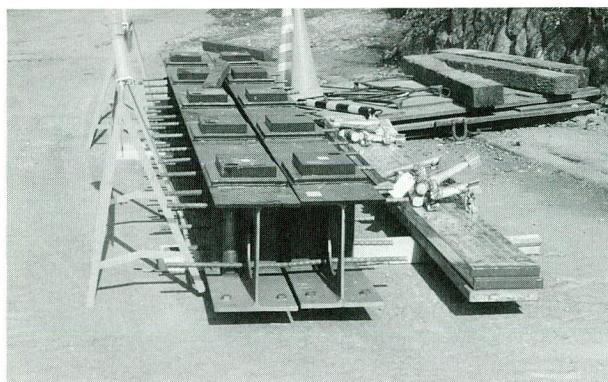


写真-2 橋台に設置する支承部梁

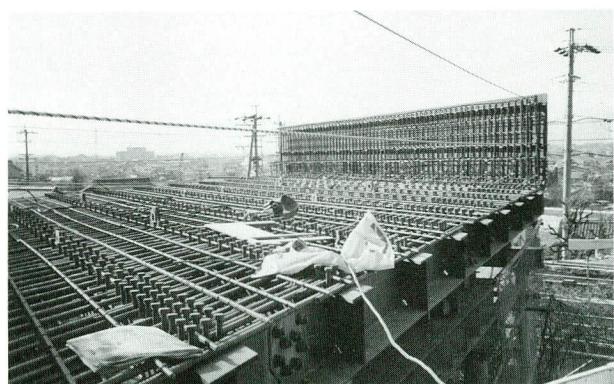


写真-3 地組立の完了した桁

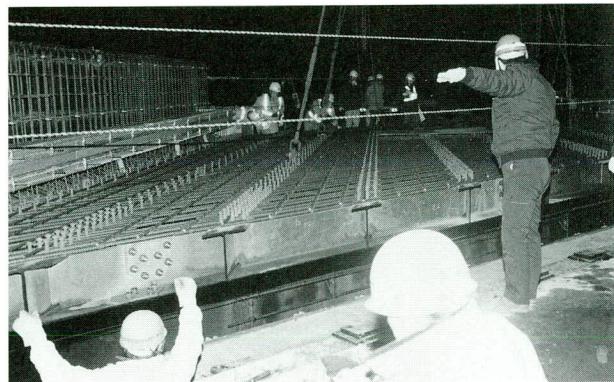


写真-4 一括架設の状況



写真-5 工事完了

架設の翌日からコンクリートの打設を行った。コンクリートは超速硬コンクリートを用い、床版、壁高欄を打設のあと、伸縮装置の取りつけ、フェンスの取りつけ、舗装を行い工事は完了した。(写真-5)

(5) 作業工程

本橋の工事では、工程がすべてに優先した。工程表を表-2に示すが、年末のスキーリー列車の増発と、松本市内の交通の渋滞状況から、各工種ともぎりぎりの工程のなかで作業を行った。

特に新橋は一括架設の5日後には開通しており、この種の工事ではきわめて短い工程といえる。

4.あとがき

規模は小さいが、跨線橋の架け換え工事における急速施工の例として紹介した。

表-2 実施工工程表

合成床版橋の特徴を生かして、跨線橋ばかりでなく通常の橋梁でも、架け換え工事や拡幅工事に広く利用することができる。

しかしながら現状では、道路橋として細部にわたるような、設計指針がまとめられておらず、道路橋示方書では不十分な箇所もあり、今後の検討に委ねられている。

当面はJRの設計標準を準用するなど、個々の設計には支障ないと考えている。

今後とも中小橋梁における新しい形式の一つとして、興味の持てる構造として考えている。

本工事は長野県松本建設事務所、JR東日本長野支社、(株)長野技研、第一建設工業(株)の関係者の方々にたいへんお世話になりました。深謝するしだいです。

〈参考文献〉

- 1) 太田、深沢、桧貝：硬質ウレタンを充填した合成型
柱橋の開発研究、構造工学論文集、Vol. 39A、1993.3

1994.6.25受付

長支間単純鋼床版箱桁 ウエストプロムナード橋(仮称)の送り出し架設

Construction of Box Girder Bridge with Steel Plate Deck (West Promenade Bridge)

安 中 順 策* 菅 井 衛** 秦 孝*** 佐 直 信 次****
Junsaku ANNAKA Mamoru SUGAI Takasi HATA Nobutsugu SAJIKI

Summary

The West Promenade Bridge (tentative name) is a pedestrian bridge which is very large for its kind. It connects the Daiba and Aomi districts which are separated by the Bayshore Line, a major traffic artery built according to the Tokyo Metropolitan Government's Waterfront Subcenter Development Plan, and serves additional functions as a park and a facility which enhances urban life.

This paper reports on the construction of the bridge over the busy highway. The launching push-out erection method was used and an extraordinarily heavy plate girder was involved.

1. まえがき

ここに報告する東京臨海副都心・ウエストプロムナード橋（仮称）架設工事は、東京都港湾局を事業主体とする東京臨海副都心建設株式会社の設計・施工管理の元に施工され平成6年6月に無事竣工をむかえたものである。

本工事は、現在建設が進められている臨海副都心の4

地区（台場、青海、有明北、有明南地区）を結ぶシンボルプロムナード整備計画のうち、青海地区と台場地区を結び、西の南北軸を形成するウエストプロムナードの一環として、東京湾岸道路を跨ぎ橋長114m、幅員20mの歩道橋を架設するもので、湾岸道路の交通に与える影響を極力少なくするため、手延送り出し工法にて架設を行った。

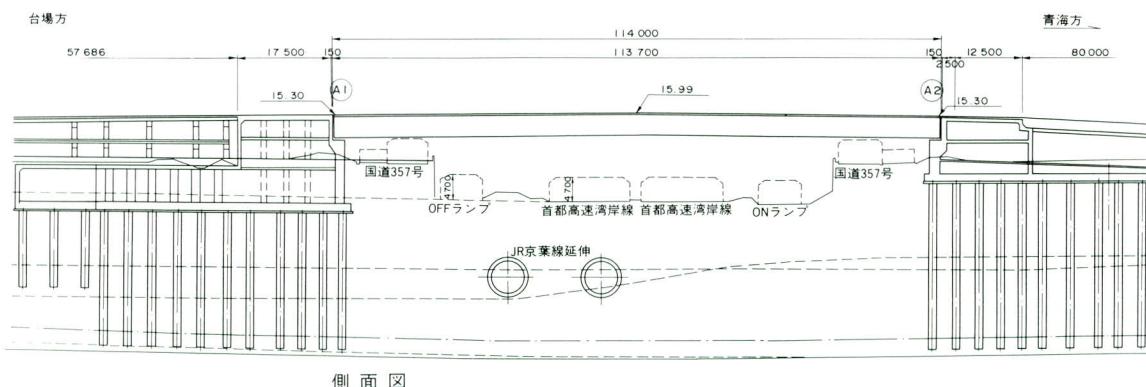


図-I 橋梁一般図

* 宮地建設工業(株)橋梁構造事業部工事部工事課
 ** 宮地建設工業(株)橋梁構造事業部工事部計画課長

*** 宮地建設工業(株)橋梁構造事業部工事部工事課長補佐
 **** 宮地建設工業(株)橋梁構造事業部工事部計画課係長

本文は、過去にあまり例のない重量の手延一括送り出し架設工事を中心に、それに伴う交通規制方法を報告するものである。

2. 計画及び設計概要

本橋梁は、東京湾岸道路の東京港トンネル東側出入口の東側約500mに位置し、台場地区の公園と副都心広場を結ぶ公園施設の一部としての機能及び各地区を結ぶ都市生活施設（ライフライン）を多数収容しており、臨海副都心の大動脈としても重要な機能を有している。また、本橋梁は東京湾岸道路を跨ぐため、将来のメンテナンス及び外観を考慮して外桁側面は化粧板、主桁間下面はグレーティングで覆われている。

3. 現場環境

架設地点周辺の状況は、

- ① 桁下全面に東京湾岸道路が通っており、南側から国道357号西行・13号地ONランプ・湾岸線本線西行・同東行・13号地OFFランプ・国道357号東行の順に並走している。
- ② ON・OFFランプと本線の間には幅6～12mの緑地帯がある。
- ③ 国道357号線は、東京港トンネル前の西側橋梁で都道482号台場・青海線にぶつかり行き止まりとなっている。
- ④ 湾岸道路の南側は青海地区、北側は台場地区で臨海副都心関係の各種工事が進行中で、台場地区は新交通臨海線工事のため青海地区に比べて狭くなっている。

4. 桁架設

(1) 工法の概要

本桁はスパン112.4m、総重量2000tの単純鋼床版箱桁（3主箱桁）であり、架設工法は手延送り出し工法を採用した。桁の組立はA2橋台の青海側に延長約136mの工事桁設備を設けて行った。また、湾岸道路内には、中間支持点としてのペントと送り出し時の通行車両防護のためのシェルターをON・OFFランプ上に設けた。

(2) 組立ヤード

桁組立ヤードは、桁及び手延機を一括組みするスペー

表-1 橋梁概要

構 造	鋼床版単純箱桁橋	
橋 長	114.000m	
支 間	112.400m	
幅 員	20.000m	
橋面積	A = 2 280m ²	
桁 高	H = 4.115m	
橋 格	歩道橋	
活荷重	TL-14または群集荷重	
鋼 重	本 体 約 1 530t 添架、化粧板他付属物 約 690t	

表-2 工程表

年 項目	平成4年	平成5年	平成6年
製 作			
仮 設 備			
桁組立・架設			
添 架 工 事			

ス（約140m）を確保できる青海方に設けた。

A2橋台背面は橋梁に接続する共同溝となっており、橋台のパラペット部は桁送り出し高さを低くして降下量を抑えるため後施工としている。またその後方は基礎杭及びSMW土留壁が施工済であるため、工事桁を支持するペントは、橋台部はフーチング上にペントを設け、その後方は既設構造物に支障しない位置にH鋼杭（H350、L=40m）を打ち込んで杭ペントを設けた。工事桁はこのペント間に応じてH鋼（H912）及び腹板高1.6mと2.0mの鍛杭を使用し、1箱桁毎に2主桁、計6主桁とした。

(3) 桁の組立

桁組立は、工事桁設備の両側から200t吊クレーンを使用して行った。桁組立後、添架物・化粧板・高欄等附属物を全て取り付け、100%完成形に仕上げた後、手延機・取合桁及び後部プラケットを連結した。

(4) ON・OFFランプシェルター組立

最近、手延送り出し工法においても、送り出し中は桁下の道路を通行止めするのが基本となっている。本工事

においても、高速湾岸線本線上を手延機先端が通過する際は本線を通行止めすることが協議の上決定したため、通過交通を迂回させる必要があった。しかし、架設地点付近には本線交通量を迂回できる道路は国道357号以外に無く、13号地ON・OFFランプを通じて迂回となるため、この通行車両防護のために桁直下のランプ上に全長約30mのシェルターを設置した。組立は各ランプを全面通行止めし、シェルターを3分割して地組したものを、国道西行及び緑地帯から160t及び120t吊油圧クレーンにて一括架設し、規制時間の短縮を図った。

(5) 中間ベント組立

湾岸道路内の本線とランプ間の緑地帯に、送り出し時の中間支持点としてベントを2基設置した。OFFランプ側のB1ベント基礎は、直下にJR京葉線延長シールドトンネルが通っているためコンクリート基礎とし、ONランプ側のB2ベントは、設置する緑地帯幅が狭く地耐力が期待できないため杭基礎(H350、L=27m)とした。

(6) 桁の送り出し

桁送り出しステップを表-3に示す。

桁の送り出しは、送り出し装置と台車に取り付けた水平ジャッキ（レールクランプ式）により、反力管理とキャンバー管理を主眼に行ったが、送り出し1サイクル（送り出し距離0.9m）の所要時間を、作業条件及び過去の実績を考慮して通常より長い13分に設定した。

この理由としては、

- ①全て夜間作業であること。
- ②桁の製作キャンバー+縦断勾配が支間中央で1280mmと極めて高く、送り出し時の高さ調整用のライナー積み作業に時間がかかる。
- ③下フランジ板厚変化量が大きく、また添接板長さが最大1.7mと長いため、ライナー調整に時間がかかる。

等によるもので、この設定時間を基に、各ステップの作業時間を決定した。また、高さ調整量が非常に大きいことへの対策として、送り出し装置上のライナー量を最高600mmに設定し、これを超えた時点で、送り出し装置の下にその高さ分の架台を組んで装置本体を高くして安定性を高めた。更に、この作業は出来る限り各送り出しステップ間の作業とする様、送り出し距離を調整した。

その結果、桁送り出し作業は、非常にスムーズとなり



写真-1 送り出し装置

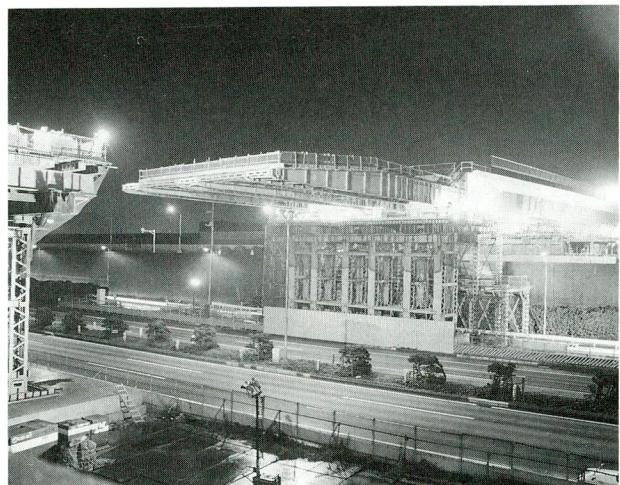


写真-2 湾岸線本線上送り出し状況



写真-3 湾岸線本線上送り出し完了

全て予定時間以内で終わらせることができた。

5. 交通規制

本工事においては、湾岸道路内の作業及び桁送り出し作業に種々の交通規制が必要となり、関係各所との協

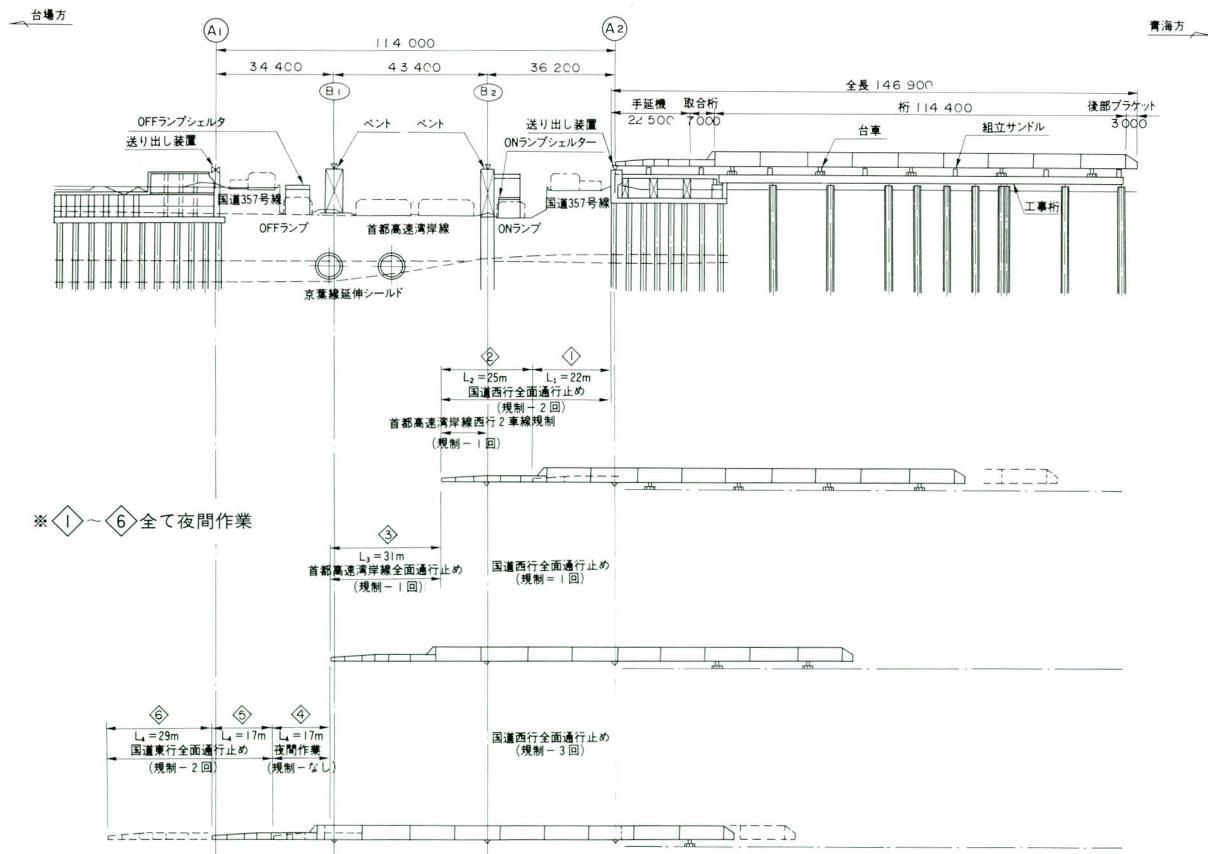
議に非常に時間を費した。特に桁送り出しについては首都高速湾岸線という大動脈を通行止めするため、社会への影響が大きく、更にレインボーブリッジの開通と1号羽田線全面通行止改修工事の間にはさまれたため、規制日時の制約、規制範囲の拡大等が発生した。以下に各道路の交通規制について示す。

(1) 国道357号

国道357号は架設地点の西側で行き止まりであり、周辺は臨海副都心建設地域のため夜間交通量が極めて少なく、また迂回路も確保可能であることから、交通規制は容易であり、ONランプシェルターの設置、B2ペント組立

表-3 桁送り出し作業時交通規制一覧

送り出し STEP	実施日	規制箇所及び種別			作業内容	送り出し距離	備考			
		国道357号 西行		国道357号 東行						
		西行	東行							
1	H5年10月27日(水)	全面通行止め 22:00~6:00	——	——	357号西行上 送り出し	22m				
2	H5年10月28日(木)	全面通行止め 22:00~6:00	I~2車線規制 1:00~5:30	——	ONランプ~本線 西行上送り出し	26m				
3	H5年10月30日(土)	全面通行止め 22:00~6:00	全面通行止め 22:00~6:00	全面通行止め 22:00~6:00	本線上 送り出し	31m	昼間台車撤去作業 II号線交通止め含む			
4	H5年11月1日(月)	全面通行止め 22:00~6:00	——	——	OFFランプ上 送り出し	17m	昼間台車撤去作業			
5	H5年11月3日(水)	全面通行止め 22:00~6:00	——	全面通行止め 22:00~6:00	357号東行上 送り出し	17m	昼間台車撤去作業			
6	H5年11月5日(金)	全面通行止め 22:00~6:00	——	全面通行止め 22:00~6:00	A1~完了まで 送り出し	29m	昼間台車撤去作業			



についてもランプ規制回数を減らす目的で西行を作業ヤードとして通行止めを行った。また、桁送り出しについても前述の理由から、協議の上で手延先端通過後も送り出し中は全面通行止めとした。

(2) 13号地ON・OFFランプ

ON・OFFランプは夜間交通量が比較的多く、迂回ランプが新木場となり、迂回距離が長くなることから、通行止めはシェルターの設置・撤去のみに限定した。但し、ONランプについてはB2ペント部ヤード設置が隣の新交通臨海線工事規制内での作業となつたため同時に行つた。ランプの通行止めの際は、利用者に対して横断幕、看板の設置、チラシの配布等の事前PRを行つた。

(3) 湾岸線本線

本線は西行、東行ともに3車線のため車線規制は比較的容易であり、ペント設置・撤去時に安全を考慮して1車線規制を行つた。全面通行止めは、桁送り出し中の手延機先端通過時の1回のみに限定した。更に、B1～B2ペント間隔は約43mと広く、これを1規制で到達させるには12時間の通行止めが必要となり、交通量のピーク時に規制開始がぶつかり、大渋滞を引き起こすことになるため、関係各所と協議の上、第2回送り出し時にB2ペントから手延機先端が本線西行の2車線分張り出す位置まで送り出しておき、本線規制時間を8時間に短縮した。従つて第2回送り出し時には本線西行の2車線規制を行つた。

本線通行止め時は既にレインボーブリッジが開通しており有明I・Cで湾岸線に接続するため、11号台場線についても、都心から千葉方面の経路以外、全て全面通行

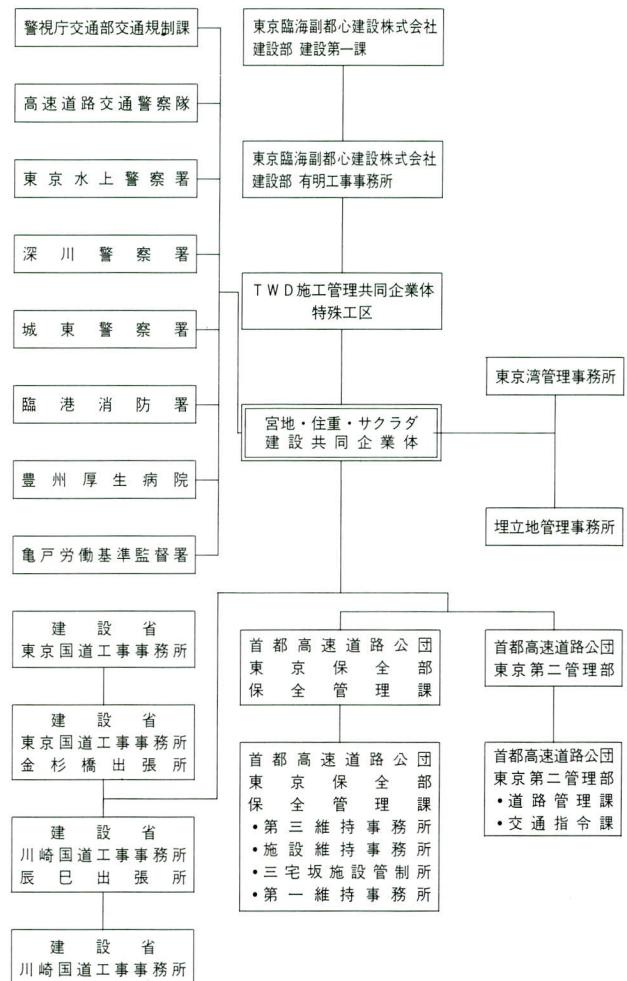


図-2 関係各所一覧

止めを行つた。利用者に対する事前PRはランプ通行止めと同様、横断幕、看板の設置、チラシの配布等の他、夕刊紙に広告を掲載した。

表-4 時間交通量（土曜～日曜）

（単位：台）

時 間	国道357号 西 行	13号地 ONランプ	湾 岸 線 本 線		13号地 OFFランプ	国道357号 東 行	11号台場線					
			西 行	東 行			下り		上り			
							芝浦→有明	芝浦→13号地	13号地→芝浦	有明→芝浦		
20~21	84	142	2,848	2,633	107	91	1,487	574	538	1,309		
21~22	115	119	2,275	2,607	136	100	1,518	655	567	1,092		
22~23	110	115	2,112	2,756	119	106	1,668	670	591	1,087		
23~24	55	80	1,778	1,989	111	57	1,201	424	396	1,114		
0~1	35	86	1,671	1,668	103	33	960	332	263	738		
1~2	26	76	1,202	1,115	85	26	1,076	324	197	591		
2~3	20	62	648	875	58	10	610	170	190	515		
3~4	12	38	489	707	20	11	454	142	130	353		
4~5	22	34	536	884	14	10	408	162	110	311		
5~6	17	21	838	1,341	25	16	587	394	85	342		
計	496	773	14,397	16,495	778	460	9,974	3,847	3,067	7,452		
規制時間帯合計 22~6	297	512	9,274	11,255	535	269	6,969	2,618	1,962	5,051		

う回路案内図

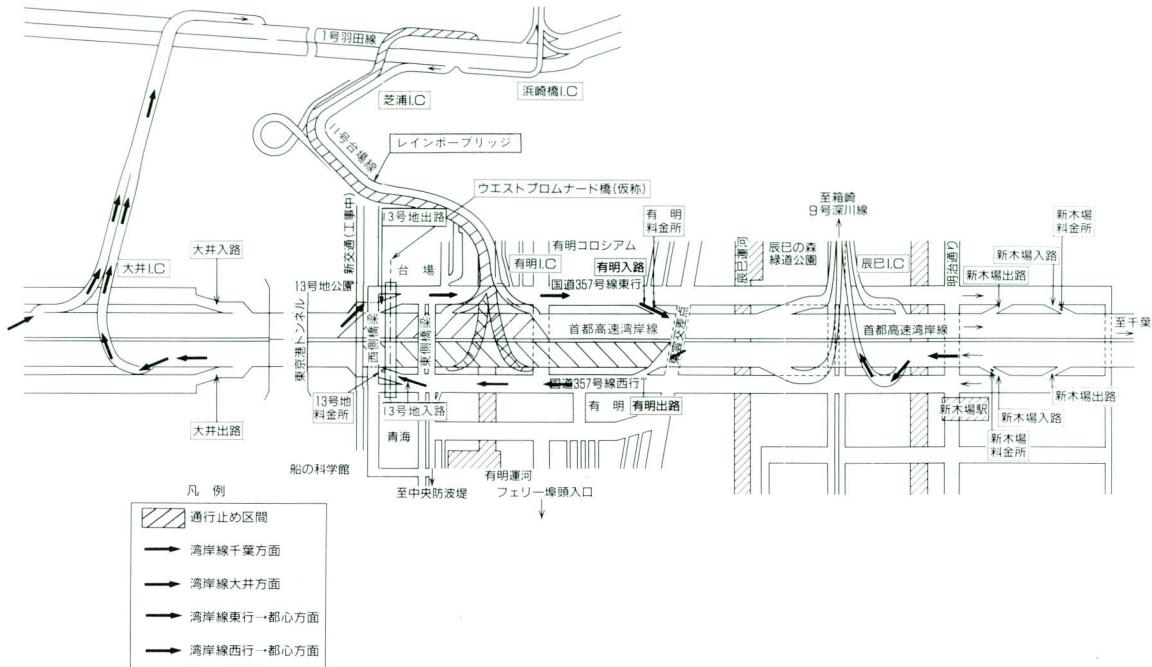


図-3 通行止めチラシ

6. あとがき

本工事は総鋼重約2000 t の桁を湾岸道路上に送り出すという極めて希な工事でしたが、湾岸線本線通行止めもトラブルもなく完了し、無事竣工を迎える事が出来ました。最近、道路上での工事においては交通規制が必要不可欠となっており、手延送り出し工法の本来のメリットが希薄になっていると思われます。本工事を通じて、今後は綿密な安全管理により出来る限り交通規制を行わな

い方向へ進むことを望んでいます。

最後に、本工事の計画・施工に当たり御指導頂きました東京臨海副都心建設㈱建設部建設第一課、同有明工事事務所、T W D 施工管理共同企業体特殊工区の皆様、ならびに J V 構成員の住友重機械工業㈱・㈱サクラダ各社の皆様方に深く感謝し、紙上を借りて御礼申し上げます。

平成6年6月25日受付

箱げた（渡利大橋）の斜吊り架設

Cable Erection of Box Girder Bridge using Inclined Stay Cables (Watari-Ohashi Bridge)

星野 実* 阿部 幸夫**
Minoru HOSHINO Yukio ABE

Summary

The cable-stayed erection method is in many cases adopted for arch-structured bridges planned for sites where bents are difficult to build. The ease of dealing with horizontal force caused by stay cables during construction seems to be one factor which contributes to adoption of the erection method.

This method was used in building the Watari-Ohashi Bridge, a four-span continuous non-uniform-section box girder bridge over the Abukuma River in Fukushima-shi, because the construction period included an annual time of flooding which meant that bents would be difficult to set up. This paper emphasizes how horizontal force was handled in the construction. It also reports a measure which was taken in close association with the local community to improve the appearance of the bridge.

1. まえがき

東京から国道4号で福島を目指すと、福島市街地への入口に大仏橋（おさらぎばし）がある。大仏橋は当社が昭和40年代半ばに阿武隈川に架設した3径間連続下路トラス橋である。渡利大橋は、この大仏橋の下流約700mに位置し、国道114号の福島バイパスとして国道4号および域内交通の混雑緩和を目的として計画された4径間連続変断面鋼箱げた橋である。“渡利”は、阿武隈川右岸の知名であり、JR福島駅から徒歩で約30分程度の住宅地である。

けた下を利用する施工が困難である場合の連続箱げた橋の架設工法としては“手延機を用いた送出し工法”が一般的であるが、変断面（腹板高：1.7～2.7m）であることから“斜吊り工法”を採用した。

本稿では、箱げた橋の“ケーブルエクション斜吊り工法”採用の選定理由および斜吊りによって生じる橋軸方向水平力への対処方法等を中心として報告する。また、工場場所が福島市内の住宅地域で、近隣の小学校の通学路ともなっているため、児童の校外学習・住民の地区活動等地域社会に密着したイメージアップを実施した。これらの詳細についても合わせて報告する。

2. 本工事の概要



図-1 位置図

(1) 工事概要

本工事は下記の3件の工事から成っている。本工事概要是②の現場架設について記載する。

①工場製作…3工区（3社）で分割製作

②現場架設…1工区（1社）で架設

③床版塗装…1工区（1社）で施工

工事件名…国道橋りょう整備工事（渡利大橋）

工事場所…国道114号福島市腰浜町～渡利川岸町

* 千葉工場工事部工事計画課部付課長

** 千葉工場工事部工事課課長代理

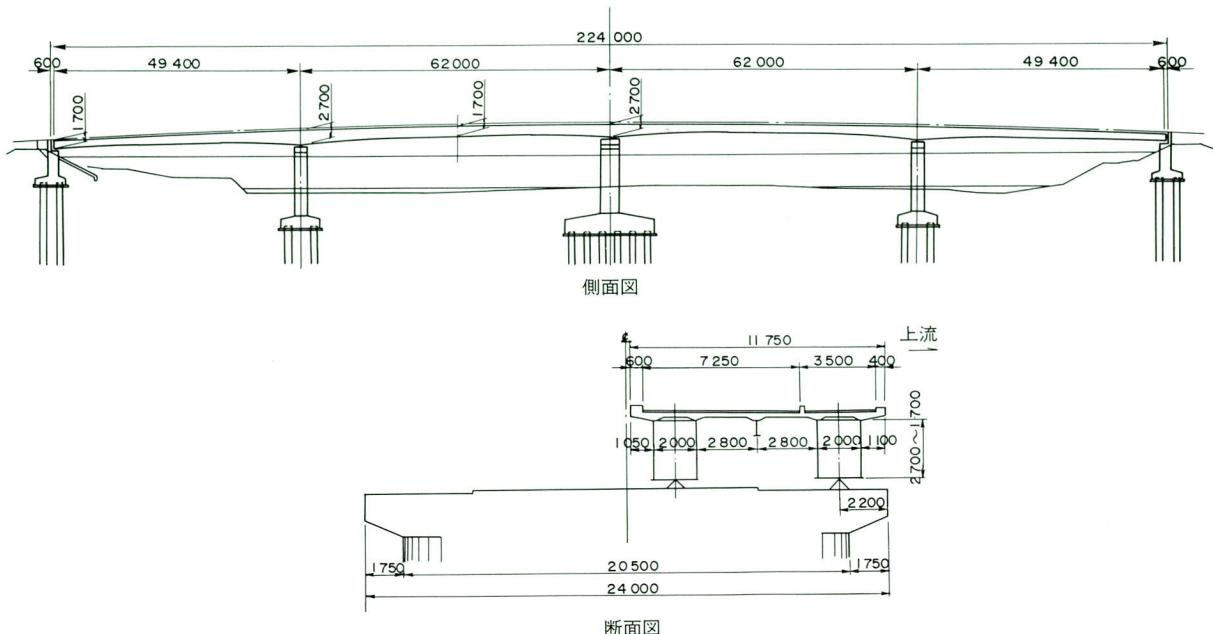


図-2 一般図

工 期…H 5 年 3 月 30 日～H 5 年 12 月 24 日

施工内容…上部工架設工

工場数量…架 設 : 656.680 t

沓裾付 : 10 基

本 締 : 31,975 本 (TCB)

(2) 橋梁概要

本橋梁は、完成系では上下線がセパレートされた 4 車線道路となるが、今回架設したのは I 期工事としての上流側 2 車線分である。

道路規格…幹線 B - 4

設計速度…V = 60 km/h

橋 格…1 等橋 (TL-20)

構造形式…4 径間連続鋼箱げた (変断面)

2 箱げた (腹板高 : 1.7~2.7 m)

橋 長…224.000 m

支 間…49,400 + 62,000 + 62,000 + 49,400

幅 員…車道 : 7,250 + 歩道 : 3,500

床 版…鉄筋コンクリート : 22 cm

舗 装…アスファルト : 7 cm

3. 架設

(1) 架設計画条件

① けた下の状況

けた下の全長が阿武隈川河川敷である。この内、左岸側の 1 径間 (A 1 ~ P 1) のみが車輌の進入が可能な高水敷である。他は総て低水敷となっている。

② 取付道路の状況

左岸側 (A 1 方) は橋台後方約 60 m 程度が工事用地として使用可能であるが、同所へ至る道路が狭く大型車輌の進入が困難である。

右岸側 (A 2 方) は橋台後方約 80 m 程度が工事用地として使用可能であり、沓座面と同程度の高さまで盛土が終了し、県道から車輌の進入が可能である。

③ 河川使用条件

低水敷は時期にかかわらずベント等仮設構造物の設置が不許可である。

高水敷は、速やかな撤去・退避が可能であれば時期にかかわらずベント等仮設構造物の設置が許可される。

④ 架設時期

床版・現場塗装工事の完成予定が年度末であるため、架設工事は出水期 (4 月～10 月) となる。

⑤ 基本設計

コンサルタントの架設計画は、全 4 径間を斜吊り対象とする計画が提案されていた。

(2) 架設工法の選定

(1)項の架設計画条件から出水期の架設となり、ベント等仮設構造物の設置が不許可であるため、“送出し”と“ケーブルエレクション”を比較対照して“ケーブルエレクション斜吊り工法”に決定した。

送出し工法を消去した理由を下記に示す。

- ① 4径間連続の変断面箱げたであるため、送出し・降下および横取り時の形状および反力管理の難易度が高い。
- ② 組立ヤードが狭い（短い）ため、主けたの最大組立可能延長は1径間分程度であるため、組立・本締と送出しの繰り返し作業となる。このため、機材の稼働率が下がり、不経済となる。

③ 連続けたの送出し工法では、中間橋脚上の架設機材の裾付・撤去のために別途仮設備が必要となる。渡利大橋の場合、鉄塔支間240m程度のケーブルクレーンが必要であり、この設備の設置・解体は工程と工事費に占める割合は少なくない。

一方、斜吊り工法についても下記の問題を解決する必要がある。

- i 橋長224mの全4径間を斜吊り対象とすると、ケーブルクレーン設備および斜吊り設備ともに規模が大きく、汎用性のない機材を新規製作しなければならない。架設設備の規模縮小が不可欠と考えられる。
- ii 下部工および支承は、斜吊り工法によって生じる橋軸方向水平力に対する照査が必要であり、そ

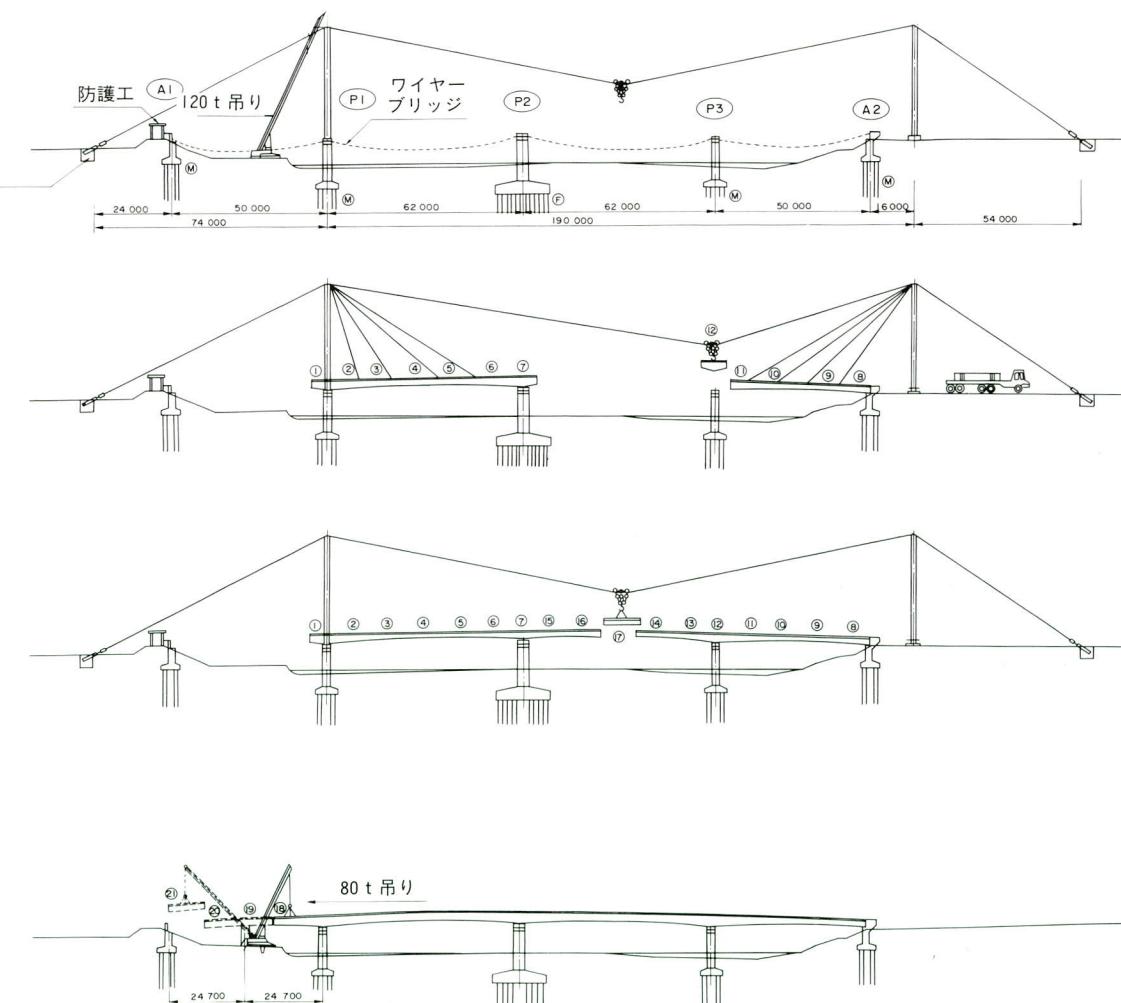


図-3 施工段階図

の結果必要な対策を施さなければならない。

上記の問題点は下記のように対応した。

- i 斜吊り対象径間はP 1～P 2 の62mとP 3～A 2 の50mの2径間分とし、P 2～P 3 の62mは片持ち工法とした。また、A 1～P 1 の50mはトラッククレーンによるベント工法としてケーブルクレーン設備および斜吊り設備を軽減した。
- ii i の処置により、斜吊りによって生じる橋軸方向水平力が小さくなつたため、下部工地震時水平力以下となつた。支承については、1沓／1箱けたであるため、腹板直下に架設時水平力のみに抵抗するピン支承を配置することとした。
- なお、ii の処置により、P 1 橋脚端部（片持ち部）に鉄塔を置くこととなつたが、下部工端部の耐荷力不足となることが判明した。この点については下記のように対応した。

P 1 橋脚天端に下部工本体内に支点を有する鋼製の偏平な（沓高以下）片持ち梁を設置し、この梁の上に鉄塔を据え付けた。このため、P 1 橋脚天端の沓周りは、本沓、仮沓および鉄塔基礎梁等で錯綜し、その後のP 1 橋脚天端での作業が難しいものとなつた。

(3) 架設工法の概要

図-3 に施工段階図を示す。

図-4 に施工手順のフローチャートを示す。

① 鉄塔

ケーブルクレーンと斜吊りの兼用とし、左岸側はP 1 橋脚上に、右岸側はA 2 後方の取付道路上とした。組立・解体はいずれもトラッククレーン。

鉄塔高さ…35m

鉄塔間隔…11m

鉄塔支間…190m

鉄塔反力…170t (1柱あたり・自重含む)

② ケーブルクレーン

部材重量…17.5t

設計荷重…28.8t (吊り具・衝撃も含む)

使用鋼索…50φ×2本／1系統

設置系統…2系統

その他…2.9t 吊りを橋軸中央に1系統設置。

③ アンカー

左右両岸とも取付道路中にコンクリートブロックを設置した。ブロックの撤去が義務付けられていた

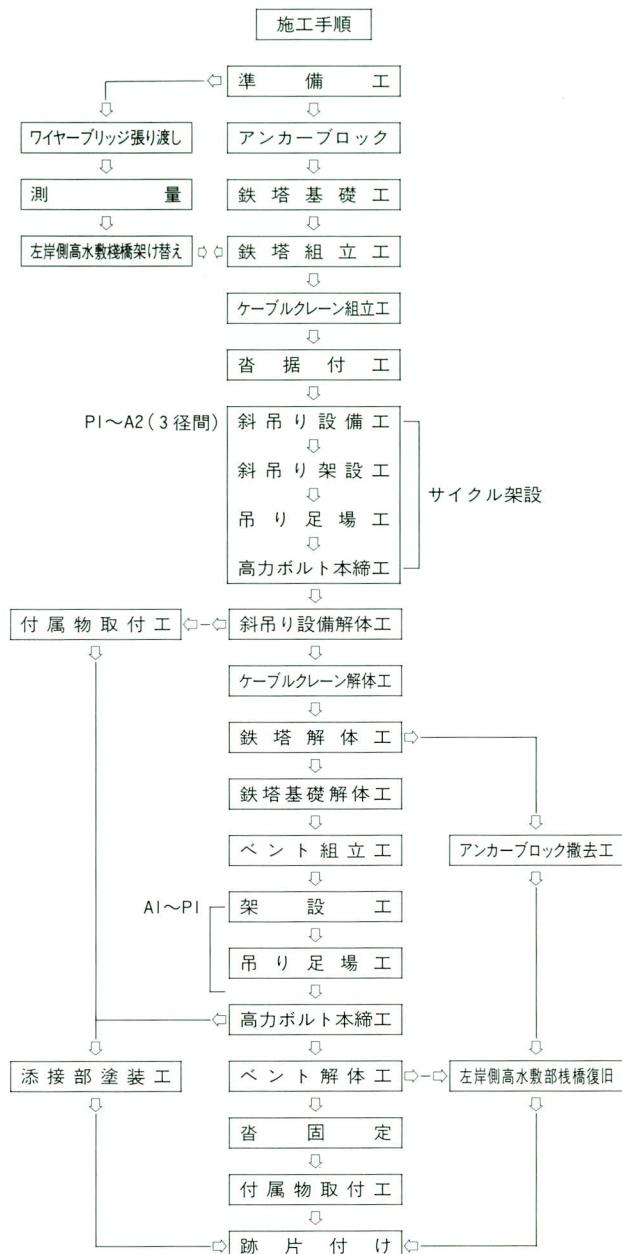


図-4 施工手順

ため、覆土は0とし、体積は下記の通り。

$$\text{左岸} \cdots 4 \times 4 \times 13\text{m} = 208\text{m}^3$$

$$\text{右岸} \cdots 4 \times 4 \times 12\text{m} = 192\text{m}^3 \quad \text{計} 400\text{m}^3$$

④ 架設順序

図-3 の施工段階図に示す。

⑤ 斜吊り索の調整

斜吊り索は50φ×2本／1系統で、鋼索の尻手(しって)は、必ずアンカー側として、アンカー側にセンターホールジャッキを用いた調整装置を配置して斜吊り索の調整を行つた。鋼索の尻手をアンカー側とするのは日常点検の利便性である。

⑥ 架設時橋軸方向水平反力の対応

斜吊りの基点となるP1およびA2支点の箱けた腹板直下にピン支承を設置した。

設計荷重…最大水平力：81.7 t／1-Box.

構造詳細…鋼板の溶接構造で新規製作。

製作基數…8台（最大板厚： $t = 22\text{mm}$ ）

製作重量…2,224 t (図-5 参照)

⑦ P1 鉄塔基礎梁の構造

P 1 橋脚端部（片持ち部）に載荷しないようにするため、図-6 に示す梁を新規製作・設置した。

設計荷重…鉄塔鉛直反力：170 t（1／柱）

片持支間::1.7m 室着支間::11.0m

構造詳細:・鋼板の溶接構造で新規製作

製作重量: 2,224 t (板厚: t = 32mm)

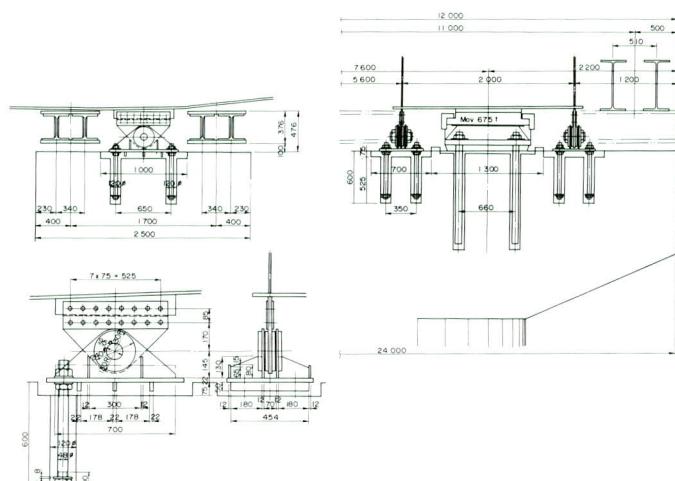


図-5 架設用ピン支承

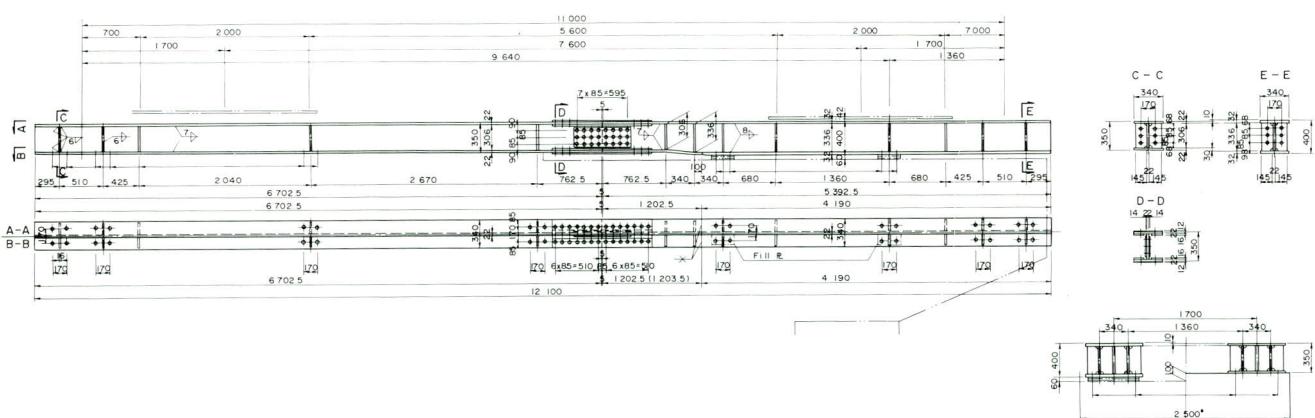


図-6 P1鉄塔基礎梁

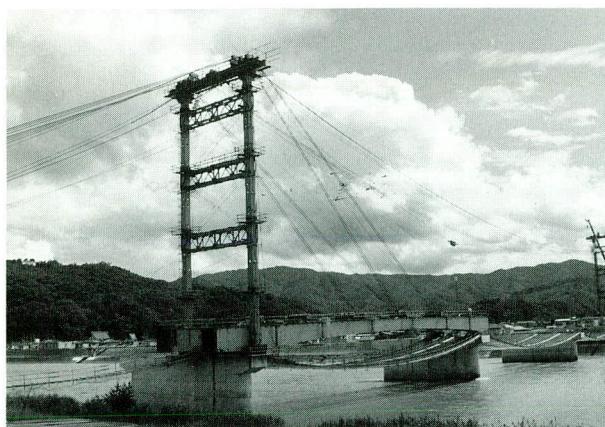


写真-1 斜吊り架設

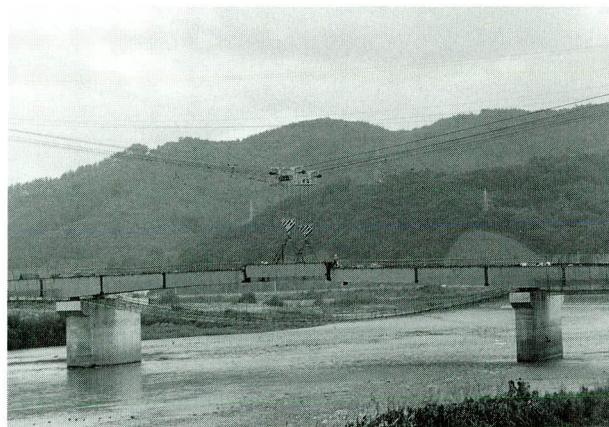


写真-2 片持ち架設の閉合

工程	平成5年																								
	4月			5月			6月			7月			8月			9月			10月			11月			
	10	20	30	10	20	30	10	20	30	10	20	30	10	20	30	10	20	30	10	20	30	10	20	30	
準備工、跡片付け				営繕準備																				跡片付け	
アンカーブロック				左岸			右岸												左岸撤去			右岸撤去			
ワイヤーブリッジ				A2～P2			P2～P1												左岸解体			右岸解体			
鉄塔基礎、棧橋				左岸			右岸												左岸解体			右岸解体			
鉄塔設備				左岸			右岸												左岸解体			右岸解体			
ケーブルクレーン							組立落成検査												解体						
斜吊設備																									
ベント工																									
支承工																									
架設工																									
吊足場工																									
高力ボルト工																									
添接部塗装工																									
付属物工																									

図-7 架設工程表

4. 工程

図-7に架設工程表を示す。

5. イメージアップ

本工事は、上部架設工の仮設費および安全費にイメージアップに関する経費が計上されていたため、次のように対応した。

(1) 仮囲い

左右両岸の工事用地をB型フェンスで囲った。このB型フェンスは、工事用地が小学生の通学路に面しているため、蝶と花が描かれているものを選定した。(写真-3参照)



写真-3 仮囲い

(2) 架設工法説明看板

左右両岸の工事用地出入り口に、施工段階図とその説明文を記載した看板を各々1枚ずつ設置した。大きさは0.9×1.8mで表面は耐候処置を施して長期の掲示に備えた。

(3) フラワーポット

工事用地境界線の要所にフラワーポットを配置し、架設工事期間となった初夏から晩秋に亘り、花を絶やさぬよう管理に努めた。

(4) 工事見学会

福島県の適切な指導と助言をいただき、下記に示すよう、地元に密着した見学会を実施することができた。これらの模様については、地元新聞・テレビ等で逐一紹介され、密着度が更に増した。

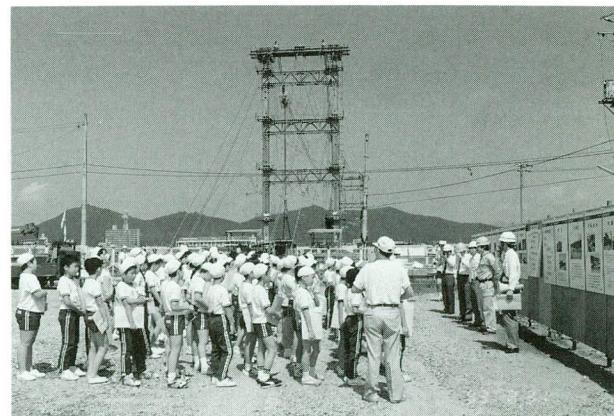
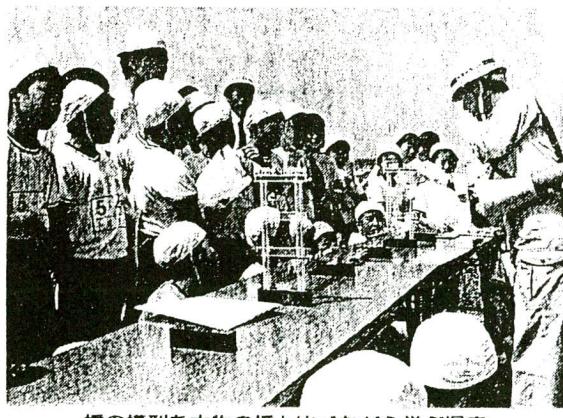


写真-4 第1回工事見学会

- ① 第1回…8月上旬（斜吊り架設初期の段階）
渡利小学校5年生を対象とした社会科校外学習として下記要領で実施した。
1. 福島建設事務所より事業内容と道路の役割および橋（松令橋）の歴史について説明。
 2. (社)日本橋梁建設協会から借用したパネルにより「橋のできるまで」を紹介。
 3. 作業員による現場作業（本締・溶接・塗装）の実演。
 4. 模型と黒板を使用して「斜吊り工法」について説明。

事後この見学会に関する礼状（作文）
を沢山いただき、社内報「翔ける」
第175号（平成5年10月）に掲載。



橋の模型を本物の橋と比べながら学ぶ児童
渡利小児童 渡利大橋を見学

早く完成しないかな

渡利小の児童を対象にしてもらおうと県が企画した「渡利大橋（仮称）」の現地見学会は三十一、三十二日の両日行われた。渡利小学校近くを流れる阿武隈川の北側から腰浜町までかかる建設中の橋が完成すればどんな役割を果たすのか、を地元の小学生に知つ

第1回工事見学会を報じる地元新聞の記事

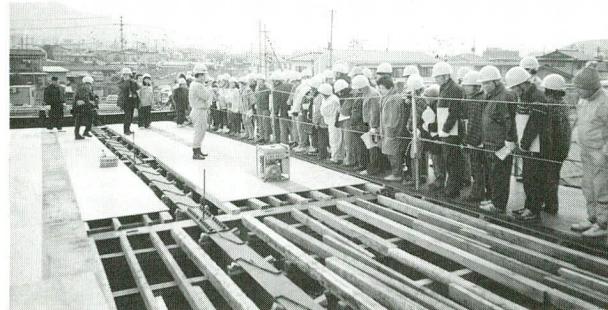


写真-5 第3回工事見学会

第3回工事見学会を報じる地元新聞の記事

- ② 第2回…10月上旬（片持ち架設閉合の段階）
渡利小学校児童を対象とした写生会を実施。
- ③ 第3回…12月上旬（床版型枠・配筋の段階）
左右両岸の地区住民を対象とした現場見学会を下記要領で実施した。
1. 福島建設事務所より、建設事務所の業務内容および渡利大橋の概要について説明。
 2. 見学者を工事中だけに案内し、希望者には合板の釘打ち、鉄筋の結束、塗装作業を体験

してもらった。(写真-5 参照)

初冬の吾妻降ろしが強く、生憎の天候
であったが、用意した保安帽が足りな
くなるほどの盛況であった。

6. あとがき

架設工事は平成5年12月に、また、床版・現場塗装工事は平成6年4月6日に無事しゅん工となり、取付道路

等関連工事の完成を待って、平成6年夏頃に供用開始の予定である。

架設工法決定（箱けた橋への斜吊り工法の採用）
・架設設備軽減（P1 橋脚上への架設鉄塔の据付）およびイメージアップの実施にあたっては、福島建設事務所の多大なご協力をいただいたことを合わせて報告します。

1994.6.25受付

グラビア写真説明

都営住宅横川五丁目工事

都営住宅横川五丁目工事は、JR錦糸町駅から北に位置し徒歩10分程の横川町に完成した。今回の1期工事は旧2階建の都営住宅を解体した跡地に計画され、地下1階、地上18階の中層住宅である。2期工事は30階以上の高層住宅が近々着工され、錦糸町駅前再開発（施工中）と共に益々発展することを期待している。
(園城)

東日本郵便貯金事務計算センター

数年前、北総台地の開発を目指して、ここに住宅都市整備公団が、大規模なニュータウンの建設を始めた。日本橋からも、直通鉄道が乗り入れ、約80分で行く事ができる。中心となる千葉ニュータウン中央駅付近には、すでに幾つかの高層マンションが建ち、広大な研究所が建ち、今また、銀行の大きなコンピューターセンターが建てられようとしている。完成の際には、近代的な、住宅、オフィス、研究施設の一大ニュータウンになるものと思われる。

本件は、この地に先陣を切って完成されたものであり、郵政省が東日本地区全域の郵便貯金事務を一括して、コンピューターで行う為に建設したものである。6階建てで、1フロアー8,800m²にもなる超大型ビルであり、この地でも偉容を誇っている。2重床、耐震性能も考慮された大規模コンピューターセンターと言って良いだろう。

(泉、西原)

報告

成田地区テレビ中継放送局設置工事

Construction of Television Relay Station at Narita

長谷川 宜 宏*
Nobuhiro HASEGAWA

Summary

Building a structure generally involves scaffolding, but in the case of the tower for a television relay station at Narita disassembling the scaffolding would have been dangerous and impractical though erecting the scaffolding would not have been difficult. This paper reports on the construction of the steel tower built using the Keylock System, which was developed for building power transmission towers.

1. まえがき

ここに報告する成田地区テレビ中継用鉄塔は、千葉県成田市西部で、JR成田線「成田」駅の南西方向に位置し、成田空港建設の一環として建設された。この鉄塔は、従来からの一般的な自立式鉄塔である。高さは本体鉄塔部145m、アンテナ部15mで、全体の高さは160mとなる。建方には、安全設備として、作業用足場を設置しながら建方をすることが考えられるが、今回の建方は、送電鉄塔等の建方で使用される、キーロック方式の安全ロープ設備で建方を行うこととした。

2. 鉄塔概要

鉄塔の主体構造は、等辺山形鋼で構成された立体トラスで、断面としては2HL250×35～HL175×15(柱材)まで使用している。鉄塔のスタンスは、30.0m×30.0mである。

3. 建方概要

鉄塔の建方は、第28～20節までは、160t吊り油圧クレーンにより建て方を行う。又第19節～1節までと、アンテナ吊り上げ用エレクターの取り付けは、750t吊りクローラークレーンを使用した。

(1) フローチャート

建方のフローチャートを図-1に示す。

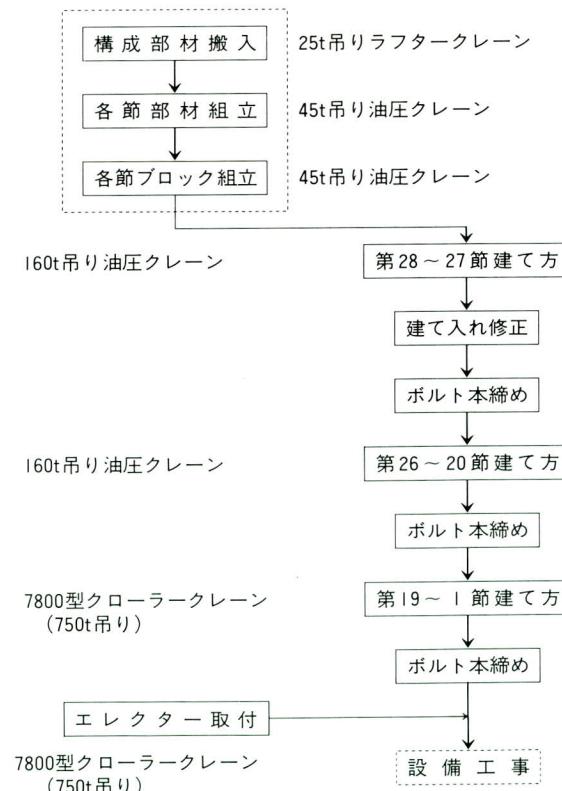


図-1 建方フローチャート

(2) 第28～20節建方要領

初めに各節の構成部材を地上にて組み立てておく。組

* 宮地建設工業(株) 鉄構事業部工事部長

立順序は、柱を建て倒れないようにトラワイヤを張る。次に斜材を取り付けるに当り、仮受け用ベントを所定の位置にセットする。ベントのセットが完了したならば、順次斜材、水平材、二次部材と取り付け組み立てた。取り付け終了後トラワイヤで建て入れを修正し、ボルトの本締めを行った。

使用重機は、160t 吊油圧クレーンで行った。

(3) 19節～1節の建方要領

19節～1節までは、750t 吊りクローラクレーンを使用し、地上にて平面ブロック、又は、立体ブロックで地組された鉄塔材の建て方を行った。

4. 作業要領

- ① 使用するクレーンの足もとには、鉄板を敷きながらクレーンからの反力を分散させ、クレーンの転倒防止に努めた。クレーンに対する合図は、合図者を一人決め無線にて合図を行った。
- ② 鉄塔部材を建てる前に、地上にて垂直親綱（ロリズ）等は、所定の位置に設置し建て方を行った。
又、玉掛けワイヤ外し、ボルト本締等の作業に当っては、キーロック方式安全帯を使用して作業を行った。

5. キーロック方式安全ロープについて^(*)

キーロック方式とは、安全帶に装着したキーロック本体に、あらかじめ鉄塔に配置した安全ロープを次々と連結して移動および作業を行う方式で、常時1本以上の安全ロープで身を墜落から守るものである。

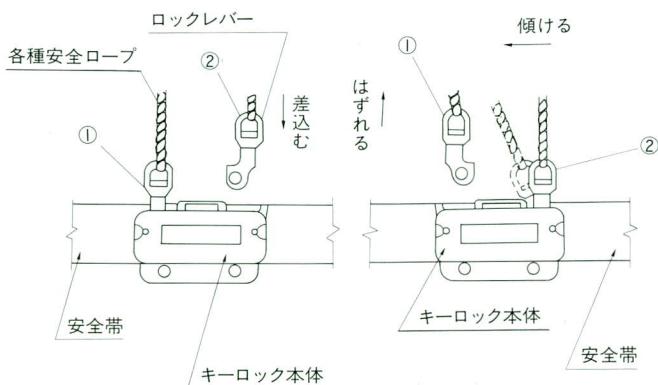


図-1 キーロック本体



写真-1 成田地区テレビ中継放送局全景

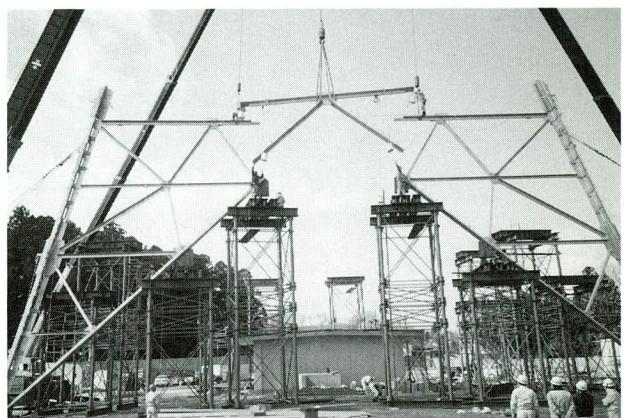


写真-2 基部建方状況

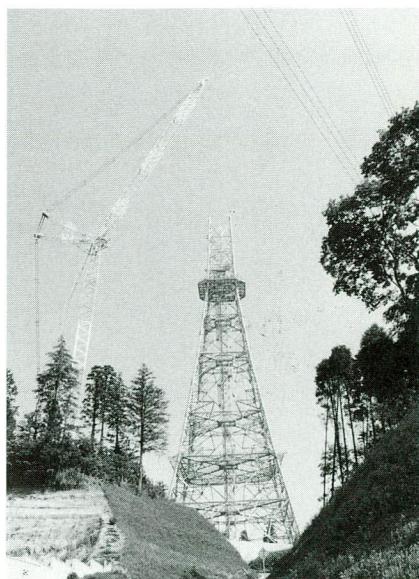


写真-3 クローラクレーンによる建方状況

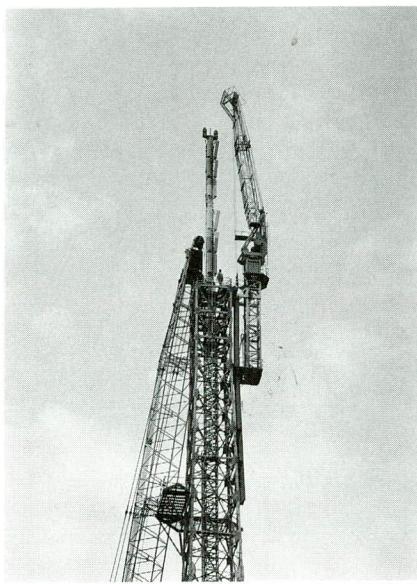


写真-4 エレクターによる建方状況

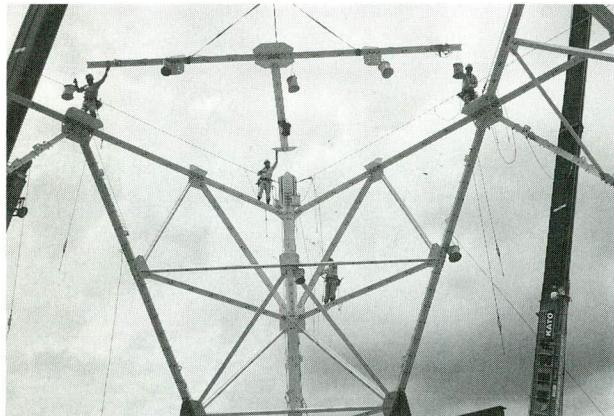


写真-5 キーロック方式安全ロープを使用した作業状況(1)



写真-6 キーロック方式安全ロープを使用した作業状況(2)

キーロック本体は、安全帯の外締めベルトに取り付け、安全ロープ人体側の端末に取り付けられたロックレバーと連結する装置である。キーロック本体には、ロックレバーの挿入口が2箇所あり、一方にロックレバーを差込むと本体内部のロックピンが作動して、そのロックレバーをロックする。このロックは、もう一方のロックレバー挿入口に他のロックレバーを差込み、内側に傾けることによって解除され、先に差込んだロックレバーは、ロックピンの作動によりロックされる。作業終了後、ロックピンを取り外す場合は、所定のキー（マスターキー及びロッカーキー）を持ちいてロックを開錠しなければならない。

又、移動ロープは鉄塔材等にあらかじめ取り付け、安全帯のローキック本体と連結し、垂直ロープ又は、水平ロープ等の親綱で移動箇所できない箇所で使用する。移動用ロープには3m、5m、7mの長さがある。

6. あとがき

以上成田鉄塔の工事について、キーロック方式安全ロープを使用した建方概要を記した。又、キーロック方式安全ロープについては、社団法人送電線建設技術研究会の「キーロック方式安全ロープ使用取扱いガイドブック」を参考資料とした。なお、株式会社N H K アイテック、をはじめ、前田建設工業株式会社・日本鉄塔工業株式会社共同企業体の御協力に於いて、スムーズに工事が遂行し、品質管理、安全管理面に於いても高い成果をあげることができたことを重ねて報告致します。

1994. 6. 25受付

橋梁製作の省力化対策

——テーパー鋼板および差厚鋼板の橋梁への適用（その1）

Labor Savings in Bridge Construction : Applying longitudinally tapered and profiled plates (Part 1)

成 宮 隆 雄* 百瀬 敏 彦**
Takao NARUMIYA Toshihiko MOMOSE

Summary

Parts of a bridge girder's flange vary in thickness with the magnitude of the bending moment expected to act on those parts. The parts are joined by sheet metal welding. Since, among the various processes of bridge manufacture, sheet metal welding requires many man-hours, eliminating sheet metal welding would be very effective in reducing the labor required for bridge manufacturing.

A longitudinally profiled and tapered plate is a steel plate handled by the roll, the thickness of which gradually changes as it is unrolled. Using such plates means that sheet metal welding work can be eliminated without increasing the weight of the steel.

There are other advantages to using longitudinally profiled and tapered plates in bridges besides economy. Using these plates is favorable in terms of fatigue characteristics, and also for the appearance of the bridge since there can be smooth variation in the form of a girder flange. This paper is an interim report on a study of applying longitudinally profiled plates to bridges.

1. はじめに

鋼橋製作の省力化工法として、鋼重増による鋼材費の増加と加工工数の低減を軸にかけた板継ぎ溶接継手の省略工法が採用されている。板継ぎ工程の作業ステージは——開先加工→板組立（エンドタブ取付け）→板継ぎ溶接→（反転）→板継ぎ溶接→エンドタブ切断→放射線透過試験→溶接角変形等矯正→（余盛仕上げ）→（幅再切断）——と非常に多く、板継ぎ工程が省略できれば、工程の省力化および工期短縮の効果は非常に大きい。

一方、板継ぎ溶接継手の省略は板継ぎすべき複数枚の材片の材質を統一するか、厚板で統一するかのいずれかの方法となり、後者の場合はかなりの鋼重増となる。

鋼重増は単に鋼材費の増加だけでなく、死荷重の増加により、橋脚等下部構造への影響および上部工のたわみ形状等に関する設計的な再照査も必要となる。そこで、設計上必要な断面力を確保すること、および製鋼技術が優秀で、品質管理体制の整った新日本製鐵㈱君津製鐵所で製作することを前提に、1ロールにおいて一定の比率で板厚が変化する鋼板（以後テーパー鋼板という）および1ロールにおいて異なる板厚をもつ鋼板（以後差厚鋼板という）を橋梁に適用することにより、著しい鋼重増を伴わない板継ぎ省略工法についての検討を行った。

本報では中間報告として、差厚鋼板に関する試験ロール迄の結果について報告する。

2. テーパー鋼板および差厚鋼板

ドイツおよびフランスにおいては1983年頃からティーパー鋼板の異形鋼板が橋梁に用いられており、1990年には3820Tが使用されたと報告されている。日本においては、1970年頃から造船用軟鋼において差厚鋼板が製造された実績がある。これらの差厚鋼板が造船において大々的に用いられることがなかったのは、差厚鋼板製造上のエキストラ（鋼材費増）と差厚鋼板を用いることによる製作上メリット（加工費の低減）とが、釣り合わなかつたためと考えられる。

最近では建設市場の国際化の動きに伴う内外価格差の論議が活発化してきており、鋼橋についても設計・製作（材料と加工）・架設を通してのトータルコストについて論議されるようになってきた。その中で、製作における省力化として板継ぎ省略が採用されてきているが、板継ぎ省略に伴う鋼材費の高騰がせっかくの製作上のメリットを低減していることになり、鋼重増を最小限に抑えられるだけでなく、使い方によっては鋼重減も期待できる異形鋼板、特にティーパー鋼板と差厚鋼板に注目し、㈱宮地鐵工所と㈱新日本製鐵とで橋梁適用への研究を行った。現在我々が検討している異形鋼板は、橋梁部材のフランジ、ウェブおよび縦リブ等に有用と思われるティーパー鋼板および差厚鋼板である。

図-1に種々の異形鋼板の側面断面図を示した。今回

* 千葉工場生産技術研究所長

** 千葉工場製造部生産技術課

は3段差厚鋼板の試験圧延を行い、3段差厚鋼板の板厚および形状特性と差厚部の機械的性質等の試験を行った。

図-2に差厚鋼板の製造工程を図-3に差厚鋼板の圧延方法を示した。

3. 3段差厚鋼板の試験ロール結果

(1) 3段差厚鋼板の形状および寸法

試験ロールした3段差厚鋼板の形状・寸法の仕様および実績を表-1に示した。

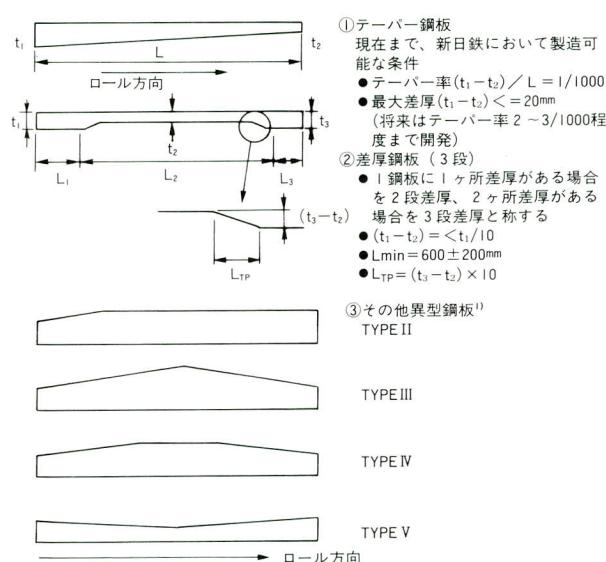


図-1 異形鋼板の種類

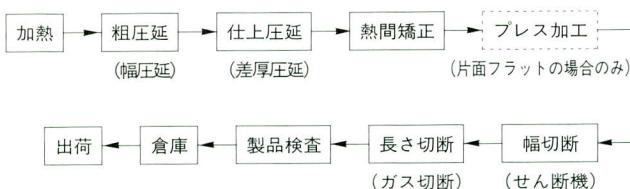


図-2 製造工程

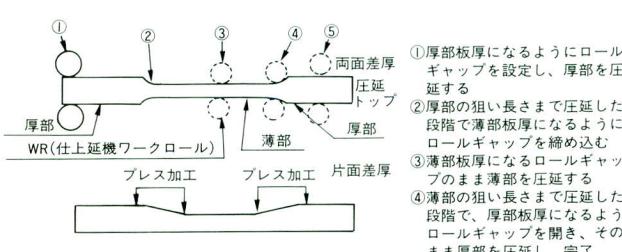


図-3 差厚圧延方法(IPAS 法)

差厚鋼板の圧延におけるロール方向の差厚部の位置精度は、圧延装置とコンピューターによる圧延速度およびロールギャップの圧延制御システムによって決まる。しかし、現状ではこの差厚位置に最も誤差が生じ易く、狙い位置に対して±200mm程度のバラツキを見ておくことが必要であり、差厚段数が多くなるほど、制御も難しくなり歩留まりも著しく悪くなる。従って差厚鋼板の差厚も多くて3段差厚程度が限度であり、差厚鋼板よりもテーパー鋼板を用いるほうが、異形鋼板エキストラも安く、かつ鋼材の歩留まりもよくなると思われる。

表-1 3段差厚鋼板の形状・寸法の仕様と実績

項目	仕 様	実 繫
材質	SM490A	SM490A
ロール鋼板全長	10,000mm	10,002mm
ロール鋼板幅	2,490mm	2,492mm
板厚 t_1 (トップ厚部)	24mm	23.9mm
板厚 t_3 (ボトム厚部)	24mm	23.7mm
板厚 t_2 (中央薄部)	21.5mm	21.7mm
長さ L_1 (トップ厚部)	$L_1 \geq 600$, 狹い800mm	875mm
長さ L_3 (ボトム厚部)	$L_3 \geq 600$, 狹い800mm	875mm
長さ L_2 (中央薄部)	$L_2 \leq \text{全長} - (L_1 + L_3)$	8,250mm
差厚部裏面平坦度 $\sigma/1\text{m}$	1.0mm以下	0~1.9mm

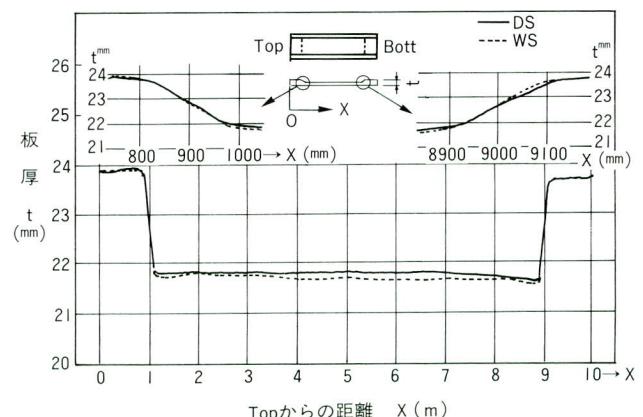


図-4 差厚鋼板板厚測定結果

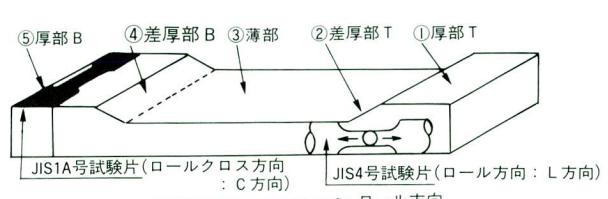


図-5 3段差厚鋼板引張試験片採取要領

(2) 3段差厚鋼板のロール方向の板厚測定結果

鋼板の両側端部をロール方向に20~50mmピッチで板厚の測定を行い、差厚部を含めた板厚分布状態を図-4に示した。両厚部および薄部とも、板厚公差はJIS規格の許容差を十分満足する状態であった。

(3) 3段差厚鋼板の機械的性質

差厚部を含めて、図-5に示す要領で引張試験片を採取し、引張試験を行った。試験結果を表-2に示した。差厚鋼板の厚部、差厚部および薄部とも規格を十分満足した。

(4) 3段差厚鋼板の硬さ試験

差厚鋼板の厚部、差厚部および薄部の断面マクロ試験片を用いて硬さ試験を行った。各位置での硬さ分布を図-6に示した。各位置において著しい差は認められなかつた。

表-2 3段差厚鋼板の引張試験結果

板厚/mm	試験片採取位置	試験形状	試験方向	降伏点(N/mm ²)	引張強さ(N/mm ²)	伸び(%)
SM490A 規 格	JIS1A号	C 方向	≥315	490~610	≥21	
24	①厚部T	JIS1A号	C 方向	384	540	29
	⑤厚部B			393	541	27
24	②差厚部T	JIS4号	L 方向	422	550	37
21.5	④差厚部B			423	552	37
21.5	③薄部			423	550	37

(5) 3段差厚鋼板のマクロおよびミクロ試験

差厚部の側断面マクロ写真を写真-1に示した。また写真-2に板厚1/4での厚部、差厚部および薄部の顕微鏡組織写真を示した。差厚部の板厚変化は非常に滑らかな状態であり、顕微鏡組織も良好であった。

4.まとめ

板継ぎ省略工法を積極的に採用し製作の省力化を計るとすると、従来は鋼重増による鋼材費の増加を伴うことになる。1枚の鋼材で断面変化が得られる異形鋼板、特にロール鋼板および差厚鋼板が採用できれば、板継ぎ工法の省力化効果は非常に大きくなる。

本報では、(株)宮地鐵工所と(株)新日本製鐵との共同研究である「ローラー鋼板および差厚鋼板の橋梁への適用研究」の中間報告として、試験ロールを行った3段差厚鋼板の特性についての報告をおこなった。ローラー鋼板およ

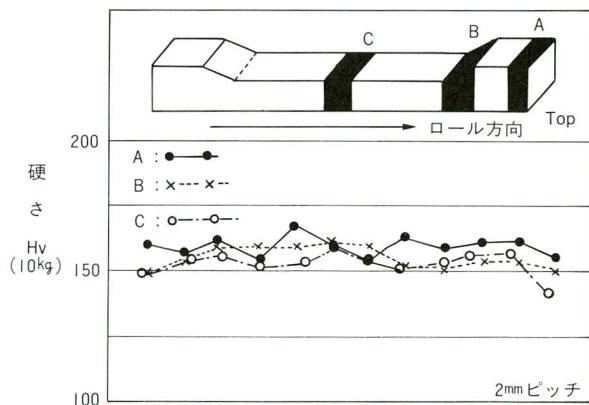


図-6 3段差厚鋼板の断面硬さ分布

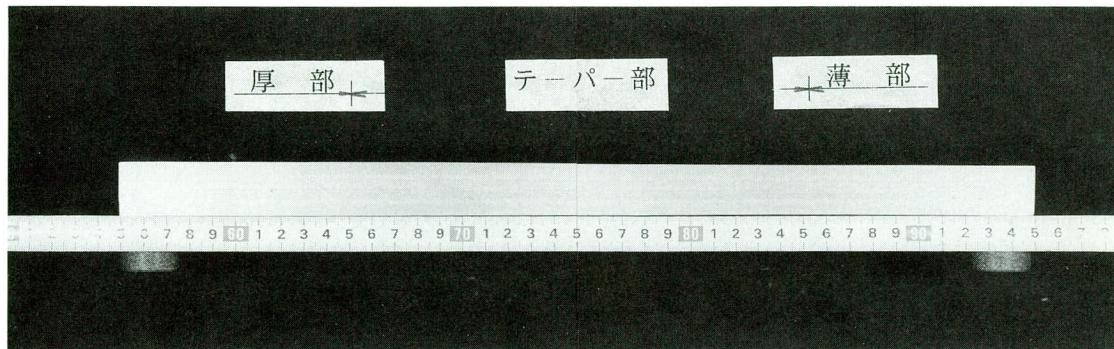


写真-1 差厚部縦断面マクロ写真

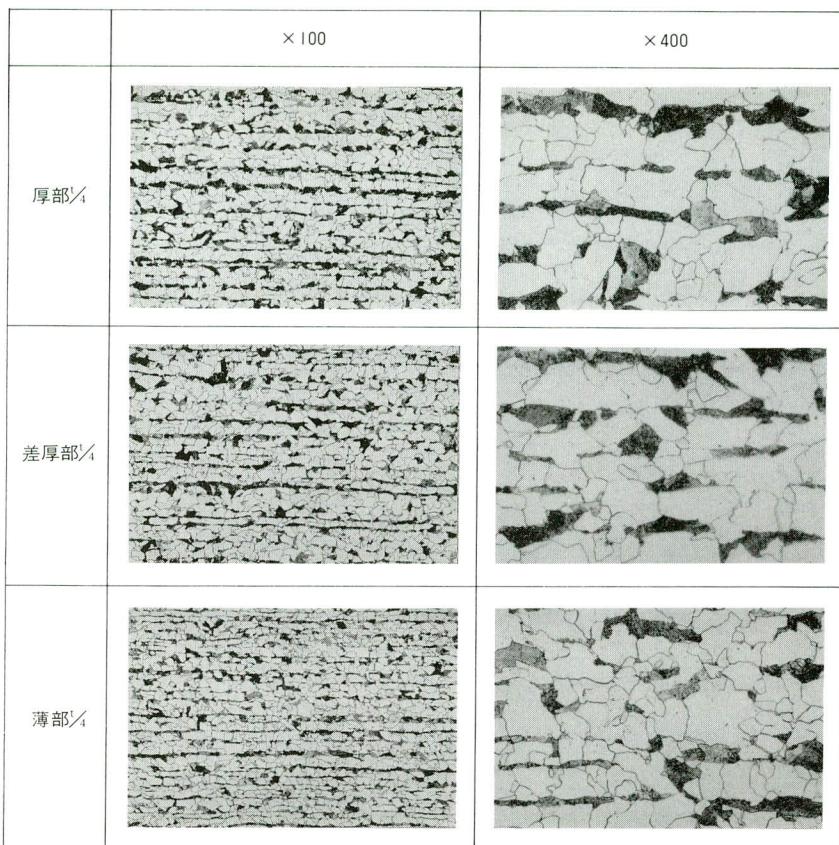


写真-2 3段差厚鋼板の顕微鏡組織写真

び差厚鋼板の橋梁への適用は非常に魅力があるテーマであり、異形鋼板の形状・寸法範囲の拡大、ならびに効率的な製造方法の改善と開発が期待される所である。

最後に、本研究に御協力を頂きました㈱新日本製鐵の関係各位に感謝の意を表する次第である。

〈参考文献〉

- 1) G.GARRIGUES, J.GRANBOULAN, J.MAZOU; A SMART PRODUCT FOR STEEL STRUCTURES: TAPERED STEEL ALSO LONGITUDINALLY PROFILED PLATES

1994.6.25受付

宮地技報 総目次 (No.1 ~ No.10)

「技報」の発刊に当たって 上前行孝 No.1

「卷頭言」著者

No.1	東京大学	伊藤 学
No.2	京都大学	山田 善一
No.3	北海道大学	渡辺 昇
No.4	大阪大学	福本 鳴士
No.5	東京大学	加藤 勉
No.6	東北大学	倉西 茂
No.7	埼玉大学	田島 二郎
No.8	京都大学	金多 潔
No.9	東京大学	奥村 敏恵
No.10	埼玉大学	西野 文雄

「技術評論」著者

No.2	小池 修二
No.3	村田 繁
No.4	高野 祐吉
No.5	中上 達生
No.6	小川 英信
No.7	浅野 茂
No.8	戸田 敏朗
No.9	富永 和嗣
No.10	高崎 一郎

研究

No.

I形断面の合成応力度の照査に関する一考察	鬼頭省吾	1
溶接継手の超音波探傷映像化方式実用化研究（その1）		
.....成宮隆雄・森下統一・浜野正義・大久保一樹	1	
全溶接大型部材製作方法について	長尾美廣・森下統一	1
トラス上弦材と合成した鋼床版の構造特性	能登有恒	2
逆台形箱桁の送出し架設時局部座屈に対する検討	太田貞次・吉川 薫・古市憲男	2
鉄筋ラチスを腹材とした横リブを有する合成立版の静的耐荷力試験		
.....高崎一郎・原 昭恵	2	
調質高張力鋼の溶接施工	成宮隆雄	3
58キロ耐候性調質高張力鋼の冷間塑性ひずみ脆化	鬼頭省吾・森下統一	3
コンピュータによる生産管理	笠谷典弘	3
塗膜塗込みのある高力ボルト摩擦接合面のすべり係数値	鈴木富雄	3
応急橋主桁の高力ボルト引張接合併用継手疲労試験		
.....鳥越弘行・清水功雄・佐藤 嶽	4	
高力ボルト摩擦接合継手の設計と耐力	成宮隆雄・百瀬敏彦	4
鍛安定化処理した鋼板の高力ボルト継手性能試験	伊東 孝・青木 清・百瀬敏彦	4
連続桁中間支点部の設計曲げモーメントに対する考察	高崎一郎・能登有恒	4
面外変形を有するトラフリブの力学的挙動	香掛清夫・鬼頭省吾・佐藤 嶽	4
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		
.....成宮隆雄・伊東 孝	4	
ウェブに腐食欠損を有する古桁の耐荷力試験	清水功雄・佐藤 嶽・林 兼生	4
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		
.....成宮隆雄・伊東 孝	5	
水平スチナとはリ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		
.....原 昭恵・宮坂睦夫	5	
極厚TMCP鋼の母材特性および溶接性の研究	田中一男・中野秀二・大月真一	5
箱桁全断面溶接による残留応力と溶接変形	鬼頭省吾・佐藤 嶽・梅津省吾	5
本州四国連絡橋大島大橋の耐風特性の検証	村上忠昭・金原慎一	5
合成片柱橋梁（QSCB）の静的載荷試験と疲労試験		
.....安本 孝・宮坂睦夫・佐藤 嶽	5	
鉄道古桁の補修・補強時の継手試験	伊東 孝・岩崎富雄・佐藤 嶽	5
水平スチナとはリ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2）	宮坂睦夫・原 昭恵・田中 浩	6
ダブルティッキを有する鋼床版合成トラス斜張橋（東神戸大橋）の力学特性に関する考察	興 守・佐藤浩明	6
極厚TMCP鋼の母材特性および溶接性の研究（その2）	田中一男・中野秀二	6
境界条件の変化と単独I桁の自重による不安定現象	能登有恒	6
支間中央に補剛アーチを有する桁橋の振動計測	上原 正・金原慎一	6
極厚SM58Q鋼を用いたボックス柱の溶接施工試験	田中一男・中野秀二	6
溶融亜鉛めっき箱桁橋梁の熱応力・変形に関する検討		
(川之江西ジャンクション橋の設計)	伊藤徳昭・土屋匡寛・磯上 洋	7
溶融亜鉛めっき箱桁橋梁の製作に関する検討とその成果		
.....鈴木富雄・青木 清・中塚勲夫	7	
溶融亜鉛めっき箱桁橋梁のめっき割れ防止に関する検討とその成果		
.....成宮隆雄・森下統一・林 文男	7	
大入熱溶接を用いたボックス柱角継手熱影響部の超音波探傷による欠陥特性		
.....中野秀二・田中一男・大月真一	7	
構造用に用いたステンレスクラッド鋼の施工試験		
.....中野秀二・鳴沢明雄・田中 浩	7	

開発

No.

薄鋼板を用いた新しい鋼・コンクリート合成桁	上前行孝・高崎一郎・原 昭恵・鬼頭省吾	1
縦リブを利用したずれ止め構造の耐荷力試験	高崎一郎・原 昭恵・鬼頭省吾	1
縦リブを利用したずれ止め構造の耐荷力試験（疲労試験）	高崎一郎・原 昭恵・鬼頭省吾	2
薄鋼板と鉄筋を併用した合成梁の特性について	高崎一郎・原 昭恵	2
道路橋床版ハンチ部の鋼製型枠の提案	高野祐吉・伊藤徳昭	2
埋込み式合成桁の構造試験	高野祐吉・原 昭恵	3
応急橋主桁の支圧およびピン接合継手試験	鳥越弘行・清水功雄	3
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		
.....成宮隆雄・佐藤利四郎	4	
合成型枠橋梁（QSCB）の開発と施工	安本 孝・佐藤利四郎・石井和夫	4
CADを用いた箱桁の設計システムの実用化	鳥羽勇造・太田貞次・吉川 薫	4
トラス橋に用いた12径間連続鋼床版縦構造の設計と施工	高橋 亘・引間 隆	4
鋼RC複合多径間ラーメン橋梁の提案	鳥越弘行・清水功雄	5
桁橋の製作情報作成システム	鬼頭省吾・堀井 猛・瀬戸雅規・栗山悦勇	6
軽量充てん材を使用した合成型枠橋の開発	太田貞次・宮坂睦夫・岩崎富雄	7
斜張橋架設時の精度管理システムの開発	能登有恒	7
橋梁用自走作業床の開発	清水功雄・有安輝夫	7
大空間構造物の建方に用いるブッシュアップ工法の開発		
.....足立之彦・中野和生・小池芳彦・西垣 登	7	
直交型ロボットによる裏波板継ぎ溶接システム		
.....田中 浩・田中一男・鳴沢明雄・大月真一	8	
光学式3次元座標測定システムの開発	小出勝雄・下村時則・大場隆和・森下統一	8
断面部品のCL-DATA作成プログラムの開発		
.....鬼頭省吾・堀井 猛・下村時則	8	
大空間屋根鉄骨建方新工法（ペアロックジャッキシステムによる		
.....西垣 登・相澤達也	10	
塩水噴霧試験装置を使用した硬質ウレタンの防食効果検証実験		
.....太田貞次・石川信隆・鯉淵芳伸	10	
ひずみゲージによる測定値の変動に関する基礎実験	高橋秀幸・百瀬敏彦	7
ウレタン充填鋼・コンクリート合成構造の基本性状実験		
.....太田貞次・高橋秀幸・吉川 薫	8	
二重鋼製構造物への締固め不要コンクリートの充填実験と強度試験		
.....清水功雄・太田貞次・古市憲男	8	
極厚TMCP鋼の母材特性および溶接性の研究（その3）		
.....中野秀二・田中一男・大月真一	8	
レーザ切断材の疲労強度に関する基礎研究	百瀬敏彦	8
防水型引張ボルト継手構造の各種試験	鳥越弘行・太田 亘	8
硬質ウレタンを充填した鋼・コンクリート合成梁部材の衝撃応答特性に関する実験的研究		
.....太田貞次・高橋秀幸・石川信隆・園田佳臣	9	
最近の高張力鋼強度化方法とHT80について	成宮隆雄・青木 清・百瀬敏彦	9
大入熱溶接を用いたボックス柱角継手熱影響部の超音波探傷による欠陥特性		
(その2) 引張強度への影響		
.....中野秀二・田中一男・大月真一・百瀬義明	9	
FR鋼の母材特性および溶接性の研究	大月真一・鳴沢明雄・中野秀二	9
高力ボルト溶接併用継手における高力ボルトに対する溶接の影響		
.....鳴沢明雄・中野秀二・大月真一	9	
溶接構造による枕木受金具の疲労状態	古市憲男・高橋秀幸	9
バラボラトラス機構に関する基礎的実験と考察	吉川 薫・清水功雄	10
予熱低減型HT780を用いたトラス弦材の製作（明石海峡大橋補剛桁上弦材		
バイロットメンバー製作施工試験		
.....森下統一・百瀬敏彦・村上貴紀・瀬木純一	10	
鋼桁とRC橋脚剛結構の研究（第一報）	清水功雄・鳥越弘行	10
舗装面を連続させた道路橋伸縮継手のプレキャスト化に関する研究		
.....太田貞次・杉山俊幸・深沢泰晴	10	
大入熱溶接を用いたボックス柱角継手熱影響部の超音波探傷による欠陥特性		
(その3) 正負繰り返し載荷実験		
.....中野秀二・田中一男・大月真一・百瀬義明	10	
橋梁製作における大型CNCライス汎用機と端面切削等の精密加工	矢崎 満	10
橋梁製作の省力化対策——テーパー鋼板および差厚鋼板の橋梁への適用（その1）		
.....成宮隆雄・百瀬敏彦	10	

宮地技報 総目次 (No. 1 ~ No. 10)

報告

No.

調質鋼を用いたトラス弦材の疲労を考慮した製作	成宮隆雄・中塚勲夫・百瀬敏彦	1	
大鳴門橋の1A・ケーブルアンカーフレーム据付工事	ならびに、ケーブル架設工事の概要	後藤隆二	1
大鳴門橋補剛桁架設工事の基本計画概要	高崎一郎・佐藤義夫・太田武美・後藤隆二	1	
桜川橋被災主桁の健全度調査	宮坂睦夫・中島完二・高橋正・中野秀二	1	
下津井瀬戸大橋(1A)トンネルアンカーフレームの施工	西垣登	1	
桜橋の現場施工	清水功雄・林兼生	1	
斜張橋形式の五所川原市水道橋工事報告	久保田幸男・清水功雄	1	
四面陸上橋工事報告	鳥羽勇造・神田孝男	1	
神慈秀明会滋賀の神苑の鉄骨製作と現場施工	宮坂睦夫・有沢一民・菅井衛	1	
異機種端末間の公衆回線オンラインシステムの実用化	小出勝雄	2	
溶融垂鉛めっき橋の施工試験	鎌田幸二・青木清・杏掛靖夫	2	
本州四国連絡橋工場塗装の管理	笠谷典弘・鈴沼弘雄・川名英雄・松浦耕	2	
広幅平鋼の溶接性試験	田中一男・高橋正	2	
シングポールの円筒形超高層ビル鉄骨の製作	長村隆至・柳沢聰・田中浩・小松秀隆	2	
ケーブル式架設にロックアンカーを使用した施工例	木越俊夫・阿部幸夫	2	
超速硬コンクリートによる床版全面打替工事	清水功雄・渡辺智三	2	
東北・土越新幹線、埼京線新河岸川橋梁の施工	阿部毅・菅井衛	2	
一括吊込式架設工法による新幹線こ線橋の架設	松本泰成・浦田保	2	
斜張橋の架設形状管理システム	能登有恵	3	
道路、鉄道併用トラス橋の設計	高橋亘・引間隆	3	
高力ボルト耐力点工法の施工	有安輝夫・西垣登	3	
水中硬質地盤での支保工用基礎杭の施工	渡辺智三	3	
固定アーチ橋の架設	長谷山翼・関利夫	3	
高層祈念塔の補修工事	長谷川宜宏・秦孝	3	
エアスピニングによるケーブル架設施工	池田博司・中村洋一	3	
本四橋補剛トラスの面材縦積による海上輸送	松本義弘・永井吉彦	3	
鉄骨自動製図システム	有沢一民・中島完二・望月敏嗣	3	
ロボットによるボックス柱厚板ダイヤラムの溶接施工	田中一男・千葉正幸	4	
鉄骨構造VEマニュアルの作成	池田拓司	4	
本州四国連絡橋大島大橋補剛桁の設計	小坪毅・金原慎一・興守	4	
本州四国連絡橋大島大橋補剛桁の製作	杏掛靖夫・鈴木富雄	4	
本州四国連絡橋大島大橋補剛桁の架設	南出範雄・清宮昭夫・太田武美・松田真次	4	
下津井瀬戸大橋補剛桁の設計	安本孝・宮崎好永・柴山隆義・井上雅夫	4	
下津井瀬戸大橋補剛桁の架設	滝戸勝一	4	
保津川上路アーチ鉄道橋の架設	松本泰成	4	
ロボットによる鉄骨柱大組接システム	田中一男・千葉正幸	5	
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」	成宮隆雄・伊東孝	5	
複雑な曲面を持つ大スパン空間構造の鉄骨(東京体育馆)の製作検討	鳴澤明雄・清沢勝登・高嶋隆志	5	
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	久保田幸男・木越俊夫・松本泰成	5	
新幹線盛土区間における架道橋の急速施工	菅井衛・藤居正裕・桑原浩樹	5	
遊歩道に用いた鋼製浮体の設計・製作・架設	杏掛靖夫・有安輝夫・関利夫	5	
プレーストリップアーチ橋(奥多摩橋)の床版補修設計	高橋亘・梅津省吾	5	
耐候性鋼材を使用した橋梁の経年調査	佐藤徹・高橋秀幸・横田浩	6	
腐食の進んだトラス橋床組の補修	梅津省吾・宮沢智明・長堀正幸	6	
三重らせん形状をした水戸芸術館展望塔の建方	大友勉・西垣登	6	
複雑な曲面を持つ大スパン空間構造の鉄骨(東京体育馆)の鉄骨建方	内藤章吾・美頭民二	6	
東京外かく環状道路南浦和跨線橋の架設	菅井衛・寺田喜昭・泉文也・佐直信次	6	
パイプアーチ構造をしたゴルフ場防球ネットの施工	清宮昭夫・植木剛正・小林紀夫	6	
長支間ニールセン橋(川津大橋)の設計と施工	星野実・阿部幸夫・河西龍彦・能登有恵	7	
3径間連続鉄道併用トラス(関西国際空港連絡橋)の大ブロック架設	阿部毅・後藤隆二	7	
フーチング一体型の大型鋼製橋脚(関西国際空港連絡橋)の製作と組立	鈴木富雄・川名英雄・佐藤利四郎	7	
交通開放下での橋梁架設工事	興守・池田博	7	
道路併用水管橋(菊池川水管橋)の架設	松本泰成・寺本義次	7	

交通開放下でのプレキャスト床版を用いた床版取替工事	高口寛之・林兼生	7
電子ファイリングシステムによる技術資料データベースの作成と管理	鳥羽勇造・佐藤浩明・岩崎初美	7
景観を考慮した曲線Y橋脚(東京湾横断道路P7橋脚)の設計と製作	青木清・小坪毅・佐藤利四郎・土屋匡寛	8
ニールセン橋(川津大橋)の架設時の精度管理	能登有恵・山下久生	8
有明コロシアム大屋根架設工事	西垣登・秦孝	8
NHK千代田放送所鉄塔解体工事	菅井衛・吉川公章・越中信雄	8
金町立体高架橋の施工	関利夫・佐藤純二・滝戸勝一	8
宇都宮DTF共同ビル通信塔工事	内藤章吾・美頭民二	8
パソコンLANによる設計の効率化について(その1)	鳥羽勇造・佐藤浩明・大場隆和・菅原久志	8
斜角を有する鋼箱桁の支点反力分配	金原慎一	9
斜張橋(新万代橋)の架設時の精度管理	能登有恵・山下久生	9
福岡ドーム開閉式屋根鉄骨架設工事	西垣登・野垣正幸	9
鉄筋コンクリート床版から鋼床版への架替工事	宮沢智明	9
東京湾連絡橋台場海上部工事・架設工事	清宮昭夫・柿沼茂夫	9
千葉工場大ブロック浜出し実績	岡四郎	9
当社の長大橋建設の技術とその歴史	安本孝・栗田裕之・鈴木松雄	10
鶴見航路橋(仮称)の設計と架設	高橋亘・渡辺智三・柴山隆義	10
鶴見航路橋(仮称)の工場製作	川名英雄	10
曲面部材断面を持つニールセン橋(辰巳新橋)の設計と架設	阿部正彦・越中信雄・日沢恭助	10
曲面部材を持つニールセン橋(辰巳新橋)の製作	成宮隆雄・沢季彦・森下統一・引間隆	10
景観を考慮した曲面部材の数値化	鬼頭省吾・萩原勝世・蒲山泰明	10
鋼床版トラフリフの疲労損傷に対する補修・補強・杏掛靖夫・佐藤徹・伊藤幹雄	10	
斜張橋(宮本橋)の架設時の精度管理	能登有恵・山下久生・山田豊	10
跨線橋に用いた合成床版橋の急速施工	清水功雄・松村幹夫	10
長支間単純鋼床版箱桁ウェストプロムナード橋(仮称)の送り出し架設	安中順策・菅井衛・秦孝・佐直信次	10
箱げた(渡利大橋)の斜吊り架設	星野実・阿部幸夫	10
成田地区テレビ中継放送局設置工事	長谷川宜宏	10

紹介

No.

BASICからFORTRANへの変換支援プログラム	金原慎一	1
大鳴門橋補剛桁架設工事の施工概要	太田武美・後藤隆二	2
新しい溶接工法・ミグトレインおよびリレーオート	百瀬敏彦	2
鋼橋製作における自動化システムの実用化例	成宮隆雄・青木清	2
シングポールのキャベナ橋	高崎一郎・清水功雄	2
ボックス柱自動生産ラインの実用化	田中一男	3
鋼床版箱桁を上弦材としたトラス構造	柴山隆義	4
鋼床版における横リブのスカラップに着目した疲労実験	金原慎一・高橋秀幸	9
MT橋一般図自動作画システムの紹介	下村時則・菅原久志	9

編集後記

ようやく第10号発刊のはこびとなりました。

本号の巻頭言は埼玉大学の西野先生から、我々を取り巻く社会背景・環境の問題について、技術者としての姿勢に対して御教示いただきました。10年目という一つの節目の号にふさわしい内容の御言葉をいただき、大変有難く、誌面を借りまして厚く御礼を申し上げます。

「宮地技報」も創刊から10年が経過したわけですが、コンピューターに代表されるように、この間の技術の進歩には目を見張るものがあります。このような時代の中で、新しいものにチャレンジせず、既往の技術でできることだけをやっていたのでは時代の流れに取り残されてしまいます。「技報」は単なる報告書ではなく、今後の新しい技術を生み出していく上での基礎となるもの、情報源となるものです。そのため、「技報」を出すには相当な労力が必要となります。これからも続けていかなくてはなりません。第20号が出る頃は21世紀になっています。21世紀を良くするのも悪くするのも、科学技術の進む方向にかかっていると思われます。第10号の発刊に当たり、もう一度初心に戻って、宮地グループの技術の進歩とともに「技報」もより良いものにしていきたいと考えています。

技報編集委員会

委 員 長	高 野 祐 吉			
副 委 員 長	高 崎 一 郎	三 木 茂 喜		
委 員	伊 木 達 治	太 田 貞 次*	小 出 勝 雄	
	清 宮 昭 夫	坪 井 幹 男	中 島 善 郎	
	鳴 沢 明 雄	能 登 宥 愿	長 谷 川 宜 宏	
	松 本 泰 成	宮 崎 好 永	森 下 統 一	
事 務 局	小 林 裕 輔	佐 藤 徹	永 見 研 二	

*印 事務局兼務

宮地技報 第10号

発行日 平成6年12月20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(3639) 2111(代)

印刷所 三好印刷株式会社