



明石海峡大橋

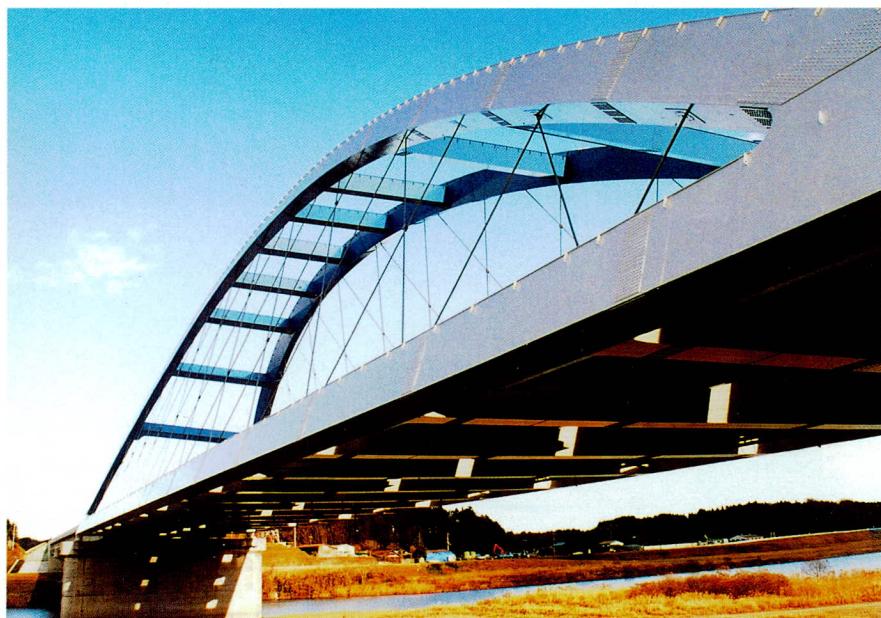
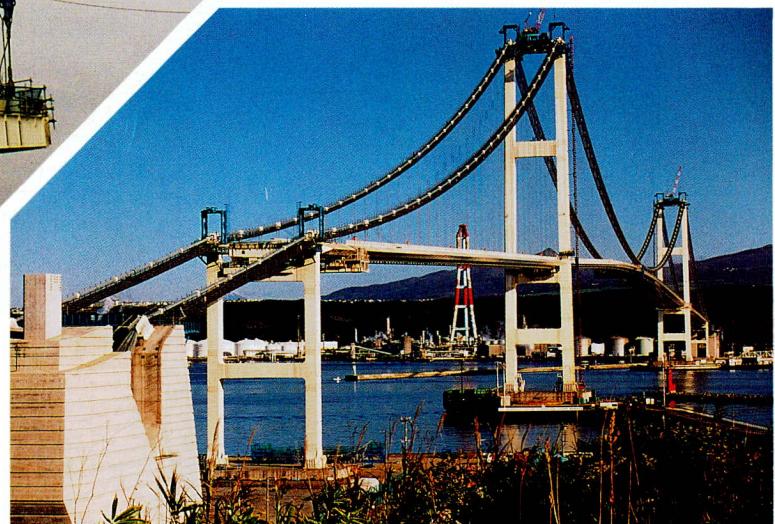
発注者 本州四国連絡橋公団
型式 吊橋
橋長 3,910m
幅員 30m
鋼重 193,000t
路線 一般国道28号
所在地 兵庫県神戸市～津名郡淡路町
竣工 平成10年3月（予定）
説明文 P44





白鳥大橋

発注者 北海道開発局
型式 吊橋
橋長 1,380m
幅員 14.25m
鋼重 23,260t
路線 一般国道37号
所在地 北海道室蘭市
竣工 平成9年3月（予定）
説明文 P70



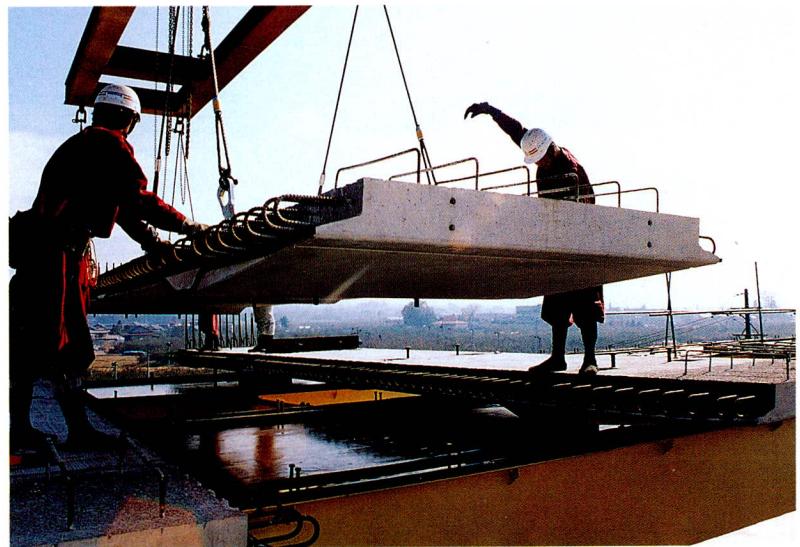
鳴瀬奥松島大橋

発注者 東北地方建設局
型式 ニールセン系ローゼ桁、
二径間連続鋼床版箱桁、単純鉄桁
橋長 410.5m（上り線）
415.0m（下り線）
幅員 19.5m
鋼重 3,799t
路線 一般国道45号
所在地 宮城県桃生郡鳴瀬町
竣工 平成7年3月
説明文 P29



八木沢高架橋

発注者 日本道路公団
型 式 四径間連続箱桁
橋 長 261m
幅 員 21.8m
鋼 重 1,970t
路 線 上信越自動車道
所在地 長野県三夏坂市
竣 功 平成 7年 2月
本文 P4・P153参照



深戸橋

発注者 日本道路公団
型 式 上路アーチ桁
橋 長 206m
幅 員 10.4m
鋼 重 968t
路 線 東海北陸自動車道
所在地 岐阜県郡上郡
竣 功 平成 7年11月
説明文 P58



東京湾横断道路橋

発注者 東京湾横断道路株式会社

型 式 多径間連続鋼床版箱桁

橋 長 4,384.4m

幅 員 22.9m

鋼 重 54,500t

路 線 一般国道409号

所在地 神奈川県川崎市～
千葉県木更津市

竣工 平成10年3月（予定）
説明文 P53

東京湾横断道路橋
航路灯点検車



北浦大橋

発注者 茨城県

型 式 ランガー桁、連続鉄桁

橋 長 1,295.8m

幅 員 11.7m

鋼 重 2,924t

路 線 一般県道荒井麻生線

所在地 茨城県鹿島郡大野村～
行方郡麻生町

竣工 平成7年

本文 P100参照



名港中央大橋

発注者 日本道路公団
型式 三径間連続斜張橋
橋長 1,170m
幅員 37.5m
鋼重 38,700t
路線 伊勢湾岸道路
所在地 愛知県名古屋市
竣工 平成9年3月（予定）
本文 P128参照



荒川河口橋

発注者 関東地方建設局
型式 二径間連続鋼床版箱桁
橋長 1,350.5m
幅員 31.3m
鋼重 14,700t
路線 一般国道357号
所在地 東京都江戸川区
竣工 平成6年
本文 P106参照

ウエストプロムナード橋

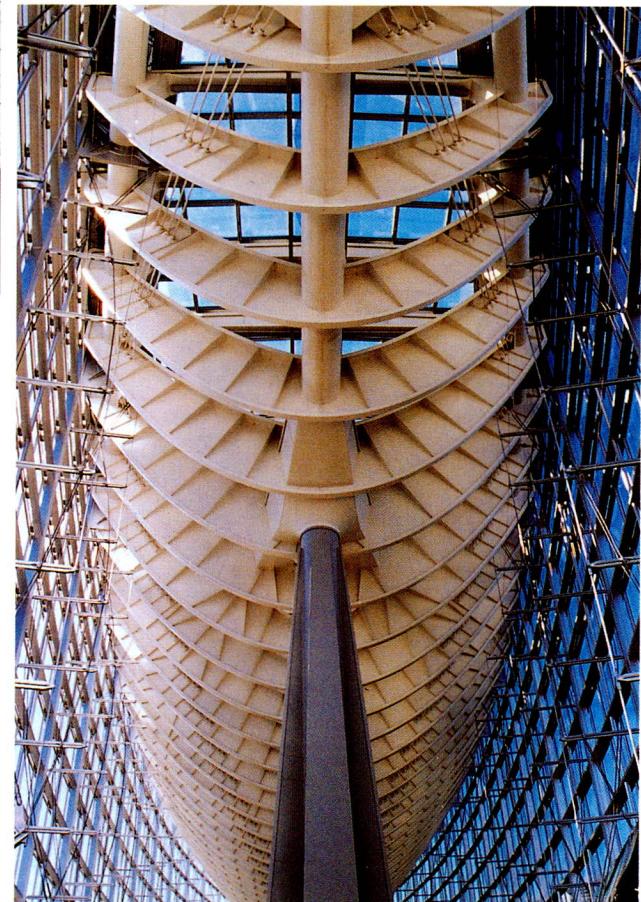
発注者 東京臨海副都心建設
株式会社
型式 単純鋼床版箱桁
橋長 114m
幅員 20m
鋼重 1,735t
所在地 東京都港区～江東区
竣工 平成6年
説明文 P99





東京国際フォーラムガラス棟

施主 東京都
設計 ラファエルヴィニオリ建築士事務所
施工 大林・鹿島・安藤・錢高・五洋・藤木・森本・
地崎・勝村・建設共同企業体
構造 基礎：直接基礎
地下：RC 造 3 階
地上：鉄骨造 11 階塔屋 1 階
鋼重 13,000t
工期 平成 5 年 5 月～平成 7 年 8 月
本文 P54・P59参照



中部電力鰐南独身寮

施主 中部電力株式会社
発注者 中部電力株式会社
設計 中部電力株式会社
構造 鉄骨造、地下 1 階、地上 12 階
鋼重 1,100t
工期 平成 5 年 4 月～平成 6 年 2 月
説明文 P152

ビーコンプラザ、グローバルタワー

施 主 大分県

設計監理 株式会社磯崎新アトリエ

大分県土木建築部中核施設建設室

施 工 大成建設・菅組・和田組共同企業体

構 造 鉄骨造、H=125m（最高高さ）

鋼 重 約1,000t

所在地 大分県別府市

本文 P71参照



ナゴヤドーム

施 主 株式会社ナゴヤ球場

監 修 三菱地所株式会社

設 計 株式会社竹中工務店

施 工 竹中工務店・三菱重工業共同企業体

屋根構造 鉄骨造、単層ラチスドーム構造

工 期 平成6年8月～平成9年2月

(中日新聞社撮影、

屋根鉄骨10,300t リフトアップ前)

説明文 P77



静岡県庁舎別館

施 主 静岡県

発注者 大林・木内・イハラ・特定建設工事共同企業体

設 計 株式会社梓設計

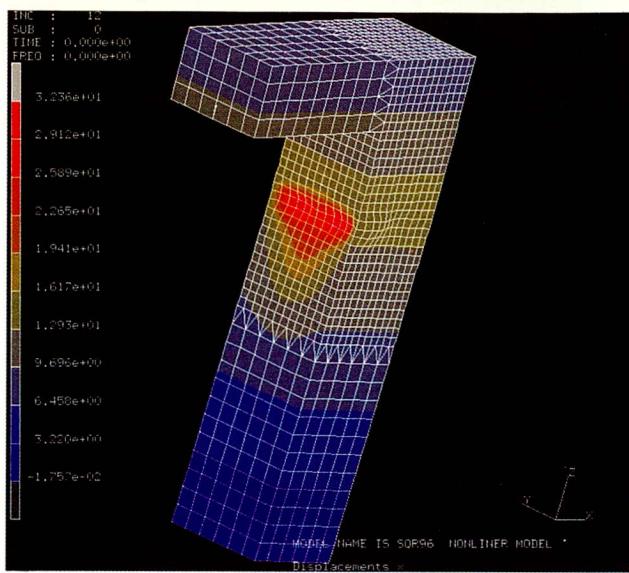
構 造 鉄骨造、地下2階、地上22階

鋼 重 5,700t

施 工 宮地他5社

工 期 平成6年1月～平成7年11月

説明文 P99

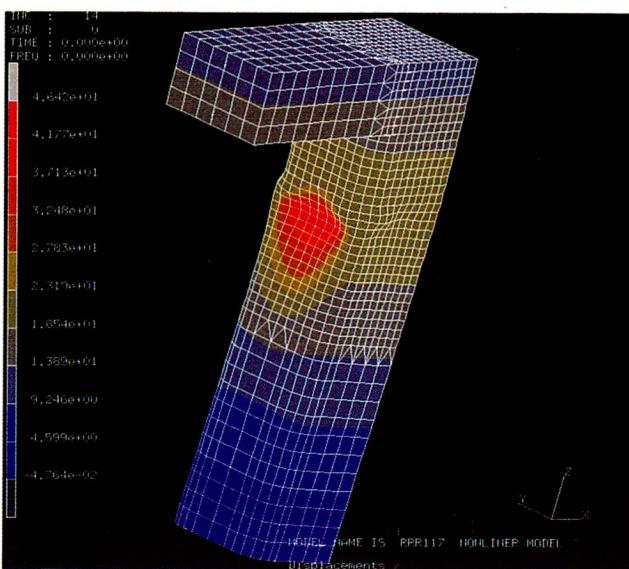


各種橋脚断面形状の耐荷力の解析

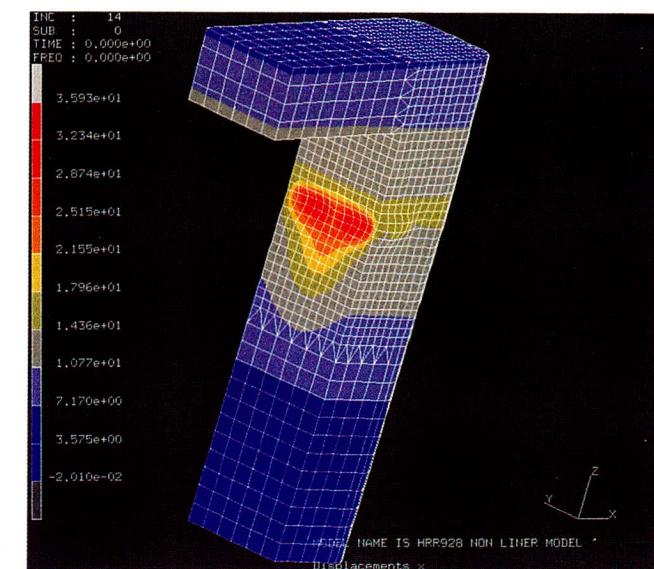
鉛直・水平荷重を載荷したときの崩壊時の変形（形状）と X 方向〔梁方向〕変位（着色）

本文 P13参照

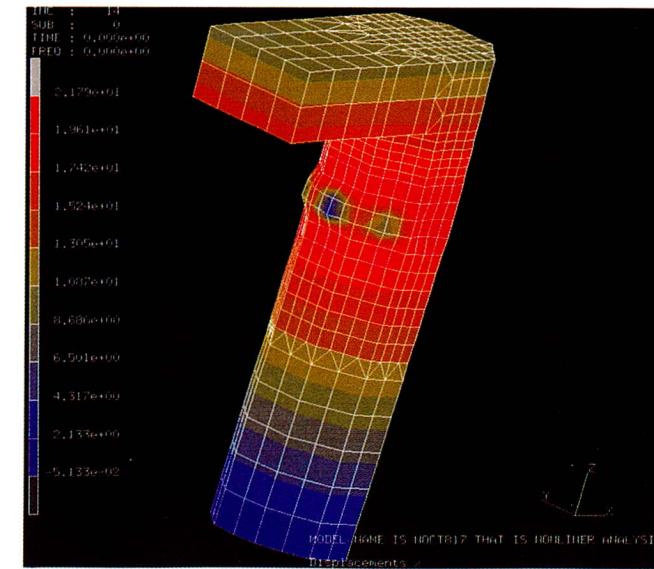
矩形断面



梁側二隅円弧付き断面



梁反対側二隅円弧付き断面



八角形断面

卷頭言

規制緩和と橋梁技術

大阪大学教授 堀川 浩甫

昨今の景気低迷の打開策の一つとして、また貯め過ぎた貿易黒字の解消策の一つとして、規制緩和が叫ばれている。政府にあっても「規制緩和推進計画」を平成7年3月31日閣議決定した。

その具体策の一つとしてJISの国際整合化(ISO(注1)への整合)を5ヶ年で実施することが盛り込まれ、後に3ヶ年に繰り上げられている。

整合化の手法には次のようなものがあるとされている。

手法I: JISを改正し、ISOと一致させる。

手法II: ISOをJISの一部として採用する。

手法III: 既存のJISの他にISOをJIS化する。

手法IV: JISをISOに提案する。

手法V: JISを廃止する。

手法IVが好ましいのは論を待たないが、3ヶ年でJISをISOすることは事実上不可能である。

手法II、手法IIIは一つの「もの(物、者または行為)」に複数の規準が存在し、「易きに流れ」最終的には「悪貨が良貨を駆逐する」ことにならうが、過渡期の混乱も避けられない。

結局、手法Iに依らねばならないが、どうしても一致させることができない時の最後の手段が手法Vである。

このことは今後、ISOと整合しないJISを制定することは出来ず、ISO制定作業において我が国の技術状況を織り込ませ、それをJISとしても採用することになる。このためには技術の優劣を競うばかりではなく、同調者を増やす努力も必要であり、このことはビデオにおけるVHSとベータとの例でも明らかである。

ところでWTO/TBT協定(注2)によれば次の例外が認められている。

①国家の安全保障上の必要

②詐欺的行為の防止

③人の健康もしくは安全の保護

④動物または植物の生命、健康または生育の保護、環境の保全

⑤気候その他の地理的原因

⑥基盤的な技術上または社会基盤上の問題

我が国は地震国であり本年1月にも兵庫県南部地震により多大の被害を被ったところであるが、地震は適用除外の理由とはならない模様である。なぜなら、大地震は我が國のみならずアメリカのカリホルニアからメキシコ、北イタリアからユーゴ、トルコにかけての一帯、さらにはインドネシア、フィリピンにも多大な被害をもたらしており、技術にはこれらの国々と区別されるべき根拠がないからである。むしろ、我が国は世界に共通の基準作りの中核たるべきことを期待されている。

社会基盤上の問題として自動車の左側通行、右側通行が上げられるかもしれない。

現在、左側通行を採用しているのは我が国とイギリスおよびその影響下にあるオーストラリア、インドなどである。しかし、ドーバー・トンネルの開通により何時まで左側通行でいられるか疑問である。自動車に開放されていない1995年の時点でもフェリーに乗ってフランスからイギリスに来た観光バスでは高齢者がセンターライン側から昇降するのを見、ロンドンの日本人小学校のパリ修学旅行の見学地は駐車場の完備された箇所に限られたと聞く。イギリスが右側通行になれば我が国は世界の孤児となり、左側通行を採用していること自体が貿易障壁と見なされるかもしれない。

話が替わるが、スウェーデンの企業が80キロ鋼をずいぶんと安値で売り込みに来たことがあった。現在の本州四国連絡橋公団の80キロ鋼の基準は筆者の昭和48年の試案(注3)がベースとなっている。この件につきスウェーデンの関係者と突込んだ議論をした。彼らが言うには「本四基準並の80キロ鋼を製造し相当の価格を付けているが、北海向けであり瀬戸内のようなマイルドな土地にはいかがであろうか」と。昭

和48年当時としては、鳥山のガスホルダーの低温割れ、千葉と徳山における圧力容器の脆性破壊など相應の根拠のもとで提案している。しかし、その後すでに30余年を経過している。この間の関連技術の進歩は少なくない。

- ①鋼材の清浄度の向上
- ②ガスシールド溶接の採用や容材の極低水素化
- ③サイリスタやインバータなど溶接電源の発達
- ④超音波自動探傷に代表される検査技術の向上

これらの技術の発展が橋梁のコストにどのように反映しているのだろうか？高速道路の通行料金も国際競争力の足を引いていると言われると、顧みることも無駄ではあるまい。

注1) ISO は International Organization for Standardization の略であるが、ここで制定される規格である International Standard が例えば ISO 9000-1 : 1994 のように表記されることから規格を指すこともある。

また、電気に関連する規格は IEC : International Electrical Committee に依っているが、ここではこれらを総称して ISO と記述している。

注2) WTO/TBT 協定とは、World Trade Organization(世界貿易機構)の Technical Barrier Treatment (貿易の技術的障害に関する協定)のこと。

注3) 昭和47年度「本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書」別冊4 「鋼上部構造用鋼板の所要性能」 pp103-104、土木学会48年3月刊

技術評論

取締役 成宮隆雄

この度、宮地技報の技術評論の原稿依頼を受けてから創刊号以後の各刊の巻頭言と技術評論を読み返してみた。創刊以来10年近い年月が流れているが、その間橋梁・鉄骨等の鋼構造物の設計、製作および架設の合理化による生産性および品質向上、鋼橋を取り巻く技術的課題について多くの貴重な意見が述べられており、これらは現在においても古くて新しい、重要なテーマである。

一方、鋼橋・鉄骨を取り巻く社会的、経済的環境は10年前に比べて著しい変貌を遂げている。

バブル崩壊に伴う鉄骨市況の壊滅的な状況、増税論議から派生した内外価格差と公共建設費の縮減、建設業の海外参入と入札制度の改革、建設業におけるISO9000シリーズ導入検討および鋼橋の積算体系の改善等々目まぐるしい変化が見られている。

本紙創刊号の巻頭言で伊藤 学先生が「鋼構造物に関しては、われわれは諸外国の鋼構造技術者が羨む環境に置かれてきました。国情によるとはいえ、短径間の橋、低層の建築にさえこれ程の鋼構造が使われている例は先進諸国にも見当たりません。」「このような状況のもとでも、他の工学分野と同じく、技術の面でも国際化は時代の流れもありますし、必要なことだと思います。日本には随分と優れた技術があるようだがその実態はよく分からぬといった状況では、いざというとき何らかの摩擦を招きかねませんし、また、そのような優れた中身を分かってもらっていれば、いざというとき、われわれにとって大きなプラスになるのではないかでしょうか。」と述べられていた。バブル崩壊は別として、正にこの10年間は国際化にまつわる変貌に直面しており、図らずも伊藤先生の危惧が現実となってしまった。

第2号においては、山田善一先生が1985年9月のメキシコ地震（マグニチュード8.1）により、RC構造の近代的建築物が地震動との共振により崩壊し、死者、行方不明者1万人に近いことを報告され、その中で、鋼構造の弹性設計における重量軽減第一という設計法（「あえて設計思想とはいわない」と断っておられる）での鋼構造物は地震のような大きな荷重の繰り返しに対して、座屈などによって、考えられているような「ねばり」がなく、鋼構造物は地震に強いという神話が崩れかけている、と警鐘を鳴らしておられた。その後1994年のノースリッジ地震（マグニチュード6.8）では高速道路のRC高架橋の崩壊および鉄骨構造物の損傷等が起こり、特に鉄骨の柱・梁接合部の「ねばり」の無さが問題とされ、構造技

術協会、研究機関、大学および国、州の共同体制で諸問題の解決に当たっている。当時、日本国内においてはこの程度の地震では橋、ビルの崩壊は起こりえないと言われていた。しかしながら、1995年1月17日の阪神大震災によりあらゆる神話が脆くも崩れさったのは周知のとおりである。

第3号では、渡辺昇先生が、鋼橋に鉄筋コンクリート床版を用いることを止めて、鋼床版またはコンクリート合成鋼床版を用いることを推奨している。そして鋼床版構造を普及させるためには、①鋼床版の最適設計により、コストを下げるこ ②施工法と耐久性をもった舗装・防水工の開発 ③鋼床版プレートガーターの標準設計化 ④耐候性鋼板の黒皮つきの裸使用 ⑤コンクリート床版の打替え用の安価なパネル式鋼床版の開発 ⑥鋼床版橋のメリットの発注者へのPR 等々に力を入れるべきであると、我々を鼓舞して下さっている。

筆者も10数年前から今後は鋼床版こそが、鋼橋の生きる道と考え、鋼床版の現場溶接施工法、超音波自動探傷法および鋼床版パネルの自動組立・溶接施工法に取組んできた。さらに、鋼床版のデメリットとなっている耐錆性の問題および疲労損傷の防止とメンテナンスの簡便化等に力を注いでいきたいと思っている。

第4号では福本勝士先生がこの頃の(社)日本橋梁建設協会での「鋼橋の設計・製作合理化検討委員会」（故上前行孝委員長）の活動について触れ、その成果を期し、「中小スパン鋼橋のカムバック」を果たすために、材料、設計法の見直し、製作法、架設、維持管理などの面でのブレークスルー（技術突破）が必要であり、この機会を逃がせば主役の座へのカムバックは単に夢物語に終わるだろうと示唆された。残念ながら、カムバックどころか1994年にはコンクリート橋と鋼橋の発注総額は完全に逆転したと見られている。

現在のように技術、経済、政治や社会現象が複雑に絡み合っている状態では、将来を予測することは難しいことではあるが、この中でも先人達はそれぞれの分野の動向や兆候から、将来への問題点を見事に予測している。「現在は過去の結果であり、未来は過去を基盤とする。」と言われているが、混沌とした現在の技術の世界での発想の転換も過去を知り、分析することにより可能となり、これにより鋼橋および企業のサバイバルにおいても新しい道が切り開けるのではないかと思われる。

RC プレキャスト床版の耐荷力および耐久性試験

Loading and Durability Tests of RC Precast Slab

佐藤 徹^{*1} 清水 功雄^{*2} 高橋 秀幸^{*3}
Toru SATO *Isao SHIMIZU* *Hideyuki TAKAHASHI*

Summary

Development of precast slabs is being carried out, since this type of slab is advantageous from the stand point of saving of labor on the construction site.

This paper describes the structural performance of RC precast slabs and the results of static, dynamic and travelling vehicle loadings in order to adopt the practical applications.

1. まえがき

近年の建設事業においては労働者の不足や高齢化が問題となっており、その対策の一つとして労働環境改善や作業の合理化・省力化が進められている。鋼橋工事においては、特に型枠工・鉄筋工などの熟練作業者を大量にかつ長期にわたって必要とする鉄筋コンクリート床版施工について、プレキャスト化などにより省力化を行うことが効果的であると考えられる。

これまでのプレキャスト床版の施工事例では、ポストテンション方式によるプレストレス導入によって接合部を一体化させるPCプレキャスト床版の方が、プレストレスを導入しないRCプレキャスト床版より採用される機会が多くなったが、これはプレキャスト床版の問題点とされる接合部の耐久性に対して、PC方式の方がより十分な信頼性を保証できるためであると思われる。しかしながらPCプレキャスト床版は、現場でのプレストレス導入作業が必要であるため必ずしも合理化や省力化へつながらないケースも生じ、経済性においても建設費が高騰することは避けられない。これに対して、ループ状重ね継手を用いたRCプレキャスト床版による施工が、現場での作業性や経済性に優れた床版工法として注目されてきており、耐荷力や耐久性に関するいくつかの実験研究成果も報告されている。

「上信越自動車道 八木沢高架橋（鋼上部工）工事」においても、省力化工法を検討するモデル工事対象橋であることから、現場作業の省力化を図るためにループ状重ね継手を用いたRCプレキャスト床版を採用した。

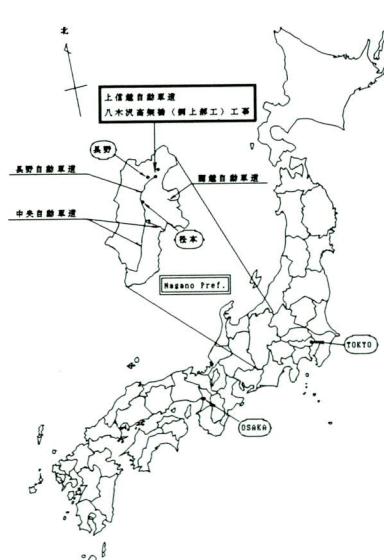


図-1 施工位置図

本工事では従来から研究が進められてきた構造を基本とし、施工性および作業時の安全性をさらに向上させるために、接合部の型枠を一切使用しない合理的な継手形状を検討し、図-2に示す構造を採用することにした。

*¹技術本部 技術開発部技術開発課 *³千葉工場 製造部品質管理課

*²技術本部 技術開発部次長

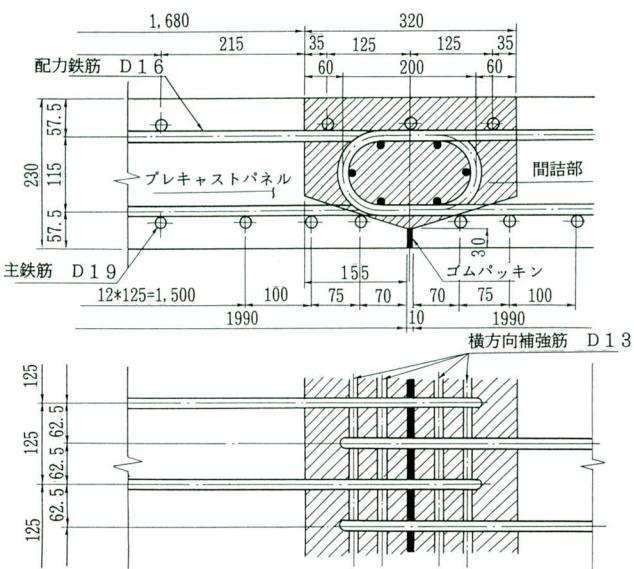


図-2 連結部の継手構造

この継手構造を採用することにより、
 ①継手部の下面型枠の設置および下側主鉄筋の配筋作業がなくなることにより、現場での型枠工・鉄筋工などの熟練作業者が不要となり省力化に効果がある。
 ②床版作業用の足場設置の必要がなく、省力化が図れるとともに作業の安全性が格段に向上する。
 ③現場でのコンクリート打設量が少なく、施工管理が容易で工程短縮が可能。
 などの特長を有することになると考える。ただし実橋に適用するに当たっては、特殊な継手形状（特に床版コンクリート下側の張り出し）に関する構造特性を確認しておく必要があることから、以下に述べるような各種の実験を実施した。

2. 載荷試験の概要

載荷試験ではまず、図-2に示したループ状重ね継手構造の重ね継手長および鉄筋間隔の妥当性に関する試験を行い、次にはり構造および版構造での基礎的な耐荷力・耐久性に関する試験を実施した。各試験結果の概要を報告する。

(1) 継手引張性能試験

床版パネルの現場架設作業は鋼桁上に順次据え付ける方法となるため、継手部のループ鉄筋は従来の重ね継手のように鉄筋間隔を0として鉄筋同士を添わせることは不可能で、床版下側の張り出し形状の製作上の問題等か

ら、重ね継手長も短いことが望ましい。理論的には鉄筋重ね長 $l_u \geq 1.5d_b$ (d_b : ループ鉄筋の最小曲げ直径)、鉄筋純間隔 $e \leq 4\phi$ (ϕ : 鉄筋径)まで有効とされており、この場合の応力伝達性能を確認するための試験として実施した。供試体は継手部のみに着目したもので、鉄筋に引張力を加えることにより生じるひびわれ状況や荷重により継手性能を評価する。供試体寸法形状を図-3に、試験状況を写真-1に示す。

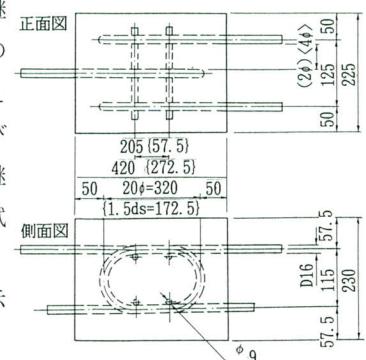


図-3 供試体形状

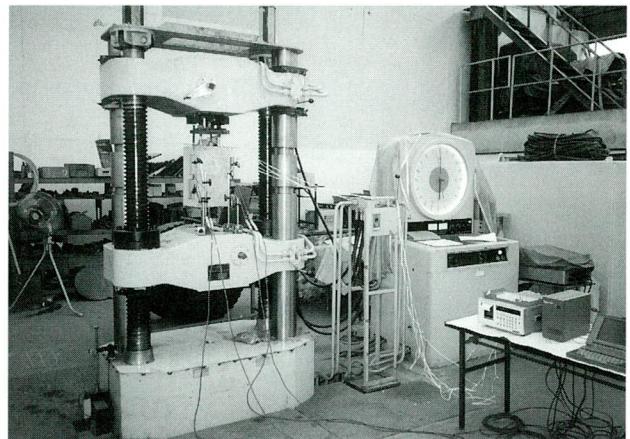


写真-1 継手引張性能試験状況

ひびわれ観察結果の代表例を図-4に示すが、供試体に発生したひびわれは縦方向の引き抜き割裂と、荷重の増加とともに横方向へ進展した割裂であり、供試体の配筋や形状の違いによる差異は特に現れていない。

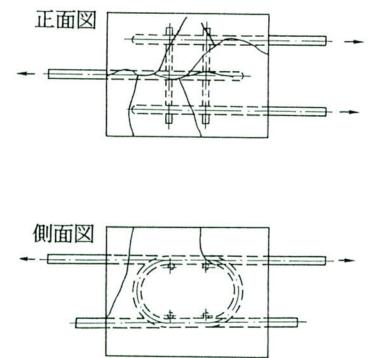


図-4 ひびわれ状況

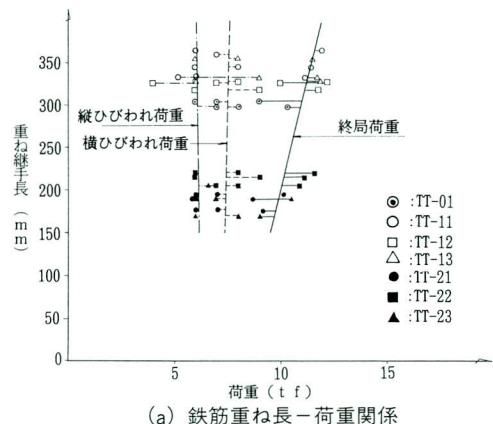
また表-1の試験結果一覧表および図-5の関係図に示すように、ひびわれ発生荷重は供試体の種類に関係なくほぼ一定で、終局荷重が重ね継手長の長い場合に上昇する傾向にある。

表-1 継手引張性能試験結果
(a) 鉄筋素材引張試験結果

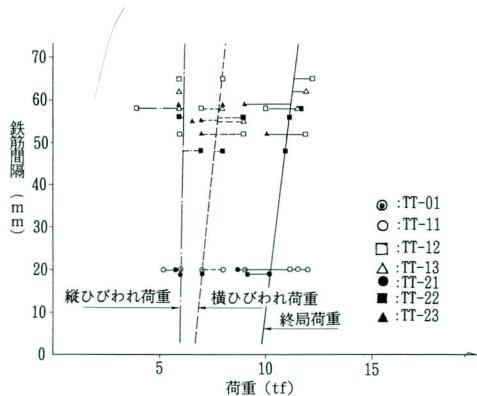
形状寸法	断面積 (mm ²)	降伏荷重 (kgf)	降伏点 (基準引張強度) (kgf/mm ²)	最大荷重 (kgf)	引張強度 (基準引張強度) (kgf/mm ²)
D16 (SD345)	198.6	7650	39 (≥35)	11100	56 (≥50)

(b) 継手引張試験結果

継手構造	番号	縦われ荷重 (tf)	横われ荷重 (tf)	終局荷重 (tf)	破壊モード	重ね長 (mm)	鉄筋間隔 (mm)
ループ	01	6.0	7.0	13.2	付着割裂	320	0
	11	5.7	7.0	11.6	付着割裂	320	0
	12	5.3	8.0	11.4	付着割裂	320	32
	13	6.0	7.0	11.7	付着割裂	320	64
	21	5.9	6.6	9.3	付着割裂	172.5	0
	22	6.3	8.3	11.2	付着割裂	172.5	32
継手	23	6.2	7.3	9.8	付着割裂	172.5	64



(a) 鉄筋重ね長-荷重関係



(b) 鉄筋間隔-荷重関係
図-5 鉄筋配置と耐荷力関係図

以上の結果により、実際の床版パネルの鉄筋配置は鉄筋間隔を4φ以内、重ね継手長を1.5d_B以上確保することで、応力伝達機能は満足されると評価した。

(2) 継手構造耐力試験

この継手構造は配力筋の連結に用いるものであることから、橋軸方向のはりモデル供試体により、配力筋方向の曲げに対する性状を確認するための試験として実施した。供試体の床版厚と鉄筋配置は実橋と同一で、荷重は打継面にせん断力を作用させるように支間中央の1点載荷とした。静的載荷試験では主に打継面でのひびわれ発生状況の違いを観察する目的で、今回採用する継手構造とともに打継面を鉛直とした場合との比較を行うこととした。また継手部の耐久性を確認するために、定点繰返載荷試験も合わせて実施している。供試体形状・寸法を図-6に、試験状況を写真-2に示す。

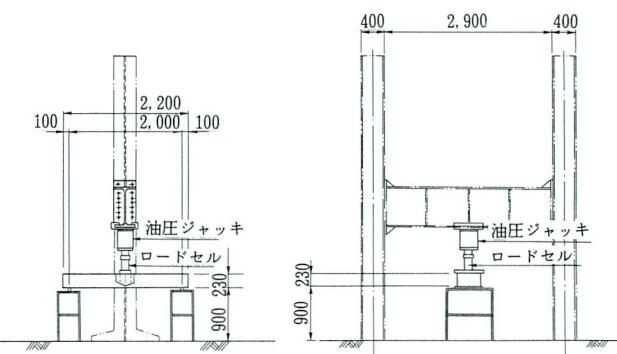
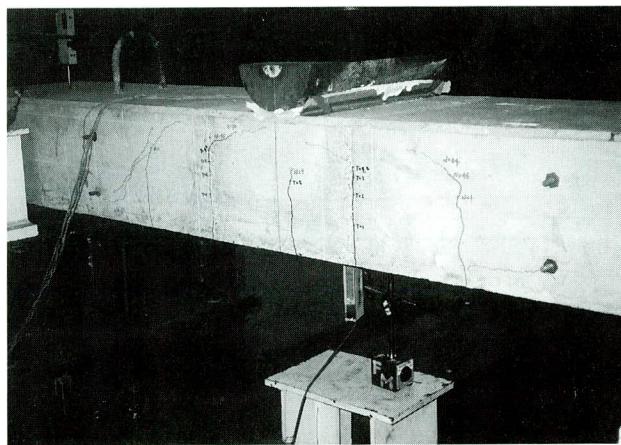


図-6 供試体形状・寸法



写真-2 継手構造耐力試験状況

静的載荷試験でのひびわれ観察によれば、鉛直打継面を有する供試体では初期ひびわれが打継面から発生するのに対し、床版下側を張り出した構造では打継面からのひびわれは生じず、通常の曲げひびわれのみであった。終局破壊モードは両者とも供試体上側の圧壊であり、継手構造の違いによる明確な差は現れていない。



(a) 打継面鉛直

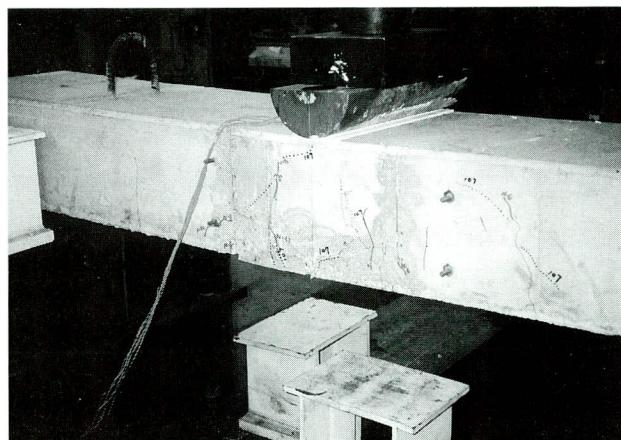


写真-3 静的載荷試験でのひびわれ状況

また、静的載荷試験における計測結果の代表例として、支間中央での鉛直変位を図-7に示す。

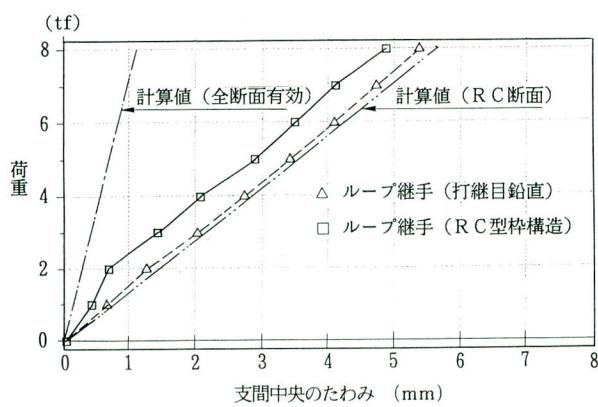


図-7 荷重-変位関係図

変位性状は、床版張出形状の供試体が初期ひびわれの発生まで全断面有効に近い挙動を示しており、ひびわれ

発生後はRC断面としての性状である。鉛直打継面を有する供試体では、載荷直後にひびわれが発生したために初期段階からRC断面としての性状を示している。

繰返載荷試験では、RC断面計算における引張側鉄筋の応力範囲を1600kgf/cm²に設定し試験を実施した。ひびわれ状況は静的載荷試験とほぼ同様であり、断面剛性の変化も初期ひびわれの発生以降、繰回事数の増加に対してほとんど変化していないことから、耐久性も十分満足されるものと思われる。

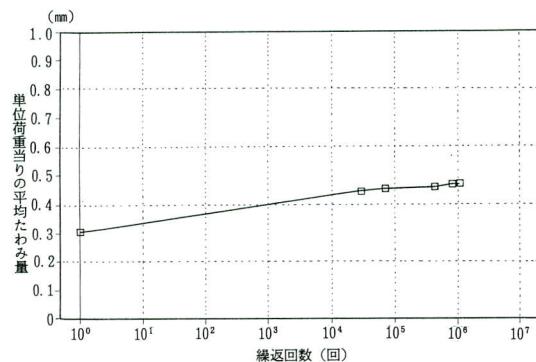


図-8 繰返載荷試験での変位性状の変化

(3) 床版継手耐力試験

RC床版など荷重が集中的に作用する場合の終局耐荷力は、押抜きせん断破壊によって決まるとしている。継手部(間詰部)が構造的弱点かどうか、押抜きせん断破壊試験による耐荷力および繰返載荷試験による耐久性を確認することにより検証した。供試体は実橋床版と同一諸元とし、床版支間長は試験装置の制約から本橋2.7mに対し2.3mとした。供試体の寸法・形状を図-9に、試験状況を写真-4に示す。

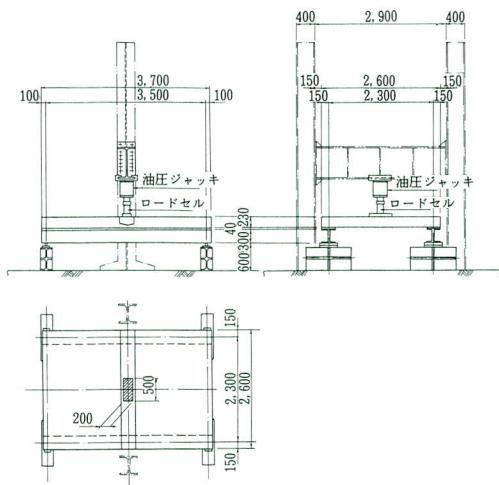


図-9 供試体の寸法・形状

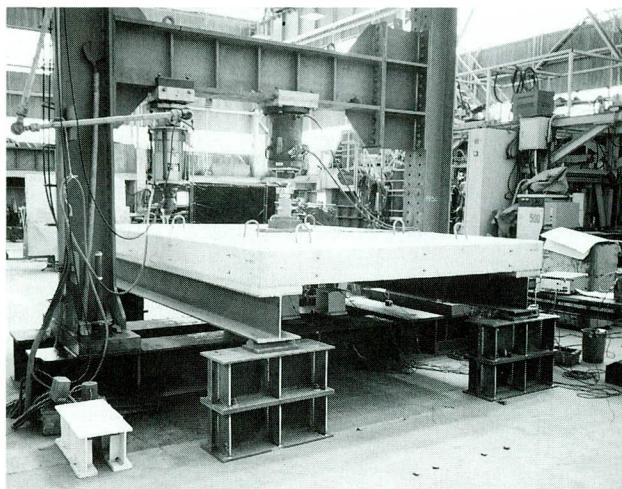


写真-4 床版継手耐力試験状況

押抜きせん断破壊試験の結果は表-2に示す通り計算値を超える荷重で破壊しており、ひびわれの発生状況も継手に起因するものは特に見られないことから、間詰部の耐荷力は十分であると思われる。

表-2 押抜きせん断破壊試験結果

試験破壊荷重 (tf)	計算せん断破壊荷重(tf)		試験値／計算値の比率	
	コンクリート示方書	前田・松井式	コンクリート示方書	前田・松井式
98.0	61.78	97.47	1.59	1.01

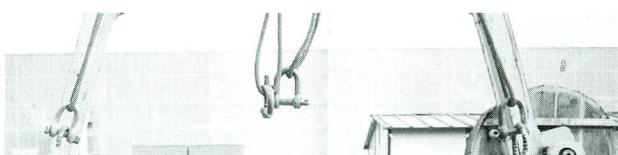
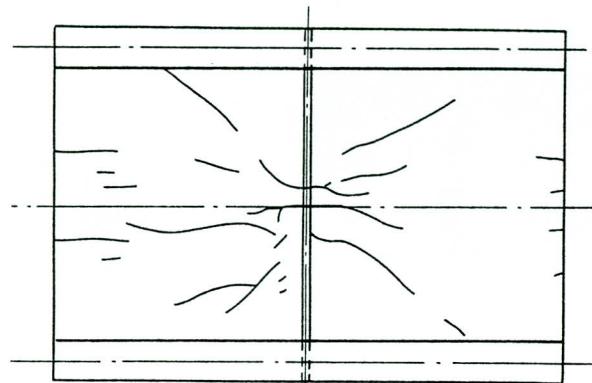


写真-5 押抜きせん断破壊状況

定点繰返載荷試験においても、ひびわれは荷重載荷位置直下で継手方向の発生が見られるが全体的には放射状の曲げひびわれが支配的であり、また図-10の床版たわみと繰り返し回数の関係で明かなように、初期段階のひびわ

れ発生に伴ったたわみ増加傾向は認められるが、400万回まで継続した段階でも断面性能の低下ではなく耐久性に関しても問題ない。



ひびわれ幅=0.04~0.08mm

図-10 版供試体の繰返載荷試験でのひびわれ状況

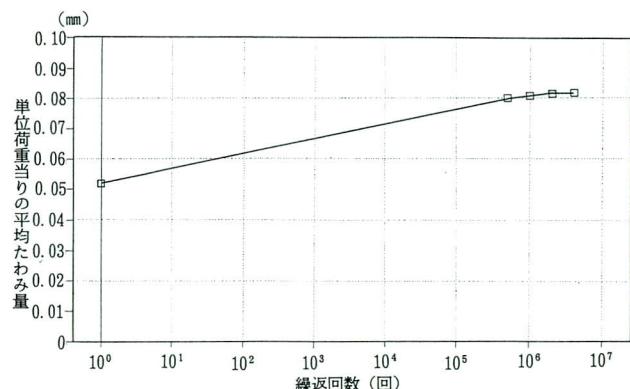


図-11 版たわみ-繰り返し回数関係

3. 走行荷重耐久性試験

(1) 試験概要

実際の床版に発生している損傷は、定点繰り返載荷試験の破壊モードとは異なるものであり、構造物としての耐久性を確認するためには、車両の走行を想定した疲労試験により判断する必要があることから、この試験を実施することにした。この試験で用いた試験装置を図-12に示す。本試験装置は試験車両が電動モータで駆動され、円形走行路上を最大25km/hで繰り返し走行出来る構造となっている。試験車両の輪荷重は表-3に示す通りである。また走行路にはピットが設けられており、ここに設置された供試体上を試験車両が繰り返し走行する。

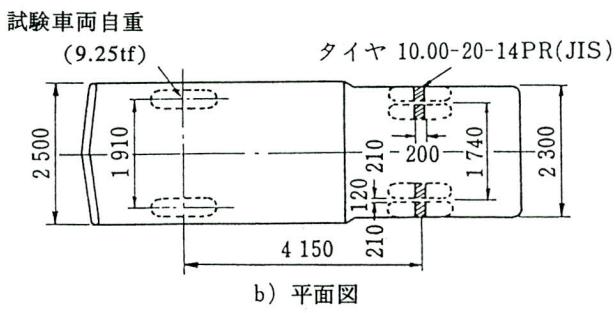
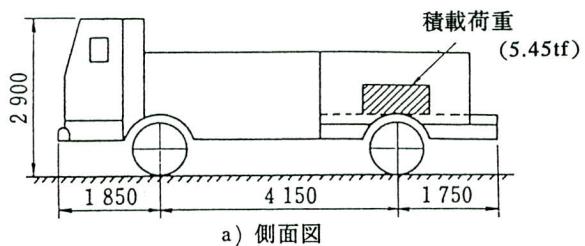
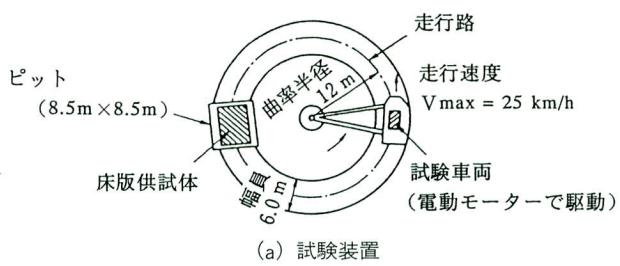


図-12 道路耐久性試験装置

表-3 荷重車両輪荷重

	前 輪		後 輪	
	内 側	外 側	内 側	外 側
荷重 (tf)	2.56	2.14	5.22	4.97

供試体は床版厚 ($t=23\text{cm}$) と鉄筋径 (主鉄筋 D19、配力筋 D16) を実橋と同一とした。但し、表-3に示した試験車両の後輪荷重が約 5 tf と設計輪荷重に比べ小さい事から、主鉄筋間隔を 170mm、床版支間長を 5 m と拡大し、主鉄筋応力度が 1300kgf/cm^2 程度と許容応力度を超える様に設計している。

供試体の形状・寸法は図-13に示す通りであり、継手部のループ鉄筋については重ね継手長 200mm (12.5φ)、鉄筋間隔 64mm (4φ) とした。使用コンクリートはプレキャスト部が早強コンクリート、継手部の間詰コンクリートが膨張コンクリートであり、設計基準強度は各々 300kgf/cm^2 である。

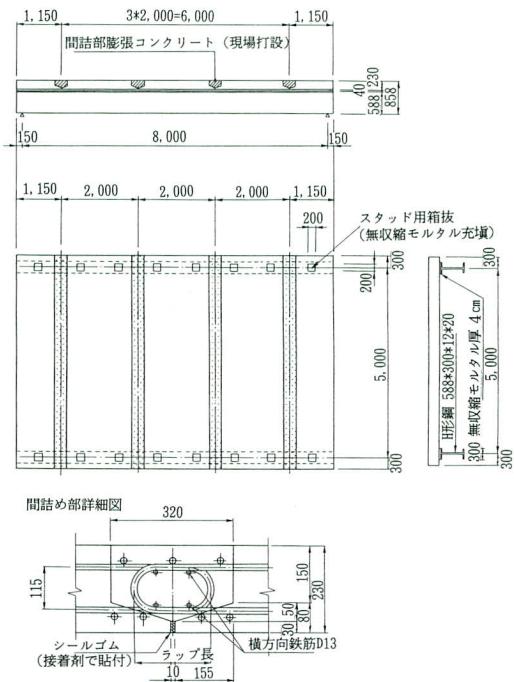


図-13 供試体の寸法・形状

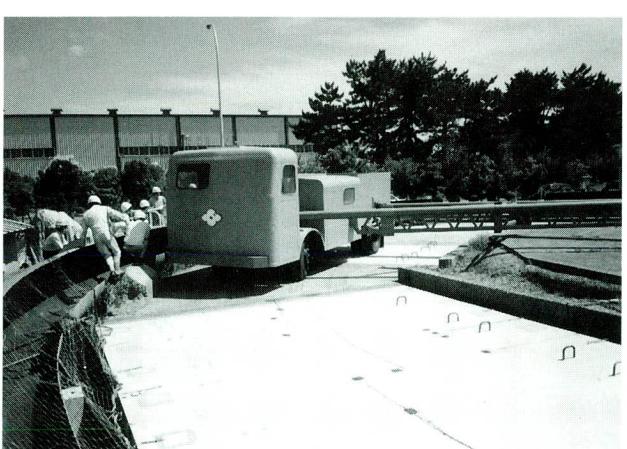


写真-6 走行荷重耐久性試験状況

(2) 疲労試験

本試験では、試験車両の繰り返し走行に伴い床版に発生するひびわれについて、その発生位置と進展速度・方向を確認し、ひびわれと鉄筋応力・床版変位との関連を調査することで、床版の耐久性の検証を行うことを目的としている。

試験は試験車を繰り返し20万回走行させ、所定の走行回数において試験車両を停止させ静的に計測を行った。計測内容は床版・主桁の変位と床版コンクリート・鉄筋・主桁のひずみである。計測時の荷重車載荷位置を下図に示す。また測定結果の評価は、FEM 解析結果との比較により行う。

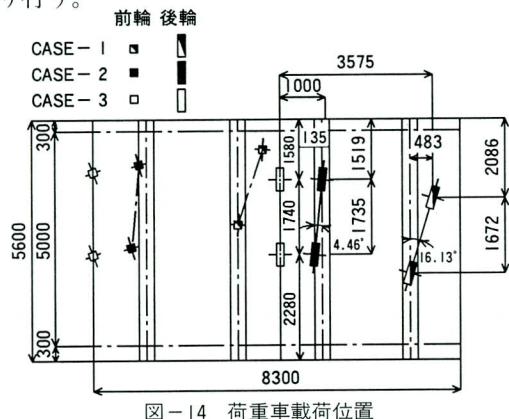


図-14 荷重車載荷位置

疲労試験の結果では上図の載荷 case.3に限り、試験と FEM 解析との比較について説明する。試験結果は繰返し走行回数 1 回、15万回および20万回走行時の値を用いることとする。

図-15に床版の鉛直変位を示す。図中には FEM 解析による全断面有効計算結果を実線で示し、RC 断面計算結果を破線で示している。実験結果は床版剛性を全断面有効と仮定した場合に、概ね一致している。

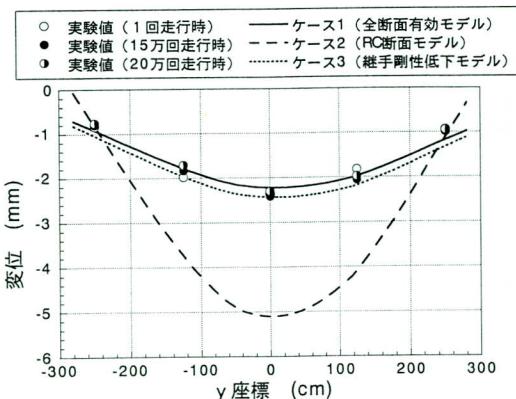
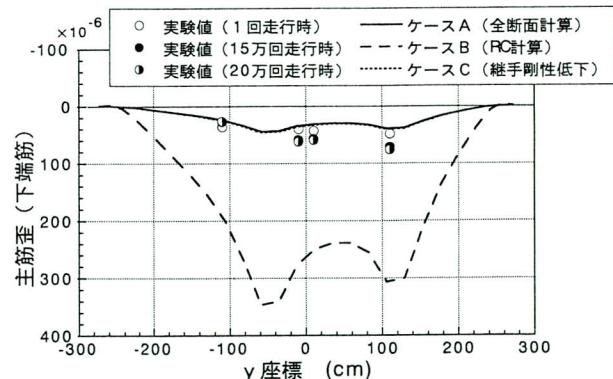


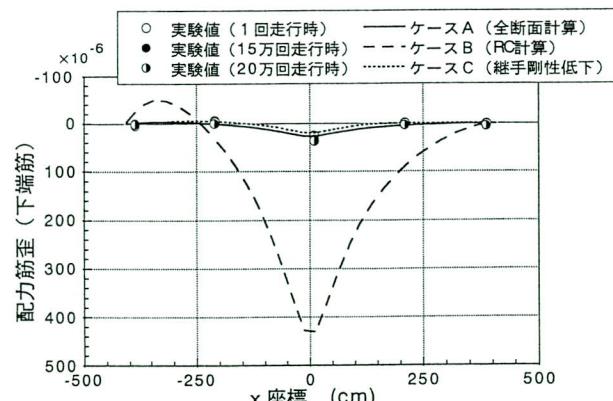
図-15 床版変位の橋軸直角方向分布

図-16には下面鉄筋のひずみを示す。主鉄筋ひずみ、配力筋ひずみとも変位と同様に全断面有効計算に概ね一致しているが、全般的には試験結果が計算結果に比べ若干大きく、さらに走行回数が15万回、20万回の主鉄筋ひずみは1回走行時より大きい。これは図-17に示す床版下面のひびわれの進展による影響と考えられる。しかしながら、15万回と20万回走行時のひずみにはほとんど変化が見られないことから、床版ひびわれの進展による断面剛性の低下は初期の段階で生じたと考えられる。事実、床版下面のひびわれは走行回数 1 万回程度の初期段階に集中して発生しており、その後は短いひびわれがつながって連続したものへと進展するという状況であった。また、ひびわれの方向は橋軸方向（配力筋方向）に発生したものがほとんどであり、継手部近傍のひびわれは特に目立たない。ひびわれ幅も全て0.2mm以下と許容ひびわれ幅を満足するもので、床版上面への貫通も全く見られなかった。

床版の変位や鉄筋のひずみは、試験期間を通してほぼ全断面有効計算に近い値が保たれており、床版の実用を想定した耐久性は十分なものであると結論づけられる。

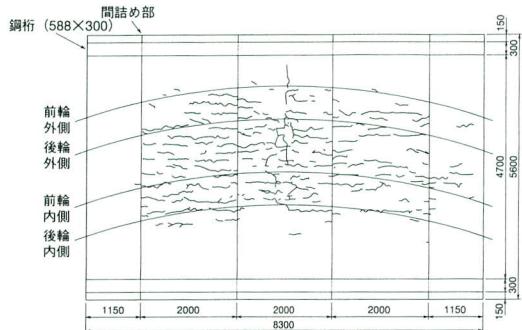


(a) 主鉄筋ひずみの橋軸直角方向分布

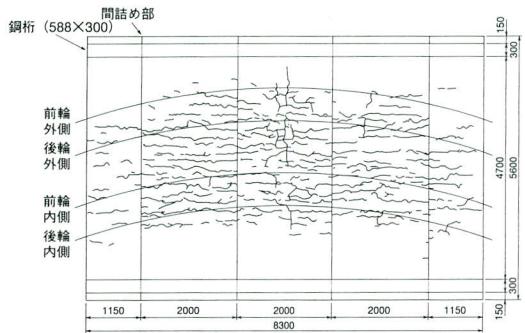


(b) 配力筋ひずみの橋軸直角方向分布

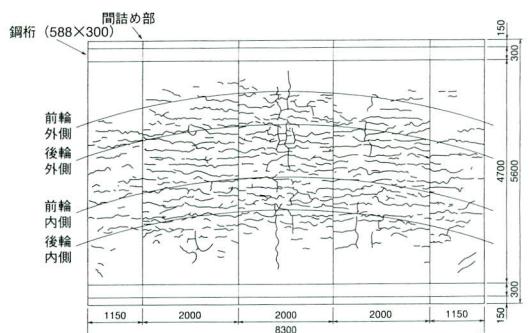
図-16 下面鉄筋のひずみ分布



(a) N = 1万回



(b) N = 15万回

(c) N = 20万回
図-17 床版下面のひびわれ状況

(3) 定点載荷試験

疲労試験での床版の挙動は全断面有効のまま変化せず、破壊に至るような損傷の発生は期待できることから、試験車両輪荷重の約2倍の荷重を載荷することで床版のひびわれを促進させ、より設計計算(RC断面計算)に近い状態での挙動を確認することを目的にこの試験を実施した。本試験は疲労試験における15万回走行時の計測終了後に行い、図-18に示す載荷位置に表-4の最大荷重までウェイトを載荷した。なお疲労試験の走行回数20万回は、本試験後の5万回を含めたものである。

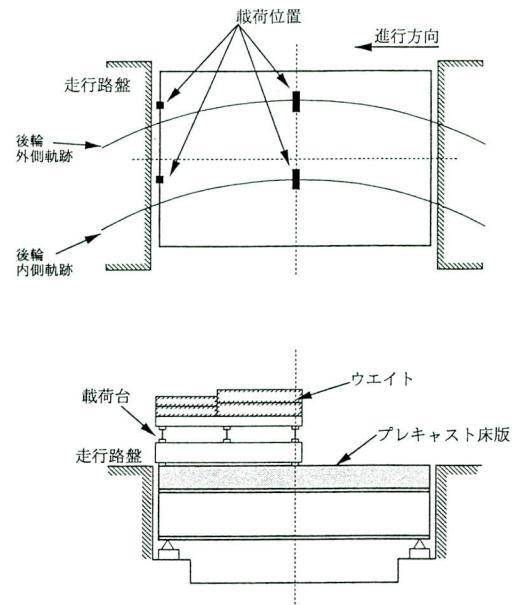


図-18 定点載荷試験での載荷状況

表-4 定点載荷試験における最大荷重

	前 輪		後 輪	
	内 側	外 側	内 側	外 側
荷重 (tf)	5.337	7.037	11.437	12.350

図-19に試験結果の代表例として、床版中央部の鉛直変位を示す。試験結果は概ね全断面有効に近い性状を示している。また、載荷時と除荷時において生じている変位差は、供試体の温度変化の影響であると考えている。

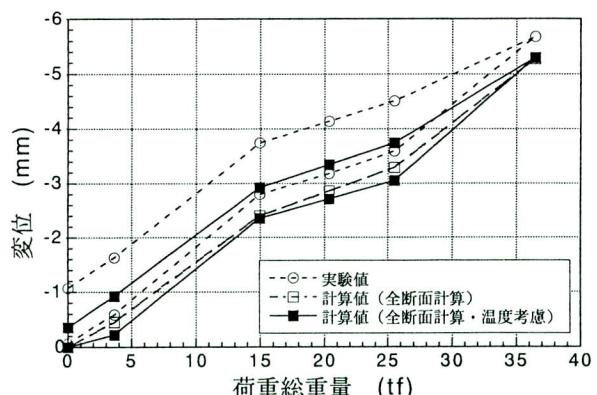


図-19 床版中央部変位

この定点載荷試験は床版のひびわれを促進させる目的で行われたが、試験車両の約2倍の荷重に対してもほぼ全断面有効の挙動を示しており、その後の疲労試験においても定点載荷の影響は認められなかったことから、プレキャスト床版の十分な耐荷力が確認されたと言える。

4. あとがき

現場工事における省力化工法として RC プレキャスト床版の施工を実施するにあたり、特殊な継手構造を採用することから、床版および継手部の耐久性検証を主な目的として一連の実験的研究を行った。

実験より得られた結果をまとめ、以下に記す。

- ①床版下面のひびわれは配力筋方向が卓越し、継手部近傍からの目立ったひびわれの発生はないことから、継手が床版の弱点とはなっていない。
- ②変位・ひずみ性状も、全断面有効としての挙動がひびわれ発生後も保たれており、十分な耐久性が確保されている。
- ③パネル接合部を一部断面欠損と考えた場合でも、床版として性状には大きな変化はなく、連続版として設計できる。
- ④重ね継手長が短く、鉄筋間隔がある程度開いた場合でも継手性能は従来のものと同等で、移動輪荷重下の疲労性状にも問題は無い。
- ⑤施工面からは現場での作業性が格段に向上し、大幅な省力化が可能である。

今回採用したループ状重ね継手を用いた RC プレキャスト床版は、静的載荷試験、繰返載荷試験および疲労試験により、その耐荷力および耐久性に問題がないことが確認できた。また床版支間が長い場合でも、継手部には特筆すべき問題は生じなかった。

本研究では床版の断面力を大きくするために支間長を 5 m と伸ばしており、今後の少数主桁橋に対応する試験ともなっている。温度変化による影響も比較的大きいものであり、床版と鋼桁の接合方法も含め検討すべき問題が確認されたが、これらについては現在更なる検討を加えているところである。

最後に、本実験研究を実施するにあたり大阪市立大学の中井教授には継手構造の参考となる御意見を、大阪大学の松井教授には試験方法に対する御助言を賜り、埼玉大学の町田教授にも試験場まで御足労戴き、試験に対する御指導を賜りました。日本道路公団名古屋建設局構造技術課および長野工事事務所の方々には施工および実験に対するさまざまな御指導を戴きました。深く御礼申し上げます。また共同企業体の構成会社である(株)サクラ

ダ、および走行試験の共同研究者である住友金属工業(株)の各関係者の方々にも多大なる御協力を戴きました。記して感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 中井博 (編) : プレキャスト床版合成桁橋の設計・施工、森北出版、1988年
- 2) 前田研一、橘吉宏、柳澤則文、志村勉、梶川康男 : 合成斜張橋・プレキャスト床版の設計法とループ状重ね継手の耐久性に関する研究、構造工学論文集 Vol.36 A、土木学会、pp.1305~1312、1990年3月
- 3) 中井博、川口昌宏、柳沼善明、阪野雅則、鍵和田功 : プレキャスト RC 床版ループ鉄筋重ね継手の強度および疲労に関する実験的研究、構造工学論文集 Vol.41 A、土木学会、pp.1069~1076、1995年3月
- 4) F・レオンハルト、E・メニッヒ (横道英雄監訳) : 鉄筋コンクリートの配筋 (レオンハルトのコンクリート講座③)、鹿島出版会、1985
- 5) 前田幸雄、松井繁之 : 鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力の評価式、土木学会論文集、第348号/V-1、pp.133~141、1984年8月
- 6) 松井繁之 : 道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究、大阪大学博士論文、昭和59年11月
- 7) 佐藤徹、森山陽一、小森武、高橋秀幸 : RC プレキャスト床版におけるループ鉄筋重ね継手の引張性能試験、土木学会第50回年次学術講演会概要集、I-156、pp.312~313、1995年9月
- 8) 清水功雄、森山陽一、柳本泰伴、小森武 : 道路耐久性試験装置による RC プレキャスト床版の疲労試験、土木学会第50回年次学術講演会概要集、I-154、pp.308~309、1995年9月
- 9) 渡辺吉章、芦塚憲一郎、藤井裕吉 : RC プレキャスト床版による鋼橋工事の省力化、第21回日本道路会議、No.825、pp.816~817、1995年10月
- 10) 佐藤徹、野路正浩、小森武、森山陽一 : ループ状重ね継手を用いた RC プレキャスト床版の移動輪荷重下における耐久性に関する実験的研究 (1995年9月、構造工学論文集 Vol.42A、土木学会に投稿)

1995.10.11受付

各種橋脚断面形状の耐荷力の検討（その1）

Examination of Loads Withstood by Bridge Pier with Various Sectional Forms (Part 1)

能登宥原^{*1}
Hiroyoshi NOTO

林暢彦^{*2}
Nobuhiko HAYASHI

金原慎一^{*3}
Shinichi KIMBARA

Summary

In recent years steel bridge technologies have been undergoing remarkable changes which are without precedent. We are now entering a new era when bridges are designed by harmonizing the concepts of designers with the landscapes demanded by local inhabitants.

Bridge structures of visual importance include piers and main towers. This series of reports discusses two matters related to selecting the sectional forms of piers.

One matter is methods of manufacturing piers of various sectional forms and ascertaining the quality of piers thus manufactured.

The other matter is the effect the sectional forms of piers have on the ductility of piers. It is important to investigate how the sectional forms contribute to the ductility of piers against continuous static loads and the repeated loads which threaten brittle fracture in an earthquake. Part 2 of this series will be a report on ductility.

1. まえがき

ここ数年時代の流れとともに、鋼橋の分野でも今までになく技術の変化が顕著になっている。その一面としてたくさんの橋梁を供給する時代から、設計者のデザインに対するコンセプトが、地域の人々の景観に対する要求と融合するかたちで、橋をデザインする時代に移行している。我々は、道路をまた橋を、主として生活の手段として長い間利用してきた。しかし少しずつ人々の生活にゆとりがでてくると、いままであまり目のいかなかった部分にも多くの人の目が向き、さらにそれを現実の世界にも取り入れようとする。人々は日本の美術、音楽、建物等有形、無形の芸術・文化遺産等を鑑賞し、また海外のそれらに遭遇し感動を覚える。そこから徐々に自分なりの審美眼が生まれ、創造される物に対する要求が醸造されてくる。またゆとりの中から、望ましい街並み、憩いの場所のイメージが生まれてくる。都市部、田園部、山間部等いろいろな場所に橋は架けられるが、そこにはそれぞれが持つイメージがあり、橋の形、色彩を広い意味で周囲とマッチさせるデザインがなされる。

橋の一部を構成する市街地の橋脚、シンボル的な長大吊形式橋梁の主塔等は特に視覚的なポイントとなる。

柱の各種断面形状とその製作方法の主要な点は、鋼板の曲率の付け方、鋼板の組立方とその順序、溶接方法と

品質の確認である。

力学的観点からは、柱の断面形状が持続荷重下の静的耐荷力および地震時の繰り返し荷重下の脆性的破壊に対するダクティリティの保有等にどのように関与しているかを調べることが重要である。

そこで、ここでは柱の断面に着目し、矩形、八角形、二隅円弧付き矩形（梁側二隅円弧コーナーと梁反対側二隅円弧コーナー）、四隅円弧付き矩形、円形、台形を選定する。但し、本論文では前4断面を対象とし主に静的耐荷力を扱い、後3断面およびダクティリティについては（その2）の論文で扱うものとする。

論文の構成は、最初に柱断面の景観面からの形状選定、次に各断面の製作、静的対荷力とする。

2. 断面形状の特長と製作

(1) 景観面からの断面形状の有する特徴

橋は地域環境の中で目立つ構造物であり、特に橋脚はランドマーク的な役割が大きいこと、また配置的に横荷重に対して多大な抵抗力を必要とすることから、力学的に合理的でなおかつ景観的に優れた演出効果のある形状が選定されなければならない。

^{*1}技術本部先行技術研究室長 ^{*2}技術本部先行技術研究室

^{*3}松本工場生産設計課課長代理

1) 矩形断面

矩形断面は基本的な形状で、鋼製橋脚が施工された当初から数多く用いられている。それだけにかなり人の目に慣れた形状で信頼感・安定感があるが、近距離で目に触れる市街地では、重苦しさ、堅さを感じる。しかし、設置する位置を変えて、少し距離を離して眺望することができる郊外で、しかも多少柱高の高い縦横比の大きい断面では、近代的な合理性を感じさせる。

2) 八角形断面

ヨーロッパの長支間の吊形式橋梁の主塔では、矩形断面の柱の高さ方向に溝を付けて、スレンダーかつモダンなイメージを人々に抱かせることに成功している。

八角形断面は、二方向に同様な剛性を与え、なおかつ光による陰影によりスレンダーなイメージを創り出す。湾口、湖の水面遙か高くそびえ立つ長大橋の主塔の柱に陽光が照射すると、縦方向に細長く光の影が入り、メリハリの効いたスレンダーな感じを与える。また都市内の高架橋においては、一般的に断面と柱高とのサイズ比が0.2~0.3とごつい感じを与える。そこで断面を八角形にすることにより、光の創り出す陰影で場合によっては、0.1~0.15位に実際よりもスレンダーに見せる。このことは人々が感じる高架橋の下面の重苦しさを緩和させる効果がある。

3) 二隅円弧付き矩形

市街地の構造物は圧倒的に直角のコーナーを有する直線で構成されたものが多い。その建物で囲まれた歩道を歩いている時、柔らかい曲面に出会うとほっとすることがある。歩道の近傍の橋脚の自分の見える側が曲面である場合がこれである。これは直平面と曲面のバランス、曲面の持つ柔らかさによるものと思われる。

(2) 製作

ここでは製作技術の中で、各種断面形状の溶接部の開先、断面変化の板厚逃げ、寸法押さえ、組立について述べる。

1) 矩形断面

断面構成はウェブの間にフランジを挟む形で角合わせをし、基本的に板厚変化を外逃げとする。この場合は、断面寸法が高さ方向に一定（等断面）であれば箱内のダ

イアフレムは同一寸法に製作することができる。但し例外的に、外側に板厚変化することが嫌われる場合、例えば光の照射によって変化していることが目立ちそれ自身困るときは、内逃げにすることがあるが、この場合ダイアフレム寸法は変化する。これは近景で見られる都市内の高架橋に稀にある。

角溶接は板厚にもよるが、溶接量を減らし溶接変形を抑えることから、一般的に内側（挟まれる側）にくる板にK開先をとることが多い。

2) 八角形断面

断面はダイアフレムに合わせる形で1パネルおきに4枚置いたところに、その間にパネルを各1枚ずつ4枚外から当てて組み立てる。断面の寸法押さえは板厚の内側の交点とし、基本的に板厚変化を外逃げとする。この場合は、断面寸法が一定であれば箱内のダイアフレムは同一寸法に製作することができる。

八角形の形状から、8枚の板は板厚方向に45°になるためその先端をカットすれば、溶接量の少ない変形K開先の角溶接となる。この角溶接は箱の内外から溶接する。（図-1参照）

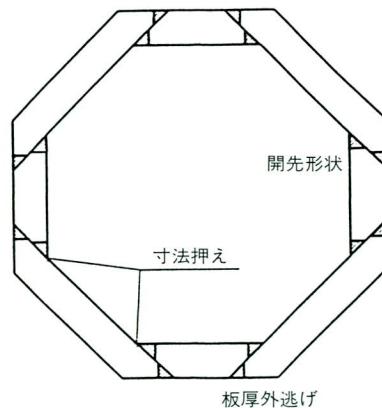


図-1 八角形断面柱の溶接開先と組立

3) 二隅円弧付き矩形

断面は直平面3面即ち、ウェブの間にフランジを挟む形で角合わせをし、同時にローラーベンディングにより曲げられた円弧コーナー付きの浅い船底型の部分とダイアフレムを介して組み立てられる。基本的に板厚変化は外逃げとする。この場合、断面寸法が一定であれば箱内のダイアフレムは同一寸法に製作することができる。但し、外側に板厚変化することが嫌われる場合、例えば光

の照射によって変化していることが目立ちそれ自身困るときは、製作上工数は増えるが内逃げにすることがある。

これは近景で見る都市内の高架橋に稀にある。

角溶接は矩形と同様であるが、その他に板同士の突き合わせ溶接もある。板厚にもよるが、溶接量を減らし溶接変形を抑えることから、K開先をとることが多い。また柱の長手方向に曲げキャンバーを付けることはほとんどないが、付ける場合は設計時点での配慮が必要である。

3. 構造解析

(1) 構造モデル

柱の断面形状は次の4タイプとする。

- ①矩形断面
- ②八角形断面
- ③梁側二隅円弧付き矩形
- ④梁の反対側二隅円弧付き矩形

構造モデルは今後の載荷実験を考慮し、L型梁付き柱とする。また荷重の載荷位置、支持位置は局所的な変形を避けるために剛性の高いシェル要素を使用した。

(図-2 参照)

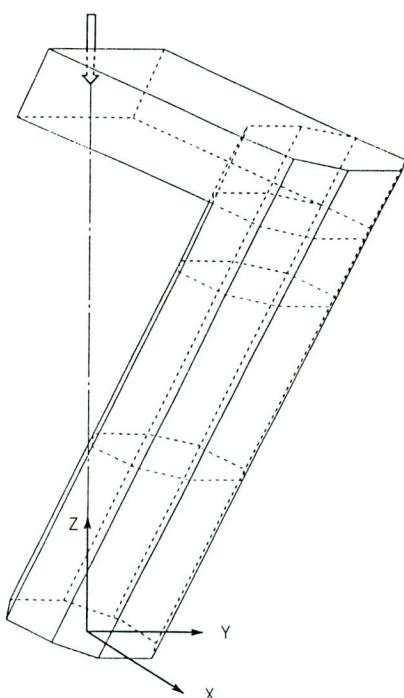


図-2 構造モデル

(2) 設計条件

①断面積一定（縦補剛材算入しない） $A = 53.19\text{cm}^2$

フランジ、ウェブ厚 $t = 4.5\text{mm}$

②縦補剛材の有無と剛度

標準補剛材 $\text{pl}35 \times 4.5 \quad I = 6.43 > I_{\text{req}} = 5.03\text{cm}^4$

補強補剛材 $\text{pl}55 \times 6 \quad I = 33.27 > I_{\text{req}} = 6.26\text{cm}^4$

③幅厚比パラメータ： R_f

補剛板の基準耐荷力曲線¹⁾より、局部座屈と降伏点応力の比 (σ_{cr}/σ_y) が0.5以内であれば降伏点応力まで局部座屈しない。ここでの補剛材ありのタイプは、ほぼこれに対応している。

$$R_f = b/t\sqrt{\{(\sigma_y/E)(12(1-\mu^2)/\pi^2k)\}}$$

b ：板幅、 t ：板厚、 σ_y ：鋼材の降伏点

E ：ヤング係数、 μ ：ボアソン比

k ：座屈係数(両端支持=4.0、補剛板=4n²)

④細長比パラメータ： λ

軸方向力が圧縮の場合、その軸方向応力、細長比パラメータにより付加曲げモーメントの影響がある。しかし、ここではその λ も0.2位と小さいので、作用曲げモーメントの約1%に相当するくらいである。

$$\lambda = Kh/r \{ 1/\pi \cdot \sqrt{(\sigma_y/E)} \}$$

K ：有効座屈長係数 (=2.0)

h ：柱高、 r ：断面2次半径

⑤隅角部の補強

補強範囲は梁幅の1/2とし、板厚は次の通りとする。

ウェブのみ : $tw = 14\text{mm}$

ウェブ、フランジ共 : $tw = 14\text{mm} \quad tf = 14\text{mm}$

⑥降伏時の荷重とそのときの変位 P_y 、 δ_y の定義

$$P_y = \sigma_y \{ (ab/c - az/c) / Z + 1/A \}$$

A ：断面積 (=53.19cm²)、 Z ：断面係数

a ：梁の長さ (=65.0cm)、 b ：柱高 (=130.0)

c ：斜辺長 (=145.0cm)

z ：局部座屈の生じる位置 (=25.0cm)

ここでは、 δ_y は応力の最大値が降伏点に達したときの荷重方向 (Z方向) の変位を示す。

⑦荷重載荷

静的なZ方向の圧縮(部材がL型のため曲げと軸圧縮として作用)載荷とする。

表-1 幅厚比パラメータ

	縦補剛材	b	t	k	Rf
矩形	無し	29.55	0.45	4	1.168
	有り	29.55	0.45	16	0.584
二隅円弧 矩 形	無し	29.55	0.45	4	1.168
	有り	29.55	0.45	16	0.584
八角形	無し	14.78	0.45	4	0.584

表-2 細長比パラメータ

	r	K	h	λ
矩形	12.065	2.0	130.0	0.232
二隅円弧	11.632	2.0	130.0	0.241
八角形	12.953	2.0	130.0	0.216

(2) 解析条件

解析は4節点シェル要素による有限要素法解析とする。その条件は次の通りである。

- ①弾塑性、大変形解析
- ②フォン・ミーゼスの降伏条件
- ③降伏応力はひずみ速度依存性を考慮しない
- ④加工硬化係数=0.0
- ⑤等方硬化則：今回は繰り返し荷重載荷を行わない
のでこの硬化則とする

(3) 解析結果

1) 矩形断面

- a. 隅角部ウェブ補強で縦補剛材無しモデル
- C4-WSN 1 (末尾の1は断面寸法を板厚中心)

$Py = 21.863tf : Z$ 方向変位 $\delta y = 3.9\text{mm}$
 $Pmax = 24.71tf : \quad \quad \quad \delta = 5.6\text{mm}$
 崩壊時 $Pe = 14.71tf : \quad \quad \quad \delta e = 11.4\text{mm}$
 崩壊時梁下端から350 (支点から850) で梁側フランジ全体がXの正の方向 (梁の無い側) に最大値27.5mm (幅方向の局部座屈変形は同様に断面内側に12mm) 変形し、梁反対側フランジがXの正の方向に8mm (局部座屈変形は反対に断面内側に2mm)、ウェブの梁側が外側に15.5mm縦補剛材有りに比べて広い幅に亘って撓む。このことから、矩形断面に軸方向圧縮力と同時に地震力のよ

うな繰り返し水平力を作用させると、フランジは断面の内側に、ウェブのフランジに近接する部分は外側にまた中心部分は内側に局部座屈現象を呈することが推定される。(図-3a参照)

●C4-WSN 2 (末尾の2は断面寸法を板厚の外側)

$$Py = 22.480tf : Z$$
 方向変位 $\delta y = 3.9\text{mm}$

$$Pmax = 26.29tf : \quad \quad \quad \delta = 5.7\text{mm}$$

$$\text{崩壊時 } Pe = 14.7tf : \quad \quad \quad \delta e = 12.0\text{mm}$$

崩壊時梁下端から350 (支点から850) で梁側フランジ全体が内側X方向に変形し最大値28.5mm (幅方向の局部座屈変形12mm)、梁反対側フランジがX方向に8.5mm、ウェブの梁側が外側に16mm縦補剛材有りに比べて広い幅に亘って撓む。

b. 隅角部ウェブ補強で縦補剛材有りモデル

●C4-WSY 1

$$Py = 21.863tf : Z$$
 方向変位 $\delta y = 3.9\text{mm}$

$$Pmax = 33.06tf : \quad \quad \quad \delta = 9.6\text{mm}$$

$$\text{崩壊時 } Pe = 21.67tf : \quad \quad \quad \delta e = 20.0\text{mm}$$

崩壊時梁下端から300 (支点から900) で梁側フランジ全体が内側に32.4mm (幅方向の変形は1/4,3/4点が17mm) 撓む。(図-3b参照)

c. 隅角部ウェブ補強で所要の5倍の縦補剛材有りモデル

●C4-W 5 SY 1

$$Py = 21.863tf : Z$$
 方向変位 $\delta y = 3.8\text{mm}$

$$Pmax = 34.43tf : \quad \quad \quad \delta = 10.4\text{mm}$$

$$\text{崩壊時 } Pe = 23.46tf : \quad \quad \quad \delta e = 22.9\text{mm}$$

梁下端から300 (支点から900) で梁側フランジ全体が内側に33.3mm (幅方向の変形は1/4,3/4点が18mm) 撓む。

本モデルがフランジ・ウェブ共に補強したC4-FW 5 SY 1と比べて最大耐荷力が低くないのは、フランジ厚が急変していないことによると思われる。(図-3c参照)

d. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材有りモデル

●C4-FWSY 1

$$Py = 21.863tf : Z$$
 方向変位 $\delta y = 3.7\text{mm}$

$$Pmax = 32.69tf : \quad \quad \quad \delta = 8.4\text{mm}$$

$$\text{崩壊時 } Pe = 20.65tf : \quad \quad \quad \delta e = 20.5\text{mm}$$

崩壊時梁下端から300（支点から900）で梁側フランジ全体が内側に35.7mm（幅方向の変形は1／4,3／4点が21mm）撓む。

隅角部をフランジ・ウェブ共補強したこのタイプよりもウェブのみ補強したタイプの方が最大荷重は僅かに大きい。（図-3d参照）

●C4-FWSY 2（断面寸法は板厚中心）

$P_{max}=22.480tf$: Z方向変位 $\delta_y=3.5mm$

$P_{max}=33.73tf$: " $\delta=6.4mm$

崩壊時 $P_e=20.62tf$: " $\delta_e=21.0mm$

崩壊時梁下端から300（支点から900）で梁側フランジ全体が内側に35.7mm（幅方向の変形は1／4,3／4点が21mm）撓む。

e. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で5倍縦補剛材有りモデル

●C4-FW 5 SY 1

$P_y=21.863tf$: Z方向変位 $\delta_y=3.5mm$

$P_{max}=34.06tf$: " $\delta=7.6mm$

崩壊時 $P_e=22.52tf$: " $\delta_e=22.1mm$

隅角部ウェブのみ補強C4-W 5 SY 1と似た性状を示す。（図-3e参照）

2) 八角形断面

a. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材無しモデル

●C8-FWSN 1

多角形断面柱は断面積一定の場合、断面を構成するパネル数が矩形から増加することによりパネルの幅厚比は減少し ($b/t=65.7 \rightarrow 32.8$) パネルの局部座屈強度は上昇する。八角形の内接円の直径Dを板厚で除した値 $D/t=79.3$ で、鋼管 (SS 400) が降伏点まで局部座屈を起こさないための最大径厚比は100である。

$P_y=21.086tf$: Z方向変位 $\delta_y=6.3mm$

$P_{max}=33.61tf$: " $\delta=7.2mm$

崩壊時 $P_e=25.0tf$: " $\delta_e=29.6mm$

崩壊時柱全体としての変形は曲げの作用する方向であるが、梁側の3つパネルの局部座屈は箱の外側に膨らんでいる。このことから、円形に近い特性を有する八角形に地震力のような繰り返し水平力を作用させると全周が膨らむ象の脚座屈現象を呈することがわかる。（図-3f参照）

3) 梁側二隅円弧付き矩形

a. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材有りモデル

●CRI-FWSY

$P_y=16.696tf$: Z方向変位 $\delta_y=2.8mm$

$P_{max}=33.35tf$: " $\delta=9.3mm$

崩壊時 $P_e=22.54tf$: " $\delta_e=31.9mm$
八角形断面と同様に大きな変形まで耐力を保有できる。（図-3g参照）

4) 梁の反対側二隅円弧付き矩形

a. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材無しモデル

●CRO-FWSN

$P_y=24.148tf$: Z方向変位 $\delta_y=4.0mm$

$P_{max}=28.80tf$: " $\delta=5.5mm$

崩壊時 $P_e=15.86tf$: " $\delta_e=12.9mm$

このモデルは今まで述べてきた矩形断面モデルと性状が大きく異なっている。即ち次の縦補剛材のあるモデルでは、梁のある側のフランジが矩形断面の場合と同様に箱内側に凹んでいるのに対して、縦補剛材の無いこのモデルでは外側に膨らんでいる。これは八角形断面と似た変形形状である。しかし、八角形断面は円形断面と性質が似ていることから、今まで良く知られている象の脚座屈として捉えることができる。しかし、梁の反対側二隅円弧付き矩形においては、縦補剛材の有無で変形形状が大きく変わることになる。そこで、この補剛材の断面積を変化させることによる挙動を（その2）で検討する予定である。（図-3h参照）

b. 隅角部フランジ・ウェブ共補強で縦補剛材有りモデル

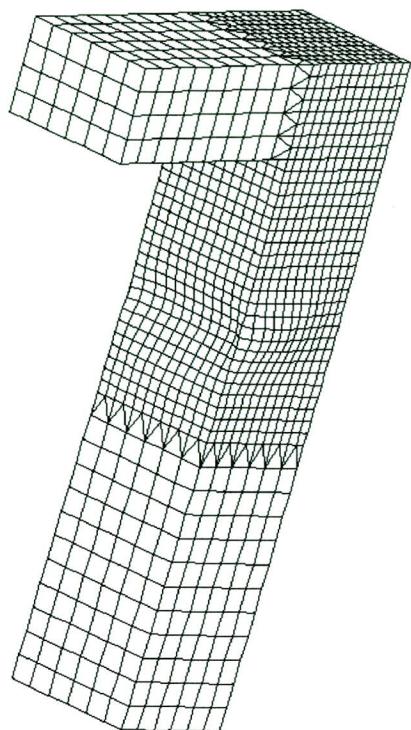
●CRO-FWSY

$P_y=24.148tf$: Z方向変位 $\delta_y=3.8mm$

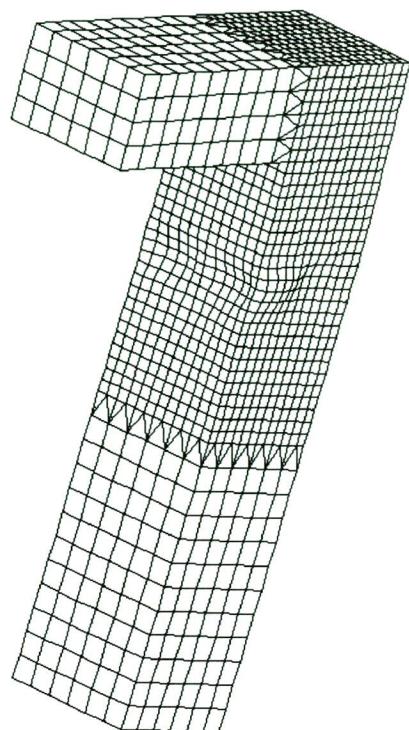
$P_{max}=34.63tf$: " $\delta=6.2mm$

崩壊時 $P_e=21.61tf$: " $\delta=20.5mm$

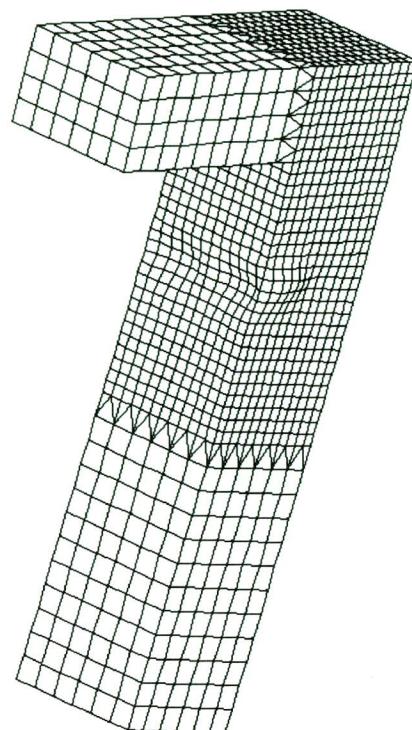
（図-3i参照）



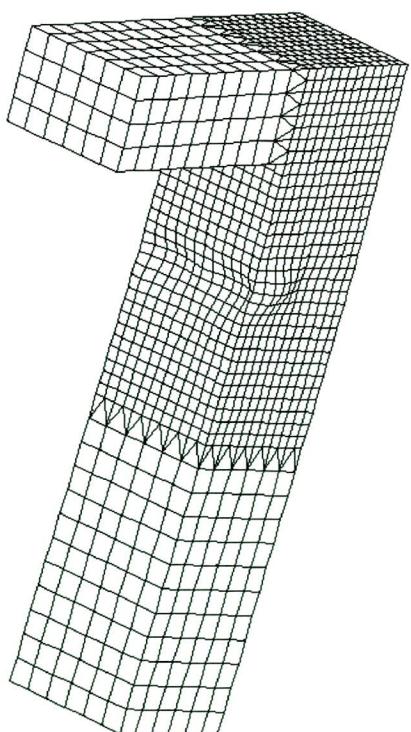
図—3 a C 4—WSNI の変形



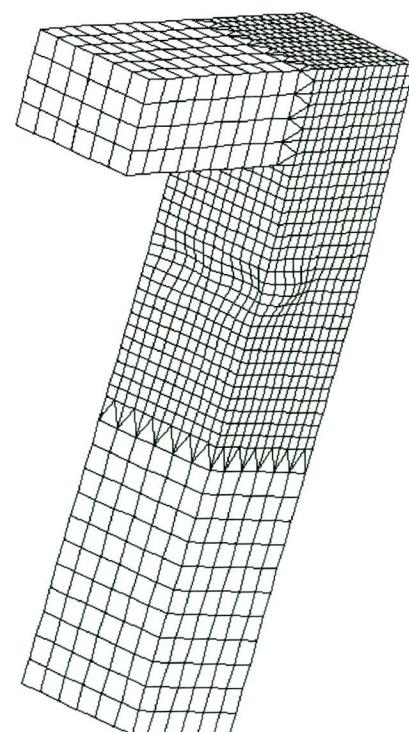
図—3 b C 4—WSYI の変形



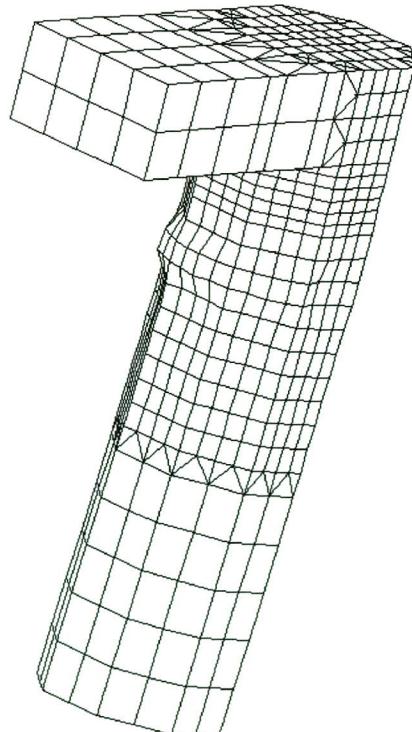
図—3 c C 4—W 5 SYI の変形



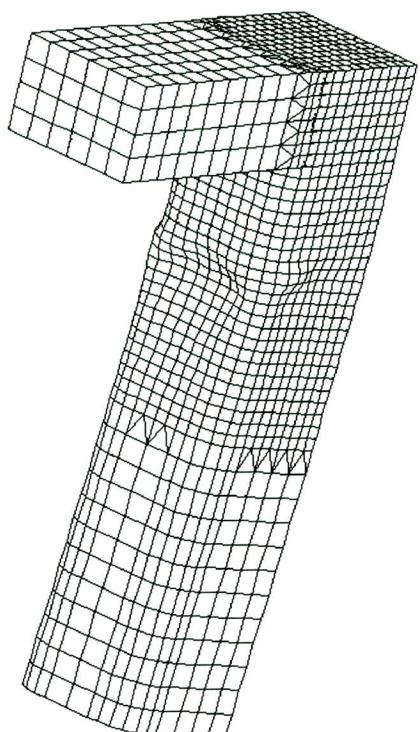
図—3 d C 4—FWSYI の変形



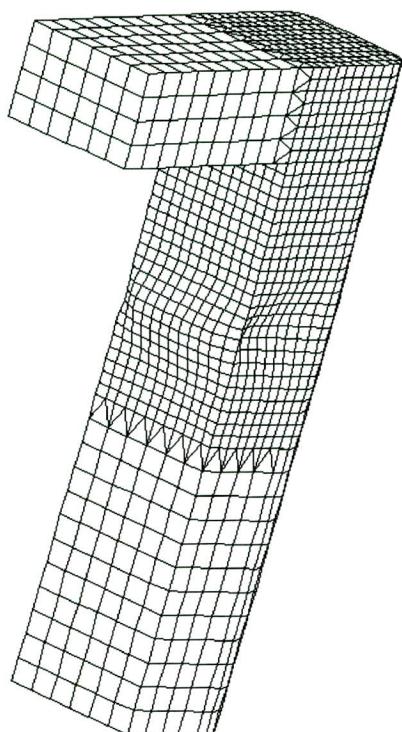
図—3 e C 4—FW 5 SYI の変形



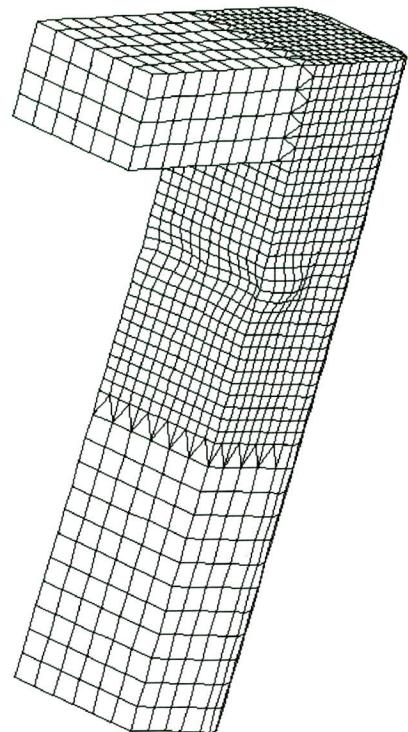
図—3 f C 8—FWSNI の変形



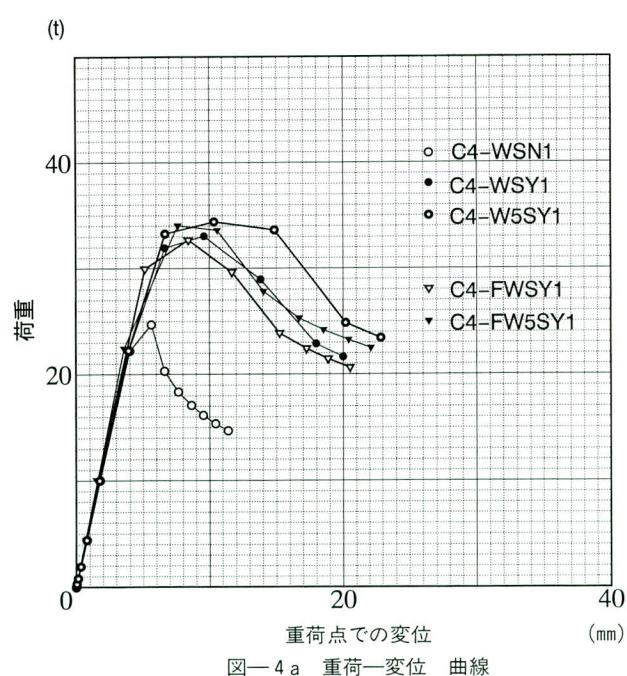
図—3 g CRI—FWSY



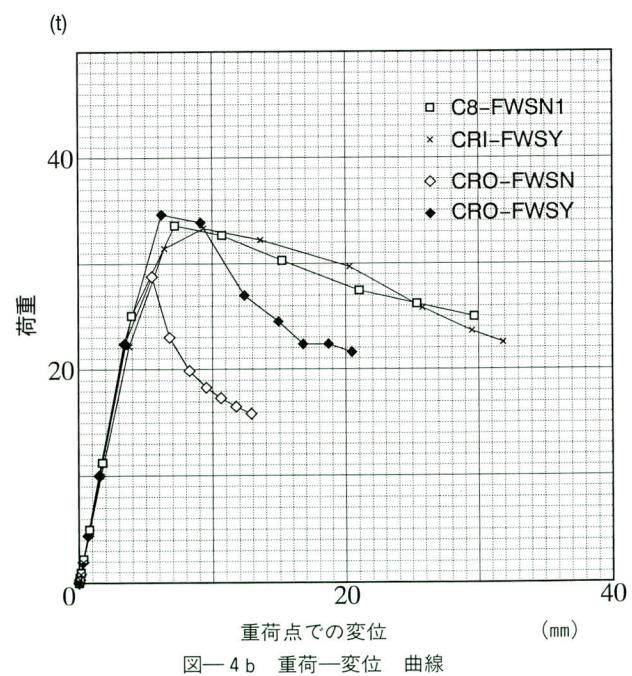
図—3 h CRO—FWSN



図—3 i CRO—FWSY



図—4 a 重荷—変位 曲線



図—4 b 重荷—変位 曲線

4. 考察

各種断面形状（断面積一定）の特性について静的耐荷

力とダクティリティについて考察する。ただし、ダクティリティを示す繰り返し載荷の解析と実験は、（その2）で行うので、ここでは静的載荷による荷重—変位

曲線の、最大荷重以降の勾配で近似的に²⁾表すものと考える。

静的な耐荷力は隅角部の補強方法（ウェブのみの場合とウェブ・フランジ共に補強の場合）ではあまり有意差はないが、断面形状、縦方向の補剛材の有無では差がある。補剛材の無い矩形断面が24.71tfと最も低く、次に梁の反対側二隅円弧付き矩形が28.80tf、標準の補剛材の有る矩形断面が32.69tf、梁側二隅円弧付き矩形が33.35tf、補剛材の無い八角形断面が33.61tfである。また補剛材の断面を必要剛度の5倍¹⁾にした矩形断面で34.06tf、標準の補剛材の有る梁の反対側二隅円弧付き矩形が34.63tfで最大である。このことから、今回対象とした断面では、矩形断面が最も耐荷力が低く、梁側二隅円弧付き矩形、梁の反対側二隅円弧付き矩形と順次高くなり、八角形断面が最大となる。また耐荷力は補剛材を付けることにより30%位高くなるが、補剛材の剛度を必要剛度の5倍にしても4%位上昇するのみである。

ダクティリティについて、補剛材の有無によって、また補剛材の剛度を上げた場合(必要剛度の5倍)、それなりに大きくなる。しかしそれよりも、断面形状に負うところが大きく、例えば梁側二隅円弧付き矩形(梁側のフランジに曲げ圧縮が作用する場合)、四隅円弧付き矩形(両曲げの場合)、八角形断面はダクティリティの高い断面形状と言える。(図-4参照)

5.まとめ

橋脚の4種類の柱断面形状の景観・製作および静的な耐荷力について述べる。

①鋼製橋脚は景観的に優れた形状を作り出すことができる。

②製作は、強度、精度の面で十分な管理が必要である。特に曲面形状を有する柱断面の曲げ方向に製作キャンバーを付けることは難しいので、設計時点に方法を考えておく必要がある。

③静的な耐荷力は柱の断面形状に大きく左右され、矩形に比べて八角形(補剛材無し)、円弧コーナー付きの断面はその値が大きい。

④補剛材の有無による耐荷力の差はあるが、その剛度を所要値の5倍位にしても大きな差はない。

⑤ダクティリティ(推定できたとして)は断面形状によって大きな差がある。また補剛材の有無、さらにその剛度を上げたとき、それなりの効果はある。

6.あとがき

今回、限られた柱の断面形状の静的な耐荷力を検討したが、(その2)ではその他の断面形状も含めて、繰り返し載荷によるダクティリティの検討と載荷実験を行う予定である。

〈参考文献〉

- 1) 道路協会；道路橋示方書II鋼橋編 平成6年2月
- 2) 山田、青木、安藤；鋼製八角形断面柱を有するラーメン隅角部の終局強度実験、第49回年次学術講演概要集(1), 1994

1995.10.30受付

鉄道橋における全断面現場溶接桁の施工(呉服橋・常磐橋)

Erection of Railway Bridge by Full Section Welding of Girders in the Field (Gofukubashi and Tokiwabashi Bridges)

安 中 順 策^{*1}
Junsaku ANNAKA菅 井 衛^{*2}
Mamoru SUGAI松 本 博 樹^{*3}
Hiroki MATSUMOTO佐 直 信 次^{*4}
Nobutugu SAJIKI森 下 統 一^{*5}
Touichi MORISHITA

Summary

The Gofukubashi and the Tokiwabashi are railway bridges over a national and district road, respectively. The bridges were built in an effort to secure the space required to extend Hokuriku Shinkansen service into Tokyo. Because both locations are next to office districts, design emphasis was placed on appearance and full section welding of girders in the field was applied to erecting them though this technique had never been used for a railway bridge.

This paper outlines the erection of the railway bridges by full sectional welding of girders in the field.

1. まえがき

ここに報告する中央線東京駅付近重層化呉服橋、常磐橋架設工事は、東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所の設計・施工管理の元に施工され、平成6年12月に無事竣工をむかえたものである。

本工事は平成10年開業予定である北陸新幹線の東京駅乗り入れに伴い、必要となるスペースを確保するために在来のレンガアーチ高架橋上にある中央線をこの上層に上げるための工事であり、東京～神田間の高架橋のうち、国道1号線（永代通り）上に架かる呉服橋と区道104号上に架かる常磐橋の2橋梁をほぼ同時進行で架設を行

った。この2橋梁は赤レンガの駅舎に代表され首都東京の表玄関である東京駅へのアプローチ部であり、丸の内オフィスビル街に隣接しているため景観を重視した設計がなされ、鉄道橋としては初めての全断面現場溶接を採用している。

本文は、鉄道橋における全断面現場溶接桁の架設を中心に戸工事の概要を報告するものである。

2. 計画及び設計概要

呉服橋は国道1号線永代通り上、常磐橋は区道104号線上に架かり、共に前後のアプローチPC桁と形状を揃

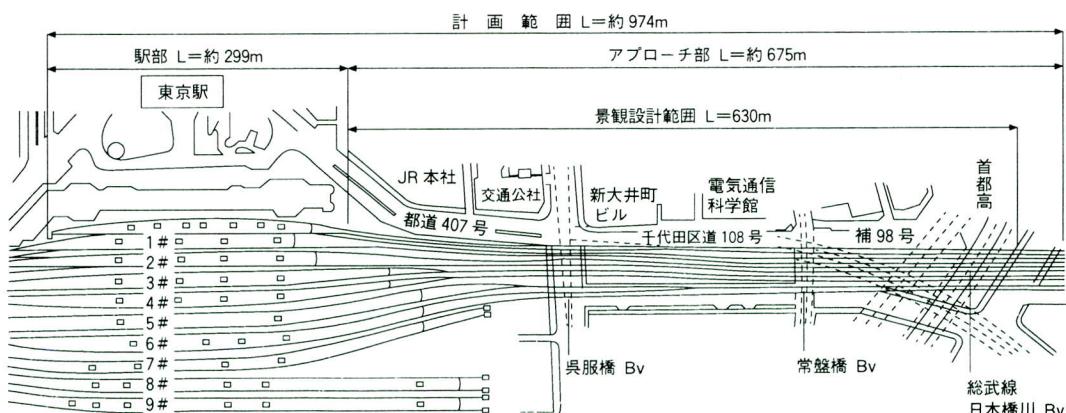


図-1 中央線重層化位置平面図

*1 宮地建設工業(株)橋梁構造事業部工事部工事課長

*2 宮地建設工業(株)橋梁構造事業部工事部計画課長

*3 宮地建設工業(株)橋梁構造事業部工事部工事課係長

*4 宮地建設工業(株)橋梁構造事業部工事部計画課係長

*5 (株)宮地鐵工所千葉工場製造部品質管理課長

えるため逆台形断面で、桁高が低く抑えられており、常磐橋は下フランジ面が前後のアプローチに合わせてアーチ形状を有している。

表-1 橋梁概要

	呉服橋	常磐橋
線路等級	I級線	I級線
型式	上路プレートガーダー 複線3室箱桁 道床式 鋼床版	上路プレートガーダー 複線3室箱桁 道床式 鋼床版
橋長	57,790m	39,000m
支間長	55,000m	37,750m
幅員	10,405～10,582m	10,400m
列車荷重	EA-17	EA-17
腹板高	1,936～1,983m	1,400～2,077m
腹板間隔	1,550～2,350m	1,901～2,800m
鋼重	492t	244t

3. 現場環境

架設地点周辺の状況は下記に示す通りである。

(1) 呉服橋

- ・桁下全幅に国道1号線がほぼ直角に通っており、国道1号線は片側3車線の全6車線で両側に歩道があり、交通量は約64,000台／日と非常に多い。
- ・架設地点の丸の内側は、都道407号線（有楽町方）と区道108号線（神田方）が並行しており、国道1号線と交差している。
- ・架設地点の八重洲側は、在来線（中央線・京浜東北線・山手線等）及び新幹線の高架が近接して並行しており、作業ヤードとしての利用は不可能である。
- ・架設地点に隣接する側径間はPC桁が施工済で、上部はヤードとして使用可能であるが、断面形状は逆台形の中空構造で荷重載荷量及び位置は限定される。
- ・本橋梁付近は曲線区間である。

(2) 常磐橋

- ・桁下に区道104号がほぼ直角に通っており、104号は片側1車線の2車線で両側に歩道がある。
- ・架設地点の丸の内側は、区道108号線（有楽町方）と都道407号線（神田方）が並行しており、区道104

号と交差している。

- ・架設地点の八重洲側は、在来線（中央線・京浜東北線・山手線等）及び新幹線の高架が近接して並行しており、作業ヤードとしての利用は不可能である。
- ・架設地点に隣接する側径間はPC桁が施工済で、上部はヤードとして使用可能であるが、断面形状は逆台形の中空構造で荷重載荷量及び位置は限定される。

4. 吳服橋架設

(1) 工法概要

架設工法は有楽町方PC桁上を組立ヤードとして、手延式送り出し架設にて行った。但し本橋の場合、工法選定には下記の条件を満足させることが必要であった。

- ①現場溶接に当たっては桁全体を組み立てた状態で溶接することが形状管理上必須条件であった。
- ②桁下の国道1号線の交通規制を必要最小限に抑える必要があった。（但し、国道上で桁を動かす場合は全て交通規制を行うことが協議の上で決定している。）
- ③本区間は曲線区間であり、組立ヤード長が約90mに限られた。
- ④PC桁への送り出し反力の低減を図る必要がある。等の理由により、まず鋼重の小さい手延機・手延工事桁を単独で引き出し架設して国道上を渡し、次に本桁を組立連結後、送り出し架設を行った。

(2) 手延機・手延工事桁引き出し架設

初めの手延機・手延工事桁の引き出し架設は、国道上を1夜間（8時間）で到達させ、且つ桁が安定した状態まで引き続き引き出しを行う必要があるため、速度の比較的速い自走台車と駆動式送りローラーを併用して行った。

(3) 桁送り出し架設

手延工事桁につなげて図-2の断面形状の本桁を全長組み立て、現場溶接を行い完成形に仕上げた後、送り出し架設を行った。

本桁は逆台形断面で外ウェブが傾斜しており、送り出し時の反力に対するウェブ補強が難しいため、横桁位置(@2.5m)に支点補強を施しこれを受ける様、送り出

し装置は滑り台と水平ジャッキを使用して行った。

送り出し完了後、桁据付ラインに合わせるため旋回を行い、降下機を使用して降下・据付を行った。

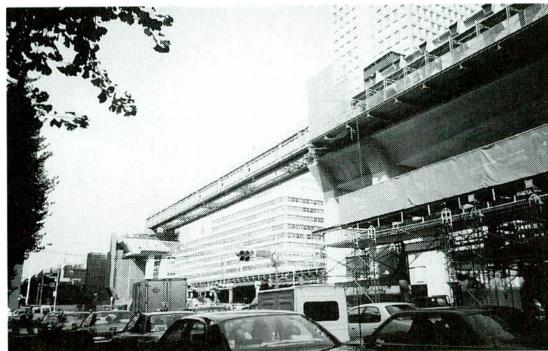


写真-1 呉服橋架設状況



写真-2 呉服橋架設完了

5. 常磐橋架設

(1) 工法概要

本橋梁は呉服橋に比べて小規模であり、下フランジ

面がアーチ形状を有しており手延式送り出し架設には向かないことにより、神田方 PC 桁上を組立ヤードとして桁組立後、工事桁上を自走台車により縦移動架設し、降下機により据え付ける工法とした。

(2) 工事桁架設

架設地点への工事桁架設は、周辺道路を夜間全面通行止めして交差点内で工事桁を地組立てし、200t 吊油圧クレーンの相吊作業で架設した。

(3) 桁縦移動・降下架設

神田方 PC 桁上に組立ヤードを設け、図-3 の断面形状の桁を全長組み立て、現場溶接を行い完成形に仕上げた。

桁の縦移動は先に架設した工事桁上を自走台車にて約39m、昼間通行止め無して行った。

桁の据付はまず、降下装置にて桁を吊り上げ、桁下の工事桁を横取りして160t 吊油圧クレーンの相吊作業で交差点内へ取り降ろして解体、搬出した。引き続き桁を降下装置で約 5 m 降下して据え付けた。作業は周辺道路を全面通行止めして 1 夜間で行った。

6. 全断面現場溶接

この 2 橋梁は鉄道橋としては初めて全断面溶接を採用しており、外観形状を重視すると共に疲労強度を考慮した構造であり難易度が高く、高い精度管理が要求された。

溶接箇所を図-2, 3 に示す。

呉服橋は全断面溶接と上下フランジに各々 2 本の縦継手

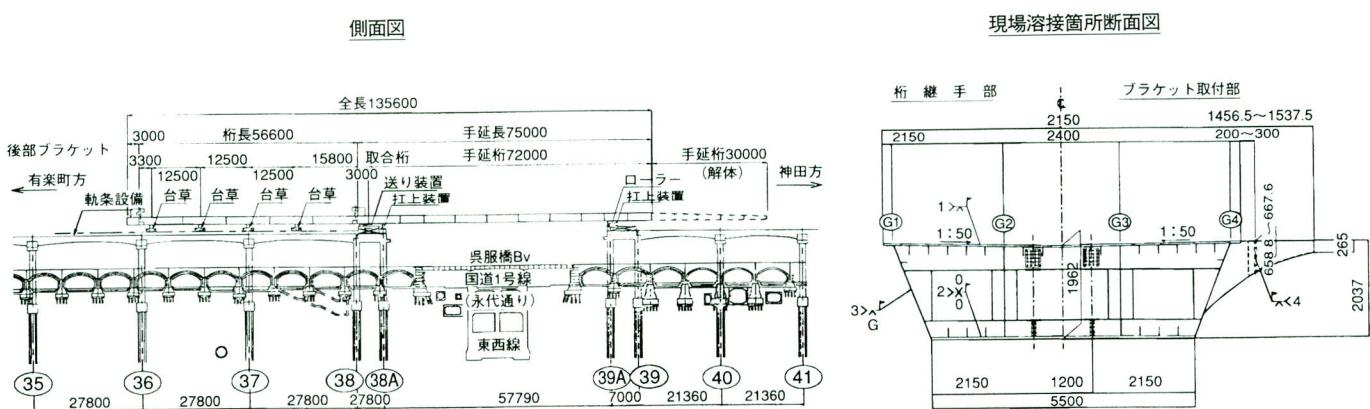


図-2 呉服橋架設計画図

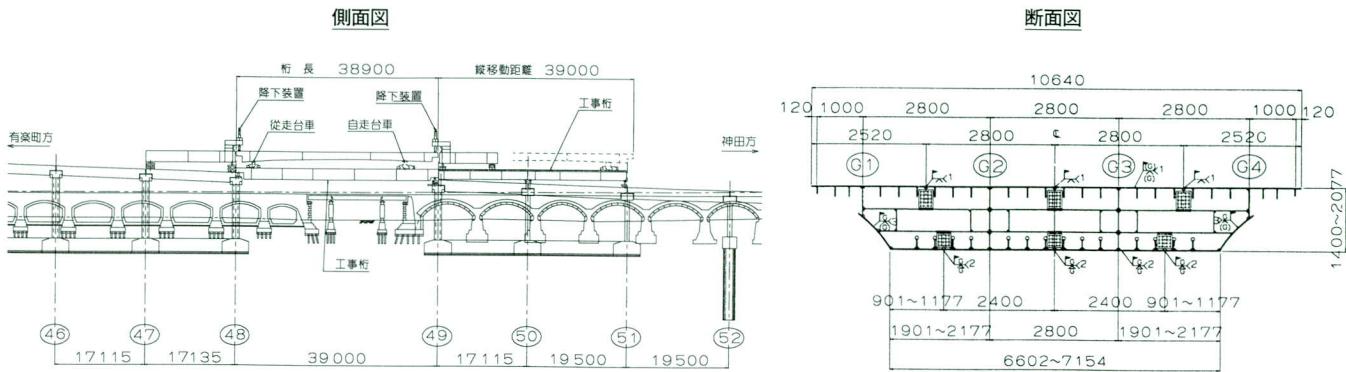


図-3 常磐橋架設計画図

を有するが、上フランジは工程短縮のため高力ボルト継手を採用し、下フランジは景観設計上継手が外面から見えない様、過去に例のない縦リブの綴じ合わせ方式となっている。

一方、常磐橋は全断面溶接と上下フランジに各々3本の縦継手を有するが、いずれも現場溶接継手である。

(1) 開先形状及び溶接方法

各溶接箇所の開先形状及び溶接方法を表-2, 3に示す。開先形状決定に当たっては出来る限り自動溶接を採用することを前提とした。また、箱桁内面からの溶接では桁高が低く、中間ウェブ、縦リブ等により溶接機器の

表-2 呉服橋 開先形状及び溶接施工法一覧表

溶接部材名	溶接姿勢	開先形状	開先基準値(標準)				溶接施工法	溶接装置	溶接材料	
			開先角度(θ)	ルートギャップ(G)	ルートフェイス(R)	目違い(M)				
U.Flg (SMA570) R22・28・40 耐候性P	下向	外面 	50°±5°	8mm±2mm	1mm±1mm	0mm 局部2mm	CO2片面裏波 自動溶接法 のど厚12mm以上	PICOMAX-2	ワイヤ SB-4IGL CO2100%	裏当材 シールドガス
		同上	同上	同上	同上	同上	サブマージアーケ 片面自動溶接法	SW-24 オールメルト	ワイヤ YF-15	フラックス
	上向	内面 	50°±5°	6mm±2mm	1mm±1mm	0mm 局部2mm	CO2 半自動溶接法 裏当材	メルオート	ワイヤ SU-378R CO2100%	裏当材 シールドガス
		外面 	50°±5°	6mm±2mm	1mm±1mm	0mm 局部2mm	MAG片面裏波 自動溶接法 整形	OH-AUTO	ワイヤ DXA-60B	シールドガス Ar80% + CO220%
Web (SM570) R12	斜立向	内面 	50°±5°	8mm±2mm	1mm±1mm	0mm 局部2mm	CO2片面裏波 自動溶接法	PICOMAX-2	ワイヤ SB-4IP CO2100%	裏当材 シールドガス
Bracket (SM490A) RF=14, W=9	全断面	外面 	50°±5°	7mm±2mm	1mm±1mm	0mm 局部2mm	板膜アーケ手溶接 及び CO2半自動溶接	交流アーケ溶接 メルオート	ワイヤ D5016 L-55 ワイヤ DW-60	シールドガス CO2100%

表—3 常磐橋 開先形状及び溶接施工法一覧表

溶接部材名	溶接姿勢	開先形状	開先基準値（標準）				溶接施工法	溶接装置	溶接材料		
			開先角度 (θ)	ルートギャップ (G)	ルートフェイス (R)	目違い (M)			ワイヤ	裏当材	シールドガス
U.Flg (SMA490A) R16・19 (耐候性P)	下向		50° ± 5°	8 mm ± 2 mm	1 mm ± 1 mm	0 mm 局部2 mm		PICOMAX-2	1.2φ YM-26	SB-4IP	CO2 100%
			同上	同上	同上	同上			ワイヤ	フラックス	
Web (SM490YB)	上向		50° ± 5°	7 mm ± 2 mm	1 mm ± 1 mm	0 mm 局部2 mm		OH-AUTO DWA-60	4.8φ Y-D	YF-15	
			50° ± 5°	8 mm ± 2 mm	1 mm ± 1 mm	0 mm 局部2 mm			ワイヤ	裏当材	シールドガス
R12	斜立向		50° ± 5°	8 mm ± 2 mm	1 mm ± 1 mm	0 mm 局部2 mm		メルオート SF-1	1.2φ SF-1	SB-4I	CO2 100%
									ワイヤ	裏当材	シールドガス

設置が困難なため外面からの溶接に主眼を置いた。

しかし呉服橋下フランジは最大板厚52mmと極めて厚く片開先の外面溶接では溶接後の歪みが懸念されるため、X開先とし外面は上向き MAG 片面裏波自動溶接、内面はCO₂半自動溶接で行った。現場継手に当たって継手ルートギャップを0とする事が困難であり、且つ先行初層溶接時の抜け落ちを防止するため、丸形セラミック裏当て材を外側開先内に装着し、内面溶接を先行させた。

また、下フランジ横継手と縦継手（リブ綴じ合わせ）の交差部は強度上弱点となり亀裂が生じやすいため、縦継手側も100mmの範囲を完全溶け込み、その先是1:5テーパーの開先遷移区間を設けた。

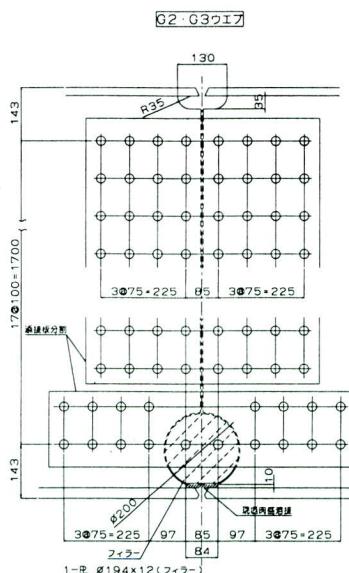
(2) スカーラップ形状

スカーラップ形状についても疲労強度を考慮し下フランジ側（引張り側）は

- ①ウェブ、縦リブの溶接ビードをスカーラップ部で切らない。
- ②ウェブ直下を横継手ビードの継ぎ目とせずに通過させる。
- ③縦リブ部は自動溶接機を通過させる。

ことを考慮し、中間ウェブには図—4に示すφ200mmの円形スカーラップを設けてウェブ直下で横継手ビードを

切らないようにし、縦リブには図—5に示す幅200mmのU字形スカーラップを設け溶接機が通過可能な様にして、横継手溶接後ウェブ、縦リブの溶接ビードを肉盛り溶接してつなげる事とした。



図—4 中間ウェブスカーラップ

また、溶接施工時の拘束治具は現場での取付は厳禁されているため工場製作時に取り付けし、出来る限り既設の添接板を用いる様必要最小限にとどめた。

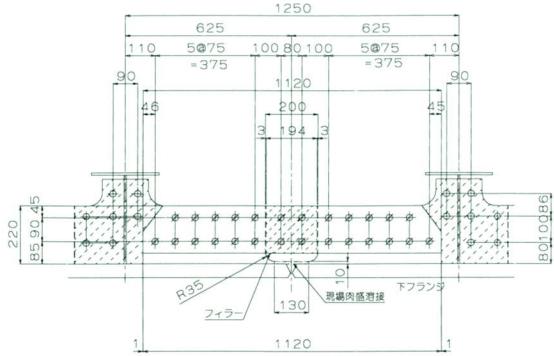


図-5 下フランジ縦リブスカーラップ

(3) 現場溶接施工試験

実際の現場溶接に先立ち、溶接施工性、溶接継手の性能及び品質の健全性を確認するため現場溶接施工試験を行った。

試験体は実橋を再現するため、一部立体型の試験体を作成し、溶接部の非破壊検査として超音波自動探傷試験及び放射線透過試験を行い、現場溶接部への適用性を確認した。

本試験では特に次の項目について検討・確認を行った。

- ①上フランジの溶接施工法の確認
- ②下フランジ縦継手（リブ綴じ合わせ方式のボルト接合）と横継手（現場溶接）交差部の処理方法
- ③下フランジ両面溶接の確認

④下フランジ溶接のウェブ・縦リブとの交差部の溶接施工法

⑤ウェブ立て向き CO₂ 自動溶接の適用性

⑥スカーラップ補強溶接の施工法

⑦溶接による収縮と変形

試験項目及び試験結果を表-4に示す。いずれも判定基準を満足する結果が得られ、溶接施工方法及び溶接材料の適合性について確認が得られた。

特に②の下フランジ縦継手と横継手交差部の処理方法は先に縦継手の完全溶け込み溶接を行った後、ガウジングとグラインダーで横継手の開先を成形し横継手の溶接を通してさせる方法で行い、施工性に問題はなかった。なお縦継手の先行溶接時は、クロス部に裏当て材と開先塞ぎ板（銅板）を当てて溶接を行った。

また、⑥のスカーラップ補強溶接はリブもしくはウェブの工場溶接ビードを前もって削り取り、板厚に合わせて銅板を添えて被覆アーク溶接でスカーラップ下端を肉盛溶接してつなげた後、銅板をはずしてリブ及びウェブのすみ肉溶接を行う要領が、形状を整えやすい方法であることが分かった。

また溶接施工試験体を用いて溶接収縮及び変形測定を行った。その結果溶接収縮量は2.5~3.5mm、面外変形量は板厚の薄い常磐橋のウェブでやや大きな膨らみが生じたが、試験体と実橋では拘束状態が異なることを考慮すると、問題がないと判断した。

表-4 溶接施工試験結果

橋梁名		呉服橋			
対象箇所	ウェブ	上フランジ	下フランジ		
試験項目	試験結果				
放射線透過試験	欠陥なし Ⅰ級	欠陥なし Ⅰ級	Ⅰフィルムのみ 2級 その他 Ⅰ級		
自動超音波深傷試験	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) 605 602	引張強さ (N/mm ²) 628 629	引張強さ (N/mm ²) 681 685		
型曲げ試験	欠陥なし 欠陥なし	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 66, 73, 70Av=70	衝撃値 (J) - 5 °C 70, 70, 79=Av=73	衝撃値 (J) - 5 °C 90, 84, 96Av=90		
マクロ試験	欠陥なし	欠陥なし	欠陥なし		
硬さ試験	最高硬さ Hvmax=228	最高硬さ Hvmax=249	最高硬さ Hvmax=336		

橋梁名		常磐橋			
対象箇所	ウェブ	下フランジ			
試験項目	試験結果				
放射線透過試験	欠陥なし Ⅰ級	Ⅰフィルムのみ 2級 その他 Ⅰ級			
自動超音波深傷試験	欠陥なし Ⅰ級	欠陥なし Ⅰ級			
引張試験	引張強さ (N/mm ²) 564	引張強さ (N/mm ²) 564	欠陥なし Ⅰ級	欠陥なし Ⅰ級	
型曲げ試験	欠陥なし Ⅰ級	欠陥なし Ⅰ級	欠陥なし Ⅰ級	欠陥なし Ⅰ級	
衝撃試験	衝撃値 (J) - 5 °C 81, 77, 76Av=78	衝撃値 (J) - 5 °C 140, 76, 114Av=114			
マクロ試験	欠陥なし	欠陥なし	欠陥なし	欠陥なし	
硬さ試験	最高硬さ Hvmax=187	最高硬さ Hvmax=245			

(4) 現場溶接

溶接施工試験の結果を受けて、現場溶接を行った。現場溶接に先立ち、防風設備を溶接継手部を覆う形で設置した。特に常磐橋は上下フランジとも縦横継手が溶接のため桁全体を覆う形で防風設備を設けた。

また両橋とも、下フランジ溶接は外面からの上向き MAG 自動溶接法を採用しているが、溶接器の走行レールを支持する仮付けピースの溶接が疲労強度上好ましくないので、走行レールの直角方向に溝型鋼を取り付け、それを床面からジャッキサポートで支持する方法を採った。溶接順序を図-6, 7に示す。

常磐橋では単部桁は桁幅方向に一体であるが中間桁は縦継手で分割されており、縦継手溶接による収縮を見込

んで幅広く製作されているので、T字状交差部は縦縦手溶接を先行し幅方向の収縮をおこさせた後、横縦手の溶接を行った。なお十字に交差する中間の継手は面外変形を考慮して横縦手溶接を先行した。また、呉服橋上フランジ横縦手 J1 部の縦方向ボルト継手との T字交差部は溶接ビードに亀裂が生じやすいため、溶接後 $\phi 50\text{mm}$ のストップホールを設けた。尚このストップホールは、縦縦手添接板端部を延長して覆う構造とした。

溶接完了後、自動と手動を併用して超音波探傷検査を行った結果、いずれも判定基準を満足する結果が得られた。

また、溶接による収縮量もほぼ設計値通りの結果となり、全体の橋長、支間長への影響は見られなかった。

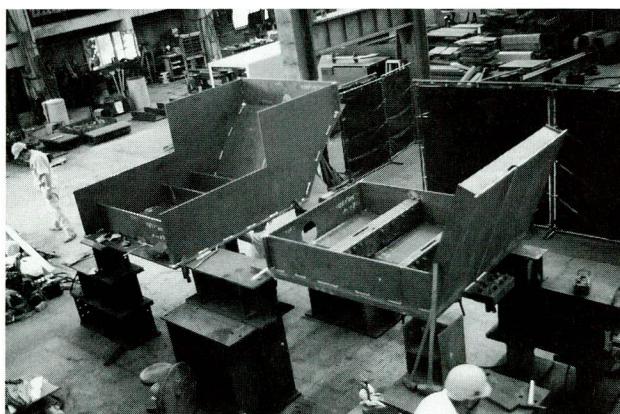


写真-3 試験体形状



写真-5 縦リブスカーラップ補強溶接

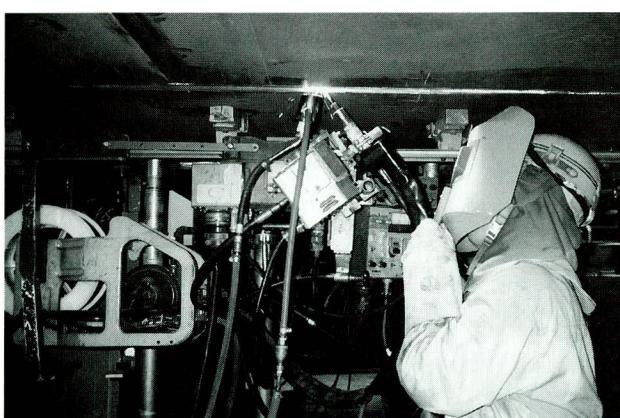


写真-4 上向き MAG 自動溶接状況

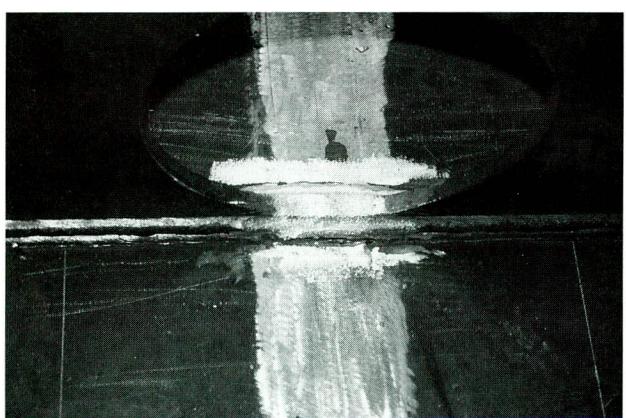


写真-6 中間ウェブスカーラップ補強溶接

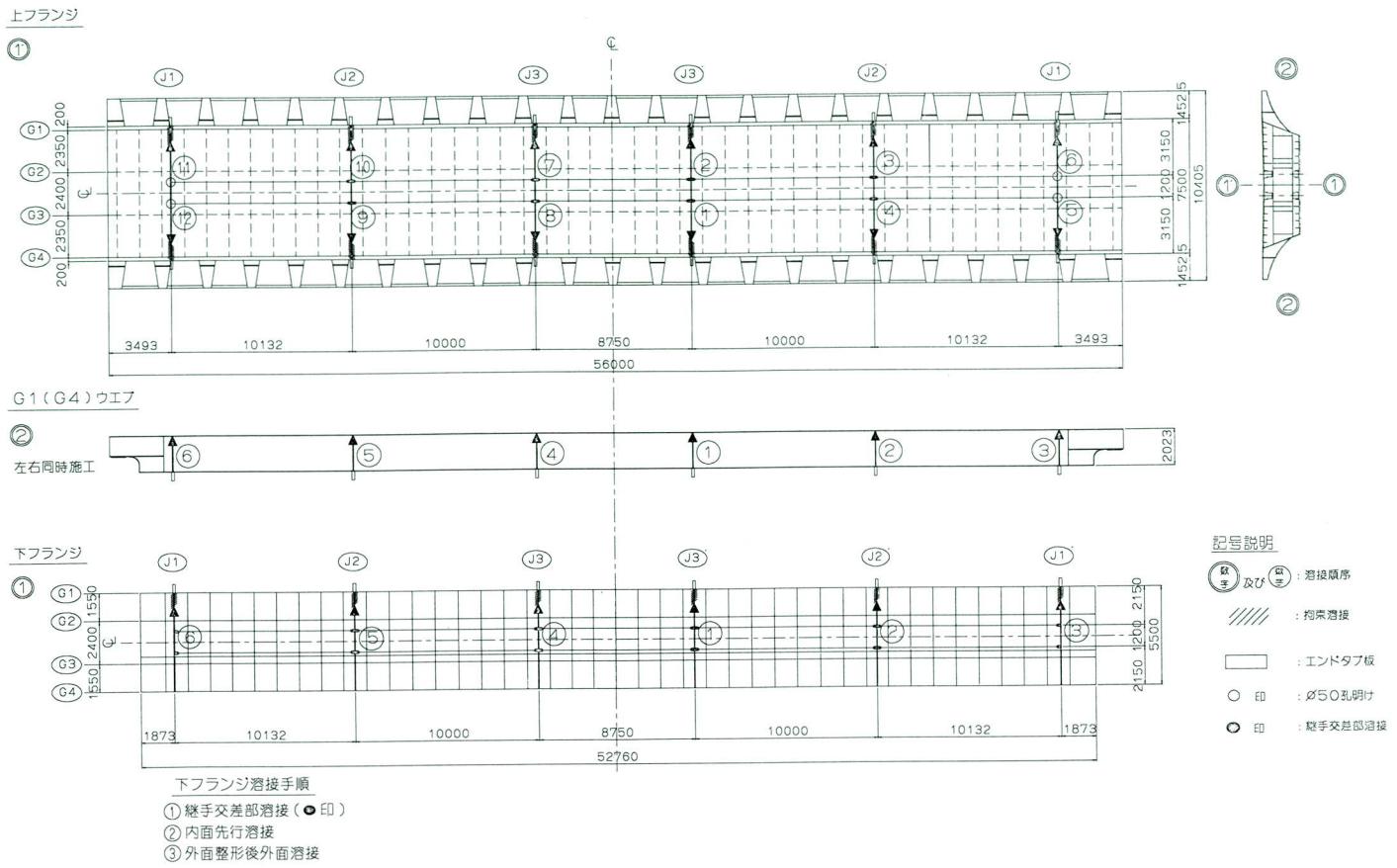


図-6 呉服橋溶接順序

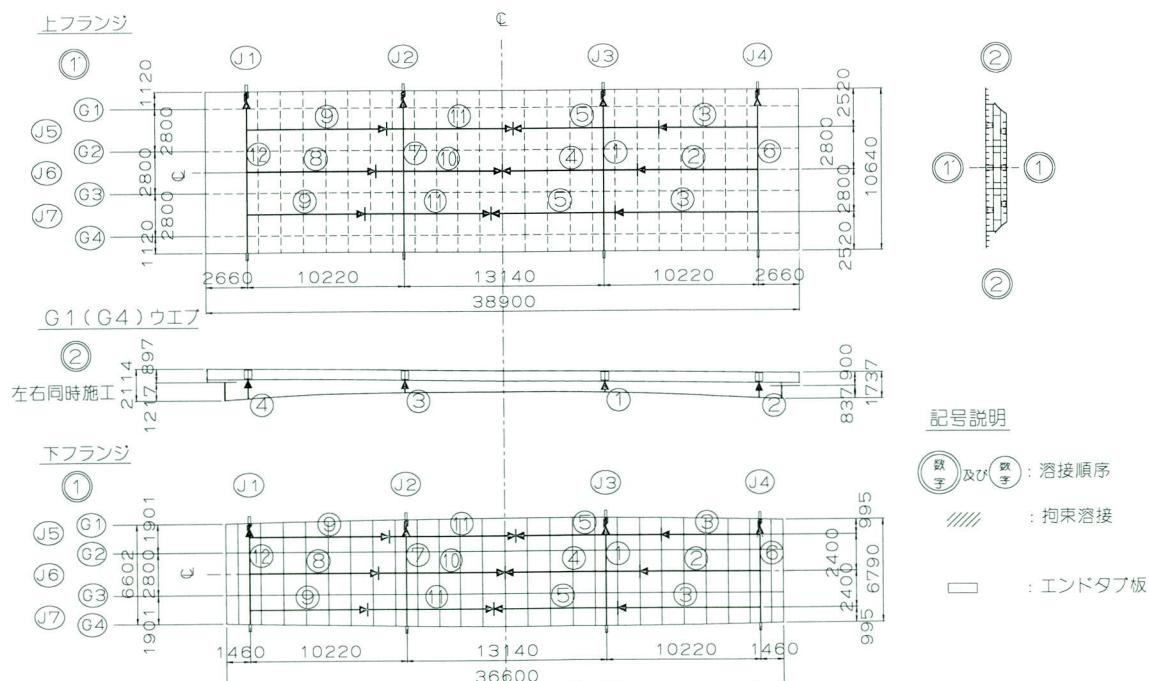


図-7 常磐橋溶接順序

7. あとがき

本工事は、都心の丸の内オフィスビル街の真っ直中で、左右が道路と鉄道の営業線に挟まれた非常に厳しい作業環境下で、且つ工程的にも厳しい中、鉄道橋として初めての全断面溶接桁を架設するという大変難易度の高い工事でありましたが、無事竣工を迎える事が出来ました。

本工事で得られた経験や各種データを今後にフィード

バックする事が我々の使命であると感じております。

最後に本工事の計画、施工に当たり監督御指導頂いた田島橋梁構造研究所 田島二郎先生、JR 東日本東京工事事務所 ターミナル第三、同工事管理室、JR 東日本建設工事部 構造技術 PT の皆様、並びに鉄建建設㈱、清水建設㈱の関係各様方に深く感謝し、紙上を借りて御礼申し上げます。

1995. 10. 16受付

グラビア写真説明

鳴瀬奥松島大橋

本橋梁は、三陸縦貫自動車道路（仙台市から岩手県宮古市まで220km）の中で、矢本石巻区間の起点に位置する鳴瀬川、吉田川の両川を横架する延長415m の橋梁です。

そのうち当社が施工した部分は、中央部に架かる140m のニールセン系ローゼ桁で、重量2100t になります。東北地方建設局が今までに発注した最大の重量です。

ニールセン系ローゼ桁は、アーチ状の上弦材と下弦材を結ぶ吊材にケーブルを使用することにより、鋼重を軽減でき経済的でまた美観に優れた形式の橋梁です。

架設はベント併用トラッククレーン工法で行い、一渴水期中に完了させなければならず、冬期毎日吹く強風に悩ませられながら、なんとか無事完成させる事ができたのは、工事関係者の卓越した技術のおかげです。

東北地方最大の東北地方建設局初のニールセン系ローゼ桁という事で、架設現場には県内外からの見学者が多くみました。

アーチ締結の際は締結式典を行い、地元住民の方々と共に連結を祝いました。また、工事終了近くには、地元小学校を対象に「橋の役割」「橋の出来るまで」をテーマに見学会を開き、溶接、ボルト締め、塗装作業の実演を行い、イメージアップに勉めました。

橋名の「鳴瀬奥松島大橋」は、鳴瀬町民全員からの募集により決定された橋名です。

(佐々木)

鉄骨柱の現場横向き溶接口ボットの開発

Development of a Robot for Horizontal Welding of Steel Columns in the Field

大月 真一^{*1} 鳴沢 明雄^{*2}
Shinichi OTUKI Akio NARUSAWA

Summary

The automation of field welding lags behind the automation of shop welding because of the difficulty of automating horizontal welding in the field.

The recent shortage of welders and the aging of these workers are providing incentive to accelerate the development of automated field welding systems. Through joint research, Miyaji Iron Works has developed a horizontal welding robot for deployment in the field.

Since the end of last year, when the mechanical performance of the robot was confirmed by a working test, the robot has been put to practical use and has brought about good welding quality in two construction projects in which it has so far been used.

1. まえがき

鉄骨製作および建築業界は「3K」と呼ばれ、技能工不足が慢性的化している。現場溶接技能者についても高齢化、新規採用者の減少等、人材不足の感は否めない。脱技能、人材不足解消の手段として現場作業の自動化は避けられない問題であり、溶接についても溶接ロボットの開発が必要に迫られている。

溶接において横向き溶接を自動化する事は困難とされており、このことが工場溶接に比べて現場溶接の遅れた要因となっている。人材不足も今後解消されるとは考えにくく、ここ数年間で横向き溶接の自動化が急速に進んでいる。

当社としても、人材不足に対応し脱技能を目指す観点からも横向き溶接の自動化に取り組むこととした。しかし、ファブリケーター1社の力では、開発から導入をこなしていくことは非常に困難であり、ゼネコン・ロボットメーカーとの共同開発が必要であった。

そこで、(株)フジタ、(株)神戸製鋼所と共同開発を進め、実工事への導入を実施したので、これについて報告する。

2. BOX柱用「POCO（ポコ）」の概要

ロボットは大別して直交型と多関節型がある。現場導入を考えた場合、軽量コンパクトが第一条件でありこの

観点からいくと直交型が有利であるが、BOX柱専用機ではなく、ある程度の汎用性を持たせようとした場合、多関節型の方が応用範囲が広いと考えられるため、多関節型を採用することとした。軽量化については、現状のロボットの中で最小の機種を選定し、なおかつ分割型とすることで、直交型ロボットと重量的には遜色ないものとする事ができた。

今回採用した(株)神戸製鋼所の「POCO」は、6自由度・多関節型+1自由度（走行台車）の同時6軸および7軸制御のティーチングプレイバック方式となっている。**表-1**にロボット本体の仕様を示す。

本体の構成軸は、S1（旋回）、S2（下腕ふ仰）、S3（上腕ふ仰）、S4（手首回転）、S5（手首曲げ）、S6（手首ひねり）、S7（専用台車）からなっている。ロボットの総重量は33kgで、その内訳はロボットアーム部15kg、ロボット旋回部・台車が18kgとなっている。レールは、3サイズを用いてBOXサイズ400×400～1000×1000まで施工可能としている。

本システムは、「KOTS（コウベ・オフライン・ティーチング・システム」を採用し、溶接条件はパソコンに開先条件を入力することにより標準条件が自動生成される。溶接条件については、溶接電流・電圧・速度を変更することが可能である。**表-2**に入力項目を示す。

*1松本工場 製造部生産技術課

*2松本工場 製造部次長

ティーチングポイントは8点（直線部の両端×4面）で、溶接方法は、1.2φソリッドワイヤを使用した炭酸ガス（100%）シールド溶接を採用している。

表-1 ロボットシステム仕様

アークマン Poco（柱-柱継手仕様）			
動作範囲	S 1	±35°	33° /sec
	S 2	+170° ~ -10	56° /sec
	S 3	+1° ~ -150°	56° /sec
	S 4	±140°	180° /sec
	S 5	±150°	150° /sec
	S 6	±200°	180° /sec
	S 7	10m	5 m/min
手首可搬重量	3 kg		
位置繰り返し精度	ロボット本体：±0.2mm ロボット本体+台車：±0.5mm		
重量	ロボットアーム部：15kg ロボット旋回部+台車：18kg		
モーター総容量	340W（最大80W）		
溶接電源	センサーク SP500		

表-2 入力項目

①	②	③	④																														
W	D																																
〈溶接箇所情報〉 <table border="1"> <thead> <tr> <th>設定項目</th> <th>①</th> <th>②</th> <th>③</th> <th>④</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>開先角度</td> <td>35.0</td> <td>35.0</td> <td>35.0</td> <td>35.0</td> </tr> <tr> <td>ルート間隔</td> <td>12.0</td> <td>12.0</td> <td>12.0</td> <td>12.0</td> </tr> <tr> <td>肌すき</td> <td>2.0</td> <td>2.0</td> <td>2.0</td> <td>2.0</td> </tr> <tr> <td>各コーナからの距離</td> <td>150</td> <td>150</td> <td>150</td> <td>150</td> </tr> <tr> <td>エレクションピースの高さ</td> <td>190</td> <td>190</td> <td>190</td> <td>190</td> </tr> </tbody> </table>				設定項目	①	②	③	④	開先角度	35.0	35.0	35.0	35.0	ルート間隔	12.0	12.0	12.0	12.0	肌すき	2.0	2.0	2.0	2.0	各コーナからの距離	150	150	150	150	エレクションピースの高さ	190	190	190	190
設定項目	①	②	③	④																													
開先角度	35.0	35.0	35.0	35.0																													
ルート間隔	12.0	12.0	12.0	12.0																													
肌すき	2.0	2.0	2.0	2.0																													
各コーナからの距離	150	150	150	150																													
エレクションピースの高さ	190	190	190	190																													

3. 横向き溶接ソフトと機器の改良

(1) ソフトの改良

横向き溶接は、溶接作業者の技量に負うところが多く、溶接電流・電圧・速度を適正条件に保てばよい結果が得られるとは限らず、各パスにおけるトチ角度、運棒方法、前パスを加味した狙い位置等、その時々の状況判断と技量が求められる。自動化する上では、溶け落ち、オーバーハング、スラグ巻き込み等の欠陥を防止し、製作および建方精度から発生する開先形状の変化を吸収できることを基本方針として開発を行った。

積層は、ストリングビードとウィビングビードの組み合わせで行っている。図-1に積層パターンを示す。

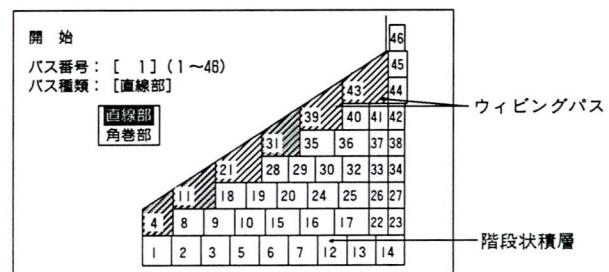


図-1 積層パターン

この積層方法では、オーバーラップ、溶け落ちを防止するため溶接しようとする箇所の下に十分な棚を形成するようになっている。また、テーパーギャップはウィビングビードで補正する。ストリングビードは、ルートギャップ調整のための下盛り層（最下段）、その上段のストレート層、表面の仕上げ層とに区分され、個々に溶接条件を持っている。この溶接条件は、スタート部・中間部・クリーダー部に細分化され、各々の溶接条件が修正可能となっている。

図-2に溶接作業の工程を示すが、エレクションピースを切断した後は、4面往復溶接を行うことにより、今までのロボットにあった起点復帰にかかる移動時間を短縮している。また、BOX柱角部まで溶接を行うため、補修溶接を必要としない。施工適用範囲を表-3に示す。

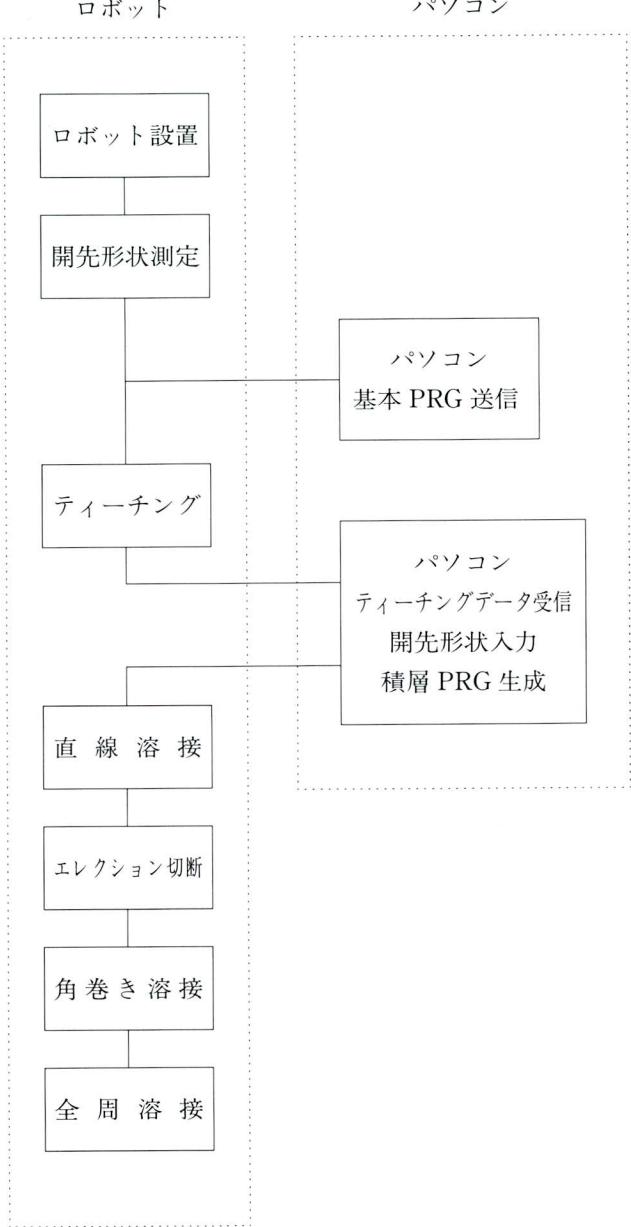


図-2 溶接作業工程

表-3 施工適応範囲

項目	適応範囲
柱形状	□400×400～1000×1000
板厚	19～100mm
ルートギャップ	7.5～17.0mm ※1
肌すき	0～3.0mm

※1：ルートギャップは、ボックス柱の角部4ヶ所の値を入力するが、そのとき最小値が7.5～12.5mmの範囲で、尚かつ最大値が最小値+5.0mm以内でなければ、施工範囲外になる。

(2) 機器の改良

通常のPOCOは、溶接トーチがアーム部の中心線からオフセットされているが、ソフト開発の段階でオフセットされていることにより位置制御が困難な事が判明したため、アーム部を改良しトーチをアーム中心線上に置くようしている。

ロボット、レールは共に2分割方式でありロボットが15kg+18kg、レールが30kg／個となっている。1人作業を目指していたが、レールセットは重量的に困難なため2人作業となる。

全周往復溶接を実現するため、本来ならば直線レール仕様であるところを円形レールを用いている。これに伴い、台車も曲面走行するための改良を施している。

(3) その他

横向き溶接のビード外観の良否は、仕上げ層の第1パスの溶け落ち等の欠陥の有無にかかっている。この問題をクリアするため、溶け落ち防止のためのセラミック表当て材を使用した。

現場使用では防風対策が重要である。二重シールドも候補に上がったが可搬重量が3kgと少なくトーチ重量を考えるとこれ以上重くできないこと、二重シールドだけでは防ぐことができない等の理由から、施工場所をシートで覆うこととした。

データ入力、積層パターン生成およびデータ送受信にパソコンを使用するため、ロボット制御盤が施工場所から離れる場合はパソコンはロボットの近くに設置し作業時間の短縮、施工の確実性をアップしている。

4. 柱コーナー部の溶接と溶接順序

(1) 柱コーナー部の溶接

柱コーナー部の溶接は、

- イ) コーナーにおいてアークを切らずに方向転換を行う方法
 - ロ) コーナー部で一旦アークをきり、ロボット方向転換後、再アークスタートする方法
- 以上が考えられる。

イ) の方法ではコーナー部に不溶接部分が発生するため補修溶接にかなりの時間がかかる。

一方、ロ) の方法では柱端部まで溶接可能であるため、

補修溶接は最小限度で納めることができる。しかし、一旦アークを切るため、溶接条件が適正でないと欠陥の発生する確率はイ)に比較して高くなると考えられる。

本システムでは、ロ)の方法を採用したが前述の問題点への対応策として、アークの切れている時間を極力短くし、クレータ部分が完全に冷え切ってしまわないうちにアークを発生させる事により、欠陥防止を行っている。柱コーナー部分の溶接状況を写真-1、2に示す。



写真-1 柱コーナー (溶接途中)

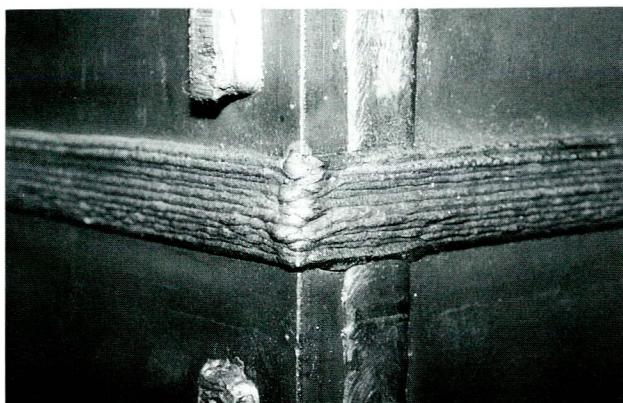


写真-2 柱コーナー (溶接終了)

(2) 溶接順序

現状の柱ジョイント部は、下柱トッププレート上に上柱がのり、エレクションピースによって固定されている。

このジョイント方法での問題点は、製品精度、建て方精度の誤差が裏板とトッププレートとの隙間あるいは目違いとなって現れる。また、エレクションピースが存在するため初層からの全周溶接が不可能であり、溶接ジョイント部が増加すること等が挙げられる。

エレクションピースを用いない施工方法もあるが、現状は圧倒的にエレクションピース方式であり、これに対応できなければ現場へのロボット導入は困難である。

今回は、図-3に示す溶接順序を採用する事とした。図中のカスケード溶接とは、欠陥の発生しやすいビード継ぎ部の集中を避けるため、継ぎ位置を各バス毎に移動させる溶接方法である。写真-3にそのビード外観を示す。

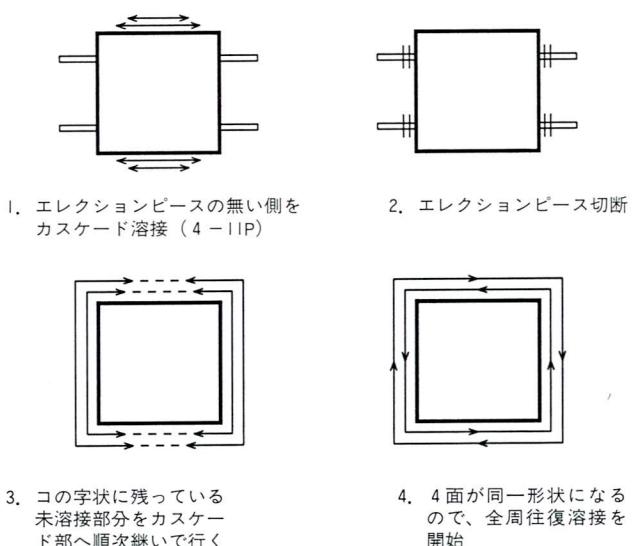


図-3 溶接順序



写真-3 カスケード溶接

5. 溶接施工試験

現場導入に先立ち、施工試験を実施した。その結果について以下に示す。

(1) 試験内容

試験は、板厚40mm・600×600の実大BOX柱を用いて、現場と同様の環境となるように屋外で行った。このときの溶接条件を表-4、試験一覧を表-5に、試験状況を写真-4に示す。

表-4 溶接条件

種 別	電流 (A)	電圧 (%)	速度 (cm/min)
下盛り層	308	96	50
ストレート層	308	96	64
ウェーピング層	260	100	27
仕上げ層	230	96	64~85

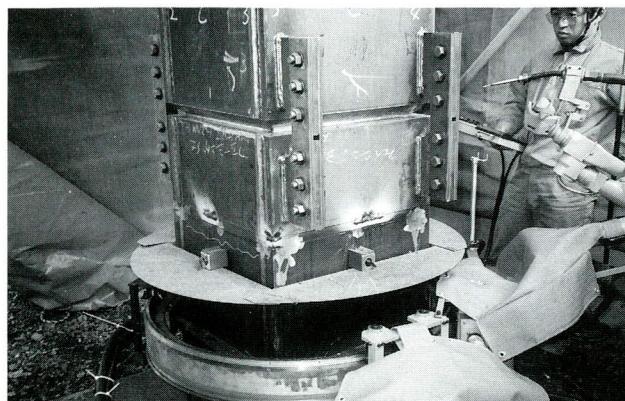


写真-4 試験状況

表-5 溶接試験一覧表

試験項目	数量	基準
超音波探傷試験	全線	建築学会基準
マクロ試験	6	JIS G0553準拠
硬さ試験	4	JIS Z3101準拠
引張試験	2 3 4	JIS Z 3121 I号 JIS Z 2201 10号 JIS Z 3111 IA号
曲げ試験	表曲げ試験 裏曲げ試験 側曲げ試験 コーナー曲げ試験	2 2 2 1
衝撃試験	D E P O B A N D H A Z	1 1 1
		JIS Z 3128 } 表面下 JIS Z 3128 } 1/2 t JIS Z 3128 } 裏面上

(2) 機械的性能

硬さ分布図を図-4に示す。また、機械試験結果を表-7に示す。マクロ試験片を写真-5、曲げ試験片を写真-6、引っ張り試験片を写真-7に示す。いずれも良好な結果であり、CO₂半自動溶接と同等の継手性能を有するものであることが確認できた。

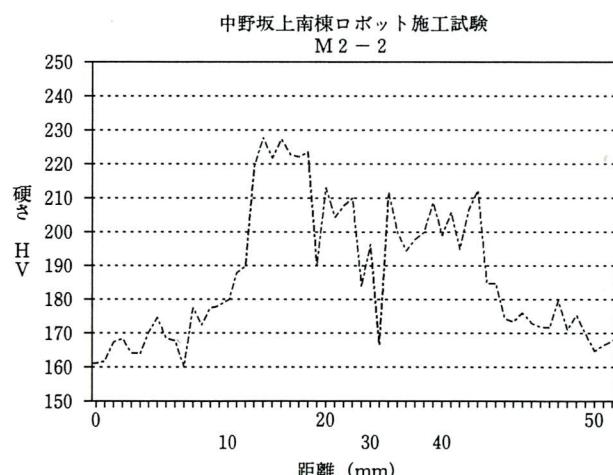


図-4 硬さ分布例

表-7 機械試験結果

試験項目	試験結果			
マクロ試験	欠陥なし			
引張試験 (全断面) (丸棒)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	破断位置
	527	574	—	母材
	354	524	15.2	母材
曲げ試験	表曲げ試験	欠陥なし		
	裏曲げ試験	欠陥なし		
	側曲げ試験	欠陥なし		
	コーナー側曲げ	欠陥なし		
衝撃試験 (J)	部位	表面	1/2t	裏面
	D e p o	106	150	235
	B o n d	163	226	159
	H A Z	250	190	250

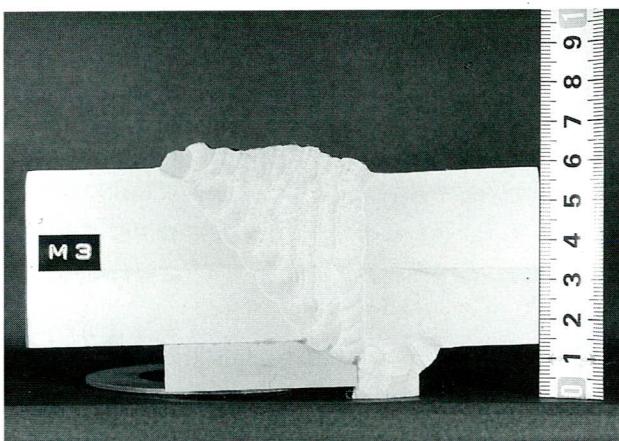


写真-5 マクロ試験片

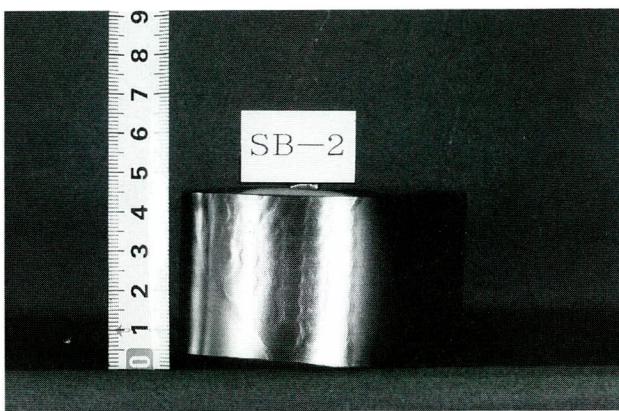


写真-6 曲げ試験片

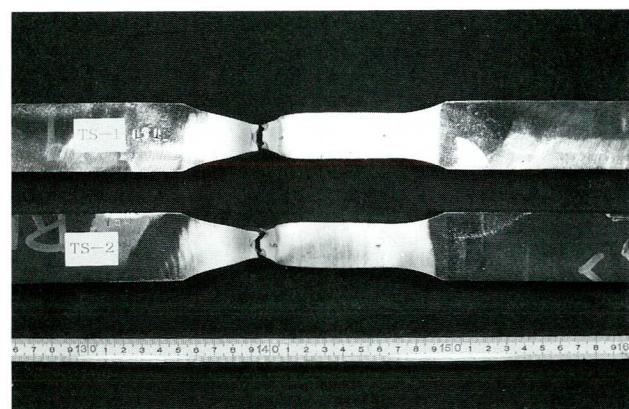


写真-7 引張試験片

5. 現場施工

平成6年12月に「中野坂上本町二丁目地区第一種市街地再開発事業施設建築物南棟建築工事」の現場において、現場施工を行った。以下に報告を行う。

(1) 施工内容

施工箇所は、5-6節（板厚40mm）4本と6-7節（板厚36mm）2本の施工を行った。いずれの柱も、サイズは600×600である。写真-8に施工状況、写真-9に溶接ビード外観を示す。

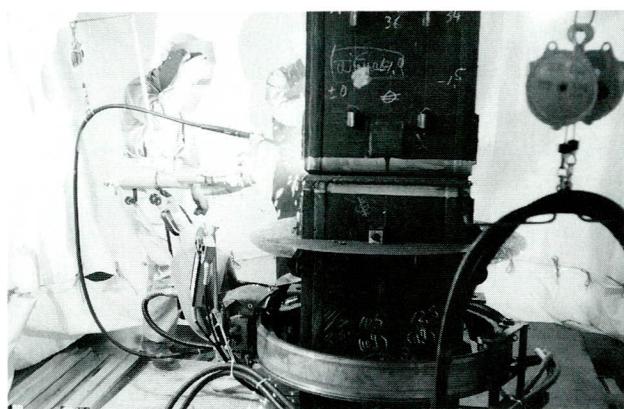


写真-8 溶接状況



写真-9 溶接外観

(2) 施工結果

超音波探傷結果は、合格欠陥が2ヶ所発生したが6本全数合格であった。合格欠陥は、発生位置から考えると、ウェービングパスでのスラグ巻き込みと思われる。

ロボット溶接を開始してから終了するまでの溶接時間は40mmで6時間から6時間30分であり、その他セット時間・ティーチング時間・前処理時間を含めると、1日半で1本であった。

半自動溶接の場合、2人一組で1日2本のペースだったことを考えると溶接時間的には同等である。しかし、ロボット設置・ティーチング等、半自動溶接にはない作業時間が増えるため効率向上のためには1人で2台および複数台の管理が必要である。

(3) 問題点および改善点

現場施工を行ったことで開発中に分からなかった問題点が幾つか発見された。以下に主だった問題点および対応策を挙げる。

①ワイヤ送給装置

半自動溶接機の送給装置を牽引台車に載せて使用していたが、送給装置を牽引台車から降ろさなければワイヤ交換ができない。

対策：送給装置と台車を一体化して小型軽量化を図

り、ワイヤ装着方向を外側にする。

②ロボット取付位置

柱ジョイント位置が今回1170mmだったが、通常1000mmが一般的である。現在のロボット取付位置だと施工不能となる。

対策：ソフト修正を行い動作範囲を広げ、取り付け位置をジョイント位置に近づける。

③仕上げ層

仕上げは2層仕上げであったが、実際には外観上の問題から1層仕上げで施工した。

対策：1層仕上げへソフト修正

④ウェービングパススタート位置

スタート位置が全パス同一位置なのでデボ形状が不均一になる。

対策：ストレートパスと同様にスタート位置を一定距離ずらす。

5. おわりに

以上、現場横向き溶接ロボットを共同研究・開発し現場への導入、適用を行ったが、現在もこの実施工から得られたデータを基に改良、改善および適用範囲の拡大を行っており、今後も溶接ロボットの現場適用による作業環境の改善、溶接品質および能率の向上にむけて努力していくたいと考えている。

共同開発にあたっては、当社と(株)神戸製鋼所でロボットの基本仕様の作成、溶接条件把握、溶接に係わる諸問題の確認と解決を行った。また、ロボット、周辺機器およびソフト作成を(株)神戸製鋼所、システムを用いた確認試験とソフト修正項目抽出、施工試験を当社で行った。また、現場施工での問題点解決を3社、溶接施工を当社と(株)神戸製鋼所で行った。

御協力頂いた(株)フジタ、(株)神戸製鋼所の関係各位に深く感謝の意を表する。

1995.9.5受付

鋼桁とRC橋脚の剛結構造に関する研究（第2報）

Rigid Structure for Joining Steel Girder to RC Pier (Part 2)

清水 功雄^{*1} 烏越 弘行^{*2}
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.

In this paper, the results of close examination and analysis done to clarify the load transfer mechanism of rigidly joined sections are described.

1. まえがき

鋼桁と鉄筋コンクリート橋脚を橋脚頭部で剛結した鋼・RC複合多径間連続ラーメン橋梁形式は、連続鋼桁橋の中間支承が不要であり、かつ、載荷荷重・地震荷重を鋼桁と鉄筋コンクリート橋脚が合理的に分担し、基礎構造を含めて耐震性と経済性に優れた構造である。

近年、この種類の混合構造の研究開発は各分野で精力的に進められており、既に実橋に用いられた2～3の実施例がある¹⁾。筆者らも、以前よりこの構造の研究・調査を進めて、合理的な構造であるとの提案を行なってきた²⁾。

そして、平成5年度から、今まで実用化されている鋼桁・RC橋脚の剛結方式としてPC鋼材を使用してプレストレスを導入するPC剛結方式ではなく、現場施工性、経済性に優れた鉄筋コンクリートによる結合（RC剛結方式）の試験・研究を進めていて、その試験の一部を第1報³⁾として報告している。

今回は、平成5年度の試験結果を踏まえて、試験供試体のスケールを幾分大きくしたRC剛結構造の平成6年度実施の試験結果の概要と、平成5年度で得られた成果のうち第1報あまり触れられていないものの概要について報告する。

2. 実験概要

今回の実験も平成5年度の試験と同様で、「RC橋脚より延長した主鉄筋を鋼桁フランジを貫通させ、鋼桁に設けた接合部コンクリートに定着する」という簡単なRC剛結構造の実験である。平成5年度の研究との主な相違は以下の点である。

- ①鋼桁の一方のスパンを短くして、供試体形状をL形に近くした。
- ②鋼桁の桁高を増して、接合部が桁高全高に及ばないようにして実際の構造に近づけた。
- ③平成5年度の成果に基づき、接合部内の帶鉄筋ならびにスタッドの本数を減らした。

(1) 供試体

供試体として合計4体を作成した（供試体記号O、P、Q、R）。図-1に示すように、供試体O～Qは接合部内の構造が異なり、供試体Oは帶鉄筋およびウェブのスタッドを全く用いないもの、供試体Pはウェブのスタッドのみを用いたもの、供試体Qは帶鉄筋およびウェブのスタッドを用いたものである。

また、供試体Rの接合構造は供試体Oと同様であるが、主鉄筋をD25として供試体O～QのD19より太くし、定着長が不足することを端部に定着板を設けること

*1 技術本部 技術開発部次長

*2 技術本部 参与

により補ったものである。

供試体の製作にあたっては、鉄筋を組み込んだ後全体を横にねかせて接合部の片側のコンクリートを打込み、3日後に裏返して反対側の接合部および橋脚部のコンクリートを打込んだ。全てのコンクリートを打込んだ後、供試体を湿布で覆って7日間養生した。

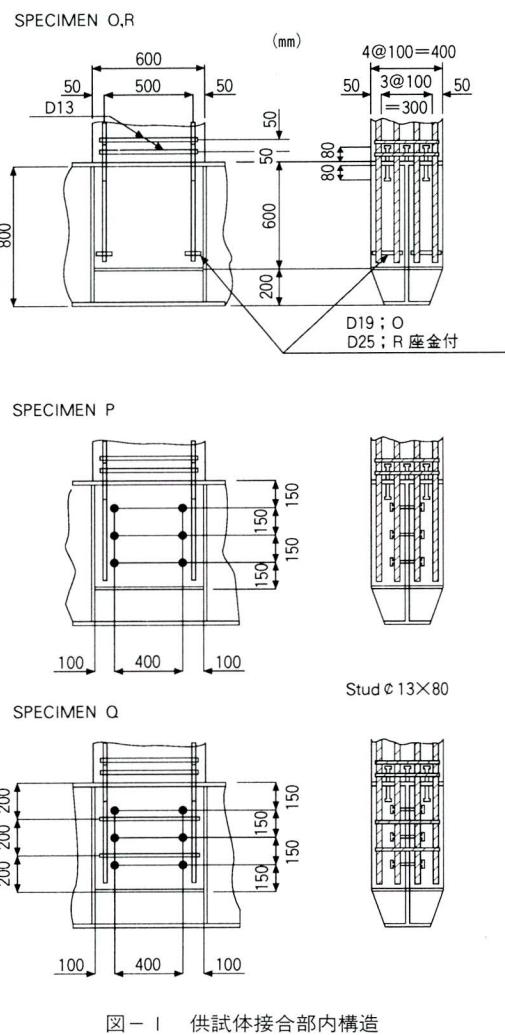


図-1 供試体接合部内構造

(2) 使用材料

供試体に用いたコンクリートは早強セメントを使用し、粗骨材最大寸法20mm、スランプ12cmのレディーミックスコンクリートである。また、鋼桁にはSS400、主鉄筋にはSD345・D19またはD25の異形鉄筋、帶鉄筋にはSD345・D13の異形鉄筋をそれぞれ用いた。使用材料の試験結果は表-1のようであった。

表-1 使用材料試験結果

コンクリート	配合強度	圧縮強度	スランプ
供試体Q、P、Q	30(kgf/cm ²)	361(kgf/cm ²)	12(cm)
供試体R	350	415	12
主鉄筋	降伏応力	降伏時歪	弾性係数
D19	4077(kgf/cm ²)	1938(u)	2.1×10^6 (kgf/cm ²)
D25	3786	2320	1.63×10^6

(3) 載荷方法

載荷にあたっては、図-2に示すように実際の構造物とは上下方向を逆にして実験床に固定し、鉄筋コンクリート柱の上部（実際の構造物では、橋脚下端）に水平荷重を載荷した。試験状況を写真-1に示す。

水平荷重は供試体O、P、およびRに対しては静的正負交番荷重とし、また供試体Qに対しては疲労荷重とした。以後、供試体の各部を示すのには図-2の状態をもとにすることとする。例えば、上フランジといえば鉄筋コンクリート柱と接しているフランジのことであるが、実際の構造では下フランジに相当する。

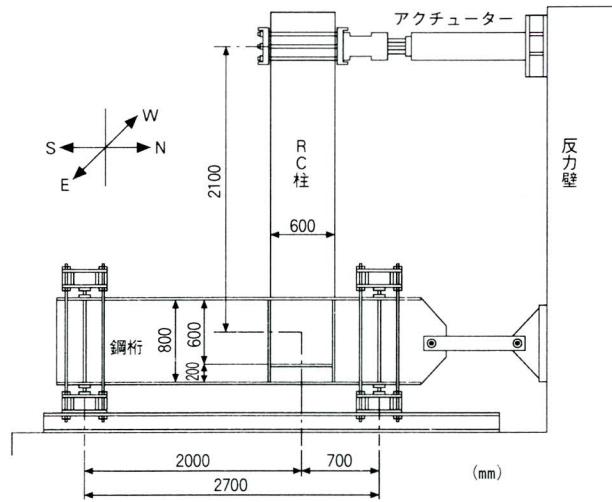


図-2 実験装置と載荷方法

3. 実験結果

(1) ひび割れおよび破壊状況

供試体のひび割れ状況は図-3のようであって、いずれの供試体も、鉄筋コンクリート柱下端の接合部に接す

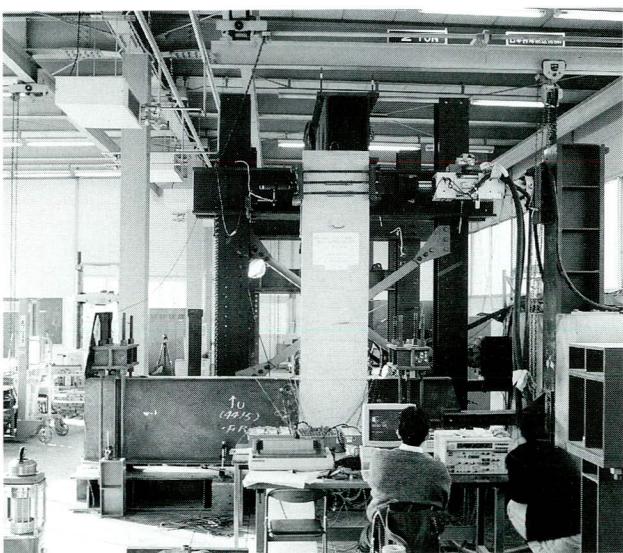


写真-1 試験状況

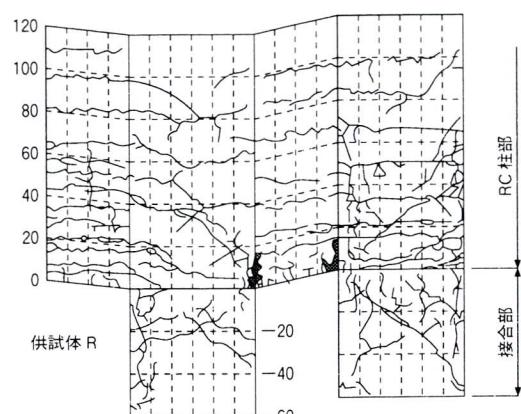
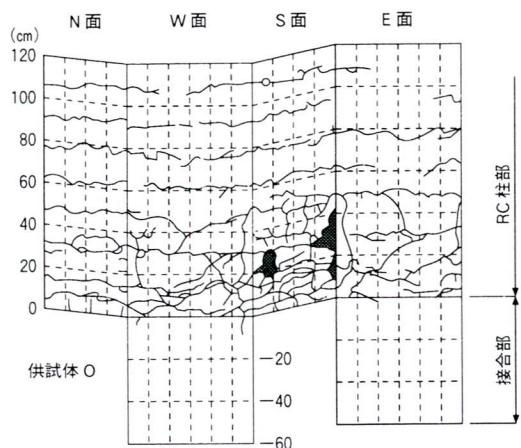


図-3 ひび割れ状況

る断面で主鉄筋が降伏し、圧縮部コンクリートが圧壊する形式で耐荷力を失った。接合部コンクリートには、平成5年度の供試体の場合と同様顕著なひび割れは見られなかつたが、供試体Rにおいては終局に近い荷重段階

で斜め方向のひび割れが発生した。(写真-2) これは、この供試体においては主鉄筋の断面積を大きくしたことにより、他のものに比べて大きい力が接合部に伝達されたためである。供試体Rにおける引張鉄筋比が約0.9%であることから、この結果は、この程度の鉄筋比までは接合部コンクリートに特別の補強を要しないことを示すものである。静的試験に供した試験体のひび割れ発生荷重、主鉄筋降伏荷重および終局荷重は表-2のようであった。

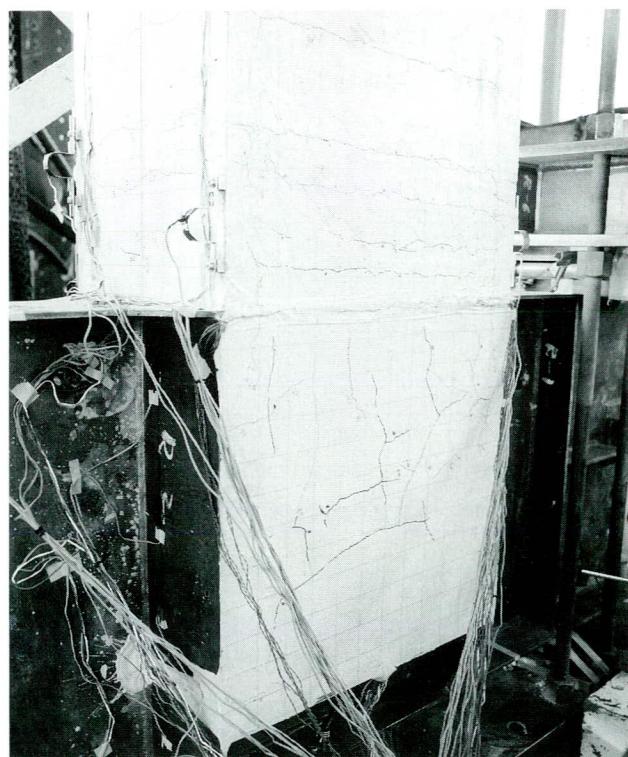


写真-2 ひび割れ発生状況 (供試体R)

表-2 供試体の各種静的荷重

	Pcr (tf)	Psy (tf)	Pu (tf)	Pay (tf)
供試体O 正荷重	+2.0	+13.0	+16.8	正荷重時 +11.7
// 負荷重	-2.0	11.5	-16.8	
供試体P 正荷重	+1.5	+13.5	+16.0	負荷重時 -11.7
// 負荷重	-2.5	11.0	-16.9	
供試体R 正荷重	+3.5	+22.0	+30.5	+19.2
// 負荷重	-4.0	降伏せず	終局せず	-19.2

Pcr : ひび割れ発生荷重 Psy : 主鉄筋降伏荷重

Pu : 終局荷重 Pay : 計算での主鉄筋降伏荷重

(2) 載荷点水平変位

各供試体の荷重-載荷点水平変位の関係は、図-4のようであった。これより下記のことが言える。

- ①主鉄筋降伏荷重までは、荷重-水平変位関係はほぼ直線であり、結合部は剛結とみなすことができる。
- ②供試体OとPの荷重変位関係が一致することから、接合部全体としての挙動にはウェブのスタッドの有無は大きな影響を及ぼしていない。

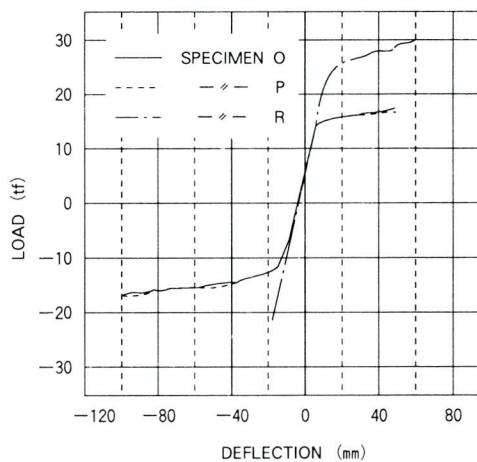


図-4 荷重-載荷点水平変位曲線

(3) 接合部内における主鉄筋応力の変化

接合部内における主鉄筋の応力は、図-5のようにおむね直線的に減少し、コンクリート柱の受け持つ引張力は接合部コンクリートを介して接合部全体に伝達されることが解かる。

(4) 鋼桁上フランジのスタッドの役割

いずれの供試体においても、鋼桁上フランジの上面および下面には、コンクリートが連続していないことに対処することを目的としてスタッドを配置した。スタッドに発生した軸力を計測した結果の一例は図-6-(1)に示すようであって、期待どおり軸力を受け持っていることが示された。一般的に上面のスタッドが受け持つ軸力は下面のものよりやや大きく、主鉄筋の降伏直後にスタッドも降伏すると考えられる。また、スタッドには軸力のほかに曲げモーメントも作用しており（図-6(2)）、接

合面におけるせん断力の伝達にも寄与していることなども示された。

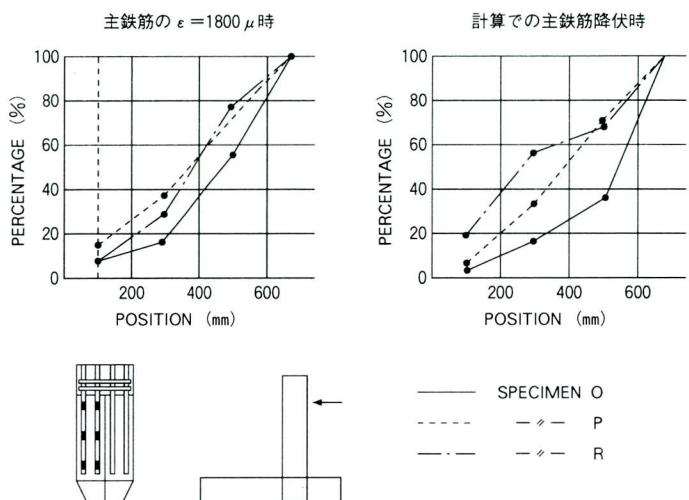


図-5 接合部内に伝わる主鉄筋の応力

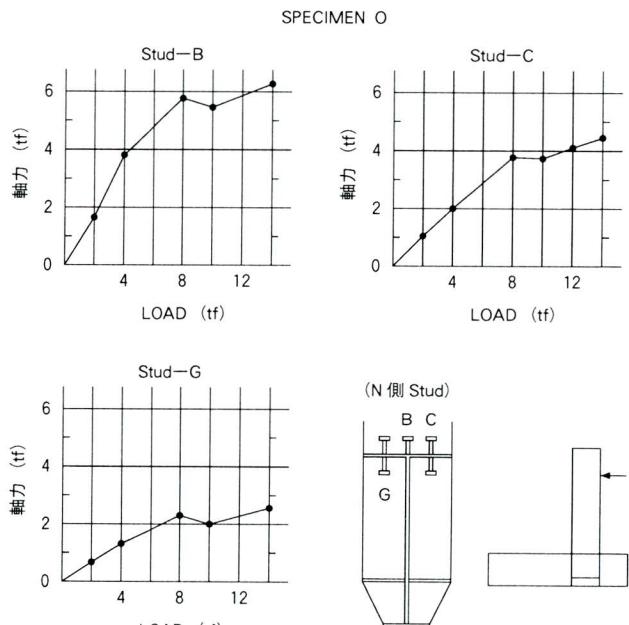


図-6-(1) スタッドに作用する軸力

(5) 接合部スチフナーの挙動

図-7に示すようにスチフナー各部には、値はそれほど大きくなきものの、載荷方法に応じたひずみが生じた。ひずみの値は一般に圧縮力を受ける場合に、引張力を受けるより若干大きいかった。この結果からだけでは正しい評価はむずかしいが、圧縮力はフランジを介して

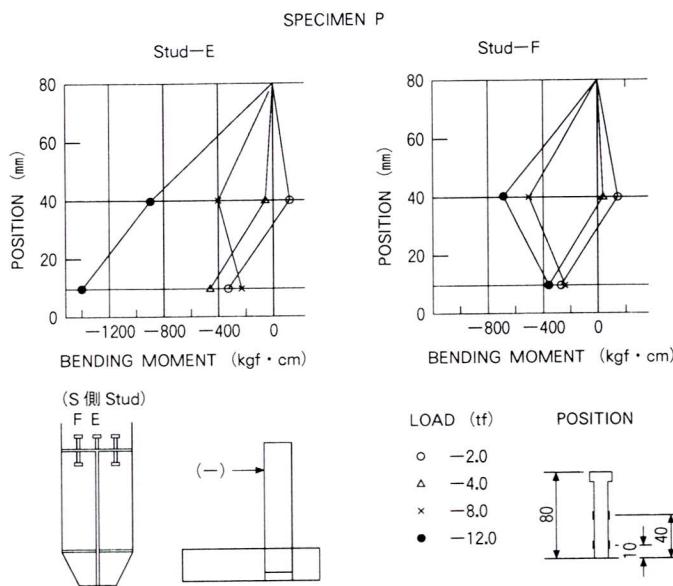


図-6-(2) スタッドに作用する曲げモーメント

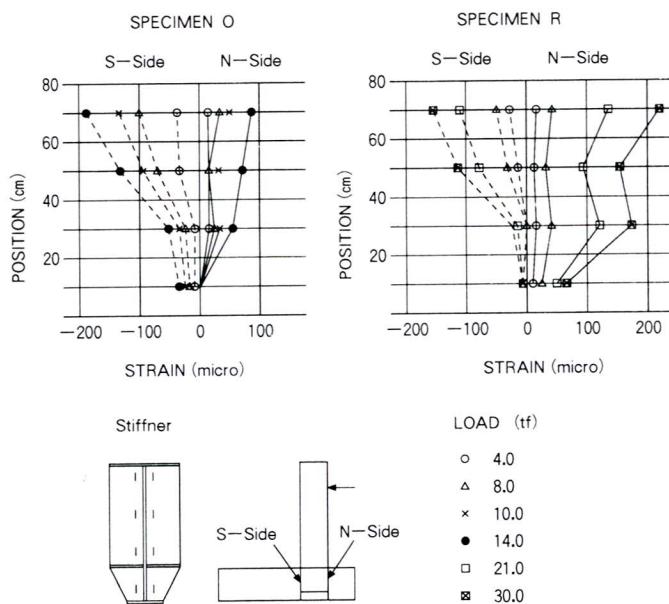


図-7 スティフナーのひずみ

直接的に伝達されるのに対し、引張力は接合部コンクリートに伝えられた後に間接的に伝達されるためと思われる。ただし、供試体Rにおいては、引張力を受ける場合にも圧縮力の場合と同様な大きさのひずみが生じていた。

これは、この供試体において主鉄筋のひずみが、下方に行つても減少の程度が少なく、定着板によってコンクリートに伝達されていたことと関係があると考えられる。

(6) 接合部内鋼桁ウェブの挙動

接合部内の鋼桁ウェブに生じたひずみの一例を図-8に示す。この図のように、ウェブは荷重が小さい段階では圧縮、引張ほぼ同等のひずみを生じているが、荷重が増加すると圧縮ひずみはそれほど変化しないのに対して、引張ひずみは大きく増加した。これは、コンクリート柱から伝達される圧縮力は主に接合部コンクリートによって受け持たれるのに対し、引張力は最終的には接合部ウェブによって受け持たれることを示すものである。

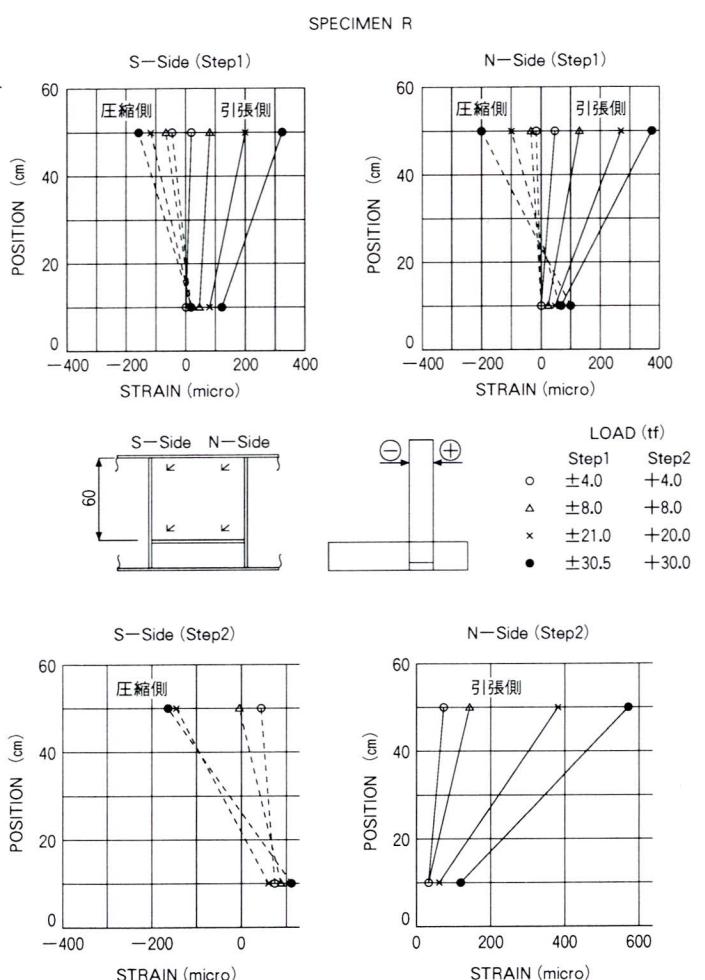


図-8 接合部内部鋼桁ウェブのひずみ

(7) 接合部内ウェブのスタッドの役割

供試体Pに設けたウェブのスタッドに発生した曲げモーメントを図-9に示す。この図のように、スタッドの根元に大きな曲げモーメントが発生し、上方に向かう

とこれが反転して最上部では零となることから、スタッドは明らかにそれに対して抵抗していることが解かる。

載荷点水平変位の項で述べたように、ウェブのスタッドの有無は全体の挙動には大きな影響を与えないが、図-9の結果からは、局部的にはこのような役割を果していることを示している。すなわち、接合部コンクリートに伝達された力を分散して鋼桁ウェブに伝える役割を担っているのである。

一方、ウェブに配したスタッドの計測値から計算した軸力は、フランジに配したスタッドの $1/6 \sim 1/8$ しか軸力を受けていないことも明らかになった。

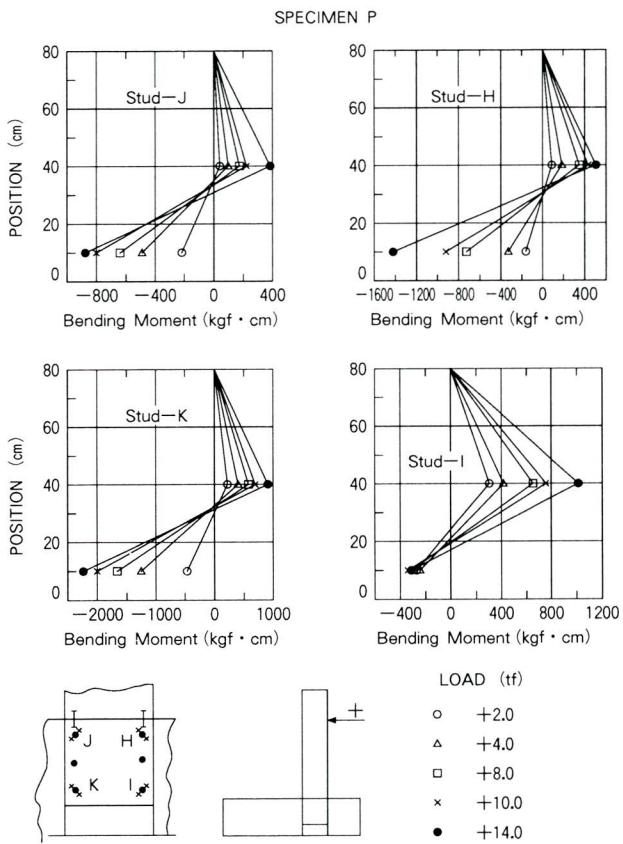


図-9 ウエブスタッドの曲げモーメント

(8) 接合部コンクリートにおける応力の流れ

接合部コンクリートに埋め込んだモールドゲージにより測定した、接合部対角線方向のコンクリートのひずみは、図-10のようであった。同図よりコンクリートは柱に近い部分の隅角部で大きな圧縮力を受け、対角線に沿って内部に向うに従って小さな圧縮力となることが解かる。このことは、WCOMIR を用いた FEM 解析の結果

からもうかがわれる。

このように、接合部の一つの隅角部に伝えられた圧縮力はコンクリートによって対角方向の隅角部に伝えられる。しかし伝達の様子は、平成5年度のT形供試体における明確な圧縮ストラットとは若干異なり、扇形の分布を示すのである。

これは今回の供試体の場合、接合部が鋼桁の全高によどんでいないことと関係が深いと考えられる。

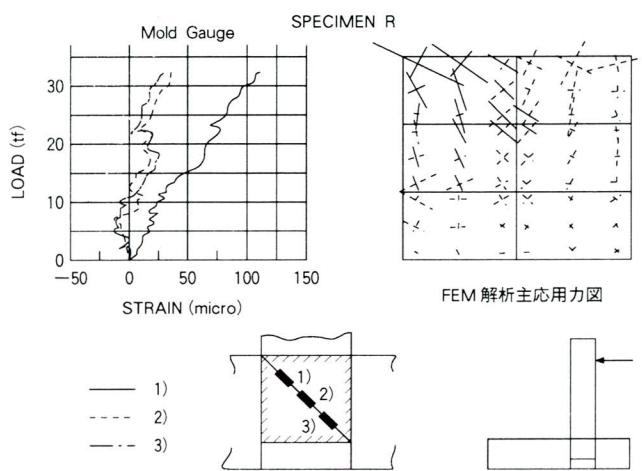


図-10 接合部コンクリートの応力

4. 研究のまとめ

今回（平成6年度）の実験・研究で得られた結果をとりまとめれば以下のようである。

①今回研究した接合工法も第1報とほとんど同じ接合工法であり、橋脚より延長した主鉄筋をフランジを貫通して接合部コンクリートに定着するという簡単な形式であるが、定着長が確保されれば、降伏に至るまではほぼ剛結といって差し支えない性能を示す。そして、鉄筋比が大きくな範囲では、接合部コンクリートには特別な補強を要しない。

②接合部の隅角部の一方には、コンクリート柱からの圧縮力(C)およびこれと直角方向からフランジからの圧縮力(C_f)が作用する(図-11)。この圧縮力は、合成されて斜め方向の圧縮力(C_s)となり接合部コンクリートによって受け持たれる。コンクリートに伝達された圧縮力(C_s)は、接合部が鋼桁の全高におよばない場合、分布幅を広げつつ、対角方向の隅角部に伝達される。

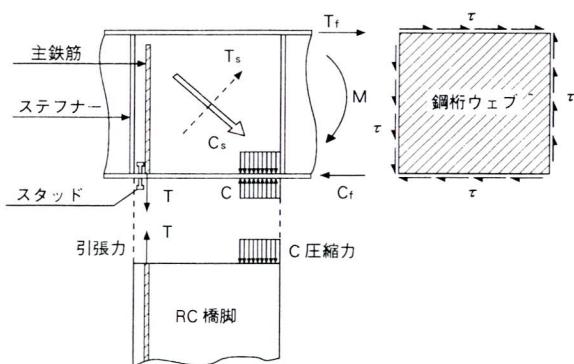


図-11 接合部応力伝達機構図

- ③一方、圧縮と反対側の隅角部には、フランジから引張力 (T_f) が伝えられ、これと直角方向から、コンクリート柱の引張力が鉄筋の定着力によって接合部コンクリートを介して伝えられる。これらも合成されて斜め方向の引張力 (T_s) となり、鋼桁ウェブとコンクリートによって受け持たれるが、コンクリートにひび割れが発生した後には、鋼桁ウェブのみによって受け持たれる。
- ④接合部のスチフナーは、フランジとともにコンクリートを取り囲み、この回転を拘束するとともに、コンクリート柱からの力の一部を、圧縮は直接的に、また引張は間接的に負担する。

⑤鋼桁下フランジの上下に配したスタッドは、引張軸力を受け、接合部界面に大きなひび割れの発生を防ぐとともに、接合部にせん断力を伝達する役割もある程度果している。また、圧縮側になるスタッドは、或る程度コンクリートの局部圧壊防止に役立っていると考えられる。

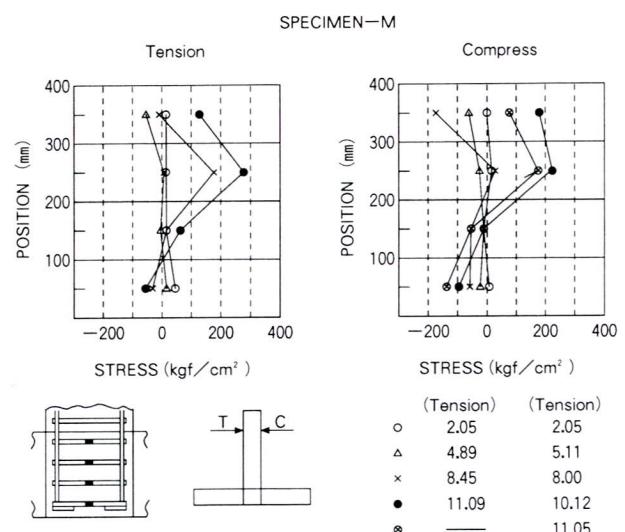
⑥鋼桁ウェブにスタッドを配すれば、接合部コンクリートに伝達された力を分散して鋼桁ウェブに伝達する上で効果的である。ただ、接合部のスチフナーおよびフランジの剛性が高い範囲内では、スタッドの有無は全体の挙動に大きな影響を及ぼさない。

なお、供試体全体の挙動は WCOMR を用いた FEM 解析によって、おおむね正しく予測できることが示されている。現在（平成 7 年度）、この解析により接合部内の細部における応力を解析中であり、これと本実験の結果を合わせれば、接合部の設計法を明確にすることが出来ると考えられる。

5. 第1報（平成5年度の研究報告）の追録

平成5年度に行なったT形供試体による試験でも、接合部の性能、荷重の伝達機構などに関しては、ほぼ同様の結果が得られている。ここでは、本文でふれられていない事項について、追録としてその概要を述べる。

①接合部に配した帶鉄筋に生じたひずみは、付図-1 のようであって、信頼のおけるデータとは言い難いが、上部では大きく、下部に行くに従って小さいひずみとなる傾向が示された。おそらく、接合部に伝達される引張力の影響であると思われるが、今回の実験では大きな役割を果しているとは言えない結果が得られた。

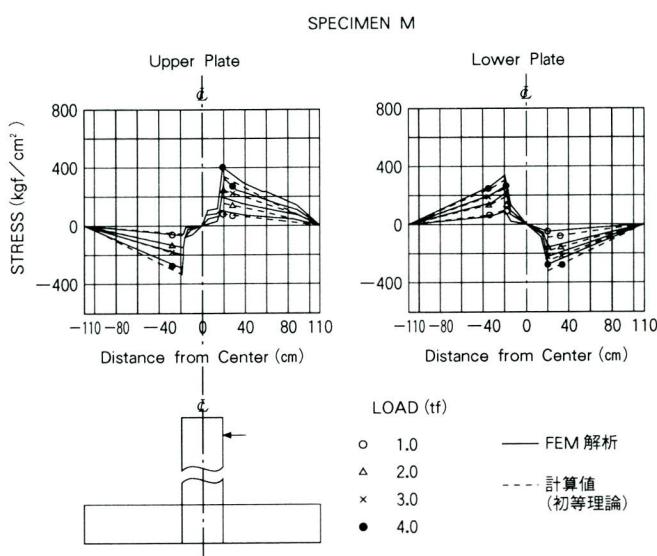


付図-1 帯鉄筋の応力

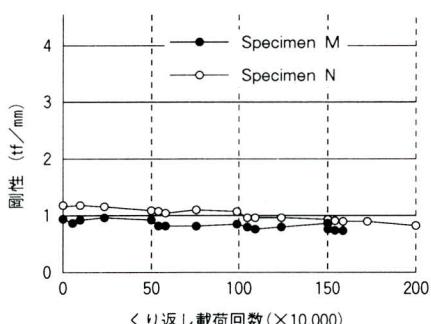
②接合部における鋼桁のひずみ分布は、付図-2 に示すようであって、FEM による解析値あるいは初等梁理論による計算値とほぼ一致した。

③一方の主鉄筋の応力が 900 kgf/cm^2 となる荷重で両振り載荷50万回、主鉄筋応力が $900 \sim 1800 \text{ kgf/cm}^2$ となる荷重で片振り載荷50万回、荷重を反転して同範囲の片振り載荷50万回、さらに一方の鉄筋の主応力が 1800 kgf/cm^2 となる荷重で両振り載荷という疲労実験を行なった。この試験で示された繰り返し回数と供試体剛性との関係は付図-3 のようであって、ごくわずかではあるが繰り返し回数によって剛性が低下することが示された。しかし、接合部各部に添付したひずみゲージによる計測結果によれば、零点移動を除くと繰り返しによって損傷が進行した様子は全く見られなかった。このことより、剛性の低下は鉄筋コンクリート柱の部分に生じたものであり、接

合部は十分な耐疲労性を有していると言える。



付図-2 鋼桁フランジの直応力



付図-3 供試体の剛性

6. あとがき

本研究は前回の試験・研究と同じく、埼玉大学工学部建設工学科および田島橋梁構造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す。試験・研究の成果は埼玉大学の町田教授、当時大学院生の劉氏、学部学生の杉山氏および研究所の田島先生のご協力によるものであり、紙上を借りて深謝するしだいです。

今後も継続して本構造形式の研究を深化化する所存であり、設計法についても稿を改めて提案していくきたいと考えています。

〈参考文献〉

- 1) (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
- 2) 鳥越・清水：鋼 RC 複合ラーメン橋の提案、宮地技報 No.5、1989
- 3) 清水、鳥越：鋼桁と RC 橋脚の剛結構造に関する研究（第1報）、宮地技報No.10、1994

1995.8.31受付

グラビア写真説明

明石海峡大橋

93年8月の工事受注から早2年半、補剛桁工事も設計、工場製作の段階から架設へと順次移行しています。全橋で6箇所の大ブロックは阪神・淡路大震災の影響を受け、架設時期がずれましたが当工区の主塔側ブロックをかわきりに、95年6月より架設が始まり10月には無事完了しました。現在は各工区毎4箇所から面材架設が進行中であり、早ければ96年夏には桁が閉合する予定で、明石海峡にその偉容を現すことになります。本工事はその後、橋面工や各種付属物工事を施工し、98年春には開通の予定です。

(井上)

高性能60キロ鋼の素材試験・溶接性能試験（その1）

Material and Weldability Tests of 60kgf/mm² High Performance Steel (Part 1)

中野秀二*
Syuji NAKANO

Summary

Sixty kgf/mm² high performance steel has higher strength and requires a lower preheating temperature than conventional SM570. This paper reports on recent material and weldability tests of 60kgf/mm² steel which shown good results.

1. はじめに

大空間をもった高層建築物が多くなり、長スパン化や柱断面の大型化がなされており、優れた新素材・新材料の特性を有効に活用するシステムが望まれていた。

このような状況の下、建設省の総合技術開発プロジェクト「建設事業への新素材・新材料利用技術の開発」に関する研究が官民一体となり推進された。

高性能60キロ鋼は、本プロジェクトで対象とした材料の一つである。

今回、本鋼材の実施工に先だって、素材及び溶接性能試験を実施したので報告する。

能590N/mm²=BT-HT440II)、ダイアフラムは40mm (SM490B)、梁フランジは36mm (SM490A) である。それぞれのミルシートの値を表-1に示す。

(1) 素材試験

素材試験の内容は以下の項目である。

- ① 引張試験
- ② 衝撃試験
- ③ 板厚方向硬さ試験
- ④ 断面マクロ試験
- ⑤ 清浄度およびミクロ試験
- ⑥ 化学成分分析試験
- ⑦ 最高硬さ試験
- ⑧ Y形溶接われ試験

(2) 溶接性能試験

2. 試験計画

試験は大別して、素材試験および溶接性能試験を行った。用いる鋼板はポックス柱主材50mm (建築構造用高性

溶接性能試験は、実大ポックス試験および部分試験体

表-1 供試鋼材のミルシート値

板厚	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	YP	TS	EI	YR	vE0	PCM	Ceq	
	×100				×1000				×100				N/mm ²		%			×100
50	6	36	147	10	1	91	52	24	11	2	490	637	30	77	228	22	41	
40	16	47	141	11	2	—	—	—	—	—	336	507	36	—	216	—	—	
36	17	44	135	17	6	—	—	—	—	—	370	530	31	—	—	—	—	

YP：降伏点 TS：引張強さ EI：伸び YR：降伏比 vE0：シャルピー吸収エネルギー (0°C)

*松本工場 製造部 生産技術課課長

として、角溶接部試験・柱現場溶接部試験を行った。全ての試験体は、機械試験の前に、溶接部の内部欠陥の有無について超音波探傷試験を行った。

1) 実大ボックス柱試験

試験体の形状は図-1に示す。ボックスは□-600×600×50mm、ダイアフラムは40mm、梁フランジは36mmである。溶接方法はダイアフラムは4方向とも非消耗式エレクトロスラグ溶接（以下エレスラ溶接）、ボックスの角溶接は炭酸ガス自動溶接（以下角溶接）、梁フランジは炭酸ガス半自動溶接（以下CO₂溶接）で行った。

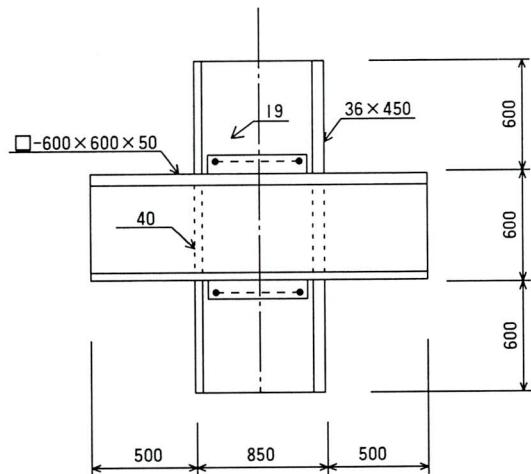


図-1 実大ボックス柱試験体

採取する試験片は以下に示すものである。

① 引張試験

エレスラ溶接とCO₂溶接十字継手 [十字型]

柱スキンプレート方向 [平型]

② 衝撃試験

エレスラ溶接部、角溶接部、梁フランジ部それぞれの部位から採取した。詳細は結果一覧表による。

③ 硬さ試験

詳細は硬さ分布図による。

④ マクロ試験

2) 角溶接部試験

パス間温度管理制限の有無についても行った。

① 引張試験

② 衝撃試験

③ マクロ試験

④ 曲げ試験

⑤ 硬さ試験

3) 柱現場溶接部試験

パス間温度管理制限の有無についても行った。

- ① 引張試験
- ② 衝撃試験
- ③ マクロ試験
- ④ 曲げ試験
- ⑤ 硬さ試験

3. 試験結果

以下に試験結果を述べる。

(1) 素材試験結果

1) 引張試験

引張試験の結果を表-2に示す。

表-2 引張試験結果

方 向	YP N/mm ²	TS %	EI YR RA		
			L	C	Z
全	504	656	50	77	—
厚	494	651	50	76	—
丸 棒	474	624	30	76	74
	492	631	30	77	73
	476	623	30	77	74
	492	639	28	77	73
Z	479	632	22	76	73

YP：降伏点 TS：引張強さ

EI：伸び YR：降伏比 RA：絞り

L 方向：ロール方向

C 方向：ロール直交方向

Z 方向：板厚方向

*1 : JIS Z2201 5号

*2 : JIS Z2201 4号

*3 : WES 1006

2) 衝撃試験

衝撃試験の結果を表-3に示す。

3) 板厚方向硬さ試験

板厚方向硬さ試験の結果を図-2に示す。

表-3 衝撃試験結果

方 向	位 置	吸収エネルギー (J)			
		試験温度 (°C)			
		-60	-40	-20	0
L	1/4t	26	113	192	227
	1/2t	34	77	206	227
C	1/4t	15	72	154	190
	1/2t	24	48	108	182
Z		19	54	90	145

表-4 清浄度試験結果 (%)

位 置	A1系	A2系	B系	C系	合 計
表面 2mm下	0	0	0	0.021	0.021
1/4t	0	0	0	0.008	0.008
1/2t	0	0	0	0.017	0.017

A1系：硫化物

A2系：珪酸塩

B系：アルミナ

C系：粒状酸化物

ミクロ組織を写真-2に示す。

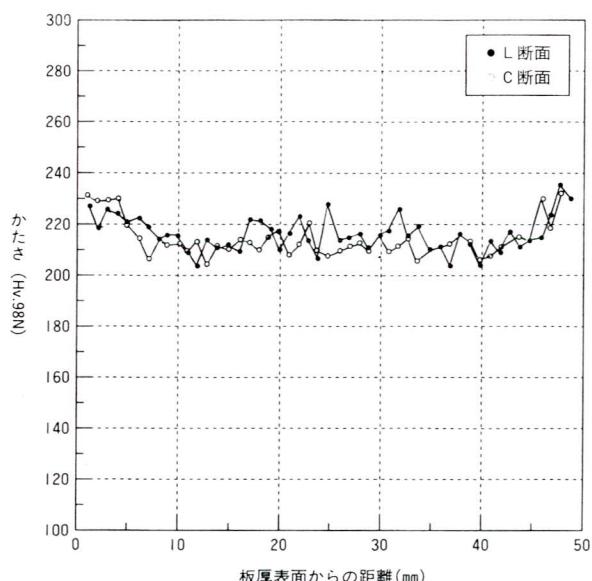


図-2 板厚方向硬さ試験

4) 断面マクロ試験

断面マクロ試験を写真-1に示す。

5) 清浄度およびミクロ試験

清浄度試験の結果を表-4に示す。

6) 化学成分分析試験

化学成分分析の結果を表-5に示す。

表-5 化学成分

位 置	成分 (%)						
	C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr
1/4t	.06	.38	1.49	.010	.001	.53	.24
1/2t	.06	.37	1.46	.009	.001	.52	.24

位 置	成分 (%)					Pcm (%)	Ceq (%)
	Cu	Mo	V	Nb	B		
1/4t	.89	.11	.02	.01	Tr	.22	.41
1/2t	.88	.11	.02	.01	Tr	.22	.41

7) 最高硬さ試験

最高硬さ試験の溶接条件を表-6に、試験結果を図-3に示す。

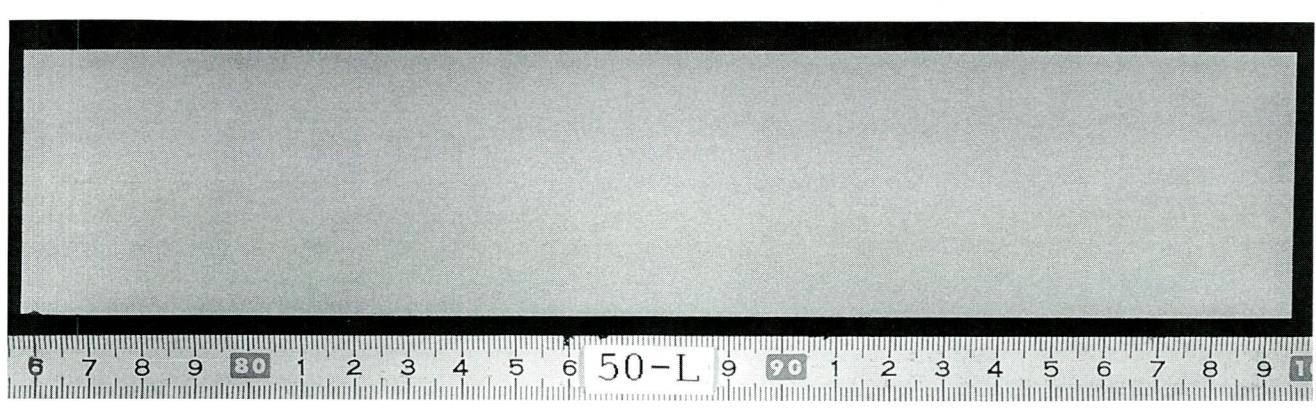


写真-1 断面マクロ

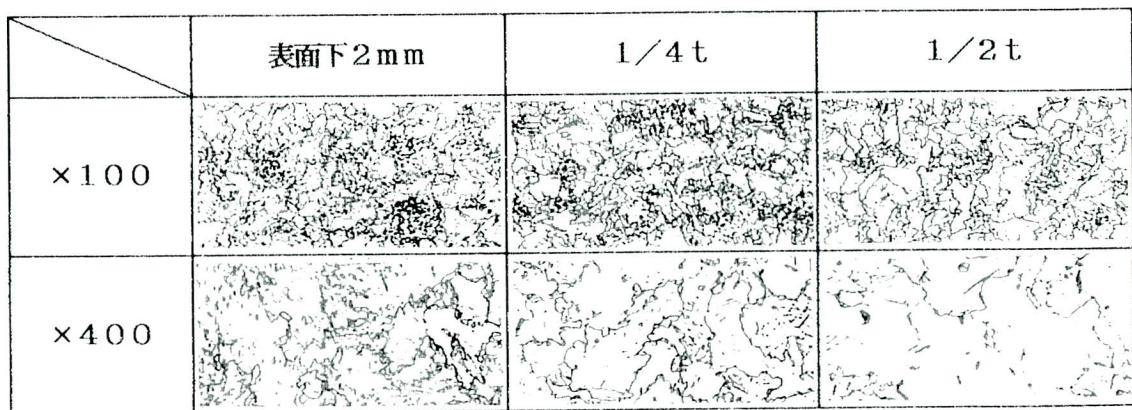


写真-2 ミクロ組織

表-6 溶接条件

溶接方法	溶接棒		電流(A)	電圧(V)	速度cm/min	入熱KJ/cm
	銘柄	径(mm)				
手	L-55	4	170	25	15	17
CO ₂	YM-26	1.2	280	32	31	17

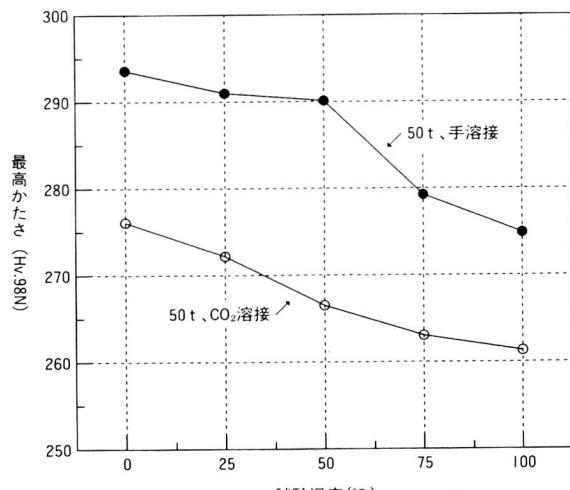


図-3 最高硬さ試験

8) y形溶接われ試験

y形溶接われ試験の溶接条件は表-6の最高硬さ試験に同じ。試験結果を図-4に示す。

(2) 溶接性能試験結果

1) 実大ボックス柱試験

① 引張試験

エレスラ溶接、CO₂溶接および角溶接の溶接条件を

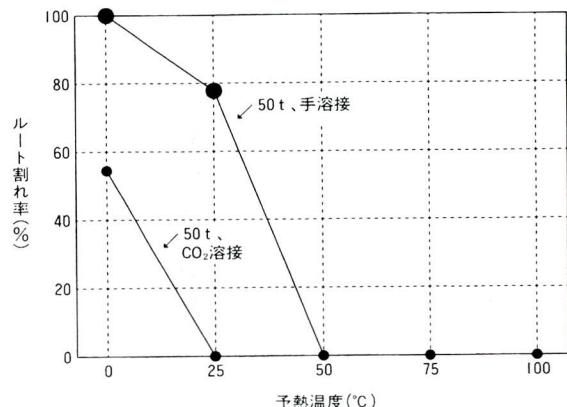


図-4 y形溶接われ試験

表-7に、柱スキンプレート方向の試験片形状を図-5に示す。引張試験の結果は表-8に示す通りである。予熱温度はy形溶接われ試験の割れ停止温度より25°C以上とした。実施工が夏期であったため、予熱作業は行っていない。

表-7 溶接条件

部 位	溶 接 材 料	姿 勿	電 流 A	電 圧 V	速 度 cm/min	入 热 KJ/cm
ダイアフラム エレスラ溶接	YM-55S 1.6φ	V	380	54	1.7	720
仕口 フランジ CO ₂ 溶接	YM-26 1.2φ	F	270 ~ 310	30 ~ 34	39 ~ 10	≤57
角溶接	YM-60C 1.6φ	F	360 ~ 380	36 ~ 38	26 ~ 12	30 ~ 72

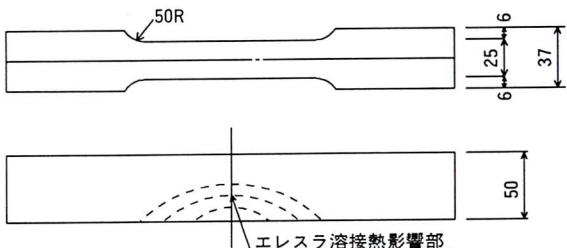


図-5 スキンプレート方向引張試験片

表-8 引張試験結果

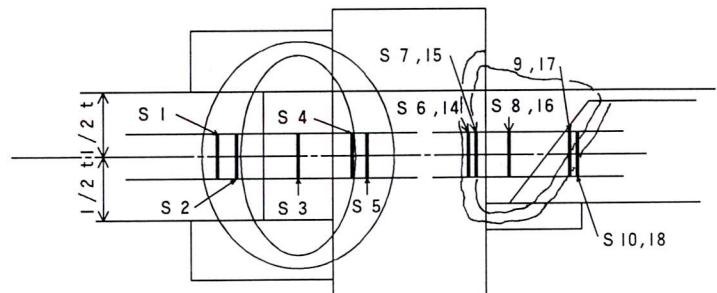
試験体採取部位	形 状	引張強さ N/mm ²	破断位置
ダイアフラム・フランジ 十字継手部	十字型	541	梁フランジ
		537	//
ダイアフラム・フランジ 十字継手部	平 型	522	ダイアフラム
		519	//
スキンプレート 方向	平 型	625	試験片中央
		630	//

② 衝撃試験

衝撃試験の結果を表-9に示す。溶接条件は表-7に同様である。

表-9 衝撃試験結果

対象部位	記号	吸収エネルギーJ	対象部位	記号	吸収エネルギーJ
エレスラ 溶接	S1	157		S14	383
	S2	114		S15	101
	S3	52		S16	71
	S4	33		S17	94
	S5	181		S18	131
パ ス 間 温 度 制 限 有 り	S6	293	パ ス 間 温 度 制 限 有 り	S19	90
	S7	123		S20	176
	S8	84		S21	255
	S9	138		S40	121
	S10	134		S41	102
	S11	84	角 溶 接		
	S12	106			
	S13	251			
	S38	135			
	S39	259			



エレスラ溶接・CO₂半自動溶接 十字継手

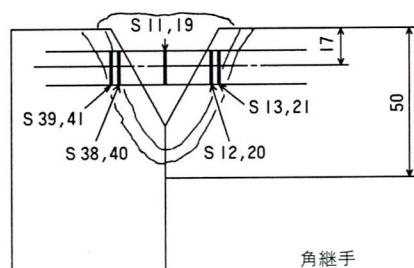


図-6 衝撃試験片採取要領

③ 硬さ試験

硬さ試験の分布図の一例を図-7に示す。



図-7 硬さ分布図

④ マクロ試験

マクロ試験を写真-3に示す。

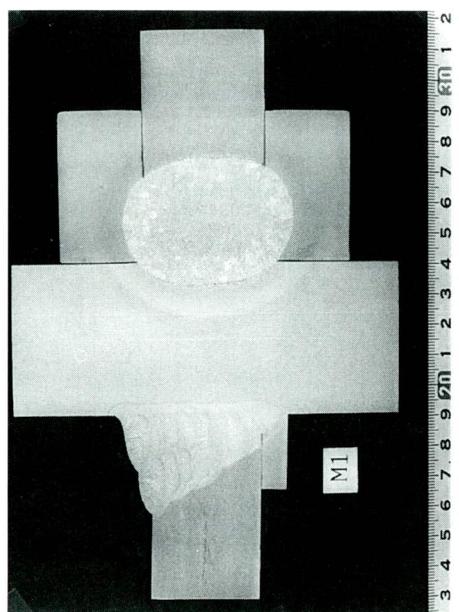


写真-3 マクロ写真

2) 角溶接部試験

① 引張試験

引張試験の結果を表-10に示す。試験はパス間温度制限の有無についても行った。制限は250°C以下に制限したものと、超えてても連続して溶接したものである。溶接条件は表-7に同じである。

表-10 引張試験結果

パス間温度制限	引張強さ N/mm ²	破断位置	パス間温度制限	引張強さ N/mm ²	破断位置
有り	620	溶着金属	無し	610	溶着金属
	620			620	

② 衝撃試験

衝撃試験の結果を表-11に示す。

表-11 衝撃試験結果

パス間温度制限	記号	吸収エネルギー J	パス間温度制限	記号	吸収エネルギー J
有り	S32	94	無し	S35	85
	S33	208		S36	150
	S34	293		S37	127

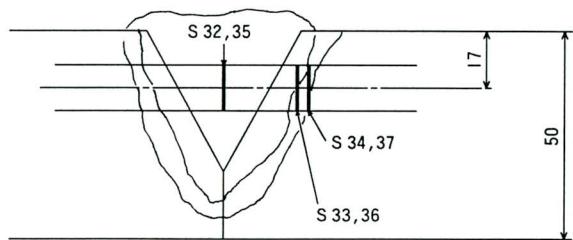


図-8 衝撃試験片採取要領

③ 曲げ試験

曲げ試験は側曲げ、表曲げ、裏曲げいずれも欠陥はなく良好である。

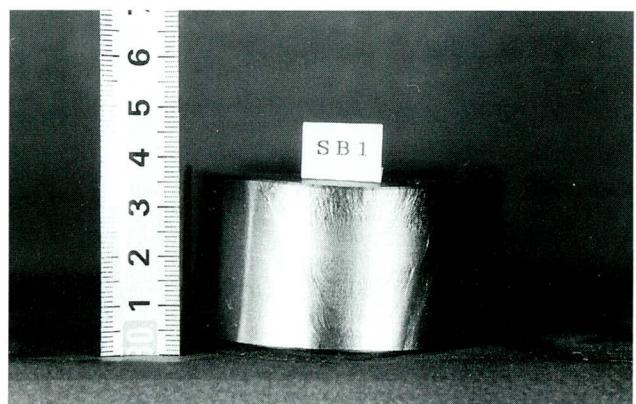


写真-4 曲げ試験写真

④ 硬さ試験、マクロ試験

硬さ試験、マクロ試験は実大ボックス試験と同様であり、欠陥はない。

また、パス間温度の測定結果を図-9に示す。温度1は表面下2 mm、温度2は板厚中心、温度3は裏面である。

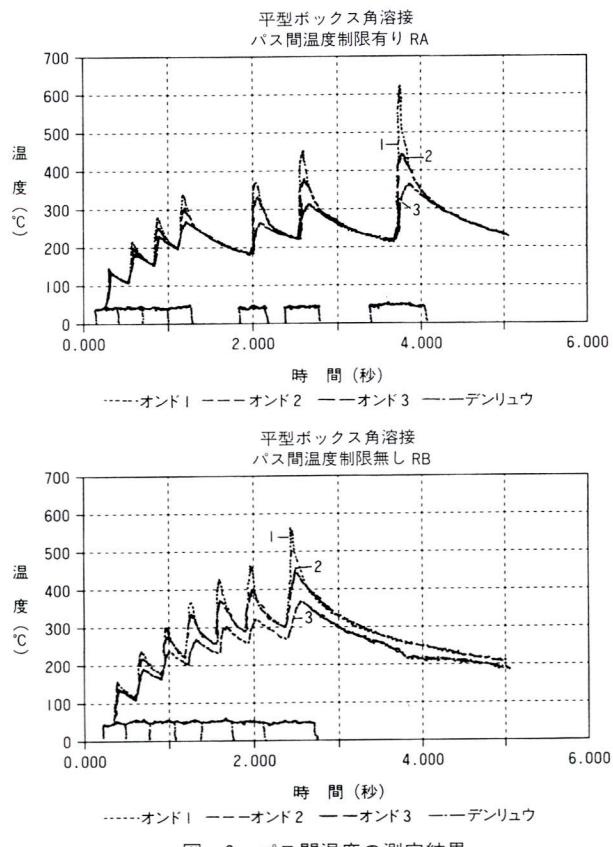


図-9 パス間温度の測定結果

3) 柱現場溶接部試験

① 引張試験

引張試験の結果を表-12に示す。試験はパス間温度制限の有無についても行った。制限は250°C以下に制限したものと、超えてても連続して溶接したものである。溶接条件を表-13に示す。

表-12 引張試験結果

パス間温度制限	引張強さ N/mm ²	破断位置	パス間温度制限	引張強さ N/mm ²	破断位置
有り	680	母材部	無し	670	溶着金属
	680			680	

表-13 溶接条件

部位	溶接材料	姿勢	電流 A	電圧 V	速度 cm/min	入熱 KJ/cm
柱主材 CO ₂ 溶接	YM-60C 1.2φ	H	210 ~ 320	32	32 ~ 61	8 ~ 20

② 衝撃試験

衝撃試験の結果を表-14に示す。

表-14 衝撃試験結果

パス間温度制限	記号	吸収エネルギー J	パス間温度制限	記号	吸収エネルギー J
有り	S22	215	無し	S27	197
	S23	166		S28	148
	S24	102		S29	71
	S25	249		S30	136
	S26	268		S31	254

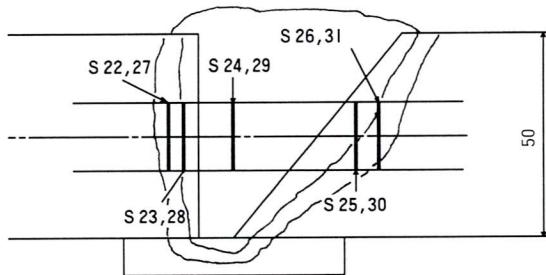


図-10 衝撃試験片採取要領

③ 曲げ試験

曲げ試験は側曲げ、表曲げ、裏曲げいずれも欠陥はなく良好である。

④ 硬さ試験、マクロ試験

硬さ試験、マクロ試験は実大ボックス試験と同様であり、欠陥はない。

また、パス間温度の測定結果を図-11に示す。

温度1は裏面、温度2は板厚中心、温度3は表面下2 mmである。

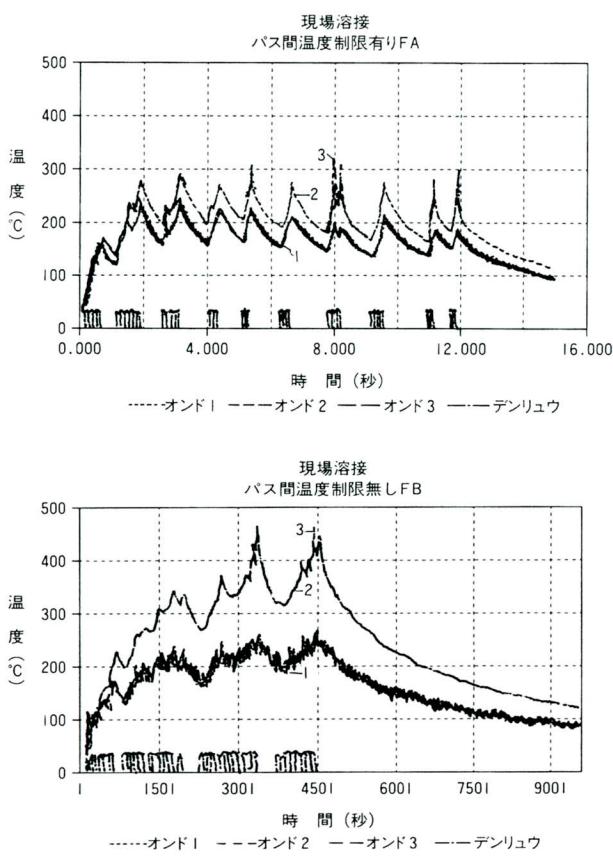


図-11 パス間温度の測定結果

4. まとめ

試験の結果を以下にまとめる。

(1) 素材試験

- ① 全厚、丸棒引張試験いずれもロール方向 (L)、ロール直交方向 (C) の差異はない。また、板厚方向 (Z) の値も良好である。降伏比も適切な値である。
- ② 衝撃試験値は、ロール方向 (L)、ロール直交 (C) 板厚方向 (Z) の順に低くなるが、いずれも規定値 (0 °C で47J) を十分満足している。
- ③ 板厚方向の硬さ分布は、板厚全般に渡って良好である。表面部でいくぶん高い値を示すのは鋼の一般的な傾向である。
- ④ 断面マクロは偏析がなく、清浄度も良好である。
- ⑤ ミクロ組織は板厚全般に渡って均一である。
- ⑥ 化学成分分析はミルシートの値と良く合致している。

溶接割れ感受性組成 PCM、炭素等量 Ceq も良好である。

⑦ 最高硬さ試験、y 形溶接われ試験の結果から、われの発生が押さえられ、予熱の低減が可能である。

(2) 溶接性能試験

1) 実大ボックス柱試験

- ① ダイアフラムのエレスラ溶接と梁フランジ CO₂ 半自動溶接の十字継手部の引張試験は、柱主材を梁フランジ厚まで平滑に仕上げたものも十分な強度が得られた。

エレスラ溶接熱影響部を含んだスキンプレート方向の引張試験は、破断位置は熱影響部であるが、引張強さの値は素材に同等であり、十分な強度が得られた。

- ② 衝撃試験は、エレスラ溶接の柱側ボンド部で低い値を示す傾向にあるのは、通常の試験と同様である。いずれも、目標値 (60キロ高性能鋼溶接施工指針) を満足している。表-15に60キロ高性能鋼溶接施工指針の溶接部性能目標値を示す。

表-15 溶接部性能目標値

溶接部位	性能目標値	
	TS (N/mm ²)	vE 0 (J)
BOX 角継手	≥590	≥20
ダイアフラム	≥590	≥15
仕口	≥590	≥47
突合せ	≥590	≥47

パス間温度を250°C以下に制限したものと、制限しないものでは、梁フランジのCO₂半自動溶接で幾分、差が生じているが、大きな差異はない。角継手は試験体が大きく、溶接線が長いことから、温度測定でも違いが少なくて、衝撃試験値でも差は発生していない。

- ③ 硬さ試験の内、エレスラ溶接による軟化部は Hv175 ~180であり、著しい軟化は発生していない。CO₂半自動溶接による硬化も発生していない。

2) 角溶接部試験

- ① 引張試験はパス間温度を250°C以下に制限したものと、制限しないものでは、差は発生していない。
- ② 衝撃試験は、パス間温度制限の有無により明確な差が発生している。試験体が小さいことから、パス間温度差が大きく影響したものである。いずれも規定値を十分に満足している。
- ③ 曲げ試験、硬さ試験、マクロ試験は良好である。

3) 柱現場溶接部試験

上述した2) 角溶接手部試験と同様の傾向を示している。

今回の素材試験・溶接性能試験の各種機械試験は全て良好な結果であった。また、予熱温度を25°C以上としても割れ発生等の障害は起こらなかった。

これらの結果から、従来のSM570鋼材と比較しても、予熱の低減が成されており、溶接性の改善が見られる。従って、本鋼材を建築構造用鋼材として用いることに、なんら問題はないことが分かった。

実施工に当たっては、今回の施工試験の結果を生かし、経済性を考慮しながら、より高品質な製品作りに邁進して行きたいと考えている。

5. 今後の課題

今回の試験では触れていない、加熱矯正の問題、大入熱溶接による角溶接の問題、スタッド溶接等について試験を行い報告する。なお、60キロ高性能鋼溶接施工指針では、角溶接部の溶接では400KJ/cmまで許容してい

る。

また、実工事での採用例についても合わせて報告したい。

ご指導、ご協力頂いた、株式会社 フジタ、新日本製鐵株式會社の関係各位に心より感謝申し上げます。

〈参考文献〉

- 1) BT-HT440 II 溶接確性試験報告書 平成6年12月
新日本製鐵(株) 株宮地鐵工所
- 2) 予熱低減型・建築構造用高性能590Nを使用した
4面溶接ボックス断面柱の溶接確性試験
日本建築学会 1995年8月
岡田、中野、山口、大坪
- 3) 高性能鋼利用技術指針 1994年1月
建設省建築研究所 (社)鋼材俱楽部
- 4) 60キロ高性能鋼溶接施工指針 1993年3月
(社)鋼材俱楽部高性能鋼利用技術小委員会接合サブ
ワーキンググループ

1995.8.29受付

グラビア写真説明

東京湾横断道路

東京湾横断道路の建設事業者は、日本道路公團・地方公共団体および民間から出資を受け設立された第三セクターで東京湾横断道路株式会社といいます。

東京湾横断道路は東京、横浜、川崎、千葉、木更津などの大都市が湾岸部に位置する東京湾の中央部を横断する、延長15kmの有料道路となります。この道路の完成により、都心部や周辺部の交通混雑の緩和に大きな役割を果たすと共に、産業の活動の動力として大いに期待され建設が進められています。

橋梁の関連は平成7年の5月までに完成し、現在、川崎市の浮島から川崎人工島、川崎人工島から木更津人工島の間をそれぞれシールドトンネルの掘削が進められています。

橋梁には船舶の航行安全をはかるため航路灯が添架されています。この航路灯と鋼桁の保守点検のため当社製作の移動点検車(写真参照)が採用されました。これにより作業員が安心して保守点検作業を行える様になりました。

完成は平成10年の春の予定です。

(北村)

東京国際フォーラムガラス棟の鉄骨製作

Manufacture of the Steel Frame for Glass Building of the Tokyo International Forum

山 口 一 郎^{*1} 宮 坂 陸 夫^{*2}
Ichiro YAMAGUCHI Mutsuo MIYASAKA

Summary

The glass building of the Tokyo International Forum now under construction in the Marunouchi district of central Tokyo is to have a large roof supported by two columns. This paper reports on the method of manufacturing the rib frame as the skeleton of the building.

1. まえがき

東京の丸の内地区の旧都庁舎跡地に、平成8年3月末の竣工を目指して建設が進められている施設は、21世紀を目前にして、新宿の新庁舎と並び首都東京の新しいシンボルとなる、文化情報施設の東京国際フォーラムである。

この建物は、大中小の4棟のホールを持つホール棟と会議棟・アトリウムからなるガラス棟や地下駐車場などで構成されている。

当社は、本工事の内ガラス棟の鉄骨製作を受注し、約1年6ヶ月に渡って工場製作を行った。

本報においては、ガラス棟の中で、レンズ型平面のアトリウムについて、屋根を構成するアーチリブと称する骨組の工場製作について主に報告する。

施 工	ガラス棟：大林・鹿島・安藤・錢高・五洋 他建設共同企業体
構 造	基礎：直接基礎 地下：RC造3階 地上：鉄骨造11階塔屋1階
高 さ	軒 高：57.1m 最高高さ：59.8m
鋼 重	ガラス棟：13000t
製作期間	平成4年11月～平成6年12月
	大屋根は、両側に建つ2本の柱で支持され、①屋根上面のレンズ型に添って平面的に配置されたR材（Gコラム1000φ×60～27、円弧）と②柱間をアーチ状につなぐA材（Gコラム1200φ×75～27、放物線）と③これらをつなぐ3.455mピッチのリブフレーム（BH材）54列が主な構造体である。（図-1）

2. 工事概要

工事概要を以下に示す。

工事名称	東京国際フォーラムガラス棟建設工事
工事場所	東京都千代田区丸の内3-5-1
建築主	東京都
設計監理	東京都財務局営繕部国際施設建設室 ラファエルヴィニオリ建築事務所
設 計	建築：ラファエルヴィニオリ建築事務所 構造：構造設計集団S他

3. 現寸と鋼板切断

工作図よりCADで型板と定規を作成した。鋼板は、CLデータ（マーキング座標情報）を使用して、自動切断とマーキングを行い、別に作った型板および計算寸法により切板の寸法精度確認を行った。

4. R材の製作

円弧形状のGコラムをシャフトとした相対するR材

*1松本工場 製造部 製造課係長

*2松本工場 製造部 工事課課長

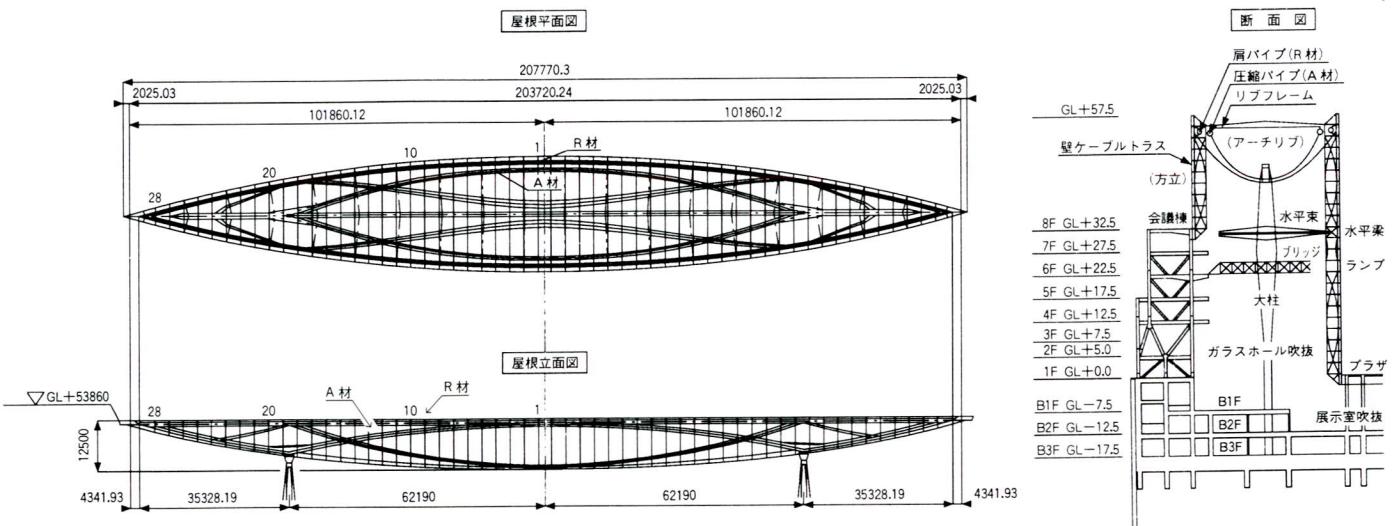


図-I 一般図

に、約3500ピッチにて上弦および下弦リブ・フレームが取り合っている為、相対するR材のリブ・フレーム取り合いブラケットをどの様に取り付けるかが、検討課題であった。

検討した結果、下記2項目を実施する事とした。

- ①シャフト、ブラケットの取り付けは、工場内床現寸を実施して出した、各部材先端位置との照合により決める。
- ②正確な対称部材を製作するため、2部材を一体組みすることにした。

具体的な製作方法について、下記に述べる。

下げ振りにて位置決めし、レベルにて水平確認を行ったシャフト上へ、先行して製作した下弦受ブラケットを取り付けた。位置は下げ振りにて床現寸と照合して決めた。

次に上弦受ブラケットを継ぎ治具を使用して取り付けた。位置は下弦受と同様に下げ振りにて確認した。また、各ブラケットの高さ関係は、レベルを使用して調整した。

溶接による変形を考慮して、各ブラケットをレバーブロック等にて拘束し、一体組み状態にて主要溶接部の作業を行い変形防止を行った。また、各部位の寸法測定を行って溶接が終了した後、ひずみを矯正する時に目標値として使用した。(写真-1)(図-2, 3参照)

5. 上弦リブ・フレームの製作

主材の板厚が全て9mmで、全線に板厚12mmの側リブが



写真-I R材大組立全景

取り付くため、大きな変形が予想され、また、全長寸法確保が困難と考えられたため、下記の対応を行った。

最小限の変形に抑えるため、側リブ・垂直スティフナを拘束材として、一気組とした。また、溶接はフランジ幅が大きな側より行うことで統一した。

溶接による大曲りを規定値内に収めるため、清掃レール受の取り付けは、本体溶接後の大曲り矯正を行った後とした。

溶接による縮みを考慮した全長、およびウェブ高さ寸法を作業前に決める事は困難と考えられたため、寸法決めは本体製作完了後とした。作業は、2台のリブ・フレームがセンターにて取り合っているため、リブ・フレーム同士の取り合い部は先決めとし、R材ブラケットとの取り合い部にて全長を決めた。また、ウェブ高さはR材ブラケット寸法を実測して決めた。

以上により、船形のセンターにリブ・フレーム同士を

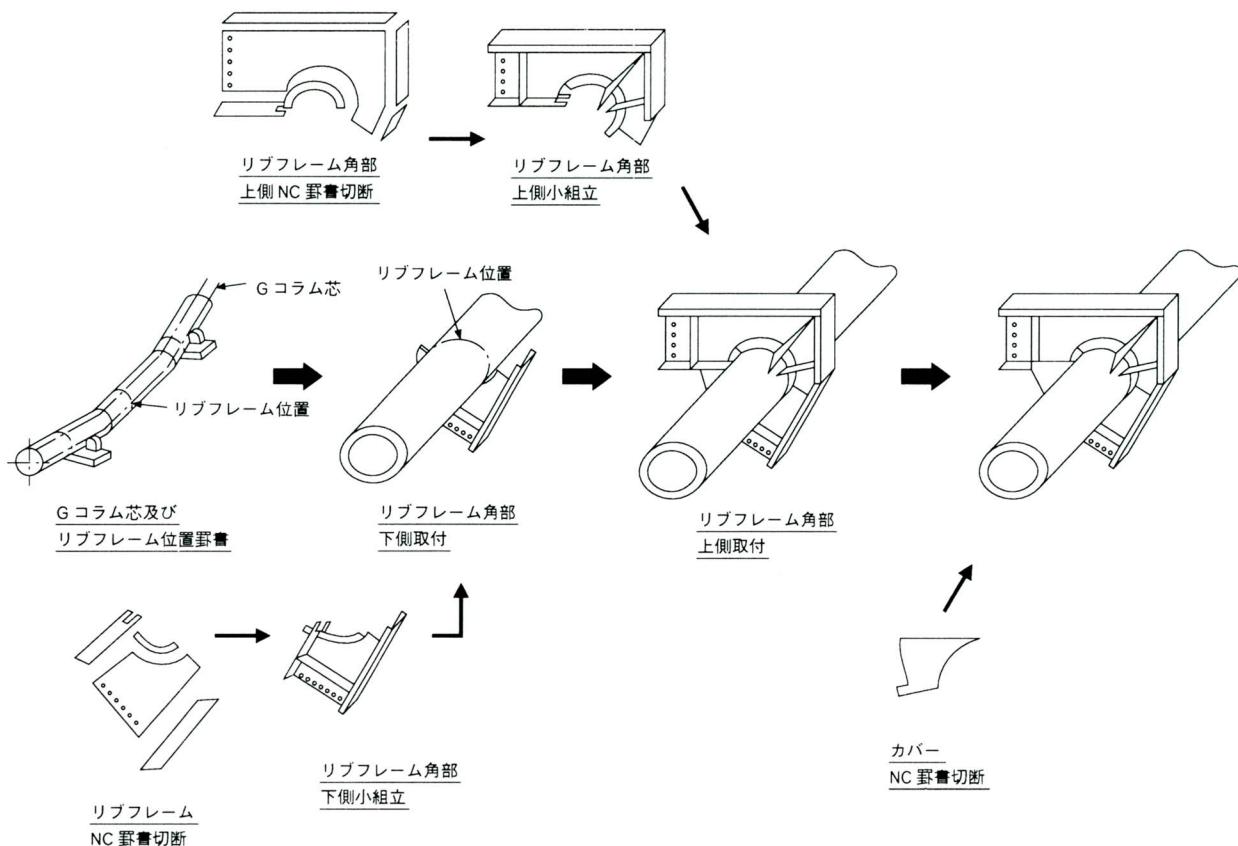


図-2 R材部材組立順序

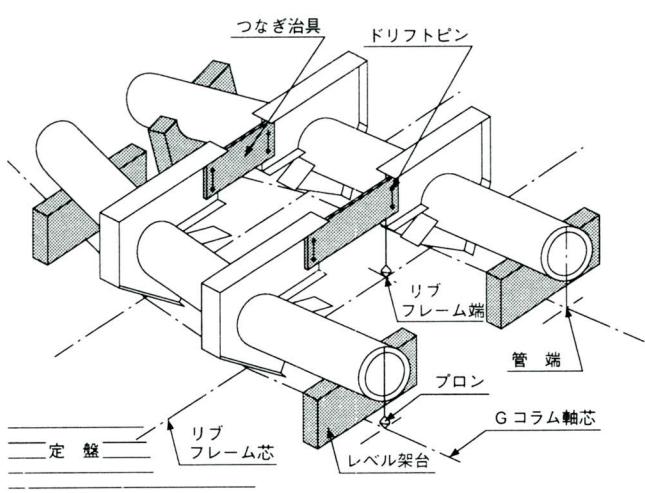


図-3 R材大組立要領図

継ぐ事ができた。(図-4参照)

6. 下弦リブ・フレームの製作

上弦リブ・フレームと同一断面構造で有り、また、中央部材にて2200mm、端部材に7700mmのキャンバーを持つ曲線構造のため、製作方法は上弦リブ・フレームと同じ

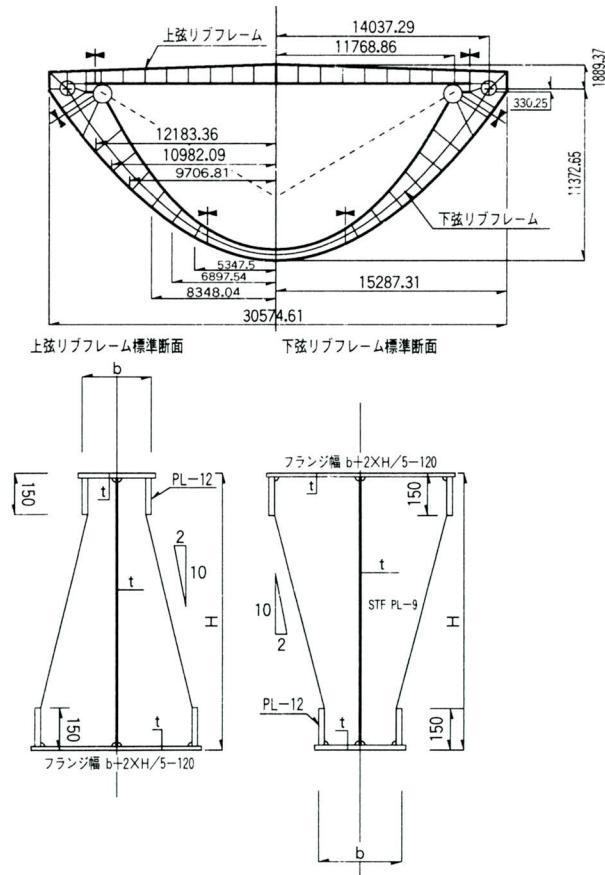


図-4 リブフレーム標準形状図

一気組とした。しかし、最大ウェブ高さ2500mm、垂直スティフナ間隔1700mmのため、規定値内の変形に抑えることは困難と考えられた。そのため、ウェブ1500mmを超える部位については、垂直スティフナ間にFB-50×12を両面ウェブに対角線に入れて拘束を行った。拘束材は溶接後の加熱矯正完了後に除去した。(写真-2, 3)

以上にて、ウェブ平面度は1mm以内、キャンバー誤差は各垂直スティフナにて3mm以内の値を確保する事ができた。また、捻れ防止も行えた。

下弦リブ・フレームは3部材で1ブロックとなっているため、規定形状、寸法の確保および、中央部材のロット材の取り合い位置の確保を目的とし、中央部材の両端位置は、製作完了後に両端部材の値を考慮して決められた。

以上により、規定通りの形状および寸法が確保できた。

7. リブフレームの寸法計測

工場製作寸法許容値は打ち合わせにより、特記精度を



写真-2 上弦リブ・フレーム製作状況



写真-3 下弦リブ・フレーム大組立状況

表-1 リブフレーム 工場製作 特記精度抜粋

部 位	許 容 値
全長寸法・梁せい	<p>〈上弦材分割ブロック〉</p> <p>$-3\text{mm} \leq \Delta L_1 \leq +3\text{mm}$ $-3\text{mm} \leq \Delta H \leq +3\text{mm}$</p> <p>〈上弦材分割ブロック〉</p> <p>$-4\text{mm} \leq \Delta L_1 \leq +4\text{mm}$ $-3\text{mm} \leq \Delta H \leq +3\text{mm}$</p> <p>〈下弦材ブロック〉</p> <p>$L_1, L_2 < 10\text{m}$ $-4\text{mm} \leq \Delta L_1 \leq +4\text{mm}$ $-6\text{mm} \leq \Delta L_2 \leq +6\text{mm}$ $-4\text{mm} \leq \Delta L_3 \leq +4\text{mm}$ $L_1, L_2 \leq 10\text{m}$ $-5\text{mm} \leq \Delta L_1 \leq +5\text{mm}$ $-7\text{mm} \leq \Delta L_2 \leq +7\text{mm}$ $-5\text{mm} \leq \Delta L_3 \leq +5\text{mm}$ $-3\text{mm} \leq \Delta H \leq +3\text{mm}$</p>
梁の大曲り	<p>〈上弦材ブロック〉</p> <p>内フランジ</p> <p>〈下弦材ブロック〉</p> <p>内フランジ</p> <p>$e \leq L/1000$かつ $e \leq +10\text{mm}$</p>
△材・R材・材金長	<p>$L < 10\text{m}$ $-3\text{mm} \leq \Delta L \leq +3\text{mm}$ $L \leq 10\text{m}$ $-4\text{mm} \leq \Delta L \leq +4\text{mm}$</p>
R材・リブフレーム間隔	<p>〈計測間隔〉</p> <p>$(\Delta L_A, \Delta L_B, \Delta L_C, \Delta L_D) \leq 3\text{mm}$</p>
R材・リブフレーム寸法	<p>$(\Delta W_1, \Delta W_2, \Delta W_3, \Delta W_4) \leq 3\text{mm}$</p>
R材・リブフレームの4芯ずれ	<p>$e \leq 2\text{ mm}$</p>
ロット定着部	<p>$(\Delta A, \Delta B, \Delta C) \leq 5\text{mm}$</p>
	<p>$e \leq 4\text{ mm} \leq 1\text{M}$</p>

作成し、特記外は JASS-6 の鉄骨精度規準に従った。

(表-1)

下弦リブフレームは、曲線形状で且つスティフナや補強リブが障害となったので、両端縫手孔芯間の対角寸法を測定することとし、測定治具を製作した。図-5に孔芯引出治具と測定要領を、図-6にリブフレームの寸法計測位置を示す。

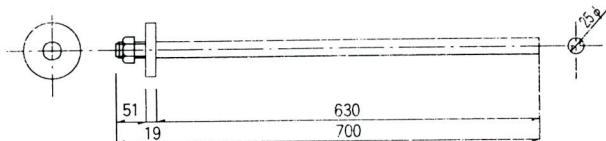


図-5 孔芯引出治具

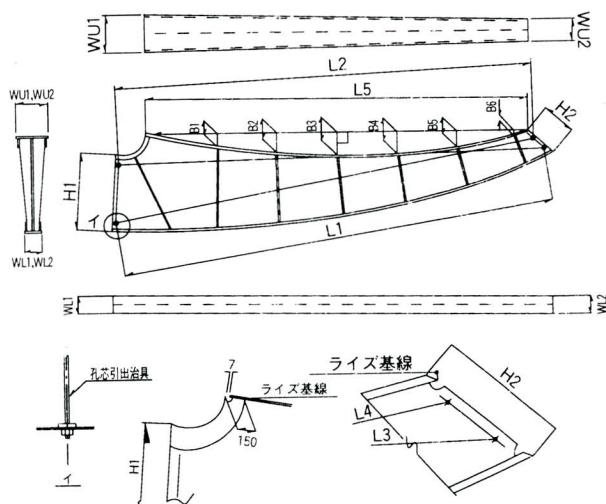


図-6 寸法計測位置図

8. 素地調整と塗装仕様

素地調整と塗装仕様を表-2, 3 に示す。

表-2 素地調整

部 位	鉄面の素地ごしらえ
・A,R材の外面 ・リブフレーム	C種ケレン (SSPC-SP-3) ・デスクサンダー、スクレーバ、ワイヤブラシにより浮き鏽、浮きスケール等を取り除き清掃する ・油類は揮発油で除去する
・A材内面	B面ケレン (SSPC-SP-10ニヤホワイトblastクリーニング) ・blast法等により鏽、スケール等を除去する ・油類は揮発油で除去する

表-3 塗装仕様

部 位	塗料（銘柄）	回数	標準塗膜厚
・A,R材の外面 ・リブフレーム	下塗 カーボマスツック I5II グレー	1回	125μ以上
	中塗 カーボマスチックカラー (白色)	1回	60μ以上
・A材内面	下塗 カーボウェルド II グレー	1回	20μ以上
	中塗 フェノライン 368プライマー	1回	125μ以上
	上塗 フェノライン 368WG	1回	150μ以上

9. あとがき

本文において、主に屋根を構成するリブフレームの製作について報告した。ガラス棟は、この他に壁面の方立や水平梁、また水平束材等の部材があり、それぞれ構造は外観を重視して設計され、ジョイント部の製作には、高い精度を必要としたが、設計、製作部門の事前検討が実を結び、客先からの要求品質を確保することができた。

1995.10.5受付

グラビア写真説明

深戸橋

深戸橋は、名神高速道路と北陸自動車道をつなぐ東海北陸自動車道の美並 IC～八幡 IC（仮称）間に位置し、長良川を跨ぐアーチスパン136.4m の上路式鋼アーチ橋です。補剛桁は、経済比較の結果 4 主桁の板桁形式を採用しました。また、架設工法は現地の地形より、ケーブルエレクション斜吊り工法としました。工事は、平成 5 年 2 月 26 日から始まり平成 7 年 11 月 2 日に竣工しました。

(阿部)

東京国際フォーラムガラス棟の鉄骨建方工事

Erection of Steel Frame for Glass Building of Tokyo International Forum

中野一夫^{*1}
Kazuo NAKANO

内藤章吾^{*2}
Syogo NAITO

Summary

The Tokyo International Forum was designed by Raphael Viniolis, an American architect who was selected in Japan's first international competition (held with the official approval of Union Internationale des Architectes). The Forum was built on the 27,400m² site adjacent to JR Yurakucho Station which had formerly been the location of Tokyo Metropolitan Government office.

Each building of the Forum has a new structure which reflects modern design philosophy. A typical example of this is a glass building which has in plan the shape of a ship comparable in size to the Queen Elizabeth II with an overall length of 210m and a maximum width of 30m. All the 60m tall surrounding walls are made of glass.

This paper outlines the entire process of building the steel frame of the glass building, from planning to execution.

1. まえがき

東京国際フォーラムは、国内で初めて実施した国際建築家連合公認（UIA）の国際設計競技で選ばれた米国の建築家ラファエル・ヴィニオリ氏によって設計され、JR有楽町駅に隣接した旧都庁跡地27400m²に建設された。

シンボリックな建築デザイン思想を表現するために、その構造にさまざまな新しい試みが駆使されている。

この施設は大小四つのホールブロックがキューブ状に並んだ全長200mのホール棟群（大成建設他9社が施工している）と全長210m・最大幅30mの船形平面をした高さが地下一階より屋根の高さまで60m壁面は、すべてガラスで覆われた、世界で名高い豪華客船クイーンエリザベスII世号の大きさに匹敵するガラス棟（ガラスホールと会議棟の施設を大林組他8社が施工している）を、幣社はガラスホールの設計段階より建方検討に参画して、鋼構造物の詳細建方計画と共に現地建方および溶接工事を行ったが、今回は建方工事を報告する。

2. 構造概要

ガラス棟は、多目的ギャラリーとして利用される巨大なアトリウムガラスホールと、その側面に沿った7階建



写真-1 平成7年8月撮影

の会議棟（鉄骨建方等幣社施工外）とで構成（図-1参照）されている。

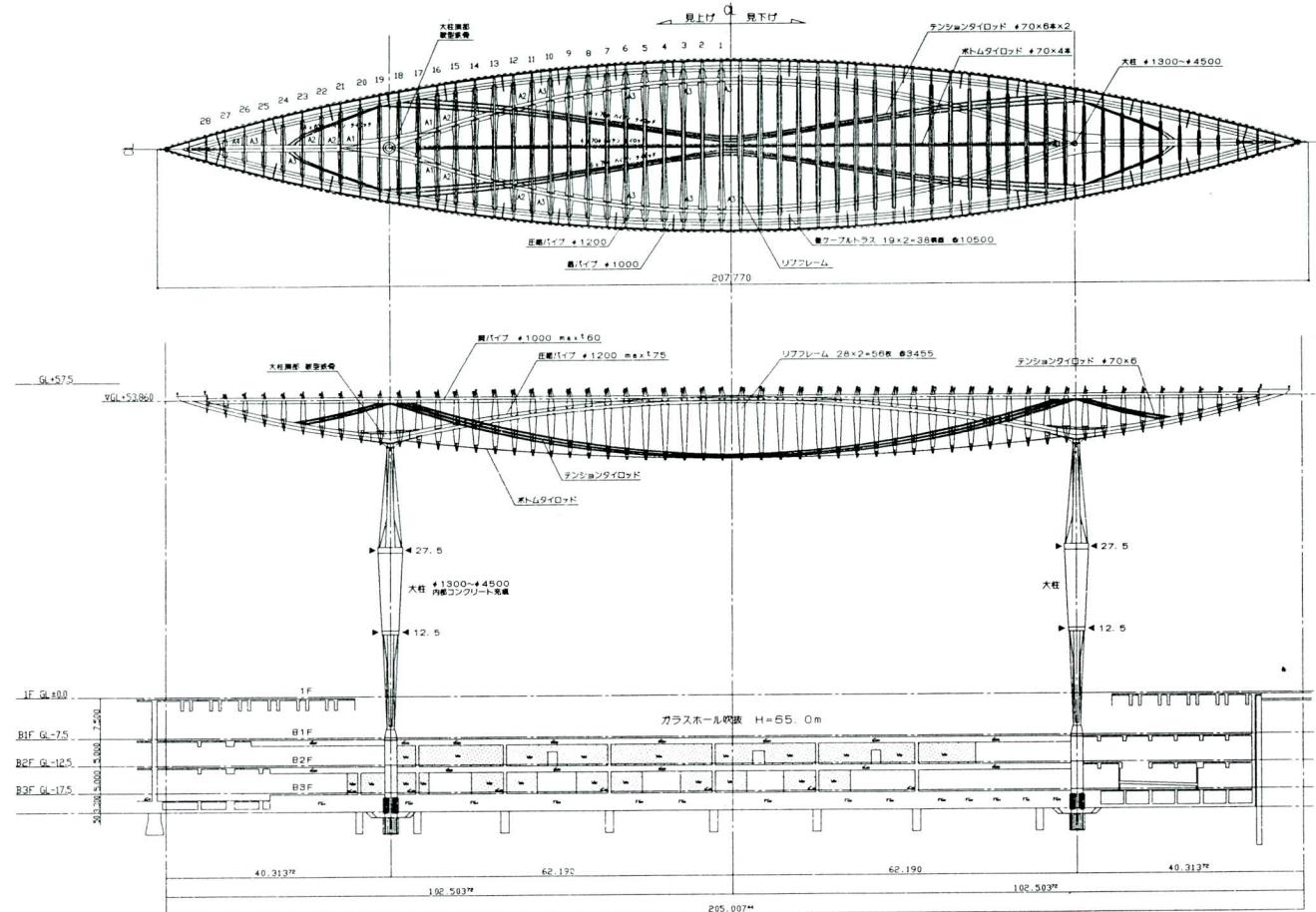
ガラスホールは次のような構造エレメントで成り立っている。

(1) 屋根

全長208m×最大幅31.7mの上面フラット、下面が船底の状態で、その内部にアーチ状の圧縮パイプ（φ1200mm）およびカテナリー状のサスペンション材（テンショ

*¹宮地建設工業株式会社鉄構事業部東京工事部所長

*²宮地建設工業株式会社鉄構事業部大阪工事部計画課長



ン HT ロット) が組み込まれ、それらを繋ぐ船の龍骨のようなリブフレームと肩パイプ^φ (φ1000mm) で構成されている。

(2) 大柱

船底状屋根構造部を支持する南北に建つ 2 本 (スパン 124m) の大柱は、中央が二重管その上下は鋼管に花弁がついたような状態で、応力レベルに応じて断面変化している。

なお、応力が集中する部分には鍛鋼が使われており、大柱内の剛性を高めるためにコンクリートが充填されている。また、風圧・地震力に対する安定性を確保するために会議棟の 4 F・7 F のレベルで緊結させて水平力に一体構造となっている。

(3) 壁面

ガラスホール外周のガラス壁面の主要構造は 10.5m ピッチに配列されている。方立 (図-2 参照) とケーブ

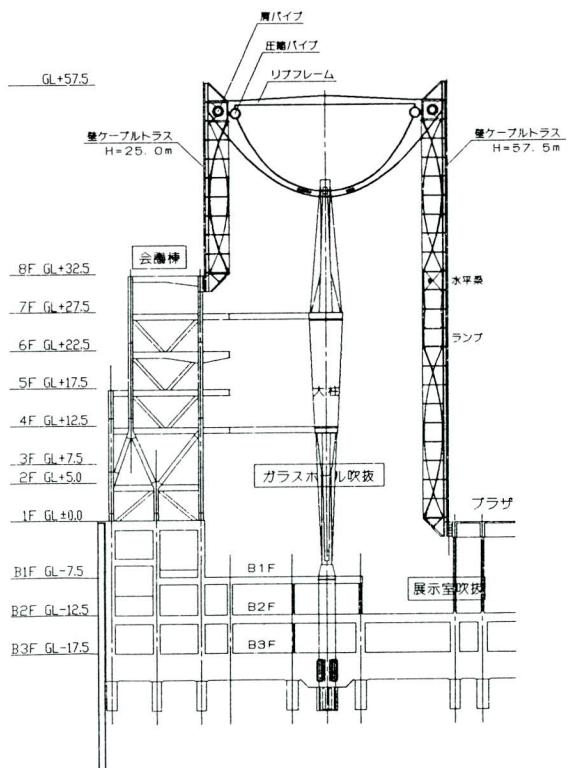


図-1 構造概要図

ルの複合構造であるケーブルトラスで、自重は下部三角フレームを支点に、風圧・地震力に対してはテンションケーブルで抵抗し、水平力に対する反力は下部支点と中间の水平梁および屋根で受ける。

屋根が短辺方向の横力を受けたとき起こす回転力を拘束する圧縮材としての構造も兼ねている。

また、プラザ側壁面は、高さが60mあるので面外変形を拘束するために二段の水平梁が組み込まれており、上段(32.5m)はメンテナンス用デッキとして使用を考慮して、下段はホールを回遊する斜路(27.5~12.5m)としての用途を有している。

(4) ブリッヂ

プラザ側ガラス壁面へかかる水平力に対応する目的のため、上段は二本の軸力材(水平束)、下段は連絡通路

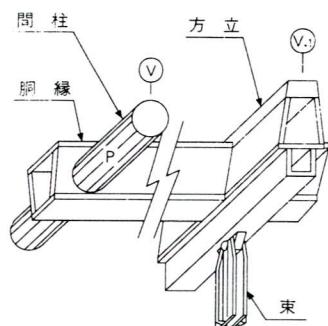


図-2 壁鉄骨基本構造図

(ブリッヂ)の機能を合わせ持つて四カ所が会議棟と連結し拘束した構造となっている。

(5) 先端トラス

ガラス壁面脇縁により面内方向に作用する地震力を負担する目的で鋳鋼パイプトラス構造となっている。

3. 工事概要

船底状の立面をした屋根をガラス壁の上部へ如何に構築するか、さまざまな施工法を検討した結果構造物がフレキシブルなための補強を必要としない、また、壁面鉄骨を併行して組立可能であり、ガラスホール全体工事の整合性がはかれる、次のような施工手順で工事を進めることにした(図-3, 表-1参照)。

4. 大柱の建方

大柱脚部はGL-7.5mのレベルで構真柱と現場溶接接合されて、会議棟4・5・6・7階において繋梁によって連結し、頂部で屋根鉄骨の鞍型に接合される17節に分割された構造である。

建方は、1節から9節まで160t吊油圧クレーンを使用し施工した。

10節より17節については仮設ベンド・ステージ上に設

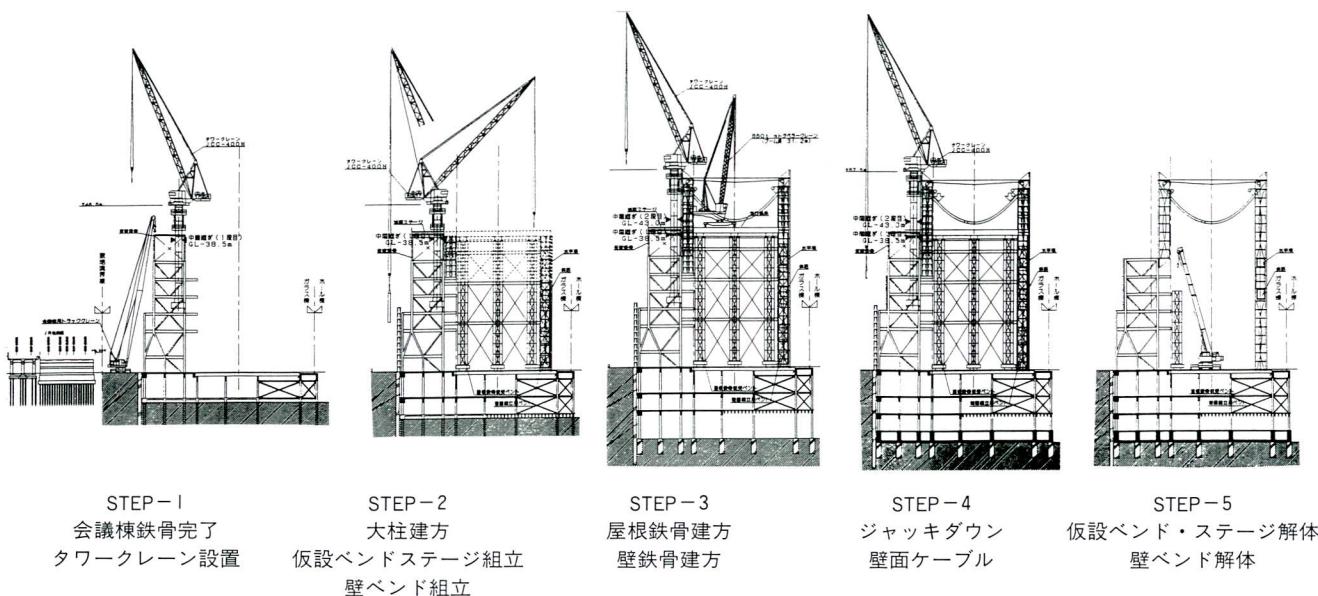
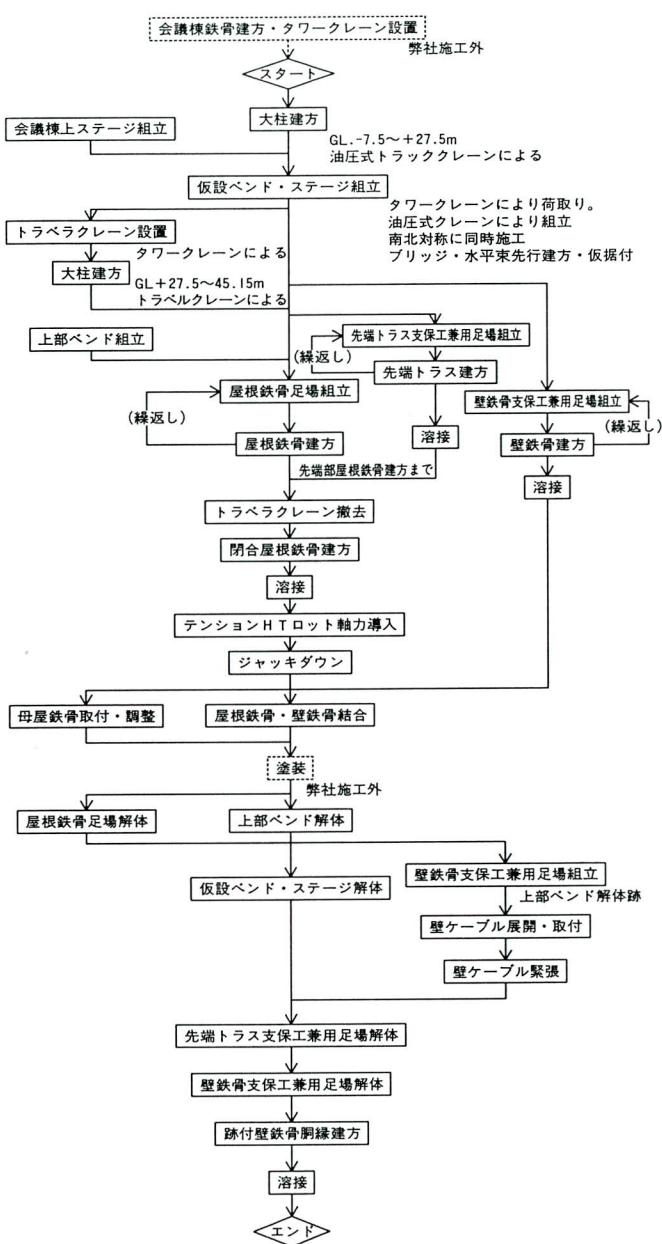


図-3 全体工事ステップ図

表-1 全体工事フローチャート



置したトラベラクレーン（能力650t・m）によって行った（図-4参照）。

建入精度の管理は、鉄骨精度測定指針（日本建築学会編）の $\delta e \leq H / 2500 + 10\text{mm}$ 準じて、1～4節は控索で、5～11節は控索並びに継手部に金矢、または、特殊ジャッキを挿入して行い、12節以上については金矢と特殊ジャッキにて調整して精度を確保した。

会議棟と大柱の繫梁は、あらかじめ調整部材を準備し

光波で計測した数値にもとづき製作工場で切削して取付ける方法で施工した。

建方時のおよび溶接時の足場については、枠組足場を GL + 0 m 仮設構台上から各節建方前に組立てる手順で設備した。

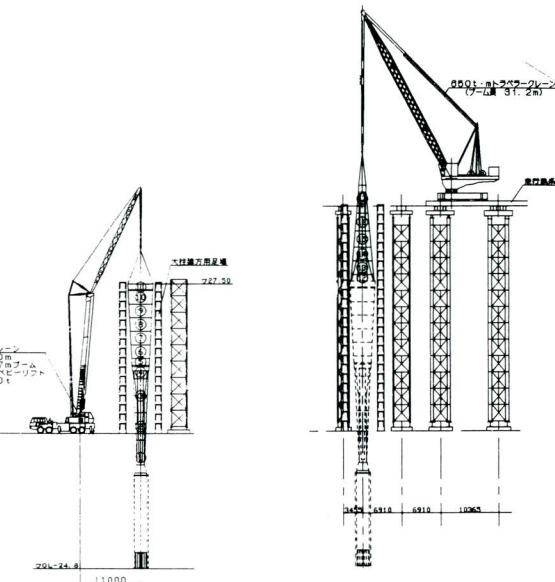


図-4 大柱建方要領

5. 仮設ベンド・ステージの組立

仮設ベンド・ステージの目的は、屋根鉄骨を受ける上部ベンドの基部、および、トラベラクレーンの受点、また、壁鉄骨支保工兼用足場の座屈防止等、並びに、鉄骨・機材の仮置き、地組の作業床（以下ステージとする）設備として使用した（図-5 参照）。

仮設ベンド・ステージに負荷する水平力は、屋根鉄骨の重力、仮設ベンド・ステージの重力を加算して所定の地震層せん断係数（0.222）を乗じて水平力とした。

伝達方法は、短辺方向は会議棟（仮設フレーム）に、長辺方向はステージ桁を介して大柱へ荷重が集束するよう集束材を配し大柱負荷点に集束装置で大柱のリブへ水平力が伝わる構造とした。

仮設ベントは、構台（GL±0 m）に最下段梁をケミカルアンカーで固定し、無収縮モルタルグラウトを充填し、頂部には上段梁と最上段梁を組合せて、短辺方向に横桁を設けて上部ベンド・トラベラクレーン・ステージ桁を受ける構造とした。

軌条桁は、ステージ桁と同一断面を使用してトラベラ

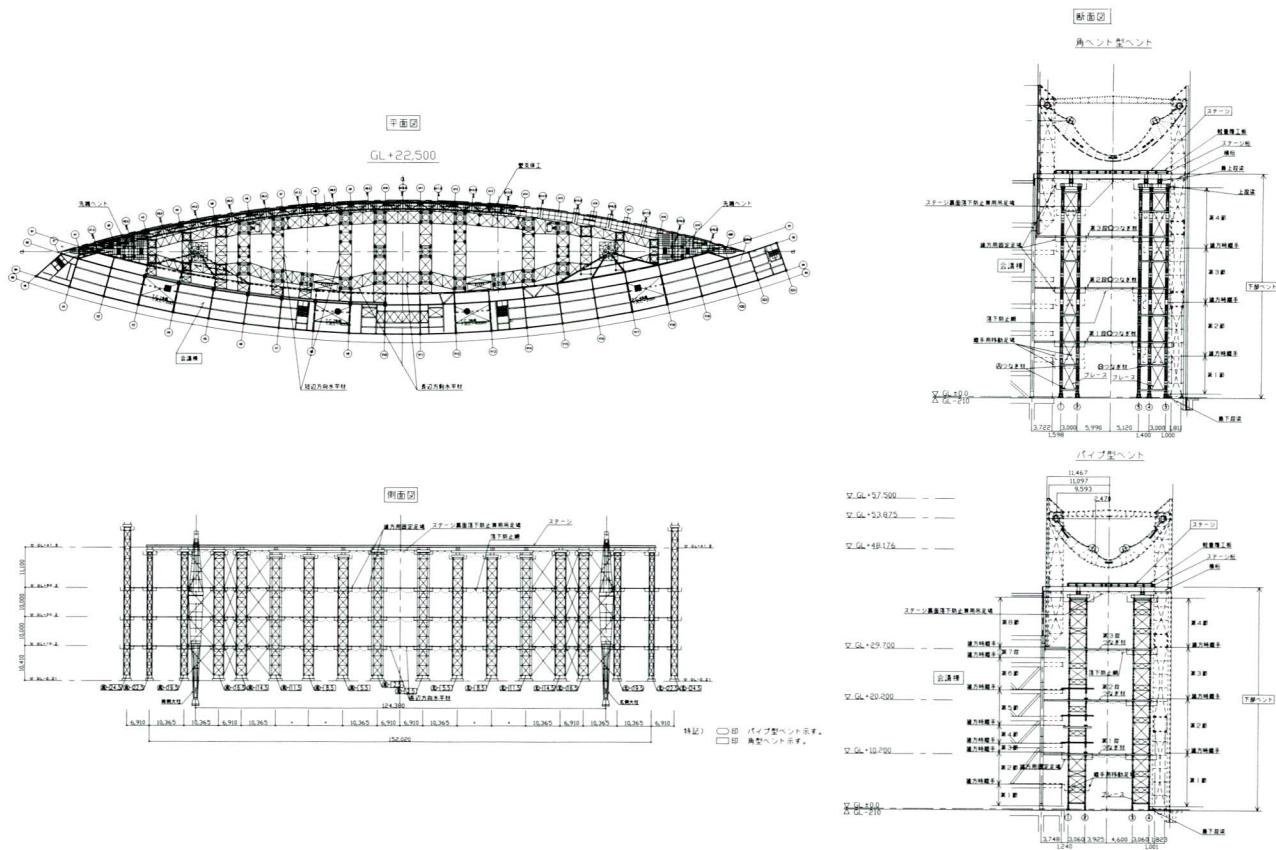


図-5 仮設ベンド・ステージ概要図

クレーン載荷部で2段重ね梁構造で断面を確保し、ステージ桁と合わせて、フランジ天端へ軽量覆工板を敷設した。

仮設ベンドの組立は、南北大柱近傍のトラベラクレーン設置位置ベンドより着手し、長辺方向の中央へ駆次進めるとともに、大柱建方完了後先端にも併行して組立を行った。

搬入した角ベンドは面組、パイプベンドは箱組の形状に地組立を行った。

組立重量は、角ベンド面組5t、パイプベンド箱組4.8t、ステージ桁8tであり、地組立には50t吊ラフタークレーンを使用して、組立はタワークレーン35m×5t2基および、40m×10t2基で行った。

6. 屋根鉄骨の建方

建方は、大柱頂部と取合う鞍型部、大柱と大柱間部、大柱より先端部に分けられる。そのなかで鉄骨部材を受ける上部ベンド・架台および足場等、架設設備も建方に

合わせて進めるとともに、壁鉄骨建方との調整も関連する輻輳した施工手順を求められた。

また、リブフレームとサスペンション材の部材接合が剛構造でなく、また、すべて溶接接合のためにエレクションピースによる仮取付構造等によって任意の変形を起こすことが予測され、高さ・縦横の寸法確保、さらに、60mの仮設ベント・ステージ上、鉄骨本体への風、太陽熱の影響等極力受けない形状管理システムを導入した。

鞍型部は、FR鋼（耐火性鋼材）鋳鋼製重量60tを輸送、並びに、建方吊荷重より13ブロックに分割した部材をトラベクレーンによって、4基のベンド上に据え付けた。

大柱と大柱間は、ブロック割が肩パイプ一本に対してリブ鉄骨が三枚取付く構造から、建方の基本的な順序は上部ベンドを先行して組立、引継ぎリブ受け架台、リブ間の枠組足場をステージ上から立上げて、両肩パイプを上部ベンドに据付け、つぎにリブ下弦アーチ材をリブ受け架台に組立、残りの下弦アーチ材を継ぐ順序で三枚の

下弦リブ材を建方した後に、圧縮パイプを組立てる。上弦リブ材は会議棟屋上に設けたステージで地組立をして建方する手順の繰返しにて建方を進めた（図-6、写真-2、写真-3参照）。

先端部については、当初タワークレーンによって建方を計画していたが、先端トラスとの取合いブロック重量増にともない不可能となった。そのためにホール棟との工区境へ200t 吊ヘビーリフト油圧クレーンを据付けて建方をした。なお、先端トラスの柱および、一部の水平

材・斜材を本溶接しベンドとして使用した。

建方、調整、溶接、塗装等に使用する足場は、枠組足場をステージ上（先端トラスは GL+0 m）より建方に先行して組立を行った。なお、部材の曲線形状部については単管パイプと鋼製足場板を組みカバーした。

7. 屋根鉄骨の形状管理

形状管理は、ジャッキダウン後の仕上げ工事等設計値に抱束されるため、建方時の実測座標値と設計座標値との誤差および修正方向がリアルタイムにモニター可能なマンモス（三次元測定システム）とノート型パソコンの連動された方法を採用した。

また、測定の精度（斜距離・水平角・鉛直角）に大きく影響する測点を JR をはさんだ丸の内庁舎屋上通信鉄塔に設置して計測点とした（図-7 参照）。

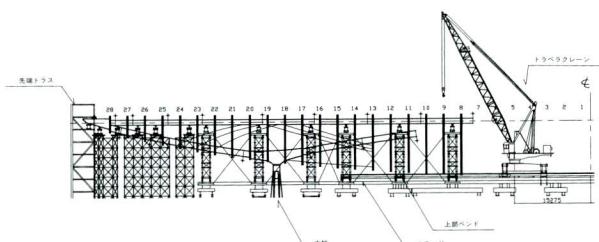


図-6 屋根鉄骨建方要領



写真-2

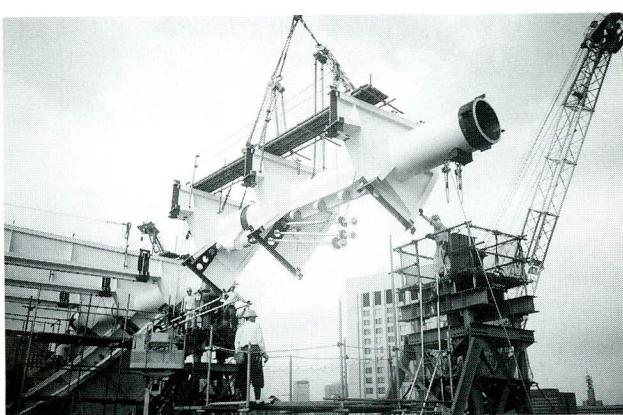


写真-3

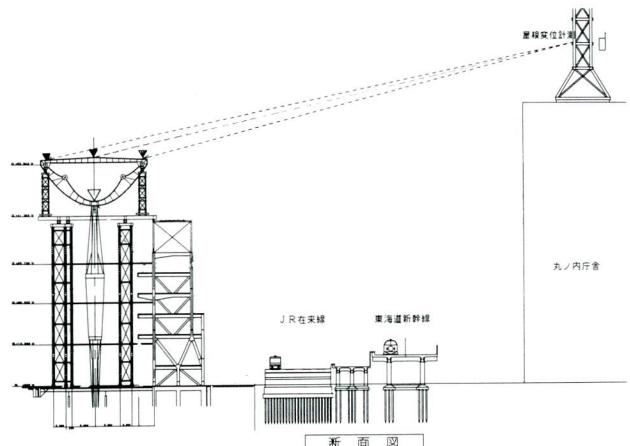


図-7 屋根鉄骨形状管理要領

管理項目は、実測・設計各座標値の差、実測距離・角度・温度、座標比較、計測記録簿等リアルタイムでモニターするとともに、印刷、テキスト方式で保存するようにした。なお、使用した機器は表-3の通りである。

屋根鉄骨建方の手前、大柱頂部の建方・溶接が完了した時点に大柱据付位置・建方等の誤差を調整した屋根鉄骨の基準点を設定して、屋根鉄骨各計測予定点と当初設計座標値との修正をソフトに変換させて建方管理値、並びに、ジャッキダウン時の管理値にも使用した。

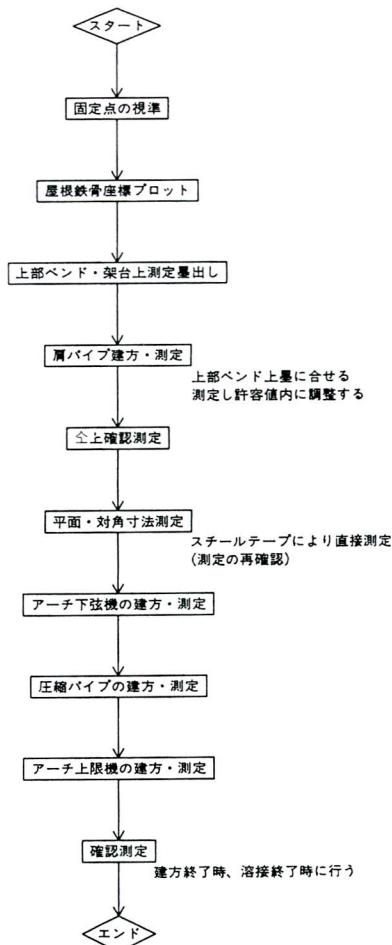
建方時日々の形状管理は、通信鉄塔より固定点（会議棟 JR 側工事用道路に設置）を視準して建方鉄骨部材の

表-3 使用機器一覧表

a. コンピューター	NEC PC-9821 Ne	(日本電気株式会社)
b. ハードディスク(内蔵)	20MB 以上	
c. メモリー	640KB 以上	
d. プリンター	PC-PR201 II	
e. トータルステーション	MONMOS NE12	(株式会社 ソキア)
f. 反射ターゲット	MONMOS	(株式会社 ソキア)

座標を測量器にプロットし、部材に据付けたミラーを計測し修正方向を無線機でX・Y・Zで数値を指示するシステムで行った。

表-4 屋根鉄骨の計測管理フローチャート



8. テンション HT ロットの張力導入

テンション HT ロットは、先端部サスペンションロット ($\phi 55\text{mm}$)、中央部サスペンションロット ($\phi 70\text{mm}$)、中央部ボトムタイロット ($\phi 70\text{mm}$) から構成されている(図-8 参照)。

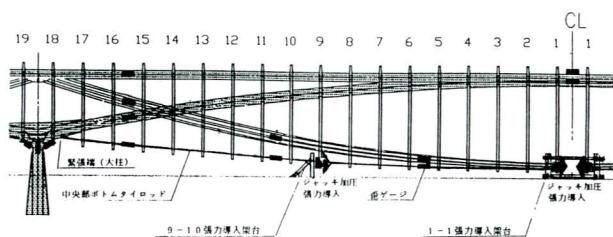
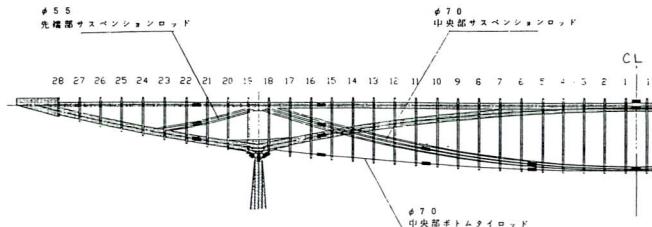


図-8 テンション HT ロット概要図

これらは、ジャッキダウン時に屋根中央部の降下・先端部のはねあがりにより張力が導入されて、屋根を水平に保つ部材である。このために設計ジャッキダウン量へ影響しないよう各ロット継手の遊び、並びに、ジャッキダウン時の導入張力とひずみ曲線の線形となるよう、事前に初期張力（実験値から1t～3t以上目標値）を導入した。

導入方法は、ボトムタイロット取付後中央部リブ1～1間とリブ9～10間に反力架台を設置して、油圧ジャッキによりロットに張力を与えた。緊張端で張力の減少については、9～10間の油圧ジャッキを加圧して張力を与えた。次に、中間部サスペンションロットについては、リブ1～1間の油圧ジャッキにて張力を与えた、緊張端の張力減少はロット緊張金物を締付治具で回転させて張力を与えた。

先端部サスペンションロットは、ロット緊張金具を回転させて張力導入をした。

なお、張力導入確認方法はひずみケージにてハイディジタル静ひずみ測定器によって確認をした。

9. 壁鉄骨の建方

壁鉄骨のうち鉛直方向を構成する部材は、台形の方立および、間柱（パイプ）であり10.48mピッチに立柱配置されている。水平方向は、胴縁・束が2.5mピッチにホール棟25段、会議棟12段配置されている。ホール棟側は中間に水平梁、並びにランプがある。完成時にケーブルを展開、張力導入して安定する構造である。

建方時の安定性については、長辺方向に全体を3ブロックに分けて各ブロック間に調整スパンを設けて、ワイヤプレスを取付けて長辺方向の水平力に対処した。短辺方向は、つなぎ材で壁面ベンド、仮設ベンド・ステージのベンド会議棟の柱と伝える方法を行った（図-9参照）。

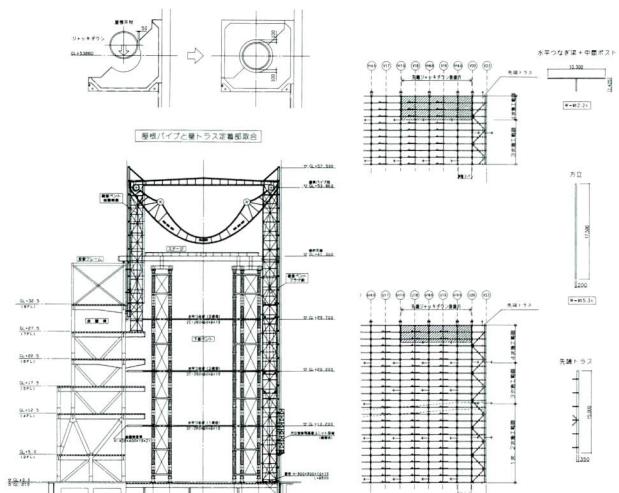


図-9 壁鉄骨・先端トラス概要図

建方は、壁面ベンド（TSサポートシステム）を先行して組立を行って方立の水平方向をつなぎ材で支持するとともに、建方・調整に使用した。また、その後の溶接並びに、塗装・ガラス等仕上げ工事にも足場として兼用された。

タワークレーン4基で荷卸し・建方を行ったが、仮設ベンド・ステージ、トラベラクレーン等の組立および、大柱・屋根鉄筋建方と工程上輻轍したため、タワークレーンの使用がネックとなり、日々タイムスケジュールで調整して管理した。

なお、壁面骨外側の溶接作業に「方立溶接連層ユニット足場」を設けて、逐次盛替式で行った。

10. 先端トラスの建方

先端トラスは、柱・斜材が極厚パイプで短辺方向がフィレンデールの面材である。

当初は、4節に分割された構造であったが屋根鉄骨先端部の組立上から5節に変更になるとともに部材重量増大にともなって、タワークレーンによる建方が不可能となり200t吊ヘビーリフト油圧クレーンを使用した。

足場は、枠組足場を先端トラス両外面に組立て建方直後に単管パイプおよび、鋼製足場板を組み渡して作業床を設ける方法で行った。

11. ジャッキダウン

(1) 概要

屋根鉄骨は、GL+42mの仮設ベンドステージ上で44基のベンドで支持されて大柱との接合部を初めとする全接合部を現場溶接後、テンションHTロットには、P-δ曲線が線形になるまで初期張力が導入された状態である。

その屋根構造物をスパン約125mの大柱2本に荷重を移行する作業がジャッキダウンであり、その際、壁鉄骨ケーブルシステムとは接合されてなく、①各部材の変形状態が複雑、②屋根鉄骨の剛性が小さく、水平外力に対する抵抗が小さい、③ジャッキダウン時に大柱短辺方向の回転抱束がない、④大柱柱頭の変形と応力状態が屋根変形と密接な関係にある等の特異性を有するものである。

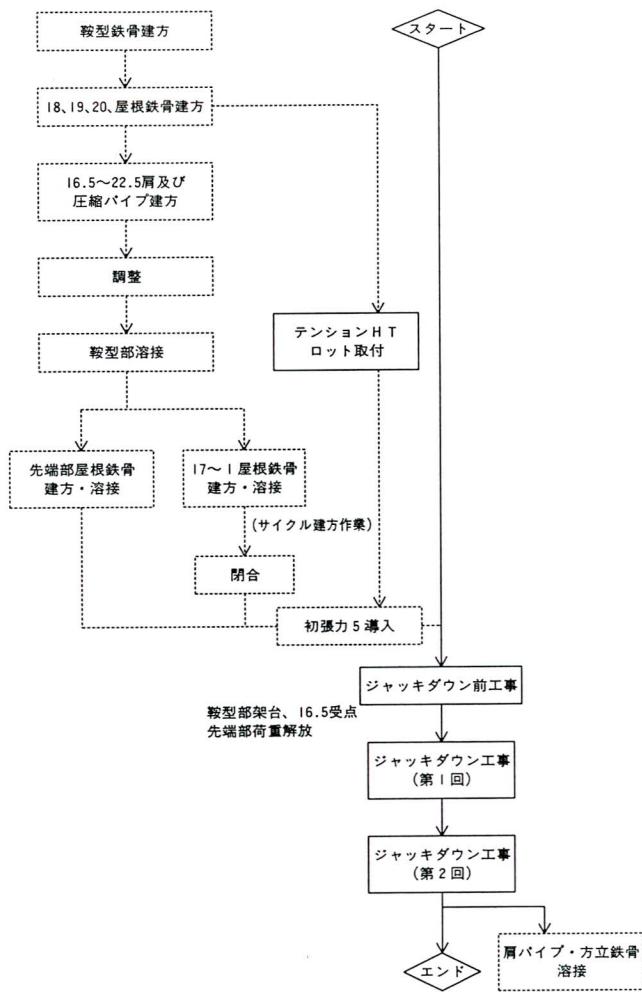
解析により、ジャッキダウンにともなう変形は中央が35cm下がり、先端部が15cm跳ね上がる（図-10参照）。

そのために、キャンバーを製作に反映すると共に建方に上げ越し据付けた。今回、弊社として初めて変位コントロールでジャッキダウンを施工するため、この値を基準値として行った。

ジャッキダウンは、複雑な構造形態の屋根に付加的な応力を作用させないように、計測システムでモニターしながら大柱間の20点のジャッキを最小1mm単位に同調させて、解析降下量を均等に10分割した10ステップをストローク150mmの200t油圧ジャッキで施工した。

鞍型部と16.5の受点は降下量が殆ど無く、ジャッキ扛上時の反力時の反力集中が大きいので、ジャッキダウンに先行して荷重を開放した。また、先端部ロロ支保工箇所においては、ジャッキアップして受材を除去する時に

表-5 ジャッキダウンフローチャート



反力増の影響を避けるため、同様に開放した。

ジャッキダウンにともない各受点は、最大14mmの水平変位を起こす、そのため各ジャッキ受点はハイモラーを使用したスベリ支承として対応させた。ただし、地震時の大きな水平力に対して、各ジャッキ受点ベッド上部に水平移動防止装置を設置した。

ジャッキダウン最終扛下時は、大柱2点支持状態となり、剛性偏心・重量偏心等によりローリングを起こす可能性があったため、断面傾斜が管理値1/500に設定して、その対策を準備しておいた。

ジャッキダウンが終了しても、壁鉄骨と接合するまで水平力に対して安定状態でないので、壁ケーブルトラスの緊張まで5.5受点、4カ所で軽く受けている状態とした。

(2) ジャッキコントロール

ジャッキダウン制御方法としては、屋根鉄骨鉛直変位を主体とした変位コントロールを行った。

その変位自動制御装置は、リニアエンコーダーを利用した鉛直変位量データーをもとに、コンピューターが油圧ポンプのソレノイドバルブを自動的にON・OFFにすることで、所定の降下量を同時にジャッキダウンするシステムであり、屋根構造体に局部的な応力集中を発生させないように、各ジャッキ受点のそれぞれ異なる降下量を最少1mm単位に同調させながら、バランス良く扛下が可能なシステムを採用した。

(3) 計測管理

計測の目的は、その時の仮設状態、壁鉄骨と接合されていない構造的に安定する以前の特殊な本体構造を考慮して、①ジャッキダウンは変位コントロールで行うため、相対的な変動に左右されない絶対レベルとしての鉛直変位データーの把握。②44点の仮設支持状態より大柱2点への荷重移行のため、屋根構造のバランスを正確に把握。③屋根構造・大柱各部材のジャッキダウンによる設計値を超える過大な応力集中の発生防止。④事前の温度計測による温度応力の影響が大きい本体構造の変形・応力解析等である。

そのために、変位自動計測32点、変位手動計測30点、荷重自動計測20点、応力自動計測59点、温度自動計測7点、計148点において屋根形状とジャッキ反力および、部材応力を詳細にモニターした。

計測データーは、会議棟屋上ステージに設けられた中央指令室に集めて、コンピューターによりデーター処理して、その結果を6台のCRT画面と定められたステップでの手動計測情報で、総合的な画面情報より安全確認しながら作業を進めた。

管理項目は以下に示すとおりである。

ステップ管理 ①鉛直変位の管理

②断面傾斜の管理

③ジャッキ反力分布の管理

④屋根構造部材応力の管理

⑤屋根・大柱水平変位の管理

⑥大柱部材応力の管理

予想管理 ①ジャッキ反力と降下量の推移管理

②屋根構造部材応力と降下量の推移管理

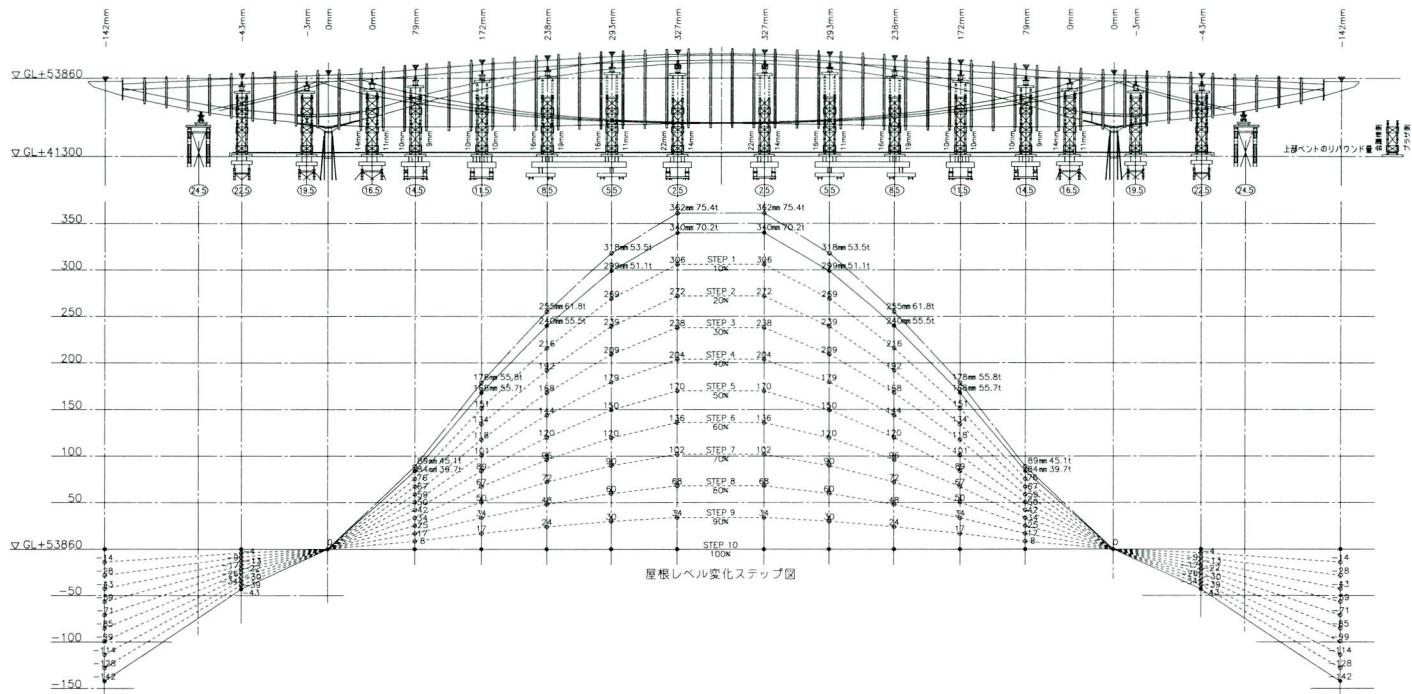


図-10 ジャッキダウンステップ図

③大柱水平変位と、屋根構造降下量の推
移管理

④屋根構造降下量と、大柱部材応力の推
移管理

12. 壁面ケーブル

全長約210m・高さ60mにおよぶ壁面を支持する重要な構造物としての使用は国内初めての例であるケーブルトラスを構成するケーブルの緊張は、2.5mピッチに4本のケーブルと束受金物でケーブル折点が多く、特にホール棟側は途中にランプ・水平梁と角変化の大きい部分がある構造を下部三角フレームを介して一括に緊張して張力導入方法も実例がない中で、会議棟ケーブルトラスにより実大確証実験（大林組技術研究所・平成5年9月）が行われた結果、可能と確認されたが、①ケーブルの正確なび量予測困難、②下部固定フレームと三角フレームの荷重損失が発生、③ケーブル折点の摩擦ロス率の変動が大きい等、解決するためにホール棟側（U10.5）・会議棟側（V10.5）で試験緊張して結果をもとに緊張作業する方法で施工した（図-9、図-11、表-6、表-7参照）。

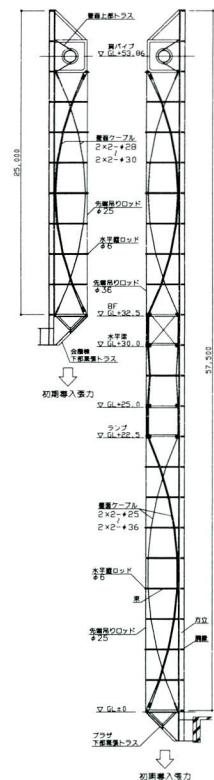


図-11 壁面ケーブル断面図

表-6 壁面ケーブルの施工

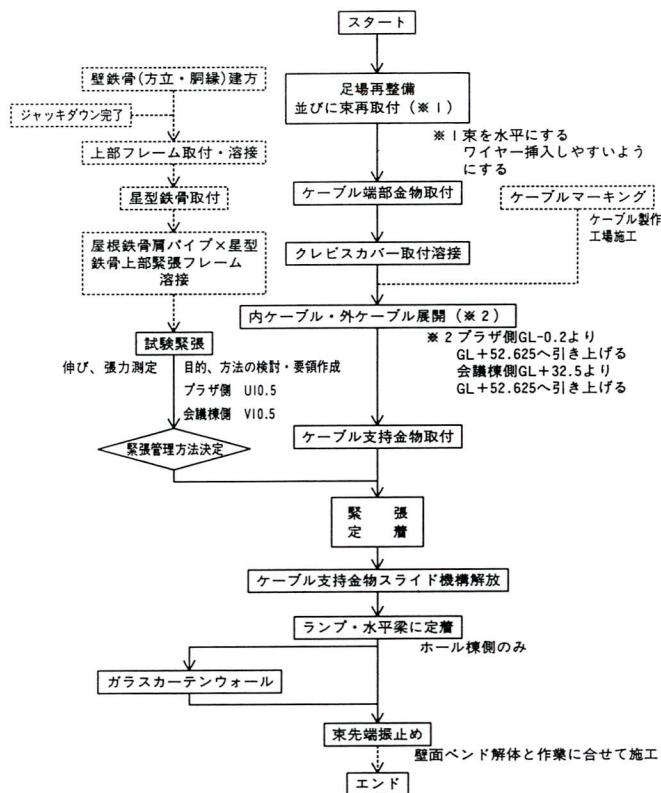


表-7 壁面ケーブル緊張フローチャート

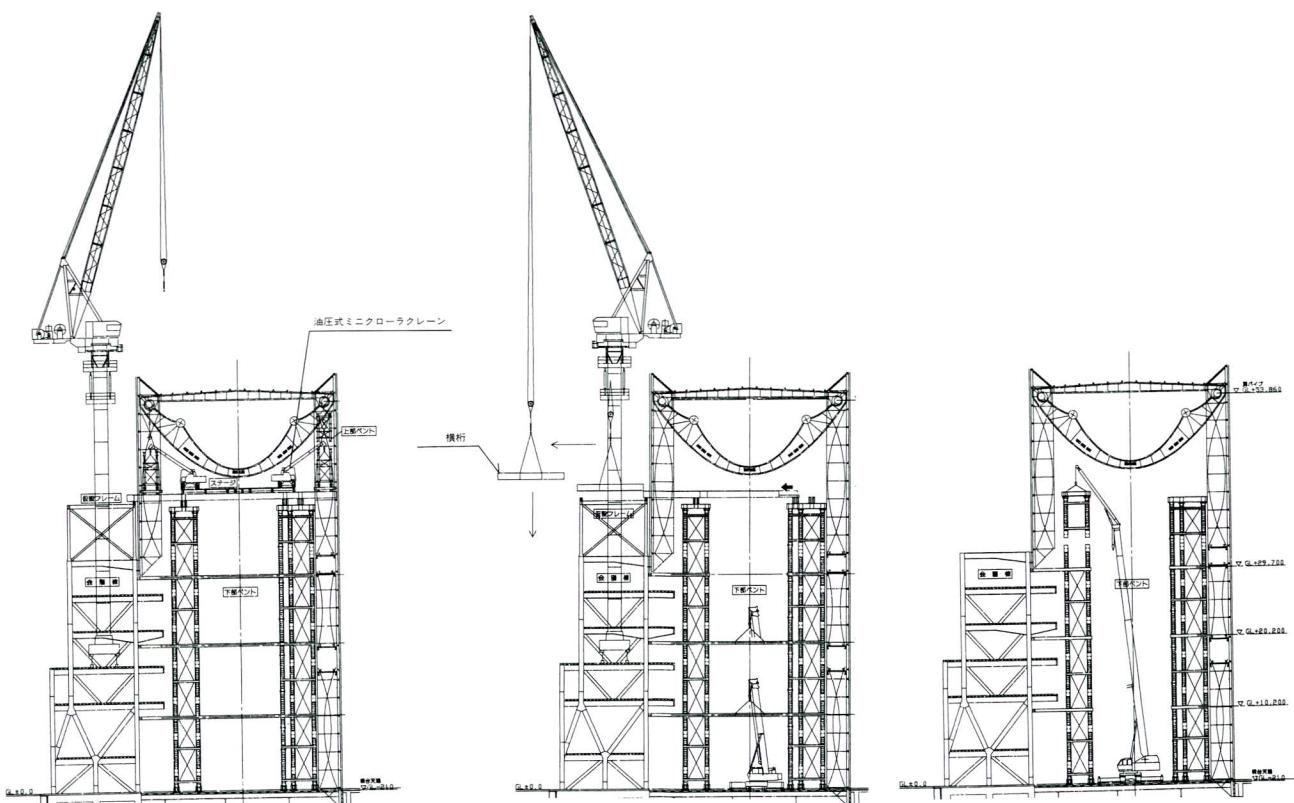
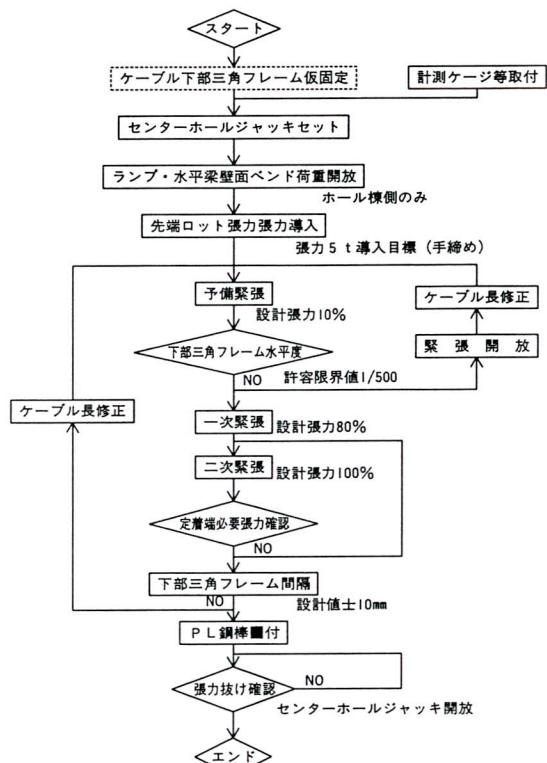


図-12 仮設ベンド・ステージ解体要領

13. 仮設ベンド・ステージの解体

当初は、屋根ガラス部分に開口部を設け、タワークレーンで解体・搬出を基本計画にしていたが、ダメ工事が長期間に渡り残り、仕上げに大きく影響するとともに、全体工程上からも問題となった。このため、上部ベンド・仮設ステージ・横桁・ベンドに分けられる解体方法について、二つ課題を解決する方法で行った。

上部ベンドは、ケーブル緊張完了後にステージと会議棟屋上ステージへの搬出口を設けて、油圧式ミニクローラクレーンにて解体、フォークリフト等でステージ上横持ちしてタワークレーンにて荷卸しを行った。

仮設ステージは、軽量覆工板を人力で撤去後ステージ桁を GL+0 m に据付けたラフタークレーンによって撤去した。

ベンド頂部の横桁は、チルタンクを挿入して会議棟屋上ステージに逐次引き出し、小解体の繰返しで撤去した。なお、一部の横桁は引出し時の重心位置から簡易逆手のベ機を取付け引出しを行った。

ベンドは、GL+0 m にラフタークレーンを据付けて組立と反対の手順で解体を行った（図-12参照）。

14. まとめ

東京の新たなシンボルとなる「東京国際フォーラム」の世界最大級であるガラス製吹き抜けガラスホールの鉄骨・溶接工事を、最盛期に毎日平均職員18名・鳶工95名・鍛冶工60名・溶接工40名・雑工8名が従事するなかで、技量の高い橋梁特殊工の投入ができ、無事引き渡すことができました。

なお、今回はトラベラクレーン組立及び撤去を省略した建方を主体に報告しましたが、部材接合についても、高力ボルト接合がない、すべて溶接接合で極厚パイプ・FR鋼等他に見られない特殊性があった工事であり、後日、何らかのかたちで報告するつもりである。

おわりに、東京国際フォーラムガラス棟建設工事企業の皆様にお礼を申し上げる次第である。

1995.9.5受付

グラビア写真説明

白鳥大橋

昭和30年、室蘭民報社の元旦版で「初夢」と題する特集に、港口横断橋として、当時、室蘭開発建設部の部長をされていた猪瀬寧雄さんが寄稿されましたが、当時としてはまさに夢のような構想でした。

ところが、その「初夢」が市民に大反響を呼び、是非とも実現に向けて欲しいと、運動が起こりました。その後、ルート、トンネル案との比較、調査、研究がなされ、盛り上がる期成会と共に昭和60年着工を迎えました。

白鳥大橋は、室蘭港港口部を連結し、一般国道36号・37号と、北海道縦貫自動車道を結び、幹線道路網の機能強化を目的として計画され、中央径間720m、橋長1380mの側塔を有する3径間2ヒンジ補剛吊橋です。架設工法も直下吊工法であり、当社の技術力を大いに発揮できました。平成7年度で架設工事は完了致しましたが、残工事を含めて平成10年完成予定であります。

この橋が完成すると、関東以北最大の吊橋になり、新しい観光名所としても大きな期待がよせられています。

猪瀬部長さんの初夢以来40年、壮大な夢が完成に近づいております。

今、室蘭に技術の花が咲こうとしております。

（後藤）

ビーコンプラザ、グローバルタワー建方工事

Erection of the Global Tower in B-Con Plaza

西垣 登^{*1} 野垣 正幸^{*2} 平山 信二^{*3}
Noboru NISHIGAKI Masayuki NOGAKI Shinzi HIRAYAMA

Summary

A large convention facility called B-con Plaza was built in the center of the city of Beppu, in Oita Prefecture. The facility is intended to be instrumental in activating the local tourist industry by encouraging Japanese and foreigners to hold sizable meetings and events there. A 125m tower, symbolic of the facility, was also built on the site. The tower has an observation deck located 100m above the ground which offers a sweeping view of Beppu Bay.

The tower resembles a sailing vessel. A remarkable feature of the tower is that its structure holds its shape by virtue of the balanced tensile strength of cables stretched between a steel back frame resembling a sail and its spar which resembles a mast. This paper discusses the erection of the tower.

1. まえがき

大分県別府市の中心部に、大型コンベンション施設「ビーコンプラザ」が建設され、国内外から大型の会議やイベントを誘致し、地元観光の活性化に結び付けることを目的とした施設である。その敷地内に全高125mのシンボルタワーも併設され、地上100mの位置に展望デッキがあり、別府湾を一望できる。このタワーは、帆掛船をイメージしており、帆にあたる背面鉄骨とマストに相当する主柱の間に、ケーブルストランドを配しているのが大きな特徴である。本文はその建方工事概要を報告するものである。タワーの一般図を図-1に主要諸元を表-1に示す。(写真-1)

表-1 主要諸元

最高高さ	2FL+124,374m
軒高	2FL+100,103m
主柱	直径 2.95m t=12~30 2本組柱（エレベーター、非常階段）
ケーブルストランド	PE被覆外径 $\phi 60 - 7\text{ mm} \times 37\text{ 本}$ (D37) $\phi 80 - 7\text{ mm} \times 73\text{ 本}$ (D73)
外装材(背面鉄骨)	外面 チタンクラッド鋼 内面 アルミスパンドレル
制振装置	重錘重量3.0t 許容振幅 H=68cm
塗装	フッ素樹脂塗装



写真-1 建方全景

2. タワーの構造概要

タワーの構造を大別すると、東京タワー、神戸ポートタワーなどの自立式タワーと、NHKおよび民放ラジオタワーとして用いられている支線式タワーに分けられる。グローバルタワーは自立式タワーに属するが、支線式タワーで用いる太径のケーブルストランドも併用している。

*¹宮地建設工業(株) 鉄構事業部計画技術部計画第一課課長 *²宮地建設工業(株) 鉄構事業部大阪工事部所長

*³宮地建設工業(株) 鉄構事業部大阪工事部

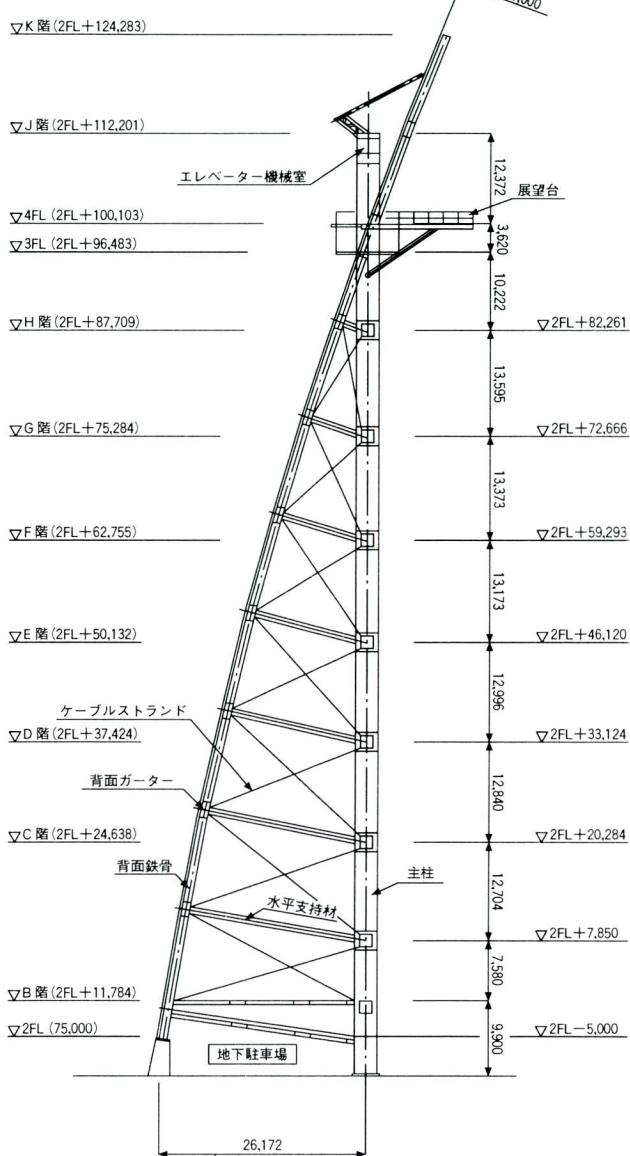


図-1 構造一般図

このタワーの部材構成は、直径2.95mの円管柱2本で構成された主柱と、H形断面部材の組合せによる背面鉄骨（半径500mの球面を有す）、主柱と背面鉄骨をつなぐ水平支持材は7段設置し各々中央に1本づつ組立てた。

ケーブルストランドは、背面鉄骨両翼から主柱中心に向けて張り、各水平支持材の交差部に定着した。このケーブルストランドに設計張力をバランス良く導入した。

図-2に部材構成図を示す。

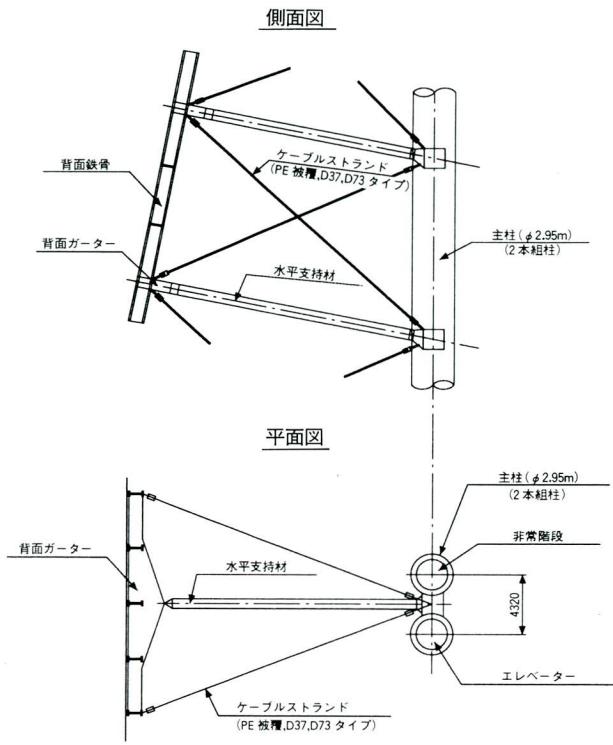


図-2 部材構成図

3. 工法概要

タワーの建方工法として「サイドタワークレーン工法」・「超大型クローラルクレーン工法」・「エレクター（クライシングクレーン）工法」等について検討を行った。主要検討項目を列記すると

- 1) タワーの下部周辺に地下駐車場の建設もあり、できるだけ下部軸体に影響を与えない。
- 2) 敷地が非常に狭いため有効活用を考慮する。
- 3) タワーの構造特性を十分理解し、クレーンの配置位置、能力等に無理がないこと。
- 4) 建方途中に於いて、クレーン作動時の水平力による揺れにより、作業性並びに組立精度が低下しないこと。
- 5) クレーン設備はできるだけ少なく、組立・解体が短期間にできること。

以上の項目に着目し詳細に検討した結果「エレクター工法」を採用した。ここで使用したエレクター（クライミングクレーン）は、ビル建設等で一般的に使われているタイプとは異なり、特殊な機能を有したクライミングクレーンで、新規に開発して建方工事を行った。

エレクターの特徴として

- 1) タワー主柱を利用して、せり上がるためクレーンマストは短かくてよい。
- 2) クレーン作動時の反力は、すべてタワー主柱で受け持ち、クレーン後部のバランスウェイトは必要なく、自重を大幅に低減できる。
- 3) バランスウェイト・運転席を設けないため、クレーン本体は非常に小型化し、旋回半径を小さくすることができ、塔体に近接して設置できる。
- 4) クレーン操作は押しボタン方式で、地上並びに塔上部で簡単にできる。
- 5) せり上げ用ガイドレールの取付け・取外し・盛替えはエレクターで行うことができる。なお、ガイドレールは建方の進捗にあわせて、順次盛替えることができるため高層タワーには有利である。
- 6) せり上げは油圧ジャッキによるセルフクライミング方式で行う。

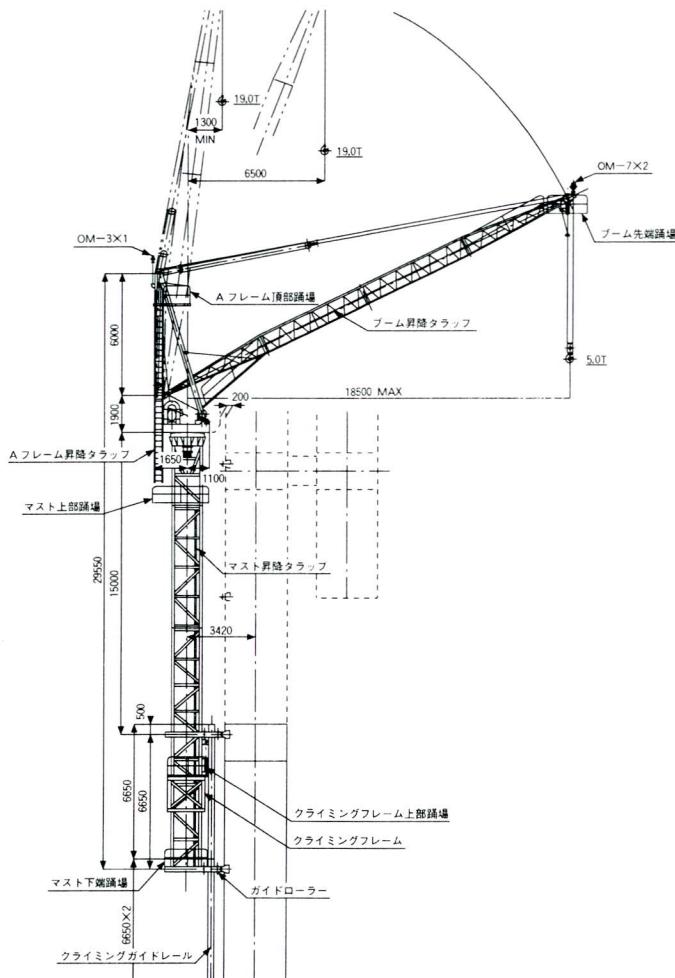


図-3 エレクター外観図

7) このエレクターは鉛直移動・水平移動・床面走行が可能で、タワー以外の工事にも広く使用できる。(特許申請済)

エレクターの外観図を図-3に仕様を表-2に示す。

表-2 エレクター仕様

仕 様		
型 式	ME-130 エレクター	
定 格 荷 重	19.0 ^T	19.0 ^T
旋 回 半 径	1.3 ^M	6.5 ^M
揚 程	125	M
速 度	卷 上 起伏(引込) 旋 回 クライミング	10/20 (10T) M/min 12 M/min 0.5 R.P.M UP0.5M/min DOWN0.8M/min
電動機	卷 上 起伏(引込) 旋 回 クライミング	39KW 8 / 4P 10KW 4P 2.2KW 4P 5.5KW 4P
安 全 装 置	過巻、荷重、起伏、旋回	
クライミング方式	油圧クライミング	
操 作 方 法	レバー式リモートコントロール	
電 源	220V	60HZ 3 ϕ

※揚程は変更可能

4. 施工説明

タワーの建方方法は、図-4の建方ステップ図の要領で、低層部（2 FL+37.368m）・中層部（2 FL+62.712m）・高層部（2 FL+125.0m）の3ステップに分けて行った。

(1) 低層部の建方（2 FL+37.368m）

2階までの下部鉄骨は、予め下部躯体の施工と併行して建方を行い固定した。その後110t～360t吊大型油圧クレーンを使用して、主柱→背面鉄骨→水平支持材→ケーブルストランドの順に建方を進めた。（写真-2） 主柱は2本の円管柱（ $\phi 2.95m$ ）で構成され、製作工場から大型トレーラーで単ブロック毎（水平支持点2本組）に搬入し、下から順に積み上げ建入調整後、ブロック間の開先調整を行い溶接（CO₂半自動）を行った。なお、主柱の内部にはエレベーターと非常階段が設けられた。

背面鉄骨は半径500mの球体の1部を切り取った形状を成し、クレーンの吊能力範囲内で、背面鉄骨を分割地組立を行い、外装用下地鉄骨も一緒に取付けて建方を行った。

また、水平支持点の背面ガーダーは、断面も大きく重い



写真-2 低層部建方状況

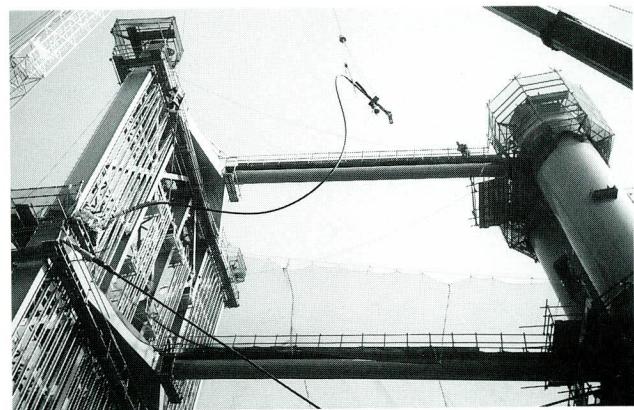


写真-3 ケーブルストランド張り渡し状況

ため、分割して建方を行った。

水平支持材は各節1本づつ中央部に取付けた。

ケーブルストランドは、リールに巻かれて搬入され、地上で展張し端部定着金物を取付けたのち、端部をクレーンで吊上げ背面ガーダーと主柱間に張り渡し、チェンブロックを用いて一次引込みして仮定着を行った。また、設計張力の導入は各節毎に行なった。(詳細は後述する。) (写真-3)

(2) 中層部 (2 FL+62.712m)

中層部は、エレクターと大型油圧クレーンの併用で行った。主柱の側面にガイドレールを取り付け、130t・mエレクターを設置し落成検査後、主柱の建方を行なった。背面鉄骨は160t吊大型油圧クレーンにより建方を行い、作業要領は低層部と同様に行なった。

(3) 高層部 (2 FL+125.0m)

高層部は、エレクター1機により建方を行なった。2 FL+100mの高さに張出し構造の展望台があり、この部分も予め地組立しブロック形状で建方を行い、エレベーター機械室(ワインチ)並びに、制振装置等の据付けも同時に実行した。高層部の仕上げ工事を含めすべての作業終了後、エレクターをせり下げ(2 FL+30m)解体を行なった。(写真-4)

(4) 背面鉄骨外装板の施工

背面鉄骨の外面には、チタンングラット鋼パネル板を貼り、内面にはアルミスパンドレル板を貼って鉄骨を覆った。外面のチタンングラット鋼パネル板は、大型パネル板を地上で組立て、鉄骨建方クレーンを用いて下方から順

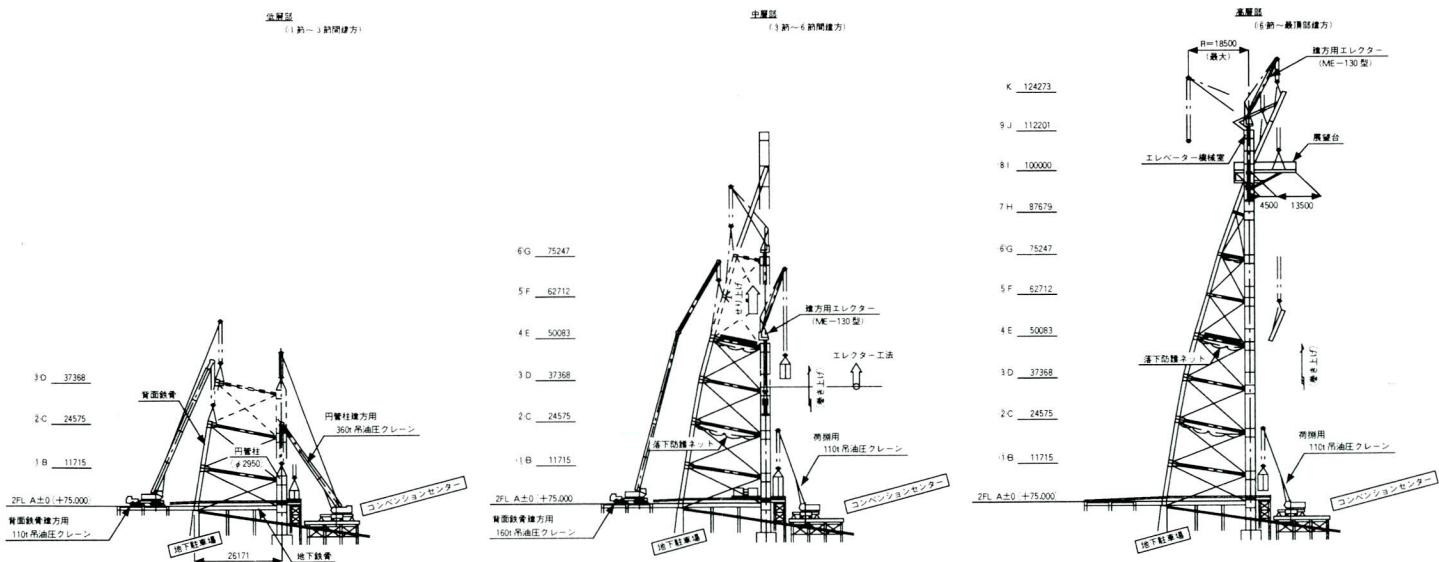


図-4 建方ステップ図



写真-4 高層部建方状況

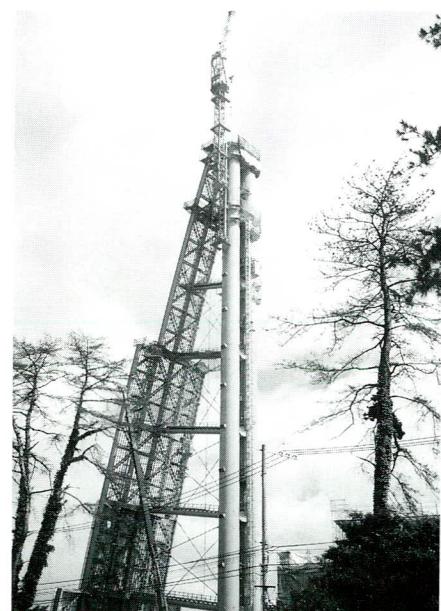


写真-5 内面外装材取付用
ロングスパンエレベーター設置状況

に貼付けた。次に、内面のアルミスパンドレル板を取付けたが、作業足場として曲面の昇降が可能な、ラック式ロングスパンエレベーターを使用した。(写真-5)

5. ケーブルストランド張力導入並びに計測方法

(1) 張力導入方法

ケーブルストランドの仮定着後、図-5の要領で主柱側の定着部分に、センターホール型油圧ジャッキとPC鋼棒を取付けて、二次引込みを行い張力調整しカプラーを伸縮させて本定着を行った。センターホール型油圧ジャッキは、ケーブルストランド1本につき2台設置し、左右2本のケーブルストランドを同時に、張力バランスを保ちながら調整作業を行った。油圧ジャッキ4台の操作は、1台の手動式油圧ポンプから4連分岐金具を介して同圧方式による荷重管理を行った。油圧ジャッキの作用荷重は油圧ポンプ吐出口に圧力ゲージを設けて荷重確認を行った。設計張力は図-6による。(写真-6)

(2) 張力計測方法

ケーブルストランドの導入張力を計測する方法として「ひずみゲージ方式」「ロードセル方式」「加速度計方式」などがあるが、検討した結果「ひずみゲージ方式」を採用して、正確に計測を行った。ケーブルストランドは被

覆され、ひずみゲージの貼付けが不可能であるため、主柱側定着部のピンプレートに図-7の要領で貼付けた。ひずみゲージは地上で貼付け建方中に破損することのないよう養生し取扱いにも注意を払って作業を行った。計測は高所での作業となるため、小型で軽量なデジタル指

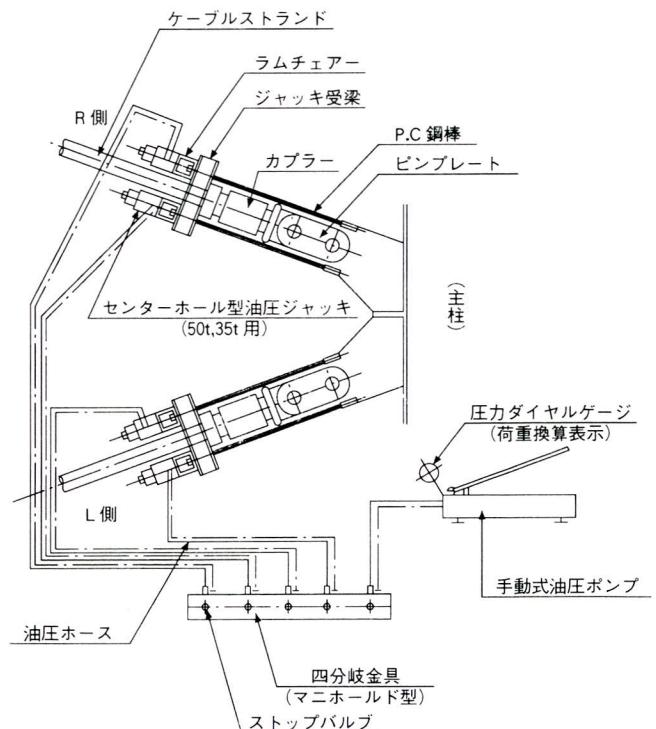


図-5 張力導入設備平面配置図

示器を使って、建方途中の張力調整及び、建方完了後の最終張力計測にも使用した。(写真-1) 張力導入の管理値は図-7のプロストレス下限値に対して0%~+5%を許容範囲として張力調整と計測を繰返し、すべてのケーブルストランドに設計張力を導入して、タワーの建方を完了した。

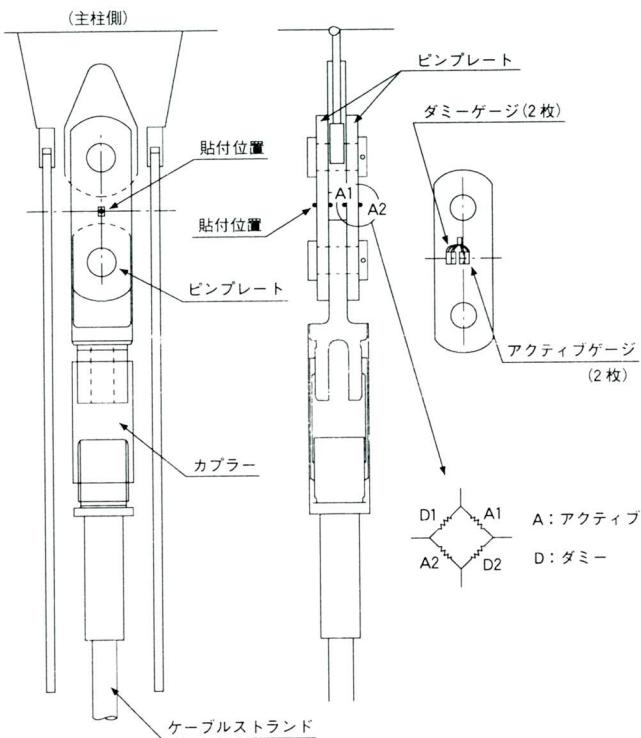


図-7 ひずみゲージ貼付位置図

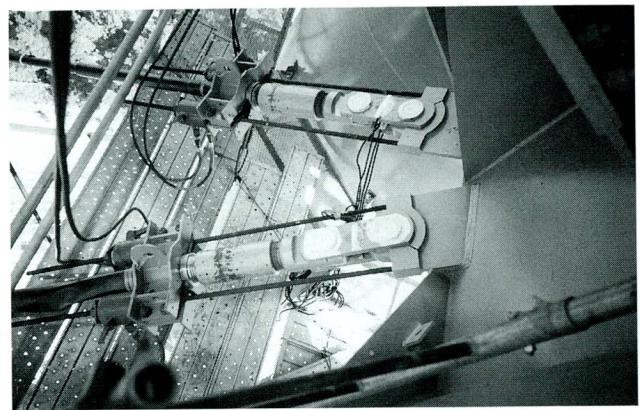


写真-6 張力調整設備



写真-7 ひずみゲージ計測状況

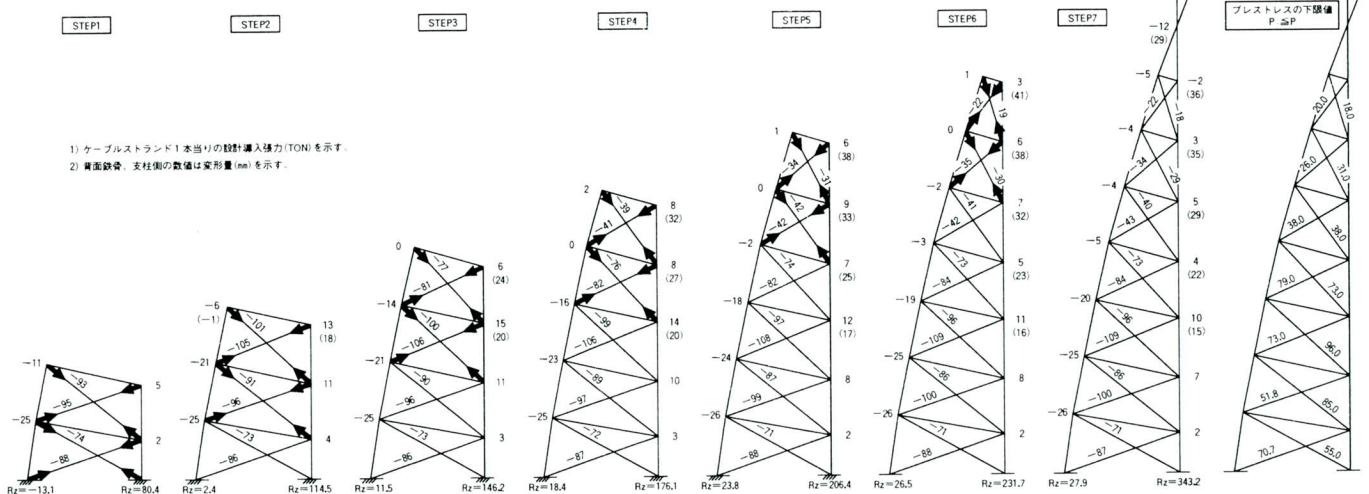


図-6 ケーブルストランド導入張力図

6. あとがき

グローバルタワーは、一般的な自立式タワーと異なりケーブルストランドの張力バランスにより、安定する構造で高度な施工技術が要求された。当社は吊り橋などケーブル工事の実績も数多くあり、蓄積された技術を水平展開して、施工方法を詳細に検討し建方工事を行った。

現場は交通量の多い一般道路が両側に近接した狭い三

角地で、飛来落下物等による第三者事故が最も心配されたが、毎日の安全ミーティングの中で作業内容を周知徹底させ、無事故で建方工事を終えることができた。これもひとえに、磯崎新アトリエ・川口衛構造設計事務所・大成JV・新日鐵の方々、その他工事関係者の御協力によるものと深く感謝し本報告を終りとします。

1995. 10. 30受付

グラビア写真説明

ナゴヤドーム

ナゴヤドームは、プロ野球チームの中日ドラゴンズが本拠地として使用し、その他多目的競技場として現在建設中です。

ドーム大屋根は鉄骨造、単層ラチス構造で直径183.6m の球面で構成され、ドーム中央部の最高高さは約65m です。

施工方法は、「リフトアップ工法」を採用し屋根全体を低位置で組立し、屋根仕上げまで施工したのち、72台の油圧ジャッキを運動して約23m 吊り上げました。リフトアップ重量は10300t で世界最大のリフトアップ工事でした。

(西垣)

長大斜張橋の架設時の耐震設計

Aseismic Design of a Long-Span Cable-Stayed Bridge

高 橋 豊^{*1}
Watamu TAKAHASHI

Summary

As the dimensions of structures increase, the problem of how to reasonably evaluate natural forces exerted on a structure such as by wind and earthquakes becomes a more important design issue. This issue involves the balance between safety and the cost of the structure. No well-knit theory has yet been established for calculating values of force to be used for aseismic design, so it is common practice to empirically adopt one-half spectrum to the completed structure. The aseismic design of the Tsurumi-Tsubasabashi Bridge depended basically on this method and the bridge was provided with rubber bearings at its support points to extend its longitudinal vibration period.

This paper describes a case in which a base isolation structure was installed to counter the effects of the seismic force the structure was predicted to experience.

1. まえがき

構造物の長大化に伴って、風・地震などの自然外力を如何に合理的に見積もるかが設計上の重要なポイントとなる。一般的に完成系構造物に対しては、有識者による慎重な審議を経て設計条件すなわち耐震設計用のスペクトル・耐風設計上の基準風速などが決定される。しかしながら、これらの自然外力に対して施工時の安全性をどう保持するかというテーマに対しては、再現期間の評価法などの問題もあり若干あいまいな面もあるが通常は完成系構造物に対する評価の1/2（設計震度の1/2・風による抗力の1/2）を使用している。

この値は、論理的というよりは、むしろ、経験的に決められたものであるが鶴見つばさき橋でも基本的にこの手法を採用している。すなわち、施工時に対しては1/2スペクトルを使用して動的解析を行い安全性を照査している。ただし、鶴見つばさき橋の主桁の支持条件は主塔上、端橋脚上とも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。そこで、架設手順・橋脚の耐力などを勘案して主塔上で仮固定することにしたのである。

つぎに、どのような方法で仮固定するかという点であるが、通常は塔上の可動支承を押さえ込んでピン構造とする方法が一般的であるが、こうすると、大きな仮固定反力が発生し、本体構造物に与える影響は少ないものの、仮固定架台や鉛直支承が過大となり、また、主塔横

梁上のスペースの問題もある。より合理的な構造を模索する中で大規模地震に対してはゴムを用いて弾性的支持することにして、橋軸方向振動周期の長周期化を図り水平力の軽減を期待する構造を採用したものである。実際には、架設時に位置決めをする必要もあり、架設時に発生するアンバランス力と風荷重によって発生する水平力に対しては、ピン結合的に支持し、それを超過する大規模地震に対してはゴムを用いた免震仮固定とすることとした。本文はこれらの検討経緯と、実橋に適用した架設時の耐震設計の内容について報告するものである。

2. 架設時仮固定方法の選定

長大構造物の架設時の仮固定方法を特定することは、完成時構造物の設計思想を十分吟味して、固定位置・固定方法を選定する必要がある。最近の長大橋梁では構造物のもつ固有周期を出来るだけ長周期化して地震外力に対する応答値の低減を図っている。鶴見つばさき橋でも主塔と主桁の支持方式として弾性拘束ケーブルを用いて橋軸方向に弾性支持する構造としており、また、端橋脚はペンドル支承であるから、橋軸方向には可動である。

そこで、主として基礎構造の耐力の関係から架設時の仮固定位置は主塔上とすることにした。

(1) 架設時の地震外力の見積り

架設時に作用する地震外力は、既往の長大橋の例にな

*1 技術本部 第一設計部

らって、完成時の1/2スペクトルを使用するものとした。図-1に加速度応答スペクトルを、表-1にこのスペクトルを用いて解析した仮固定力を示す。完成時の1/2スペクトルを用いると鉛直支承を利用した仮固定の作用力が非常に大きく、また、主塔の応答値も大きくなる。この応答値を用いて仮固定装置を試算すると非常に過大なものとなるが、本体構造物は部分的に支配断面力が発生するものの、断面構成は可能であることが分かった。

比較のため、道路橋示方書に規定されるスペクトルの1/2を用いた解析を行ったが、応答値はそれほど改善さ

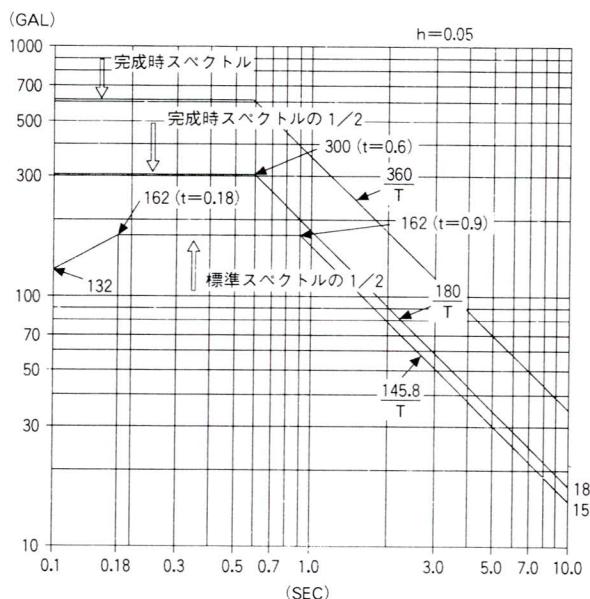


図-1 加速度応答スペクトル

れないこともわかった。以上の検討結果を踏まえて、架設時に作用する地震外力は完成時の1/2スペクトルを使用することとし、仮固定装置として現実的・合理的な方策を模索することとした。

(2) 免震仮固定を用いた動解結果

仮固定部に弱いバネを用いると当然ながら周期特性が変わり免震効果がある。ゴムを用いた弾性バネ（線形バネ）として解析すると表-2、表-3に示すように橋軸方向1次の固有振動周期は5.1secと大幅に長周期側に移行する。因に、ピン仮固定とした場合には橋軸方向1次の固有振動周期は3.6secである。

この解析の結果、架設時の仮固定力は201tf／沓となることがわかった。仮固定の構造を図-2に示す。また、この時使用するバネ値はゴム支承・緩衝装置などを参考にして下記のように定めた。

ゴム材料		ゴムの物性	
材 質	天然ゴム	変 位	315mmの時
硬 度	60+5 Hs	圧 縮 率	41.4%
引長強さ	150Kgf/cm ² 以上	荷 重	201tf／沓
伸 び	400%以上	圧縮応力	41Kgf/cm ²
		K(バネ値)	638tf/m

図-3に解析に使用した仮固定ゴムの特性を示す。

表-1 仮固定反力

仮固定力（塔自立、大ブロックモデル）				仮固定力（架設時1/2系モデル）					
橋軸方向地震時	P2側		P3側		橋軸方向地震時	P2側		P3側	
	Me.652	Me.654	Me.652	Me.654		Me.652	Me.654	Me.652	Me.654
完成時スペクトルの1/2	1,615.0	1,607.4	1,866.5	1,857.9	完成時スペクトルの1/2	1,789.1	1,789.1	3,022.2	3,022.2
標準スペクトルの1/2	1,040.3	1,034.7	1,467.4	1,460.3	標準スペクトルの1/2	1,235.8	1,235.8	1,817.9	1,817.9
橋軸直角方向地震時	P2側		P3側		橋軸直角方向地震時	P2側		P3側	
	Me.652	Me.654	Me.652	Me.654		Me.652	Me.654	Me.652	Me.654
完成時スペクトルの1/2	1,727.3	1,727.3	2,098.8	2,098.8	完成時スペクトルの1/2	1,969.9	1,969.9	1,778.3	1,778.3
標準スペクトルの1/2	1,366.7	1,366.7	1,696.2	1,696.2	標準スペクトルの1/2	1,493.9	1,493.9	1,403.9	1,403.9

表-2 弾性バネを用いた時の固有値解析結果（橋直方向）

モード 次 数	固有周期 (sec)		固有振動数(C/Sec)		有効質量	
	P 2 側	P 3 側	P 2 側	P 3 側	P 2 側	P 3 側
1	6.015	6.018	0.166	0.166	433	454
2	1.510	1.565	0.660	0.639	173	5692
3	1.501	1.515	0.666	0.660	3279	32
4	1.125	1.126	0.889	0.888	42	12
5	0.865	0.934	1.156	1.071	7	2023800
6	0.751	0.865	1.331	1.156	2290	0
7	0.623	0.770	1.604	1.299	5878	925
8	0.568	0.650	1.761	1.538	1483000	1590
9	0.563	0.576	1.776	1.737	73898	721
10	0.442	0.442	2.260	2.260	0	0

(閉合寸前系固有値解析結果)

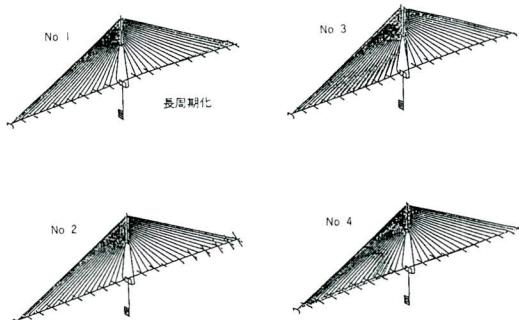


表-3 弾性バネを用いた時の固有値解析結果（橋軸方向）

モード 次 数	固有周期 (sec)		固有振動数(C/Sec)		有効質量	
	P 2 側	P 3 側	P 2 側	P 3 側	P 2 側	P 3 側
1	5.132	5.147	0.195	0.194	1784	1894
2	3.643	3.643	0.274	0.274	6	6
3	1.758	1.759	0.569	0.568	49	83
4	1.241	1.242	0.806	0.805	11	38
5	1.012	1.021	0.988	1.979	366	5463
6	0.803	0.935	1.246	1.070	8488	2014300
7	0.652	0.892	1.534	1.121	90	10326
8	0.636	0.652	1.572	1.533	244	17
9	0.568	0.637	1.762	1.570	1557500	41
10	0.502	0.508	1.992	1.969	327	861

(閉合寸前系固有値解析結果)

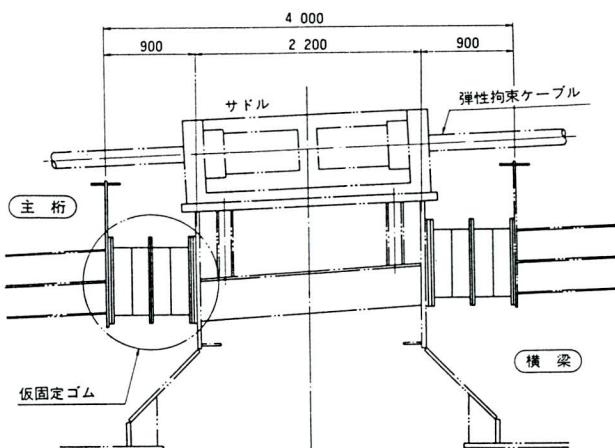
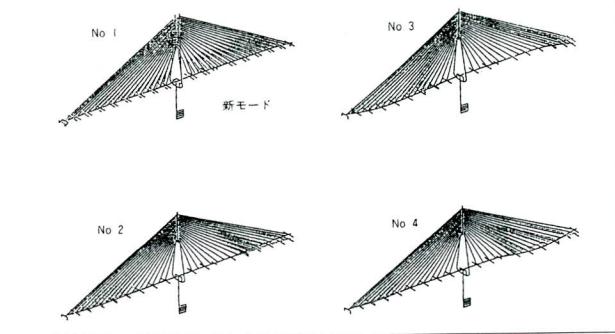


図-2 主塔上仮固定装置

3. 架設時の耐震設計

免震仮固定装置を用いた動解析の結果ゴムを用いた装置で十分免震効果があり、その際に剛仮固定時に発生する応答値を超過することはないことが分かった。そこで、架設時の耐震設計の基本方針として主塔と主桁の間に仮固定ゴムを設置して架設時の大規模地震に対処することにした。ただし、構造各部の設計に際しては剛仮固

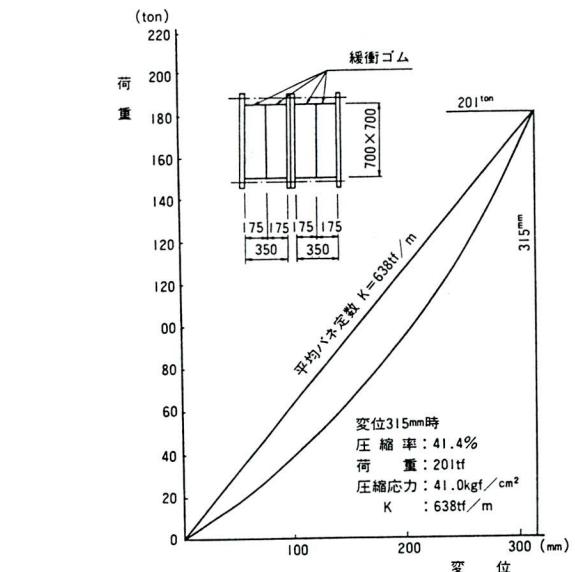


図-3 仮固定ゴムの特性

定時に発生する応答値を用いることとし、架設施工上必要となる仮固定設備に対しては地震外力以外の架設時アンバランス力と風荷重に抵抗できるようにした。

(1) 架設機材に作用する地震力

本体構造物の架設時の耐震性は前述の方法で十分安全

が保障できると考えられる。ただし、架設機材についてはその設置位置が特定されているもの（水切クレーン・主塔架設クレーン）、広範囲に分布しているもの、橋梁本体の慣性力を受けるもの（塔頂クレーン）などがあり、これらの全てに対して動解析を行うことは煩雑であるばかりでなく、載荷重位置の特定にも無理があり得策でない。そこで、基本的には動解析の結果によるが、具体的には次のように取り扱うこととした。すなわち、機材位置が決まっているものはその位置の応答加速度から静的震度をもとめ、広範囲に分布しているものは加速度分布を平準化する意味で応答反力から逆算した静的震度を用いて応力照査をおこなった。

(2) 架設時の設計震度

1) 橋梁本体

構造・質量をモデル化した動解析により照査を行う。なお、仮固定装置は、この結果では過大となるため免震性を考慮した設計とする。

2) 架設機材

a) 位置が固定され局所的なものは動解析より得られたその位置での応答加速度 (α) から震度を算定する。

$$Kh = \alpha / 980 \quad (\alpha : \text{gal})$$

b) 広範囲に分布しているもの、もしくは桁・塔の慣性力を受けるものは反力から算定される震度を用いる。

主桁震度 0.20 (表-4 より)

主塔震度 0.30 (表-5 より)

鉛直震度 0.10 (表-6 より)

表-4 反力から求まる設計震度 (桁) (単位:t)

		架設時 I / 2 系モデル			独立塔・大ブロック系モデル		
		P 2 側	P 3 側	平均	P 2 側	P 3 側	平均
橋軸 直角 反力	端支点	802.370	560.664	681.517	854.697	515.145	684.921
	塔支点	1864.376	1324.191	1594.284	1468.754	1129.782	1299.268
	総合計	2666.746	1884.855	2275.801	2323.451	1644.927	1984.189
	重量	12725.660	12725.660	12725.660	9750.810	9750.810	9750.810
	換算震度	0.210	0.148	0.179	0.238	0.169	0.203
橋軸 反力	港内側	1026.218	1026.218	1026.218	1026.218	1026.218	1026.218
	港外側	1026.218	1026.218	1026.218	1026.218	1026.218	1026.218
	合計	2052.436	2052.436	2052.436	2052.436	2052.436	2052.436
	重量	12725.660	12725.660	12725.660	9750.810	9750.810	9750.810
	換算震度	0.161	0.161	0.161	0.210	0.210	0.210

表-5 反力から求まる設計震度 (塔) (単位:t)

		架設時 I / 2 系モデル			独立塔・大ブロック系モデル		
		P 2 側	P 3 側	平均	P 2 側	P 3 側	平均
橋軸 直角 反力	作用力	1523.708	686.182	1104.945	3354.796	559.988	1957.392
	重量	3956.670	3956.670	3956.670	3778.080	3778.080	3778.080
	換算震度	0.385	0.173	0.279	0.888	0.148	0.518
橋軸 反力	作用力	604.620	1740.163	1172.392	609.057	873.521	741.289
	重量	3956.670	3956.670	3956.670	3778.080	3778.080	3778.080
	換算震度	0.153	0.440	0.298	0.161	0.231	0.196

表-6 反力から求まる設計震度 (鉛直方向) (単位:t)

		I / 2 系			大ブロック系			
		P 2 側	P 3 側	平均	P 2 側	P 3 側	平均	
鉛直 反力	端支点	338.436	525.522	431.979	185.106	764.792	474.949	
	塔下端	941.642	1499.097	1220.369	475.384	901.870	688.627	
	ペント	539.544	862.940	701.242	1322.702	2255.052	1788.877	
	総合計	1819.622	2887.559	2353.590	1983.192	3921.714	2952.453	
	重量	28392.550	28392.550	28392.550	25239.110	25239.110	25239.110	
		換算震度	0.064	0.102	0.083	0.079	0.155	0.117

4. まとめ

鶴見つばさ橋では、完成時の主塔と主桁との橋軸方向の支持方式は弾性拘束ケーブルを用いてバネ的に支持する構造である。架設施工時に仮固定方法をどうするかという点に関して議論を重ねた結果、主塔と主桁の間にゴムを使った弱いバネを挿入して免震仮固定することにした。これは、構造的に弾性拘束ケーブルの受梁を有効に利用できることと、剛仮固定とすると過大な応答値が生じあまりにも不経済となるため、何らかの工夫ができないかという事から出発したものである。上部構造を支える橋脚構造の設計思想にもよるが、架設施工時には位置決めのため何らかの方法で仮固定する必要があり、本橋で用いた免震仮固定が今後の長大橋梁の参考になれば幸いである。

〈参考文献〉

- 栗林、宮崎：施工時の地震荷重の決め方についての一提案 橋梁と基礎 1973.5
- 鋼構造架設設計指針 土木学会編
- 高橋、渡辺、柴山：鶴見航路橋（仮称）の設計と架設 宮地技報 No.10

1995.8.8受付

長大斜張橋（鶴見つばさ橋）の架設時の形状管理

Form Control in the Construction of a Long-Span Cable-Stayed Bridge (Turumi-tubasa Bridge)

能登宥憲^{*1} 山下久生^{*2} 山田豊^{*3} 辻幸佐^{*3}
Hiroyoshi NOTO Hisao YAMASHITA Yutaka YAMADA Kousuke TSUJI

Summary

The bridge discussed in this report is a three-span continuous steel bridge which is cable-stayed in a single plane. The spans are 255m, 510m and 255m.

Various inconsistencies in the design, manufacturing and construction stages gave rise to errors in the form of this bridge. In order to keep these errors within allowable limits in a well-balanced manner, the length of cables was adjusted using shims.

The bridge has PWS (499 wires, each 7 mm in diameter) because it has long spans and is wide, and is cable-stayed in only one plane. Since drawing these cables in from inside the girder would have required too large a device, a method in which they were thrust into the girder from the bridge floor was tried for the first time in our experience. A condition of this method, however, is that the cables should be adjusted at stages when they are first set.

In controlling the form of the bridge there were automated measurements of every factor because the period of control was long, the bridge is very long (over 1 km), the time for each stage of measurement was narrowly constricted, etc.

1. まえがき

本橋は一面吊りの3径間連続鋼斜張橋である。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、鋼重最小を目指した最適プレストレスが設定されており、張力・形状ともにその再現が必要不可欠である。しかるに設計・製作・架設の各段階で生じた各種不整合が、構造物の形状・張力・応力に影響を与え誤差を生みだしている。

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（シム量の調整）を行う。

本橋は長支間（支間：255.0+510.0+255.0m）で広幅員かつ一面吊りであるために、多径ケーブル（7φ×499）が使用されている。このため引き込み装置が大きくなり、桁内からの引き込みが難しくなった。そこで初めての試みとして、橋上からの押し込み方式を採用した。この方式は当該ケーブルをその架設ステップで調整しなければならないという制約条件がある。

各種計測は全て自動計測を採用した。これは形状管理が長期に亘ること、橋長が1km強と長いこと、各段階毎の計測時間が限られていること等による。

2. 管理方針

設計段階で目標とした構造系に近づけるためには、形状・張力を管理することは重要な事柄である。したがって架設時の精度管理にあたっては、形状・張力が設計上許容される一定の範囲内に収まるように施工されるよう管理するものとする。

施工管理にあたっては、次の3点を決めた。

- ①管理項目の選定
- ②管理基準値の決定
- ③管理基準値に対する許容範囲の決定

(1) 管理項目

管理項目は現地での計測環境を考慮し、計測可能で構造特性を支配する項目という条件で決める。他に本システムには確認項目としての計測がある。これらについて表-1に示す。

(2) 管理値に対する許容値および目標値

1) ケーブル張力

管理する荷重状態の荷重の組み合わせと割り増し係数を次式に示す。

*1 技術本部先行技術研究室長 *2 技術本部第一設計部第二課

*3 技術本部第一設計部第一課

$$D + L + T + SD + E_1 + E_2 + EA \leq Ta \times 1.15$$

D : 死荷重 L : 活荷重 T : 温度

SD : 支点沈下 E_1 : 死荷重誤差

E_2 : 製作誤差(主桁のキャンバー、主塔の倒れ)

E_3 : ケーブル張力の誤差 E_4 : 閉合誤差

誤差には E_1 ~ E_4 があり、架設時に調整できるのは E_3 と E_4 である。したがって、ケーブルの設計許容張力に対して上式を満足するように、余裕張力 EA を管理しなければならない。

$$EA = E_3 + E_4 + EX, EX : 残差$$

これらを考慮して、ケーブル張力の許容値は次のように設定する。

- ① 完成時および架設時の最大張力がケーブルの許容張力を越えないようにする。
- ② 各ステップの管理目標値は余裕張力 EA の 1 / 2 とする。

2) 主桁キャンバー

主桁キャンバーの管理限界値は次式とする。

$$\delta a = \pm \{25 + (L - 40)\} \times 0.5$$

δa : 管理限界値 (mm) L : 支間長 (m)

管理目標値は管理限界値の 1 / 2 とする

3) 塔の橋軸方向の倒れ

塔の倒れは塔頂の水平変位量で管理し、その管理限界値および管理目標値は次の通りとする。

塔高さ 180m に対して、各々 1 / 2000、1 / 4000 とする。

$$\text{管理限界値 } \delta a = \pm 180000 / 2000 = \pm 90\text{mm}$$

$$\text{管理目標値 } \delta p = \pm 180000 / 4000 = \pm 45\text{mm}$$

表-1 管理項目

管 理 項 目	計測項目	本システムで扱う管理項目	備 考
ケーブル張力	○	○	
主桁キャンバー	○	○	
塔 の 倒 れ	○	○	橋軸方向の倒れのみ
部材断面の応力	○		
橋体温度(外気温)	○		計測値の補正に用いる

3. 管理要領

(1) 管理手順

計測およびシム調整は架設工事の進行に合わせて行うが、その時期は各段のケーブル架設完了時期とした。最下段ケーブルの架設時期をステップ 1 とし、その後のステップ 8 (下から 8 段のケーブル迄架設完了) の直後に荷重移動で B 2 ベントに不反力が生じ、B 3 ベントには 300ton 前後の正反力が生じている。このステップ以降張出し側の主桁が下がるので、張出し側の B 3 ベントも B 2 ベントと共に除去し、形状、張力を確認するために計測を行った。ステップ 12 では残りのベント (B 1 ベント) が主桁から離れるので、ここで計測・調整を行った。さらに最上段ケーブル架設時期のステップ 17 で、最後の調整を行い、閉合後に最後の計測を行った。

(2) 計測項目と計測位置

1) 計測項目

a. ケーブル張力

ケーブル張力は振動法によって計測する。ケーブル張力は塔側および桁側の取付点においてケーブル自重による差を生じるが、振動法によって得られる値は両者の平均値として扱うことができる。

ケーブル張力の計測は原則として、当該架設ステップのシム調整対象ケーブル 1 段 2 本と、前ステップ迄の 3 段 6 本 (最大で) の合計 4 段 8 本とする。

b. 主桁キャンバー

主桁のキャンバーは連通管 (主桁内に水圧式沈下計を設置) の水位から求める。計測点はケーブル定着部とし、側径間・中央径間大ブロック架設部はケーブル 1 段おきに、中央径間張出し架設部は全ケーブル位置とする。橋軸直角方向には、港内側および港外側の 2 系列の計測を行う。

c. 塔の橋軸方向の倒れ

塔の倒れは塔頂部の橋軸方向の水平変位を計測する。塔形状がくの字をしているため塔下端から直接計測できないので、中間部から塔頂塔下端を計測し、その差をとる。

d. 橋体およびケーブルの温度

桁形状など各管理項目は温度変化、部材間の温度差の影響を大きく受ける。したがって管理値と計測値の比較を行う際には、温度補正が必要になるので、本管理では部材の温度を熱電対等によって測定する。

主桁、主塔の温度は直接本体温度を計測し、ケーブルの温度は主桁上に設置したダミーケーブルを計測する。

温度補正を行うとはいっても、温度の影響は極力排除すべきであり、それには管理時の計測を行う条件として、計測中の急激な温度変化がないこと、部材間の温度差が安定することが必要である。したがって温度経時計測を行って、季節による最適な計測時間帯を設定する。

温度補正法としては、管理値を計測時点での温度状態の値に変換する方法と、計測値を標準温度状態での値に変換する方法の2通りがあるが、設計が標準状態で行われていること、各管理値の計測が必ずしも同時に行われるとは限らないことから、計測値を標準温度に補正する方法によるものとする。

e. 橋体の応力度

架設時の各ステップの主桁、主塔、エンドリンクの応力を安全性を確認するために計測する。

2) 計測位置

計測項目と計測位置を図-1に示す。

(3) 管理値と影響値の計算

1) 管理値の計算

管理値は各ステップ毎の管理項目（主桁、主塔の形状およびケーブル張力）の計算上あるべき値のことであり、本形状管理ではこの数値を目標として調整を行うこととする。したがって管理値の計算は、できるだけ実際の諸条件を正確に反映して行う必要がある。ここでは次に示す方法によった。

a. 解析モデル、解析法

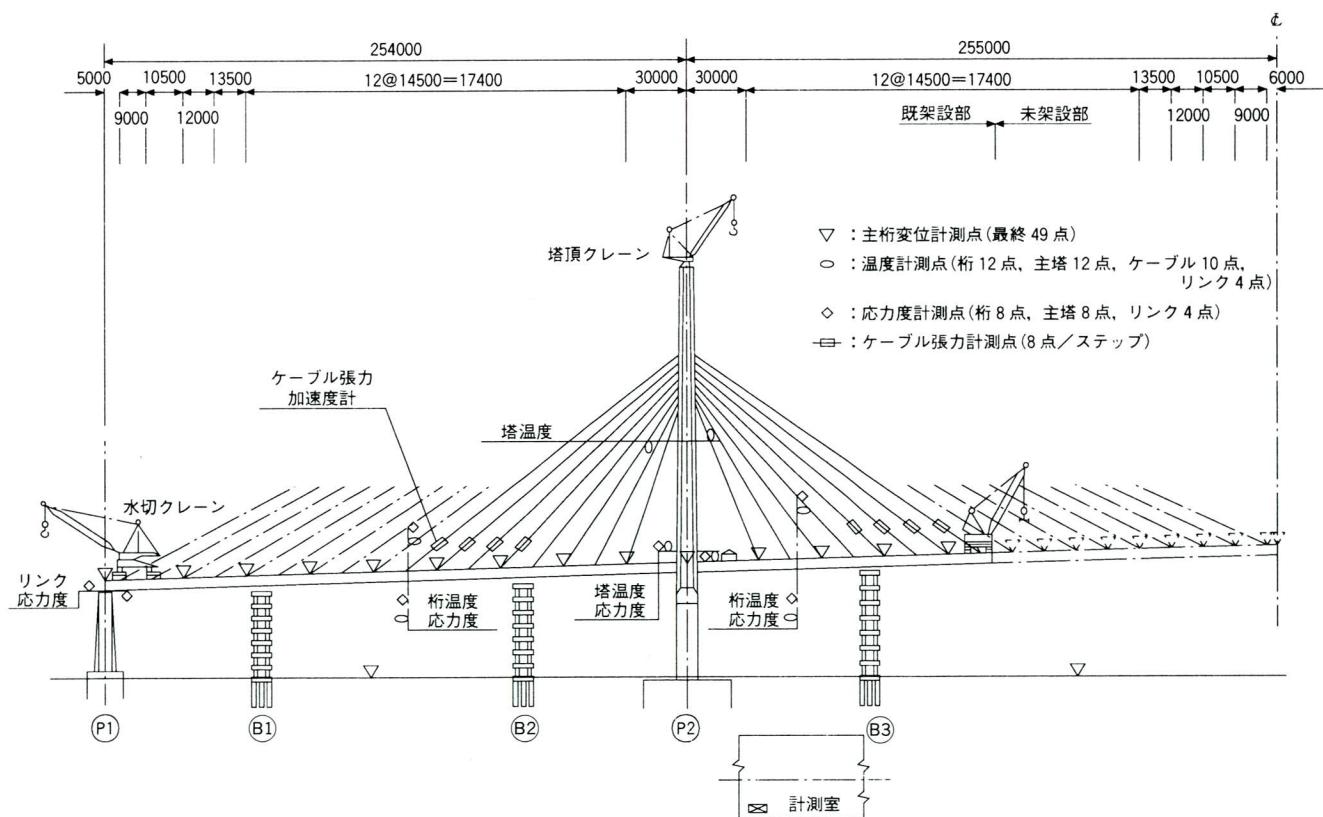


図-1 全体の計測位置とケーブル張力計測位置

解析に使用する構造系は立体骨組モデルとする。解析法は有限変形理論による非線形解析とし、完成系からの解体計算を行い、各ステップ毎の管理値を求める。ケーブルはサグの影響を考慮した自重を担うカテナリー要素として取り扱う。

b. 剛度

詳細設計断面より得られる実剛度を使用する。但し主桁の剛度は、最初の大ブロック架設時にその橋面上にクレーン車を移動載荷し、変形形状を計測する実剛度確認実験を参考にする。

c. 荷重

本体荷重はすでに据え付けられた付属物を加え、最終精算後の各ブロック別重量により算出する。

架設機材の重量は、架設進捗状況に応じて部材仮置き分が含まれ、また機材設置位置は刻々とその位置が変わることが予想される。したがって管理計測時に対応する架設荷重は、その実施直前（当日の午後）に橋面上の架設荷重調査を行って決定する。

ケーブルが一面吊りであるので、荷重は幅員方向で対称になるように、また荷重を中央分離帯側に寄せるなどして、主桁のねじれを極力抑えるように計画した。また架設クレーンのような橋体に対する影響の大きい重機については、計測時のブームの向きを常に一定にする必要がある。

2) シム影響値の計算

管理値と実測値の誤差はケーブルシムの調整によって改善する。

最適シム量の計算およびその応答計算を行うために、単位シムによる主桁、主塔の変位およびケーブル張力の影響値が必要となる。

各ステップ共シム調整は最上段ケーブルで行うが、シム影響値は各ステップの全ケーブルについて求めておく。

3) 温度影響値の計算

熱電対による温度計測値は、オンラインでコンピュータに接続し、部材毎に平均値および差を求めて、あらかじめ準備した温度および温度差の影響値により変位、張力の計測値の補正を行う。温度および温度差の影響値の解析は下記の要領による。

温度荷重の種類は次に示すグルーピングを行う。なお温度変化の値は 20°C を基準温度として算出する。

単位温度 1	： 主桁一樣温度
単位温度 2	： 主桁上下面の温度差
単位温度 3	： 主塔一樣温度
単位温度 4	： 主塔橋軸方向の温度差
単位温度 5	： ケーブル一樣温度

(4) シム決定フロー

シムは本来、ケーブル相対長の誤差を修正するものであるから、ケーブル張力やキャンバー等に生じている誤差（管理値からの偏差）の原因がケーブル長以外にあるときは、シム調整によって誤差を 0 にできるとは限らない。寧ろ、一般にはどのような調整を行ったとしても、何らかの誤差が必ず残る。従ってシムの調整の目的は、誤差を 0 にすることではなく構造系に残留する誤差を、その構造系あるいは架設過程に対して最も望ましいものとすることと言える。当然ながら、誤差の絶対量は小さいことが望ましいのであるが、誤差は唯一のスカラ量で与えられるわけではなく、トータルとしての誤差量はその定義によって変わり得るから、最も望ましいシムの組み合わせを決定するには高度に工学的な判断が必要となる。

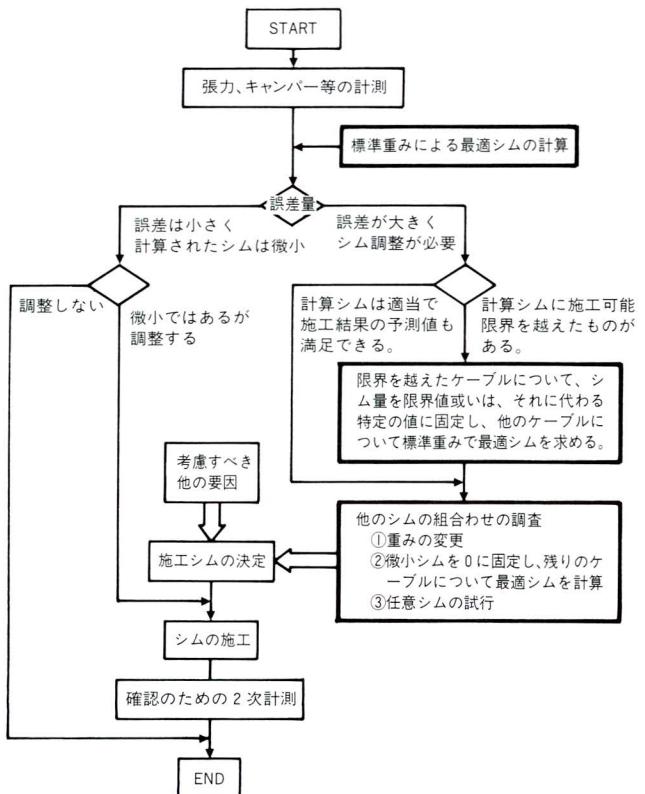


図-2 最小 2 乗法を用いたシム決定フロー

シム決定の判断に影響する因子の中には、比較的容易に数量化が可能なものと、極めて難しいものがある。ケーブル張力やキャンバーの測定から得られる誤差は前者に属し、これらに対してはある種のロジックに基づいた最適解が、真の最適シムを求める際の補助手段として、極めて有効である。本橋の精度管理では、そのためのロジックとして、最小二乗法を用いた。

最小二乗法を使用したシム決定における考え方の流れ図を図-2に示す。図中太枠線で示した部分が、精度管理用コンピュータ・システムから得られる情報であり、上述の最小二乗法による最適シムや任意のシムを施工した場合の応答の予測値などが含まれる。

図から明らかなように、分岐部での判断や最も重要な施工シムの決定の部分では、システムからの情報を参考にするとは言え、最終判断は担当技術者が行った。この判断には前述の数量化困難な要因が複雑に影響するので、明快な形で流れを示すことは難しい。そこで経験的に、シム量決定に影響を及ぼす要因等を考慮して、施工シムを決定した。

5. 構造特性

(1) 主桁・主塔の剛性の変化

構造系が張出し状態で主桁・主塔の剛性が5%低い場合、中央径間先端は各ステップで0~-34mm位の変化がある。側径間はベント除去後、最大23mm(+)は鉛直上側)の変化である。

主塔の倒れはステップ8'のB1ベント除去以降殆どがプラスで最大22mm(+)は中央側)である。

ケーブル張力はステップ4まで全て減少傾向であるが、ステップ5以降上段ケーブルは概ね増加傾向(特に側径間)である。

構造系が閉合状態で主桁・主塔の剛性が5%低い場合、中央径間センターは4mm、側径間は1mm弱である。主塔の倒れは2mm、ケーブル張力は1ton位である。

(2) 主桁の鋼重の変化

構造系が張出し状態で主桁の鋼重が5%重い場合、中央径間先端はステップ13以降-33~-86mmまで変化し、側径間も減少側である。

主塔の倒れはステップ13以降0~22mmである。

同様にケーブル張力は下3段で10ton前後、それ以外

はほぼ20~34tonの変化である。

構造系が閉合状態で主桁の鋼重が5%重い場合、中央径間センターは-80mm、側径間は-5mm前後である。主塔の倒れは22mm、ケーブル張力は塔を挟んだ下2段で10ton位、その他は最大29tonである。

(3) 主桁・主塔のみ温度変化

構造系が張出し状態でベントB1除去後、主桁・主塔のみ温度が10°C高い(相対的にケーブルが短い)場合、中央径間先端は57~142mm変化する。

主塔の倒れは-25~-39mmである。

ケーブル張力は下2段で20ton前後、側径間上段で5ton前後、中段・中央径間上段では殆ど変化ない。

構造系が閉合状態で主桁・主塔のみ温度が10°C高い場合、中央径間センターは180mm、側径間は最大-42mmである。主塔の倒れは-82mmである。ケーブル張力は側径間側が顕著で、下2段が30ton前後、上3段が-20ton前後、中段は変化が少ない。

(4) 主桁・主塔・ケーブルが温度変化

構造系が閉合状態で全部材の温度が10°C高い場合、中央径間センターで71mm、側径間は最大-55mmである。主塔の倒れは-54mmである。

ケーブル張力は前項と比べ、中段を除いて10ton位減少側に移行している。

代表として(1)~(4)についてステップ17と閉合時の図-3、図-4に示す。

6. 計測結果と考察

『事前の曲げ剛性評価のための計測』結果から、計測

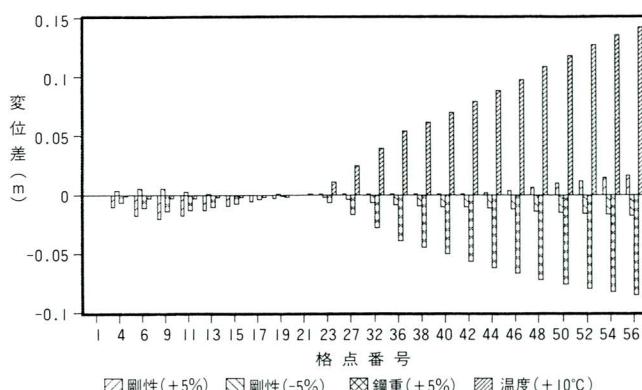


図-3a ステップ17の垂直変位差

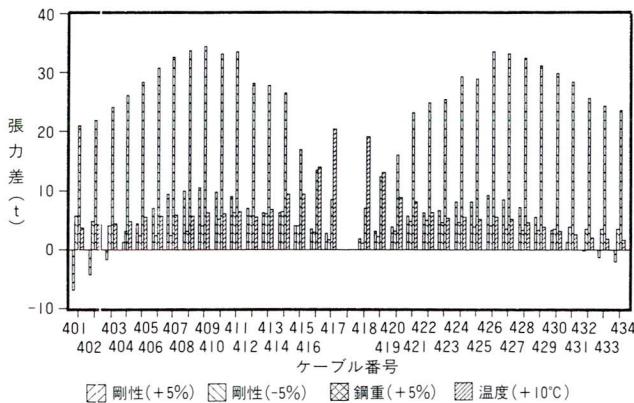


図-3b ステップ17のケーブル張力差

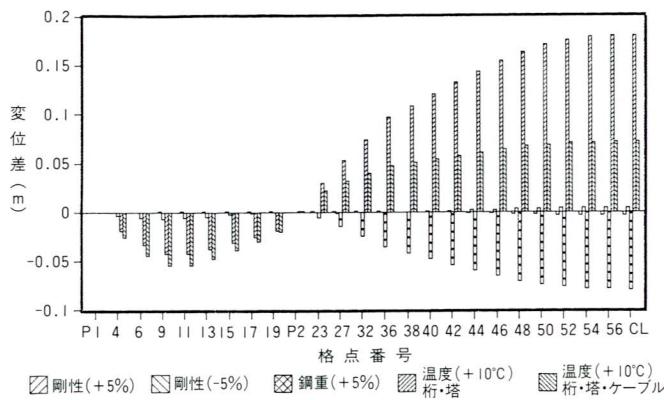


図-4a 閉合時の垂直変位差

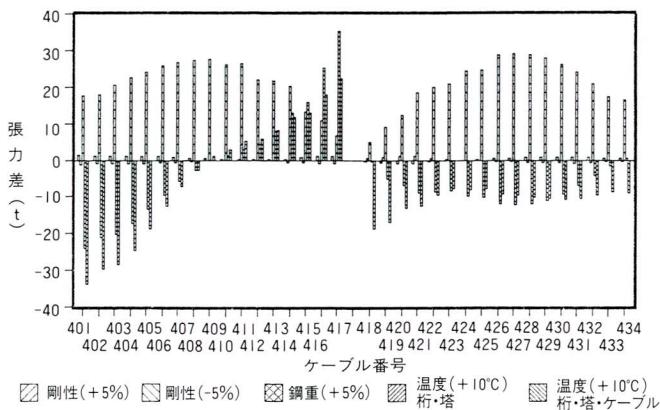


図-4b 閉合時のケーブル張力差

値とキャンバー設定時の解析値の曲げ剛性とはほとんど有意な差がないことが分かった。そこで、形状管理の管理値計算の曲げ剛性はキャンバー設定時の値を使用した。

計測結果はB1、B2、B3ペント支持まで（ステップ1～8）とその後閉合前までと閉合時に分けて述べる。

ステップ毎の張力、形状の履歴は図-5～図-7、閉合時の張力、形状およびその誤差は図-8～図-11に示す。

(1) B1, B2, B3ペント支持（ステップ1～ステップ8）

B1、B2、B3ペントで主桁が支持されている構造系は、主桁の形状が拘束されており、かつ見かけの曲げ剛性が高くなっている。

計測結果をまず形状について述べる。ステップの進捗と共に、14.5mずつ張出されていく主桁の中央径間先

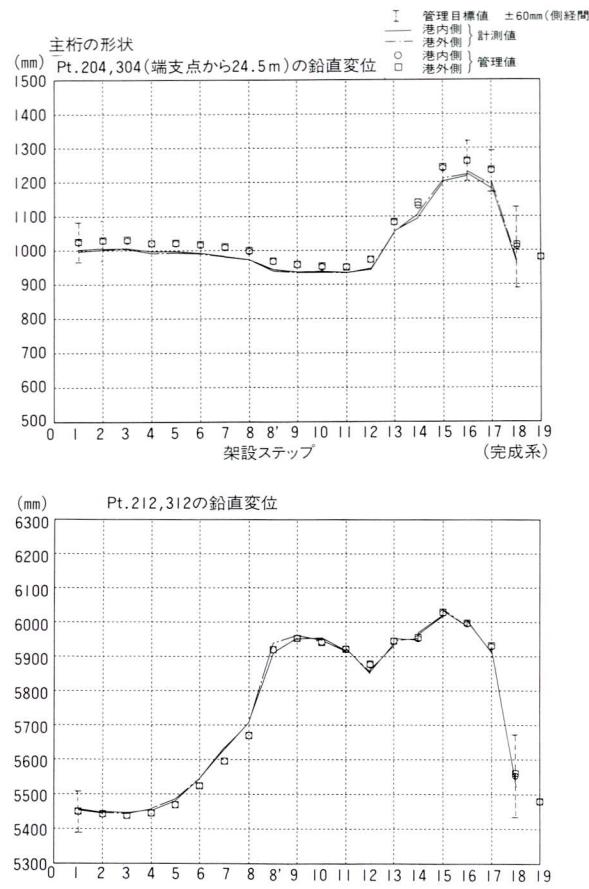


図-5 各ステップ毎の主桁の鉛直変位の履歴

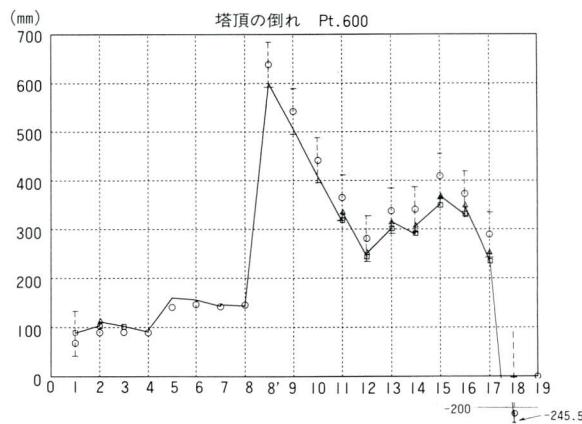
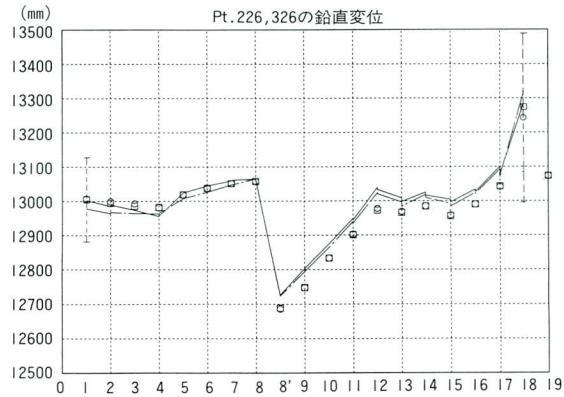


図-6 各ステップ毎の主桁・主塔の変位

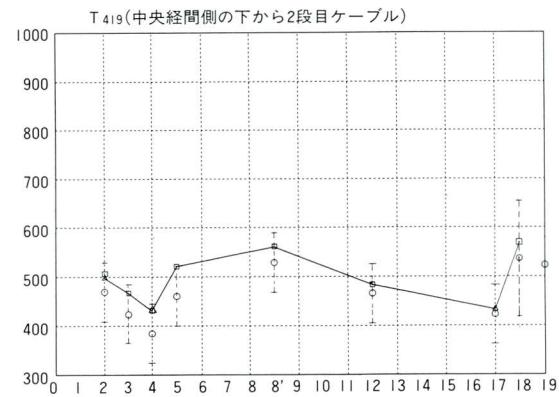
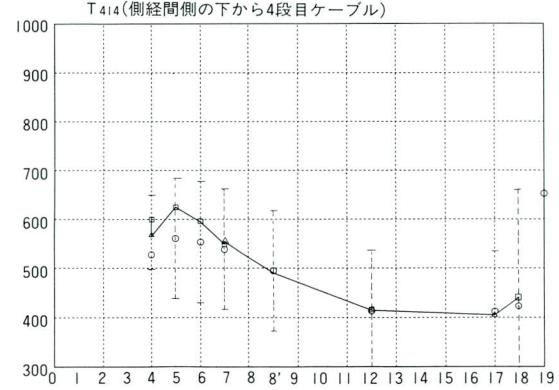


図-7 各ステップ毎のケーブル張力の履歴

端部の鉛直変位誤差（＝計測値－管理値）は、30mm前後（一部のステップで約55mm）と小さく、シム調整に対しても影響値計算より明らかなように感度が鈍い。

主塔の倒れ量はステップ4までが最大90mm、ステップ8までが最大でも147mmであり、その誤差は0～20mm前後と小さい。

ケーブル張力はシム量を調整するケーブルの影響を考慮して、その下3段目のケーブルまで計測している。

ケーブル張力はステップ1～5まで各ケーブルで管理値384～736tonに対して全て+側の誤差（＝計測値－管理値）で、管理目標値（誤差の許容値の1/2）に近いケーブルもある。しかし、ステップ6～8では-側の誤差も生じ荷重の全ケーブル負担分はバランスしてきている。シム調整に対するケーブル張力への影響は当然のことながら形状に比べて敏感であることが、影響値計算、計測より明らかである。

主桁が仮支点（ベント）で支持されている構造系では、

主桁の曲げ剛性が見かけ上大きくなっていること、ベントとケーブル支持点では支持効率が極端に異なっていることから、ベント除去後、シム調整量による計測値の変化量が想定値と合わないことが考えられる。そこでシム調整量はベント除去後の影響値の変化量を考えて、最適値より少な目の値とした。ちなみにシム調整したステップは、2、4、7、8で、調整量は-15～+16mm（+は挿入）の範囲である。

(2) B 2, B 3 ベント除去後～全ベント除去後(閉合前)

全ベント支持のステップ8で主塔の倒れ量146mm（管理値で）が、B 2、B 3 ベント除去直後のステップ8'で638mmと大きく中央径間側に変化した。この時点でB 1 ベント（P 1 橋脚近傍）は仮支持点であるが、橋脚に近いため主桁の剛性増加にあまり寄与していない。このことが、これ以降のステップには言えると思われる。

荷重は橋体自重以外にも多くの架設荷重が載荷されて

いる。特に張出し先端部には、構造系に大きな影響を与える800ton 強の主桁ブロック吊り上げ用クレーンが載荷されている。橋梁に対比して大きな荷重は、可能であれば主塔付近に退避させる方が管理の精度が良くなることは確かである。しかし本橋では軌条桁が限られた範囲なので、退避は不可能である。

主桁の中央径間先端部の鉛直変位誤差は、ステップ8で約30mmがステップ8'で94mmと大きく変化している。これはもし荷重が多少でも大きめに設定しているとしたら、仮支持点が2つ除去されることで大いにあり得ることである。ステップが進み張出し長が伸びて、ステップ11（1次計測で）の桁先端で初めて平均135mm（港内側：

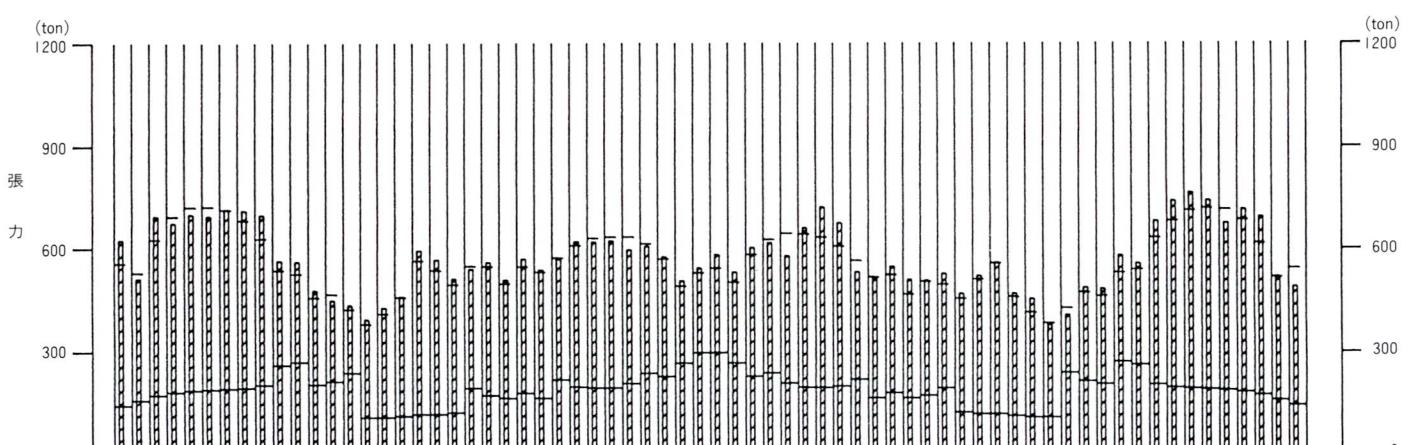
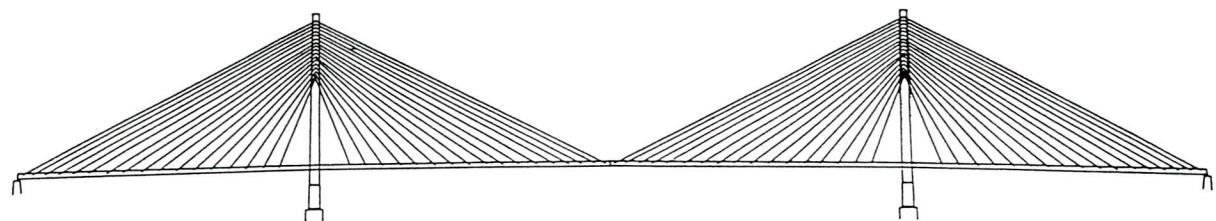


図-8 閉合時の張力図

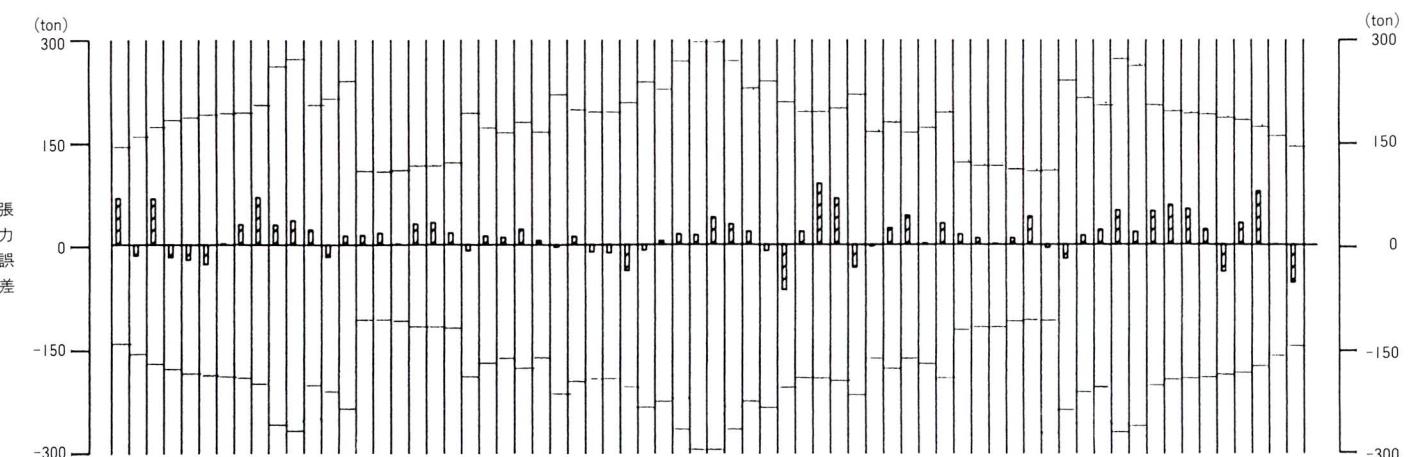


図-9 閉合時の張張力誤差図

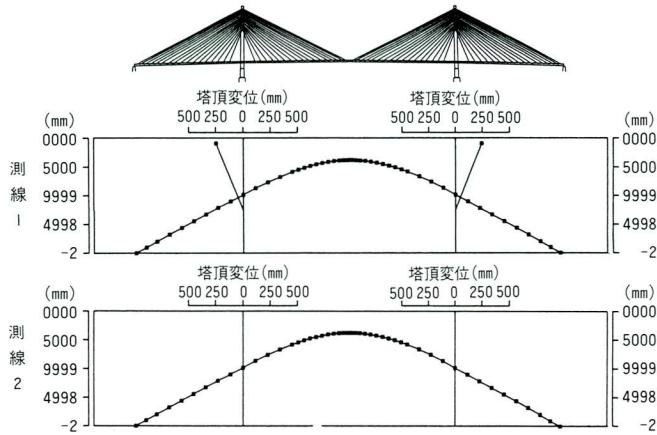


図-10 閉合時の形状図

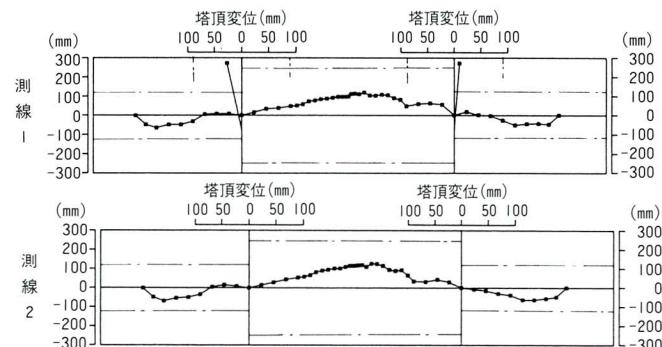


図-11 閉合時の形状誤差図

138、港外側：132）となり、管理目標値（124mm）を越えた。ステップ16では同じく桁先端で平均169mmとなり桁先端が上がり傾向にある。

主桁の側径間はどのステップも全体では下がり気味で、P2主塔近傍は少し上がっている。そこでこのステップ辺り以降のシム調整は、形状に重きを置いた。ステップ12で全てのベントが除去されることもあり、シム調整による形状に対する感度が今までと異なりステップと共に良くなってきた。シムは各ステップ30～50mm抜いた。その結果ステップ17（シム調整後）で平均87mmとなったが、これには次ステップの閉合時の条件も考慮した。

主塔の倒れ量はステップ8'の計測値が600mmで、それ以降管理値は多少山谷はあるが減少方向で、ステップ16、17で各々372、289mmと完成時の鉛直即ち0mmを目指している。誤差量はステップ15、17の1次計測で-58、-54mmと管理目標値±45mmを越えているが、前述のシム調整で各々-41、-36mmと目標値に収まった。

ケーブル張力はステップ8'以降誤差が減少し、突出

した誤差もない。これは見かけの主桁の曲げ剛性が実際の剛性に下がったことにもよっている。ステップ15の1次計測時の張力誤差が、管理目標値の1/3～1/2位であったものが、調整後には誤差が1桁ないしは大きくて目標値の1/3位になっている。ステップ17で全ケーブルをみてみると1,2本目標値の1/3を越えているものもあるが、ほとんどのケーブルは非常に良い精度に収まっている。

(3) 閉合時

閉合直前の両工区の相対差は、ステップ17で閉合を考慮して管理したことにより、鉛直、水平共10mm前後と小さく、ねじれも微少である。これらの相対差をクレーン等架設荷重を移動することによって、主桁を結合した。閉合後、主桁ブロック吊上げクレーンを1台解体除去し、残り1台を主塔近傍までバックし、さらに軌条の一部を除去して閉合時の計測を行った。

主桁の鉛直変位の誤差は中央径間のセンターで平均106mm（港内側：97、港外側：115）上方に、最大はC36で122mm（港内側：118、港外側：125）上方となり、管理許容値（±248mm）の1/2以下である。

側径間の鉛直変位の誤差はP1～P2、P3～P4径間共-60mm前後であり、管理許容値（±120mm）の1/2位である。

主塔の管理値P2、P3は、ステップ17（閉合直前）で各々289mm、303mm中央径間側に倒れていたものが、本ステップでは-218mm、-234mm側径間側に倒れている。この大きな原因是、張出し先端部に載荷されていた吊上げクレーン2台が1台になり、なおかつ主塔近傍までバックしたためである。

本ステップの主塔の倒れの誤差としてはP2、P3とも側径間側に各々-27、-10mmであり、管理許容値（±90mm）に十分収まっている。

この時点でのケーブル張力は、定着側（側径間側）の上段ケーブルが、これ以降の死荷重、活荷重によって張力が大きく増加するため、完成系の1/2位であり、完成系の張力分布状況とは、大いに異なっている。張力誤差は管理許容値の10%前後のものが多く、数本25～45%位のものがある。但し、当然のことながら、この比率は完成系の張力に対しては約1/2位になる。張力誤差分布は張力誤差図より明らかなように、プラス、マイナス入り交じっているが全体としてはプラス側である。その結果、荷重のケーブル分担率が多少増えている。しかし、

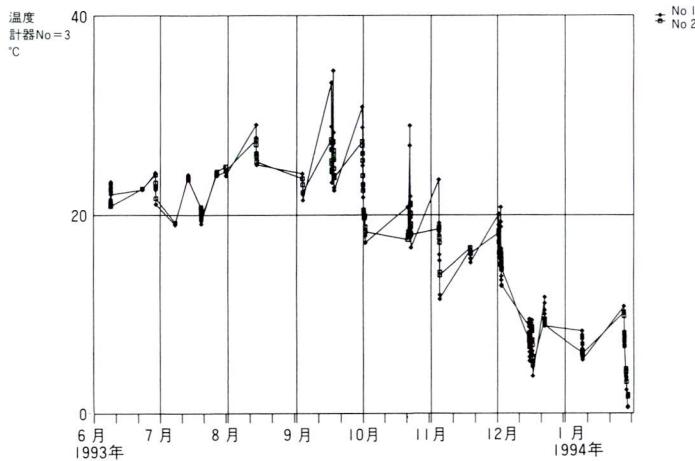


図-12 主桁中央径間

主塔部の主桁鉛直変位に与える反力への影響は僅かな減少と思われる。

(4) 応力と温度

基準応力をケーブル張り渡し前として、その後のステップ4、7、9、17、18(閉合時)時点のエンドリンク、主桁側径間、主塔の応力等を解析値と計測値と比較する。結果をみると定性的にはほぼ良いと思われるが、主桁のように曲げが支配的な断面は多少差がある。以上のことより想定した構造系が近似的に対応がとれていることが確認された。

橋体、外気の温度計測は経時的に行い、そのデータを基に形状管理の時間帯（部材の上下の温度差の微少な時間帯）を設定した。これらの計測された温度はさらに管理項目の補正計算に使用される。（図-12、図-13参照）

7.まとめ

製作時の構造物の寸法精度、現地での組立精度を反映して、形状管理の精度としては良い値が得られた。各管

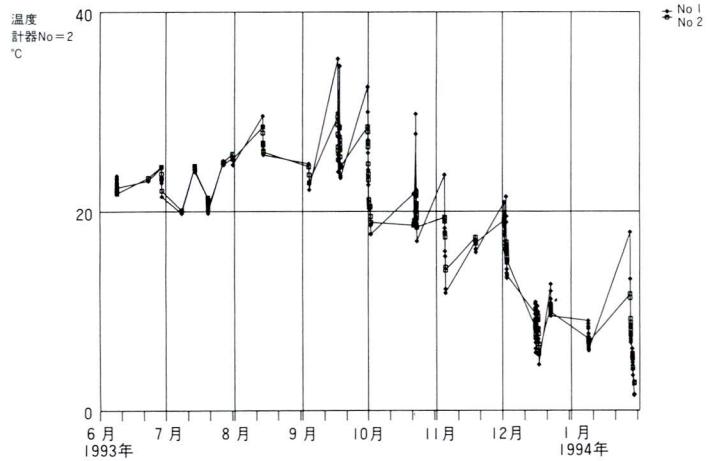


図-13 主桁側径間

理項目すなわち、主桁の鉛直変位、主塔の倒れ、ケーブル張力など全て管理許容値に収まるのはもちろんのこと、その1/2の管理目標値にもほとんど収まっている。

8.あとがき

本稿を執筆するに際して、首都高速道路公団神奈川建設局の方々に御指導頂きましたことを誌上を借りて感謝致します。

〈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) 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
- 3) 丸山、能登；斜張橋(宮本橋)の架設時の精度管理、第21回日本道路会議

1995. 10. 16受付

斜張橋主塔の現場溶接と建込み精度

Field Welding and Precision Control in Erecting the Main Tower of a Cable-Stayed Bridge

高橋亘* 岩井政光**
Wataru TAKAHASHI Masamitsu IWAI

Summary

High strength bolted connections of friction type combined with bearing connections are generally used to connect the main tower of a suspension or cable-stayed bridge in the field. This method has been used in numerous cases. Recently, however, the number of cases in which welded joints are used for this purpose is increasing, chiefly due to landscaping reasons.

This report concerns field welding and precision control in erecting the main tower of the Tsurumi-Tsubasabashi Bridge.

1. まえがき

鶴見つばさ橋では、主塔上部の単材架設部の現場継手

に現場溶接を採用した。大規模な吊橋・斜張橋の主塔現場継手方法としては、高力ボルト摩擦接合+支圧接合が一般的に用いられているところであり、施工実績も多

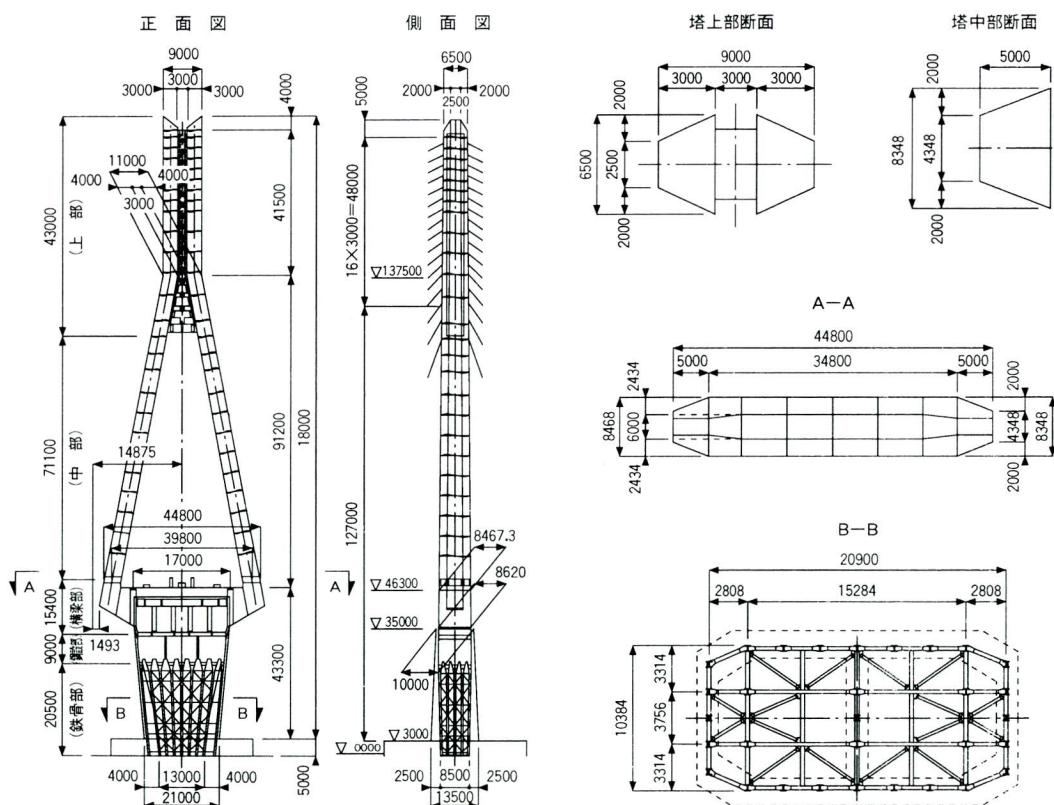


図-I 主塔一般図

*技術本部第一設計部次長

**宮地建設工業(株)橋梁構造事業部工事部課長

い。しかしながら、鶴見つばさき橋では将来同一形式の橋梁が隣接して施工される計画であり、並列橋完成時の全体景観に配慮した結果ケーブルを一面吊りとし、主塔形状も上方を逆Y字形とし、主桁面から下方を鉄筋コンクリートを用いた一本柱としている。

主塔の継手形式が全体景観に与える影響の度合の程度は視覚的な問題であり、非常に難しいが一般論としても、できるだけ表面をきれいにと云うのが時代の要請でもあり、内外における継手形式の洗いだしと本橋への適用を前提にした場合の設計・施工上の検討を進めた結果溶接継手を採用したものである。

本文は、溶接継手を採用するに際して実施した、事前検討およびその結果を踏まえた施工手順・主塔の建込み時の施工管理について報告するものである。図-1に主塔一般図を図-2に主塔の継手位置を示す。

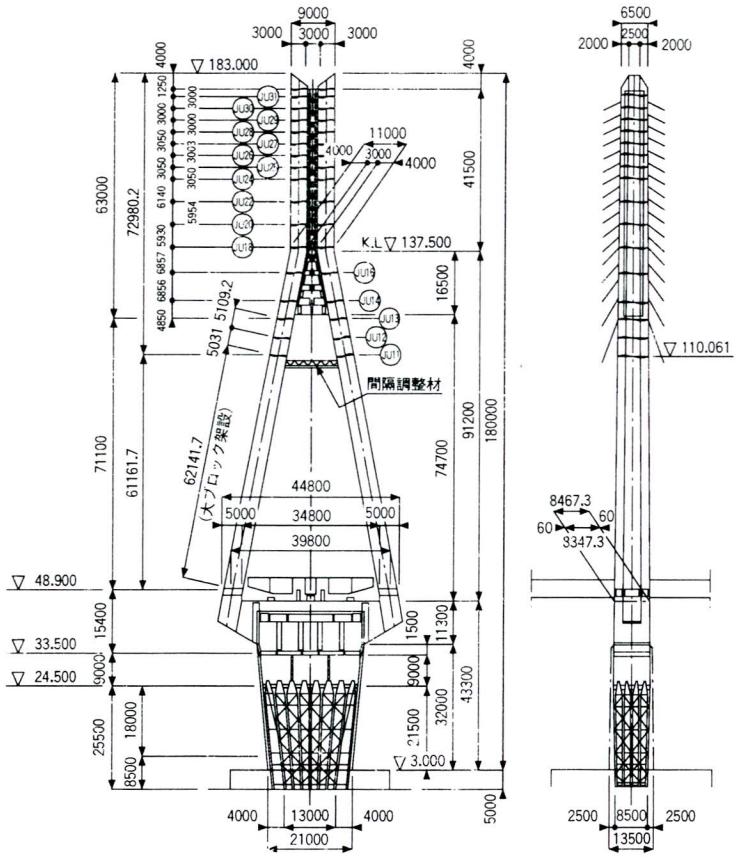


図-2 主塔の継手位置

2. 溶接施工試験および開先形状の選定

主塔の現場溶接では、溶接施工の工程・施工性・経済性・建込み精度などが重要な検討課題である。搭状構造物の鉛直出来上り精度については設計段階で過去の施工

実績に基づいて誤差の予測を行い、この範囲に収めることを前提に断面が構成されている。高力ボルト接合+支圧接合の場合の架設精度は基本的に部材端面の機械切削精度に支配されるのに対して、溶接接合の場合には溶接部の各種変形量が影響を与える。また、溶接変形は開先形状にも依存するから、特に開先形状の選定が重要な課題となる。そこで、開先形状による変形量の差異に着目して溶接施工試験を行い開先形状の選定をした。

(1) 実験概要

主塔の使用板厚は50~27mmである。そこで、最大板厚に近い材料を使用して実橋で想定される3タイプの開先形状について実験を行うことにした。開先形状を表-1に、溶接方法と溶接順序を表-2に示す。なお、開先形状に応じて継手マークをレ形、K形(1), K形(2)とする。

表-1 開先形状

	開先形状	名 称	記 号	設 定 値	許 容 范 囲	備 考
レ型	外	開先形状	θ	35°	± 5°	
	ルートギャップ	G	6	± 2		
	ルート面	F	2	+ 0 - 2		
	目違い	δ	0	3 以下		
K型(1)	外	開先形状	θ_1 θ_2	45°	± 5°	
	ルートギャップ	G	0	+ 2 - 0		
	ルート面	F	3	+ 2 - 0		
	目違い	δ	0	3 以下		
K型(2)	外	開先形状	θ_1 θ_2	40° 45°	± 5	
	ルートギャップ	G	0	+ 2 - 0		
	ルート面	F	3	+ 2 - 0		
	目違い	δ	0	3 以下		

表-2 溶接方法と溶接順序

開先形状	レ型	K型(1)	K型(2)
外	外	外	外
		a : b = 1 : 1	a : b = 2 : 1
溶接方法及び手順	外側より 炭酸ガス片面裏波 自動溶接	①内側より 炭酸ガス半自動溶接 ②外側より 裏はつり ③外側より 炭酸ガス自動溶接	①内側より 被覆アーク溶接 ②外側より 裏はつり ③外側より 炭酸ガス自動溶接

(2) 溶接変形の計測

溶接変形の計測は角変形量・横収縮量・縦収縮量・縦曲り量・全体縦曲り量の5項目とし、測定時期は表-3に示すように各作業段階毎に実施した。測定ポイントを図-3に測定要領を図-4に示す。

表-3 溶接変形の測定時期

開先形状	測定	測 定 時 期	備 考
レ型開先	1	組立完了後	炭酸ガス 片面裏波 自動溶接
	2	2辺溶接後（Web）	
	3	全溶接後（Fig）	
	4	添接取りはずし後	
K型開先 (2)	1	レ型開先溶接部の添接取りはずし後	内側 手溶接
	2	内側（Web.Fig）先溶接後， 外側（Web）2辺溶接後	外側 炭酸ガス 自動溶接
	3	全溶接後（Fig）2辺溶接後	
	4	添接取りはずし後	
K型開先 (1) 1:1	1	ガス切断 → もり返し組立後	内側 炭酸ガス 半自動溶接
	2	内側（Web.Fig）先溶接後， 外側（Web）2辺溶接後	外側 炭酸ガス 自動溶接
	3	全溶接後（Fig）2辺溶接後	
	4	添接取りはずし後	

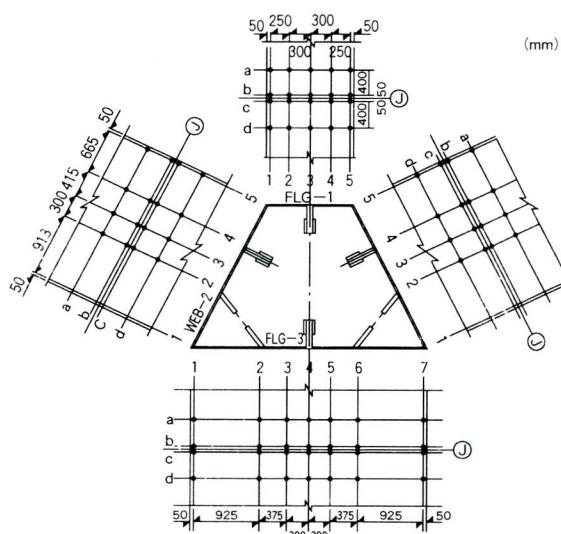


図-3 溶接変形の測定位置

(3) 開先形状の差異による変形の分析

溶接変形の計測結果、いずれの開先を使用しても有意な差が生ずることはない。これは、当初からある程度予想されたことでもあるが、主として景観面から溶接継手採用に至った経緯を踏まえ、変形状態の最も良好なK

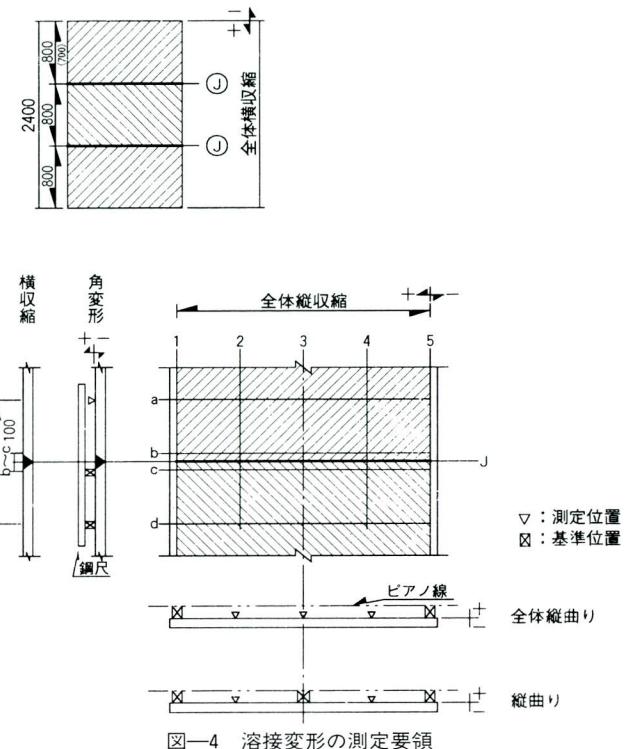


図-4 溶接変形の測定要領

形(1)を採用することにした。なお、溶接収縮・角変形の分析結果を次に示す。

a) 溶接収縮

① 横収縮（ビート幅方向の収縮＝塔柱長手方向）

局部的 ($L=100\text{mm}$) には、レ形=1.7mm, K形(2)=1.4mm, K形(1)=1.3mmであるが、ノギス測定 ($L=900\text{mm}$) では、レ形=1.4mm, K形(2)=1.0mm, K形(1)=0.8mmである。

（全体横収縮はテープ測定ゆえ測定誤差が生じていると思われる所以、ノギス測定で判断する。）

* 横収縮を開先形状に応じて製作時に考慮するのがよい。

② 縦収縮（ビード長手方向の収縮＝塔柱幅方向）

縦収縮は、ビード長さ=2300mmでMAX=0.5mm程度であり、且つ部材製作上ラッパ状になり、これを考慮することは難しい。

b) 角変形

① 水平方向の曲り

レ形, K形(2)は大差ないが、K形(1)は先の1/2程度 (MAX=2mm) に小さくなる。

② 垂直方向の曲り

レ形 (MAX=8.9mm), K形(2) (MAX=6.7mm), K形(1) (MAX=5.0mm) の順に変形量が小さくなる。

③ リブ間のヤセ馬

レ形、K形(2)、K形(1)の順に変形量が小さくなるが、最大値でも1.4mm程度でありいずれの開先でも問題はない。

④ 平面度（トランシット測定による）

①、②を合成した見方ができるが、変形量において同等の判断ができる。

*変形量からK形(1)が最も良好で、K形(2)、レ形の順となるが、面の大きさからして数値的に差異 {レ形(MAX=8.9mm) ~ K形(1) (MAX=5.09mm)}があると判断するかが問題である。

3. 溶接収縮を考慮した製作・架設の基本指針

鶴見つばさ橋の主塔上部は中セル・外セルの3セル構造であり、このうち、外セルの3辺を溶接継手としている。このため、3辺溶接1辺を高力ボルト継手とすることによる局部応力の問題・溶接に伴う収縮変形と、部材建込みの関係をどうするかという施工上の問題などが予想された。外セルに収縮変形分の伸びを考慮して製作すると、当然ながら中セルと外セルとでは組立て長さに差が生ずる。

ただし、1~2ブロックは拡大孔を使用するなどすれば取合いは可能かもしれない。いずれにしても、一括仮組立てができないと云う不都合を生ずる。1部材の中で現場溶接継手と、高力ボルト継手を併合する例として鋼床版箱桁などの例があり一般化している。この場合には、溶接収縮に相当する伸ばし量を製作付加キャンバーとして考慮して継手部には若干の隙間を設けている。ここで注意することは、この方法は桁橋の特性から溶接に伴う収縮変形を曲げ挙動として処理している点である。このように、溶接収縮に関しては製作・架設上幾つかの問題点があり、つぎに示すような議論を重ねた結果に基づいて施工手順を決定した。

(1) 無拘束溶接とする場合

主塔上部は基本的に直線部材であり曲げ変形（付加キャンバー）を伴うような施工方法は採用できず、主塔の溶接施工を自由変形状態（拘束のない状態）で行うとすると、先行建込み数は2~3段とする必要がある。このため、溶接作業工程が架設工程を支配することになる。

この場合の部材製作は

外セル部 溶接収縮量に相当する伸ばしを考慮

中セル部 設計寸法で製作

のようにすれば良く、高力ボルトの本締めの範囲を中セルに限定することを考えれば、継手性能上の問題はまず発生しない。ただし、溶接部の自由変形を許すことにより次ステップの架設管理・出来上がり形状などの保障は困難である。

(2) 拘束溶接とする場合

主塔上部が直線部材であること、架設工程を勘案すると全段或いはある範囲の架設が進んだ状態で、溶接作業に着手するいわゆる拘束溶接が現実的である。

この場合の部材製作は

外セル部・中セル部とも同一キャンバーで製作する。

したがって、仮組立て時の問題も発生しない。

のようにすれば良い。この場合の問題は高力ボルトに与える影響（本締めの範囲・溶接後に取替える高力ボルト位置）など事前に把握しておく必要がある。

(3) 溶接継手と高力ボルト継手併用部の検討

鶴見つばさ橋主塔上部の継手は、3辺を現場溶接とし1辺を高力ボルト接合としている。現場溶接により各ブロックには溶接収縮が発生する。一方、部材の建込みのため、高力ボルト接合辺にも当たり面を設けていることから収縮変形に伴って、高力ボルト接合辺や両者の接点付近でどのような応力度が発生し、また、どのような変形状態になるかをFFM解析により検討した。

解析に際しては、溶接収縮量を1mm/継手と仮定し6mブロック・3mブロックの夫々3段重ねとし、部材の板厚を6mブロックの場合にはt=36mm、3mブロックの場合にはt=27mmとしてできるだけ実橋に近いものとした。（図-5）

解析結果の1例を図-6に示すが要約すると、応力集中は溶接の端部に生ずるが極めて局部的なものであった。また、溶接線上方ブロックの変形も、直上ブロックの変形が大きいが溶接収縮量1mm/継手と仮定した場合で0.5mm程度であり、その接合線の溶接作業の支障になるものではない。したがって、1部材内の併用継手の問題は高力ボルトの本締めの範囲など適切に処置すれば特に問題ないといえる。

(4) 主塔上部の製作

主塔上部の溶接継手と高力ボルト継手部を併せ持つ部材製作については、収縮変形に対する考え方や現場工程を勘案して次のように方針を決定した。

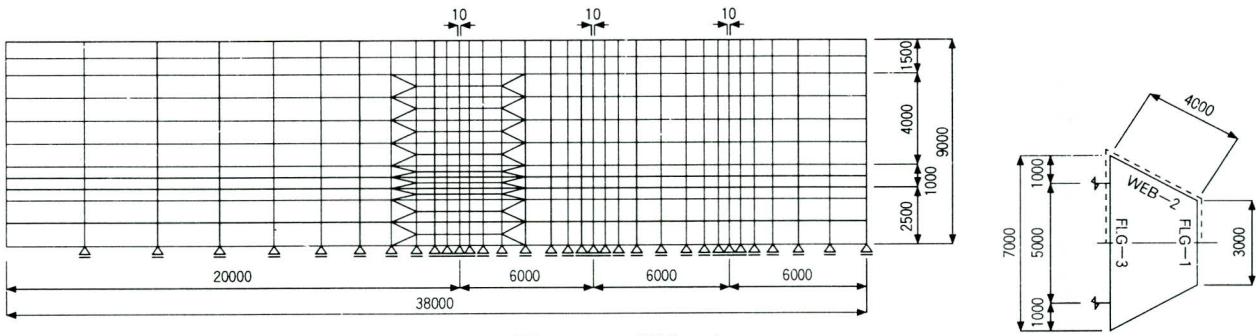


図-5 FEM 解析モデル

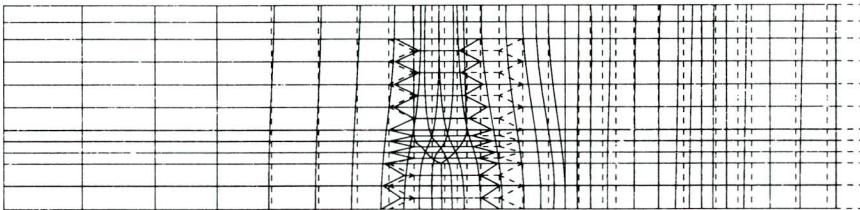


図-6 FEM 解析結果の例

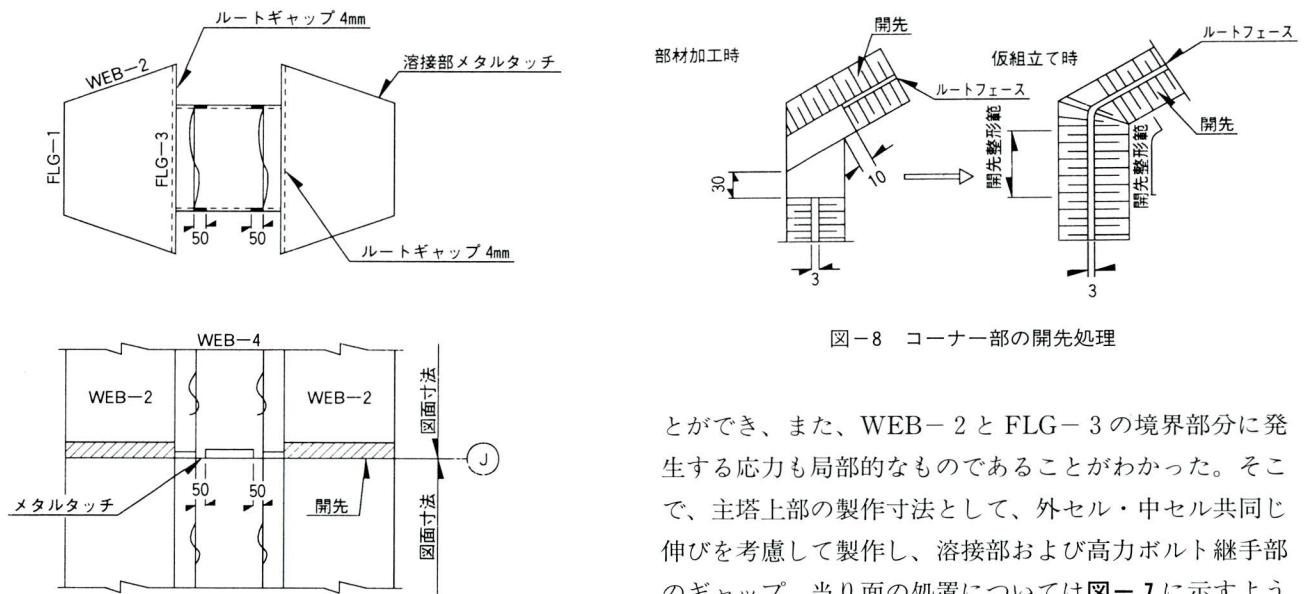


図-7 架設用メタルタッチとルートギャップ

- ① 架設順序は基本的に中セルから外セルの順とする。
- ② 部材架設を先行させてその後現場溶接作業を行う。
- ③ 製作部材長は収縮変形量を特に考慮せず図面寸法とする。

架設作業を先行させることにより、拘束を受けた状態での溶接作業となるが、その分、全体変形を軽減するこ

とができる、また、WEB-2とFLG-3の境界部分に発生する応力も局部的なものであることがわかった。そこで、主塔上部の製作寸法として、外セル・中セル同じ伸びを考慮して製作し、溶接部および高力ボルト継手部のギャップ、当り面の処置については図-7に示すように、高力ボルト継手面(FLG-3、WEB-4)では溶接収縮変形に配慮して4mmのルートギャップを開けることとした。ただし、WEB-4の面は、架設時の建込み精度を勘案して長さ50mmのメタルタッチ部分を4箇所設けることにした。また、FLG-1とWEB-2の交差部は、部材製作時に図-8のようにメタルタッチ部分を広くとり、仮組立て後に開先面を整形することにした。

4. 主塔の建込み精度

(1) 管理要領

主塔の建込み精度(出来形管理目標値、 $1/3000$)を確保するため、架設途中での管理を以下の要領で行った。

① 主塔上部単材架設時

単材架設後、仮 HTB の締め付け完了後に単材天端の相対高さを計測し、高さの差の大きい場合にはスペーサーによる調査を行うこととした。また、全体倒れについては単材架設 3 段毎に計測を行い、架設精度の確認を行った。

② 溶接収縮量に対する処理

主塔の現場溶接は外セルのみであり、中セルは HTB である。このため、外セルについては溶接による継手収縮が予想される。そこで、主塔上部の単材架設では、主塔中部（全周溶接）の溶接収縮データを参考にして、主塔上部の架設時に 4 隅に必要に応じてスペーサーを配置

表-4 単材架設後の相対高さ及びスペーサー挿入枚数

ジョイント名	1	2	3	4	5	6	7	8
JU14	相対高さ	-8	-4	-1	0	-3	-7	-8
	スペーサー枚数	3	2	1	1	1	3	3
16	相対高さ	-8	-6	-3	0	-6	-9	-8
	スペーサー枚数	3	1	1	2	2	1	3
18	相対高さ	-8	-2	0	-8	-3	-3	-5
	スペーサー枚数	3	1	1	2	1	1	2
20	相対高さ	-8	-4	0	-2	-1	-4	-8
	スペーサー枚数	3	2	1	1	1	2	3
22	相対高さ	-3	-1	-1	0	-3	0	1
	スペーサー枚数	1	1	1	1	1	1	1
24	相対高さ	-2	-1	0	0	-3	-3	-4
	スペーサー枚数	1	1	1	1	1	2	2
25	相対高さ	-3	0	0	-2	-4	-5	-5
	スペーサー枚数	2	2	2	2	1	1	1
26	相対高さ	-9	-5	0	-4	-6	-4	-7
	スペーサー枚数	1	1	1	1	1	1	1
27	相対高さ	-3	0	0	-2	-3	-1	-1
	スペーサー枚数	1	1	1	1	1	1	1
28	相対高さ	-6	0	-3	-7	-7	-4	-5
	スペーサー枚数	1	1	1	1	1	1	1
29	相対高さ	-1	0	0	-2	-4	-1	-2
	スペーサー枚数	1	1	1	1	1	1	1
30	相対高さ	-4	-3	-3	-4	-4	-1	-2
	スペーサー枚数	1	1	1	1	1	1	1
31	相対高さ	-8	-3	-2	0	0	-1	-6
	スペーサー枚数	1	1	1	1	1	1	1

することにした。

(2) スペーサー調査

① 単材架設後の天端相対高さの差に対する調査

単材架設後に主塔天端での相対高さの計測を行い、その差の大きい場合には中セルとの取合いも考慮して、スペーサーによる高さ調整をすることにした。表-4 に端材架設後の相対高さの計測結果・スペーサーの挿入位置・数量を示す。また、主塔溶接完了後の天端の高低差は 2 mm 以内であった。

② 溶接継手部の収縮に対する調査

JU11～JU13 の溶接後の収縮量の計測結果は平均 1.85 mm であった。そこで、上部になるにつれ板厚が 50 mm → 27 mm と薄くなることも加味して 4 隅のコーナーに 1.2 mm のスペーサーを挿入することにした。なお、挿入したスペーサーは外面からガウジング時にはつり取ることとした。表-5 に各溶接継手位置における収縮量の計測結果を示す。

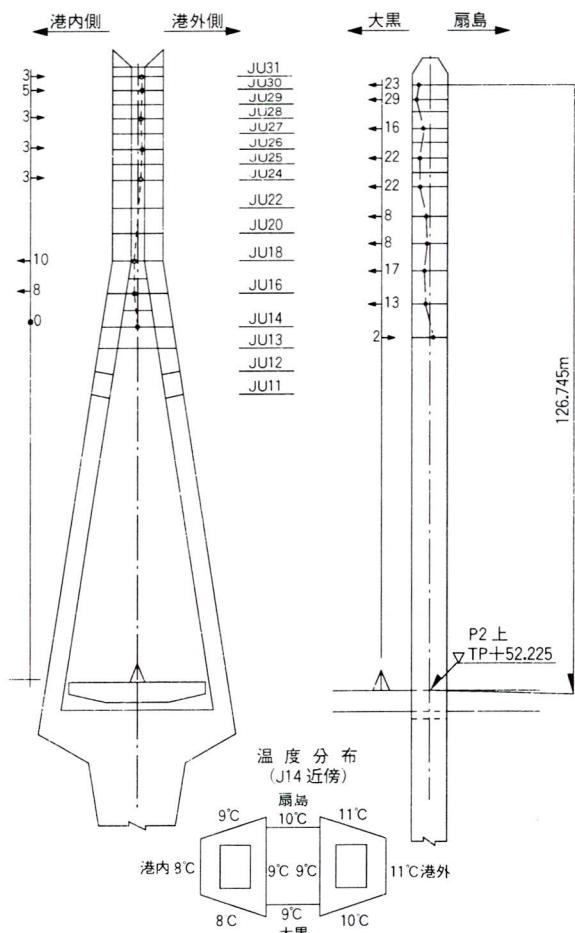


図-9 主塔出来形計測結果

③ 主塔の建込み精度

桁上にトランシットを据え付け、橋軸方向・橋軸直角方向の倒れの計測を行った。計測結果は橋軸方向の倒れは $1/5500$ 、橋軸直角の倒れは $1/42000$ となり、当初仮定した予想値を十分満足する値となった。**図-9**に出来形計測結果を示す。

5. まとめ

鶴見つばさ橋の主塔上部の単材架設部の現場接合に現場溶接を採用した。海面上180mmの高所における現場溶接作業は、火力発電所などの煙突の施工例はあるが、橋梁の主塔に適用するのは初めての試みであり事前に予想

される問題点、すなわち施工の手順・開先形状・溶接方法・建込み精度などについて慎重に検討した。個々の検討内容は特別なものと云うことではないが、全体工程管理、溶接部の品質管理には万全を期したところである。溶接部の非破壊検査には、自動超音波探傷（AUT）を使用して検査の効率化に努めた。建込み精度もまづまずの結果であり、作業空間の限られた高所における足場設備・風防設備を含めた現場溶接施工の貴重な実績となった。本文が、塔状構造物の現場溶接計画・施工に際して参考になれば幸いである。

1995.8.8受付

グラビア写真説明

ウエストプロムナード橋

シンボルプロムナードは東京都の臨海副都心の4地区（台場、青海、有明北、有明南）を有機的に結ぶ機能を持つ、センタープロムナード、イーストプロムナード、ウエストプロムナードから構成される大規模な『アメニティ空間』です。

このうちウエストプロムナードは東京湾岸道路に分断されている台場地区と青海地区を結ぶ西の南北軸を形成しています。

ウエストプロムナード橋は橋長114mの1径間で台場地区と青海地区の公園ならびに副都心の広場を結ぶ公園施設の一部として東京湾岸道路を横断しています。鋼重約2000tの橋梁を送り出し工法で架設しましたが、これは国内でも最大級のものであります。

(北村)

静岡県庁舎別館

兵庫県南部地震では、多数の貴い人命が失われました。同時に震災で倒壊した建築物の多さにも驚かされました。このような震災が二度と起きないことを願っていますが、震災国日本では地震を想定した防災対策をたてていかなければなりません。静岡県で建設された庁舎別館は大地震が来ても損壊する事のない建築物として、また震災が来た場合にも機能を発揮できる防災センターとして建設されました。

この建物の断面はほぼ正方形で、H形で構造解析されています。鉄骨の精度、製作の細部まで大変厳しいスペックで管理いたしました。

(泉)

下路ランガー桁のポンツーン架設（北浦大橋）

Erection of Through Langer Girders by Pontoons (Kitaura-Ohashi Bridge)

長谷山 巍* 関 利 夫**
Iwao HASEYAMA Toshio SEKI

Summary

The Kitaura-Ohashi Bridge connects Kashima and Namekawa across Kitaura between Kashimanada and Kasumigaura in Ibaraki Prefecture. The bridge was opened to traffic in the spring of 1995. The bridge has an overall length of 1,295.8m. It consists of 8 three-span continuous plate girders, 5 through Langer girders and 3 PC simple girders. This paper discusses erection of the through Langer girders.

A few methods can be used to erect through Langer girders, and selection among them depends on site conditions. The pontoon erection method, in which barges are used, was chosen for the Kitaura-Ohashi Bridge. This paper discusses the erection work, including preparation process, as this method has rarely been used by our firm though its use is not at all unusual in our industry.

1. まえがき

茨城県の鹿島灘と霞ヶ浦に挟まれて位置する北浦。この北浦を横断して鹿島側と行方側を結ぶ全長1295.8mの北浦大橋が平成7年の春に開通した。北浦大橋は3径間連続鉄筋コンクリート橋8連、下路ランガーハンガー5連、PC単純橋3連から構成されており、本稿ではこのうちの下路ランガーハンガーの架設について報告する。

下路ランガーハンガーの架設方法については、現地条件などによりいくつか考えられるが、北浦大橋については、台船を利用したポンツーン架設を採用した。特殊な工法ではないが、当社としては比較的珍しい工法なので、準備工を含めて、概要を紹介するものである。

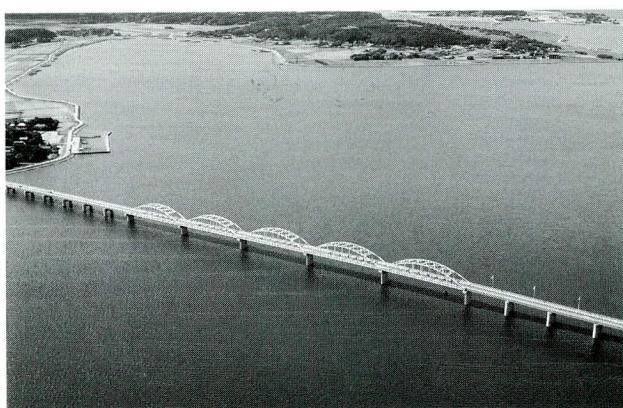


写真-1 完成後

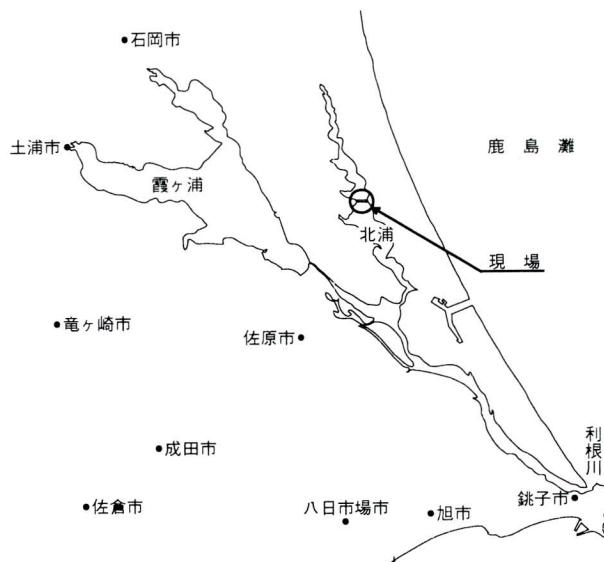


図-1 位置図

2. 本工事の概要

北浦大橋架設工事のうちランガーハンガーの架設は平成5年度に31号工事と32号工事の2工区で施工され、当社は31号工事としてランガーハンガー3連を担当した。

台船を含めた仮設備の設置、撤去は31号工事と32号工事が連動する形で対応し、施工順序的に先行する32号工事に仮設備の設置が含まれた。当社の工区には仮設備の

* 技術本部工事部工務課担当上席課長

** 技術本部工事部付課長

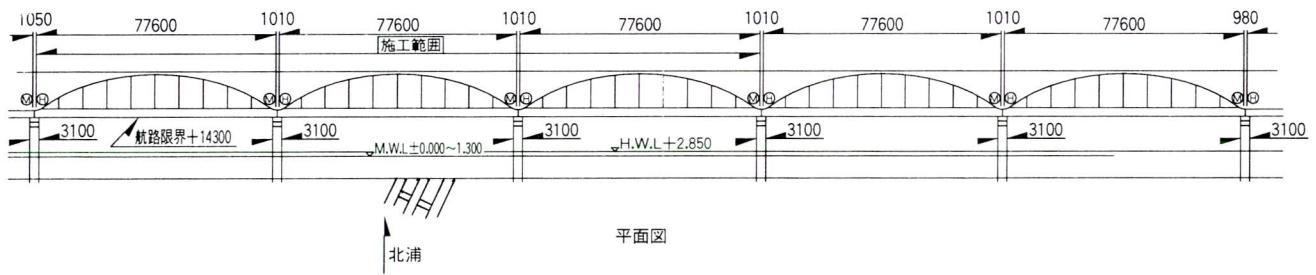


図-2 全体一般図

引継ぎと解体が含まれた。以下にランガー桁の諸元等を示す。

支 間	77.6m
幅 貨	7.25m (車道) + 2.50m (歩道)
鋼 重	268t (1 連当り)
施工範囲	ランガー桁 3 連の架設、床版、塗装、仮設備の解体

3. 台船の選定

本工事の架設方法であるポンツーン工法は、台船の選定と搬入が重要な課題となる。台船の選定と搬入は、直

接的には当社の施工範囲外であるが、工法選定での重要な要因であることから、ここで紹介する。

北浦は湖であり、既存の台船を搬入するには利根川等の多くの橋梁を通過する必要がある。このうち最も狭い橋脚間隔は、北浦に入ってからの神宮橋であり、実質の間隔は約 9 m である。このため、既存の大型台船は全く選定の対象にならず、自ずと小型台船の組合せ、または組立台船（ユニフロート）が考えられるが、小型台船の組合せが採用された。

台船設備として 6 隻の小型台船を組合せることになった。台船の概略寸法は、幅 8 m × 長さ 24~27 m である。

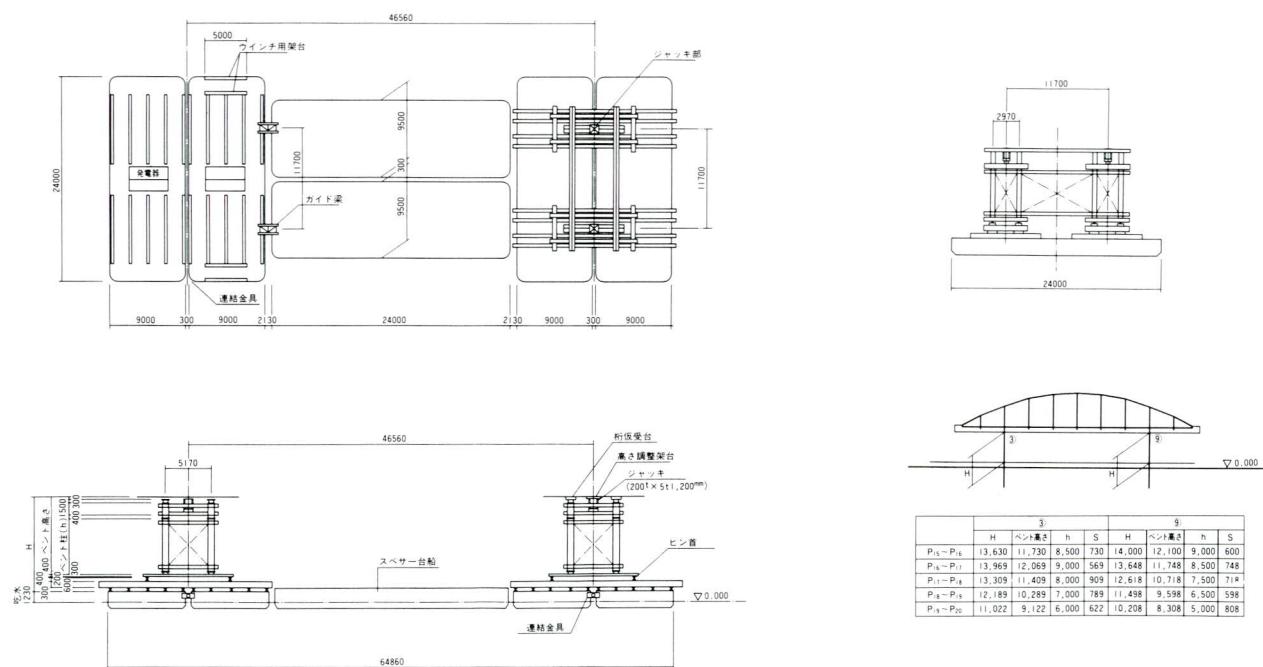


図-3 台船組合せ

4. 架設方法

架設工事は既存の桟橋設備を利用して、地組立ヤード設備を仮設し、このヤードでランガー桁を大ブロックに組立る。組立後、横取りして台船設備に盛替て、所定の位置まで運搬し、台船上のジャッキ設備を用いて架設する。以下に施工手順のフローチャート及び工程を示す。

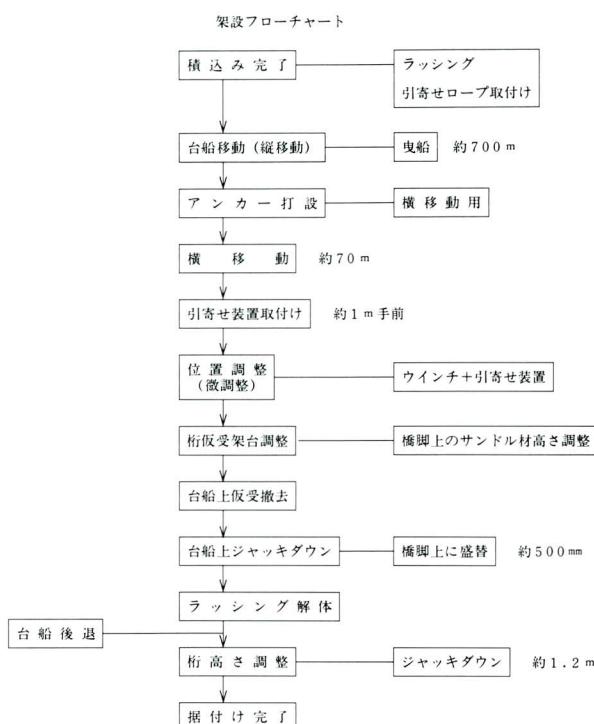


図-4 フローチャート

(1) 地組立ヤード設備及び大ブロック組立

地組立ヤードはランガー桁5連各々の据付高さを考慮して、既設桟橋に隣接して設備された。設備はクレーン走行用の桟橋拡幅部、大ブロック組立用ベント、大ブロック横取用の工事桁で構成され、このうち桟橋拡幅は下部工事に含まれた。地組立用のクレーンは100t吊のクローラクレーンを使用し、横取は油圧横取装置を採用した。



写真-2 地組立

(2) 台船設備及び大ブロックの運搬

大ブロックに組立られたランガー桁を台船設備に盛替て、所定位置まで運搬し、架設する。台船は前述したように6隻の小型台船を組合せた構造とした。この台船上にベント設備及びジャッキアップ設備を組立、運搬と架設に対処した。ベント設備はランガー桁の据付高さ及び地組立ヤード設備高さ、台船の沈下量などを考慮して約13mとした。高さ調整はジャッキとサンドルにて行った。使用したジャッキは200t×1200t×4台である。

台船の移動には、ウインチ及び曳船を使い分けて使用した。地組立ヤードから曳航位置に移動するまでと、架設所定位置から据付け位置までの移動にはウインチを使

	平成5年							平成6年								
	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月
準備工																
ベント杭・設備																
横取杭・設備																
桁組立・足場				P15～P16	P16～P17		P17～P18									
足場補足工																
HTB・横取																
舷手部塗装																
曳航・揚げ																
型枠組立解体																
鉄筋組立																
コンクリート打設																
地盤・高欄																
現場塗装																
足場解体																
跡片付け																

図-5 現場工程表

用し、地組立位置から架設所定位置までの約700mの移動は曳船によった。曳船は450PSの主曳船と250PSの

補助曳船とし、安全確保のため150PSの警戒船を配備した。

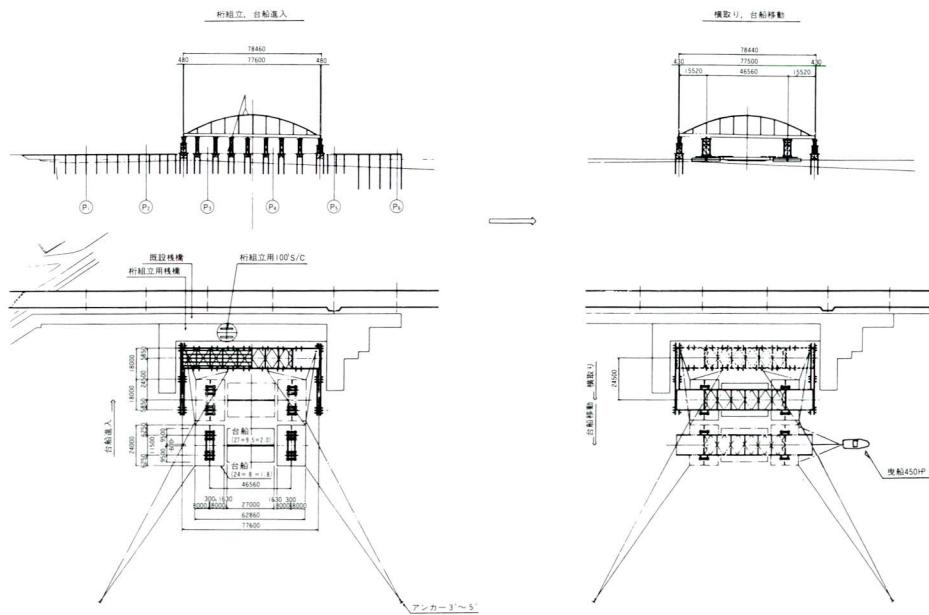


図-6 架設一般図(1)

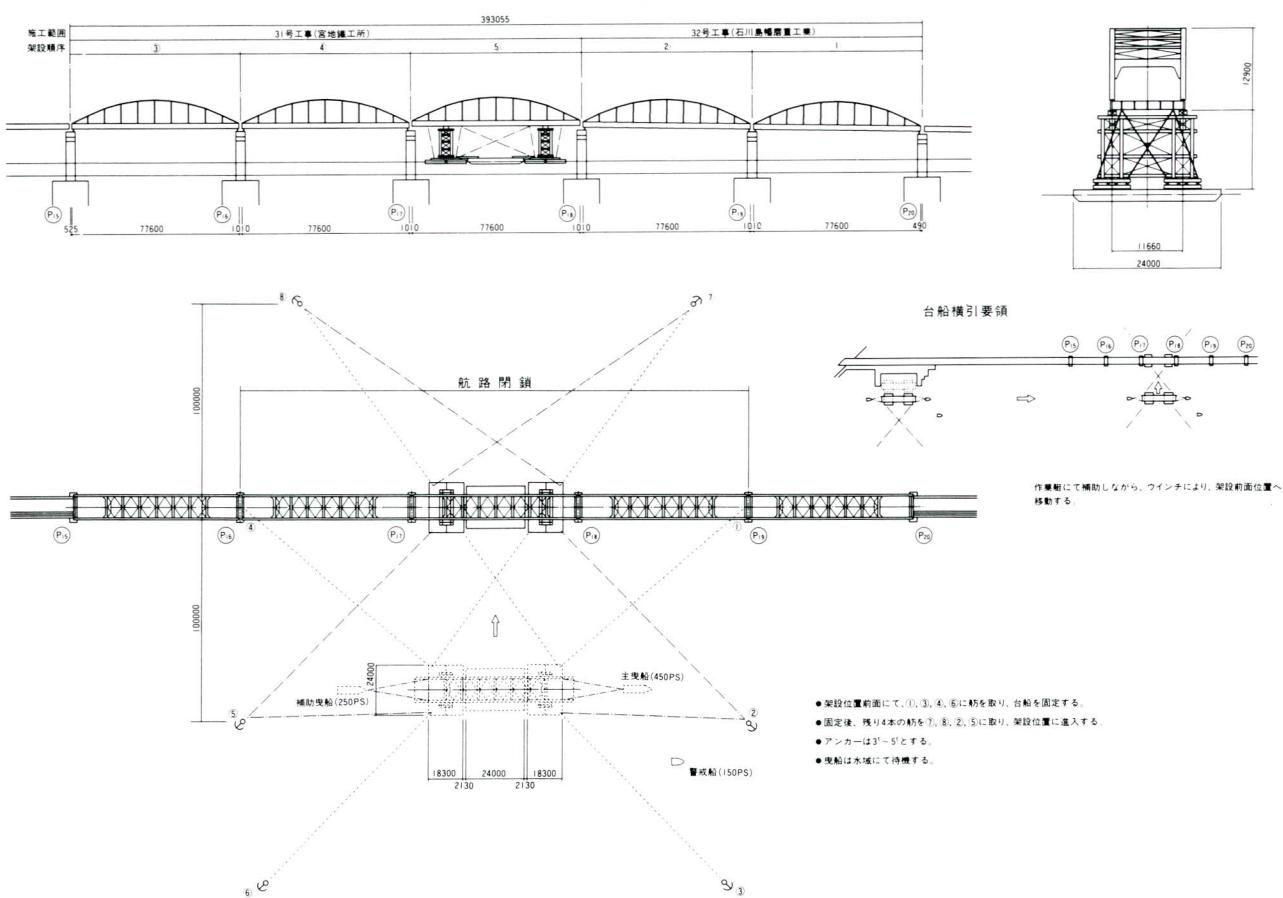


図-7 架設一般図(2)



(3) 柄の据付け

ウインチ操作により、据付け所定位置まで移動した大ブロックを、橋脚上に設置した引込み装置で微調整し、ジャッキダウンして橋脚上の仮受サンドルに盛替る。このとき、柄重量が仮受サンドルに移行する時点から、台船が浮上してくるため、あらかじめ台船上での大ブロック高さとジャッキ高さに考慮する。

台船から橋脚上に盛替た大ブロックを降下作業手順に従って所定高さまで降下した。

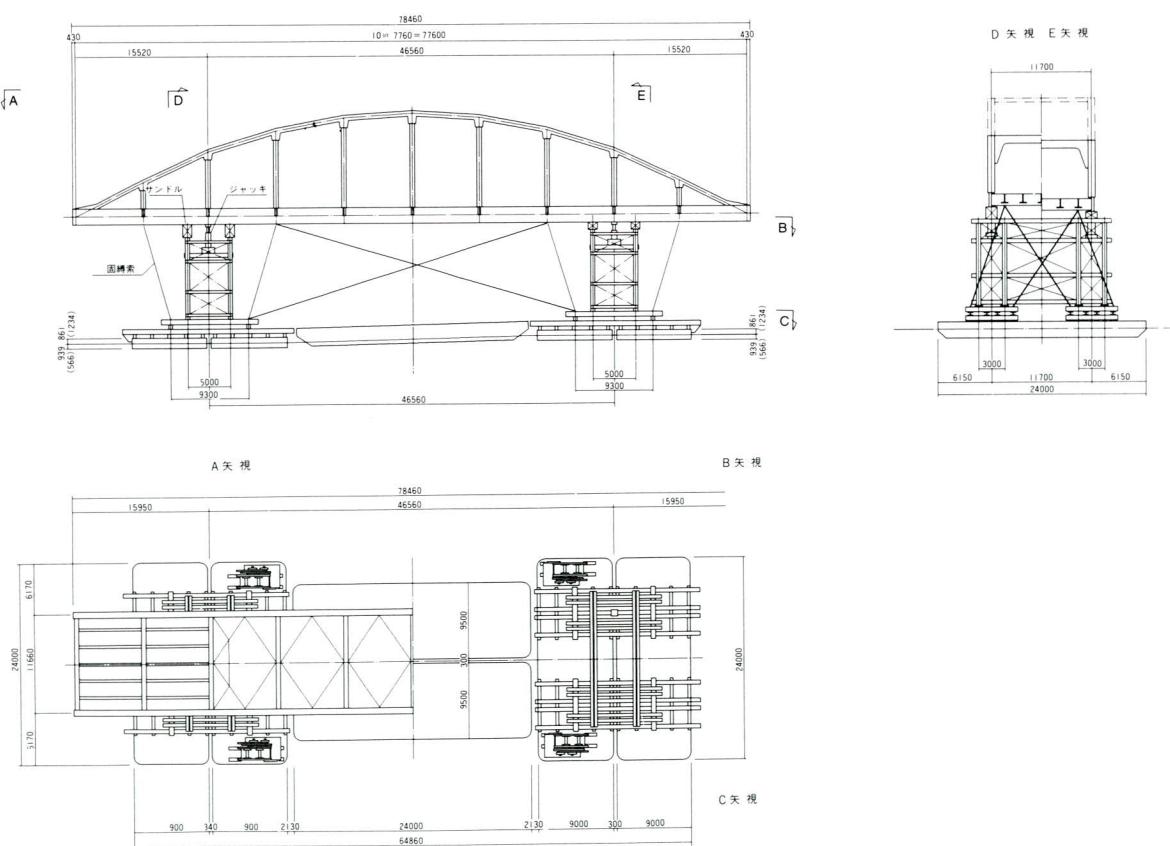
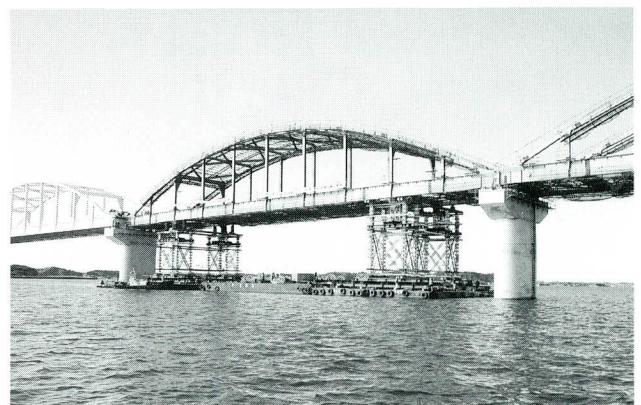
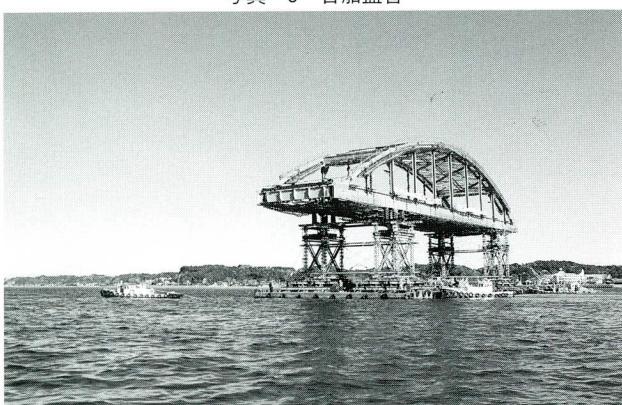


図-8 台船積込み

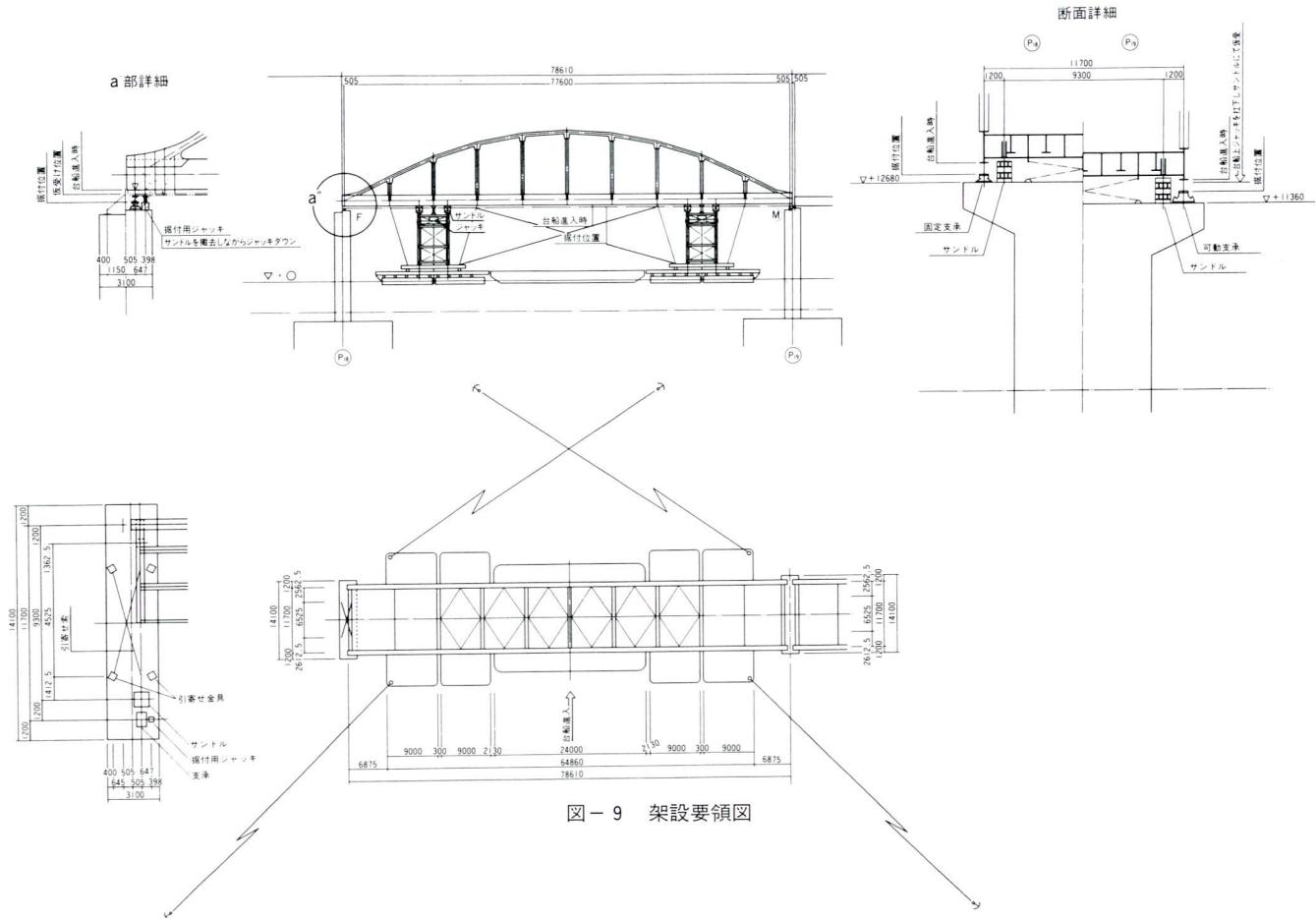


図-9 架設要領図

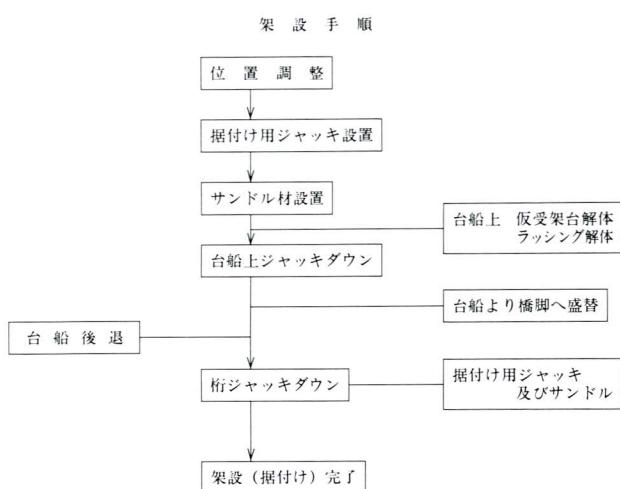


図-10 架設手順

5. あとがき

ポンツーン架設の紹介を主に、写真と図による報告となつた。実際の現場では試行錯誤もあり、これについて別の機会があれば、あらためて報告したい。

本工事は着手から完了まで、床版及び塗装工事を含めて約1年を要する工事であり、この間の施工にあたり、ご指導いただききました潮来土木事務所北浦大橋建設室の皆様に深く感謝し、御礼申し上げます。

1995.10.4受付

鋼床版箱桁の大ブロック架設(東京湾岸道路 荒川河口橋)

Large Block Erection of Box Girder Bridge with Steel Plate Deck (Arakawa-Kakokyo Bridge on the Tokyo Bayshore Avenue)

寺 田 喜 昭^{*1} 橋 本 達 也^{*2} 池 田 浩^{*3}
Yoshiaki TERADA Tatsuya HASHIMOTO Yutaka IKEDA

Summary

The Arakawa-Kakokyo Bridge is being built in order to enhance the continuity of Route 357. The bridge consists of two structures: the one closest to Tokyo Bay is for outbound traffic and lies between a Keiyo-Line railway bridge and a highway bridge on the Metropolitan Expressway Bayshore Line, while the other structure for inbound traffic lies on the inland side of the Metropolitan Expressway Bayshore Line bridge.

This paper reports on the erection of the inland structure, which was performed using a large block, rotary type floating crane and push-out erection and transverse sliding erection techniques.

1. まえがき

荒川河口橋は、江東区と江戸川区を隔てる荒川には一般国道としての橋梁が未整備となっているため、一般国道357号の連続性を図ることにより、この付近の道路の慢性的な交通渋滞を解消するため計画された。

本橋は、海側・山側の2橋からなり、海側橋はJR京葉線と首都高速湾岸線に挟まれ、また山側橋は首都高速湾岸線の上流側に位置しており、既設橋梁と極めて接近しているのが特徴である。橋長は840mで2径間連続(220m) + 3径間連続(400m) + 2径間連続(220m)からなる変断面連続鋼床版箱桁形式で、景観を配慮したプロポーションとなっている。

工事は、海側・山側それぞれ両側径間と中央径間で工区を分け、両側径間を1渴水期で施工し、次の渴水期で中央径間を架設した。

本工事は、山側の両側径間で、平成6年9月に竣工した。

2. 工事概要

本工事は、荒川河口橋の上部工工事で山側の両側径間の主桁の製作・地組・架設を行ったものである。

工場にて製作された単材を1橋当たり2ブロック計4ブロックに地組立し、地組立された大ブロックを1ブロックづつ2200t吊FCにて12000t積台船に積み込み、架

設地点まで輸送した後、全旋回式1600t吊FCにて一括架設を行った。(図-7 参照)

左岸側の1ブロックは、架設地点に首都高速道路のランプ橋があり直接FCでの架設が不可能であるため、河川内にペント及び構台を設置し、その上に架設を行い、送り出し・横取り・降下により所定の位置に架設した。

(図-8 参照)

橋梁概要は以下の通りである。

道路規格	:	3種1級 設計速度80km/h
橋格	:	一等橋
構造	:	変断面連続鋼床版箱桁 2連
橋長	:	220m+220m
支間	:	100m+120m, 120m+100m
幅員	:	4000(歩道)+500+3@3500+500
桁高	:	H=4.0m~8.0m
鋼重	:	3700t

3. 架設計画

(1) FC 架設

① FC の選定

架設地点は既設橋梁の上流側に位置しているため、FCは既設橋梁の下を通過可能で、且つ1200tの主桁ブロックを架設できる能力のある機種に限定される。また、架

*1 (株)宮地鐵工所 工事部 課長代理

*3 宮地建設工業(株) 工事部 計画課

*2 宮地建設工業(株) 工事部 工事課

●荒川河口橋周辺イラストマップ

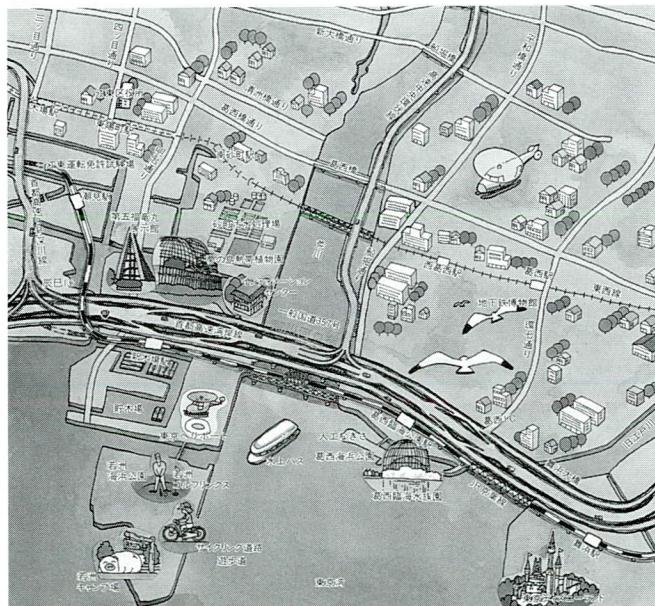


図-1 現場案内図

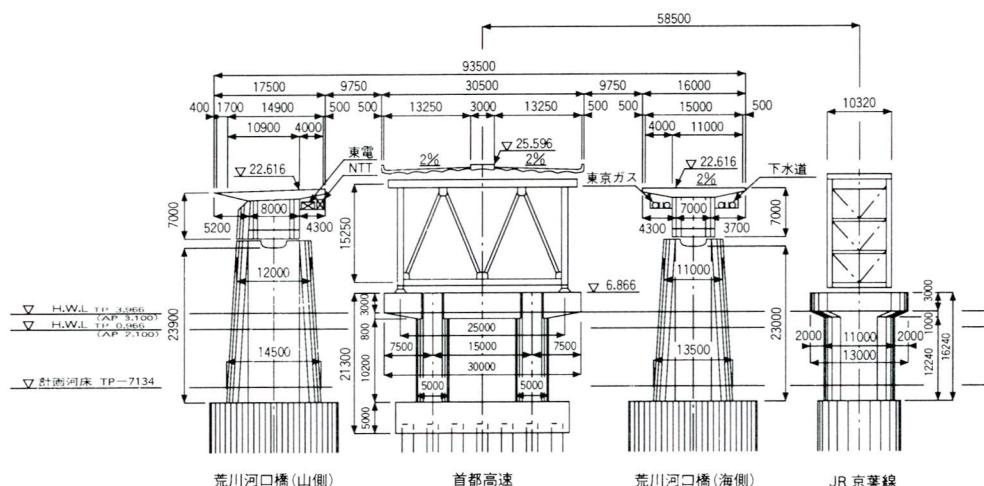


図-2 断面図

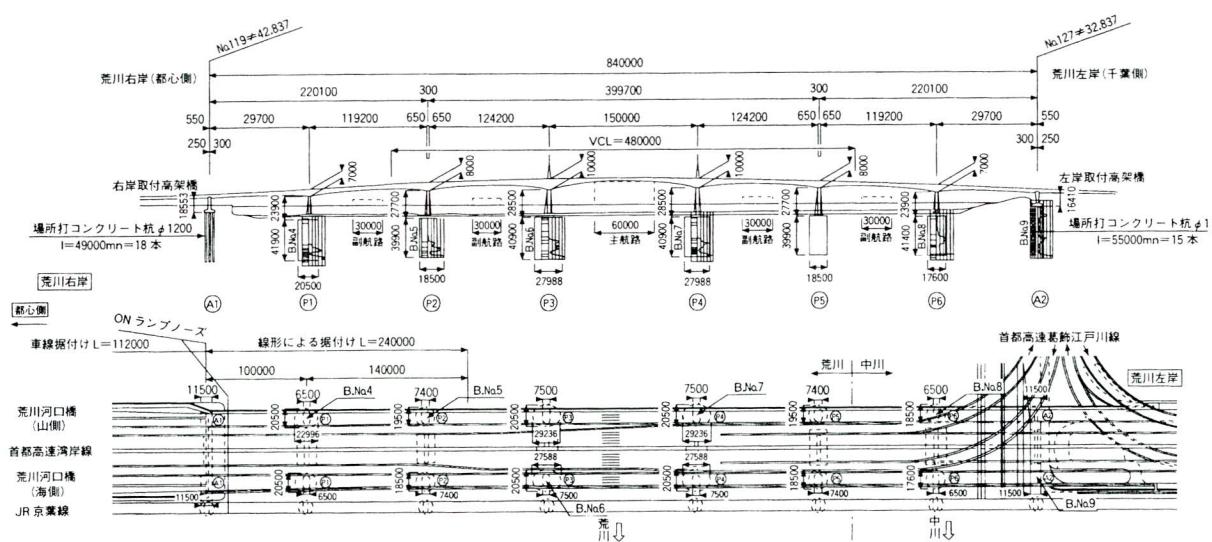


図-3 一般図

設地点は水深が浅く架設するためには浚渫が必要であり、浚渫量を減らすことが工費の削減となる。以上より、FCは全旋回式1600t 吊 FCに決定した。

② 浚渫量の決定

浚渫土量を極力抑えるため、各作業における必要潮位を決め、作業範囲をブロックに分け、各ブロックにて必要水深の確保できる高さまで浚渫することとした。

また、FCの既設橋梁下通過の航行限界高 AP+27.0m に対して FC の全高が31.0m あるため、FC 通過部は AP-4.5m まで浚渫を行った。

③ 各作業における必要潮位

各作業における必要潮位は、以下の通りである。

FC・DB の入出航時(橋梁海側) AP+1.5m 以上

FC・DB の入出航時(橋梁山側) AP+1.3m 以上

架設作業時 AP+1.0m 以上

架設待機時(水切り～架設) AP+0.0m 以上

FC 既設橋梁下通過時 AP+0.5m 以下

河口から既設橋梁までは水深が浅く (AP-3.0m) 浚渫は不可能であるため AP+1.5m 以上必要である。昼間 AP+1.5m 確保できる時間は限られてくるので橋梁通過後は AP+1.3m とした。架設作業時の潮位はほとんどの日に昼間 4 時間程度を確保できる潮位として AP+1.0m とした。また、水切りから架設までを 1 潮で行うことが不可能であるため、水切りから架設まで FC の待機が必要であり、その箇所は AP+0.0m でも船底が付かない深さが必要である。FC の入域、出域にあたり、河口から既設橋梁まではバラストを軽くする必要があり、既設橋梁下通過時はバラストを重くする必要がある。このため既設橋梁下通過時は、AP+0.5m 以上の場合、バラスト調整を行う時間が足りないため、不可能

となる。

④ FC の入出域及び架設日の決定

FC の入出域及び右岸側から左岸側へのシフトは、水域利用者との協議の結果日曜日のみ可能となった。よって FC の入出域は浚渫完了後の日曜日、且つ入出航可能な潮の日に限定された。架設は、台船入航・水切り・架設で 3 日を必要とし、なおかつ悪天候による作業中止を考えて +2 日の予備日が取れる潮の日が続く時に限定された。

架設順序は、左岸側は送り出し設備設置作業があるため右岸側からとした。

(2) 送り出し架設

P 6～A 2 間 (BY 3-B ブロック) は、架設位置の上空に首都高速道路ランプ橋が通っていて直接 FC での架設が不可能なため、山側にベント及び工事橋を設置してその上に架設して送り出し・横取り・降下を行う方法とした。A 2 橋脚背面の道路を作業ヤードとし、ベントの組立解体及び手延機の解体を行った。そのため、道路は切り廻しを行い、また、P 6～A 2 間の堤防上のサイクリングロードも送り出し～降下完了までの間桁下を通行止めとするため、迂回路を設けた。河川内に設置したベントの杭基礎（鋼管杭）は護岸及び橋脚に対する影響を考慮して計画河床-2.3m で水中切断し、切断部より下は残置させることとした。

工種	日付	平成5年												平成6年											
		10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月		
準備工・跡片付け	○	準備工																							跡片付
浚渫工		○	探査	○	左岸側		石岸側																		
FC																									
架設工	右岸側																								
	左岸側																								
送り出し・横取り設備工	陸上部																								
	海上部																								
	地組ヤード																								
退水期					○																				

図-4 実施工程表

4. 架設工事

(1) 架設準備工

陸上部橋脚にはビティー足場を設置し、海上部橋脚には垂直タラップを設置した。

脚上は箱抜き部にペデスタルフレームを据え付けて、支承はペデスタルフレームと溶接する構造となっているため、架設後据付位置調整のため調整架台を設置した。また、架設時桁固定のための引き寄せ金具を設置した。

(2) FC 入域

FC 入域は AP+1.5m 以上の潮高の時、既設橋梁下流側まで曳船により曳航し、所定の高さまでバラスト調整を行い、ワインチ操作にて桁下を通過させた。通過後バラスト調整して、曳船にて作業区域に移動させる。桁下通過前の確認として、船体の 4 隅の水深を測定し、船底のクリアランスが 0.5m であることを確認し、護岸から光波により既設橋梁とのクリアランスを確認した。また、橋梁下通過時は、FC 最頂部に監視員を配置し、目視にてクリアランスを確認した。

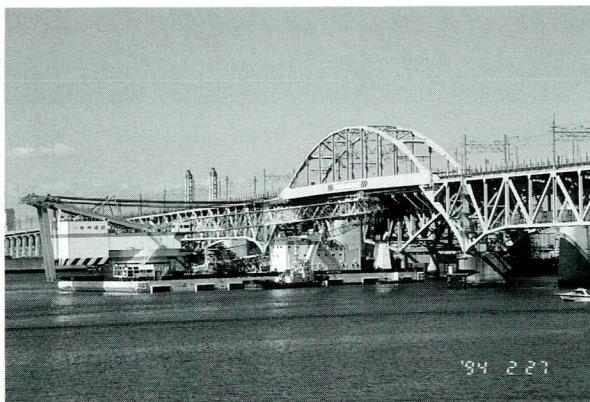


写真-1

(3) 台船入航係留

AP+1.5m 以上の潮高の時入航させ、FC と橋脚との間に台船を係留させた。

(4) 水切り・台船出航

AP+1.0m の潮高を待って水切りを行い、潮高 AP+1.3m を越えたら台船を出航させた。FC は架設まで架設待機区域で待機させた。



写真-2

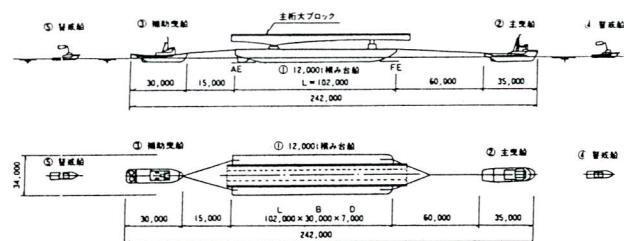


図-5 台船曳航要領図

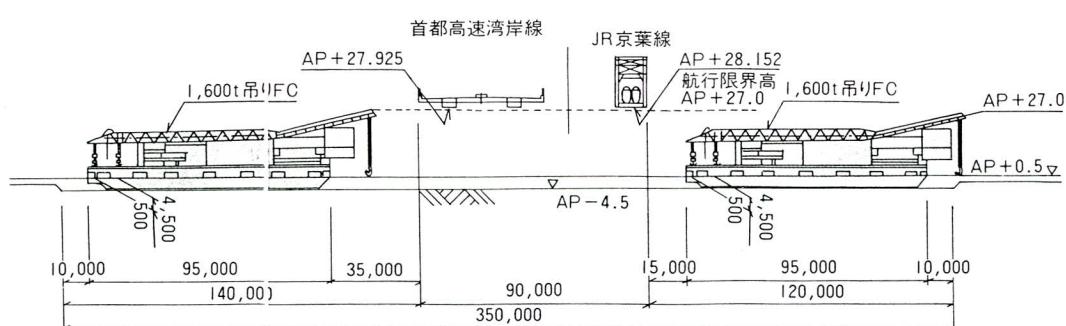


図-6 FC 既設橋梁下通過要領図

(5) 架 設

AP+1.0mの潮高となったら、FCを前進させ架設を行った。

首都高速道路との隙間は最小で750mmと接近していたため、首都高速道路通行車両より驚異とならないよう吊り上げ高さを通行車輌運転者の目線以下になるようレベルにて管理した。また、首都高橋との衝突を防止するため、FCより振れ止め索を取り、また、脚からの引き寄せ装置を手前の段階で取り付けた。

添接は、鋼床版が溶接構造であるため、FCで吊った状態で下フランジ及びウェブを仮ボルトで添接した上でセッティングビームで受けた。その際、ジョイント部に応力が入らないように両端支点（A1・P2）を上げ越

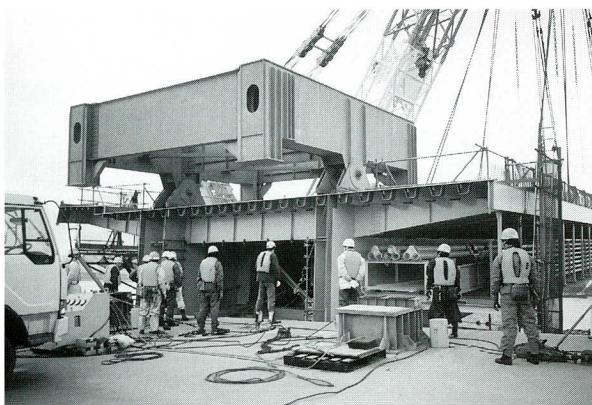


写真-4

しておき、HTB及び鋼床版溶接が完了後ジャッキダウンを行った。

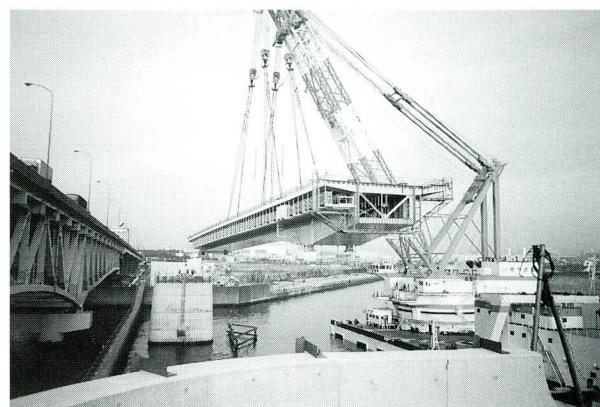


写真-3



写真-5

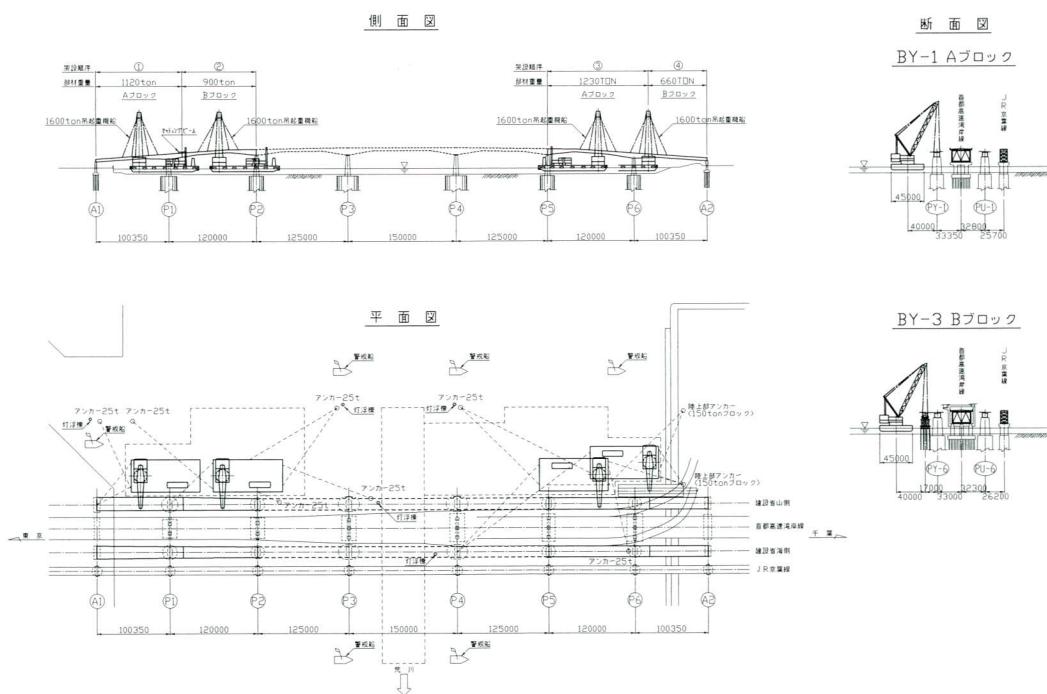


図-7 架設一般図

(6) 送り出し・横取り・降下

工事桁上に架設された桁に手延機を取り付け、送り出し装置にて48m 送り出しを行った。なお、手延機の約1/2は工場にてあらかじめ大ブロックに取り付けた。送り出し完了後横取り設備に盛り替え、17m 横取りした。横取り完了後、ジョイント部の仕口が合うまで降下し、仕口が合った状態で添接を完了させ、残りの降下を行った。

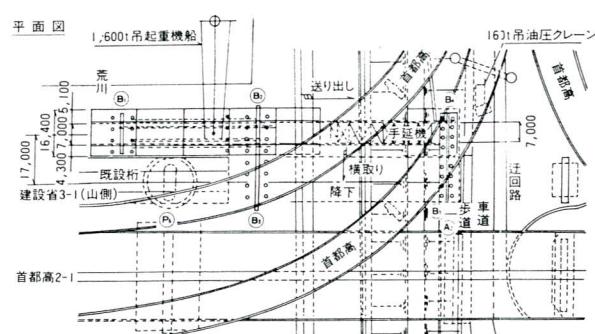
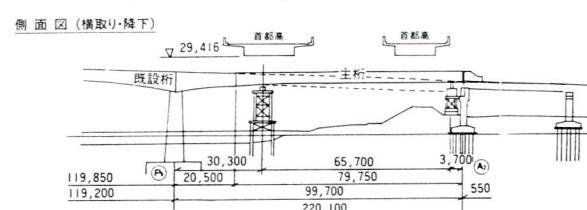
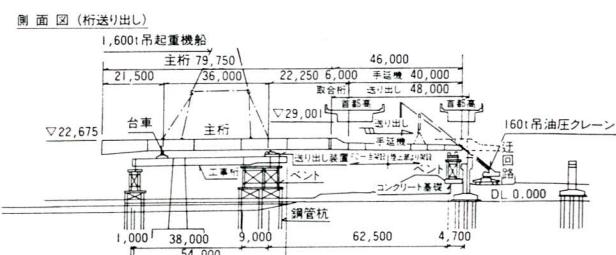


図-8 送り出し一般図



写真-6

5. あとがき

本工事は、建設省荒川下流工事事務所、高速警察及び葛西警察署、首都高速道路公団、建設省東京国道工事事務所、海上保安部、江戸川区、東京都第五建設事務所、JR 東日本、水域利用者等協議先が多かったが各機関の御協力により無事完了した。

工事は1渴水期のなかで、上部工2社、下部工2社が同時に作業を行わなければならなかったため、工事の輻輳が懸念された。

工事海域は水域利用者が多く、海上保安部の許可条件でもある水域利用者への周知及び同意が必要であるため、漏れの無いように周知徹底し協力いただいた。

作業に際しては、一般、航行船舶の航路及び安全確保に十分注意して行った。

工程としては、山側 P 6 ~ A 2 間の架設が「凌瀉→杭打ち→ベント組立→工事桁組立→送り出し・横取り・台車設備組立→桁架設→手延機組立→送り出し・手延機解体→横取り→桁端部切断→降下→添接 (HTB・溶接) →工事桁解体→ベント解体→杭切断撤去→捨石復旧」という一連の作業を1渴水期内に行わなければならないという厳しい条件の中で、工程短縮が工事のポイントになった。

工程短縮の要素としては、ベント基礎の杭の繋ぎ材をジャケット式とし、現場での溶接を減少させたこと、ベント・工事桁等を地組ヤードにてブロック化し現場作業の軽減を図ったこと、シンカーを一括撤去し解体ヤードにて解体したこと等があげられる。

海上作業は、気象・海象条件に非常に左右される。中でも、FCの入出航は主航路にての作業となるため、日曜日に限定され、また、潮高を利用するため、潮によっては入出航不可能日もあり、天候不順により作業中止になった場合は、1あるいは2週間も工程が遅れる可能性があったが、今回は、天候に恵まれ幸いしました。

最後に、本工事の計画・施工に当たり御指導いただきました首都国道工事事務所、同小松川出張所、同時施工の荒川河口橋その1工事の皆様ならびに、JV構成員のトピー工業㈱、㈱サクラダ各社の皆様方に、この紙面をお借りして御礼申し上げます。

1995. 10. 16受付

車輌大型化に伴う鋼橋主桁補強（支点増設）工事（村松高架橋）

Reinforcement (increase in number of supports) of a Steel Bridge Main Girder to Accommodate Heavier Vehicle Loads (Muramatsu Viaduct)

小 池 明^{*1} 北 原 稔^{*2} 岩 井 政 光^{*3} 脇 掛 靖 夫^{*4}
Akira KOIKE *Minoru KITAHARA* *Masamitsu IWAI* *Yasuo KUTSUKAKE*

Summary

The reinforcement of existing bridges is being considered in response to the revision of regulations on the design loads of vehicles which allows greater vehicle weight. One means of reinforcement may be to provide a continuous girder with new supports on both sides of its central support. This method would impart greater strength to the entire bridge to withstand increased loads, as a result of reducing spans in the bending moment working on the main girder. The effectiveness of such reinforcement was verified by comparing the result of stress and deflection measurements from a loading test on an actual bridge with the output of an analytical model. The result led us to the conclusion that reinforcing a main girder by increasing the number of supports is an effective way to increase the strength of an existing bridge so it can withstand heavier loads.

1. まえがき

現代の物流の大型化と将来の維持管理の軽減を図るため、現行道路橋示方書（平成6年2月）が改訂された。これにより、東名高速道路の橋梁区間は、車輌の大型化（B活荷重）に対応する耐荷力向上を目標として、損傷程度に応じて順次補強工事が進められている。

村松高架橋（215.9kp～216.7kp の内216.5kp～216.7kp 間）は、静岡県袋井市に架かる上下線各2連の3径間連続鋼桁であり、支点増設工法により補強工事が施工された（図-1）。

この工法による補強工事は過去には例がなく、試験施工的な要素が含まれており、その補強効果を確認するために、補強前後における主桁の挙動および取付部の負荷等を計測した。また、これらの結果を用いて今回の補強設計方法の検証も行った。

ここでは実橋載荷試験による補強効果と設計方法について報告する。

2. 支点増設工法

支点増設工法とは、文字どおり支点を増設する工法であるが、上部工の耐力増強方法の一つとして、既設橋脚間に新たな支点を設けることにより、支間長を短縮し、主桁に作用する応力を低減させる方法である。

村松高架橋においては、中間支点の橋脚の両側に斜支

材と称する立体トラス形式の支点支持材を設置し、新たに支点を設けている。

この工法は、以下に示す理由等により施工上最も有効な補強工法であると考えられ採用された。

- ① 橋脚高が低く、フーチングが露出している。
- ② 桁下空間が利用できる。
- ③ 床版張出長が短く、主桁増設が難しい。

3. 補強設計概要

補強設計の手順は、図-2に示す流れ図のとおりである。最初は設計条件の決定であるが、この橋は、しゅん工当時から現在までに、活荷重増加（TL-20から TT-43）による床版補強工事がなされており、上部工解析には、その補強部材（中縦桁・検査路）を增加死荷重として考慮した。また、将来施工が予定されている路肩拡幅・遮音壁設置・床版増厚等も合わせて考慮した。

新支点条件はバネ支点とし、ゴム支承と斜支材の弾性力を合成したバネ定数を用いた。

(1) 上部工の設計

上部工は、主桁と対傾構からなる平面格子として、変形法により断面力を算出して断面照査した。格子計算は、支間長の長いP3～P6Bライン（下り線）を対象として、構造および死荷重別に以下に示す3ケースで行った。また、断面照査は構造的に左右対称なので、中央

*1 技術本部第一設計部設計第二課

*3 宮地建設工業(株)橋梁構造事業部工事部課長

*2 技術本部第一設計部設計第二課課長代理

*4 技術本部保全技術室次長

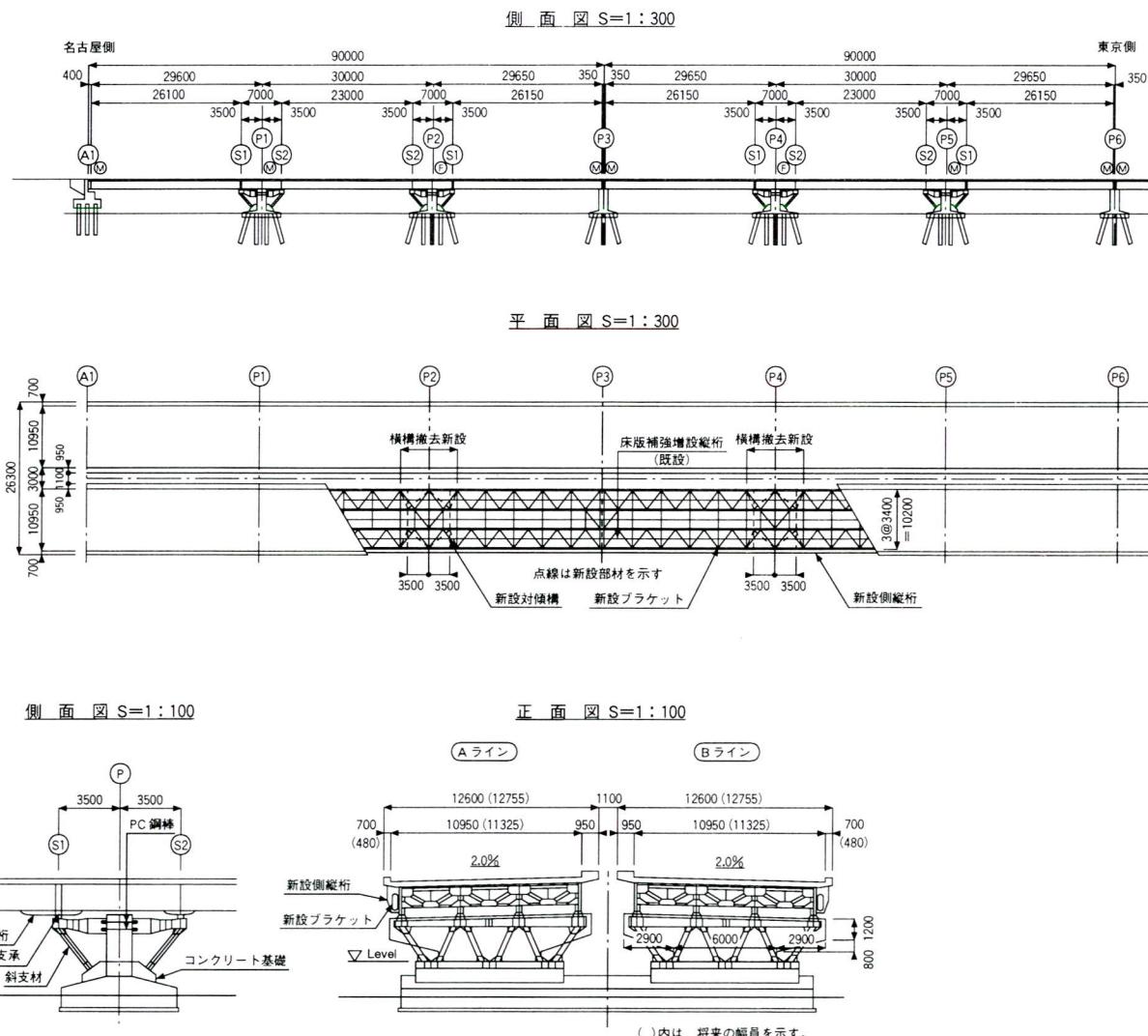


図-I 一般図

径間中央断面より片側のみで行っている。

ケース1；補強前の構造

しゅん工当時から床版補強工事によって追加された部材（中縦桁・検査路）の鋼重を、增加死荷重として考慮した。

ケース2；補強後の構造（支点増設した構造）

旧中間支点から新中間支点に盛り替え、5径間連続鉄筋とし、增加死荷重として、今回補強工事として施工した側縦桁およびブラケットの鋼重を考慮した。

ケース3；将来の構造

補強後の構造に、増加死荷重として、床版拡幅、増厚等将来施工される部材を考慮した。

ケース1は、B活荷重に対する補強前の構造の応力状態を把握するためのものとし、今回の補強工事のための

部材設計は、ケース2とケース3の内応力的に不利になる方で設計した。結果としてケース3の方が不利になった。

活荷重はB活荷重を載荷させたが、将来の構造で車道拡幅後であっても、拡幅した範囲まで活荷重が載ることはまれであると考え、車道拡幅前の幅員で載荷させた。

新支点上に関して、支点上垂直補剛材を支承幅位置に2本追加することによって、道示IIIコンクリート橋編10.3(H6.2)を準用して曲げモーメントの低減を行った。また、下フランジにI型断面（補強桁）を取り付けることにより、主桁断面の補強を行った。（図-3）

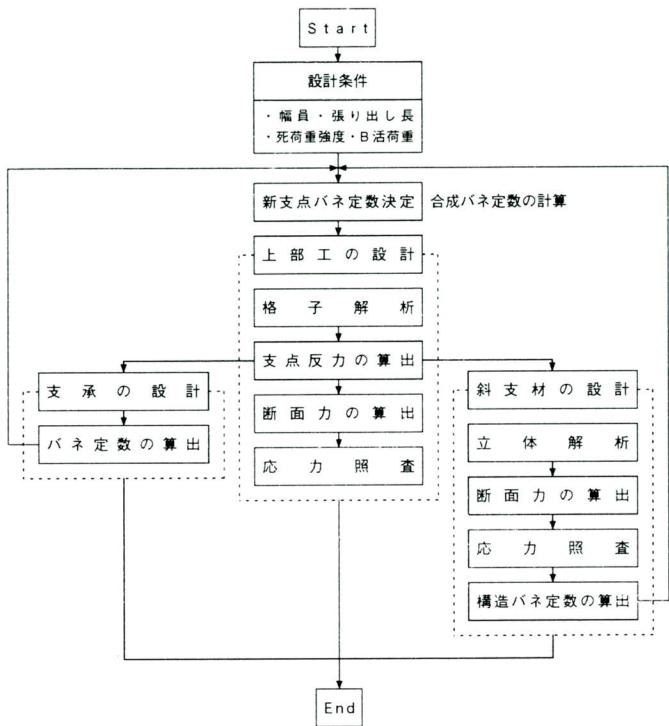


図-2 設計手順（流れ図）

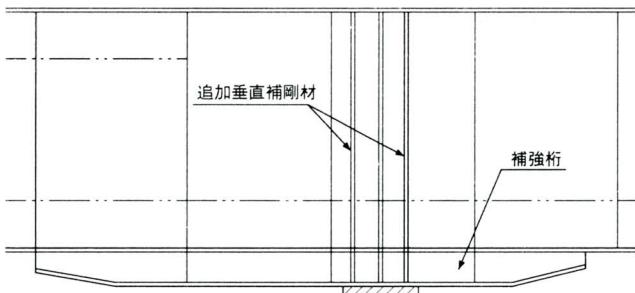


図-3 新支点部補強図

(2) 支点バネについて

支点を移設することにより、支間長7.0mという短い支間ができ、常時において中央径間側新支点に負反力が生じてしまう。この負反力を低減するために、ゴム支承の弾性変形によるバネと斜支材本体のバネ（弾性変形によるバネ）の合成バネの考え方を取り入れた。

バネ定数の設定にあたり、まず支給された設計計算書のバネ定数を用いて上部工格子計算を行い、支点反力を求めた。次に、その支点反力を用いてゴム支承の設計および斜支材の立体解析を行い、それぞれのバネ定数を求めた。こうして求めたバネ定数を用いて、再び上部工格子計算を行い、以下同じ計算を繰り返して最終的なバネ

定数に収束させた。この時、常時における負反力を低減する方法として、中央径間側新支点（以下S2と言う）のバネを硬く（バネ定数を大きく）し、側径間側新支点（以下S1と言う）のバネを柔らかく（バネ定数を小さく）した。結果として、同時にS1側の上部工応力も低減できたが、S2側の斜支材は許容応力度に対してかなり余裕のある設計となった。

(3) 斜支材の設計

斜支材の部材構成は、プラケット・横梁・斜支柱からなり、部材端条件をすべて剛結合とした。構造解析は、立体構造物として微少変形理論により断面力を算出した。

載荷荷重は、上部工格子解析結果の死荷重および活荷重による支点反力、橋軸直角方向風荷重（風上側、風下側）、地震荷重（橋軸方向、橋軸直角方向、上揚力）を支承位置に載荷させた。これらは全て上部工から作用する荷重であるが、これに比べて斜支材本体に作用する荷重はかなり小さいので、温度変化による応力のみを考慮した。

断面力の算出は、これらの荷重を組み合わせ、道示II鋼橋編2.1による許容応力度の割り増し係数で除した常時換算値を用いて立体解析を行い、断面力毎の最大値を全部材求める方法をとった。

応力の照査（断面計算）は、断面をプラケット基部・プラケット先端・横梁・斜支柱（外側）・斜支柱（内側）の5種類に分類し、断面毎に軸力・面内曲げモーメント・面外曲げモーメントのそれぞれの最大値を用いて、道示II鋼橋編3.3により行った。

4. 応力測定

(1) 測定個所

測定個所は主に以下に示す項目を確認することを目的として選定した。ゲージ等の貼付位置を図-4に示す。

- ① 補強前後の主桁の全体挙動
- ② 斜支材斜支柱およびその取付け部の負荷
- ③ 斜支材プラケットの応力

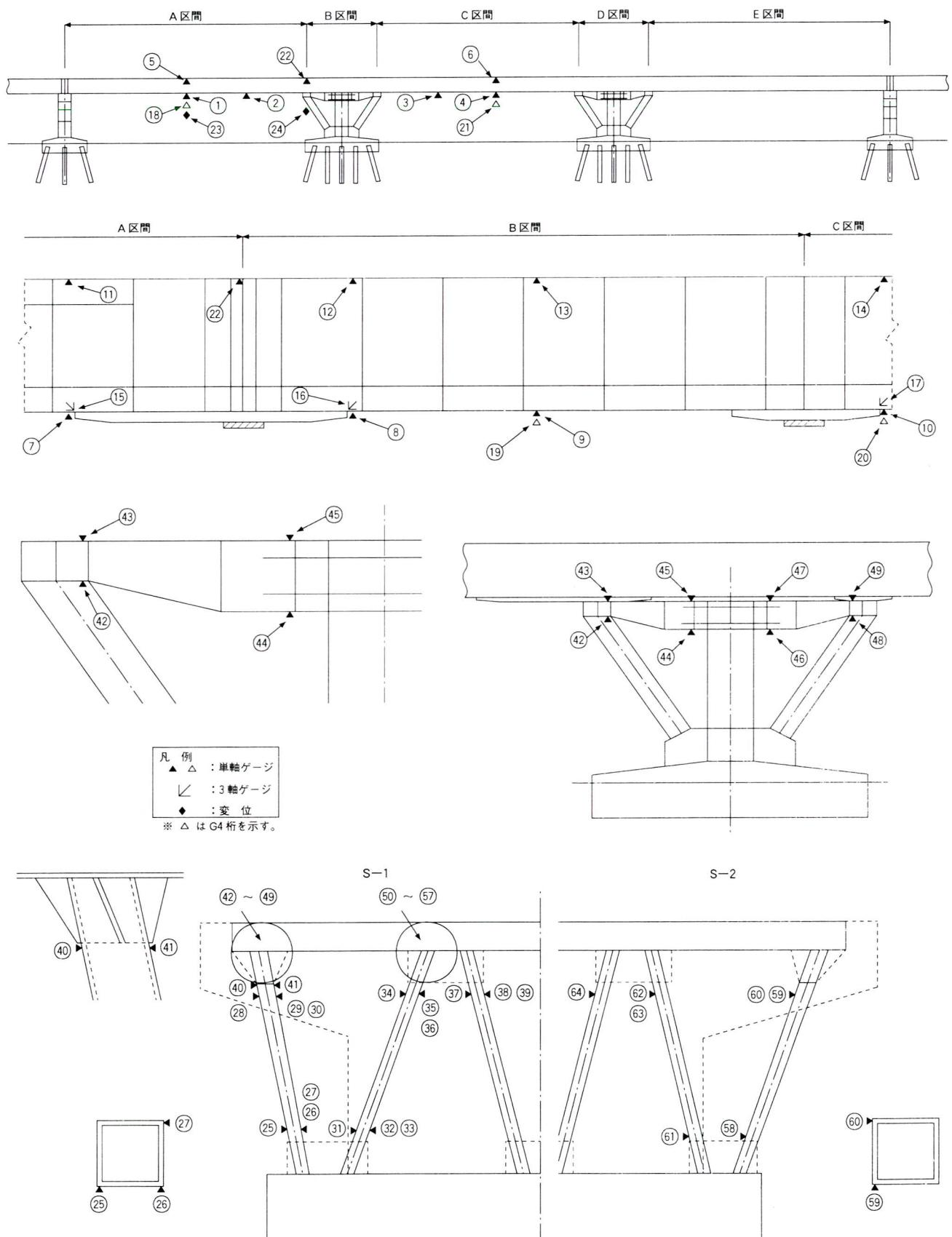


図-4 測定位置図

(2) 測定方法

補強区間の手前で一般交通の速度規制（先頭固定方法）をし、測定個所（下り線）の交通を一時的に遮断した。そして重量の計測を行った荷重車を、一般交通車輛無しの状態で補強区間を走行させ、その時の着目個所の応力ならびにたわみを計測した。

なお計測は、荷重車載荷時の応力、たわみの経時変化（応力、たわみ波形）とピーク値を記録する方法とした。

また、斜支材の設計方法の検証に用いるため、桁重量が斜支材に載荷された時点での作用応力を測定した。

この測定では、斜支材に応力が作用していない時にゲージを貼付し、旧支点から新支点に桁重量が移行する時の応力を2分間隔で経時的に計測した。

(3) 測定区間

P3～P6（下り線）（216.7kp～216.5kpの下り線）

(4) 測定荷重

測定荷重としては事前に重量を計測した荷重車を用い、G3桁およびG4桁に荷重車の片輪が載るように2台並列で走行させた。

(5) 測定機器

測定には「*BMCシステム」等を用いた。表-1に機器一覧表を示す。

*（株）BMC社開発の橋梁診断システム（応力測定、解析、評価）

表-1 使用機器一覧表

	品名	製作所	形式	性能等
荷測 重定 車用	BMC SYSTEM	BMC	橋守	16ch、6ch
	パソコン	エプソン、NEC	386Book-L PC9801 NS/A	3.5" FDD 340MBHDD
死測 荷定 重用	データロガー	（株）共和電業	UCAM-70A	3.5" FDD メモリガード
	スキャナー	（株）共和電業	USB-70A	50点増設用
付属機器	ひずみゲージ	（株）共和電業	KFW-5-120-C1 DI7-IIL1	ゲージ長：5mm
	ブリッジボックス	BMC	BMC ブリッジ	
	延長ケーブル	BMC		ケーブル長： 10, 20, 30m

5. 測定結果および考察

(1) 荷重車載荷測定

1) 主桁の全体挙動

補強前後における測定結果を一覧表の形で整理したものを表-2に示す。ただし、同表では、補強前後における荷重車の総重量が異なるため、以下のような補正係数を補強前の測定値に乗じている。

補強前の荷重車総重量を補強後のそれと等値な総重量に換算するには格子分配効果を考慮する必要があるが、補強の前後における荷重車総重量には大きな差がないことから、ここでは単純にそれぞれG3桁およびG4桁について補強後の総重量に対する補強前の総重量の比を補正係数とした。

$$\text{G3桁} : 20.40\text{tf} / 20.95\text{tf} = 0.974$$

$$\text{G4桁} : 20.95\text{tf} / 21.00\text{tf} = 0.998$$

結果として以下の点が言える。

- ① 主桁のL/2、L/4点の下フランジ応力は、側径間、中央径間とも補強前に比べて補強後は1～2割程度低減している。
- ② 上フランジの応力は2～4割低減している。
- ③ 側径間のたわみも2割低減している。
- ④ 旧支点部ソールプレート近傍の応力は、350～385kgf/cm²の高い圧縮応力が働いていたが、補強後は60～90kgf/cm²と低減している。これは、補強前ではソールプレートの溶接の影響で局部応力が加わっていたものと考えられ、補強後は、ソールプレートおよびその溶接の撤去に伴い局部応力がなくなったと考えられる。また、構造系が変わったこと（3径間連続桁から5径間連続桁に変化）により下フランジに引張り応力も生ずるが40～50kgf/cm²程度である。
- ⑤ 新支点部については、以下のことがわかる。
 - 補強桁取付け部の主桁下フランジの応力は100～140kgf/cm²程度の圧縮応力で構造系変化による影響はあるものの顕著な差は見られない。
 - 補強桁取付け部の主桁上フランジの応力も構造系変化による差はあるもののその絶対値は小さい。
 - 主桁腹板の応力は水平応力よりも鉛直応力の方が大きいが、値は130～190kgf/cm²である。

表-2 上部工測定結果一覧表

主 桁 の 全 体 挙 動									
ゲージ No.	補 強 前			補 強 後			補強後の比率		
	測定値(kgf/cm ²)		換算 係数	換算値(kgf/cm ²)		測定値(kgf/cm ²)	最大側	最小側	
	最大値	最小値		最大値	最小値	最大値	最小値		
1	227	-34	0.974	222	-33	201	-20	0.9	0.6
2	232	-64	0.974	226	-63	179	-32	0.8	0.5
3	192	-79	0.974	187	-76	160	-49	0.9	0.6
4	244	-60	0.974	237	-59	188	-27	0.8	0.5
5	17	-61	0.974	17	-60	10	-50	0.6	0.8
6	21	-99	0.974	21	-96	17	-92	0.8	1.0
7	146	-104	0.974	142	-101	88	-101	0.6	1.0
8	42	-133	0.974	41	-129	64	-140	1.6	1.1
9	91	-385	0.974	88	-375	53	-61	0.6	0.2
10	106	-109	0.974	103	-106	31	-109	0.3	1.0
11	23	-66	0.974	23	-65	35	-41	1.5	0.6
12	46	-19	0.974	45	-19	29	-8	0.6	0.4
13	58	-6	0.974	57	-6	15	-23	0.3	3.9
14	30	-36	0.974	29	-35	79	-6	2.7	0.2
15-X	—	—	—	—	—	52	-42	—	—
15-Y	—	—	—	—	—	63	-101	—	—
15-Z	—	—	—	—	—	92	-133	—	—
16-X	—	—	—	—	—	43	-101	—	—
16-Y	—	—	—	—	—	18	-6	—	—
16-Z	—	—	—	—	—	12	-77	—	—
17-X	—	—	—	—	—	19	-80	—	—
17-Y	—	—	—	—	—	14	-75	—	—
17-Z	—	—	—	—	—	20	-189	—	—
18	289	-55	0.998	288	-55	238	-15	0.8	0.3
19	82	-359	0.998	81	-358	38	-87	0.5	0.2
20	109	-197	0.998	109	-196	44	-151	0.4	0.8
21	317	-97	0.998	317	-97	231	-33	0.7	0.3
22	23	-37	0.974	23	-36	39	-6	1.7	0.2
ゲージ No.	測定値(kgf/cm ²)	換算 係数	換算値(kgf/cm ²)	測定値(kgf/cm ²)	補強後の比率				
	最大値	最小値		最大値	最小値	最大値	最小値	最大側	最小側
23	1.0	-5.2	0.974	1.0	-5.1	0.4	-4.2	0.4	0.8
24	0.7	-1.7	0.974	0.7	-1.7	0.1	-0.7	0.1	0.4

注) 表中で + : 引張、- : 圧縮を示す。

2) 斜支材斜支柱およびその取付け部の負荷

斜支材斜支柱およびその取付け部における測定結果を一覧表の形で整理したものを図-5に示す。

斜支柱に作用する圧縮応力は最大で150kgf/cm²程度である。また、参考までに単純平均して算出した軸応力は120kgf/cm²程度であり、軸圧縮力としても6~20tfである。

曲げ応力に関しては、構面内、構面外とも軸応力の10~20%程度働いている。

斜支柱取付け部のガセット先端には350kgf/cm² (34.6 MPa) の圧縮応力が働いている。この継手は強度がG等級: 50MPa (510kgf/cm²) (JSSC鋼構造物の疲労設計指針・同解説、面外ガセットすみ肉溶接継手 $\ell > 100$ mm) であることから、今後一般交通下では疲労上検討する必要があると思われる。

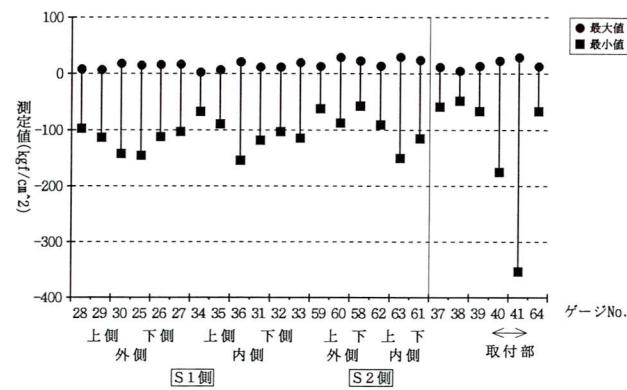


図-5 荷重車載荷時の斜支材斜支柱応力

3) ブラケットの応力

斜支柱取付け部のブラケットに作用する応力について一覧表の形で整理したものを図-6に示す。

ブラケットの応力は最大でも120kgf/cm²程度であるが、先端の下フランジに関しては他の個所に比べ応力が大きく出ており、ナックル部の板曲げ応力が働いていると思われる。全体としては、作用応力は小さく耐荷力には問題はない。

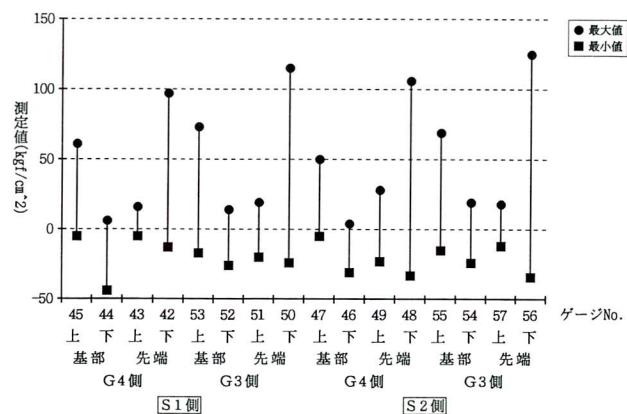


図-6 荷重車載荷時のブラケット応力

(2) 術死荷重反力による斜支材斜支柱応力測定

支承盛り替え時の斜支柱に作用する応力測定結果とし

て、支点移設前後の応力をそれぞれ平均し、参考値としてその平均値から軸力を算出し、一覧表の形に整理したものを表-3に示す。ただしこの計測では交通規制をしていないため、一般交通（活荷重）の影響が若干あらわれている。

結果をみると、斜支柱の軸力は外側と内側を比べると外側の方が大きくなっている。また、外側の斜支柱の軸力はS1側のほうがS2側より大きいが、内側の斜支柱は反対にS2側のほうが大きくなっている。つまり、設計時の応力状態とは傾向が若干となるが、「6. 設計方法の検証」において改めて設計値と比較し、この点についての検討を行う。

表-3 桁載荷時の斜支材斜支柱平均応力、軸力一覧表

ゲージ No.	桁載荷時の斜支材斜支柱平均応力、軸力			
	平均応力値 (kgf/cm ²)		応力範囲 (kgf/cm ²)	断面積 (cm ²)
載荷前	載荷後			軸力 (tf)
26	16	-375	-391	158.5 -62.0
29	-7	-441	-434	158.5 -68.8
32	-25	-261	-236	110.5 -26.1
35	5	-204	-209	110.5 -23.1
38	3	-143	-146	110.5 -16.1
58	-6	-208	-202	276.2 -55.8
59	1	-202	-203	276.2 -56.1
60	-24	-285	-261	276.2 -72.1
61	-3	-423	-420	110.5 -46.4
62	-13	-262	-249	110.5 -27.5
63	-18	-427	-409	110.5 -45.2
64	14	-241	-255	110.5 -28.2

注) 表中で + : 引張、- : 圧縮を示す。

6. 設計方法の検証

今回の様な補強工事は過去に例がなく、その設計方法に対する明確な基準がないので、一般橋梁の設計・補強・補修に対する基準を準用し、かつ工学的判断による仮定の下に設計せざるを得なかった。従って、この設計方法の妥当性をみるために、以下に示す項目に関して実橋載荷試験による結果と設計値を比較して検証した。ただし、ここで言う実橋載荷試験による結果とはあくまで、計測時点での荷重状態の変化に伴う応力（ひずみ）の変化状態、つまり試験車による応力の変化状態である。

- ① 現橋に今回補強工事として施工した外縦桁・ブレケットを取り付けた状態で、補強前後（支点移設前後）の主桁の応力・たわみを比較する。
- ② 補強後の状態で、斜支材の応力を検討する。

③ 補強後の状態で、新支点位置でのたわみを検討する。

①を用いて上部工構造解析モデルの妥当性および補強設計方法の評価をする。②を用いて斜支材の設計方法の妥当性を評価する。また、合成バネ定数の評価として③を使用する。

(1) 上部工構造解析モデルの妥当性

表-4～7に側径間中央に荷重車を載荷させた場合の、上部工における応力度およびたわみの補強前後における実橋載荷試験の結果と設計値の比較表を示す。ここに、設計値において非合成と合成があるが、当初設計では非合成桁として断面を決定しているが、現在では床版コンクリートも硬化しており、ある程度合成作用が予想されるので、非合成桁の場合と合成桁（n=7）の場合の両方につき計算値を算出した。

補強前後における応力度の測定値を絶対値でみると、下フランジ側に比べ上フランジ側の方がかなり小さくなっている。これは、その点での応力を床版も受け持っていることが言える。つまり予想したとおり、ある程度の合成作用があることを意味する。また、たわみに関しても、合成桁として解析した設計値が測定値に近い値となっている。しかし、モデル化において合成桁にする場合、どの程度の合成作用があるかが分らないという問題がある。また解析結果からも分かるように、非合成桁の方が解析値が大きくなるので、モデル化としては、非合成桁とすることで安全側の設計になると言える。

表-4 補強前における上部工応力度の比較

補強前における上部工応力度						
着目点	ゲージ No.	測定値 (kgf/cm ²)	設計値／設計値		測定値／設計値	
			非合成	合成	非合成	合成
側径間中央	U-FLG. L-FLG.	5 1	-45 224	-328 342	-18 270	0.1 0.7
	U-FLG. L-FLG.	6 4	5 -35	77 -84	4 -67	1.3 0.4

表-5 補強前における上部工たわみの比較

補強前における上部工たわみ						
着目点	ゲージ No.	測定値 (mm)	設計値／設計値		測定値／設計値	
			非合成	合成	非合成	合成
側径間中央	23	-5.2	-13.665	-5.786	0.4	0.9
新中間支点	24	-1.3	-3.653	-1.543	0.4	0.8

表-6 補強後における上部工応力度の比較

補強後における上部工応力度							
着目点	ゲージ No.	測定値 (kgf/cm ²)	設計値 (kgf/cm ²)		測定値/設計値		
			非合成	合成	非合成	合成	
側径間中央	U-FLG. L-FLG.	5 1	-40 199	-246 257	-15 221	0.2 0.8	2.7 0.9
	U-FLG. L-FLG.	6 4	0 -15	2 -2	0 -6	0.0 7.6	1.0 2.5

表-7 補強後における上部工たわみの比較

補強後における上部工たわみ						
着目点	ゲージ No.	測定値 (mm)	設計値 (mm)		測定値/設計値	
			非合成	合成	非合成	合成
側径間中央	23	-4.2	-7.8	-3.9	0.5	1.1
新中間支点	24	-0.6	-0.6	-0.5	1.1	1.1

(2) 斜支材設計方法の検証

設計値は、補強後の状態で新支点反力が最大になる位置に荷重車を載荷させて格子解析した結果の新支点反力を荷重として載荷させ、立体解析を行い応力度を算出したものである。

斜支材に関しては、設計上、有効断面として断面を小さく考えているので、安全側の設計になっている(表-7)。また先端の下フランジ側は、板の曲げ加工の影響があり、応力度の測定値が大きく出ているため局部応力として評価する方が妥当である。

斜支柱に関しては、実橋載荷試験結果と設計値を比較すると、応力はほぼ同じ傾向で現れているが、値としては測定値の方が小さくなっている(図-8)。また、死荷重載荷時の測定値と設計値を比較すると、前述したが内側に比べ外側の方が大きく、S2に比べS1の方が大きく現れている(図-9)。この点に関しては、設計値と同じ傾向であるが、その比率をみるとS2側内側に荷重が偏っていることがわかる。これは一般交通下での計測による影響や計測誤差も考えられるが、支点移設時の支点の高さの管理精度も影響していると思われる。ここで、測定値のB活荷重に対する照査をした。その結果を表-8に示す。S2の内側に関しては、死荷重応力は設計値に対しかなり大きく現れていたが、活荷重(荷重車)応力は設計値と同様な傾向となっており、全体としては許容応力内に入っているため、強度的には問題はない。

以上より、構造モデルとしては支点条件、部材の結合条件等若干の検討は必要であるが、応力状態をみると、前述したS2側斜支柱以外は上部工と同様な傾向で設計

値の方が大きくなっているため、安全側の設計であると言える。

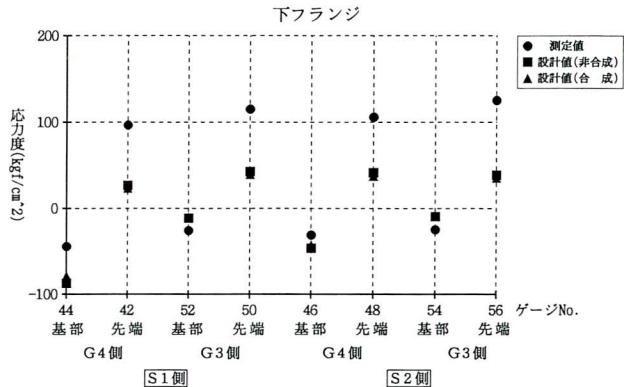


図-7 斜支材プラケット応力度(荷重車)

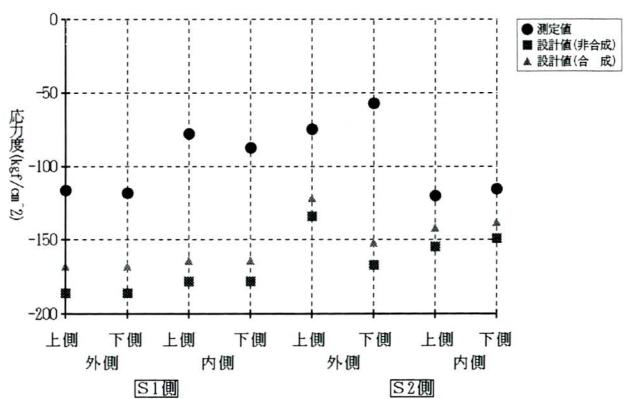


図-8 斜支材斜支柱応力度(荷重車)

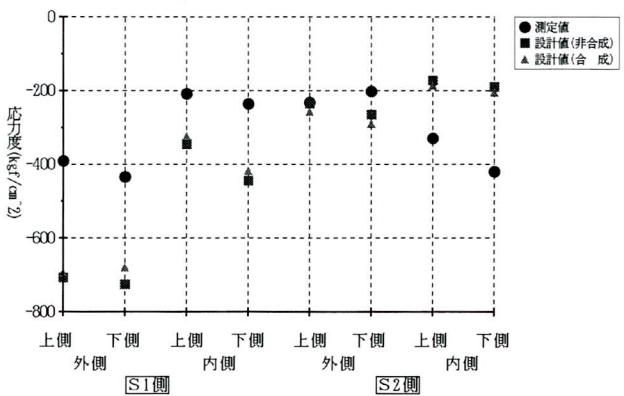


図-9 斜支材斜支柱応力度(死荷重)

表-8 斜支材斜支柱応力実橋載荷試験結果のB活荷重に対する検討

斜支材斜支柱B活荷重に対する検討								
着目点		ゲージ	σ_d	σ_l	RB	R	i	σ
S1側	外側	上側	29	-391	-113	84.175	26.444	0.263
		下側	26	-434	-112	84.175	26.444	0.263
	内側	上側	35	-209	-89	85.978	20.203	0.263
		下側	32	-236	-103	85.978	20.203	0.263
S2側	外側	上側	59	-203	-62	65.911	24.678	0.274
		上側	60	-261	-87	65.911	24.678	0.274
		下側	58	-202	-57	65.911	24.678	0.274
	内側	上側	62	-249	-90	73.006	18.148	0.274
		上側	63	-409	-150	73.006	18.148	0.274
		下側	61	-420	-115	73.006	18.148	0.274

$\sigma = \sigma_d + \sigma_l * RB / R * (1 + i) \leq \sigma_a$
 但し σ : 測定値のB活荷重に対する応力度 (kgf/cm^2)
 σ_d : 死荷重に対する測定値
 σ_l : 荷重車に対する測定値
 RB : B活荷重に対する設計支点反力 (tf)
 R : 荷重車に対する設計支点反力 (tf)
 i : 衝撃係数
 σ_a : 許容圧縮応力度 (kgf/cm^2)

(3) バネ定数の検証

新支点1での実橋載荷試験によるたわみと格子解析によるたわみの差は10%程度みられるが、値としては非常に小さく、測定精度の点から考えても誤差と考えてよい。よってバネ定数は妥当であると言える。

7. まとめおよび今後の展望

まとめおよび今後の展望として、本補強工事（支点増設工法）では以下のことが挙げられる。

- ① 主桁の応力、たわみは補強により1～2割低減されている。
- ② 補強前後の構造系の変化による応力増もあるが、その値は小さく耐荷力には問題がない。
- ③ 主桁の合成作用は確認されたが、その程度は設計時点では予測できない。よって、非合成桁として格

子解析し、断面力を算出した今回の方法は妥当である。

- ④ 常時での負反力を解消するために、またバネ定数を調整するためにも、ゴム支承と斜支材の合成バネとすることは妥当である。
- ⑤ 斜支材プラケット先端の応力が設計値に比べ小さいので、構造モデルとしては、部材の結合条件をすべて剛結合にするのではなく、斜支材取付け部をピンとみなす構造としてもよい。
- ⑥ 今回の測定において、斜支柱取付け部は継手の等級に対して、疲労照査を必要とする応力範囲となっている。そしてその寿命は、頻度測定を行うことにより推定できる。しかし、設計段階でその継手の等級（疲労強度）を上げることにより、寿命を延ばすことができる。この点から、疲労強度の高い高力ボルト摩擦接合継手構造を検討してもよい。
- ⑦ 設計方法と同様に、製作、架設に関しても明確な基準がないので、応力度的に余裕を持った設計が必要である。

8. おわりに

この工事を実施するにあたり、日本道路公団東京第一管理局ならびに同袋井管理事務所の担当者の方々には多大なるご指導を頂きました。また、計測に関しては、㈱BMCの小芝主任技師に大変御協力頂きました。誌面を借りて深く感謝いたします。

〈参考文献〉

- 1) (社)日本鋼構造協会編、鋼構造物の疲労設計指針・同解説、技報堂出版、1993

1995.10.30受付

パソコン LANによる設計の効率化について（続報）

Efficiency Improvement in Designing with Personal Computer LANs (follow-up report)

川端一広^{*1} 鳥羽勇造^{*2}
Kazuhiro KAWABATA Yuuzo TOBA

Summary

Personal computer local area networks have entered a new era of by virtue of the Windows NT operating system. A personal computer LAN in our Design Department capitalizes on network software and contributes very much to improving the efficiency of design work.

1. まえがき

近年のネットワーク技術の発展、普及により、イーサネットに代表される LAN を用い、容易かつ安価にネットワークの構築ができるようになった。

本社設計部では、パソコン LAN の構築を平成3年8月から始め、その概要はすでに宮地技報第8号（1992年8月）に“パソコン LAN による設計の効率化について”で紹介した。その後、設計部で実用を開始して4年になるが、その間ハードウェアであるパソコンの低価格化が急速に進み、LAN 下のパソコン台数が大幅に増加している。

LAN 化されていない場合、そのパソコン各々にアプリケーションソフトをインストールする作業や、バージョンアップ作業だけでも大変な労力になる。さらに、最近の Windows にみるアプリケーションソフトの巨大化もこれに一層拍車をかけ、ましてそれぞれのパソコンの環境（CONFIG.SYS 等）もさまざまなものため、設定がかなり困難になる。このような電算機周辺の環境変化とディスクワークの効率化要求によりパソコン LAN は必須となっている。これらの背景から、企業のパソコン LAN 化率は急速に増えている。

UNIX ワークステーション、大型汎用コンピュータ間のデータのやりとりを確立するうえでも、各パソコンを LAN で接続させることは重要となっている。

設計部では、UNIX ワークステーションによる LAN

利用、F 社系パソコンの汎用コンピュータ端末使用以外にも、台数の多い N 社系パソコンを、ネットワーク使用で N 社パソコンに拡張性を持たせ、UNIX ワークステーションの端末としても、使用できるよう拡張性をもたせている。

従来のコンピュータ管理以外に、ネットワーク管理の項目が加わり、コンピュータの管理はさらに高度なものになってきた。だが、ネットワークはシステムの使いやすさや操作性の向上など、構築、管理の苦勞に見合うだけの効果が期待できる。

ここでは、パソコンの LAN の概要と動向、設計部でのパソコン LAN の使用方法および、今後の課題について報告する。

2. LAN の現状

(1) パソコン LAN とは

パソコンは、キーボード、ディスプレイ、フロッピーディスク、ハードディスクそしてプリンターを組みとして1台を構成している。このうちプリンターを除く機器は、パソコンを操作するために常に必要とする装置であるが、プリンターは必ずしもそうではない。

プリンターは出力装置であり、パソコン処理中常に使うものではない。かといって、いつ使うか分からぬから備えておかなければならない。そこで、何台かのパソ

*1 技術本部設計部設計開発課

*2 技術本部設計部次長

コンに対してプリンターを1台用意しておき、必要なときにこれを交代で使うようになるのが効果的であり経済的である。この場合、いずれか1台のパソコンにプリンターを接続しておき、プリンターが必要なときにそのパソコンを使うか、あるいは、そのつどノートパソコンを必要とするプリンターのところへ持ち込んで、接続する方法が用いられる。

そこで、全てのパソコンとプリンターを1本の配線の上につなぎ、ネットワークOS（以後NOSと略す）のもとで、出力したいプリンターに切り替えて共用する方法が、近年用いられる用になった。このような、パソコンやワークステーションを、相互につなぐことによって、大型汎用機に匹敵する仕事をまかなおうとするシステムがパソコンLANである。パソコンLANの実現によって、常時使用しないプリンターを共同使用し、利用率を高めたり大容量のディスクを共有して、ディスクを経済的に使用することが可能となる。共有ディスクの中のプログラムや、データを共有で使用することができ、効率性と正確性の向上が期待できる。

パソコンLANを構築するため必要なものとしては、まずはケーブル10BASE規格のもの（10Mbpsの高速通信ができ、距離によってケーブルの種類がかわる。）とLANボード、ハブそしてソフトウェアとしてはNOSが必要である。

(2) NetWareについて

NOSの中で代表的な製品として一番には、ノベル社のNetWare、次にWindowsNT3.5が挙げられる。現在、設計部で採用しているNOSは前者のNetWare3.11Jである。IPX/SPXプロトコルを使用したこの製品は高速性、安定性の高さなど製品パフォーマンスの高いNOSである。さらに、さまざまな要求に応える周辺機器や対応ソフトなどが数多く発売されており、そのサポート体制の充実ぶりからも世界でまた、日本で最も普及しているNOSである。このNetWareはサーバー専用機が最低一台必要であり、そのハードディスクにNOSが入る。クライアントはそのサーバーにログインすることにより、サーバーのハードディスクを仮想ドライブとして認識し、あたかも自分のハードディスクのように使用できる。アクセススピードも自分のハードディスクと同等かそれ以上に高速である。

ハードディスクに入っているファイルやディレクトリーはUNIXと同様、所有者や権利を設定できるため

(UNIXよりも詳細な設定が可能) ファイル管理は容易である。出力プリンターも、そのパソコンに接続しているプリンターやネットワークボードをプリンター自身に付けることにより、ネットワークプリンターとしてクライアント全員が使用できるようになる。

また、電子メール機能も附加されており、全員、グループ、個人にメッセージが瞬時に送れるので、素早い情報伝達が可能である。もちろん、NetWareにログインしている人に限ることは云うまでもない。また、電話は相手が不在の時つながらないが、電子メールを使えば帰ってきてからゆっくり目を通すことができ、電話と違い相手の仕事を中断させることもない。しかし、電子メールやグループウェアまた、UNIXとの統合、リモートアクセスなどの機能は、全てオプション扱いであるため、多少コストがかかるといったデメリットがあるのも事実である。（各NOSの比較と発展経緯を表-1、2に示す）

表-1

ネットワークOS	メリット	デメリット
NetWare	<ul style="list-style-type: none"> ・ファイルアクセスが高速・周辺機器が豊富 ・導入例が多い ・サポートするベンダーが多い 	<ul style="list-style-type: none"> ・サーバー専用機が必要 ・クライアントの資源が開放できない ・コストがかかる
LAN Manager	<ul style="list-style-type: none"> ・日本語Windows3.1にLAN機能を付加できる ・1ドメインにつきライセンスフリー ・DHCPに対応 	<ul style="list-style-type: none"> ・自分の資源を開放できない ・コンベンショナルメモリーを圧迫する
Windows NT	<ul style="list-style-type: none"> ・サーバー上でもWindowsアプリが動く ・システム全体の資源を有効利用できる ・電子メールやスケジュール管理などのツールが標準装備 	<ul style="list-style-type: none"> ・導入事例が少ない ・サポートするベンダーが少ない（経験不足） ・要求するハードウェア資源が高い（特にメモリー）
Windows for Workgroups	<ul style="list-style-type: none"> ・LAN機能や電子メールが標準装備 ・現状では最も安定したWindows（16ビット） ・AtWorkFaxでFaxサーバーになる 	<ul style="list-style-type: none"> ・日本語版がない ・Win/Vで日本語が可能だが、ファイル名に日本語を使うと問題あり ・WindowsNTと相性の悪いツールがある（クリップブック、チャットなど）
Windows95	<ul style="list-style-type: none"> ・LAN機能や電子メールが標準装備 ・GUIの進化 ・MicrosoftFAXでFaxサーバーになる ・Plug&Playによる設定の簡易化 	<ul style="list-style-type: none"> ・OSとして安定度に不安あり

表-2 IBMとマイクロソフトのOSの発展経緯

年	IBMのパソコン	IBMのOS	マイクロソフトのOS	特記すべき技術	備考
1981	IBMPG	PC-DOS バージョン1.0 PC-DOS バージョン1.1	MS-DOS バージョン1.0 MS-DOS バージョン1.1	シングルタスク シングルタスク	Q-DOSベース マイクロソフトの独自開発
1983	IBMXT	PC-DOS バージョン2.0	MS-DOS バージョン2.0	シングルタスク	
1984	IBMAT	PC-DOS バージョン3.0	MS-DOS バージョン3.0	シングルタスク	マックOS (システム) マルチタスク、GUI
1987	PS/2	OS/2 バージョン1.0 ('88プレゼンテーション・マネージャ(PM))	OS/2 バージョン1.0	GUIマルチタスク 仮想記憶	
1990			(Windows3.0)	GUIマルチタスク	
1992		OS/2 バージョン2.0	(Windows3.1)	GUIマルチタスク マイクロカーネル化32ビット化	IBMの 独自開発
1993	ベンティアム 搭載マシン	OS/2 バージョン2.1	WindowsNT	GUIマルチタスク マイクロカーネル化マルチプラットフォーム	
1995			Windows95		

(3) LANの動向

今まででは、NOSというとノベル社の独壇場であったが、最近ではマイクロソフト社のWindowsNT3.5の出現により、その地位も揺らぎつつある。この製品はピア・ツー・ピア型のLANで、価格もNetWareより安価でありサーバー専用機が必要ない。リモートアクセスを得意とするため、LANにつながっているほとんどの資源を全員で共有できる。(NetWareでこれをするとには、オプションで別製品が必要)従って、クライアントのハードディスクはもちろんのこと、光磁気ディスク、CD-ROMまでも共有できるため、全てのクライアントにこれらを付ける必要がなく、資源のより有効な活用が可能となる。

また、Windows95においては電子メールやスケジュール管理、TCP/IPによる接続などの機能が標準で装備されており、FAXソフトも標準でバンドルされている。

日本版は、95年11月発売予定でありまた、Windows3.1とはほとんど同じGUIというのも最近の人気の一つである。ここまでいいこと尽くめだが、実際はまだ実績に乏しいことと多量にメモリーを必要とするため(最低でも14Mバイトは必要)、高価なメモリーの追加が必要となる問題もある。

(4) LANの効果について

今まで、NetWareを使って感じたメリット、デメリットを以下に簡単にまとめる。

メリット

- ①アプリケーションソフトの一元管理(インストールが一台で済む)ができる。
- ②ファイルの共有ができる。
- ③ファイルに所有者や権利設定ができるため、運用管理しやすい。
- ④プリンターの共有ができる。
- ⑤ユーザー間のデータ授受が楽であり、また、フロッピーに入りきらない大量のデータもやり取りができる。
- ⑥ハードディスク容量の小さいパソコンの有効利用ができる。
- ⑦メールを送ることで、情報を確実にしかも迅速に伝達できる。
- ⑧CD-ROMの共有(3.12Jにバージョンアップ後可能)により地図や辞書等の検索ができる。

デメリット

- ①高性能なパソコンを一台サーバーとして保有する。
- ②印刷する時一度プリンターに接続する作業が必要となる。(NetWare対応ソフトでは不要)
- ③NetWareに対応していないソフトウェアの中にはドライブを認識しなかったりハングアップしたりするものがある。
- ④ネットウェア対応ソフトの値段が高価である。
- ⑤ハードウェアであるパソコンやワークステーションが異機種で、かつ新旧混在であるため、それぞれのマシンごとに環境(ドライブなど)が異なる。従って、アプリケーションソフトの設定をそのハードウェアに都合良く設定できない。

(5) 障害対策について

システムが重大な障害を受ける事故に対し、信頼性を確保するため、無停電電源装置とシステムバックアップがある。

1) 無停電電源装置

一番重大な障害事故に電源の停止がある。サーバーやクライアントで処理中のデータは、一瞬にして致命的な障害を受ける。そこで、停電時には即、電池からの電気

供給に切り替えシステムの障害を防ぐのが無停電電源装置（UPS）である。

使用している装置は、アメリカン・パワー・コンバーション社の smartups1250 である。UPS はそのバッテリーの持続時間により価格が変わってくるが、設計では価格の安価な約 5 ~ 10 分持つものとした。

理由は、停電で一番多いのが瞬間停電で約 1 ~ 3 秒であるのと、10 分以上の停電はまずないと考え、また、10 分あればデータ保存処理の時間として十分と判断して決めた。

2) バックアップ

現在は、一定期間（約週 2 回程度）に MO の接続されているクライアントパソコンから、サーバーのディスクを手動で COPY し保存している。

将来的には、Backup 用ソフトが付いた DAT を使用し指定時間に自動的に Backup を取ることを考えている。

3. 設計業務の電算化と LAN

(1) プログラムと運用ハードウェア

橋梁設計に、本格的に電算機を利用始めたのは 1960 年代前半である。当時の電算機は、主記憶装置 64KB 程の小さなものであった。その後、汎用機の利用が長く続いていたが、近年 EWS やパソコンの高性能化により、急速なダウンサイジングが進んでいる。

現在、橋梁設計は線形から数量計算に至る全作業が、電算機を中心に進められている。従来手書きであった部分も、ワープロや作表ソフトが使用されパソコンの導入率は 1 人 1 台にならんとしている。また、パソコン OS が DOS から Windows に移行するに従い、従来の紙での切り張りから複数ソフトによる画面の合成も容易になり、計算書の作成にも CAD が活用されている。

以下に、当社における設計業務の電算化の現状と電算機利用の現況を示す（LAN 構成を図-1 に示す）。

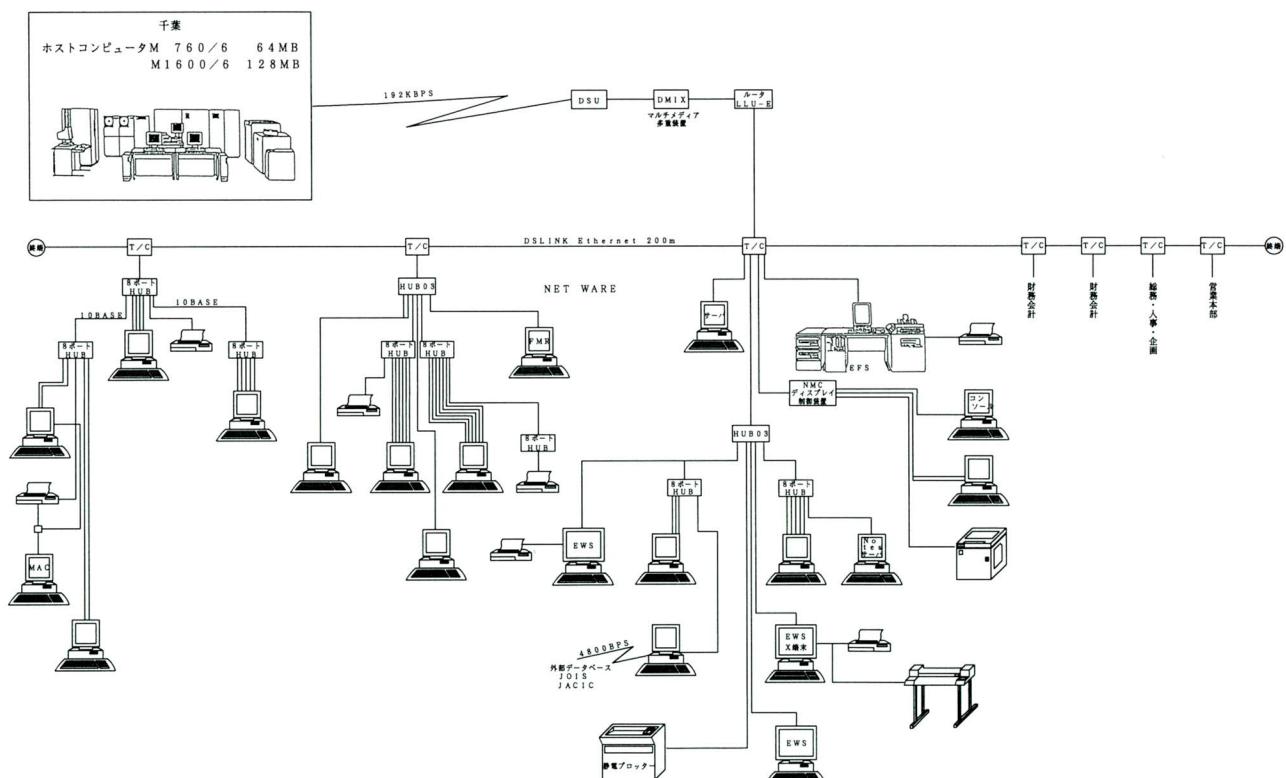


図-1

1) 自動設計、自動製図の適用構造物

表-3 のプログラムを、EWS にて運用している。

表-3

		R C 床 版		鋼 床 版	ハ ド ウ ェ ア
		非 合 成	合 成		
自動設計	鉄 柱	○	○		E W S
	箱 柱	○	○	○	
	鉄 柱	○	○		
	箱 柱	○	○	△	
数 量 計 算		○	○	△	

○は保有、△は開発中

2) 作画 (専用 CAD) システム

特定構造物についての専用 CAD として、プログラムによる作画システム (表-4) をパソコンで運用している。

表-4

		R C 床 版		鋼 床 版	ハ ド ウ ェ ア
		非 合 成	合 成		
鉄 柱	柱	○	○	○	パソコン
	箱 柱	○	○	○	
	ト ラ ス	○			
	アンカーフレーム	○			
	R C 床 版	○ (部品毎作画)			
	伸 缩 装 置	○			

3) 一般詳細設計システム

RC床版、鋼床版、一般床組、各種断面計算、ダイヤフラム、アンカーフレーム等、各部材毎の設計システムをパソコンにて運用している。

4) 作画

自動設計適用外の構造物に対しては、汎用 CAD を利用している。2次元 CAD では Auto-CAD、3次元 CAD では CADKEY 等を導入している。

5) 解析ソフト

FEM をはじめとする大型解析ソフトは、汎用機と EWS、中小型解析ソフトは EWS とパソコンにて運用している。

6) 技術情報検索

技術情報は全てデータベース化され、その構成を表-5 に示す。設計者は、各パソコンからこれらデータベ

ースに対して検索を行うことができる。

外部のデータベースとしては、JOIS、JACIC を主として利用している。外部とのデータ授受は NIFTY による通信ネットを使用し、計算データと CAD データの受け渡しを行っている。

表-5 主な保有データベース (パソコン及び電子ファイル)

分 類	内 容	特 記
橋梁諸元	宮地鐵工施工 国内橋梁 海外橋梁 橋梁年史 長大橋 その他分野別	<ul style="list-style-type: none"> 当社施工分橋梁で、諸元と資料保存データ及び一般図、数量、代表図からなる。 国内橋梁1500橋のデータベース 海外著名橋のデータベース 国内外の古い橋梁6000橋のデータベース 長大橋のみ形式別のデータベース 無塗装橋梁、亜鉛メッキ橋梁等の分類別データベース
技術文献	雑誌・論文集 雑誌目次 各社技報 土研資料 その他分野別	<ul style="list-style-type: none"> 雑誌、論文集の記事原文のデータベース (約6000文献の記事保有) 国内橋梁関連の雑誌目次のデータベース 各社技報目次のデータベース 建設省土木研究所の資料のデータベース その他分野別(疲労・耐候性等)データベース
保有図書	専門書 規準	<ul style="list-style-type: none"> 社内保有専門書、論文集等の図書データベース・施主別規準のリスト及び社内保有規準のデータベース (原文は電子ファイル)
カタログ	カタログ	<ul style="list-style-type: none"> カタログ類の分野別データベース
保有台帳	機器 雑誌・技報 ソフトウェア	<ul style="list-style-type: none"> 電算機器のデータベース 雑誌、技報の保有リスト 保有ソフトウェアの諸元、バージョン管理用リスト

7) 設計業務管理

設計業務を管理するソフト群であり、主として管理者が利用する。工数、工程、外注、カタログ、図書登録等の管理がソフト化されている。

パソコンにて運用している。

8) 情報伝達

部内および部外への各種情報伝達には、グループウェアを用いた電子メール、定型文書データベース、技術フォーラムおよび Q&A 等を活用すべく試行中である。

(2) 設計部内 LAN の現状

現在、設計部では PC-9821AP/U9 をサーバー機 (ハードディスク510MB、メモリー11.6MB) とし、このハードディスクにアプリケーションソフトをインストールし、(NetWare で動作するものに限る) ソフトの一元

管理を行っている。共有データとしては、リレーショナルデータベース（桐）のデータとして橋梁諸元データ（国内、海外、当社施工橋）、技術文献（雑誌、技術、土研、鋼技研等）、基準、カタログ等を登録し（表-5に示す）、クライアント側の各パソコンで検索できるようになっている。

プリンターは、Canon レーザーショットを数台プリントサーバーとすることにより、出力希望のプリンターに接続し、印刷することができる。

ワークステーション EWS4800 で、自動設計プログラムの運用を行っているため、この EWS の利用率が高い。EWS の台数には限りがあるため、TCP/IP ソフト（アライドテレスコ社 CenterNET PC/TCP X）を導入し、パソコンを EWS4800 の端末として使用することにより、台数の不足を解消している。また、FTP（TCP/IP によるファイル転送）も、Windows 上から画面で確認しながら、複数のファイル転送（漢字コードの自動変換可）ができるので便利である。しかし、このソフトはユーザ数が決まっているため、NW-TCP98（ネットワールド社）という TCP/IP ソフトで対応し（ユーザ数限定無し）、各パソコンから CAD で作成した図面を、FTP により静電プロッターで出力している。

今後、電子メールソフトを運用し、確実で迅速かつ操作性の良い情報伝達の方法を検討中である。

（3） 橋梁設計業務上の問題点

橋梁設計が、現在かかる問題点を以下に示す。

- 設計対象橋梁の多様化、複雑化。
- 設計工期の短縮化。
- 設計技術者不足、設計熟練者不足、教育の遅れ。
- 構造物の大型化と設計作業の分業化、細分化。
- 橋のわかる作図技術者の不足。
- 鉄骨・箱型以外の自動化の遅れ。
- 設計技術者の負担する業務範囲の拡大（新設から保全まで、また設計・生産・架設との関わり）
- システム化により増加するペーパー量。

（4） LAN 化による改善

このような問題点に対して、電算化さらに LAN 化による効果は以下が掲げられる。

- 設計の電算化により標準化、マニアル化が進む。
- 品質の均一化、信頼性の向上、品質の向上。
- 設計作業の効率化、高速化。

- 技術資料のデータベース化による検索の効率化。
- グループウェアによる設計工程の管理、Q&A、日報管理、外注管理等設計業務管理の向上。
- 設計データ、CAD データの生産システムでの活用が進む。
- 技術力の集約が行われる。

（5） ハードウェア、ソフトウェアに対する留意点

LAN を構成するソフトウェア、ハードウェアについては次の点を考慮する必要がある。

- ① 保有するハードウェア機能のバラツキと製品サイクルの早さ。
- ② 同じメーカーのハードウェアでも、コード、ボード類の互換性が低い。
- ③ プロテクトの問題と橋梁向けソフトの LAN 対応が少ない。
- ④ プログラムバージョンアップの回数が多く費用がかかる。
- ⑤ 対象とするプリンター、プロッター等が、各ソフトでバラバラである。

4. 設計業務今後の課題

今後ますます要求される高度な技術力と、増大する橋梁設計業務に対して目指すものは下記が掲げられる。

- ① 1人1台のパソコン環境の整備。
- ② 設計の標準化、手引き類の完備（技術者の教育）。
- ③ 設計フォーラムによる技術的サポート体制の整備。
- ④ 設計システム、生産システムの並行作業化。
- ⑤ 作図の3次元化、カラー化。
- ⑥ チェック体制の整備。
- ⑦ 情報伝達手段を紙からコード情報へ移行。
- ⑧ 技術資料の充実と、電子ファイル情報の机上検索を可能とする。
- ⑨ 社内、社外の電子メール化。
- ⑩ 工程管理のシステム化

5. あとがき

最初はまずパソコン LAN を使ってみようというところから始まり、現在は印刷の快適性やデータ共有の便利さが実感できるようになった。しかし、データ共有とい

う面ではまだ、データベースの共有しか実現しておらず、本当の意味でのデータの共有はされていない。今後、より便利にパソコン LAN を利用するためには、設計の標準化・マニュアル化を進め、例えば計算マクロや共通で使える CAD の部品を体系的に整理し、サーバーへ登録すること等、より効率良く使用できる環境とする考え方である。

今後、ますます要求される高い技術力に対しては、技術情報の整理、蓄積に力を注ぐ考えである。このため、電子ファーリングシステムの多量な情報を、各パソコンで検索可能とすることで、検索時間の短縮を計れるよう検討中である。

設計から架設に至るまでの、各種情報の統合的な管理としてグループウェアの導入を行った。日常業務で発生する大量の文書情報を、データベース化することにより部署間を越えて情報の伝達が活性化し、連絡ミスや忘れが無くなる。さらに、工程的なものも含み必要とするデータをタイムリーに引き出すことが可能になり、業務の統合化が望め、二次的効果も大きいと判断される。

以上、設計業務と電算化、LAN 化との係わりについて述べたが、周辺の環境は大きく変化しつつある。

今、ディスクワークの合理化がより強く要求されており、LAN に対する期待も大きい。

資料

本文中の英語の内容を以下に示す。

• Ethenet (イーサネット)

LAN の伝法方法に関する規格。国内では最も普及している。

Ethenet は、米国のゼロックス、インテル、DEC の 3 社が共同開発し、後に米国電気電子技術者協会 (IEEE) の 802 委員会が IEEE802.3 規格として追認した。

伝送速度は 10Mbps。伝送ケーブルには 10BASE 規格のものが使われている。

• 10BASE 規格

LAN の伝送路に関する規格。ケーブルの形状や接続

方法を決めている。

10BASE5, 10BASE2, 10BASE-T という 3 種類の規格がある。

伝送速度は 10Mbps で共通 IEEE802 委員会で制定された。

• GUI [Graphical User Interface]

画面上に絵やアイコンを表示し、直感的に分かりやすく操作できるようにしたソフトウェアのユーザーインターフェースのこと。

GUI を採用したパソコン用 OS としてはマイクロソフトの Windows3.1、Windows95 やアップルコンピュータの漢字 Talk7.5、日本アイ・ビー・エムの OS /2 Warp-V 3 日本語版などがある。

• TCP/IP

[Transmission Control Protocol / Internet Protocol]

LAN で使われるネットワーク・プロトコル（通信制御手順）のひとつ。もともとは、米国の防衛高等技術研究計画局が大学や研究所のコンピュータを結んだ「ARPANET」上で使用したもの。その後、米国防省により改良が加えられ標準化された。

特に、UNIX ワークステーションでは国際的な標準プロトコルになっている。インターネットの標準プロトコルとして有名。

• FTP [File Transfer Protocol]

TCP/IP によって接続されたマシンの間でファイル転送を行うためのプロトコル。

• Plug&Play

パソコン本体に接続する拡張ボードの、IRQ や I/P ポートアドレス、DMA などの設定を自動化する機構。カードを挿入したらただちに使用できることを目指して策定された。

• ピアツーピア

専用のファイルサーバーを必要とせず、接続されたパソコンがお互いにデータのやり取りを行う方式の小規模 LAN のこと。

1995.10.14受付

名港中央大橋 東塔の下段水平梁の製作

Production of the Lower Horizontal Beam for the East Tower of the Meikochuo-Ohashi Bridge

松枝 隆^{*1}
Takashi MATSUEDA

千葉 新次^{*2}
Shinji CHIBA

村上 貴紀^{*3}
Takanori MURAKAMI

Summary

The lower horizontal beam of the Meikochuo-Ohashi Bridge has an octagonal section at the rigid joint with the tower column. The 60mm-thick end of the beam was joined to the tower column by full penetration welding. The most important issue in producing the lower horizontal beam was how to secure accuracy by considering the influence of heat welding on the squareness of the end face of the main tower to its vertical axis. Squareness was to be achieved with an accuracy of 1/10,000. The dimensional accuracy of the octagonal section was also important.

1. まえがき

伊勢湾岸道路は、愛知県豊田市から三重県四日市市に至る延長約53kmの自動車専用道路で、東は第二東名高速道路に、西は第二名神高速道路へと連結を計画している主要幹線道路の一部である。

この道路の名古屋港を横断する部分には、名港中央大橋を中心に、名港東大橋と名港西大橋の三つの斜張橋があり、平成8年度の完成後には、伊勢湾岸地域の発展に大きく寄与することが期待される。

名港中央大橋は、支間割が290m+590m+290mの3径間連続斜張橋で、世界的規模の橋梁である。この上部工の施工は6JVの16社が行い、当社もその一翼を担って東塔（P3）工事の製作・架設を行った。

この橋の特徴は、風が強い伊勢湾に建設する橋の耐風安定性を確保するために主塔の断面が四隅を面取りした八角断面柱になっていること、及び塔と主桁を弾性固定して地震時の主桁の橋軸方向の過大な変位を抑制するために弾性拘束ケーブル（MCD）を採用していることである。

また、高さ190mの主塔の下から約50mの位置に左右の柱を連結した下段水平梁があり、これが桁幅37.5mの主桁を受ける構造になっている。

ここでは、この下段水平梁の製作から地組立について報告する。

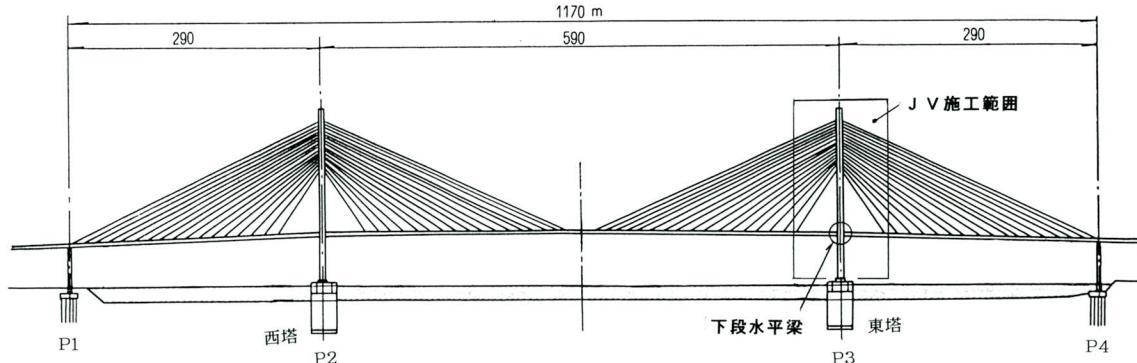


図-1 名港中央大橋の一般図

*1 千葉工場技術管理室次長

*2 千葉工場製造部製造第一課課長代理

*3 千葉工場製造部品質管理課

2. 下段水平梁の製作概要

下段水平梁は図-3に示す通り、塔柱部材とそれを連結する横梁部材から成り、高力ボルトとヤード溶接で地組立を行い、約1,200tのブロックにして現地まで海上輸送し、一括架設を行った。

この部材の特徴は、主桁の大きな応力を受ける柱の隅角部材の材料がSM570の板厚60mmで完全溶込み溶接を行うことであり、厚い材料による開先溶接の熱変形が今回初めて製作する八角断面柱の製作寸法に与える影響がこの部材製作の焦点であった。

塔柱の鉛直度に影響する継手部の端面直角度は特記仕様書で定める $20''$ ($1/1000$) の精度を確保するためにフェーリングマシンによる端面切削を行った。

下段水平梁より下の下層柱及び上の中層柱とは、結合状態を確認するために、別々に二段仮組立を行った。



写真-1 架設完了

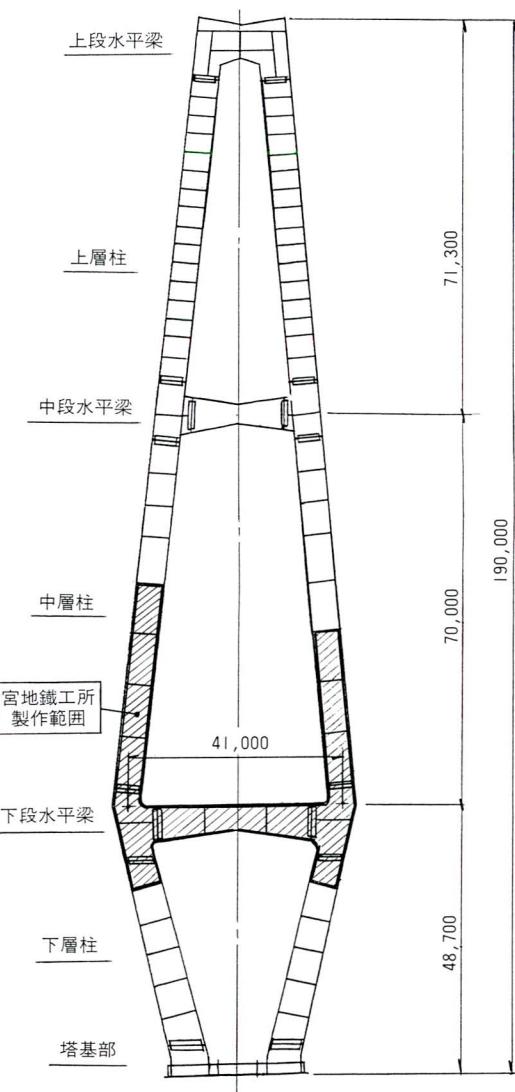


図-2 東塔一般図及び製作範囲

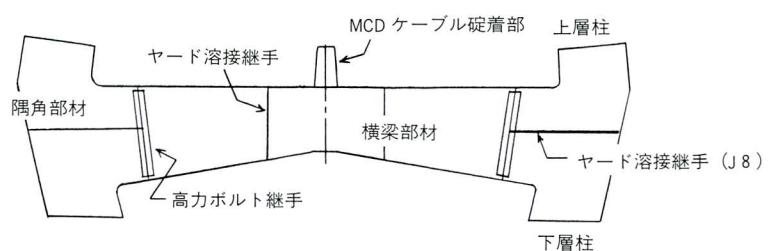


図-3 下段水平梁の構成図

3. 下段水平梁の製作

(1) 製作精度

公園のこの工事の特記仕様書で定める製作基準は下記の通りであった。

表-1 製作基準

特記仕様書	
・底板の上下面の傾き	1/10,000
・塔柱の鉛直度	1/3,000
・現場継ぎを行う端面鉛直度	20"
塔以外の製作精度は共通仕様書10-6-1による。	

部材精度は下記の通りとした。

表-2 部材製作精度

計測項目		許容値
隅 角 部 材	部材長	±1mm
	端面鉛直度	1/10000
	断面のねじれ	±3mm
	断面寸法	辺長 ±4mm (2mまで) 2m又はその端数を増やす毎に±1mmを加える
		対角線長
横 梁 部 材	部材長(L)	10 ≥ L 10 < L ±3mm ±4mm
	断面寸法	辺長 ±4mm (2mまで) 2m又はその端数を増やす毎に±1mmを加える
		対角線長

(2) 部材の組立及び溶接

1) 隅角部材の組立方法の検討

下段水平梁の隅角部材は図-3の通りのヤード溶接継手で分かれて上下2部材になっている。

組立方法を組立精度及び安全面を考慮しながら、一体組立と単体組立の比較検討を行った。

①組立受け台の高さは一体組立が2.7mに対し単体組立は2.0mと低い。また、一体組立は形状が大きくなり重量も重くなるなど安全面で好ましくない。J8の水平継手の断面確保の点では一体組立は望ましいが、安全面を優先して単体組立て行うこととした。

②組立基準面を外フランジとウェブの何方にするか比較検討した結果、ウェブを基準面Iすると部材反転の際に大がかりな補強材が必要になるので外フランジを組立基準面とした。

③八角断面の確保は本工事の重要なポイントであるため、この精度を高める方法を検討した。そのため船形治具(図-5①)を用いて組立を行い断面の各コーナーには形状保持材(図-5⑥)を取り付け組立形状の精度を確保した。

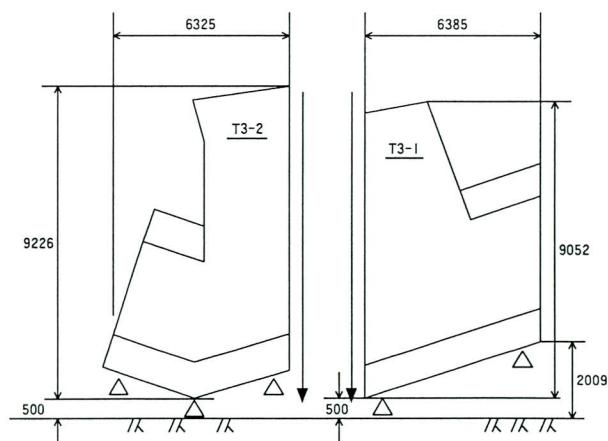


図-4 単体組立形状図

2) 隅角部材の組立順序

- ①外フランジを下に置き、ダイヤフラムと船型治具を建てる。
- ②両ウェブを取り付ける。
- ③外コーナープレートを取付ける。
- ④フランジ押さえ治具（H鋼）を建てて内フランジを取付ける。
- ⑤内コーナープレートを取付ける。
- ⑥断面の各コーナー部に形状保持材を取付ける。

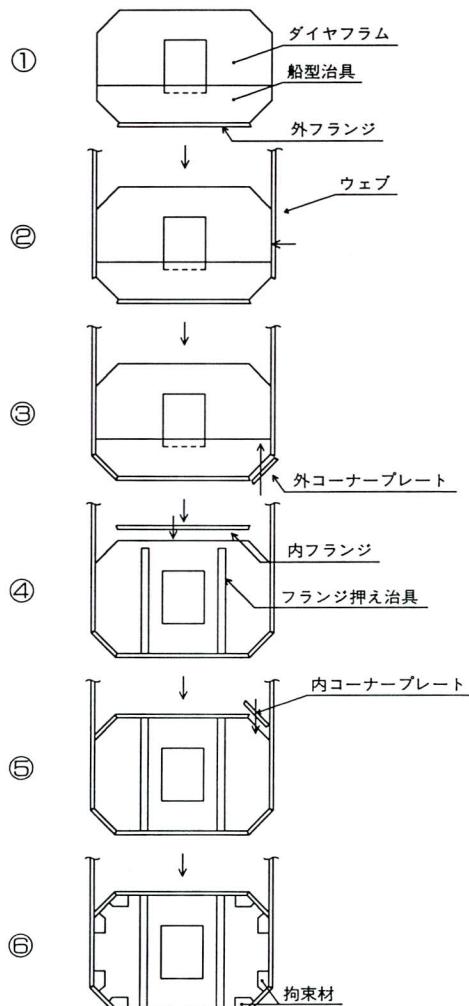


図-5 組立順序説明図



写真-2 ダイヤフラムの建て込み

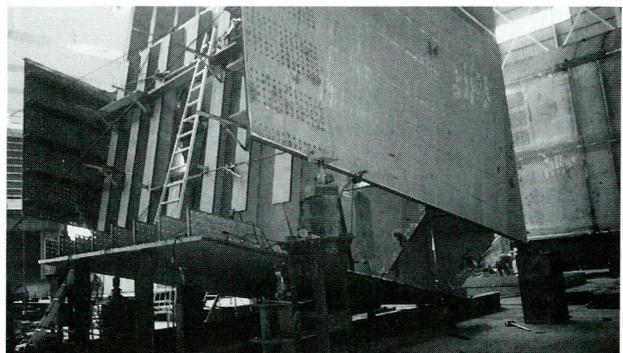


写真-3 ウェブの取付け

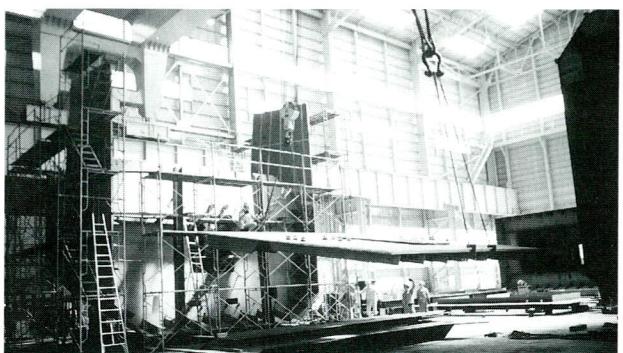


写真-4 形状保持の H 鋼



写真-5 断面形状保持材

3) 横梁部材の組立

横梁は3部材で構成されているが、隅角部材に比べ板厚は最大30mmと薄く、部分溶け込み溶接が多くなっている。

しかし、東塔には架設時主桁を受ける斜ペントがありこの横梁部材を斜ペントが貫通する構造になっている。

そのために、ウェブを下に置く形で組立を行なった。

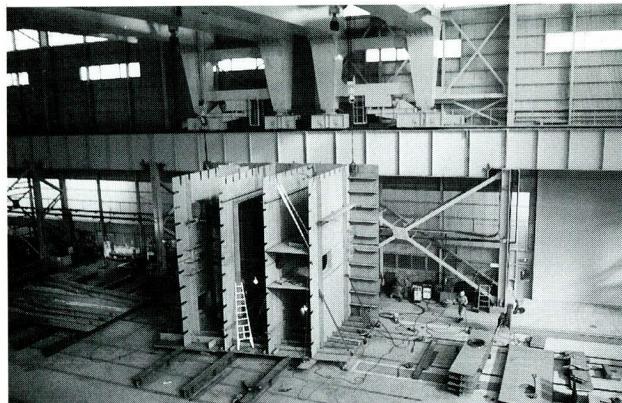
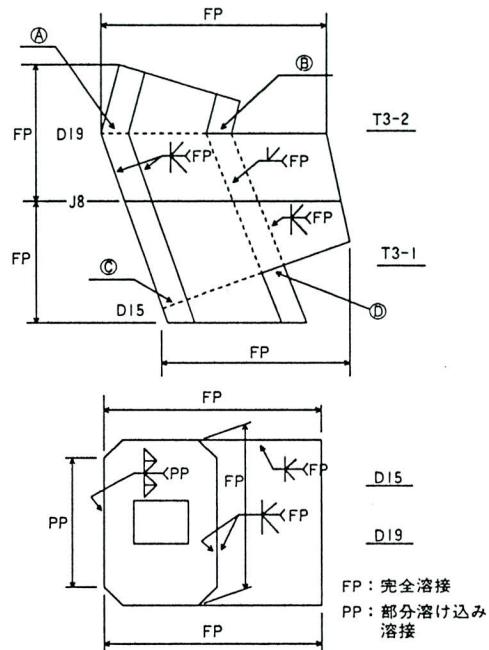


写真-6 横梁の組立



4) 隅角部材の溶接

隅角部材の八角断面柱のかど溶接、及びフランジやウェブとダイヤフラムとの溶接部は全て材質SM570、板厚60mmの完全溶け込み溶接を行った。

開先形状は図-6に示す通りで溶接施工上の留意点は次の通りであった。

- 溶接変形を少なくするため可能な限りパネル工法で先溶接を行った。
- 完全溶け込み溶接部の裏ガウジング後はカラーチェックを行い欠陥の有無を確認した。
- 開先部の溶接で角変形を小さくするため対称箇所の溶接部を交互溶接し、溶接割れを防ぐために最低3層以上とした。

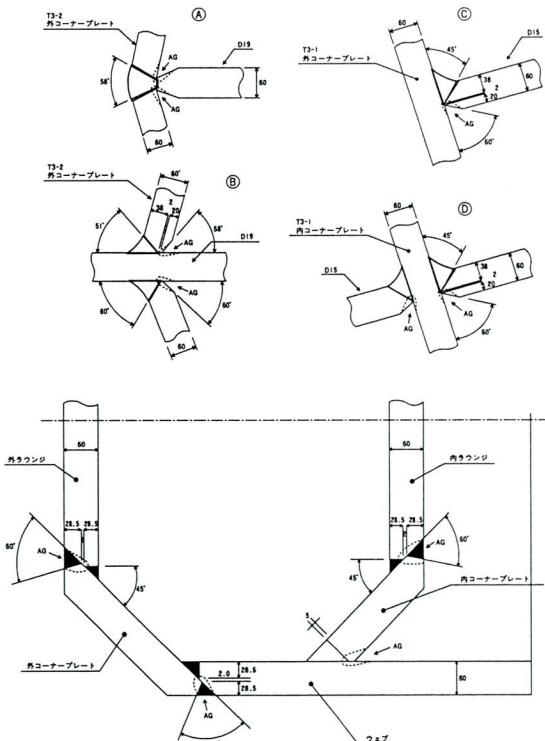


図-6 隅角部材の完全溶け込み溶接部

5) 溶接方法と開先形状

表－3 溶接方法と開先形状

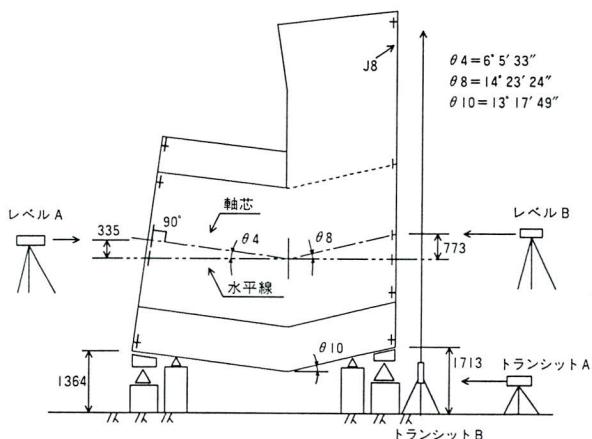
対象箇所	開先形状	溶接方法	銘柄と棒径 ★開先内 ★仕上げ層
塔柱角溶接	K開先	CO2半自動溶接	★YM-60C (1,2φ)
内コーナープレートとウエップの角溶接	K開先		★SF-60 (1,2φ)
外コーナープレート突き合わせ溶接	V開先		
内コーナープレート突き合わせ溶接	K開先		

(3)芯だし罫線

隅角部材は端面鉛直度 $1/10000$ 、部材長士 1mm を確保するためにフェーシングマシンによる端面切削を行ったが、その切削線のけがき作業である芯だし罫線は部材の温度差と工場の振動がない夜間に行った。

芯だし罫線の精度は $\pm 0.15\text{mm}$ とし、レベル トランシットで視準しながら直接ケガキ針で行った。

隅角部材のケガキ時のセットは下図の通り。



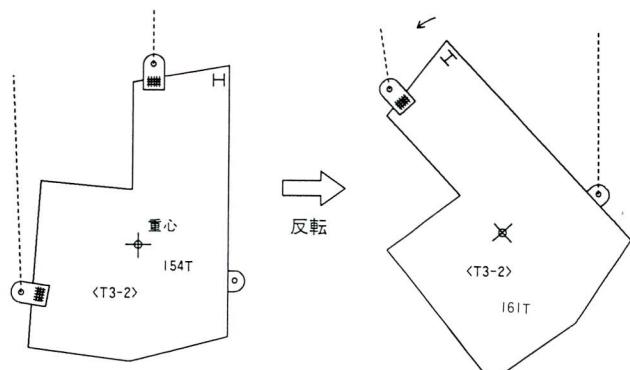
図－7 部材のセット



図－8 芯だし罫線の手順

(4)部材反転作業

隅角部材の重量は T3-1 は 160t 、T3-2 は 153t で小さい部材で重く形状と反転作業を考慮した吊り金具を用いた。



図－9 部材反転作業図

(5) 端面切削

下段水平梁の塔柱部分は特記仕様書の規定に基づき端面直角度20"を確保するためフェーシングマシンによる端面切削を行った。

部材が特異形状であったので写真に示す切削方法によって行い、計測は部材温度差が少ない夜間に行った。

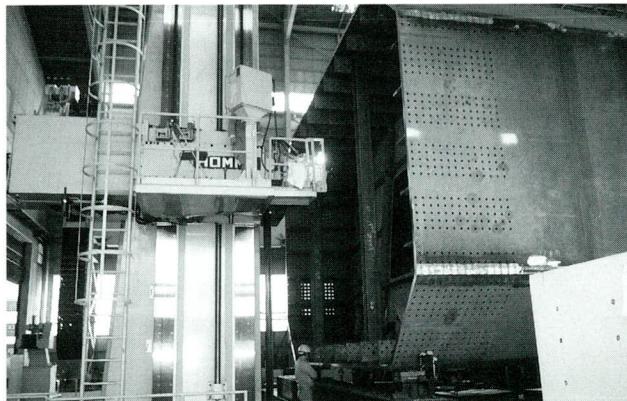


写真-7 切削状況

(6) 二段仮組立

(a) 下層柱との二段仮組立

T2-6部材は下層柱の大ブロック部材として他社の部

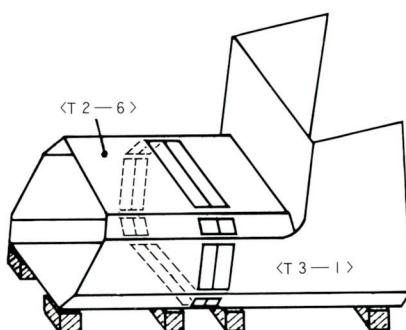


図-10 下層柱との二段仮組立

材にヤード溶接される前に下段水平梁との二段仮組立を行った。

(b) 中層柱との二段仮組立

中層柱は単材架設なので、下段水平梁の地組立の最終段階において南北柱を別々に中層部材を立てる状態で接合する仮組立を行った。

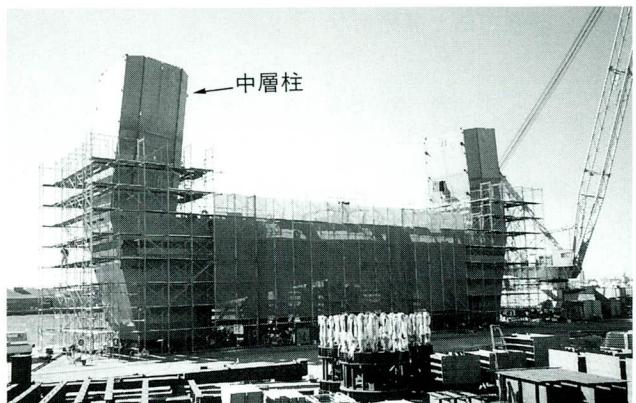


写真-8 二段仮組立

(c) 仮組立精度

表-4 仮組立精度

計測項目	許容差		
仮組立長	$(\pm 1 \times N)$ N: ブロック長		
通り	(フランジ面・ウェブ面) 1/3000 (芯ズレ ± 2 mm以内)		
高力ボルト	位置	貫通率	停止率
貫通率	本体	25φ	27φ
停止率	縦リブ	25φ	29φ
	率	100%	80%
添接部の精度	現場添接部の隙間		5 mm以内
	現場添接部の肌隙		1 mm以内

(d) 仮組立の結果

二段仮組立の結果は良好で八角断面柱の計画と施工の成果であり、その後の架設においても部材の接合状態で問題はなかった。

4. 地組立

(1) 概要

a) 地組立順序

最初に横梁部分の3台の地組立を行い、J39のヤード溶接を完了した後、全長、曲り、ねじれ等の検査を行い問題がないことを確認した後に隅角部の地組立に移行した。隅角部材は下側のT3-1の部材を両側取付け、柱間隔や鉛直度等を確認した後、上側のT3-1の部材を取り付け全体の寸法と構造のチェックを行った。

b) 地組立精度

下段水平梁の地組立精度は下表の通りである。

ヤード溶接のJ8水平継手の熱変形の影響を考慮して許容値と管理目標値を設け、後者をヤード溶接前の段階での目標とし、出来得る限り誤差が生じないよう入念な調整を行った。

表-5 地組立精度

(mm)

項目	許容値	管理目標値
地組立高さ	±4	±3
柱端相対高さ	±4	±2
塔柱間隙	±7	±5
通り	1/3000	—
断面ねじれ	±3	—
MCD部の位置	±2.5	—
沓ベース位置	±5	—
沓ベース相対高さ	±4	—

(2) ヤード溶接

1) ヤード溶接施工試験

下段水平梁ヤード溶接に先立ち、隅角部の水平継手を(材質SM570Q、板厚60mm) 試験体対象継手としてヤード溶接施工試験を行った。

溶接方法は、作業性を考慮してPICOMAX溶接機による外面からのCO2片面裏波自動溶接(横向き姿勢)を採用した。開先形状は過去の種々な実験結果から、横

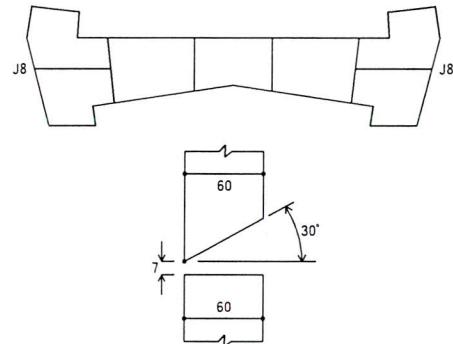


図-11 ヤード溶接施工試験継手

向き姿勢でのCO2片面裏波自動溶接の場合は開先角度35°レ型開先としていたが、本工事は板厚が60mmと厚く、開先断面積が大きく、溶接量が多くなる。従って、開先角度を30°とし開先断面積を小さくして行うこととした。

溶接材料は、初層および仕上層にはフラックス入りワイヤーのSF-60(1.2φ)を、中間層にはソリッドワイヤーのYM-60C(1.2φ)を用いた。

施工試験の結果、開先角度30°でも溶接施工性は良好であり、放射線透過試験および機械試験の各試験項目においても、判定基準を十分満足する結果が得られた。

試験結果は下記の通り。

表-6 溶接施工試験結果

試験項目	判定基準	試験結果	
引張試験	引張強さが母材の規格値以上。 ($\geq 570\text{N/mm}^2$)	T-1	700N/mm ²
		T-2	697N/mm ²
曲げ試験	原則としてキレツが生じてはならない。	B-1	欠陥なし
		B-2	欠陥なし
衝撃試験	3個の平均値が母材の規格値以上。 ($-5^\circ\text{C} \geq 47\text{J}$)	S	Av=139J
マクロ試験	欠陥があつてはならない。	M	欠陥なし
放射線透過試験	2級以上	F-1	欠陥なしⅠ級
		F-2	欠陥なしⅠ級
		F-3	欠陥なしⅠ級

なお、本工事のように板厚が厚い横向き姿勢での片面裏波自動溶接を場合には開先角度を30°とし、どのくらいの板厚から30°とするか今後検討して行くこととした。

2) ヤード溶接

下段水平梁は千葉工場岸壁にて地組立を行い、横梁のJ39と隅角部J8のヤード溶接を行った。

横梁の溶接は上下フランジ、ウェブとも外面からの片面裏波自動溶接で行い、隅角部の水平継手は、内面コナープレート部分に自動溶接機の作業スペースが確保で

きないため両面からのCO₂半自動で行い、それ以外は全てCO₂片面裏波自動溶接で行った。

溶接順序は図-12に示す通りで、溶接による変形を考慮して対面同時溶接とした。

ヤード溶接継手の開先形状、溶接方法、溶接材料は下表の通り行なった。

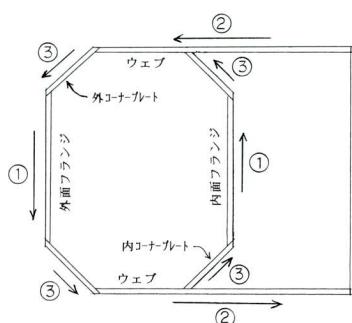


図-12 隅角部の溶接順序

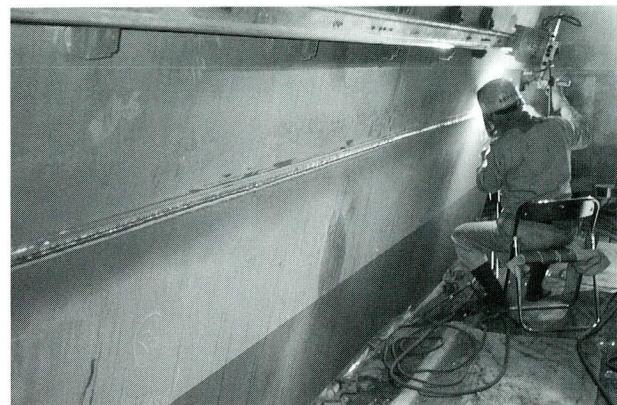
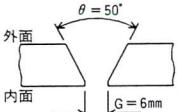
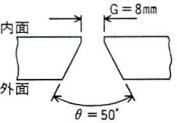
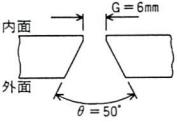


写真-9 J8 のヤード溶接状況

表-7 隅角部ヤード溶接部の開先形状・溶接方法・溶接材料 (J8)

継手位置	箇 所	材質・板厚	開 先 形 状	溶 接 方 法	溶接姿勢	溶 接 材 料
隅角部 J8	外面 フランジ	SM570Q t=60		CO ₂ 片面 裏波自動溶接 (PICOMAX-2)	横向き	ワイヤ： 初層、仕上層 SF-60 (1.2φ) 中間層 YM-60C (1.2φ) 裏当材：SB-4IP
	内面 フランジ	SM570Q t=60		CO ₂ 片面 裏波自動溶接 (PICOMAX-2)	横向き	ワイヤ： 初層、仕上層 SF-60 (1.2φ) 中間層 YM-60C (1.2φ) 裏当材：SB-4IP
	ウェブ	SM570Q t=60		CO ₂ 片面 裏波自動溶接 (PICOMAX-2)	横向き	ワイヤ： 初層、仕上層 SF-60 (1.2φ) 中間層 YM-60C (1.2φ) 裏当材：SB-4IP
	外面 コナー プレート	SM570Q t=60		CO ₂ 片面 裏波自動溶接 (PICOMAX-2)	横向き	ワイヤ： 初層、仕上層 SF-60 (1.2φ) 中間層 YM-60C (1.2φ) 裏当材：SB-4IP
	内面 コナー プレート	SM570Q t=60		CO ₂ 半自動溶接	横向き	ワイヤ： 中間層 YM-60C (1.2φ) 仕上層 SF-60 (1.2φ)

表-8 横梁部ヤード溶接部の開先形状・溶接方法・溶接材料 (J39)

継手位置	箇 所	材質・板厚	開 先 形 状	溶 接 方 法	溶接姿勢	溶 接 材 料
横梁部 J39	上フランジ	SM490YB t=30		片面裏波 サブマージアーク 溶接	下向き	ワイヤ: Y-D(4.8φ) カットワイヤ: YK-C(1φ) フラックス : YF-15A(20×200) 裏当材: SB-5I
	下フランジ	SM490YB t=23		MAG 片面 裏波自動溶接 (OH-AUTO)	上向き	ワイヤ: DWA-50 (1.2φ) 裏当材: SB-4IP
	ウェブ	SM490YB t=25		CO2片面 裏波自動溶接 (PICOMAX-2)	立向き	ワイヤ: SF-I (1.2φ) 裏当材: SB-4IP

隅角部 J 8 の水平ヤード溶接において、溶接完了後の収縮量（標点距離100mm）および面外変形量の測定を行った。その結果、収縮量の平均値は2.5mmであり事前にヤード溶接の収縮量を3 mmに予想して、部材長に付加したが、結果としてほぼ妥当な値であった。

なお、横梁部 J39については伸ばし量 2 mmとした。

面外変形量は最大値が 5 mmであり、溶接量が多いが板厚が厚い分自拘束が大きくなるため、さほど大きくならなかったと思われる。

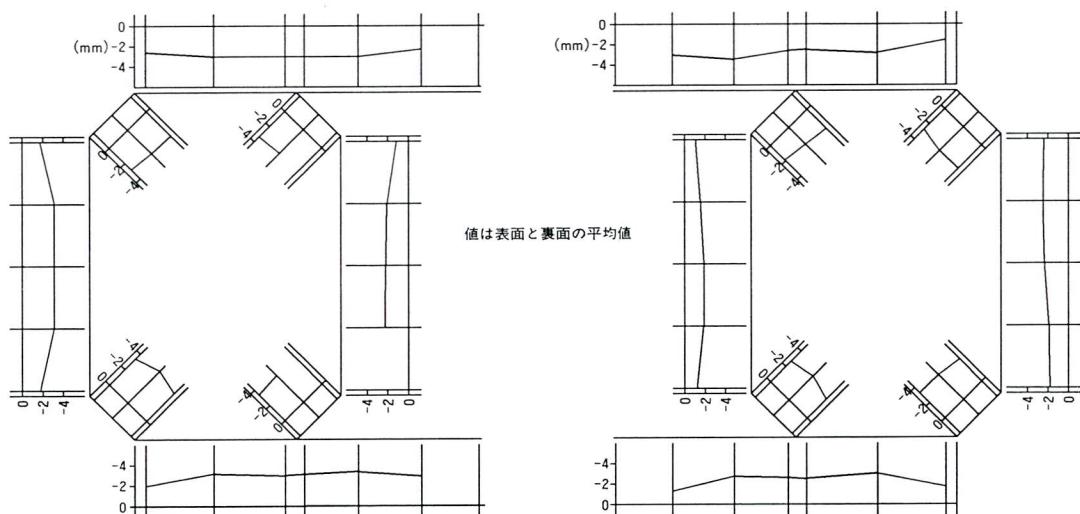


図-13 下段水平梁ヤード溶接部 (J 8) の収縮量

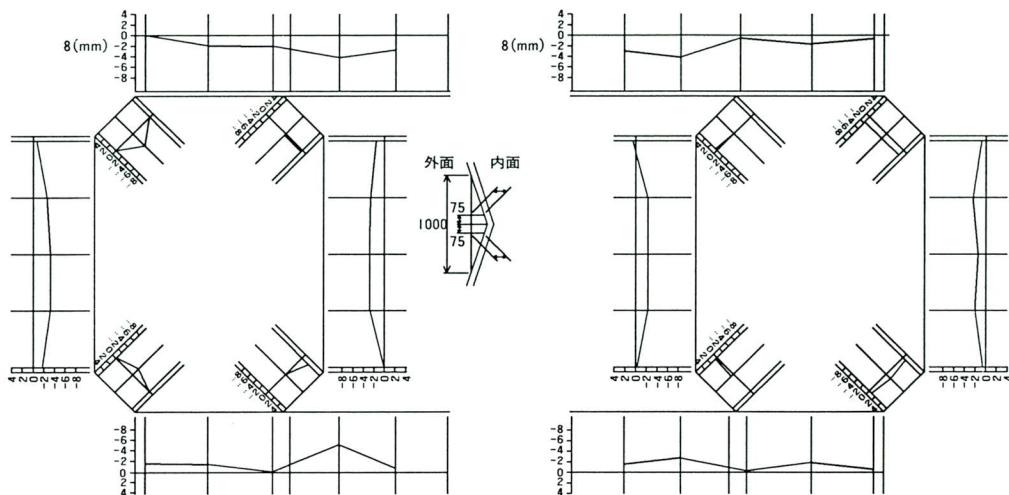


図-14 下段水平梁ヤード溶接部（J8）の面外変形量

3) 自動超音波探傷試験

ヤード溶接後、溶接線の全線について自動超音波探傷試験を行い品質の確認を行った。

検査の方法は JIS Z3060に基づいて行い、探傷装置は CKUT-04システムを使用し、1検査単位の検査長を250mmとして L/2 検出レベルでの探傷結果が2級以上を合格として行った。

探傷結果は良好であつた。

5 . 塗装

(1) 仕上げ塗装

名港中央大橋の完成色は技術委員会において種々検討がなされ、白色系の「10/PB 9/2」に決定した。

この色は、藤色が少し入った白色で、青色の東大橋と赤色の西大橋の中央に白く輝く長大橋をイメージして決められたと思われます。

なお、仕上げ塗装の管理は標準色見本を基に入念に行った。

(2) 下段水平梁の塗装

塗装仕様は、塗装便覧の外面がC3（ふっそ樹脂塗料仕上げ）内面はD4（変性エポキシ樹脂）であった。

下段水平梁は地組立時の塗膜の損傷を考慮し、外面の中及び上塗り塗装をヤード溶接完了後の最終段階で施工

した。

6 . あとがき

本工事は平成7年3月15日に無事竣工したが、その際に行った主塔の出来形計測結果は下記の通りであつた。

表-9 出来形計測結果

測定項目	結果	目標値
横軸方向の倒れ	I/7000 (P4方へ27mm)	I/3000
縦軸直角方向の倒れ	I/7600 (南方へ25mm)	I/3000
高さ	-19mm	±35

「東塔出来形最終報告書」より抜粋

本工事を製作するにあたり、日本道路公団伊勢湾岸道路工事事務所の方々を初め、JV関係各位には大変お世話になりました。

この誌上をお借りして御礼申し上げます。

当社として、この工事を通じて得た貴重な経験を今後の施工に生かして行きます。

1995.9.5受付

硬質ウレタンを充填した合成ロックシェッドの開発研究

Research and Development of Composite Rock-Shed Filled with Rigid Urethane

太田 貞次^{*}
Teiji OHTA

Summary

Steel-concrete composite structures have both excellent ductility and the capacity to absorb energy. Energy absorption capacity increases when a steel-concrete composite structure is filled with rigid urethane. Taking advantage of this, a steel-concrete composite Rock-Shed with good impact resistance has been developed.

This paper reports on the results of various impact tests conducted for the purpose of developing the Rock-Shed.

1. まえがき

山間部で自動車等を落石から防護するために設けられるロックシェッドでは落石荷重の設定が困難であり、また平成元年7月に福井県の越前町で発生した岩盤崩落に起因するロックシェッドの破壊事故のように設計時に想定した荷重を著しく上回る規模の落石が生じる可能性を持っている。このような構造物においては、通常想定される荷重を大きく上回る落石を受けても破壊しないような大きな韌性（エネルギー吸収性能）を有することが必要となる。

当社では、橋長30m程度までの中小スパンの橋梁を対象として“硬質ウレタンを充填した合成型枠橋”を開発し、施工実績も有している¹⁾。この橋梁は、コンクリート床版と底部鋼板の間に硬質ウレタンを充填しており、ウレタンの振動エネルギー吸収性能により、減衰が大きく振動しにくいという特徴をもっている。このエネルギー吸収性能に着目して、硬質ウレタンを充填した鋼コンクリート合成版を屋根部分に用いたロックシェッドを開発したので、報告するものである。

2. ロックシェッドの概要

硬質ウレタンを充填した合成ロックシェッドの断面のイメージを図-1に示す。本体はコンクリート、硬質ウレタン、鋼桁の3層からなるサンドイッチ構造であり、

Tリブで補剛された底部鋼板のTリブ間に硬質ウレタンを充填し、この部分を下側の型枠として利用して鉄筋コンクリート版を施工する。鋼とコンクリートとはTリブ上フランジに溶植したスタッドにより合成させている。

本ロックシェッドの特徴を以下に示す。

- ① 鋼製型枠を工場製作し、現場搬送・架設後上面だけでコンクリート版施工ができるため、安全・急速施工が可能である。
- ② 全てをコンクリート製とする場合と比較して屋根材を軽量化できるため、基礎構造への負担が少なくなるとともに、道路幅員方向に大規模なロックシェッドにも容易に対応できる。

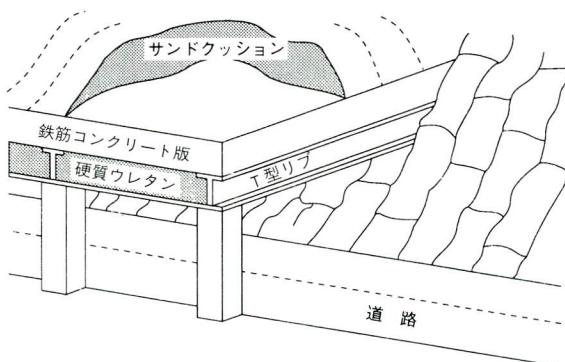


図-1 硬質ウレタンを充填した合成ロックシェッドイメージ図

*技術本部 技術開発部課長

表-1 使用材料

	引張鉄筋	圧縮鉄筋	その他
A	D22×3	D19×2	スターラップ間隔 125mm スターラップ直径 6mm
D	硬質ウレタン充填 トラス状ウェブ鋼板 (6 mm)		圧縮鉄筋量は引張鉄筋量の約1/2 コンクリート圧縮強度 300kg/cm ² 鋼材 SS400
E	硬質ウレタン充填 ウェブ鋼板 (6 mm)		ウレタン圧縮強度 2.2kg/cm ² ウレタン比量 0.03tf/m ³

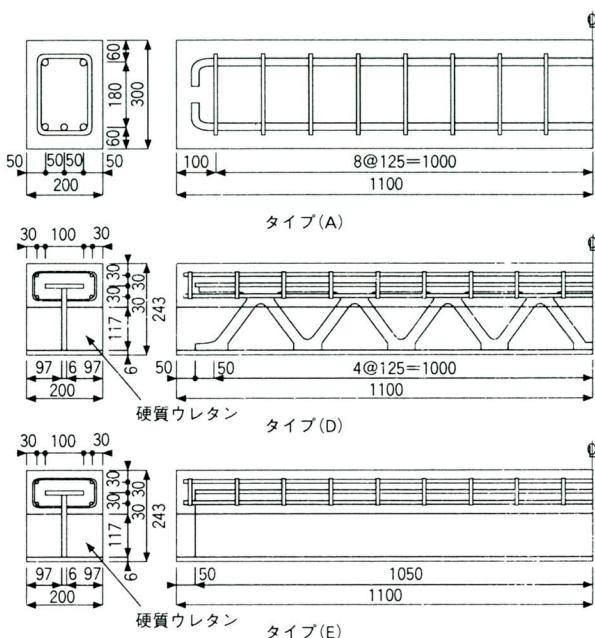


図-2 梁実験供試体

- ③ 硬質ウレタンを充填した合成版が大きなエネルギー吸収性能を有するため、破壊に対する安全性が大きい。
- ④ 下側を鋼板が覆うため、コンクリートの裏面剥離現象を防止できる。
- ⑤ 柱材と屋根材を一体化した構造を採用する事により、設計の自由度の大きい、スッキリとした外観を提供できる。

3. 合成梁部材に対する静的及び衝撃的応答実験

(1) 実験供試体

本実験ではそれぞれ硬質ウレタンを充填した合成梁部材とRC梁部材について、静的及び衝撃的応答特性を比較検討した。実験供試体は図-2に示す3タイプとし、各曲げ耐力が等しくなるように鋼材を配置した。タイプ(A)はRC供試体であり、タイプ(D)、(E)はそれぞれTリブの腹板をラチス状にしたものとフルウェブとした硬質ウレタン充填合成梁供試体である。実験供試体に用いた材料の特性を表-1に示す。

(2) 静的載荷実験

実験では、図-3に示すように支点間隔2.0mで単純支持した供試体に対して支間中央断面に線荷重を載荷し

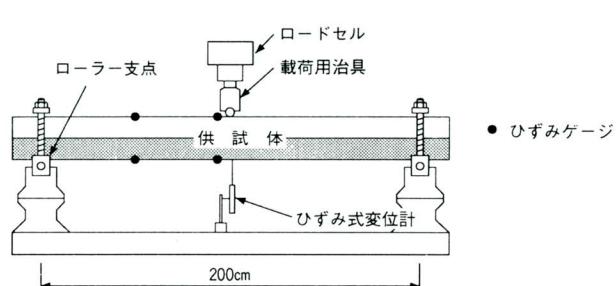


図-3 実験方法及び計測方法

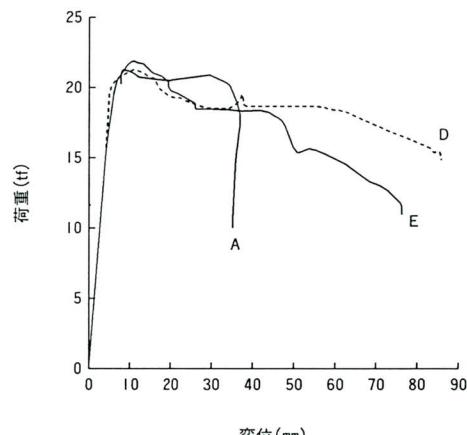


図-4 荷重一変位関係（支間中央断面）

た。実験結果の一例として、支間中央断面における荷重一変位曲線を図-4に示す。最大荷重に達するまでは3タイプとも同一挙動を示すが、その後の破壊への道筋においてRC梁とウレタン充填合成梁とでは大きな違いが生じた。RC梁供試体では約8mmの変形量で最大荷重22tonfを示した後支間中央部付近の曲げひびわれが顕著となり、変位量35mm付近で圧縮側コンクリートが破壊し突然耐力を失った。それに対し、ウレタン充填合成梁供試体では、ともに7~11mmの変形量で最大荷重21~22tonfを示した後底部鋼板の降伏、腹板の座屈に伴って徐々に耐力が減少するが、実験した範囲では突然破壊するような現象は見られなかった。図-4より、静的な載

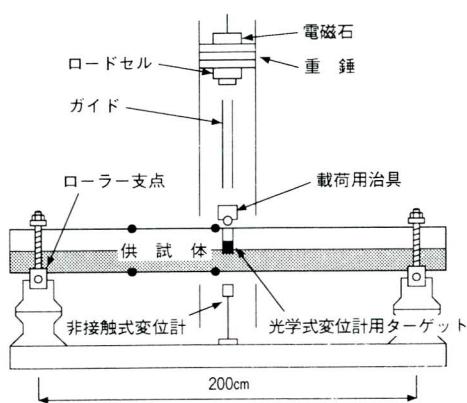


図-5 落錘式衝撃実験装置

表-2 落錘式衝撃実験・実験ケース

応答レベル	入力エネルギー			出力データ	
	タ イ フ W	V	E	荷重 tf	上変位mm
弾性域	A			16~21	2~3
	D	150	2	12~13	3~5
	E			13~15	2~4
塑性域(1)	A			35~39	5~7
	D	150	4	27~31	8~10
	E			32~34	6~8
塑性域(2)	A			45~60	10~12
	D	150	6	30~40	18~25
	E			45~55	10~20
塑性域(3)	A			70~95	—
	D	400	6	35~45	—
	E			50~60	—
塑性域(4)	A			70~100	35~45
	D	400	8	40~60	—
	E			50~70	50~60

W: 重錘重量 (kgf) V: 衝突速度 (m/s) E: 重錘エネルギー (tf · cm)

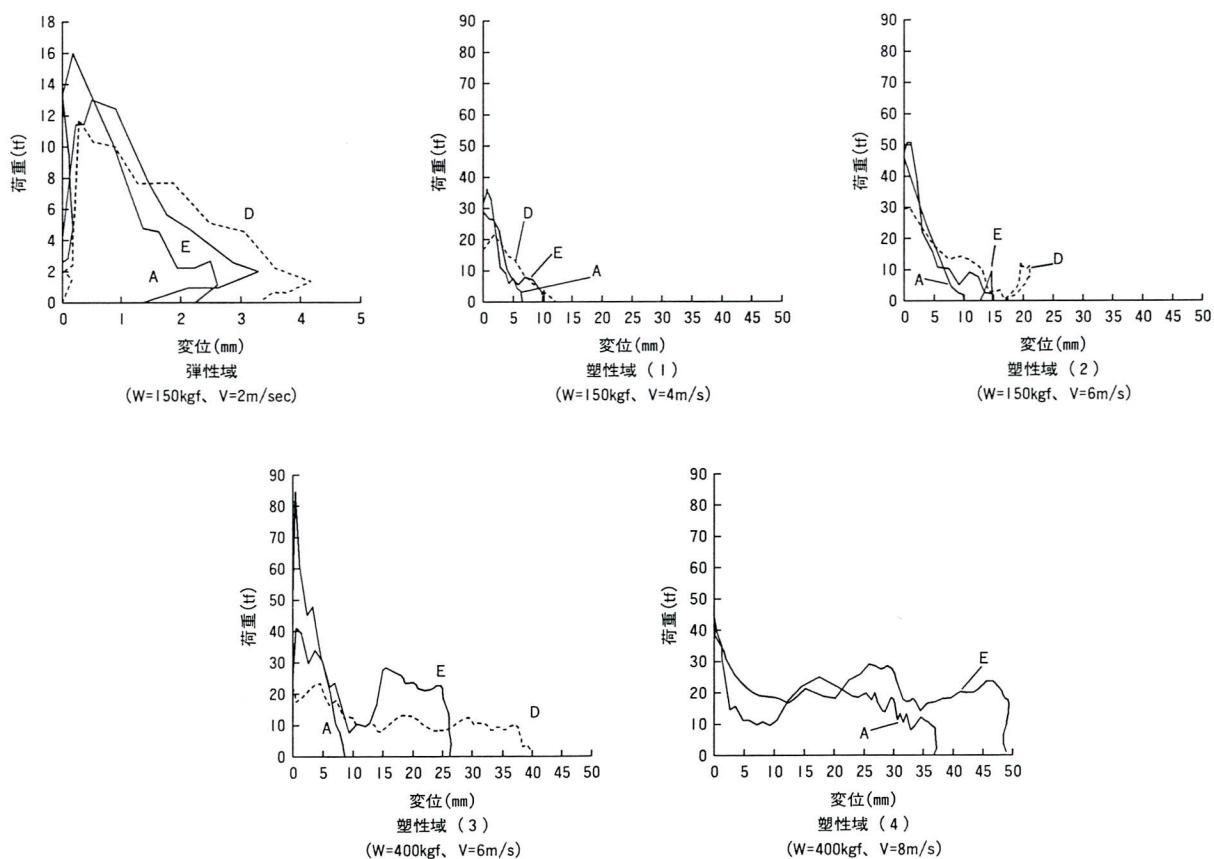


図-6 荷重一上変位曲線（梁供試体）

表-3 破壊モードの模式図 ($W=400\text{kgf}$, $V=8.0\text{m/s}$)

タイプ	破壊モード	特徴
A		①圧縮側コンクリートの圧壊 ②剛に近い重構造
D		①圧縮側コンクリートのせん断破壊 ②ウェブ鋼板の座屈による局部めり込み大 ③柔に近い軽構造
E		①圧縮側コンクリートの圧壊 ②ウェブ開板の座屈なし ③局部めり込み小 ④剛に近い軽構造

荷に対するエネルギー吸収性能（韌性）はウレタン充填合成梁がRC梁の2倍以上の性能を有していることが分かる。

(3) 落錘式衝撃実験

落錘式衝撃実験装置及び計測項目を図-5に、また実験ケースを表-2に示す。実験は落錘による入力エネルギー量を変化させて行っており、応答レベルで弾性域とあるのは底部鋼板に生ずるひずみが弾性範囲内に収まる載荷状態を意味している。

実験結果の一例として、各応答レベル毎の荷重-上側変位曲線を図-6に示す。入力エネルギーが小さい範囲ではタイプ(E)でそのせん断抵抗が小さいため他の2タイプと比較して多少発生荷重が小さく変形が大きくなる傾向を示すが、その差は少ない。それに対し、入力エネルギーが大きくなり塑性域(3)の段階になると、RC梁供試体では最大荷重がウレタン充填梁と比較して2倍程度となり、また変形量では1/3以下で収斂し、最も良好な耐衝撃性能を示す。次に入力エネルギーが最大となる塑性域(4)の段階でタイプ(A)と(E)とを比較すると、タイプ(E)はタイプ(A)とほぼ同等な耐力を有するとともに、より大きな変形量を生ずることが認められた。すなわち、ウレタン充填合成梁部材(タイプ(E))ではRC梁部材よりも終局変位までの吸収エネルギーが大きく、限界吸収エネルギーではRC部材よりも大きいものと思われる。なお、ラチス状の腹板を持つタイプ(D)ではせん断耐力が小さいため完全に破壊されたと認められる変形状態となった。

これまでには、荷重-上変位の関係に対して考察してきたが、RC梁供試体では塑性域(3)の段階でコンクリート

タイプ	試験体 断面構造
A	
B	
C	

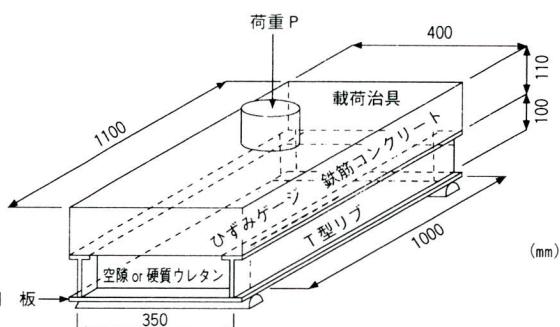


図-7 版実験供試体

下面においてコンクリートが裏面剥離する現象が発生した。それに対し、ウレタン充填合成梁供試体ではウレタンと底部鋼板の存在により、変形が進行する以外の問題は特に生じなかった。塑性域(4)のときの破壊モードの模式図を表-3に示す。

4. 硬質ウレタンを充填した合成版の高速載荷押し抜きせん断実験

(1) 実験供試体及び実験方法

落石が図-1に示すTリブ間に衝突する場合を想定し、コンクリート版の押し抜きせん断耐力に及ぼす硬質ウレタンの影響を調べることを目的として、図-7に示す3種類の供試体を用いて実験を行った。タイプ(A)、(B)はコンクリート版の下側に硬質ウレタンを充填したものであり、タイプ(A)では荷重を広範囲のウレタンに分散させることを目的としてコンクリートとウレタ

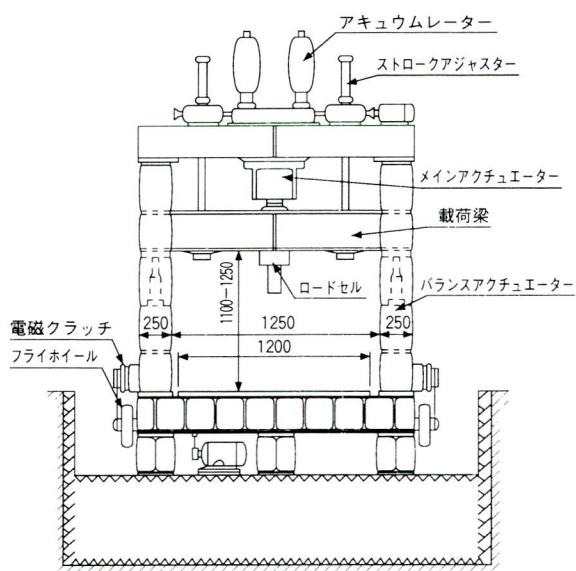


図-8 高速変形負荷装置

ンとの間に仕切り鋼板を置いている。また、タイプ(C)はウレタン部分を空洞としたものである。実験供試体に使用した鋼とコンクリートの材料特性を表-4に示す。なお、硬質ウレタンについては3.で使用したものと同じ材料を使用している。

実験では、試験体中央に置いた直径10cmの円盤の載荷治具を用いて静的載荷及び高速載荷し、載荷面が押し抜きせん断破壊するまでの荷重-変位関係ならびに底部鋼板のひずみについて計測した。静的実験はアムスラー試験装置を用いて行い、また高速実験は図-8に示す高速変形負荷装置を用いて載荷速度400cm/secで行った。この高速変形負荷装置では、変形の開始から終了までの間載荷速度が一定に保持される。

(2) 静的載荷実験

静的載荷実験によって得られた荷重と載荷位置における変位の関係を図-9に、また載荷位置直下の鋼板の支間方向ひずみと載荷位置の変位の関係を図-10に示す。ここに、載荷位置の変位とは上面の載荷治具位置の変位量を意味している。

図-9よりすべての供試体とも弾性→最大荷重→軟化領域→終局耐力(荷重が一定)の3段階からなる弾塑性挙動を示している。弾性領域では3タイプとも弾性梁として求めた直線に一致するが、最大荷重ではタイプ(B)がタイプ(C)より2割程度大きくなる。コンクリートとウレタンとの間に仕切り板を設けたタイプ(A)では、

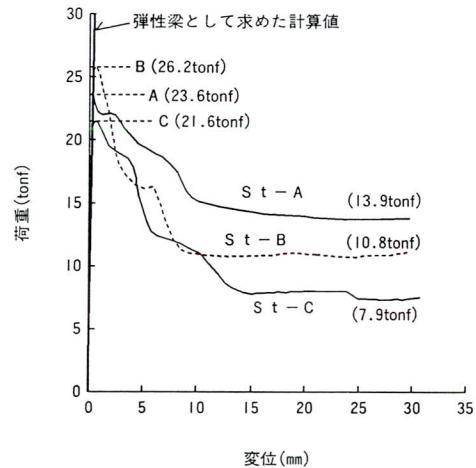


図-9 荷重～変位関係(静的載荷)

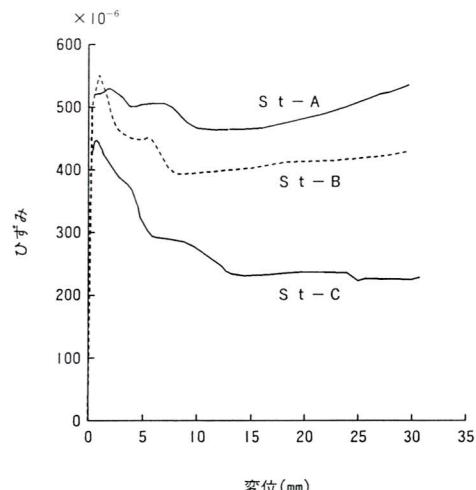


図-10 鋼板ひずみ～変位関係(静的載荷)

仕切り板がくさび状に変形し悪影響を及ぼすため最大荷重はタイプ(B)より小さいが、その後の荷重の低下の割合は少なく終局耐力が最も大きくなり、エネルギー吸収性能が大きいことが分かる。

次に、底部鋼板のひずみと変位の関係を見ると、下側が空洞のタイプ(C)では鋼板のひずみが450 μ 付近でコンクリートが押し抜きせん断破壊され、その後急激に底部鋼板のひずみが減少するが、ウレタンを充填したタイプ(A)、(B)では鋼板のひずみが550 μ 程度まで押し抜きせん断破壊現象は生じず、その後も硬質ウレタンを介して底部鋼板に力が伝達されている。すなわち、ウレタンを充填した供試体では、コンクリートが押し抜きせん断破壊された後においても底部鋼板に力が伝達され、合成梁として挙動することが分かる。この傾向は、仕切り鋼板を設けた供試体において更に顕著に現れる。

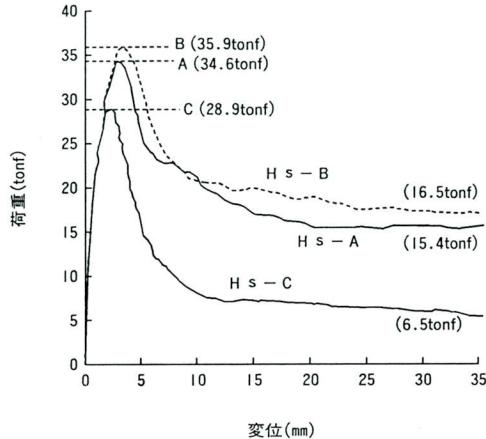


図-11 荷重～変位関係（高速載荷）

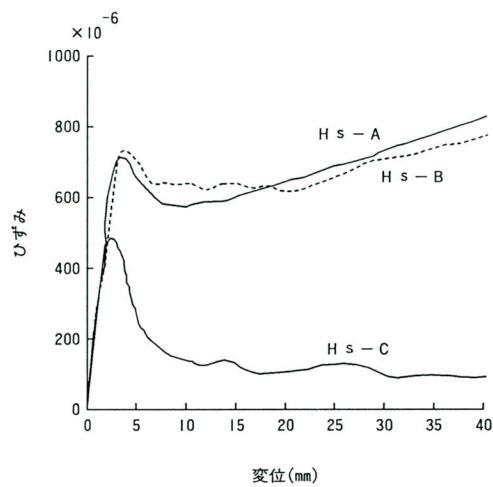


図-12 鋼板ひずみ～変位関係（高速載荷）

(3) 高速載荷実験

高速載荷実験によって得られた荷重～変位関係を図-11に、底部鋼板のひずみ～変位関係を図-12に示す。

図-11より、硬質ウレタンを充填した影響は静的に載荷したときより顕著となっており、最大荷重で20%以上上昇している。また、コンクリート版が押し抜きせん断破壊された後の耐荷力の変動についても、下側が空洞の場合には最大荷重の25%程度の耐荷力に下がるのに対し、ウレタンを充填した供試体の場合には45%程度の耐荷力を保持しており、終局変位量のときのエネルギー吸収性能を比較すると、ウレタンを充填した合成版供試体では空洞とした供試体より150%程度吸収エネルギー量が増大している。

次に、底部鋼板のひずみと変位の関係を見ると、衝撃的荷重に対するウレタンの効果がより鮮明に示される。すなわち、下側が空洞であるタイプ（C）供試体では底部鋼板の最大ひずみ量が約 500μ とウレタン充填合成版供試体の7割程度のときにコンクリート版は押し抜きせん断破壊され、その後は底部鋼板のひずみが急激に減少して、変位量10mm以降では約 150μ まで下がる。それに対し、ウレタン充填合成版供試体では、底部鋼板のひずみが 700μ となるまでコンクリートの押し抜きせん断破壊は発生せず、押し抜きせん断破壊が発生した後においても底部鋼板のひずみが増大しており、終局状態まで鋼とコンクリートとが合成版として抵抗していることが分かる。なお、高速載荷の場合には図-7に示す仕切り鋼板の影響はほとんど見られなかった。

5. スタッドの高速せん断破壊実験

(1) 実験供試体及び実験方法

実験供試体の形状は土木学会標準押し抜き供試体と同一形状としたが、実験装置の能力状の制約から、片側半分のみを使用して実験を行った。その際スタッドに曲げモーメントが作用しないよう、図-13に示す実験治具を用いた。実験は径 16ϕ のスタッドを使用し、スタッド高さ、コンクリート強度、載荷速度を変化させてパラメトリックに行った。実験ケースを表-4に示す。なお、静的実験ではアムスラー型載荷装置を用いて 0.01cm/sec の等速度で、中・高速実験では高速変形負荷装置によって 400cm/sec の等速度で荷重載荷した。

(2) 実験結果及び考察

せん断破壊の形態には、コンクリートスラブが破壊するものとスタッドがせん断破壊するものの2種類が生じた。図-14に破壊形態と載荷速度の関係を示す。静的実験ではスタッド高さ、コンクリート強度に係わらず全ての供試体でコンクリート破壊型であるが、中・高速の載荷速度が速い場合には、スタッド高さ 90mm 、 70mm では全てスタッド破壊型となった。ただし、スタッド高さ 50mm の短いスタッドの場合には、中・高速載荷の場合でもコンクリート破壊型となった。道路橋示方書では静的載荷時にスタッド破壊型の限界式を

$$H/d \geq 5.5 \quad (H: \text{スタッド高さ} \quad d: \text{スタッド径})$$

で与えているが、 1.0cm/sec 以上の載荷速度の場合には

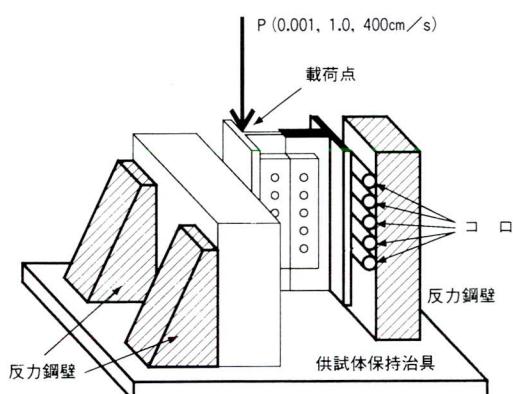


図-13 実験要領

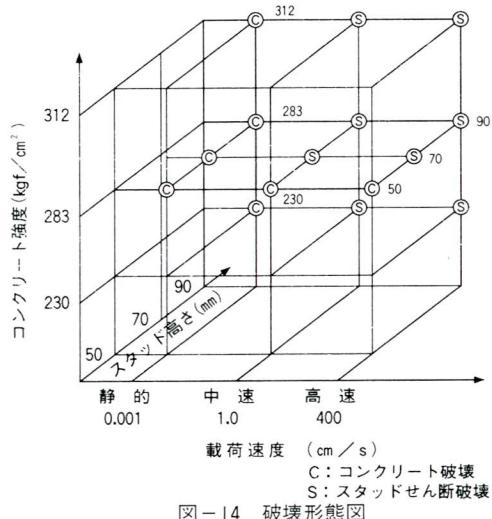


図-14 破壊形態図

$$H/d \geq 4.4$$

と限界値を小さくする方が適当と思われる、

図-15にスタッド高さ50mm、コンクリート強度283 kgf/cm²のときの、また図-16にスタッド高さ90mm、コンクリート強度230kgf/cm²のときの静的、中・高速載荷における荷重一変位関係をそれぞれ示す。前者では、いずれの載荷速度においてもコンクリート破壊型であるが、載荷速度の増加にともなって最大荷重が大きくなることが分かる。次に、後者においては、静的載荷ではコンクリート破壊型、中・高速載荷ではスタッド破壊型となる。図より、載荷速度が速くなるにつれて最大荷重は増加するが、スタッド破壊型の場合には小さな変位で急激に耐力が低下している。

表-4 スタッド実験ケース

スタッド径	スタッド高さ	呼び強度	コンクリート強度 (実験時)	載荷速度	
				静的	0.001 cm/s
16mm	50mm	300kgf/cm ²	283kgf/cm ²	中速	1 cm/s
	50mm	300kgf/cm ²	283kgf/cm ²	高速	400cm/s
	90mm	250kgf/cm ²	230kgf/cm ²	静的	0.001 cm/s
		300kgf/cm ²	283kgf/cm ²	中速	1 cm/s
		350kgf/cm ²	312kgf/cm ²	高速	400cm/s

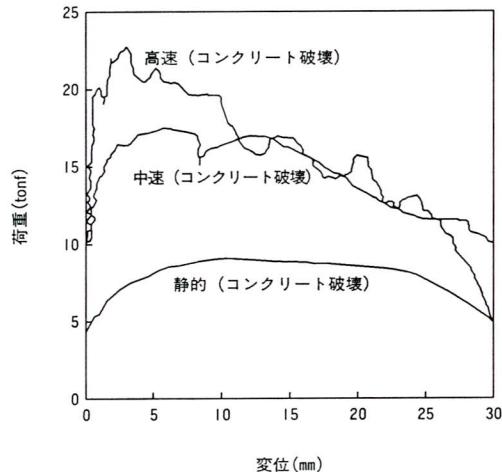


図-15 荷重～変位関係
(スタッド高さ50mm、コンクリート強度283kgf/cm²)

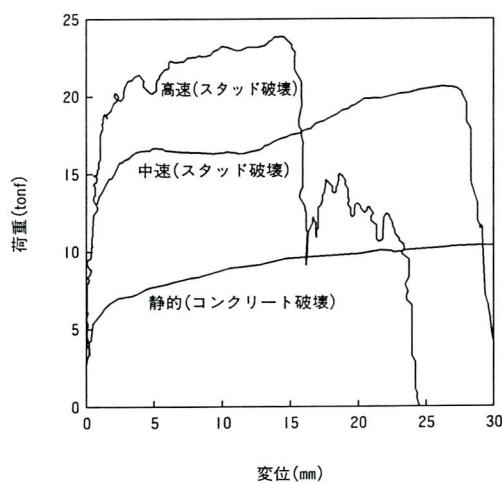


図-16 荷重～変位関係
(スタッド高さ90mm、コンクリート強度230kgf/cm²)

以上の実験結果から、載荷速度が大きくなると最大荷重（スタッド1本当りの抵抗荷重）も大きくなることが分かった。本実験結果から、載荷速度の影響を考慮したスタッド1本当りの破壊荷重が次式のように得られた。

コンクリート破壊の場合

$$P = 33dH\sqrt{\sigma} (0.10\ln V + 1.71)$$

スタッドせん断破壊の場合

$$P = 180d^2\sqrt{\sigma} (0.03\ln V + 1.23)$$

ここに P：スタッドの破壊荷重 (kgf／1本)

d：スタッド径 (cm)、H：スタッド高さ (cm)

σ ：コンクリート強度 (kgf/cm²)

V：載荷速度

6.まとめ

硬質ウレタンを充填した鋼コンクリート合成構造の耐衝撃性能（衝撃エネルギー吸収性能）に着目し、このような3層構造部材をロックシェッドの屋根材として利用することを目的として、それぞれ梁供試体、版供試体を用いた耐衝撃実験、そして合成手段として広く用いられているスタッドの耐衝撃性に関する実験を行い以下の結果が得られた。

- ① ウレタン充填合成梁は同じ曲げ耐力を有するRC梁より大きな衝撃エネルギー吸収性能を有するとともにコンクリートに特有な裏面剥離現象を防止できる。
- ② ウレタンを充填することにより、同厚のRCコンクリート版の押し抜きせん断耐力を2割程度増加できるとともに、合成版としての耐衝撃性能をみるとコンクリート版が押し抜きせん断破壊された後も合成版として荷重を支持し、充填しない場合と比較して150%も大きな衝撃エネルギー吸収性能を示す。
- ③ 荷重載荷速度の影響を考慮したスタッドの破壊荷重計算式を提案し、衝撃荷重を受ける合成構造物の設計に必要なスタッド本数決定の根拠を与えた。
- ④ ①～③を通じて、硬質ウレタンを充填した鋼コンクリート合成部材が耐衝撃性に優れており、合理的な設計法のもとでロックシェッドとして活用できることが分かった。

本開発研究は防衛大学校土木工学教室石川信隆教授の

指導を受け、防衛大学校と宮地鐵工所の共同研究として平成3年から継続してきた成果をまとめたものであり、防衛大学校が保有する落錘式衝撃実験装置、高速変形負荷装置を使用して実験を行ってきた。香月 智助教授、園田佳巨助手には実験計画の段階から結果の取りまとめに至るまで有意義なアドバイスを頂いた。また、元防衛大学校研究科学生山本恭嗣氏、元防衛大学校学生阪田洋氏、現研究科学生加瀬典文さんにはこの成果を得るために非常な頑張りを發揮して頂いた。ここに、謝意を表するとともに、早急に本形式のロックシェッドを建設出来るよう進めるこことを誓って本報告の結語とします。

〈参考文献〉

- 1) 太田貞次、深沢泰晴、檜貝勇：構造工学論文集 Vol.39A、pp.1279-1288、1993年3月。
- 2) T.Ohta, Y.Sonoda, K.Yamamoto, N.Ishikawa : On The Impact Behavior of Composite Beam Filled with Hard Urethane, International Symposium on Impact Engineering, 1992.11
- 3) 山本恭嗣、園田佳巨、太田貞次、石川信隆、太田俊昭：硬質ウレタンを充填した鋼・コンクリート合成梁部材の静的および衝撃応答特性に関する実験的考察、構造工学論文集 Vol.39A、pp.1645-1652、1993年3月。
- 4) 太田貞次、山本恭嗣、園田佳巨、石川信隆：剛体ばねモデルによる硬質ウレタンを充填した鋼・コンクリート合成梁部材の衝撃応答解析、第2回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム概要集、1993年6月。
- 5) 加瀬典文、太田貞次、香月 智、石川信隆：硬質ウレタンを充填した鋼・コンクリート合成板の高速載荷押し抜きせん断実験、構造工学論文集 Vol.41A、pp.1229-1238、1995年3月。
- 6) 加瀬典文、太田貞次、香月 智、石川信隆、伊藤一雄：スタッドの高速せん断破壊実験、土木学会第50回年次学術講演会概要集（第I部門）、平成7年9月。

1995.10.11受付

フィラープレートを有する高力ボルト摩擦接合継手の耐力

Yield Strength of Friction Grip Joints with Filler Plates Using High-strength Bolts

高橋秀幸^{*1} 宮坂淳一^{*2}
Hideyuki TAKAHASHI Jun-ichi MIYASAKA

Summary

With the intention of saving labor in the shop fabrication of the bridge components, structures with no welded joints between plates are being adopted. In this type of bridge there may be a difference between the thickness of adjoining plates. If so, a filler plates must be used to equalize the thickness. There are problems associated with this: it may be difficult to acquire a filler plate of the appropriate thickness and material properties; and a gap which is not completely filled may reduce the axial force exerted by bolts and the slip factor. Thus, much care must be taken when building such structures.

In this study, the results of load capacity tests on joints proved that highstrength bolts (selected in view of the properties and thicknesses of the plates) can be used in friction grip joints with filler plates.

1. まえがき

近年、鋼橋の低価格化が社会的ニーズとなっており、鋼重量軽減とする傾向にあるものに対し、鋼材費と加工費との関係を考慮した省力化が適用されつつある。

新積算基準による設計では、鋼重に比例する積算から鋼材費と加工費との関係を考慮した積算体系に移行され、従来の所要断面に合わせて随所に板継ぎ溶接を行い断面変化（板厚変化）させる設計から、一部材同一断面として板継ぎ加工を省略する方法が採用される。その場合断面変化を現場継手部で行うが、その継手方法として溶接継手と高力ボルト摩擦接合継手（以下、摩擦継手という）があり、板厚差のある摩擦継手部には、フィラープレートを挿入する方法が用いられる。

摩擦継手のすべり耐力は高力ボルトの軸力と摩擦面のすべり係数によって決まるが、フィラープレートを挿入することによるすべり係数の変化やリラクゼーション等の影響を確認しておくことが必要で、摩擦継手のすべり耐力は高力ボルトの締付け管理とすべり係数の管理によって保証されるが、それぞれの管理については道路橋示方書で以下のように規定されている。締付け管理については「ボルトのリラクゼーションや塗膜のクリープ等による軸力減少の原因となるおそれのあるものは、その必要性を含めた検討をしたうえで使用しなければならない」。また、すべり係数の管理に対しては「摩擦継手に

おいては設計計算上接合面のすべり係数を0.4以上として継手のすべり耐力が算出されているため、接合面はすべり係数が0.4以上となるよう処理を施さなければならない」。本文では、摩擦継手におけるフィラープレートを挿入した際のフィラーハー厚変化によるすべり係数に与える影響を求め、また鋼材入手の容易さから本体と異なる材質のフィラープレートを用いた場合の適用性について基礎的な実験を行ったので報告する。

2. フィラープレート挿入における問題点

板厚差を有する摩擦継手に、フィラープレートを挿入

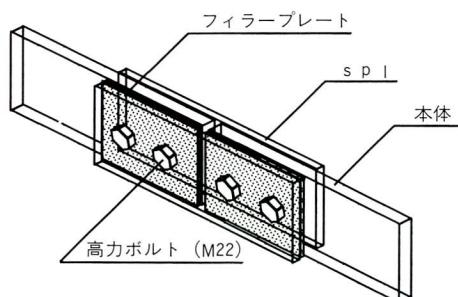


図-1 試験体概略図

*1千葉工場 製造部品質管理課

*2千葉工場 製造部品質管理課

表-1 試験体分類

試験体No.	本体・sp I	フィラープレート	フィラーアイ(㎜)
SSB 0-1~3	SS400	—	—
SSB 2-1~3	SS400	SS400	2.3
SSB 3-1~3	SS400	SS400	3.2
SSB 4-1~3	SS400	SS400	4.5
SSB 6-1~3	SS400	SS400	6.0
MSB 2-1~3	SM570Q	SS400	2.3
MSB 3-1~3	SM570Q	SS400	3.2
MSB 4-1~3	SM570Q	SS400	4.5
MSB 6-1~3	SM570Q	SS400	6.0
MMB 0-1~3	SM570Q	—	—
MMB 2-1~3	SM570Q	SM570Q相当	2.3
MMB 3-1~3	SM570Q	SM570Q相当	3.2
MMB 4-1~3	SM570Q	SM570Q相当	4.5
MMB 6-1~3	SM570Q	SM570Q相当	6.0

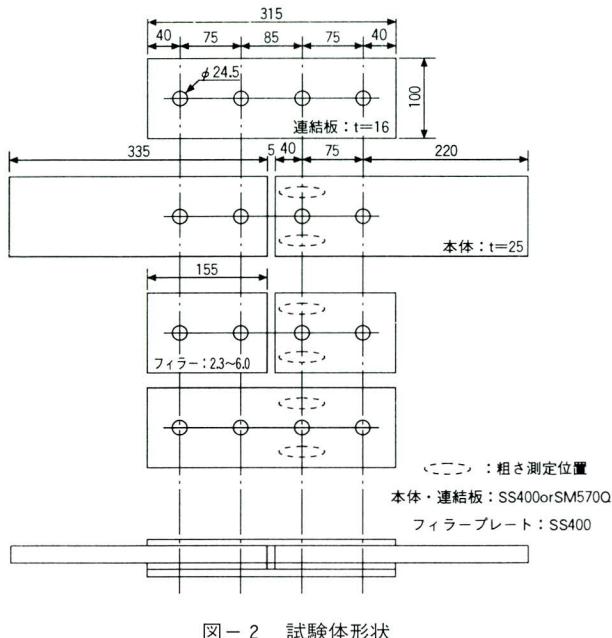


図-2 試験体形状

する際の問題点として以下のことが予想される。

- ① 母材の板厚差に相当する所要板厚の入手の困難
- ② 母材と同等の高強度材の入手の困難
- ③ 表面加工による曲がりの発生
- ④ 高力ボルトの軸力減少
- ⑤ 摩擦継手のすべり係数減少

これらの各要因を大別すると、①・②は材料的な問題点で本文では触れないが、③～⑤は構造的なもので、本実験により評価する。

3. 試験体の概要

摩擦継手のすべり試験を行うにあたり、本体・連結板・フィラープレートの材質および板厚を以下のように選出し、それらの表面処理を行った。

(1) 試験体の形状

試験体概略図を図-1に示し、形状を図-2に示す。本体・連結板の材質は、異材質のフィラープレートの適用性を検証するため同一試験体は同材質とするが、試験体の種類はSS400材およびSM570Q材とし、フィラープレートの材質はSS400材またはSM570Q相当とする。

また板厚は、本体・連結板がすべり試験において摩擦継手のすべり前に降伏しないようSS400材で算出して決

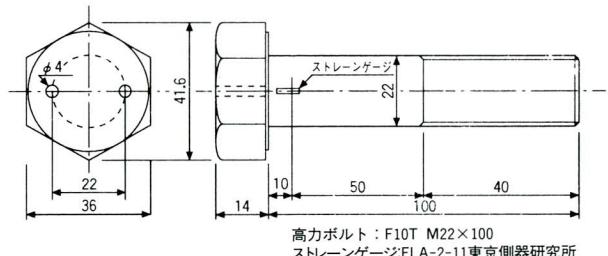


図-3 高力ボルト形状

定し、SM570Q材の場合も同一とした。フィラープレートはJISG3193標準厚さの入手可能な板厚2.3・3.2・4.5・6.0mmおよびフィラープレートなしの5タイプとした。各試験体の繰り返し数を3体とし、試験体分類を表-1に示す。また、フィラープレートSM570Q相当はWEL-TEN590REを使用した。

(2) 高力ボルト

高力ボルトはF10T M22とし、首下長さは試験体板厚から100mmを使用し、孔径についてはM22の標準孔径φ24.5を用いた。

高力ボルトの締付け管理は、トルク制御法・耐力点検出法・ナット回転角法等があるが、いずれも直接軸力を測定する方法ではないため締付け精度や信頼性に欠ける

点もあり、軸力の経時変化も測定できないので、高力ボルトの軸部にストレーンゲージを貼り、軸力計でボルト毎に校正係数（最小自乗法による）を求め、軸力に換算して行った。ストレーンゲージの貼付け状況を図-3に示し、高力ボルト軸力校正図の代表例を図-4に示す。

(3) 試験体の表面処理および表面粗さ

試験体の表面処理はショットブラスト（SIS Sa2.5以上）で行い、表面粗さ JISB0601による十点平均粗さ75 μmRz 以下とした。表面粗さ測定記録を図-5に示す。

4. 軸力導入

(1) 軸力導入

各試験体について試験側を可動、対称側を固定とし締

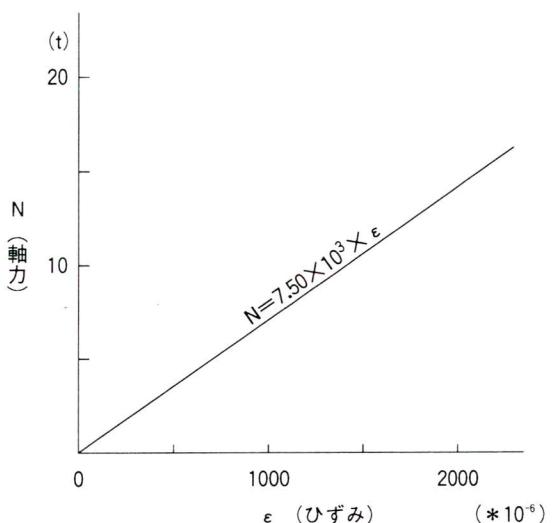


図-4 軸力校正図

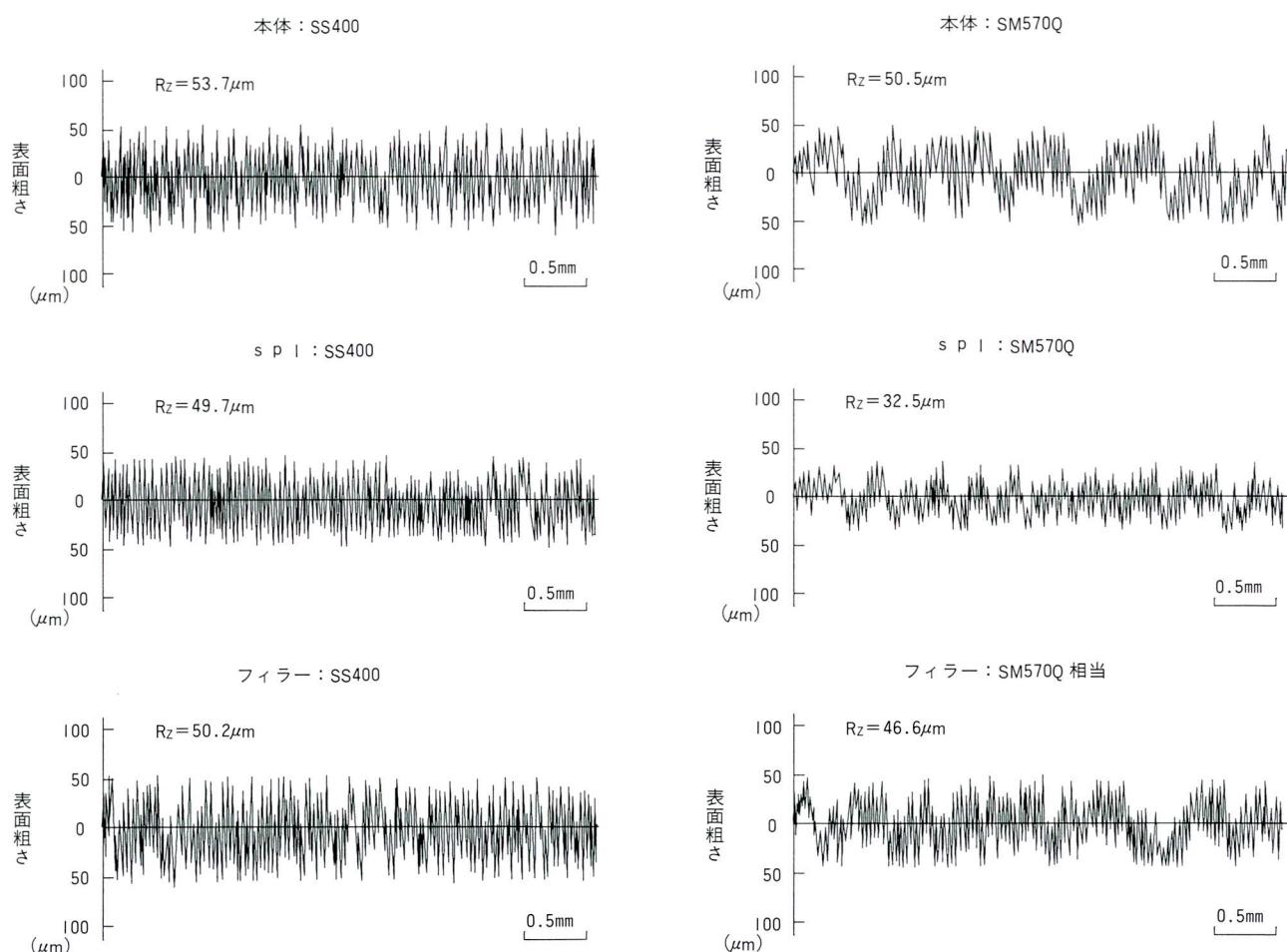


図-5 表面粗さ測定記録

付け順序を図-6のように予備締め・本締めとも固定側→可動側の順に行った。導入軸力は表-2のように、可動側はF10T M22における設計ボルト軸力の10%増しとし、固定側は可動側導入軸力の20%増しとした。また予備締め軸力は導入軸力の60%程度とした。

締付け方法は、可動側の予備締めおよび固定側の予備締め・本締めはトルク制御法により行い、可動側の本締めはストレーンゲージによる歪み制御法により行った。

試験体締付け後を写真-1に示す。

(2) 軸力の経時変化

軸力導入直後から最終軸力（10日後軸力）までの軸力減少率を測定した。測定間隔は直後・0.5・1・2・3・4・5・12・24・48・72・120・168・240Hとし、軸力減少測定結果を図-7に示す。

試験体MMBは、フィラープレートの板厚差における軸力減少の差は無く、2.0%程度の減少率である。試験体MSBは、軸力導入直後で3.0~4.0%の減少があるが240H後においても4.0%であり経時による変化は無い。SSBについては、軸力導入直後で2.0%程度の減少で、経時によって240H後では4.0%になっている。しかし、SS400材におけるブラスト面の軸力減少は一般に3.0~5.0%であり同様の傾向であるので、本実験においてフィラープレート挿入による軸力減少の影響は無いと

表-2 導入軸力 (ton)

締付位置	設計軸力	予備締め軸力	導入軸力
可動側	20.5	13.5	22.6
固定側	20.5	16.2	27.1

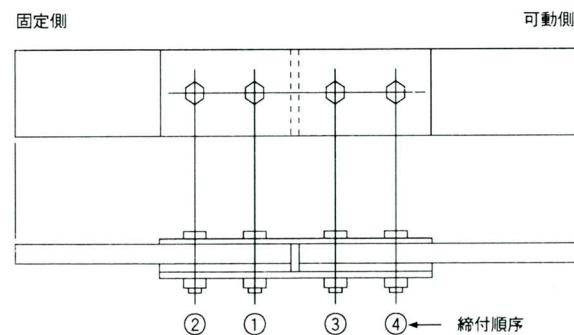


図-6 試験体締付け順序

考えられる。

5. すべり試験

すべり試験は200ton アムスラーで行った。写真-2のように試験体に変位計を取り付け、荷重を加えた際に急激に変化したときをすべり耐力とした。すべり試験結果を表-3に示し、各試験とすべり係数の関係を図-8に示す。

すべり試験結果は各試験体の平均値であり、すべり係数の算出は下式により行った。

$$\mu = P / (m \cdot n \cdot N)$$

μ : すべり係数
 P : すべり荷重
 m : 摩擦面 (2面)
 n : ボルト本数 (2本)
 N : 導入ボルト軸力

本実験の結果から、MMBはすべり係数0.52~0.59でMSBは0.52~0.55であり、MMBとMSBとの差は、フィラープレート2.3mmについて0.07程度小さくなっている。

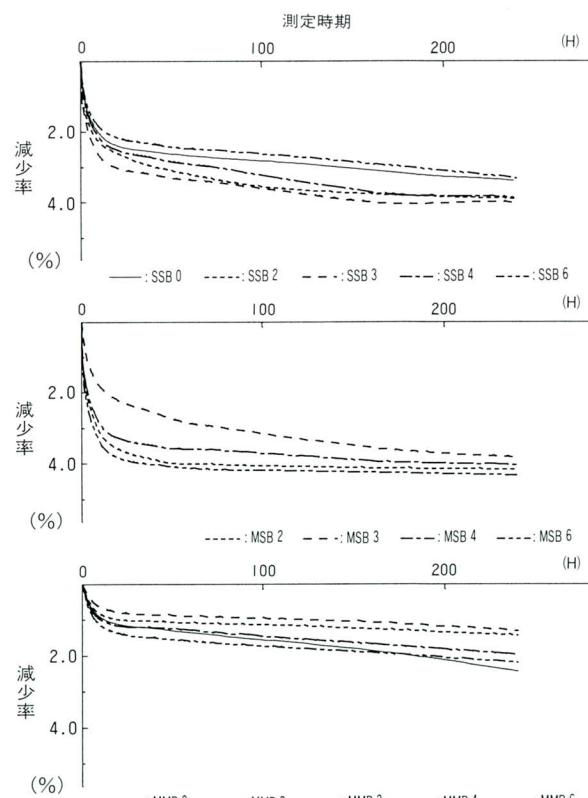


図-7 軸力減少

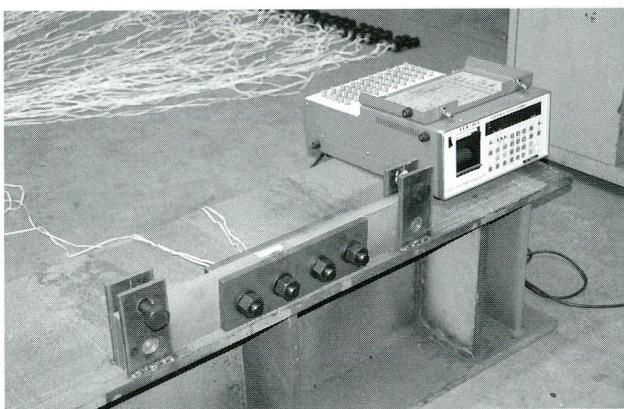


写真-1 試験体

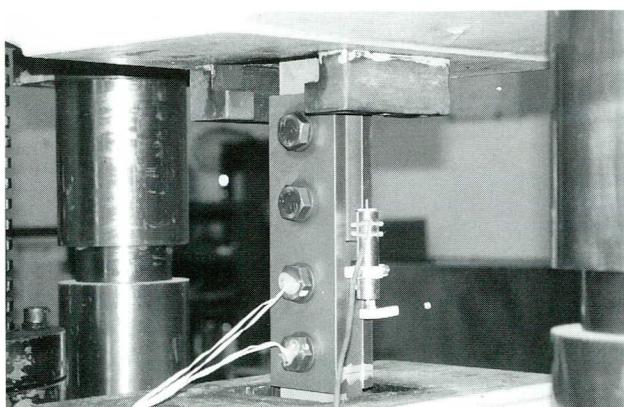


写真-2 すべり試験

おり、3.2～6.0mmはほぼ同じである。また MMB については微少な量ではあるがフィラープレートが厚いほどすべり係数が減少する傾向にある。SSB については、本体・フィラープレートとも SS400材であり軟鋼のため、すべり係数はフィラー厚に関係なく 0.44～0.47と他試験体に比べ小さくなっている。

しかし、試験体 MMB および MSB は全ての試験体ですべり係数 0.5以上であり、試験体 SSB は設計計算上の 0.4を上回っている。

表-3 すべり試験結果 (平均)

試験体 No.	導入軸力 (ton)	試験前軸力 (ton)	すべり荷重 (ton)	すべり係数	実すべり係数
SSB 0-1～3	45.4	43.9	40.6	0.447	0.463
SSB 2-1～3	44.7	42.5	40.0	0.448	0.471
SSB 3-1～3	45.2	43.3	40.1	0.444	0.463
SSB 4-1～3	45.3	43.4	38.6	0.426	0.444
SSB 6-1～3	44.2	42.8	39.5	0.446	0.461
MSB 2-1～3	45.4	43.5	45.5	0.501	0.523
MSB 3-1～3	45.3	43.7	48.2	0.532	0.552
MSB 4-1～3	44.8	43.1	47.3	0.528	0.549
MSB 6-1～3	45.3	43.4	46.8	0.516	0.539
MMB 0-1～3	45.4	44.3	51.6	0.568	0.582
MMB 2-1～3	45.3	44.7	53.1	0.586	0.594
MMB 3-1～3	45.6	45.0	50.3	0.552	0.559
MMB 4-1～3	45.2	44.4	46.6	0.516	0.524
MMB 6-1～3	44.9	43.6	46.1	0.515	0.531

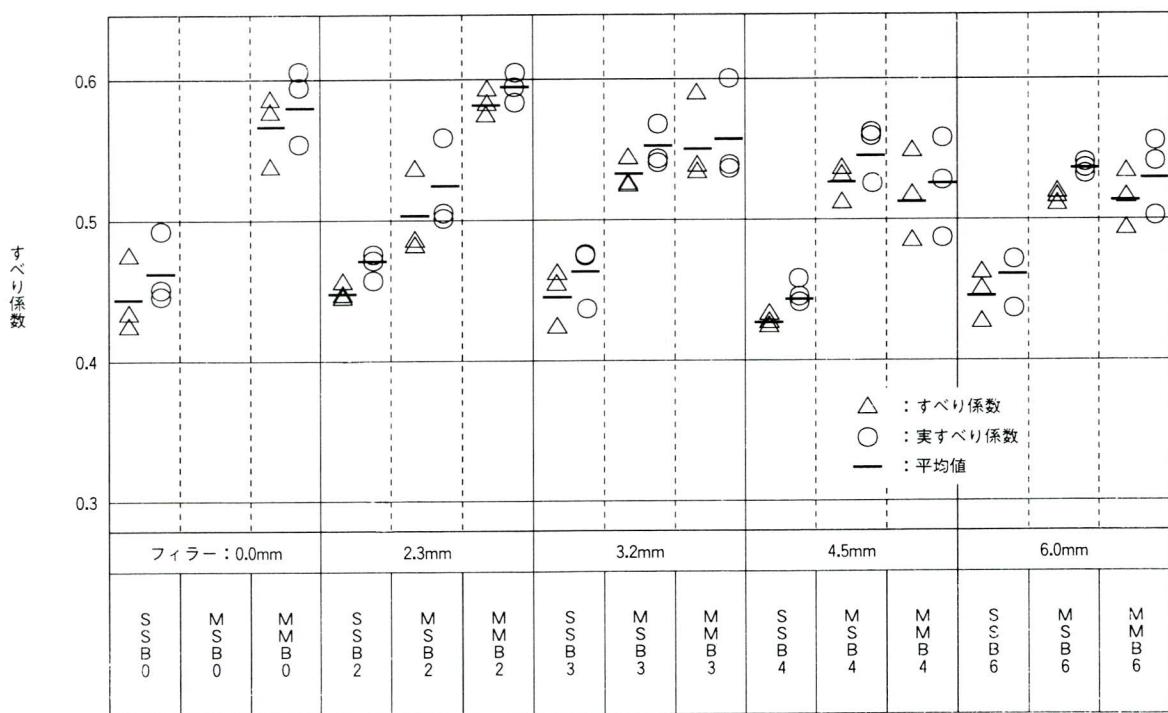


図-8 すべり係数

6. まとめ

本実験の高力ボルト摩擦接合継手におけるフィラープレート挿入によるすべり係数確認試験を行ったがこれらをまとめると以下になる。

フィラープレートを挿入することによる軸力の減少は本体・フィラープレート SM570Q 材（相当）の試験体は2.0%、本体 SM570Q 材・フィラープレート SS400材および本体・フィラープレート SS400材においては4.0%程度であり、一般的なプラスチ面の継手の軸力減少と大差はない。

また、すべり係数については異種鋼材の本体 SM570Q 材・フィラープレート SS400材において、本体・フィラープレート SM570Q 材（相当）と比較して若干小さくなっているが、全体的にすべり係数0.5を上回っており、本体・フィラープレート SS400材においては0.4以上である。

これらの各試験により、フィラープレートの挿入またはフィラープレートの異種鋼材 SS400材における継手耐力の確認ができた。

7. あとがき

以上これらの報告とともに今後、塗料塗布（Zn プライマー塗布等）したフィラープレート挿入の摩擦継手や異種鋼材における高強度材のフィラープレート挿入等の

すべり係数確認試験を行っていく予定である。

本実験に際して、琉球大学工学部土木工学科・兼久迅氏、長崎大学工学部構造工学科・井上修氏には研修生とし多大なる御協力を頂いたことに、紙上を借り心から感謝の意を表すものである。

最後に、省力化工法による板継ぎ溶接継手の省略化やそれに伴う鋼重量・加工工数等の問題は鋼橋製作に重要な課題であり、本報告がそれら課題解決のために少しでも参考になれば幸いである。

＜参考文献＞

- 1) 成宮隆雄、百瀬敏彦：高力ボルト摩擦接合継手の設計と耐力、宮地技報 No.4、p14-27, 1988.3.
- 2) 秋山寿行、藩本章一、西村宣男：高力ボルト摩擦接合に関する設計基準の国際比較、土木学会第46回年次学術講演会、I-270, 1991.9.
- 3) 吉原忠、小坂寛己、大野晃：高力ボルトの軸力変動と滑り耐力に関する実験、土木学会第41回年次学術講演会、I-281, 1986.
- 4) 伊藤鉱一：DIN 規格の鋼構造用ボルト接合に関する規定、橋梁と基礎, 1989.5.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 1994.2.
- 6) 日本建築学会：鋼構造設計基準, 1970.

1995. 10. 30受付

グラビア写真説明

中部電力鯖南独身寮

名鉄常滑線で名古屋駅より知多半島に向い15分程、大同町駅のすぐ前に新築されたこのビルは中部電力(株)の独身寮です。

近くには、名古屋火力発電所、新名古屋火力発電所があり、通勤には便利な所に位置しています。

当然の事ながらオール電化された近代的な魅力ある建物となっております。

(泉)

RCプレキャスト床版の施工 (八木沢高架橋)

Constructing Bridge Slabs with Precast RC Members (Yagisawa Viaduct)

星野 実¹
Minoru HOSINO

藤井祐吉²
Yuukiti FUJII

吉川 薫³
Kaoru YOSHIKAWA

小島英明⁴
Hideaki KOJIMA

Summary

If a list of world's longest-span bridge-was drawn up, many near the top would be 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

平成7年2月に竣工した上信越自動車道八木沢高架橋（鋼上部工）工事において、橋梁の省力化工法の中の1テーマとして、鉄筋コンクリート継手をもつプレキャスト床版を施工したので、その採用の目的、設計の考え方、信頼性の確認試験および製作と現場施工について報告する。

鋼桁に用いるコンクリート床版の施工は、型枠、鉄筋組立およびコンクリート施工に至るまで、大部分が人力作業によっており、鋼橋の施工では最も省力化の遅れている工種である。

この床版工事の省力化をめざして、工場製作したパネルを現場にて取り付ける工法が各種提案され、実用化されつつあるが在来工法に比べて工期の短縮は計れるものの、大幅な工費の増加になることから、橋梁の新設時に本格的に採用されるには至っていない。

特に床版パネル相互の継手部が技術的に最も問題となるところで、コンクリートのプレキャスト床版では、プレストレスの導入により連結する構造が実験的に施工されている。しかしながら、前述のように床版工事費が50%以上増加してしまうばかりでなく、将来の部分補修が難しいこと、さらに鋼桁との間の固定に用いているジベルの設計法など未解決の部分も残っている。

そこで筆者らは、この継手部を場所打ちの鉄筋コンクリート継手としたRCプレキャスト床版が、工費を低減

する1つの方法であると考え、本工事への採用を提案した。プレキャスト床版施工を実施するにあたっては、継手に関する各種の実験を行い、¹⁾その安全性を確認するとともに、実物大の模型を製作し施工性の確認も合わせて行った。

本工事においては、上り線261mについてプレキャスト床版を採用し、比較のため下り線205.9mについては在来工法とした。またプレキャスト床版の特徴を生かすべく、塗装、足場、排水装置などを含めた総合的な省力化の取り組みを進めることで良好な結果を得ることができた。

ただし、現場工事費の面からは、これらの結果を総合してもなお、従来工法に比べて工費を下げるまでには至らなかった。しかしながら、プレストレスを導入するタイプの床版との比較では、大幅に床版工事費は削減できると判断できる。このことにより今後の効果的な省力化施工に対する展望を得ることができた。

2. 工事の概要

(1) 主な諸元

工事名 上信越自動車道八木沢高架橋（鋼上部工）工事
工事期間 平成4年9月～平成7年2月
プレキャスト床版を施工した上り線の諸元は以下の通りである。

*¹技術本部 工事部工事計画課課長

*²技術本部 松本工場 生産設計部生産設計課

*³技術本部 工事部付課長

*⁴技術本部 第一設計部 設計第一課

構造形式 4径間連続非合成鋼箱桁橋
 橋長 261m
 支間 $51.2 + 90.5 + 56.0 + 62.0\text{m}$
 幅員 全幅員 10.9m
 床版 鉄筋コンクリートプレキャスト床版
 下り線は比較のため従来工法のRC床版としている。



写真-1 八木沢高架橋全景

(2) 工事の特長

本工事は省力化施工の試験橋梁として、いくつかの新しい試みを採り入れている。主な省力化施工に関する検討事項について、以下に簡単に述べる。

1) 設計

主構造の設計は板継ぎ溶接を極力減らした合理化設計を採用した。プレキャスト床版の採用にあたっては、従来行われているフランジ厚をウェブ側に変化させるなど鋼桁の製作工数増につながる設計を行うことが多いが、本橋では箱桁の製作にしわ寄せする設計は採用していない。

この合理化設計による場合と、従来の設計法による場合の鋼重と溶接延長の比較を図-1、2に示す。

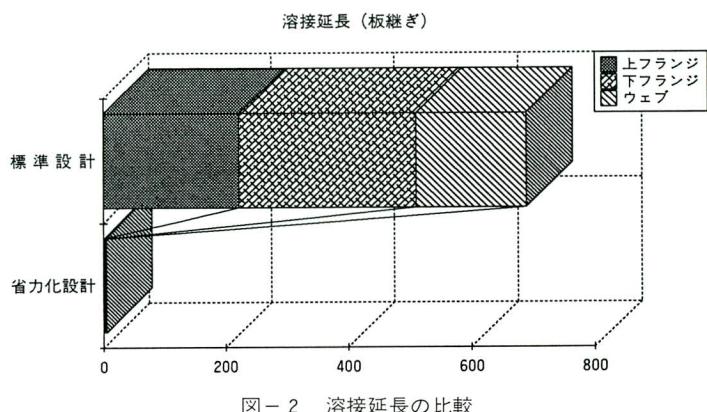
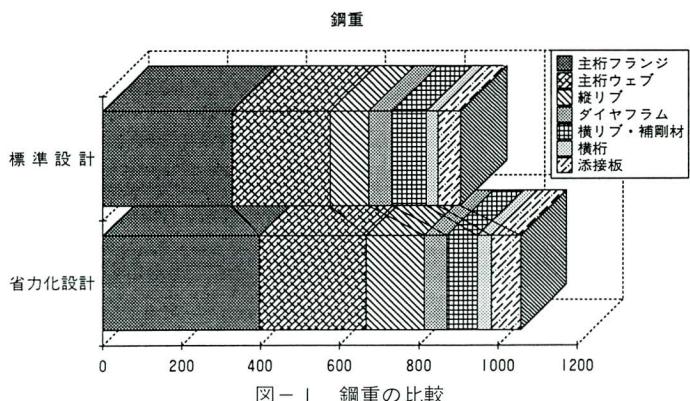


図-2 溶接延長の比較

2) 工場製作

現場での施工精度確保と製作の省力化を目的で、当社の開発した「連続パネル組立工法」と呼ぶ仮組立を行わない新しい製作工法を採用した。この工法の採用により精度確保と工場出荷にあわせた製作、塗装を行うことができ、現場での作業工程に無理なく対応できるなど、効果をあげることができた。詳細については本誌の別稿を参照いただきたい。²⁾

またプレキャスト床版の採用により、現場施工時に塗膜を損傷する事がほとんどないので、工場でのポリウレタン樹脂系の上塗り塗装まで完了して出荷できた。現場塗装は添接部のみであり、大幅な工程の短縮と塗装品質の向上につながった。従来工法の床版を施工した下り線は床版施工時の塗膜の損傷を考慮して、現場にて中塗り、上塗り塗装を行っている。

3) 架設

プレキャスト床版の採用により、床版下面の足場を必要としないので、試験的に河川上の中央径間を、吊り足場を架設せず移動作業足場による施工法とした。吊り足場が不要になれば、足場の組立解体に伴う危険作業が無くな

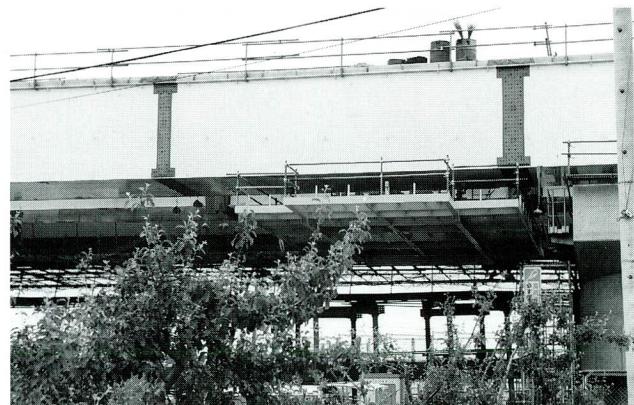


写真-2 移動作業足場による作業

るばかりでなく、足場吊りチェーンやパイプの当たりによる塗膜の損傷とタッチアップの不足による錆の発生を防ぐことができ、長期防錆上からも効果が期待できる。

3. プレキャスト床版の設計

(1) 設計方針

プレキャスト床版の設計において考慮した主な事項を以下に述べる。

①2主桁の箱桁橋で床版支間2.7mは変更せず、従来のRC床版の設計をそのまま用いる。床版厚は23cmである。

②プレキャスト床版パネルの寸法は、長さ方向に全幅員の10.9m、幅2.0m、重量約11tfとし、輸送および架設に無理のない形状とした。

③パネル相互の継手は、ループ鉄筋を用いたコンクリート場所打ち構造とする。場所打ち部の間隔は32cmで、通常の鉄筋ラップ長に比べて約半分になる。この継手長は実験により信頼性を確認し決定した。(本誌の別稿による^{*2})。ループ内に入る補強鉄筋の本数と太さについては、未解決なので安全をみてD16を6本配置した。

④通常場所打ち部の目地は、床版の強度上の弱点になり、型枠など床版裏面からの作業が必要である。しかしながら、本工事は箱桁橋であるため、主桁上での床版裏面での作業は不可能なため、プレキャスト床版製

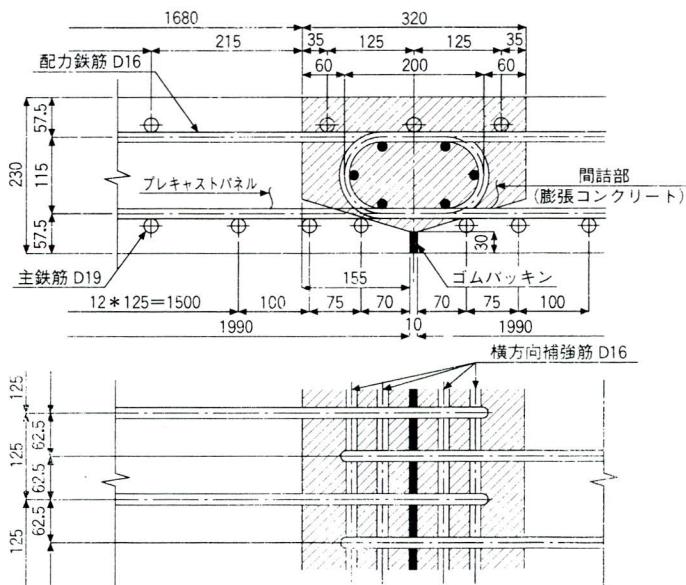


図-3 ループ鉄筋継手図

作時に図-3のような型枠兼用の張り出し部を持つ構造とした。張出し部の先端には、止水と欠け落ち防止のため、特殊な構造のシールゴムを接着して用いる。

この構造は現場施工時に作業の能率化に対する大きな効果を生んだ。

⑤壁高欄と地覆の床版部との一体化は、将来は実現すべき課題であると思われる。このため実物大施工試験の供試体は床版部と壁高欄部を一体で製作し、問題点の抽出および対策検討を行うこととした。結果的にはコンクリート打設上の問題、保管や輸送の問題、継手の構造および最終的な外観上(特に通り)の問題に対する懸念があり、短時間での解決は困難と考え、今回は場所打ちとして施工した。

⑥中間支点付近は、パネル調整区間と考えるとともに床版に引張りが作用するので、継手部にひび割れが集中しないように、2パネル(4m)をコンクリートの場所打ち区間とした。鉄筋はパネルと同じ組立鉄筋を用いることにした。

⑦排水栓、ガードレールポスト間隔などはパネル間隔を考慮して設計した。

⑧プレキャスト床版のために、鋼桁に特殊な加工を必要とする設計は行わない。従ってハンチ部の構造は、フランジの板厚と添接部をかわせる高さに床版下面高さを設定する。また横断勾配によるハンチの変化量の全てを床版で処理することにした。

(2) 床版の設計

プレキャスト床版の断面およびパネルの一般図を図-4に示す。断面はすべて同じとし、排水栓位置のパネル

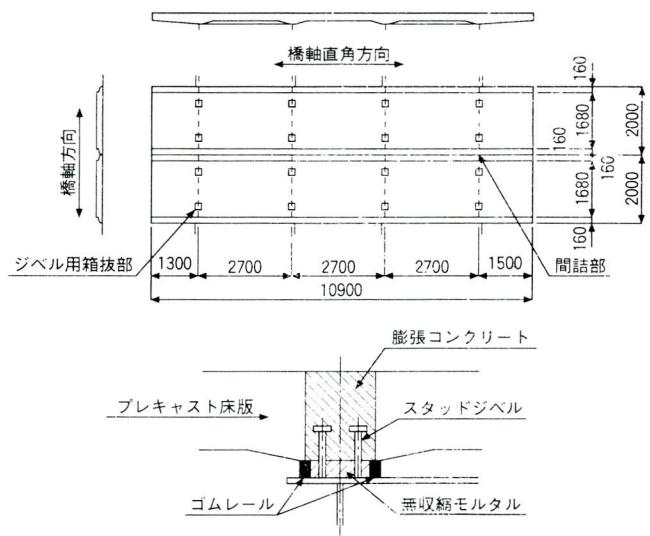


図-4 床版パネル一般図

および中間支点に近く板厚の特に厚い個所にある添接部のみプレキャスト床版下部を一部箱抜きしたパネルを作成した。

4. 実物大供試体による施工試験

(1) 試験の目的

プレキャスト床版が所定の品質で製作でき、輸送および架設時に問題が生じないかを、実物大の供試体パネルを作成し検証する。主な検討事項は以下の内容である。

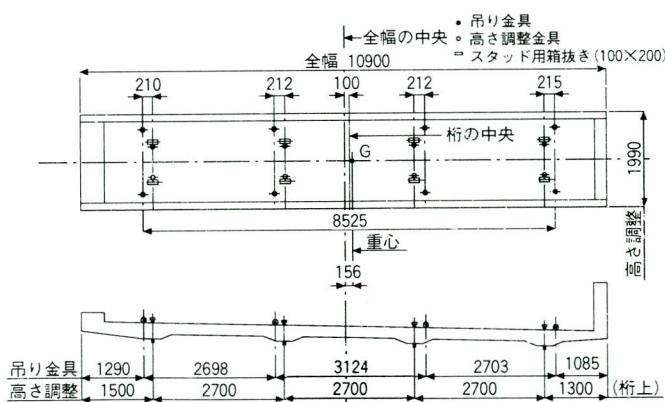
- ① コンクリートのひび割れと欠け落ちの発生を調査し、発生した場合はその対策を検討する。
- ② 配筋等の詳細構造の確認を行う。
- ③ 型枠の構造と製作方法を検討する。
- ④ 吊り上げ方法（吊り金具、吊り天秤、吊り点の位置等）を検討する。
- ⑤ 乾燥収縮とねじれ等の変形量を把握し実施工に反映させる。
- ⑥ トレーラーへの積み付け方法（支持、固縛）を検討する。

(2) 試験概要

RCプレキャスト床版の実物大パネルを1台製作する。これには型枠製作、配筋、コンクリート打設および養生が含まれる。

試験的に床版と壁高欄および地覆を一体としたパネルとして設計し、製作した。供試体の製作のポイントと主要な測定項目を以下に示す。

- ① 配筋時に吊り金具と高さ調整用の金具を埋め込んでおく。高さはボルトに高ナットをねじ込むことで、調整が可能か調査する。供試体の一般形状と金具類の配置を図-5に示す。



- ② 脱型時間を72時間として、製作工程と型枠台数による製作サイクルを検討する。
- ③ 脱型直後にクレーンで吊り上げるために、専用の天秤を製作し使用した。吊り上げ試験により問題がなければ実施工に天秤を転用する。
- ④ コンクリートの4週強度を確認して、高さ調整金具を用いて高さ調整の施工性を調べる。
- ⑤ トレーラーに積み込んで、輸送による損傷の確認を行う。
- ⑥ 保管中の変形および収縮を測定し、ひび割れを調査する。

(3) 試験結果

1) コンクリートの品質

道路公団仕様：B-1-1のコンクリート（早強）を使用した。呼び強度240kgf/cm²、スランプ[°]8cm。

コンクリート試験の結果は

3日強度：204kgf/cm²
28日強度：338kgf/cm²
スランプ：10.5cm

2) 床版パネルの品質

① 床版パネルの寸法測定の結果

収縮量の正確な測定はできなかったが、そりや変形は生じなかった。

② ひび割れと欠け落ちの状況

脱型時にコーナーの一部に欠け落ちが生じた。また現場継手部のコンクリート先端に1個所長さ600mm程度のひび割れが発見された。その他にはヘヤークラックなども発見されなかった。

3) 作業性

① 現場継ぎ手位置のコンクリート先端部はその形状からコンクリートがまわりにくい。しかし型枠の空気孔などの工夫により製作上のトラブルは生じなかった。

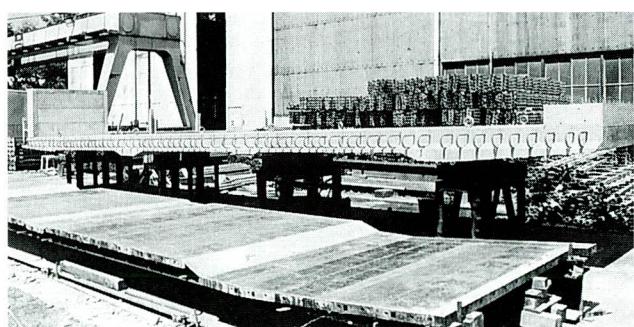


写真-3 実物大供試体

- ② 吊り上げにはアイボルトと天秤を利用したため問題は生じなかった。
 - ③ 輸送にあたっては仮置きと同様に支持台を調整し、なおかつパネル端部を支持すれば問題はない。
- 4) 金具類について
- ① 吊り上げ用の金具の抜け落ちや周辺のコンクリートのひび割れは生じていない。
 - ② 高さ調整金具としてパイプレンチを用いてボルト頭を回転させることで、パネルの高さを上下させることができた。ただしこの場合は同一ハンチ上の金具を同時に調整する必要がある。ボルト回りには異常は発見されなかった。

(4) 実物大施工試験の考察

- ① RCプレキャスト床版は計画した断面形状での製作に特に問題はない。高欄は現場打ちが望ましい。
- ② コンクリートの乾燥収縮による影響などを考慮することにより、所定の寸法精度は十分確保できる。
- ③ 現場継手部のコンクリート先端部のひび割れに対して何らかの対策が必要である。
- ④ 吊り下ろし時の衝撃や、輸送中の振動に対してコンクリートにひび割れや欠け落ちは生じなかった。ただし、高さ調整時にも言えることであるが、均等に確実に支持しないと過大な変形や応力が生じることがある。
- ⑤ 脱型時にコーナー部が欠け落ちる恐れは、丁寧なコンクリート作業と脱型時の注意深い施工により防止できるものと思われる。
- ⑥ 吊り金具、高さ調整金具および天秤は十分に用途に耐えうる。配置も今回採用したものでよいと思われる。

5. 現場施工

実物大供試体による施工試験結果をふまえて、実施工で製作するプレキャスト床版は、壁高欄と地覆を現場打ちとする形状とし、一体型による施工は今後の課題とした。

(1) プレキャスト床版の製作

RCプレキャスト床版の製作は製作設備、管理および

仮置き等の条件を検討した結果、本工事では型枠の製作から仮置き場所での保管までを、コンクリート2次製品の製作専門会社の協力を得ることにした。

1) 型枠

専用の鋼製型枠を2台製作した。この鋼製型枠は高価であるため、パネルの製作工程と現場施工工程とを十分検討した結果、1台当たり1日1パネルの製作が可能であるとの判断から、2台製作することにした。床版の設計にあたっては、すべて同一断面とし断面の異なる端部の打下ろし部は場所打ちの構造とし、いわゆる役物の型枠は製作しなかった。

2) 鉄筋の加工と組立

パネルごとに鉄筋をパネル化し、鋼製型枠に据え付けた。端部の構造が複雑でせき板の貫通鉄筋が多く、箱抜き等があるので、現場施工分より鉄筋の組立精度を向上させる必要があった。鉄筋は溶接でなく結束とした。

3) コンクリート打設

工場内の作業になるので作業性は問題ない。ただし蒸気養生を行う関係で、路面側のホーキ目を入れる時期が早くなり、鋭利なホーキ目にならない。

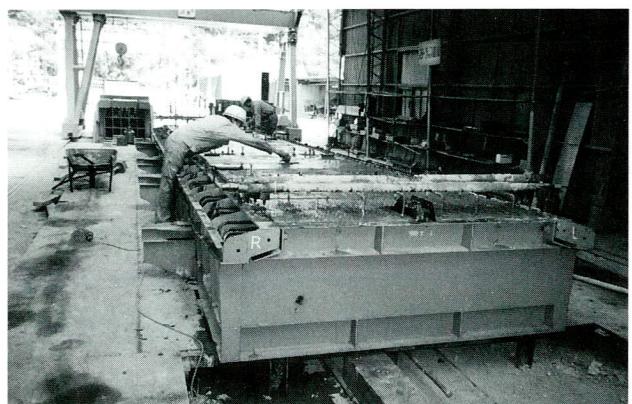


写真-4 鋼製型枠によるパネルの製作状況

4) 養生・脱型

パネルの製作サイクルを短縮するために、蒸気による初期促進養生を行った。

脱型時期の決定は、全体工程を左右するので、本工事では打設後16~17時間で脱型するものとして、コンクリート強度が型枠解体に耐えうるか否か、積算温度の検討と、試験体の圧縮強度試験によって確認して決定した。安全のためはじめの段階では、十分な養生時間を確保し製品の確認をしながら、所定の製作サイクルにもどした。

脱型時のコンクリート強度の目安は以下のようになる。

本パネルの型枠解体可能な理論値··· 75kgf/cm²

公団管理要領による必要圧縮強度・・・140kgf/cm²
打設後16時間の圧縮試験強度・・・163kgf/cm²
脱型後のパネルは、直ちにクレーン等で吊り上げる
必要があるため、パネル製作時に埋め込んだ吊り金具
の性能試験を実施した。

パネル自重 12.0tf

吊り点数 8 点

1点あたりの設計荷重 3.0tf (不均等荷重考慮)

試験結果・・・8.0tf までは異常がない。10.1tf で
試験体に金具の伸びが発生した。金具本体の引き抜き強
度は12tf と保証されており 3 tf では問題にならない。

5) 打継目の処理

パネルの現場継手部以外の高欄・地覆の打ち継ぎ目
は、あらかじめレイターンや弛んだ骨材等を除去する
必要があるため、次のように対応した。

パネルのコンクリート打設直後に凝結遅延剤を散布し
ておき、脱型後直ちに当該部分を高压水で洗浄すること
で、レイターン・弛んだ骨材等を除去した。

6) 輸送

2パネルを1台のトレーラーで輸送する。ポールトレ
ーラーでは任意の位置に支点を設けられないので、遊車
と牽引車の間に架けるフレームを製作した。

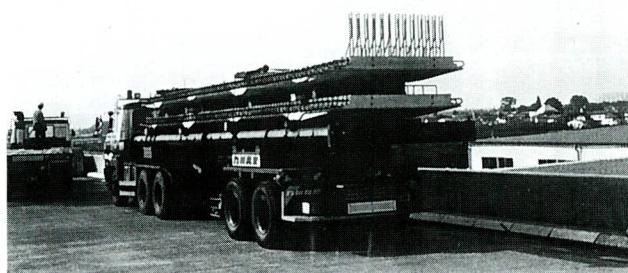


写真-5 輸送荷姿

(2) プレキャスト床版の現場据付け

プレキャスト床版の現場据付け作業フローは以下のよ
うである。

施工にあたっての着目点について以下に略記する。

1) ここで用いているパッキング材は、パネルの支持と
ハンチ部に充填する無収縮モルタルの型枠として機能を
持たせている。パッキング材は発泡ゴムで、法兰ジ上
面に接着剤で固定した。パッキング材の厚さを調整する

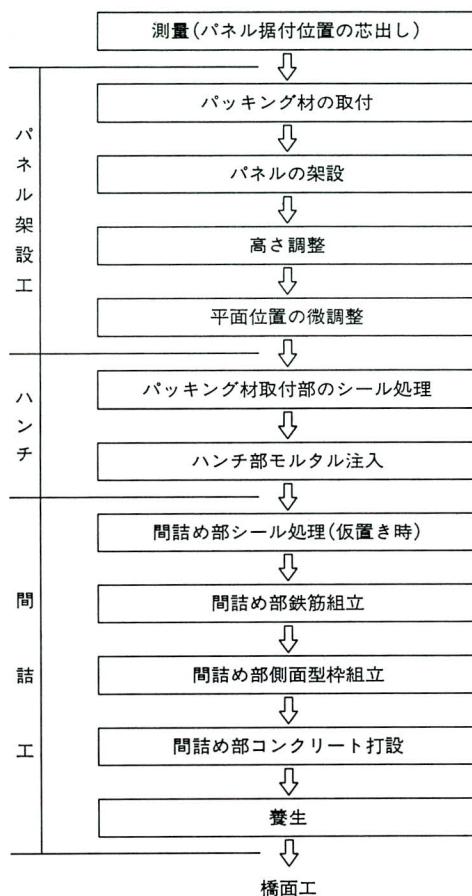


図-6 プレキャスト床版現場作業フロー

ことで、鋼桁キャンバー等の架設誤差を吸収させること
も可能である。ただし微細な細工は難しいので、十分な
検討が必要である。

2) パネルの架設

上り線に先行して施工した下り線の床版（現場打ち）
上に100tf 吊りトラッククレーンを据え付けて架設した。

並行する橋梁がない場合や、桁下にクレーンヤードが
得られない場合は、箱桁の架設と同規模の設備が必要に
なると考えられる。

今後幅員が広い場合等では1パネルの重量が20tf程度
になることが予想されるので、今後は鋼桁と同一設備で
架設することを検討する必要がある。

3) 高さ調整

パネル製作時に埋め込んだ高さ調整用の金具を利用して
高さ調整を行った。実物大の施工試験で確認した結
果、ネジ部の強度上の問題から、床版を持ち上げる方向
に調整することは難しいことが判明していたので、下ろ
す方向のみで調整できるように、あらかじめパネルを高

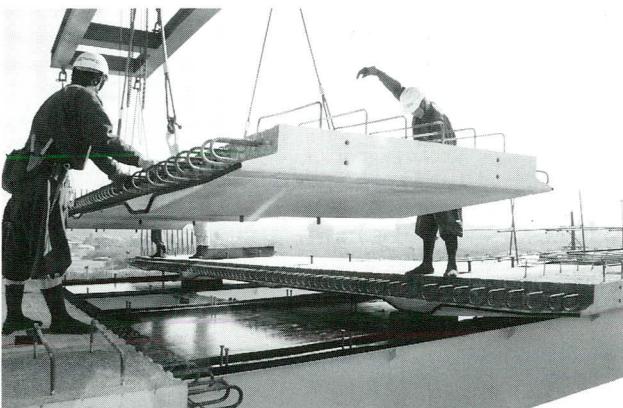


写真-6 RC プレキャスト床版の架設状況



写真-7 間詰め部の鉄筋組立

めに据え付け調整した。

4) 平面位置の微調整

パネルをパッキング材表面で滑らせる方法を考えていたが、パッキング材の変形が大きく、損傷の恐れがあるため事実上微調整は難しい。クレーンで吊り上げ介助しながら滑らせる方法で、微調整を行った。

クレーンで吊り降ろす際にできるだけ正確に据え付けることが肝要である。

5) ハンチ部モルタル注入

モルタルはセメント系無収縮モルタル、注入方式は自然流下式（位置水頭による）、また充填の確認は目視による流出の確認により施工した。

なお、箱桁の内側は目視による流出の確認が困難であるため、あらかじめパッキング材の幅を大きいものにしておき、モルタル注入後はファイバースコープを介して流出の点検を行った。

6) 床版パネル継手部のシール方法

この部分のシール処理は、型枠の機能とパネルの荷扱い時の緩衝材としての機能を持たせている。材質はハンチ部のパッキング材と同種の材料を用い、張り出し床版部に接着剤で貼り付ける構造とした。これらの作業は仮置き場で出荷直前に行った。

7) パネル間ループ鉄筋継手内補強鉄筋の施工

パネルの両端に突出しているループ鉄筋の内側に補強鉄筋を差し込む作業である。作業自体は単純で簡単な作業であるが、近接して構造物がある場合や朝顔足場等の障害物がある場合などは、難しい作業になる。分割してループ鉄筋内にセットしておく等の処置が必要である。

8) 間詰め部のコンクリート打設

使用したコンクリートは公団規格のA-1-1に膨張剤を添加したもので、下り線床版上からポンプ車にて打設

した。すべて橋上作業なので、パネルが足場となり、安全で良好な施工結果が得られた。

養生は一般的なシート養生を行った。

6. あとがき

本工事は平成4年9月1日に着手し、途中90日間の工事一時中止を経て、平成7年2月17日に竣工した。開通は平成7年11月30日である。

RC継手を持つプレキャスト床版をはじめ、箱桁の連続パネル組立工法による仮組立を行わない製作方法の実施など、いくつかの省力化工法を当社として初めて採用した工事となった。

鋼橋の工事費の低減を意図した省力化の試みであったが、結果から見れば必ずしも工事単価の低減にならなかった工種もある。しかしながら、鋼橋新時代への試金石となったものと自負している。

工事にあたり、日本道路公团名古屋建設局、同長野工事事務所をはじめとして、JVを構成した㈱サクラダ、プレキャスト床版の製作を担当した昭和コンクリート工業㈱ほか数多くの企業と多数の関係者の経験・英知・努力によって省力化工法への取り組みがなされたことを報告し、誌上を借りて深謝するものである。

〈参考文献〉

- 1) 佐藤徹、清水功雄、高橋秀幸：RC プレキャスト床版の耐荷力および耐久性試験、宮地技報No.11, 1995.12.
- 2) 小糸毅、森下統一、小出勝雄他：連続組立工法を用いた箱桁の仮組立省略システム、宮地技報No.11, 1995.12.

1995.10.9 受付

[箱桁製作の省力化工法]

連續組立工法を用いた箱桁の仮組立省略システム

[Labor-Saving Method of Box Girder Production]

-A system which omits tentative assembly and uses
the continue panel assembly technique-

小 坪 肇^{*1}
Tsuyoshi KOAKUTU

伊 東 孝^{*4}
Takashi ITO

森 下 統 一^{*2}
Touichi MORISITA

中 塚 勲^{*5}
Isao NAKATUKA

小 出 勝 雄^{*3}
Katuo KOIDE

茂 木 輝 幸^{*6}
Teruyuki MOGI

Summary

In the shop fabrication of a steel bridge, tentative assembly of girders serves both for inspecting and for adjusting the configuration. Thus, if tentative assembly is omitted it is important that production techniques be improved so that no configuration adjustment is necessary. Believing that the successful omission of tentative assembly ultimately depends on the dimensional accuracy of members, in 1987 Miyaji Iron Works developed a panel assembly technique for producing box girders. The technique was immediately put into practical use by setting up an automated panel production line.

The adoption of this technique, which made it easier to control the shrinkage and deformation of girder members due to welding, allowed us to increase dimensional accuracy.

The continue panel assembly technique was subsequently developed as an essential means of reproducing in the field the accuracy attained in the shop. This is done by joining beforehand two or more members at a shop. The technique ensures the complete integration in the field of the joint surfaces of main girders, and make it possible to adjust the joint surfaces by drift pins.

In addition, a computer system that simulates tentative assembly on the basis of data collected by three-dimensional measurement of members in the process of continue panel assembly has been developed. The system which omits tentative assembly and uses the continue panel assembly technique was recently used in constructing a bridge. This paper describes the principles of the system and reports on the results of application.

1. まえがき

一般的に鋼橋は部材完了後に工場ヤードにおいて、全体または部分的に仮組立を行っている。立体仮組立作業は高所作業が多く最も危険を伴う作業であるとともに、工場内に仮組立ヤードとして、必要な地耐力を持つ、膨大な用地を確保し、大型クレーン、受台、足場機材等の設備負担も大きい。従って多くの工事の仮組立が省略され、工場においてこれらの設備負担が軽減されればコスト縮減効果は大きいものとなる。

仮組立省略により、工場が架設に対して保証すべき事項は以下の通りと考えられる。

- ① 単部材としての形状および寸法は部材検査で保証される。しかし、個々の部材が許容値を満足している、設計値に対してバラツキがある部材を多数接

合した場合の全体形状および寸法の確認。

- ② 部材の接合部の断面形状および寸法の相対誤差による接合部の目違いおよびボルト添接孔精度が許容値を満足するかどうかの確認。
- ③ 立体的に配置された部材が相互に干渉し、添接不能となることがないとの確認。
- ④ その他架設に著しい支障を及ぼす不具合がないとの確認。

一方、従来仮組立時に調整作業として行われていた作業を省略するための製作工法の改善事項および追加作業事項は以下の通りと考えられる。

- ① 部材の各添接断面寸法の相対誤差による高力ボルト接合部の肌隙管理
- ② 部材の各現場添接部の孔精度管理
- (工場製作精度を架設現場で再現するため、打込みビ

*¹千葉工場生産設計部第一生産設計課長 *²千葉工場製造部品質管理課長
*⁴千葉工場製造部次長

*³経営企画本部経営計画部 部付課長
*⁵技術本部付部長(品質保証担当) *⁶技術本部品質保証部 部付課長

ンによることを前提にした取り合い孔精度保持)

③現場添接部の母材添接隙間の管理

ニ) 仮組立省略によるキャンバーおよび通りの制度管理

これら架設に対する品質保証および仮組立施工時の調整作業と品質事項の工場製作への取り込み等を考慮した箱桁の仮組立省略システムを開発し、実橋に適用したので、これらの結果について報告する。

2. 適用橋梁

日本道路公団名古屋建設局発注の「上信越自動車道八木沢高架橋（鋼上部工）工事」は省力化工法を積極的に取り入れ、いわゆるパイロット工事として施工された。手順をを示した。

本工事は宮地・サクラダ共同企業体で受注した鋼4径間連続箱桁（上り線）、鋼3径間連続箱桁（下り線）の2連であり、当社施工分の上り線について「連続組立工法を用いた仮組立省略工法」を適用した。

なお、本橋では合理化設計による鋼板板継ぎ溶接の省略による一部材一断面化、縦リブおよび横リブ配置の変更による材片数の削減および溶接量の低減、RCプレキヤスト床版工法および移動作業床の採用等多くの省力化工法を行ったが、これらについては別途報告している。²⁾ 本報では、製作の省力化工法として「連続組立工法を用いた仮組立省略工法」を主体に報告する。

図-1に八木沢橋4径間連続箱桁の一般図を示した。

3. 箱桁の「パネル連続組立工法」

箱桁のパネル組立工法におけるパネルとは、箱桁を構成するフランジ、ウェブ、ダイヤフラムおよび横リブ等に取りつく材片を大組立前に組立・溶接し、形状および寸法を調整した組立部品のことである。大組立後の部材

はパネル状態で殆どの溶接が完了しており、大組立後の溶接はフランジとウェブの角継手およびダイヤフラムの全周溶接程度となる。その為溶接による収縮および変形が比較的少なく、変形の加熱矯正が原則的に排除出来るので大組立後の溶接収縮量の予測が容易となり、かつ部材長、断面寸法の管理精度が向上する。従って、フランジおよびウェブパネルの溶接収縮量と大組立後の溶接収縮量の予測とその信頼性が重要な課題となる。箱桁パネルと大組立後の部材の溶接収縮量の予測と実測値については後述するが、今後更に改善していかねばない事項もあるが、パネル連続組立工法を採用できるだけのパネル精度の確保は出来たと思われる。

図-2にパネル連続組立システムの連続組立法と製作手順を示した。

パネル連続組立工法の特徴は既に組立を完了した部材に次の部材のフランジパネルおよびウェブパネルを逐次添接しながら組立していくことにより、断面形状の一体化と添接孔精度の確保を図っていくことにある。

連続組立工法には2部材重複組立工法と多部材連続組立工法がある。（両方を一括して連続組立と称する）本橋では最初であり、かつ工場の条件に適合したこともあり、ほぼ50~60m程度（6~7部材）を1ブロックとした多部材連続組立を行った。ブロック間ではブロックの端部材を重複部材とした。工場内の組立場には強固な基礎に、キャンバーおよび縦断勾配を考慮した所定の高さに調整した受台を設置し、キャンバーおよび通りを確認しながら正立連続組立を行った。

1ブロックの組立が完了後、ブロック各部材所定位置を後述する方法で3次元計測を行い、解体して大組立後の角継手およびダイヤフラム周り等の本溶接を行った。

写真-1に既組立部材への下フランジパネル添接とダイヤフラムの建込み状況を、写真-2に既組立部材へのウェブ添接板の取付け状況を、写真-3に既組立部材へのウェブパネル添接と建込み状況を示した。

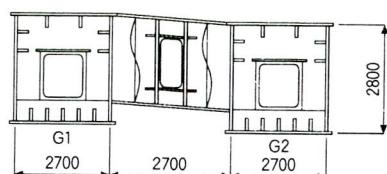
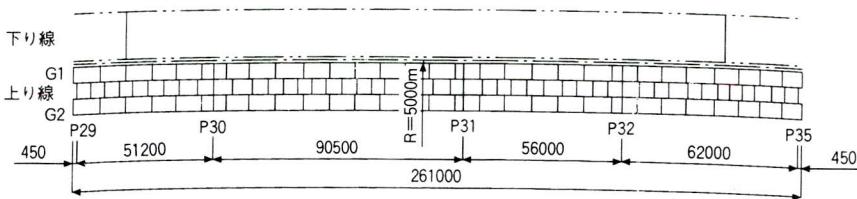


図-1 八木沢橋の一般図

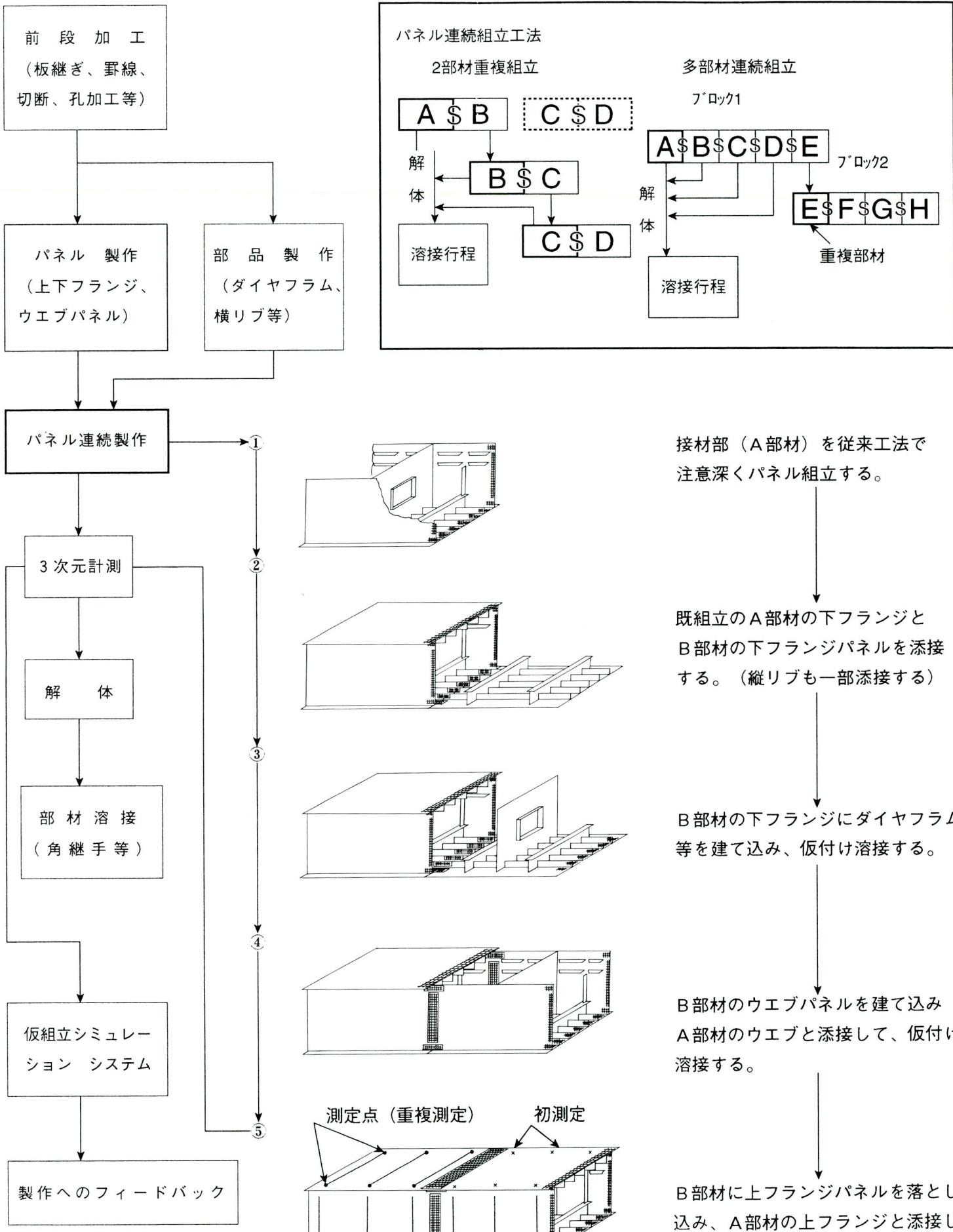


図-2 連続組立工法を用いた仮組立省略システム概念図

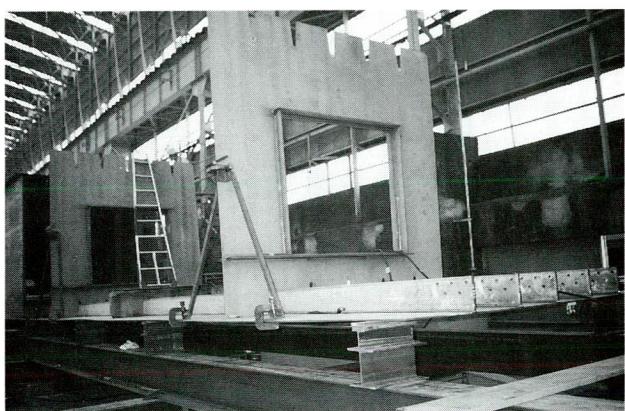


写真-1 組立完了部材への下フランジパネル添接とダイヤフラム建込み状況

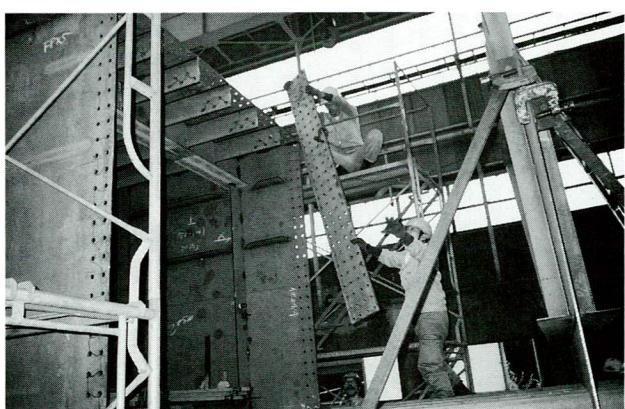


写真-2 組立完了部材へのウェブ添接板取付け状況

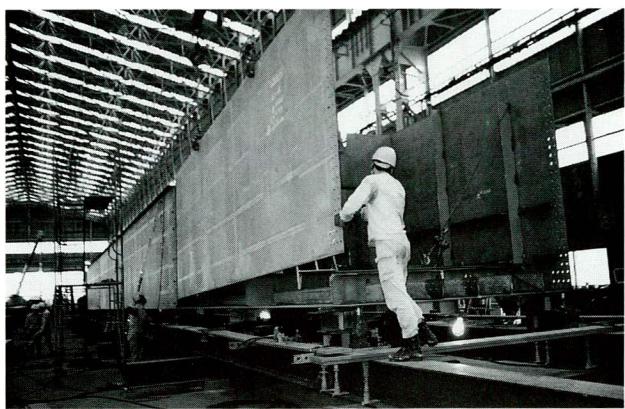


写真-3 組立完了部材へのウェブパネル添接と建込み状況

(1) 断面形状および断面寸法

連続組立を完了し解体した後の各部材の断面寸法と部材溶接完了後の断面寸法の変化量の分布を図-2に、連続組立解体後および溶接後の相対する添接断面寸法の相対誤差分布を図-3に示した。

組立後の断面寸法の溶接による変化量はウェブ間隔で

は平均0.10mm、ウェブ高さでは平均0.34mmであり、断面寸法測定をテープによったことを配慮すると、箱部材の溶接により断面形状は殆ど変化しないという前提条件は妥当であったと判断できる。

また組立完了後および溶接完了後の相対する添接断面の相対誤差はウェブ間隔では各々平均0.66mmと0.90mm、ウェブ高さでは各々平均0.74mmと0.81mmで、組立後と溶接後で殆ど変化はなく、いずれも1mm以下である。架設現場において、例えば下フランジを基準に最初にボルト締め付けを行ったとしても、上フランジ側添接部にせいぜい1mm程度の肌隙が生じる程度であり、断面形状の一体化は図られているといえる。

(2) 連続組立時の添接部の隙間

連続組立完了後の上・下フランジとの添接部の隙間の測定値と設計値の差の分布図を図-4に示した。

隙間の設計値は5mmであるが、設計値に対して±3mmの範囲に殆どが入っている。

最初に取り付ける下フランジに比べて、最後に組立る上フランジの隙間の方がバラツキが大きくなっている。

(3) 連続組立時の添接部のボルト孔貫通率

連続組立は正立組立のため下フランジ、ウェブおよび

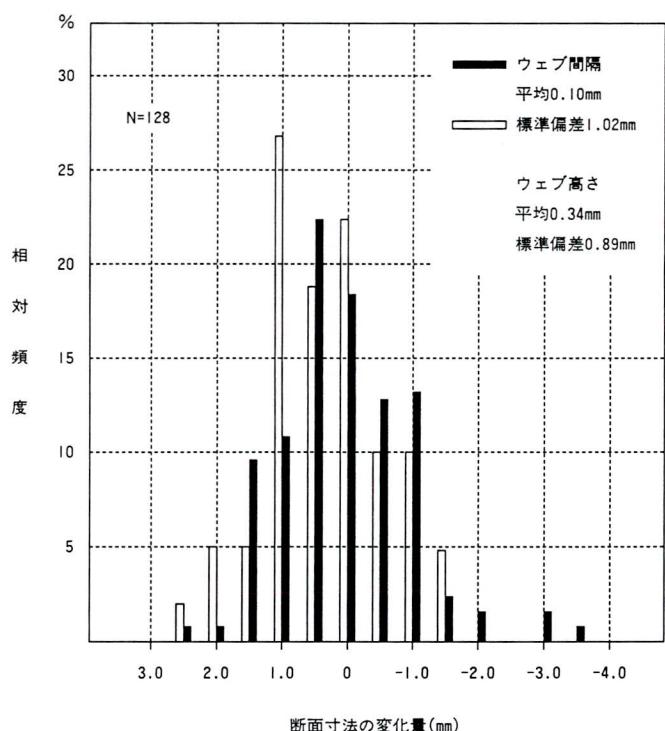


図-2 溶接による断面寸法の変化

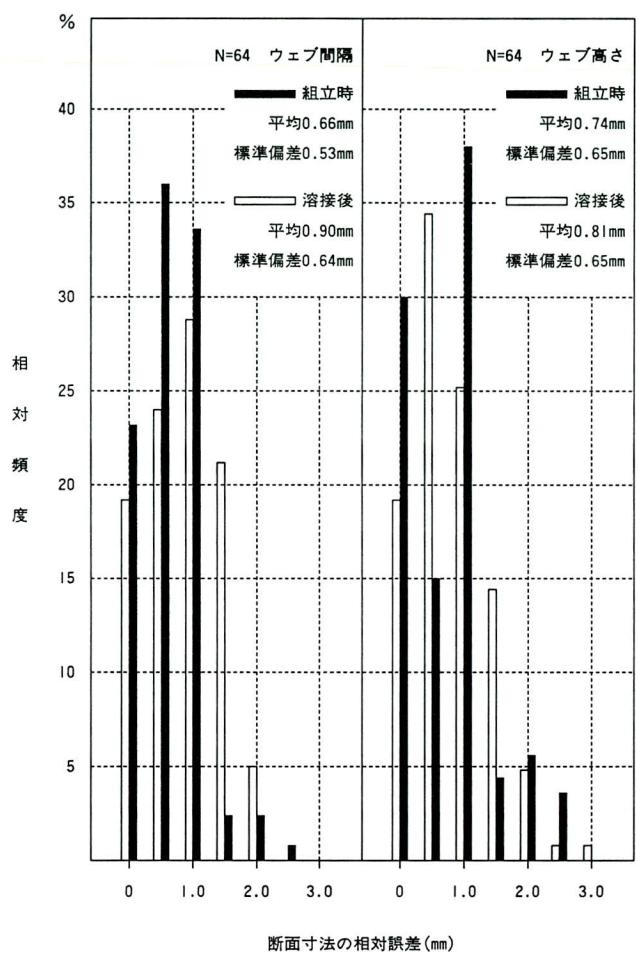


図-3 連続組立完了解体後および溶接後の
相対する添接断面の相対誤差

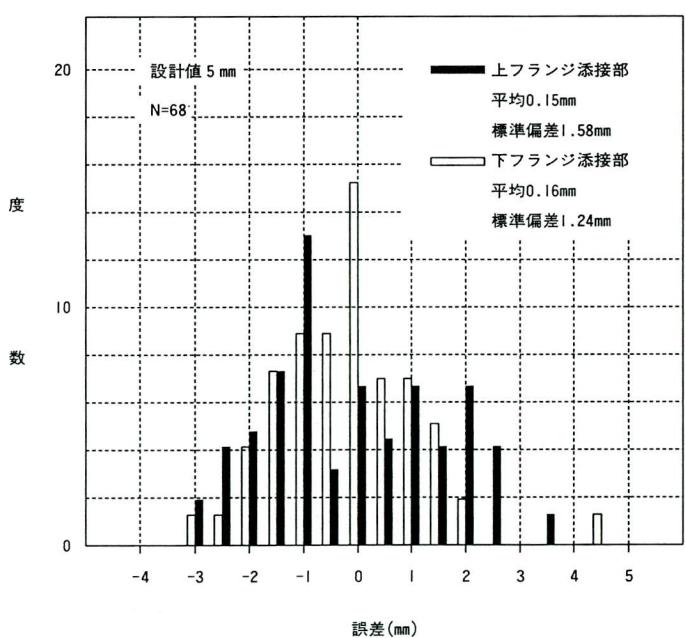


図-4 連続組立時の添接部の隙間の誤差

上フランジの順で大組立される。フランジおよびウェブの添接孔群毎の貫通ゲージによる組み合わせ孔の貫通率は下フランジが平均96.2%、ウェブが平均93.8%、上フランジが平均82.9%となり、組立が後になるほど貫通率は悪くなっている。各添接部の隙間と孔貫通率とには相関は認められなかった。

フランジおよびウェブの孔は鋼板状態でNC孔明け機により先孔明けされ、添接板も設計値で先孔明けされる。従ってパネルの溶接量の違いによる溶接収縮の差はパネル長に微妙に影響する。パネル長に対する溶接収縮量分の伸ばしと実際の溶接収縮量の差が偶発誤差によるものである場合は問題ないが、溶接収縮量の予測が適正でないと、偏りを持った誤差となり連續組立においてはパネルが片押しで添接されていくため、図-5に示すようにパネル孔ゲージに出入りが生じ、組立部材数に応じて出入りが累積していく危険がある。

そこで、部材構成パネル長の相対誤差が大きい場合は連續組立時に孔精度をある程度犠牲にして、誤差を部材両端に振り分けることが必要となる。そのために、添接部隙間と孔貫通度が悪くなることがある。

パネルの溶接収縮および大組立部材の溶接収縮の予測量および実測値については後述するが、今回添接部の隙間と孔貫通率に相関が認められないことは、パネル長の

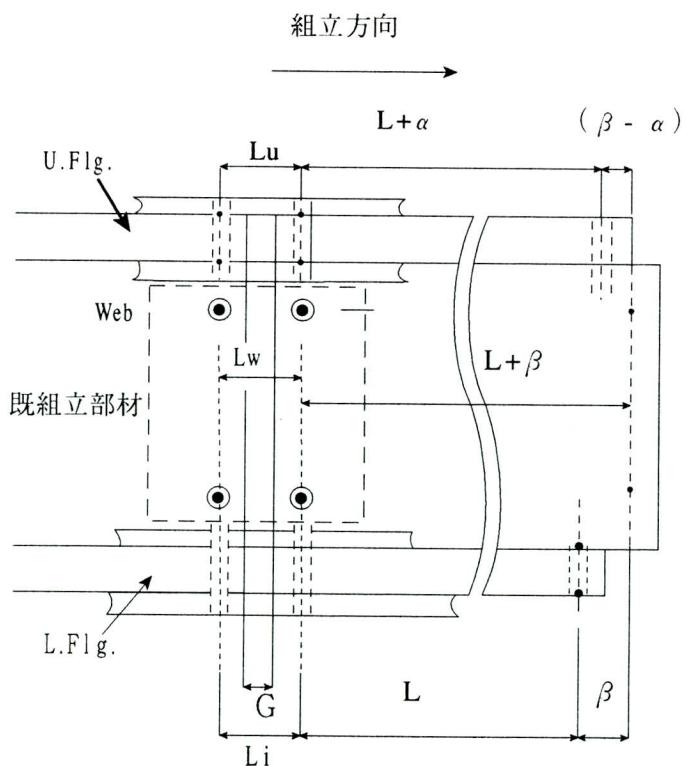


図-5 連続組立工法における部材端の出入り

度相対誤差による振り分け等の組立時の調整以外の原因により、添接部の隙間および孔貫通率のバラツキが生じたものと思われる。因みに組立が最後となる上フランジの数隙間のバラツキが大きく、孔貫通率が悪いのは正立組立時のキャンバーの調整の影響によることが推測される。

4. パネル溶接および大組立部材溶接の溶接収縮

(1) パネルの溶接収縮量

本橋のパネルはフランジでは縦リブの先溶接、ウエブでは水平補剛材の先溶接をし、いずれもローラー矯正機により、角変形と縦そりを矯正した。

パネル形状、板厚等のパターンを図-6に示した。

これらの継手の縦収縮については多くの経験式が提案されている。³⁾

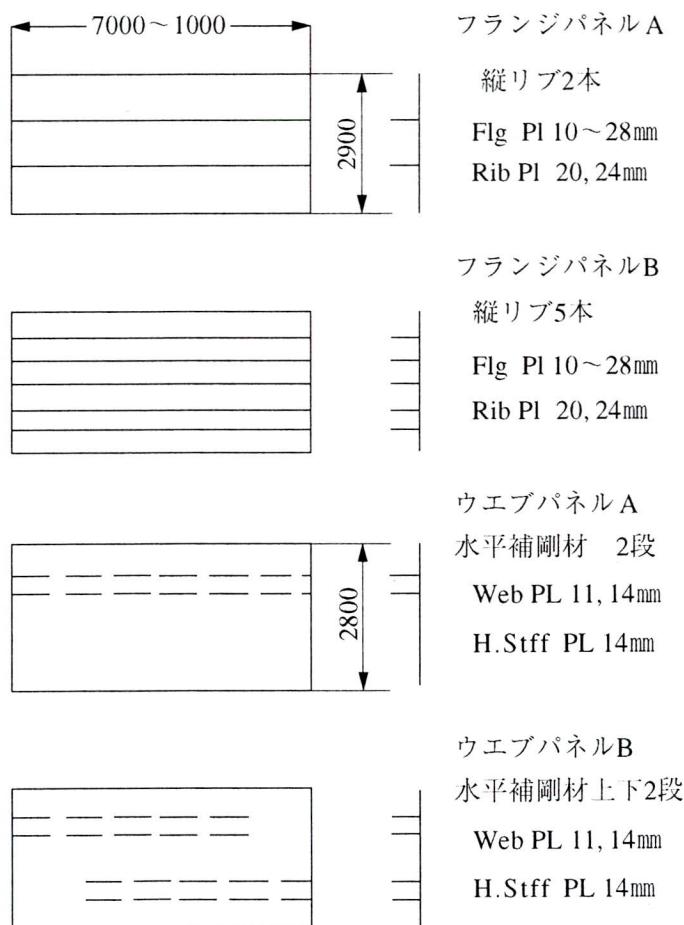


図-6 パネル形状パターン

当社では経験則によりパネルの縦収縮量 μ (P) についてはすみ肉溶接脚長とその収縮に対する抵抗断面積で整理した下式を用いて計算していた。

$$\mu(P)(\text{mm}/\text{m}) = N \times \frac{S^2}{(T_f \cdot B + T_r \cdot H)} \quad \text{--- ①}$$

$K=25$

今回もパネル溶接収縮予測量を①式で、部材溶接による収縮予測量を後述の②式で計算し、上・下フランジおよびウエブパネル毎に予め伸ばし量として付加した。パネル溶接完了後パネル両側端で溶接収縮量 (δ (P)) を測定した。

パネル溶接収縮伸ばし量 (μ (P)) と実測値 (δ (P)) の差 Δ (P) = (δ (P) - μ (P)) の分布を図-7に示した。

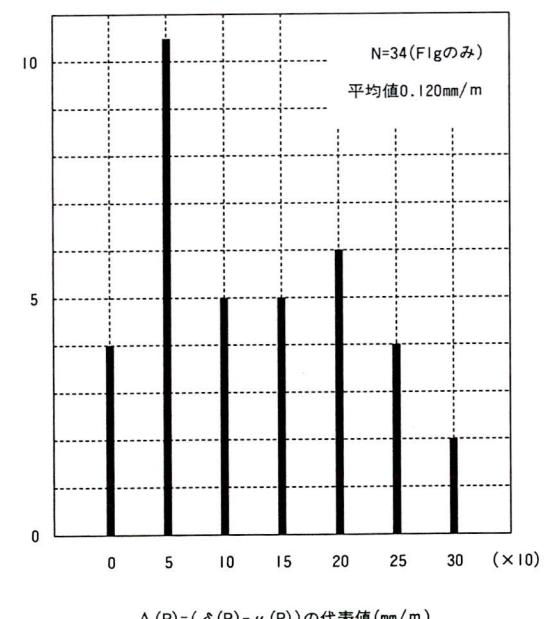


図-7 パネル溶接収縮量計算値と実測値の差

パネル溶接伸ばし量は実測値に比べて平均 $0.12 \text{ mm}/\text{m}$ 小さく、パネル長のバラツキに偏りを与えていることになり、組立時に部材長が常にマイナス傾向となる。従つ

て支間長、全長のマイナス傾向を助長する。

①式において $K=25$ は溶込みが浅い被覆アーク溶接が主流であった時代の経験的係数であり、現在のように溶込みの深いガスシールドアーク自動溶接で、リブの両側を同時に、さらに多数リブをまとめて溶接する場合は、溶接収縮量も大きくなることは納得できる。試算では $K=75$ とすると、計算値と実測値の差に偏りが無くなるようである。

また①式での溶接収縮量は抵抗断面 ($T_f \cdot B + T_r \cdot H$) がある程度大きくなると、収縮値は次第に一定値に収斂する。抵抗断面に関係なく、フランジパネルの溶接収縮の実測値と板厚の関係を図-8に示した。

板厚16mm以上では $\delta=0.15\text{mm}/\text{m}$ に収斂している。

なおパネルは縦リブまたは水平補剛材溶接後にローラー矯正を行っているが、フランジパネルでは板厚10mm以外では25%程度の収縮量の減少が認められている。

板厚10mmのフランジ、ウエブではローラー矯正による収縮量の減少はみられていない。従ってパネルの板厚が厚い場合と薄い場合に分けて考えることも、必要であろう。

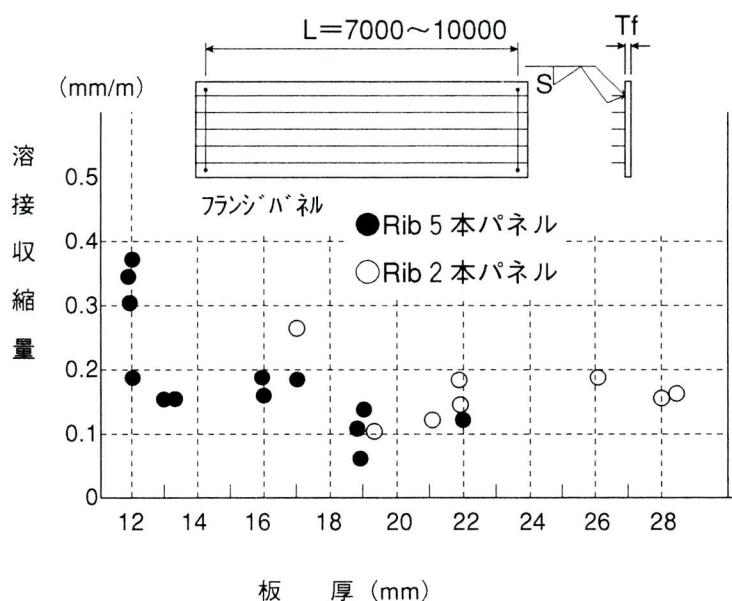


図-8 パネル板厚とフランジパネル溶接収縮量

ウエブパネル溶接収縮は、パネル板厚が比較的薄いことおよび水平補剛材がウエブ幅に対して片側に偏って取り付けられているため、水平補剛材の取り付け側と反対側では、収縮実測値がかなり異なり、かつウエブ幅方向にライズを生じるので、取扱が厄介である。従って今回

はウエブパネルにはパネル溶接の伸ばし量は付加しないで行った。

図-6 のウエブパネルパターン A の水平補剛材取り付け側およびパターン B の上下での溶接収縮実測値 δ は $0.10 \sim 0.30\text{mm}/\text{m}$ 、平均 $0.22\text{mm}/\text{m}$ で、水平補剛材の付いていない側での溶接収縮量は $-0.12 \sim 0.06\text{mm}/\text{m}$ 、平均 $-0.03\text{mm}/\text{m}$ で明らかに有意差が認められるとともに、ウエブの面内変形の傾向を示している。

なお、ウエブパネルのこの面内変形が図-5に示した連続組立における片押し組立での上下フランジとウエブの孔ゲー線にズレを生じさせる原因である。またこのウエブのライズは厳密に言うと部材のキャンバー等に影響を与えることになる。

今後、ウエブパネルの水平補剛材溶接の収縮量、特に面内変形を伴う収縮をどう制御するかが課題となるが、合理化設計によるウエブの厚板化および水平補剛材の省略が行われるようになれば、パネル連続組立工法による部材の精度は著しく向上するものと思われる。

(2) 箱部材溶接収縮量

パネル連続組立完了後解体して、部材毎に角継手およびダイヤフラム等の箱内の溶接をガスシールドアーク半自動溶接で行った。

この溶接での部材長に影響する溶接継手は部材長に直角な継手（ダイヤフラム、横リブ等）とし、角継手のような部材長方向の継手の溶接収縮は抵抗断面が大きいため無視できるとしている。

また、上フランジと下フランジについて各々算出し、各々に部材溶接伸ばし量として付加している。ウエブは上下フランジの伸ばし量をウエブ上下端に分けて付加している。

部材溶接収縮量 μ (B) 計算式を②式に示した。

$$\mu(B) (\text{mm}/\text{m}) = (K \cdot S \cdot D) / (T_f \cdot L) \quad \text{---(2)}$$

$\mu(B)$: 収縮量 (mm/m) (上・下フランジ毎に算出)

S : ダイヤフラムまたは横リブの脚長 (mm)

T_f : フランジの板厚 (mm)

D : ダイヤフラム、横リブの取付け数

K : 係数 (今回は $K=1.5$)

L : 部材長 (m)

部材溶接収縮量 δ (B) (mm/m) の測定は上下の各フ

ランジで行った。

計算値と実測値の差 $\Delta(B) = \delta(B) - \mu(B)$ を図-9に示した。上下フランジとも、実測値に比べて計算値の方が小さく、上フランジで平均 $0.12\text{mm}/\text{m}$ 、下フランジで平均 $0.11\text{mm}/\text{m}$ 実測値が大きくなっている。

パネルの溶接収縮の計算式と同様被覆アークからガスシールドアーク溶接に変わっているため、収縮量は多くなっていると思われる。②式において $k=2.8$ 程度が妥当と思われる。

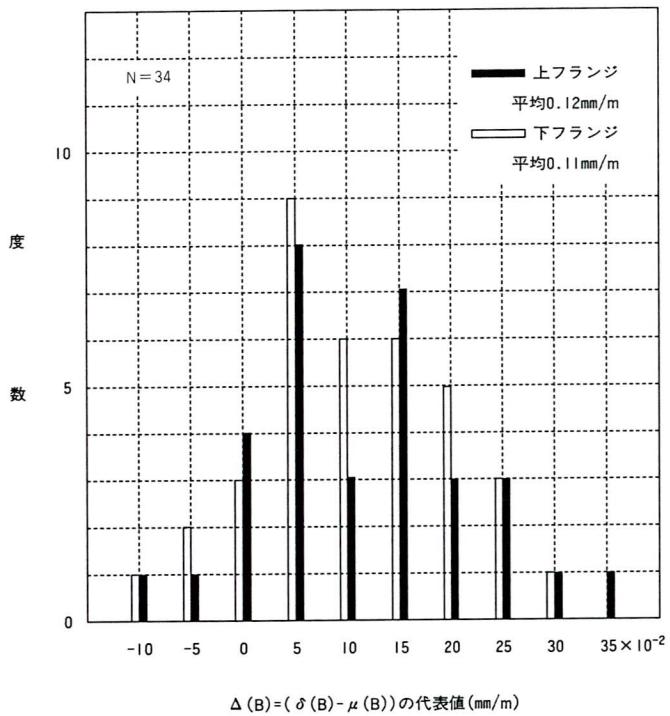


図-9 部材溶接収縮量計算値と実測値の差

5. 仮組立シミュレーションのための3次元計測

本システムでは、主桁添接部の断面形状の一体化および添接孔関係については、パネル連続組立工法により製作過程において保証しており、添接孔および断面寸法に関わる測定は行わない。従って3次元計測は、支間長、全長、幅員、キャンバー、通りおよび横桁等の取合い位置および桁端の倒れ等が算出出来る位置を決めて行うが、1部材の測定箇所は12箇所程度で十分である。図-10に連続組立ブロックの区分と測定位置の例を示した。

連続組立ブロックの組立完了毎に計測する。連続組立工法では2部材重複組立でも、多部材の連続組立でも組立ブロックの端部材は必ず重複されるので、重複部材は同じ位置で必ず2回計測される。

コンピューターによる仮組立シミュレーションは組立と同様に、重複により2回計測された部材を2組のデータを用いて重ね合わせることにより行われる。

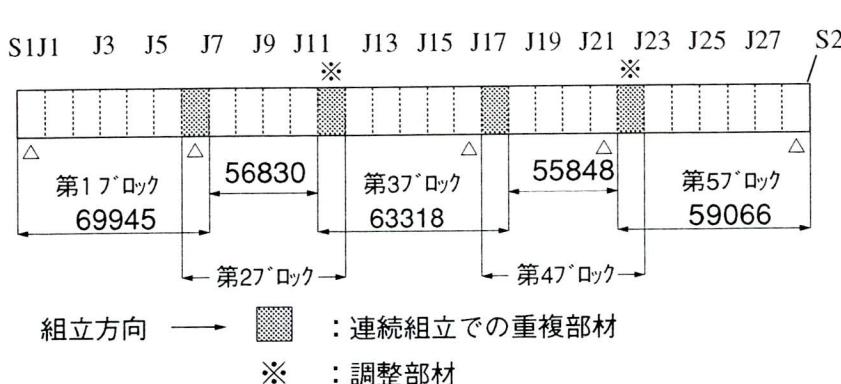
測定は3次元測定システム MONMOS (株)ソキア製測定器は NET 2) により、工場内で行った。

測定器は連続組立ブロックのほぼ中央で、上フランジと片側のウェブ面が完全に見渡せる台上にセットした。

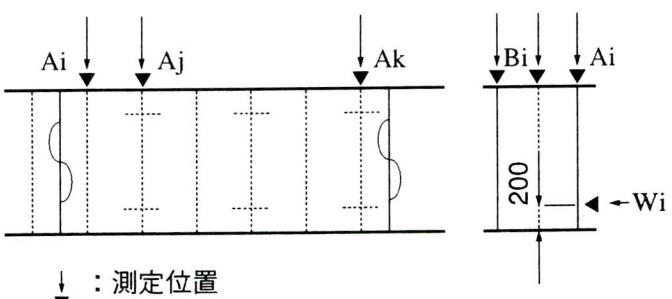
なお、予めマーキングされた測定点に測定ターゲットをセットして測定する。

MONMOS システムは近赤外線を用いた光波測長器を基本とした3次元計測システムであり、測定精度を確保するためには、測長器の視線に対してターゲットの面が直角となることが必要であり、その工夫を行った。

図-11にターゲットの略図を写真-4にはターゲットのセット状況を示した。



a) 実橋の連続パネル組立ブロックの配置



b) 3次元計測位置

図-10 連続パネル組立ブロックと3次元計測位置

なお、MONMOS システムでの測長の公称精度は土（ $1\text{ mm} + 2\text{ ppm}$ ）と言われている。

テープを基準とし、本測長器を、テープ延長線上の異なった 3か所に据え付けて測長した結果では、テープ 10m が $(+0.5, +0.5, +0.4\text{ mm})$ 、20m が $(+0.8, 0.9, 2.1\text{ mm})$ 、30m が $(+1.2, +1.5, +2.4\text{ mm})$ の測定誤差であった。

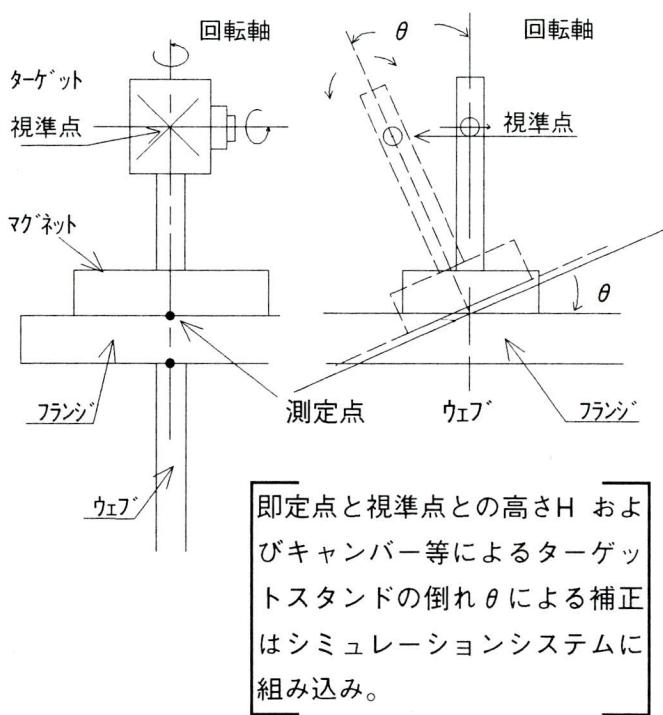


図-11 ターゲットスタンド概略図

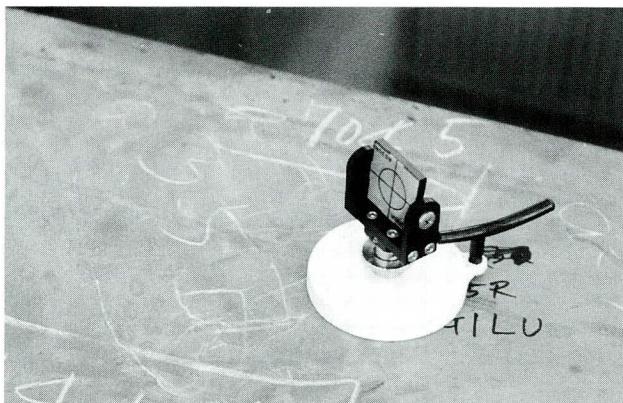


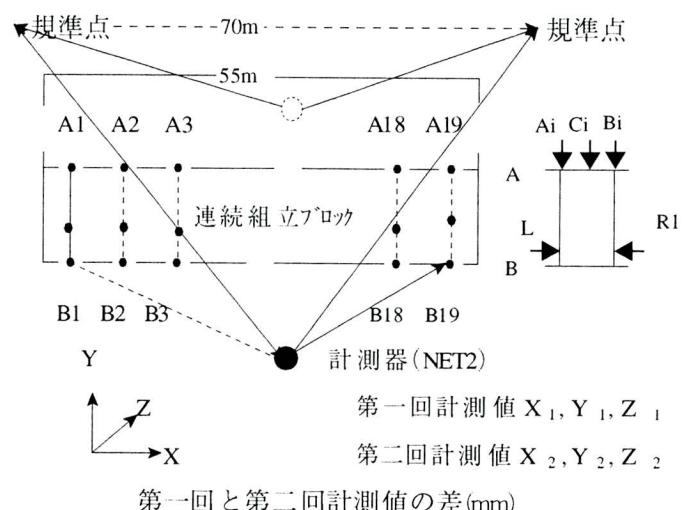
写真-4 ターゲット設置状況

また、実橋の連続組立ブロックを用いて、第一回の計測から 2 日後に全く同じ測定点を再度計測し、測定の繰り返し精度を求めた。

図-12 に連続組立ブロックの計測要領と同一測定点の繰り返し計測結果の統計値を示した。

本システムでの計測精度および繰り返し測定での再現性は、測定器の測長精度、角度精度、温度変化、視準の熟練度およびターゲットの取付け精度等によるが、前述した基準テープでの測長実験および図-12での計測再現性実験の結果ならば、この仮組立省略システムに対しては、問題のない精度であると思われる。

なお、今後ともターゲットの取り付け精度向上のための改善と測定器の簡便な精度確認方法および安定かつ効率的な設置方法の開発を行っていくつもりである。



X		Y		Z	
平均	標準 値差	平均	標準 値差	平均	標準 値差
1.14	0.741	-1.312	0.461	0.05	0.808

例： $\Delta X_{Ai} = X_1(A_i) - X_2(A_i)$ 温度差は $1.1\text{ }^{\circ}\text{C}$
 $\Delta Y_{Ai} = Y_1(A_i) - Y_2(A_i)$

図-12 連続組立ブロックの計測要領と繰り返し測定結果の統計値

6. 仮組立シミュレーション

仮組立シミュレーションシステムの概要を図-13に示した。

八木沢橋鋼 4 径間連続箱桁（2 主桁）への「連続組立工法を用いた箱桁省略システムの適用は以下の手順で実施した。

MOMOS計測システム

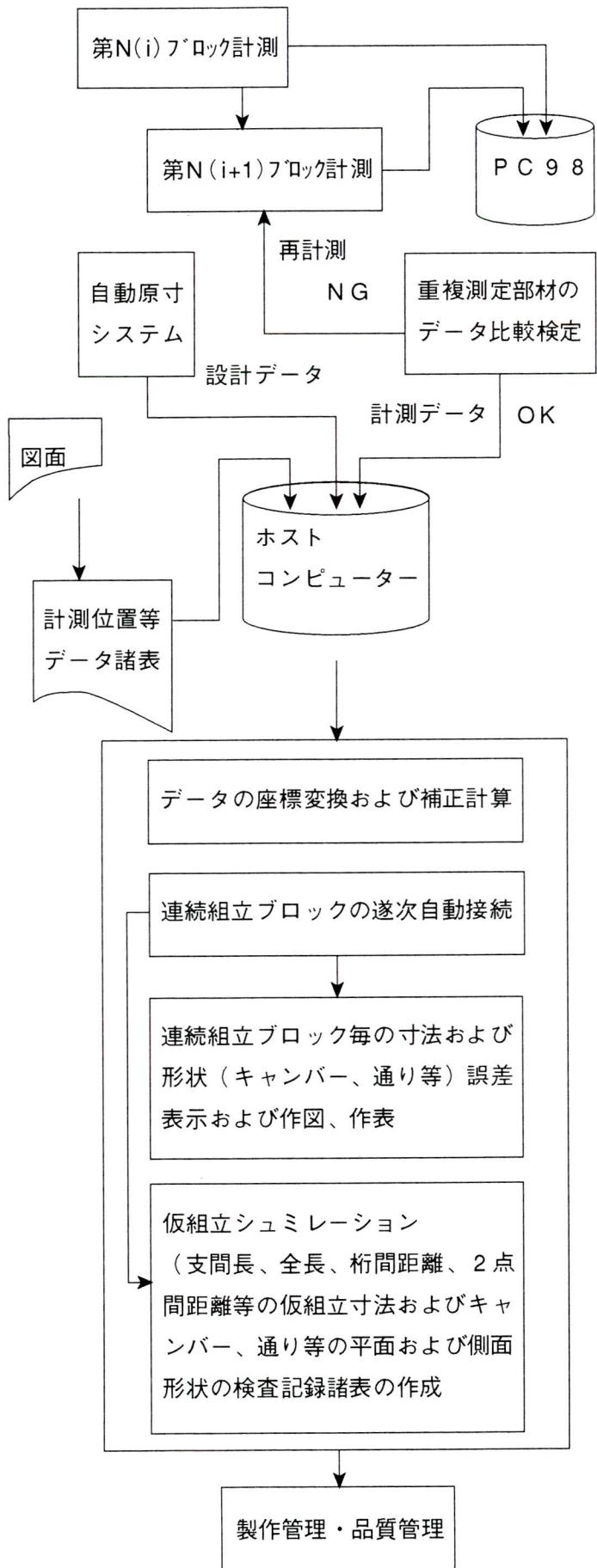


図-13 仮組立シミュレーションシステム概要図

鋼径間連続箱桁を図-10の要領でブロック分けした10ブロック（2連分）についてパネル連続組立を行った。図-12に示した要領でブロック毎の3次元計測を行い、図-13に示した手順に従いコンピューターによる仮組立シミュレーションを行った。

連続ブロックで重複組立された部材は2回の計測データを持ち、それぞれのデータにはそれぞれ計測誤差が生じるが、本来、同一の座標系に変換後は2つの計測値は一致するものとして、コンピューター上で重複部材を重ね合わせることにより、接続（仮組立）をしていくことを主体としたシステムである。

重複部材を逐次重ね合わせていく方法には多くの方法が考えられるが、本橋では重複部材の第一回目および第2回目の計測値を用いてそれぞれの部材の重心(G1)、(G2)を求め、2つのブロックの重複部材の計測値計算重心G1およびG2を一致させ、回転原点とした。

重心を回転原点として、第1回目と2回目の各測定点の距離が最も小さくなるよう最小二乗法を用いて回転させて2つのブロックを接続させた。

これらの方法により仮組立シミュレーションを行い、支間長、桁間隔等を推定した結果を表-1に示した。

なお、参考のためG1桁およびG2桁の第一ブロックについては通常の仮組立を行い、データの比較照査を行った。

本橋は全長260mとかなり長いため、第2径間と第4径間の連続ブロックの重複部材を調整部材とした。従って、シミュレーション結果では第1径間と第3径間は、前述したパネル溶接収縮および部材溶接収縮の伸び量が実際の溶接収縮より一般的に少なかったことによ

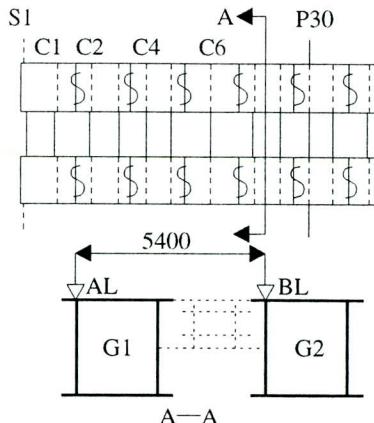
表-1 仮組立シミュレーションによる支間長推定値
(一部仮組立実測値および現場実測値との比較)

	S 1～P30 (51,200)	P30～P31 (90,500)	P31～P32 (56,000)	P32～S 2 (62,000)	全長 (259,700)
許容値	±15	±19	±15	±18	±26
G1桁L	-3(-5)	+13.4	+3.5	+ 5.9	+19.8
G1桁R	-2.4(+2)	+16.3	-2.3	+ 8.1	+19.7
G2桁L	-2.9(-5)	+12.0	+0.4	+10.6	+20.1
G2桁R	-4.6(-1)	+16.3	-5.7	+13.4	+19.4
現場測定	—	—	—	—	+20

() 内数字は仮組立時の測定値

表-2 仮組立シミュレーションによる桁間隔の推定値
(仮組立実測値との比較)

	許容値	S1	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	P30
推 定 値	±5.7	+0.4	+1.1	-1.5	+1.2	-0.8	-1.7	-0.9	-1.0	+1.7	-1.2
仮組立値	±5.7	± 0	± 0	-3.0	± 0	± 0	± 0	+1.0	+3.0	+4.0	+3.5



り、支間長は若干マイナス気味となったが、調整部材の入っている第2および第4径間はプラス気味となり、全長は架設現場の計測結果とほぼ同じの+20mm前後となつた。なお当然のことながら、調整部材の調整側の添接板は孔縁端距離を実測後に製作している。

桁間隔のシミュレーション結果は-2.9~+2.3mmの範囲であった。表-2に仮組立を行った第1ブロックのシミュレーション推定値と仮組立実測値の比較を示した。

いずれも、許容値を十分に満足しているが、何方かといふと仮組立実測値の方が誤差が大きかった。

図-14に仮組立を行った第一ブロックの仮組立によるキャンバー、全径間の仮組立シミュレーションに基づくキャンバーおよび架設現場実測によるキャンバーの設計値との誤差を、図-15には同じく通りの誤差を示した。仮組立実測値とシミュレーション推定値とは非常に良く合っている。架設現場の実測値とシミュレーション推定値は、いずれも仮組立誤差基準は満足しているが、一部には、やや大きくかけ離れたところもあった。

本橋の架設工法はベンド工法と河川部を中心に片持ち式張出工法を併用しており、無応力多点支持式を前提とした仮組立および仮組立シミュレーションに比べて誤差が大きくなるところがあるのは、やむを得ないと思われる。今後は架設工法に合わせた仮組立シミュレーションの開発と製作付加キャンバー等へのフィードバックシステムの開発を図りたい。

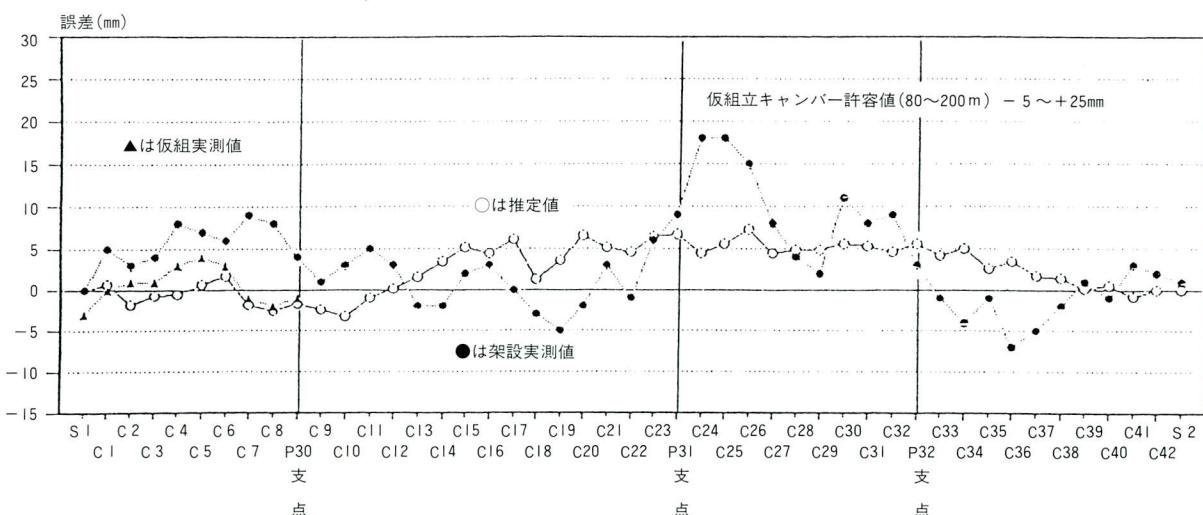


図-14 仮組立シミュレーションと仮組立および現場実測キャンバーの設計値との誤差

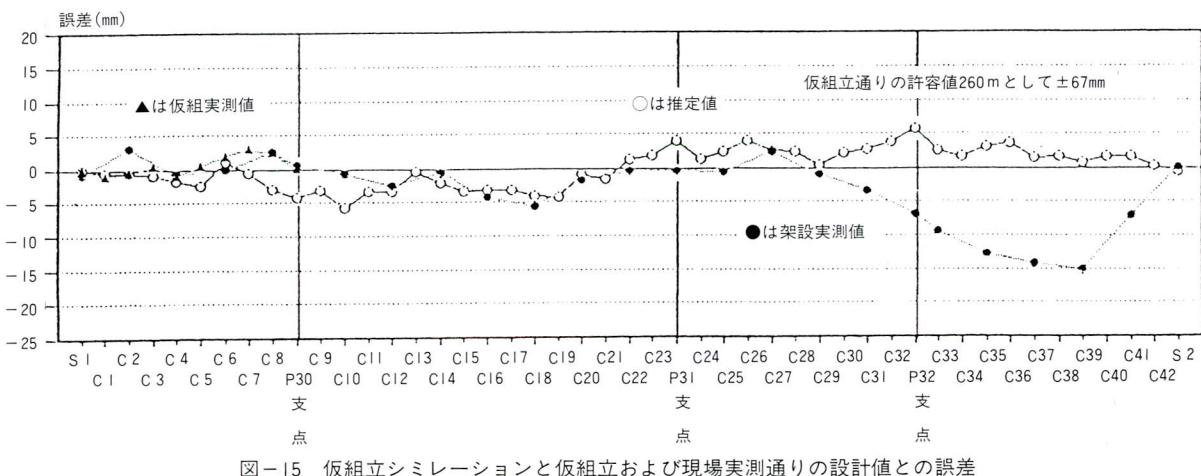


図-15 仮組立シミュレーションと仮組立および現場実測通りの設計値との誤差

1. まとめ

仮組立省略の対応としては、いろいろな方法が考えられるが、「連続組立工法を用いた箱桁の仮組立省略システム」は仮組立て保証していた品質事項を製作工法および3次元計測をおこなった仮組立シミュレーションにより保証しているのが特徴である。従って橋梁形式および製作部材形状によって、仮組立省略システムは異なることになる。

板桁においては、主桁の捩じり剛性が小さいことから添接断面形状の一体化はほぼウェブ高さの相対誤差管理が主体となる。また3次元計測もフランジおよびウェブの孔位置計測を含めても、NC機器による計測が可能である。板桁の仮組立省略対応については本技報の別稿で報告している。

本報では、「連続組立工法を用いた箱桁の仮組立省略システム」を実橋で初めて適用した事もあり、慎重を期して、多部材の連続組立を行ったが、多部材の連続組立は工場の組立場の所要面積がかなり多く必要となり、組立と溶接の期間が長くなり、工程短縮に逆行するデメリットがある。本来は2部材重複組立が主体であり、組立場は2部材分のスペースが必要となるが、この程度は将来、箱桁の自動組立・溶接化を進める場合に許容される範囲となるものと思われる。

今後は2部材重複組立での仮組立省略を行っていくことになると考えられる。

パネル連続組立工法に限らず、今後製作における部材の形状・寸法精度向上は製作の自動化・ロボット化を推

進する上で必須の事項であり、この場合ガス切断および溶接等の熱変形の低減化と熱によらない矯正方法の確立および熱収縮の制御（予測と予長付加）は重要な課題となる。

溶接変形量および溶接収縮量は材質、継手の種類と継手の拘束度、溶接方法および入熱等により異なるが、溶接の自動化により手順の標準化が行われるためバラツキは小さくなってきており、溶接変形および溶接収縮の制御は容易となっていると考えられる。

今後とも、溶接の標準化と溶接収縮等のデータの蓄積および分析を行い、部材精度の向上を図り、最終的には仮組立シミュレーションそのものも、不要となるようにするのが、鋼構造を扱っている筆者らの夢でもある。

最後に、本システム適用にあたり日本道路公団名古屋建設局、同長野工事事務所のご指導とご支援を戴きました。ここに、紙上を借りて、深謝させて戴きます。

〈参考文献〉

- 1) 成宮、伊東：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」、宮地技報No.5, 1989.2
- 2) 星野、藤井ら：RCプレキャスト床版の施工（八木沢高架橋）、宮地技報 No.11, 1995.12
- 3) 例えは Spraragen の式および Guyot の図式等

1995.10.30受付

[板桁製作の省力化工法]

NC 機を部材計測に活用した板桁の仮組立省略化工法

[Labor-Saving Method of Plate Girder Production]

A Method of Omitting the Tentative Assembly of a Plate Girder
by Using NC Machine in Measuring Its Members青木 清^{*1} 小出勝雄^{*2} 堀井 猛^{*3}
Kiyoshi AOKI Katuo KOIDE Takeshi HORII

Summary

In shop fabrication of a steel bridge, after its members have been worked their dimensional accuracy is ordinarily confirmed by performing a tentative assembly. Recent pressure for labor savings prompted us to consider omitting the tentative assembly process, and led to successful development of a method whereby tentative assembly can be omitted. The method uses an NC (numerically controlled) machine. This paper reports on the new system.

The method guarantees almost identical dimensional accuracy of members as achieved by tentative assembly, through desktop simulation of dimensional accuracy based on data obtained by measuring each member with a high speed NC gantry type drill system. Moreover, determining by simulation bolt hole positions in connections of members makes it possible to guarantee the accuracy of the form of the completed girder.

1. まえがき

公共事業の建設費の縮減は社会的(趨勢)要求であり、施工効率化の推進、工期短縮、建設コストの低減がいろいろな分野で計られている。

この度、建設省近畿地方建設局発注の「湯浅御坊道路(II)日高川橋上部工事」において、技術活用パイロット事業の指定を受け、仮組立の省力・省略に取り組んだ。

本工事は、鋼4径間連続箱桁と鋼3径間連続鉄桁がある。連続箱桁は主桁のみ組み合せを行う仮組省力を行い、連続鉄桁では仮組立を省略し、それぞれ架設まで追跡調査の上、満足のいく結果が得られた。

ここで報告する鉄桁の仮組立の省略は、NC機を利用した工法を検討し適用した。この工法で重要な項目は①部機測定精度の確保 ②机上仮組立による精度保証 ③架設時の添接部の寸法の再現である。またこの工法について、課せられた知見から多少の提案も含め報告する。

2. 本橋の概要

①工事名 湯浅御坊道路(II)日高川橋上部工事

②工事箇所 和歌山県日高郡川辺町小熊地先
～御坊市野口地先

③契約工期 平成6年10月5日～平成7年8月10日

④施工範囲 設計照査・製作・塗装・運搬・架設
現場塗装(添接部)

⑤発注者 建設省近畿地方建設局(紀南工事事務所)

⑥橋体構造 形式 3径間連続非合成鉄桁1連
支間 $29.5 + 32.0 + 24.5 = 86.0\text{m}$
幅員 $0.5 + 10.5 + 0.5 = 11.6\text{m}$
鋼重 116.3t(契約時)
縦断 0.632%斜角 P4(90°), P5(89° 55' 20''),
P6(89° 35' 55''), P7(89° 05' 05'')

⑦架設工法 自走式クレーンによるベント架設

◇製作部材数

主桁(35), 横桁(16), 対傾構(48), 横構(96)
検査路(18)

一般図を図-1に示す。

^{*1}千葉工場製造部長^{*2}経営企画本部経営計画部付課長^{*3}千葉工場生産設計部生産設計第一課課長代理

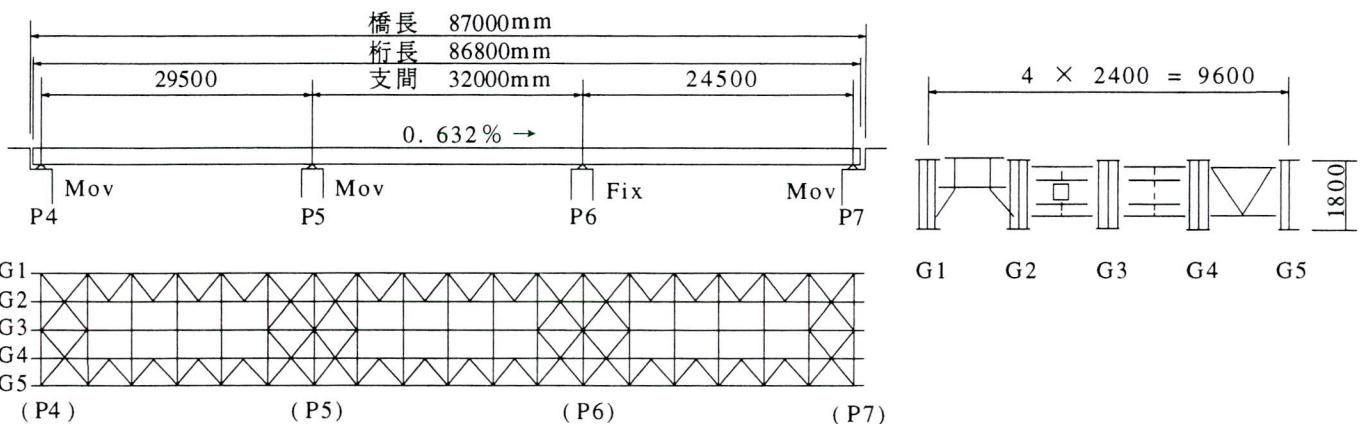


図-1 一般図

3. 仮組立

(1) 仮組立の施工現状

仮組立は、

- ①全体形状・寸法の確認
- ②添接部・取合部の確認
- ③付属品各取合部の確認

となり、現場架設上で支障が無い事を確認する行為で、一般的には以下の作業の流れとなる。

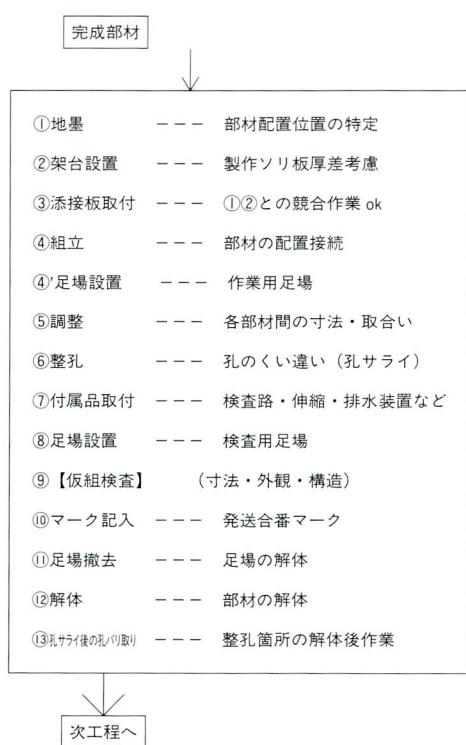


図-2 仮組立作業の流れ

(2) 仮組立の省略対応

鋳柄は箱柄に比べ断面がI型形状であり、ネジレ剛性は平板に近い。そのため、部材ネジレについては、現場での添接は比較的容易であるといえる。そこで、水平受台に鋳柄を寝かせて置いた時、各受台に腹板が接する程度のネジレを許容して、ネジレ管理を行い、以下の対応をした。

主柄は腹板を添接することでキャンバー（反り）を決める。

架設時では柄自重分を考慮して、所定のキャンバー（反り）にいかに正しく添接できるかが重要であり、柄の間隔・通り等は、横柄・対傾構・横構による架設中の微調整により位置決めできる。

以上から主柄の製作手順は、

- ①部材完成後の出来形計測
- ②シミュレーション仮組による部材組合せ及びスパン調整（最適化）
- ③添接部情報（取合孔関係データ）の確定
- ④添接板の加工

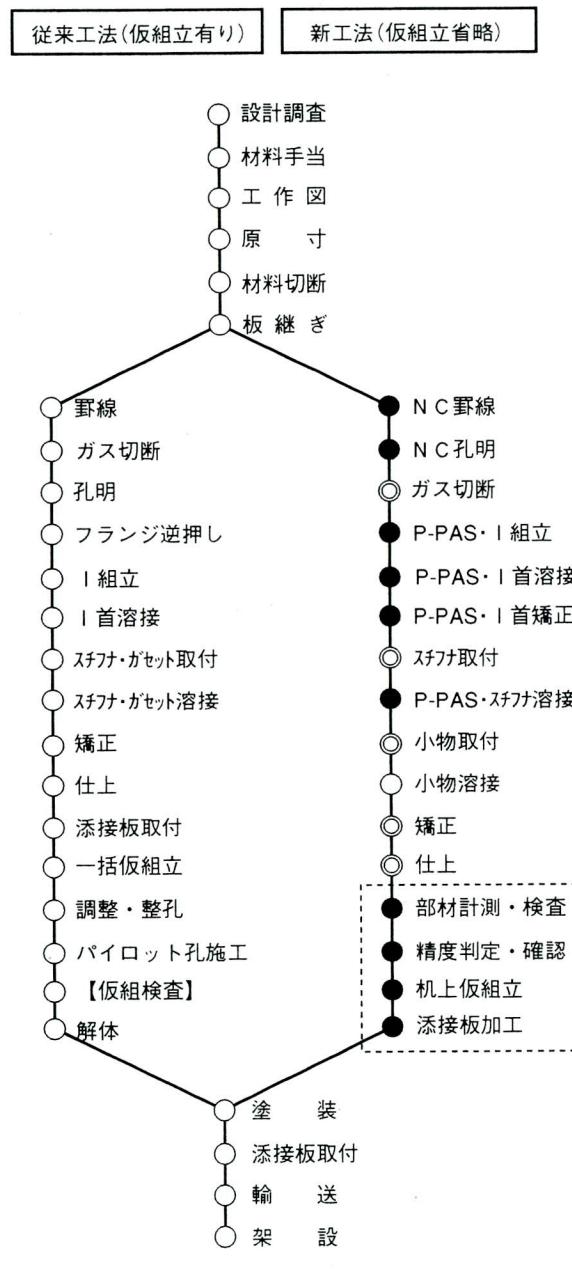
とした。

仮組立を省略する場合に製作上考慮すべき要点として、

- a. 単部材での製作精度の向上
 - b. 部材測定精度の確保
 - c. 机上シミュレーション仮組での保証方法
- の3点を主眼として製作した。

4. 単部材での製作精度の向上

部材精度の向上とバラツキの抑制を計るため、
 ①レザーカットの多用 ②NC孔明けの多用
 ③溶接歪みの機械的修正 ④過熱矯正の削減
 の要因に特に配慮した。



- ・点線内は仮組シミュレーション
- ・●は従来工法にない新規作業を示す
- ・◎は精度向上のために寸法管理を厳しくしている作業を示す

図-3 製作手順の比較

主桁はI桁専用加工ライン(P-PAS)により製作し、極力機械による矯正を行うこととした。

横桁・対傾構は専用治具により寸法を確認して製作を行った。

I桁の従来工法との違いを製作手順の比較として図-3に示す。

5. 部材測定精度の確保

主桁は部材完成後、腹板面を水平にセットしてNC機で座標値(X,Y)の測定を行った。

◇NC機の性能

- ・計測範囲 : 7.0m×30.0m
- ・移動速度 : 24m/min
- ・X-Y軸の直角度 : 0.1/7000mm
- ・視準合わせ微動量 : 0.1/3000mm (X軸)
0.1/7000mm (Y軸)
- ・温度補正 : 基準スケールの実測対比によるスケールファクター補正

尚、主桁以外の部材については従来方法(テープ・差し金等)により測定した。

(1) 主桁のNC計測点

主桁腹板の計測点は、

- ①中央ゲージ基準孔(第1孔) E~H
 - ②腹板端部線上(上下縁より50mm内側) A~D
 - ③横構取合部(ガセットの両側) P~U
 - ④支点上スチフナ(上下縁より50mm内側) K1~K4
- とした。(図-4 参照)

△印は中間支点部を示す

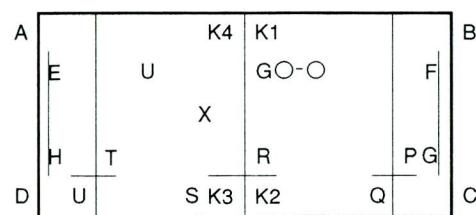


図-4 NC計測点の位置

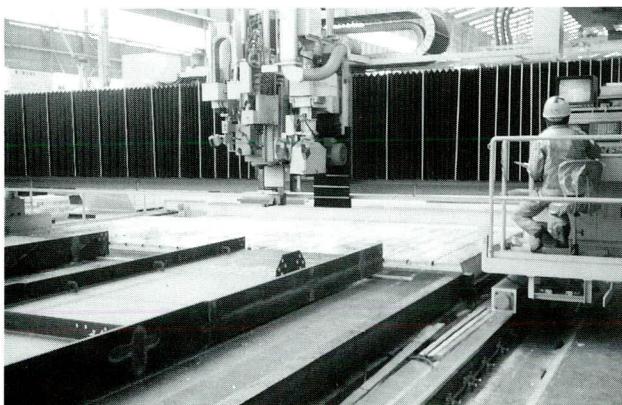


写真-1 NC機の測定全景



写真-3 測定点への視準合わせ

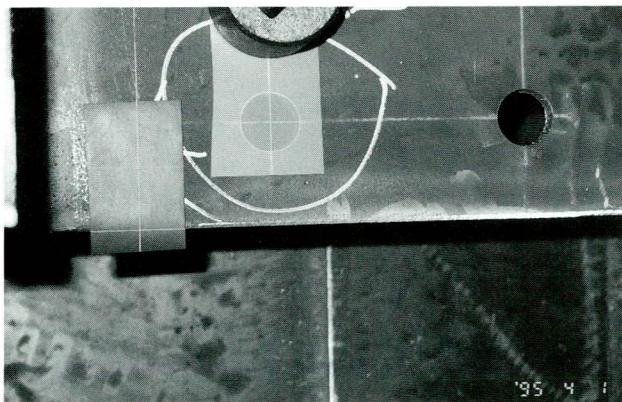


写真-2 測定点のターゲット



写真-4 測定時の表面温度測定

(2) 計測状況

計測時の状況を写真-1～写真-4で示す。

写真-1は、NC機の測定全景で、測定は主桁6台を1サイクルとし2.5サイクル／1日となった。

写真-2は、測定点のターゲットで、視準しやすいようにフィルム型板を腹板上に置いて計測した。

写真-3は、測定点への視準合せで、操作台の表示画面の十字線に測定点を合わせ、その時の座標値をデータシート上に記録した。

写真-4は、測定時の鋼板表面温度を測定している。電算シミュレーション時に、この鋼板表面温度により補正した。

尚、計測点の書き作業を事前に系統立てて済ませておけばより効率的であり、測点時間を短縮するうえで固定式治具の採用などの工夫が今後必要である。また、ホストへの測定データ入力の簡素化を図るうえで、NC機とパソコンとのオンライン化を進めていくつもりである。

[板構製作の省力化工法]

NC機を部材計測に活用した板構の仮組立省略化工法

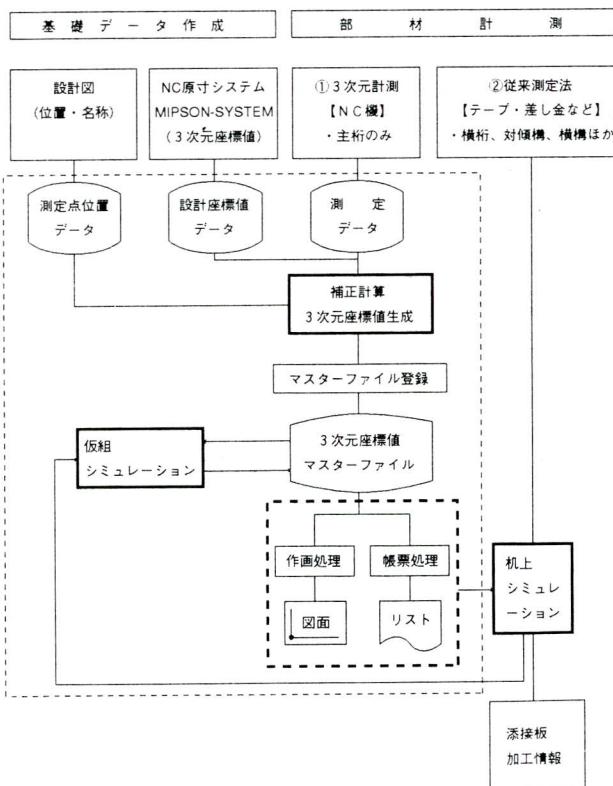


図-5 仮組立シミュレーションのシステムフロー

6. 机上シミュレーション仮組での保証

主桁は、部材完成後出来形形状をNC機により計測し、その測定結果を入力データとして、架設スタートのP4の支点位置を基準としたシミュレーション処理を行い、添接板の取合孔加工情報を決定した。

電算処理では、標準温度を20°Cとした温度補正後に、部材両端の腹板上縁を規定キャンバーラインに乗せるシミュレーションを行っている。

この過程で、全長・支間、腹板高、現場継手部の隙間

の調整を行い、全体形状を確認した後、最良の主桁の添接部加工情報を決定した。

仮組立シミュレーションのシステムフローを図-5に又、図-6にシミュレーション結果（ボルト孔寸法表）の一例を示す。

ボルト孔寸法（中央ゲージ）の決定に際しては、添接板加工の省力を考慮し0.5mm単位で集約した結果、設計寸法85.0mmに対して+2.5~-2.0mmの範囲となった。（表-1参照）

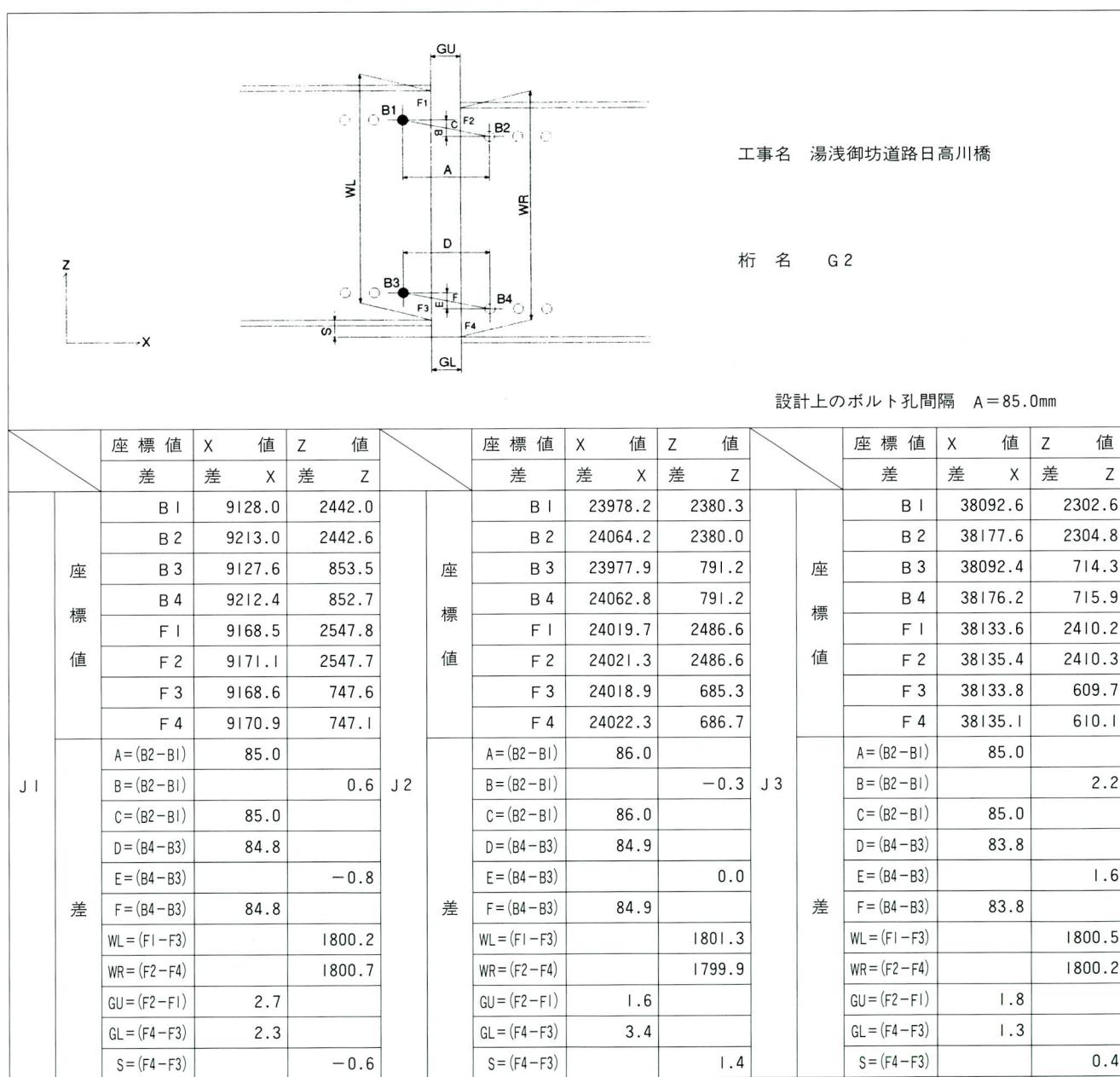


図-6 仮組シミュレーション結果（ボルト孔寸法）

表-1 主桁添接板ボルト孔の加工情報（中央ゲージ）

	J 1	J 2	J 3	J 4	J 5	J 6
G 1 S.pl	86.0	86.0	85.0	85.0	86.0	86.0
	85.0	85.0	85.0	85.0	85.0	86.0
	83.5	84.0	84.0	84.0	84.5	85.5
G 2 S.pl	85.0	86.0	85.0	84.0	86.0	86.0
	85.0	86.0	84.0	84.0	86.0	86.0
	85.0	85.0	84.0	84.0	85.0	85.5
G 3 S.pl	85.0	85.0	86.0	85.0	85.0	85.0
	85.0	86.0	86.0	84.0	85.0	84.0
	84.0	86.5	86.5	83.5	84.0	83.5
G 4 S.pl	85.0	85.0	85.0	85.0	85.0	85.0
	84.0	86.0	84.0	85.0	85.0	84.0
	83.5	87.5	83.5	84.0	85.0	83.0
G 5 S.pl	84.0	84.0	84.0	84.0	85.0	85.0
	84.0	85.0	85.0	84.0	84.0	84.0
	84.5	86.0	85.0	84.0	83.5	83.0

主桁以外の横桁・対傾構・横構は、従来計測（テープ・直定規など）による測定結果を、所定の平面上に落とし確認した。

尚、横桁・対傾構については、M22の単剪断接合の孔径24.5との余裕2.5mmを、又、横構についても、M22の単剪断接合の孔径26.5との余裕4.5mmを活用し、高力ボルトが確実に挿入できることを限度基準として照査した。

7. 架設後の検証

現場架設後の精度確認と仮組シミュレーションとの比較のため、以下の7項目につき実測を行っている。

- | | |
|---------------|----------|
| ①支間・全長 | ――光波測定 |
| ②主桁のキャンバー（反り） | ――レベル |
| ③主桁の通り | ――トランシット |
| ④主桁の橋軸直角方向の間隔 | ――テープ |
| ⑤主桁の添接部隙間 | ――隙間ゲージ |
| ⑥主桁の添接部目違い | ――隙間ゲージ |
| ⑦添接部の孔サライ有無 | ――実施箇所図 |

支間・全長と添接部隙間との関係を各桁ごとに表-2に示す。

表-2 支間・全長と添接部隙間との関係

G 1 桁		P 4 - P 5	P 5 - P 6	P 6 - P 7	Total
机上結果	①部材長	-3.45	-4.6	-4.05	-12.0
	②隙間	+5.4	+5.8	+3.1	+14.3
	③支間長	+1.95	+1.2	-0.95	+2.2
架設結果	④隙間	+8.5	+9.7	+5.1	+23.3
	⑤支間長	+3.8	+6.0	-3.2	+6.6
	⑥隙間差（④-②）	+3.1	+3.9	+2.0	+9.0
⑦支間差（⑤-③）		+1.85	+4.8	-2.25	+4.4
G 2 桁		P 4 - P 5	P 5 - P 6	P 6 - P 7	Total
机上結果	①部材長	-2.7	-7.4	-7.0	-17.1
	②隙間	+4.3	+6.9	+3.2	+14.4
	③支間長	+1.6	-0.5	-3.8	-2.7
架設結果	④隙間	+5.5	+10.6	+5.4	+21.5
	⑤支間長	+3.4	-1.0	+0.2	+2.6
	⑥隙間差（④-②）	+1.2	+3.7	+2.2	+7.1
⑦支間差（⑤-③）		+1.8	-0.5	+4.0	+5.3
G 3 桁		P 4 - P 5	P 5 - P 6	P 6 - P 7	Total
机上結果	①部材長	-3.45	-6.15	-7.5	-17.1
	②隙間	+4.6	+4.9	+3.2	+12.7
	③支間長	+1.15	-1.25	-4.3	-4.4
架設結果	④隙間	+5.7	+6.3	+5.8	+17.8
	⑤支間長	+1.0	+1.0	+1.7	+3.7
	⑥隙間差（④-②）	+1.1	+1.4	+2.6	+5.1
⑦支間差（⑤-③）		-0.25	+2.25	+6.0	+8.1
G 4 桁		P 4 - P 5	P 5 - P 6	P 6 - P 7	Total
机上結果	①部材長	-2.3	-6.05	-10.65	-19.0
	②隙間	+4.5	+6.0	+4.7	+15.2
	③支間長	+2.2	-0.05	-5.95	-3.8
架設結果	④隙間	+5.8	+9.1	+5.3	+20.2
	⑤支間長	+2.8	+2.0	-2.7	+2.1
	⑥隙間差（④-②）	+1.3	+3.1	+0.6	+5.0
⑦支間差（⑤-③）		+0.6	+2.05	+3.25	+5.9
G 5 桁		P 4 - P 5	P 5 - P 6	P 6 - P 7	Total
机上結果	①部材長	-3.8	-4.1	-9.0	-16.9
	②隙間	+6.0	+5.7	+5.4	+17.1
	③支間長	+2.2	+1.6	-3.6	+0.2
架設結果	④隙間	+5.4	+6.1	+4.6	+16.1
	⑤支間長	-1.4	+2.5	-2.0	-0.9
	⑥隙間差（④-②）	-0.6	+0.4	-0.8	-1.0
⑦支間差（⑤-③）		-3.6	+0.9	+1.6	-1.1

支間・全長の誤差結果（仮組シミュレーションと架設実測との差）は、全長（86.0m）に対して $-1.1\text{mm} \sim +8.1\text{mm}$ で、支間（約30m）に対して $-3.6\text{mm} \sim +6.0\text{mm}$ であった。

添接部隙間の結果は、シミュレーション仮組での平均（30箇所）は 2.46mm 同じく、現場架設の平均は 3.29mm であった。

図-7に添接部の隙間の頻度分布を示した。

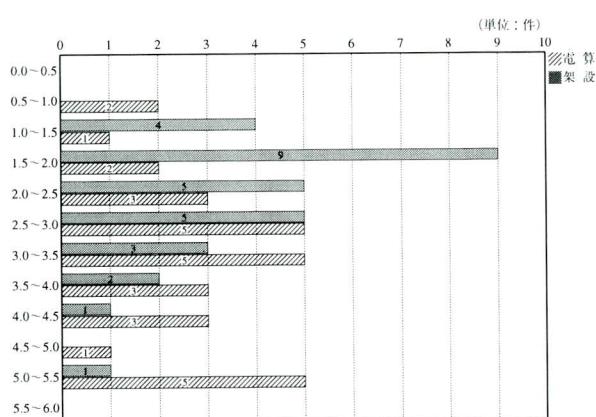


図-7 現場添接部の隙間とその発生頻度

キャンバー（反り）については、仮組シミュレーションでは部材の側面曲がりの差がそのままキャンバー（反り）の誤差といえ $+2.9\text{mm} \sim -3.5\text{mm}$ の範囲であった。又、架設時においては $+8\text{mm} \sim -1\text{mm}$ であり良好であった。

尚、架設中の孔サライは、主桁の腹板で一ヵ所（孔数6個）生じたが、その他の横桁・対傾構・横構の取合部では、発生しなかった。（写真-5参照）



写真-5 主桁の架設

8. 考察と提案

(1) 管理項目・管理値の再検討

本橋での施工管理は、特別に管理基準を設定せずに、従前からの仮組立時の規格値・管理基準を目標としたが、今後の鋼橋のコスト低減に関する提案も含めて記述する。

a. 支間・全長

主桁部材は、単部品のうちに罫線・切断・孔明けを行う先孔・先切り方式とし、支間調整用に調整部材を設けた。

先孔・先切り方式では、予め溶接や加熱矯正による収縮量を想定して製作する。本橋では、部材数が少ないと収縮量の想定値と実績との差が微少ですみ、結果として調整量はゼロとなったが、多部材や収縮量にバラツキがあると誤差の累積で特に、多径間の場合には支間がアンバランスとなる。耐震用にゴム支承の普及を考慮すれば、架設上からも支間重視の製作方法が良いと考える。

よって、支間長と部材長との基準で場合によっては支間に厳しくして、部材長は緩和する規定に変更するなどの検討が必要である。

b. 現場添接部の隙間

主桁の添接部隙間の許容値（ $0 \sim 5\text{mm}$ ）を満足させるため、腹板・フランジの添接孔の縁端は、設計図より 1mm 少なくした管理目標を設定し、製作中の各作業毎に寸法管理を行い施工した。主桁の加工は、先孔・先切り方式としたので部材完成後の出来形がプラスであると、添接部では部材同士が干渉する。設計当初から添接部に隙間を設けておけば、 -1mm することなく加工上の罫線・切断・孔明け・組立による誤差を十分吸収でき、工数の低減につながる。

よって、設計段階で 5mm 程度の隙間を考慮しておき、部材の許容値の $+5\text{mm}$ を有効に使用できるものとした。

c. 拡大孔の採用

シミュレーション仮組により、横桁・対傾構及び横構についても取合い確認をしているが、特に、横構の連結部は、M22ボルト用孔 24.5 に対して、 $+2.0\text{mm}$ した拡大

孔（26.5）で施工した。本橋の架設で孔サライをせずに横構が連結できたことは、この拡大孔による効果も大きい。横構は隣り合う主桁間を連結するため、主桁部材長の精度を直接受け、しかもその誤差は累積されることがある。

よって、横構については累積誤差の解消のためにも拡大孔（26.5）とし、他の二次部材についても設計上考慮しておき現場架設許容値に幅をもたせることとしたい。

（2）付属品取合部の構造検討

検査路は格点の横構・対傾構間に配置され、その取合部はリブ間を挿し込むタイプであった。部材検査では検査路本体とリブ間隔の相対関係もチェックし、一部については修正後再確認した。上乗せタイプでは取合部の構造が単純化し、部材検査が簡単になり現場の施工も容易である。

よって、検査路取合部は挿し込みタイプから上乗せタイプへの変更をしておきたい。

表-3 仮組立省略の利点欠点

項目	利点欠点及び理由	評価
①施工の省力化 (施工性)	仮組立での調整分を加工段階でカバーする必要がある	△
②品質の向上	単部材の精度向上の必要性から品質向上となる	○
③建設コストの低減 (経済性)	用地・機材・人工は不要だが新しい取組みであり、精度保証のデータ作成に工数が必要	△
④安全性	仮組立従事時間がなく全体では安全性が高くなる	○
⑤工期の短縮	次工程の塗装に入れ製作工程の短縮となる	○
⑥汎用性	同種の橋梁の仮組立省略に適用できる	○
⑦その他(用地)	仮組立用地が不要で他に運用できる	○
⑧その他(計測)	データ測定の項目と量が多くなる	×
総合評価	工期・コスト・用地などによるメリットが大きい	○

検査路に限らず、部材組合せ部の構造はできるだけ組合せ誤差を吸収できるような構造を検討し、製作・架設の合理化を図りたい。

（3）製作期間の短縮など

本橋の製作は仮組立を省略した施工法を試みた。部材完成後、精度保証のため計測作業はあるものの仮組立作業が無く、架設順序に部材製作を行い、順次、部材測定を進め次工程の塗装に移行できたことは、工場の製作期間の短縮に大きなメリットであった。

尚、土地・設備・人間を他に振り向けることは、間接的にコスト削減につながるものである。

（4）仮組立省略の利点欠点

工場製作段階を表-3の項目で比較する。

9. あとがき

今回の仮組省略を施工するにあたっては、

- a. 完成部材の測定精度
- b. シミュレーション用のデータ処理プログラム開発及び帳票・図形出力用のプログラム開発
- c. 桁架設後の確認

について社内検討を繰り返し、最終的に、測定精度は、NC機により保証し、プログラム開発は修正を行いながら自社開発で対処した。

又、現場架設でも、十分満足のいく成果が得られた。

今後、仮組省略は必然のこととなるが、今回の経験を生かし、より迅速な処理が可能になるよう改善・改良を進めるとともに、他の省略方法の開発にも取り組んでいきたい。

最後に、今回の仮組省略の施工にあたり近畿地方建設局をはじめ、施工中、関係者からの有益な助言・示唆と協力を賜り、改めて紙上を借り感謝する次第です。

1995.10.30受付

編集後記

今号では、大阪大学の堀川先生から、規制緩和についての巻頭言をいただきました。規制緩和策の一つであるJISの国際整合化(ISOへの整合)の問題など、橋梁業界の取り組むべき問題に対してご教示いただき、大変有り難く、厚くお礼を申し上げます。

国際化が進む中で、日本が孤立しないために規制緩和が必要であるとされており、特に公共工事の分野では内外価格差の問題がクローズアップされています。建設省からも平成6年12月に「公共工事の建設費の縮減に関する行動計画」が出され、生産性の向上、技術開発、資材費の低減が三つの大きな柱として挙げられています。

現在宮地グループでも、省力化・省人化により生産性の向上を目指した、プレキャスト化、仮組省略、溶接ロボットなどの研究開発を行っており、その中の一部が今号に掲載されています。このような研究開発をさらに進め、良いものをより安くという社会のニーズに応えていくことが、これからも必要でしょう。

技報編集委員会

委 員 長	高 崎 一 郎	三 木 茂 喜
副 委 員 長	成 宮 隆 雄	北 村 慎 悟
委 員	石 川 通 陽	伊 藤 徳 昭
	金 原 慎 一*	小 林 裕 輔*
	佐 藤 浩 明	坪 井 幹 男
	西 垣 登	永 見 研 二*
	牧 野 克 彦	星 野 実
	吉 川 薫	森 下 統 一

*印 事務局兼務

宮地技報 第11号

発行日 平成7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 望月印刷株式会社