



よし ま
好間高架橋

発注者 日本道路公団 東北支社
形 式 鋼 3 径間連続鉄桁、鋼 3 径間
連続箱桁 各 1 連
橋 長 364.5m
幅 員 9.250~10.374m
鋼 重 1,590t
路 線 常磐自動車道 東京直通線
所在地 福島県いわき市好間町
竣 工 平成10年3月（予定）

説明文 P 14





花渕山2号橋

発注者 宮城県知事
形 式 3径間連続鋼桁
橋 長 113m
幅 員 12m
鋼 重 282t
路 線 花渕山工区道路改良
所在地 国道108号玉造郡鳴子町
竣 工 平成8年10月
説明文 P 62

鎖川水管橋

発注者 長野県松本市
形 式 2径間連続三角形ワーレン
トラス桁
橋 長 99.6m
幅 員 2.4m
鋼 重 44t
路 線 松塩水道用水南西ルート
所在地 長野県松本市
竣 工 平成9年3月
説明文 P 62



東名高速道路横浜青葉IC・
B,Dランプ橋

発注者 日本道路公団
東京第一建設局
形 式 7+3+7径間連続鋼
ラーメン箱桁
橋 長 551.9m + 279.0m
幅 員 7.0m~11.5m
鋼 重 2,734t
路 線 第一東海自動車道
所在地 神奈川県横浜市青葉区
竣 工 平成9年10月
本文 P 38参照

新長野大橋（五輪大橋）

発注者 長野県道路公社
形 式 8径間連続箱桁 + 3径間連続箱桁
橋 長 764m (274.8m)
幅 員 7.0m (11.25m)
鋼 重 1,176t
路 線 県道三才大豆島中御所線
所在地 長野県長野市
竣 工 平成8年10月
説明文 P112



正沢橋梁

発注者 長野県松本地方事務所
形 式 上路式鋼逆ローゼ橋
橋 長 137.0m
幅 員 10m
鋼 重 487t
所在地 長野県南安曇郡奈川村
竣 工 平成9年11月
説明文 P20



神渕橋（新渕橋）

発注者 長野県松本建設事務所
形 式 2径間連続鋼鉄桁
橋 長 78.0m
幅 員 12.0m
鋼 重 243t
路 線 国道158号
所在地 長野県東筑摩郡波田町～
安曇村
竣 工 平成8年12月
説明文 P14



城見橋

発注者 岡山県高梁地方振興局
 形式 4径間連続非合成鋼桁
 橋長 89.0m
 幅員 車道 8.018~9.000m
 歩道 2,500m
 鋼重 169t
 路線 国道484号
 所在地 岡山県高梁市
 竣工 平成7年11月（桁架設）
 説明文 P 88



多摩都市モノレール鋼軌道桁

発注者 東京都
 形式 単純鋼軌道桁2連
 橋長 50m+44m
 鋼重 298t
 路線 立川3・3・30立川東大和線
 所在地 東京都立川市
 竣工 平成9年3月
 説明文 P 46

西浦和跨線橋架設工事

発注者 首都高速道路公団
 受託者 東日本旅客鉄道（株）
 東京工事事務所
 形式 5径間連続鋼床版箱桁
 橋長 300,406m
 路線 高速大宮線
 所在地 埼玉県浦和市
 竣工 平成9年10月
 説明文 P 68



真光寺ループ橋

発注者 長野県長野建設事務所
形 式 I2径間連続箱桁
橋 長 564m (182.1m)
幅 員 6.0m
鋼 重 547t
路 線 県道飯綱高原浅川線
所在地 長野県長野市
竣 工 平成9年3月
説明文 P 14



多々羅大橋

発注者 本州四国連絡橋公団
形 式 3径間連続複合箱桁斜張橋
橋 長 1,480m (270+890+320)
幅 員 30m (対向2車線9.5m×2 +
原自歩道2.5m×2)
鋼 重 総鋼重37,300t (主塔12,950t、
桁20,650t、ケーブル他3,700t)
路 線 西瀬戸自動車道
(瀬戸内しまなみ海道)
所在地 自)広島県豊田郡瀬戸田町
至)愛媛県越智郡上浦町
竣 工 平成10年3月(開通は平成11年
春)予定
説明文 P 68



西野川橋

発注者 長野県木曾建設事務所
形 式 単純上路式鋼トラス
橋 長 72.0m
幅 員 11.0m
鋼 重 270t
路 線 開田三岳福島線
所在地 長野県三岳村
竣 工 平成 9年 7月
説明文 P 103

新上田渡橋

発注者 愛媛県
形 式 単純非合成鉄桁
橋 長 51.7m
幅 員 11.0m(車道8.5m、歩道2.5m)
鋼 重 168t
路 線 国道379号
所在地 愛媛県上浮穴郡小田町
竣 工 平成 8年 1月
説明文 P 103



中央大味橋

発注者 福井県朝日土木事務所
形 式 単純鋼床版箱桁橋
橋 長 62m
幅 員 9.33m～9.7m
鋼 重 273t
路 線 国道305号
所在地 福井県丹生郡越廻村
竣 工 平成 8年 11月
説明文 P 88



長野郵便貯金会館庁舎新築第2期工事

施主 郵政省
設計 丸ノ内建築設計
施工 奥村、佐藤、鉄建、北野
建設共同企業体
構造 SRC、B2、F11 31,620m²
鋼重 3,800t
工期 平成7年4月～平成9年1月
説明文 P 88



(仮称)相鉄・横浜高島屋共同ビル新築工事

施主 相模鉄道、横浜高島屋
設計 松田平田、観光企画設計社
施工 大林、鹿島、相鉄、ユタカ
共同企業体
構造 SRC、S、B6、F27、PH1
58,000m²
鋼重 13,000t
工期 平成6年9月～平成10年8月
説明文 P 132

(仮称)下飯田駅上家等工事

(相模鉄道いずみ野線)

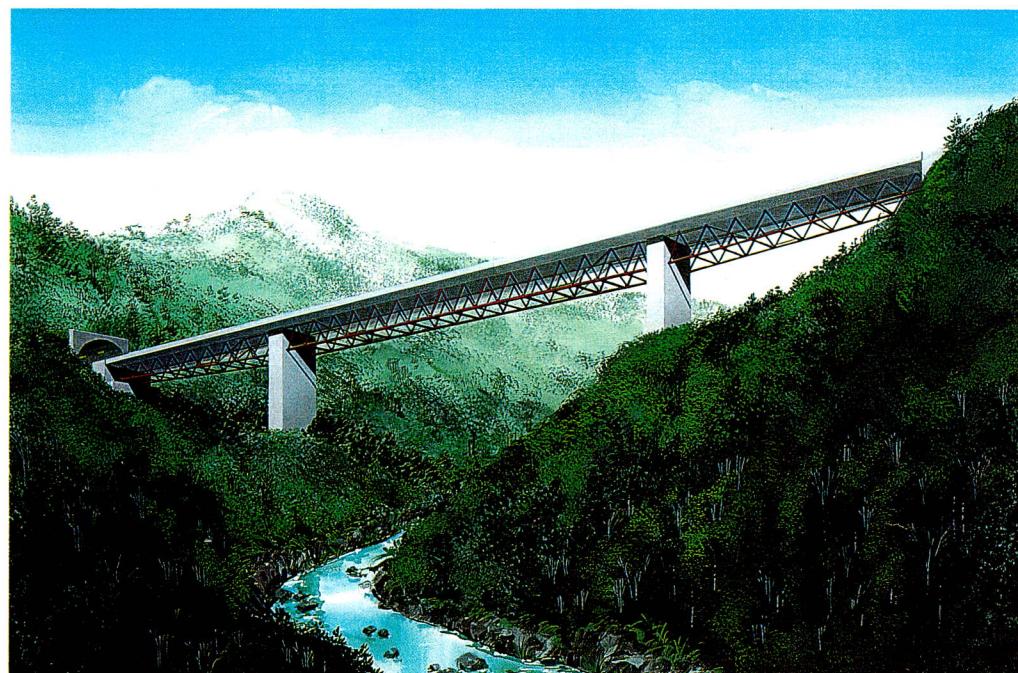
施主 相模鉄道
設計 交建設計
施工 前田、大林、鴻池、佐藤
建設共同企業体
構造 S
鋼重 230t
工期 平成8年9月～
平成9年3月
説明文 P 132





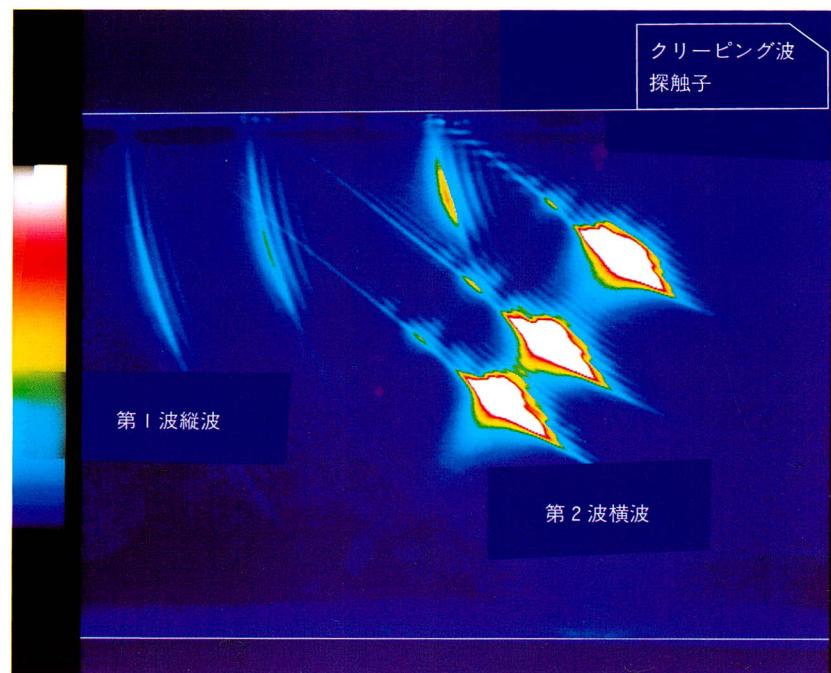
東京湾アクアライン
橋梁点検車（底面用）

側面用点検車とともに航路部
(10径間) の点検・保守を行う
本文 P113参照



新形式複合トラス橋
(イメージ図)

上面がコンクリートで、側面、
下面が鋼の新形式橋梁
本文 P119参照



入射超音波パルス可視化像
(東北大学工学部材料加工学科 提供)

クリーピング波探触子による
第1波縦波と第2波横波
本文 P124参照

卷頭言

鋼橋の耐震設計の高度化への課題

名古屋大学教授 宇佐美 勉

道路橋示方書が改訂され、耐震設計が一段と難しくなった。平成2年の耐震設計編ですら、内容をきっちり理解している技術者は5人に1人と言われている。このことからすると、改訂示方書を理解して使える技術者はさらに減少するものと思われる。特に、鋼構造に対する規準は今回新たに制定されたもので、技術者は一様にその適用に苦慮しているようである。平成9年4月にアメリカのポートランドで行われたASCEの構造工学会議でのW.T.Holmesの基調講演“アメリカにおける耐震設計基準の将来”でも、耐震設計法を易しくすることの必要性が強調されている。ただ、私見ではあるが、阪神大震災での直下型地震の破壊力を目の当たりにした今、その猛威に耐えられる構造物を設計するためには、規準は少々複雑になるのはやむを得ないのではないかと感じている。技術者は相当な覚悟をもって自己研鑽に励まなければならぬ時代になったと感じる。また、大学の研究者においては、耐震設計の講義の強化と、技術者に対する啓蒙活動をより積極的に行う必要がある。これらの点に関して、最近実務家自身によって纏められた意欲的な報告書¹⁾があるので、是非一読をお勧めしたい。その中の「技術者個人の役割」として次のような1文がある。

「(技術者は)阪神淡路大震災のみならず内外の既往の地震被害の状況を良く把握し、専門家としてふさわしい知識や技術の習得に務め、専門技術者の立場から(土木学会の)「第二次提言」を理解し、耐震設計のあるべき姿について見識を持って総合判断を下す能力を身につけるよう自己研鑽を進めるべきである。中堅技術者にあっては、耐震構造計画の重要性を認識し、業務の遂行に当たってはその具体的な実践に務めるほか、積極的なリーダーシップを發揮することが必要である。また、耐震設計基準類を改訂の経緯、理由にまで立ち入って理解し、解釈、運用を弾力的かつ適正に行うこと留意する。若手技術者に対しても耐震設計の重要性をアピールし積極的な教育、指導を行わなければならない。」

道路橋示方書は世界に先がけて鋼製橋脚の耐震設計の基準化を行った点で評価されなければならないが、まだまだ十分とは言えない。鋼構造物の耐震設計基準の次回および次回の改訂に向けた研究課題は次のようなものがあろう。

- ①動的解析のための標準地震動の整備
- ②限界状態の明確化
- ③耐震性照査の峻別化
- ④機能保持限界の基準化
- ⑤解析ツールの整備
- ⑥実験手法の標準化
- ⑦構造システムの耐震設計
- ⑧性能要求型耐震設計法
- ⑨構造物の損傷度と残存強度、残存変形能の定量化
- ⑩復旧、補強マニュアルの作成

土木学会の提言を受け、改訂道路橋示方書では挙動が複雑な構造物に対しては非線形動的解析による耐震性照査を推奨しているが、そのために使用される地震波形を各種地盤に対してできるだけ多く用意しておく必要がある(課題①)。耐震性照査は、限界状態設計法に従って行われるが、鋼構造物にどのような限界状態があるかをまず明確にし(課題②)、それぞれの照査を峻別する必要がある(課題③)。すなわち、ある照査がどのような限界状態に対する照査であるかを明確にさせ、2つ以上の限界状態を同一の照査で行わない方がよい。この方が、耐震技術の進歩を取り入れ易いため望ましい。阪神大震災では多くの橋が崩壊し、幹線道路が長期間使用不能になり、救助活動、災害復旧活動の妨げになった。このことから、都市内の重要高架橋などは、大地震時に落橋(崩壊)の防止のみならず、多少の損傷は許すが、橋としての機能を維持させる(すなわち、緊急車両あるいは一般車の通行可能な状態を維持させる)耐震設計法の考えが生まれてくる。鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WGの報告書²⁾では、終局限界状

態に対する安全性の照査と共に機能保持の照査を合わせて考えた耐震設計指針（終局・機能保持耐震設計指針）の提案が行われているが、機能保持をどのような形で照査するのか、また、限界値設定の方法論についてさらなる検討が必要である（課題④）。道路橋示方書改訂に伴い、従前よりかなり複雑な計算を設計時に強いられるようになった。例えば、保有水平耐力照査で耐力と変形能を求める計算は、弾塑性（有限変位）解析が必要である。そのためには信頼できる解析ツールを整備することが肝要である（課題⑤）。また、鋼製橋脚においては繰り返しの影響を考慮した載荷実験によって変形能等を求めることが義務づけられている（道路橋示方書・V耐震設計編10.3節）。しかし、実験手法（例えば、同一変位に対する繰り返し回数、変位増分幅、実験データの整理等）については全く触れられていない。従って、実験手法に関するガイドラインを整備する必要がある（課題⑥）。構造物全体をシステムとして耐震性能評価を行い、バランス良い構造物を設計することは橋梁のような1部の損傷がシステム全体の機能を損なう構造物ではきわめて重要である。しかし、この方面的研究は緒についたばかりである（課題⑦）。課題⑧は次世代型の耐震設計法で、現行の仕様型設計法に対比される設計法である。例えば、現行の設計法のように所要の変形能を確保するために、幅厚比制限、補剛材剛度制限等の仕様を規定する代わりに、与えられた地震荷重から算定される変形（要求性能）を上回るような変形性能（保有性能）を持つ構造物を設計しなさいと規定する設計法である。従って、保有性能が要求性能を上回っていさいすればどのような断面形状でも良いし、補剛材剛度はどのような値でも良いわけである。設計示方書のスタイルがこのようになれば、設計の自由度が大幅に増し、技術の進歩が設計に取り入れ易くなるが、設計者の技量が問われるようになる。そのため、一般の技術者に対して、ルーティーンワーク的な設計が可能なような資料を整備してやることが必要であり、解析ツールの整備が重要になる。課題⑨および⑩は、復旧、補強の際に必要になるバックデータを整備することである。

上記の課題の一部は、現在、土木学会鋼構造委員会ならびに日本鋼構造協会の鋼構造物耐震性検討委員会で鋭意検討中である。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災対応技術特別研究委員会：大震災の教訓を生かすために－実務技術者からの提案－、土木学会、1997年4月
- 2) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG（主査：宇佐美勉）：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技术、1996年7月

技術評論

取締役松本工場長 田中一男

宮地技報も発刊以来、今号で13号目になるが、そもそも技報発刊のきっかけは、鉄骨生産にその端を発していたことを知る人は少ないのでなかろうか。それは、昭和59年に鉄骨生産認定工場の制度が鉄骨建設業協会で制定され、工場をS, A, B, Cのランクに分けることになったのが始まりである。

Sランクと言うのは、Aランク以上であり、鉄骨に関してはどんな物でもつくるだけの技術力と、管理能力を供えた生産工場というイメージで、それぞれの工場を審査した訳である。審査基準は、鉄骨大手FABより技術者が集まり検討委員会を編成し、約1年余りに渡り制作したと記憶している。かく言う私もその一員として参画したのであるが、その時は当社（というより松本工場）が、審査にあたってあれ程苦労するとは予測だにし得なかつた。話は少し前に戻るが、SランクのSとは、Special, SuperのSでA, B, Cの様な単なる順位付けとは違うという意味合いを持たせたものである。これは、多分に我々鉄建協としての思惑がからんでいた訳であるが、それを詳しく述べることは差し控えるとして、その結果当然のこととして、宮地を始め大手FABは皆Sランクの申請をし、審査に臨んだのである。

松本工場においても何ヶ月かけて、資料の整理やら作成を行い、準備万端滞りなく臨んだつもりであったが、いざ本番になると色々な疑問点や問題点が指摘され、Sランク取得もいささか危うい状態になったのである。いくつかの問題点の中で、研究開発に対する取り組み姿勢とその実績という評価項目があり、それが相当大きなウエイトを占めていた。当時、当社の研究開発はおせじでも『良い』といえる体制ではなく、まして松本工場では技術課はあったものの、その力や実績は微々たるものであった。審査員は主として大学の先生方であったが、その時の評価の中に「技報とか、研究論文集の様なものはないですか？会社として、研究開発を行った集大成として、まとめておくべきものと思いますが。」という話があった。このことを当時の上級社長に報告した所、すぐその場で「当社も色々研究や技術向上をはかっているの

だ。すぐに技報を作りなさい。」と言われ、発刊の運びとなつたのである。

当時を思うとまことに恥ずかしい話である。しかし、今こうして筆を執りながら思うことは、技術開発とか研究というと、とかく華やかな先端を行く仕事の様に考えられがちであるが、けっしてそんな物ではないということである。日々の地道な研鑽の積み重ねがあつて始めて光る一つの結果に結び付くのではないかと思う。特に当社の様に、業種そのものがすでに成熟した域に達している産業にあってはなおさらではなかろうか。

松本工場の主力生産品目である鉄骨を見ても、昭和三十年代後半から溶接構造が採り入れられる様になり、昭和39年に日本初の超高層建築である『横浜ドリームランドホテル』を手掛けたが、当時の溶接技術と三十数年経った現在の溶接技術と、根本において何ら変わるものがない様に思える。ただ、その間に何も進歩がないとは言わない。溶接一つを取って見ても手溶接が自動溶接へと変わり、その品質、材質の高級化等色々な改善改良がなされている。

しかし、私が言いたいことは、それにたずさわる人達（技術者）の考え方方が大切であるということである。この五年位の間に、新入社員の面接を行う機会が何回かあったが、その中で「当社に入社したら何をしたいか？」と言う質問を必ずするのであるが、始めの頃は10人中9人位までが「設計の仕事をしたい」と答え、その後「瀬戸大橋の様な地図に残る仕事をしたい」と変わり、最近では「溶接をしたい」とか「組立の様な仕事をしたい」という様に、足が地に着いたと思われる様になってきた。これは、時代の流れを若者なりに敏感に捕らえたものであろうが、私はこの様な変化を喜ばしいものと受け止めている。そして、我々技術屋もこの様な変化が必要ではないだろうか。

世の中の経済成長が右肩上がりから逆に下がっている時代に、いま一度技術の基本に立ち返ることを考えても良いのではないだろうか。

報告

少数主桁省力化工法における板桁（I断面）全断面溶接

Full-Section Welding of I-Section Plate Girders in a Labor Saving and Rationalization Method

村上 貴紀^{*1} 多田 文明^{*2} 日沢 恭助^{*3}
Takanori MURAKAMI Fumiaki TADA Kyousuke HIZAWA

Summary

The west part of Nawa Viaduct is a bridge of labor saving and rationalization method construction. The main plate girders were joined by full-section welding performed in the field. The use of plates with unprecedented thickness of more than 50 mm (maximum 75 mm) necessitated a preliminary study on adopting low-preheat steel as well as on the field welding method. In the study, a welding procedure qualification test with plate specimens clarified the weldability and mechanical properties of the plate. A test with actual members confirmed plate deformation due to welding. This paper presents the results of the study, including the results of tests, and describes the field welding.

キーワード：少数主桁、現場溶接、I桁全断面溶接、予熱低減鋼、溶接変形

1. まえがき

第二東名・名神高速道路は、種々の省力化を図っており、第二東名大府IC～東海IC間に位置する名和高架橋西においても、次のような省力化工法が採用されている。

- ①少数主桁化：製作、運搬、架設の工数低減
- ②合理化・単純化：一部材一断面
 - 横桁間隔の拡大
 - 横構の廃止
 - 仮組立の省略
 - I桁全断面現場溶接の採用
- ③プレキャストPC床版の採用
- ④反力分散ゴム支承の採用による多径間連続化

当社は、名和高架橋西の下り線の製作、架設を行っている。本文では、下り線のI桁全断面現場溶接に関する検討事項、およびその各試験結果の報告、並びに実橋における現場溶接の施工計画等を中心に報告する（本文執筆時は現場溶接の施工中であるため、現場溶接の概要について紹介する）。

2. 工事概要

工事名：第二東名高速道路 名和高架橋西

（鋼上部工）工事

発注者：日本道路公团 名古屋建設局

名古屋工事事務所

道路規格：第1種2級

工事箇所：（自）愛知県東海市名和町平松

（至）愛知県東海市名和町向廻間

形 式：11径間連続非合成板桁（3主桁）

橋 長：610m

支 間：49.25m + 2@66.3m + 53.0m + 52.9m + 78.1m + 55.6m + 3@49.0m + 40.45m

有効幅員：14.0m

鋼 重：3,587ton（うち当社施工1,758ton）

使用鋼材：SM570Q, SM520C, SM490YB,

SM490YA, SS400

一般図を図-1に示す。

3. 概要構造

少数主桁化により、フランジ材は最大75mm（材質SM570Q）の鋼板を用いており、フランジ幅は700mmで一定（但し支点部ではフランジ幅最大860mm）である。ウェブ材は最大板厚が18mm（SM570Q）であり、ウェブ高は2900mm（一定）である。また、主桁現場溶接継手部のウェブ両端部は50Rのスカラップを設けてある。主桁の概略図を図-2に示す。

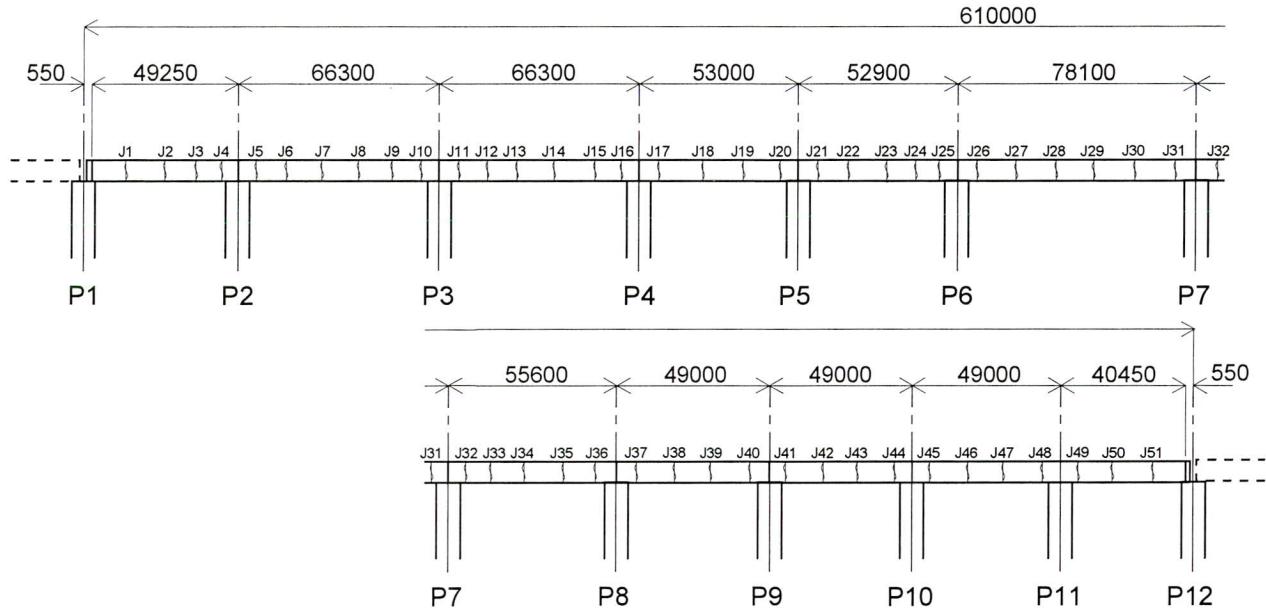
なお、主桁現場溶接継手は51ジョイントあり、全部で153箇所（3主桁×51ジョイント）ある。

*¹千葉工場生産技術研究所

*²技術本部工事部工事計画課

*³技術本部工事部工事課課長

側面図



断面図

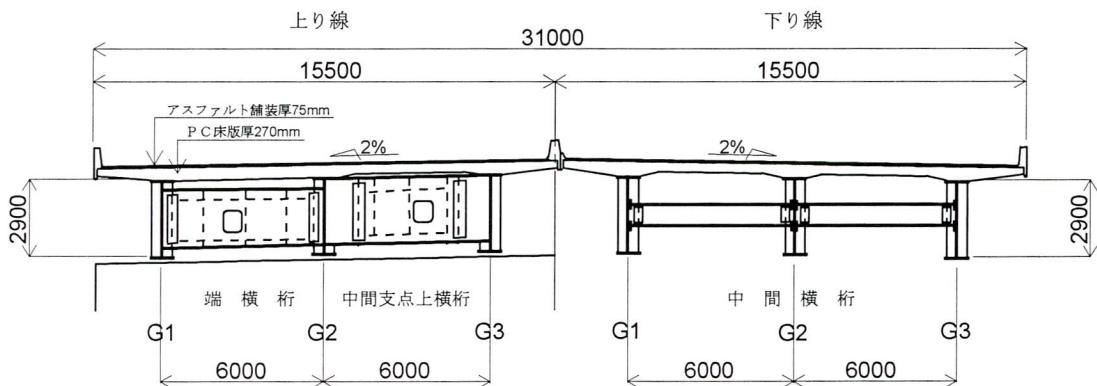


図-1 一般図

4. 予熱低減鋼の適用

フランジ材は材質SM570Q、最大で板厚75mmの鋼板を用いているが、日本道路公団の施工管理要領基準集¹⁾、及び道路橋示方書（平成6年2月）²⁾においては板厚50mm以上の鋼板についての規定がなく、特に溶接割れ防止の検討が必要であった。従来鋼の使用では、工場溶接及び現場溶接における予熱温度は100°Cを超えると予想され、作業環境、作業能率及び変形等の問題から、本工事においてはSM570Qの鋼材については予熱低減鋼を用いるものとし、鋼材の溶接割れ感受性組成Pcmを0.21%以下とした。

予熱低減鋼を使用するにあたり、予熱温度を決定するために、板厚75mmの予熱低減鋼にてY形溶接割れ試験

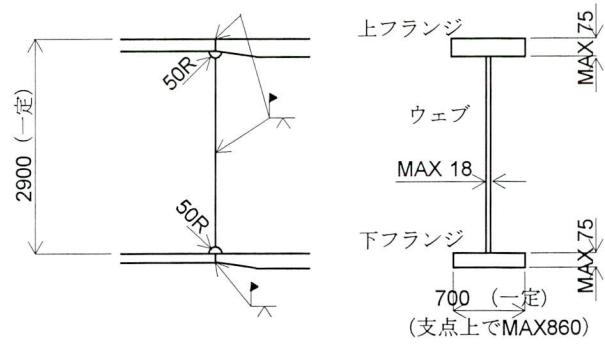


図-2 主桁の概略図

(JIS Z 3158) 及び最高硬さ試験 (JIS Z 3101) を行った。溶接方法は、工場製作時の仮付け溶接を想定したCO₂溶接、及び補修溶接を想定した被覆アーク溶接にて行い、試験温度はRT(室温)、50°C、75°Cにて行った。y形溶接割れ試験の結果、いずれの溶接方法、試験温度においても溶接割れは認められず、また、最高硬さ試験においても、判定基準であるHV370以下を十分満足する結果を得た。このことから、工場溶接及び現場溶接における予熱は行わないものとした。供試鋼材の化学成分及びPcm値を表-1、溶接材料及び溶接条件を表-2、y形溶接割れ試験結果を表-3、最高硬さ試験結果を表-4、代表例として試験温度RTの硬さ分布図を図-3に示す。

また、プレキャスト床版用のスタッドボルト(M22)のスタッド溶接があり、このスタッド溶接の厚板への適用を確認するために、スタッド溶接部の硬さ試験を行い、予熱低減鋼と従来鋼とを比較した。なお、予熱低減鋼はy形溶接割れ試験に用いた鋼材とし、従来鋼は材質SM570Q、板厚62mm、Ceq=0.43%、Pcm=0.23%の鋼材を用い、試験温度はRTとした。試験の結果、予熱低減鋼での最高硬さはHV268(HAZ)、従来鋼での最高硬さはHV354(HAZ)であった。このことから、予熱低減鋼を使用することにより、スタッド溶接においての溶接熱影響部の硬さを低減することができ、スタッド溶接が厚板へ適用できることが確認できた。スタッド溶接試験の結果を表-5に、硬さ分布図を図-4に示す。

5. 現場溶接施工方法の検討

(1) 溶接方法

当社では、箱桁等の全断面現場溶接の溶接方法は、上フランジは下向き姿勢によるCO₂片面裏波自動溶接（以後下向き自動溶接）を、下フランジは上向き姿勢によるMAG片面裏波自動溶接（以後上向き自動溶接）を、ウェブは立向き姿勢によるCO₂片面裏波自動溶接（以後立向

表-2 溶接材料及び溶接条件

溶接 方法	溶接材 料			溶接条件		
	銘柄	径	メーカー	電流(A)	電圧(V)	速度(CPM)
GMAW	MG-50T	1.2φ	神鋼	200	24	50
SMAW	L-62EL	4φ	日溶工	170	25	15
						17.0

表-3 y形溶接割れ試験結果

メーカー	溶接 方法	試験温度 (°C)	試験片 記号	表面 割れ率	ルート 割れ率	断面 割れ率
A社	GMAW	RT	SYG-1-1	0%	0%	0%
		SYG-1-2	0	0	0	0
		SYG-1-3	0	0	0	0
		50	SYG-2-1	0	0	0
		SYG-2-2	0	0	0	0
		SYG-2-3	0	0	0	0
	SMAW	75	SYG-3-1	0	0	0
		SYG-3-2	0	0	0	0
		SYG-3-3	0	0	0	0
		RT	SYS-1-1	0	0	0
		SYS-1-2	0	0	0	0
		〈27〉	SYS-1-3	0	0	0
B社	GMAW	50	SYS-2-1	0	0	0
		SYS-2-2	0	0	0	0
		SYS-2-3	0	0	0	0
		75	SYS-3-1	0	0	0
		SYS-3-2	0	0	0	0
		SYS-3-3	0	0	0	0
	SMAW	RT	NYG-1-1	0	0	0
		NYG-1-2	0	0	0	0
		NYG-1-3	0	0	0	0
		50	NYG-2-1	0	0	0
		NYG-2-2	0	0	0	0
		NYG-2-3	0	0	0	0
	SMAW	75	NYG-3-1	0	0	0
		NYG-3-2	0	0	0	0
		NYG-3-3	0	0	0	0
		RT	NYS-1-1	0	0	0
		NYS-1-2	0	0	0	0
		〈25〉	NYS-1-3	0	0	0
		50	NYS-2-1	0	0	0
		NYS-2-2	0	0	0	0
		NYS-2-3	0	0	0	0
		75	NYS-3-1	0	0	0
		NYS-3-2	0	0	0	0
		NYS-3-3	0	0	0	0

〈〉内は室温を示す。

表-1 供試鋼材の化学成分とPcm値

メーカー	規格記号	板厚 (mm)	化 学 成 分 (%)												
			C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	B	Ceq	Pcm
A社	SM570Q-EX	75	≤0.18	≤0.55	≤1.60	≤0.035	≤0.035	-	-	-	-	-	-	≤0.47	≤0.21
B社	SM570Q-EX	75	0.08	0.26	1.44	0.004	0.002	0.02	0.03	0.02	0.20	0.05	0	0.39	0.18

き自動溶接)を積極的に採用している。本工事はI桁全断面溶接であり、上下フランジ材に厚板を用いているため、図-5に示す案により溶接方法の検討を行った。1案は従来の溶接方法とし、2案はウェブをエレクトロガスアーク溶接(以後EG溶接)にて行い、上フランジと溶接機の干渉により生じる溶接残しをCO₂半自動溶接にて行う溶接方法とした。3案は上フランジ及びウェブは1案と同じとし、下フランジは下向き自動溶接とし、4案は3案のウェ

表-4 最高硬さ試験結果

ミルメーカー	溶接方法	試験温度(°C)	試験片記号	最高硬さ(HV)
B社	GMAW	RT <27>	NKG-1	312
		50	NKG-2	309
		75	NKG-3	306
	SMAW	RT <25>	NKS-1	285
		50	NKS-2	285
		75	NKS-3	274

〈〉内は室温を示す。

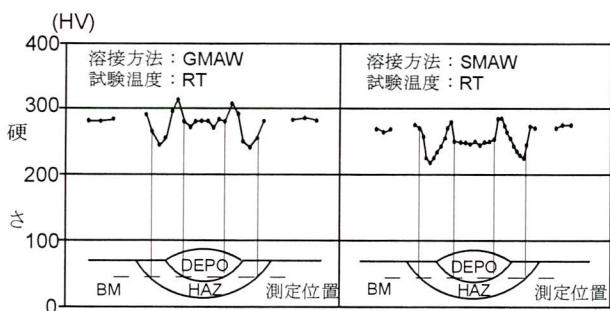


図-3 試験温度RTにおける硬さ分布図

表-5 スタッド溶接試験結果

材質	板厚(mm)	Ceq(%)	Pcm(%)	溶接条件		最高硬さ(HV)
				電流(A)	A-クタイム(S)	
SM570Q-EX	75	0.39	0.18	1800	1.1	268 (HAZ)
SM570Q	62	0.43	0.23	1800	1.1	354 (HAZ)

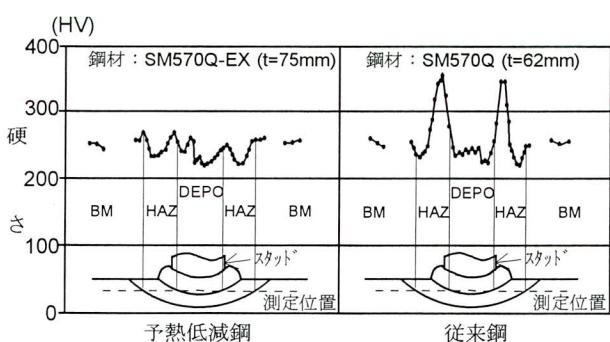


図-4 スタッド溶接の硬さ分布図

ブをEG溶接+CO₂半自動溶接とした。

2案及び4案によるウェブのEG溶接+CO₂半自動溶接は、EG溶接にて行うことにより1パス溶接が可能であり、立向き自動溶接と比べてアークタイムが約1/2となるが、ウェブ上端に溶接残しが生じるためCO₂半自動溶接にてビード継ぎを行う必要がある。このCO₂半自動溶接も含めてウェブの溶接時間(段取り時間等も含める)を1案及び3案と比較すると、ウェブの最大板厚継手が17mm×18mmとそれほど厚くなく、立向き自動溶接でも2パスにて溶接できることから、両者の溶接時間は殆ど同じであると考えた。またEG溶接は大入熱であり、溶接熱影響部の粗粒化による衝撃値の低下を防止するための検討が必要となる。

本工事はウェブの上下端部に50Rのスカラップを設けている。最近、橋梁の現場溶接に対応可能な溶接ロボットが開発されており、本工事のようなI桁の全断面溶接継手で50R以上のスカラップを有する下フランジは、下向き姿勢にてウェブを挟んで2台の溶接ロボットをセットし、ウェブ直下でビード継ぎを行う溶接方法が既に行われている。この溶接方法では下向き姿勢のため1案及び3案の上向き自動溶接に比べてアークタイムを1/2以下とすることができます。しかしながら、各パスでビード

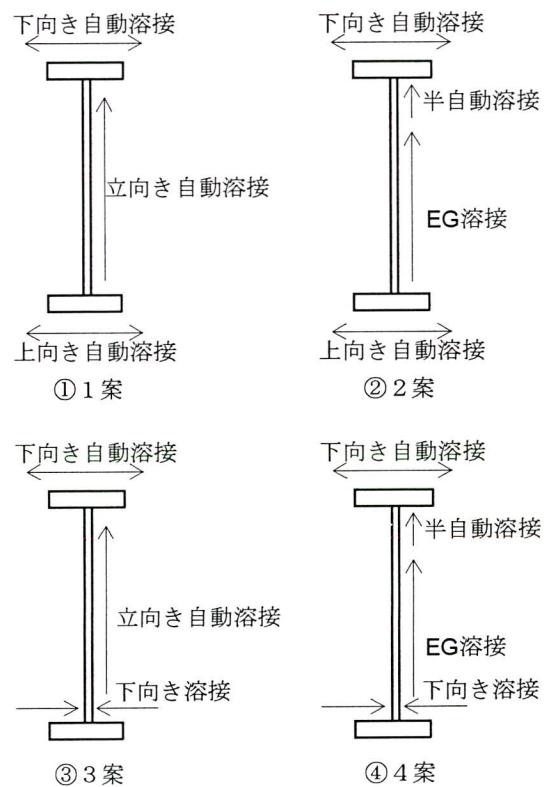


図-5 現場溶接方法案

継ぎを行うことによる品質確保のための施工条件と施工のノウハウの確立が必要になることが考えられた。本工事での現場溶接継手の平均板厚が40mm程度であることから、連続して溶接可能な上向き自動溶接が工程上、十分対応できると考えられる。

これらのことから、本工事の溶接方法は、溶接品質面からはエンドタブを始終端とする連続溶接ができ、工程面からも十分対応できる1案にて行うものとした。なお、各継手に用いる溶接装置は表-6に示す通りとした。

表-6 溶接装置

継手箇所	溶接方法	溶接姿勢	溶接装置
上フランジ	C02片面裏波自動溶接	下向き	PICOMAX
下フランジ	MAG片面裏波自動溶接	上向き	OH-AUTO
ウェブ	C02片面裏波自動溶接	立向き	PICOMAX

(2) 開先形状

今回、上下フランジ及びウェブとも片面裏波溶接のため、健全な裏波ビード形状及び溶接内部品質を得るために開先形状の検討を行った。各継手の開先形状を表-7に示す。なお、ルートギャップについては管理目標値を5~12mmとし、この管理目標値を現場溶接時に満足させるために、工場製作時においては7±2mmとした。

(3) 予熱及び層間温度

y形溶接割れ試験の結果より予熱は行わないものとした。ただし、溶接部表面の結露を除去するために予熱バーにて加熱するものとした。また、層間温度は230°C以下とした。

(4) 溶接材料

各継手の溶接材料を表-8に示す。

6. 溶接施工試験

(1) 平板試験体による溶接施工試験

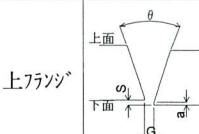
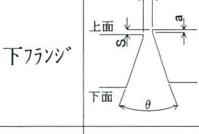
検討した溶接施工方法より、各継手を対象に平板試験体にて溶接施工試験を行った。なお供試鋼材は、上下フランジは予熱低減鋼SM570Q-EX 板厚75mm、ウェブはSM570Q 板厚18mmとした。試験の結果、溶接施工性及び機械的性質が良好であることが確認された。機械試験結

果を表-9に、各継手のマクロ写真を写真-1~3に示す。

(2) 実部材を用いた溶接施工試験

平板試験体による溶接施工試験にて、各継手の溶接施工性及び機械的性質は十分満足することが確認できた。

表-7 開先形状

継手箇所	開先形状	管 理 目 標 値			
		開先角度 θ (°)	ルートギャップ G(mm)	ルートフェイス a(mm)	目違い S(mm)
上フランジ		45±5	5~12 [7±2]	1±1	≤2
下フランジ		45±5	5~12 [7±2]	1±1	≤2
ウェブ		45±5	5~12 [7±2]	1±1	≤2

[]内は工場製作時の管理目標値を示す。

表-8 溶接材料

継手箇所	鋼種	溶接材 料		
		ワイヤ 銘柄	裏当材 径 銘柄	シールドガス
上フランジ	SM490Y×SM490Y	YM-26	1.2φ	SB-41 CO2 100%
	SM570×SM490Y			
下フランジ	SM570×SM570	YM-60C	1.2φ	SB-41 Ar 80% +CO2 20%
	SM490Y×SM490Y	DWA-50	1.2φ	
ウェブ	SM570×SM490Y	DXA-60B	1.2φ	SB-41 CO2 100%
	SM570×SM570			
	SM490Y×SM490Y	SF-1	1.2φ	
ウェブ	SM570×SM490Y			SB-41 CO2 100%
	SM570×SM570	SF-60L	1.2φ	

本橋は橋長が長く(継手数が多い)、厚板の溶接となることから、溶接変形による全体形状(キャンバー及び平面曲り)、及び溶接収縮による支間等の寸法の検討が必要となる。そこで、予め長めに製作した実部材を用いて全断面溶接施工を行い、次の項目について確認を行った。

①部材の全体変形

溶接によるキャンバー変化量及び平面曲がり量の確認

②収縮量

表-9 機械試験結果

引張試験				
継手箇所	試験片No.	引張強さ(N/mm ²)	破断位置	母材の規格値(N/mm ²)
上フランジ	F-T1	650	溶接部	570~720
	F-T2	648	溶接部	
下フランジ	O-T1	650	溶接部	570~720
	O-T2	647	溶接部	
ウェブ	V-T1	596	溶接部	570~720
	V-T2	606	溶接部	

型曲げ試験				
継手箇所	試験片No.	試験結果	判定基準	合否
上フランジ	F-T1	きれつなし	原則としてきれつが生じてはならない	合格
	F-T2	きれつなし		
下フランジ	O-T1	きれつなし	はならない	合格
	O-T2	きれつなし		
ウェブ	V-T1	きれつなし	はならない	合格
	V-T2	きれつなし		

衝撃試験				
継手箇所	試験片No.	試験結果	判定基準	合否
上フランジ	F-C	シャルピー吸收エネルギー(J) 各値	母材の規格値 (J)	合格
		108		
		64		
下フランジ	O-C	101		
		136	≥47	合格
		124		
ウェブ	V-C	119		
		108		
		114		
		106		

マクロ試験				
継手箇所	試験片No.	試験結果	判定基準	合否
上フランジ	FM	欠陥なし	欠陥があってはならない	合格
下フランジ	OM	欠陥なし	はならない	合格
ウェブ	VM	欠陥なし		合格

硬さ試験				
継手箇所	試験片No.	測定位置	最高硬さ(HV)	判定基準
上フランジ	F-C	表面2mm	297(BM)	≤370
		中央	235(DEPO)	
		裏面2mm	283(BM)	
下フランジ	O-C	表面2mm	294(BM)	≤370
		中央	253(HAZ)	
		裏面2mm	268(BM)	
ウェブ	V-C	表面2mm	222(BM)	≤370
		中央	210(BM)	
		裏面2mm	219(BM)	

局部収縮量及び部材全長の収縮量の確認

③面外変形

溶接線方向及び溶接線直角方向の面外変形量の確認
なお、実部材はG1及びG3桁のJ47継手部を用い、G1桁は溶接順序を下フランジ→上フランジ→ウェブとし、G3桁は上フランジ→下フランジ→ウェブとした。また、本試験では溶接による変形のみを測定データとして得

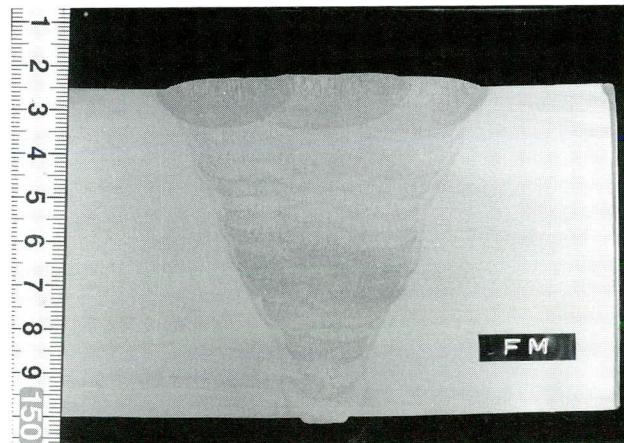


写真-1 上フランジ継手マクロ写真

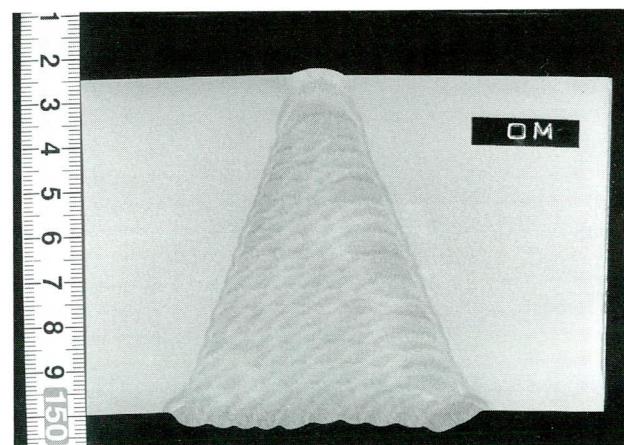


写真-2 下フランジ継手マクロ写真

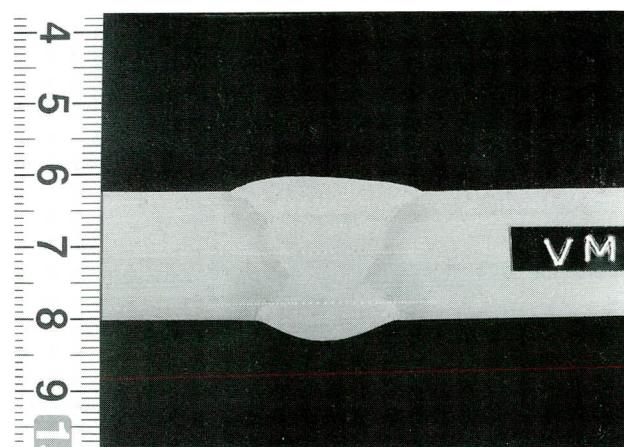


写真-3 ウェブ継手マクロ写真

たいため、部材が日照による温度変化の影響をうけないように屋内にて行った。実部材の形状を図-6及び写真-4に、溶接施工試験の状況(ウェブ継手の溶接)を写真-5に示す。

1) 部材キャンバー測定結果

部材キャンバーは支点反力の測定及び変位計による測定を行った。測定結果を図-7に示す（拘束材解放後の測定結果はウェブ溶接後に拘束材を解放した時の測定結果を示す）。なお、測定結果は初期値からの差を示す（支点反力の初期値は一支点当たり約4ton）。

上フランジを先行溶接した場合、上フランジ溶接後では部材が凹形状となり、逆に下フランジを先行溶接した場合は、下フランジ溶接後で凸形状となる。このとき反力が0となる支点が生じ、部材は二点支持の状態となった。しかし、後行溶接側のフランジを溶接すると部材形状は



写真-4 実部材試験体の形状

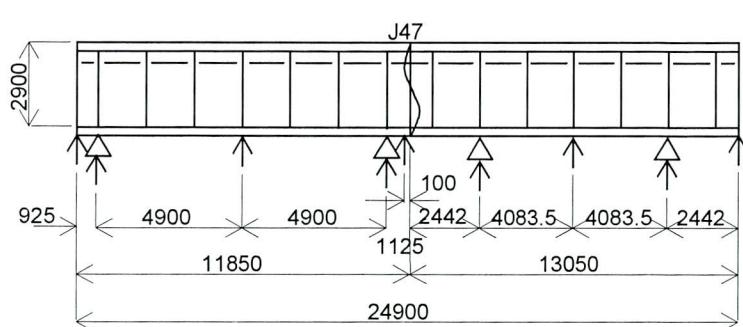


図-6 実部材試験体の形状

ほぼ溶接前の状態に戻っている。また、支点反力を初期の状態に戻し変位を測定した結果においても、継手部の変位は殆ど生じていなかった。このことより、溶接による溶接後のキャンバーへの影響及びフランジの溶接順序の違いによるキャンバーへの影響は殆どないものと思われる。またフランジの板厚が大きくなると溶接による変形も大きくなると考えられるが、上下フランジの板厚がほぼ同厚のため最終キャンバーへの影響は殆どないもの

と考えた。

2) 平面曲がり測定結果

平面曲がりは上下フランジについて測定したが（部材両端を基準）、平面曲がりは殆ど生じなかった。

3) 収縮量測定結果

収縮量は、標点距離100mmとした局部収縮及び部材全長

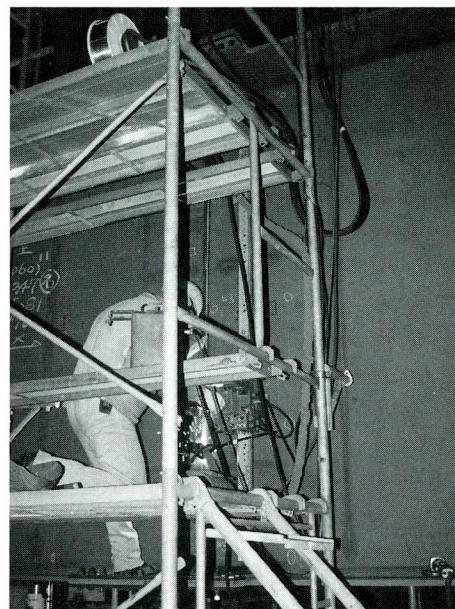
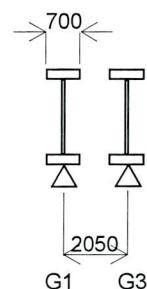


写真-5 実部材による施工試験の状況
(ウェブ継手の溶接)



継手箇所	板 厚 (mm)	
	G1桁	G3桁
上フランジ	31×29	31×29
下フランジ	24×26	26×27
ウェブ	14×14	14×14

を測定した。測定結果を図-8に示す（拘束材解放後の測定結果は部材キャンバー測定結果と同様）。

フランジの先行溶接側の溶接収縮は後行溶接側のルートギャップには殆ど影響しておらず、また上下フランジの平均局部収縮量は、G 1 桁で上フランジ：2.0mm、下フランジ：1.8mmであり、G 3 桁で上フランジ：1.7mm、下フランジ1.7mmであり、収縮量の差が殆どない。このことより、部材キャンバーの測定結果でも述べたが、溶接によ

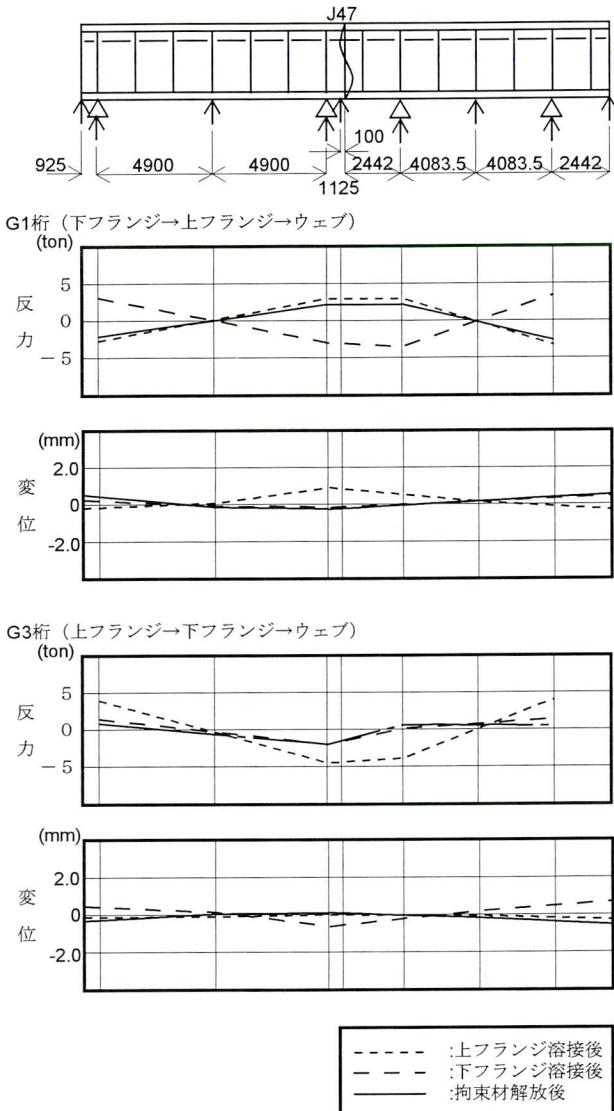


図-7 キャンバー測定結果

る最終部材形状への影響はないと考えた。また、上下フランジ溶接によるウェブの開先の詰まり量はG1 桁で1.6 mm, G3 桁で1.3mmであった。G1 桁とG3 桁で詰まり量が違うのは、G1 桁はフランジの溶接時にはウェブの拘束を行っておらず（ウェブ溶接前に拘束）、G3 桁はフランジの溶接前にウェブの拘束を行ったためと考えられ、G3 桁に比べて拘束力の弱いG1 桁のほうがウェブの詰まり量が大きくなつたと思われる。なお実橋においては、ウェブのルートギャップのフランジ溶接による詰まり量を2mmとして予め拡げて製作しており（ウェブのルートギャップはフランジ溶接前で9mm）、本試験結果より妥当であったと思われる。

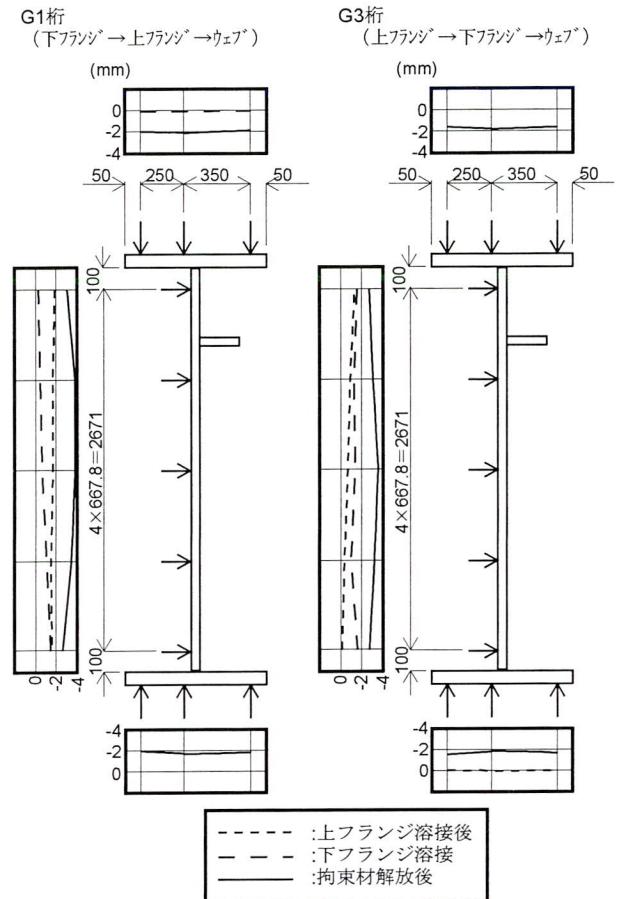


図-8 収縮量測定結果（表裏の平均値）

部材全長の収縮量はウェブ溶接後で2.5~3.0mmであった。なお実橋においては、収縮量2mm/1 継手と想定して部材製作しており、本試験結果から収縮量は2~3mmとなると思われ、収縮量が3mmと想定すると、最大で-51mmの誤差を生じるが、全体で3箇所設けた調整桁で、収縮量の誤差を吸収させるものとする。

4) 面外変形測定結果

溶接線直角方向（溶接線を挟んだ1m）の面外変形測定結果を図-9に示す。なお、測定結果は初期値からの差を示す。

上下フランジの溶接線方向の面外変形量は殆ど生じておらず、板厚が大きくなつても問題は生じないものと思われる。溶接線直角方向の変形量は1.5~2.0mm/1m生じており、板厚が大きくなると溶着量が増え面外変形量も大きくなるが、板厚と面外変形量は直線比例の関係ではなく、板厚50mm以上の継手でも5mm/1m以内となると考えられ、構造上問題はないと思われる。

ウェブの面外変形の測定では、ウェブの拘束時期によ

る変形量の違いの確認も行った。G1 桁ではフランジ溶接後に拘束を行っており、フランジの溶接による収縮力の影響は殆どがウェブのルートギャップの詰まりとして生じており、面外変形は生じなかった。G3 桁ではフランジ溶接前にウェブの拘束を行っており、フランジの溶接によりウェブに面外変形が生じている。しかし、両者ともウェブ溶接後拘束材を解放した後では max 2mm であり、殆ど差はなく、変形量も構造上及び外観上問題はないと思われる。実橋においてはフランジ溶接後にウェブの目違調整が必要であるため、ウェブの拘束時期はフランジ溶接後とするものとした。また拘束は仮ボルトによる手締め程度とした。

7. 超音波自動探傷検査

本工事の現場溶接部の非破壊検査は超音波自動探傷検査(以後AUT)を適用している。このAUTの溶接内部のきず検出能力(特に厚板溶接部における検出能力)を確認するために、本工事で採用する現場溶接方法により人工自然欠陥溶接試験体を作成し、AUTによるきず寸法を求め、放射線透過試験、試験体の切削試験との比較を行った。その結果に基づき、また公団の受入れ検査基準に対応した探傷要領を定め、現場溶接の検査に適用している。

8. 現場溶接の施工計画

(1) 施工手順

本工事の現場溶接は、まず地組立溶接にて二部材を一体化とし(一部、三部材一体及び単材架設あり)、架設後にベント上溶接を行う方法とした(P12側から架設)。また溶接順序は、上フランジ→下フランジ→ウェブとした。溶接完了後、拘束材の除去及び仕上げを行い、全線超音波探傷検査を行うものとした。架設状況を写真-6に、現場溶接時における下フランジ継手の溶接施工状況を写真-7に、超音波自動探傷検査の状況を写真-8に示す。また当社施工分の下り線の現場概略工程を図-10に示す。

(2) 部材形状保持方法

部材の形状保持は、上下フランジにエンドタブ兼用のエレクションピースにて行った。このエレクションピースは、仮組立シミュレーションのための部材計測を行っており、第一穴にピンを挿入することによりシミュレー

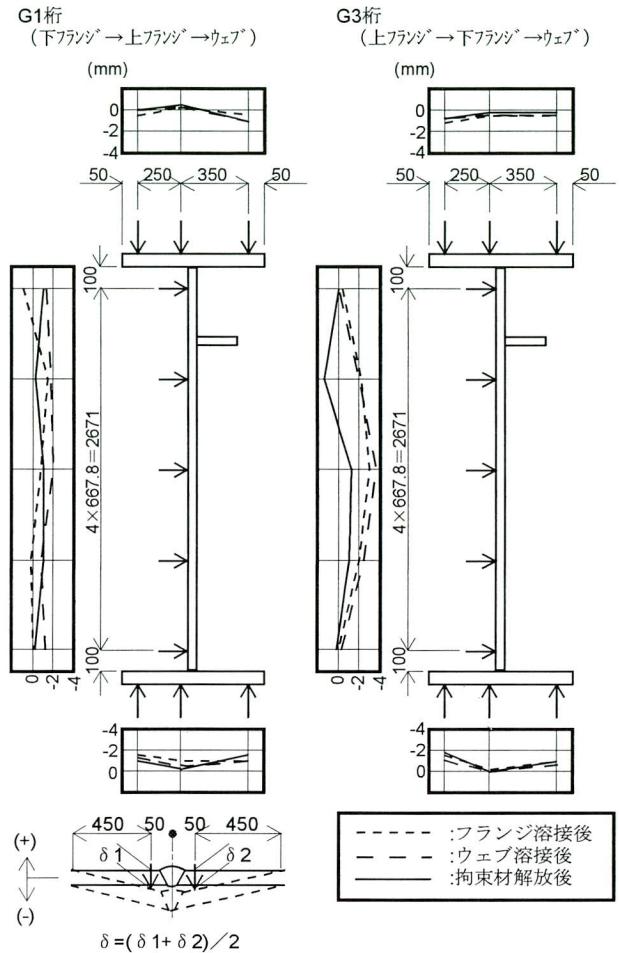


図-9 面外変形測定結果

ション結果を再現するものとし、ルートギャップの管理を行った。なおエレクションピースは溶接完了後切断し、母材面まで仕上げるものとした。また、ウェブの拘束はウェブに3箇所設け、フランジ溶接後に目違いを調整し、仮ボルトにより手締めにて拘束するものとした。なおウェブの拘束材は溶接完了後、添接板のみ取外すものとしている。

(3) 風防装置

本工事では、現場溶接部の風防装置は鋼製シェルターを用いた。シェルターには溶接用足場を設置し、溶接及び超音波探傷検査をシェルター内で行うものとした。鋼製シェルターの使用状況を写真-9に示す。

(4) 調整桿

橋長が610mと長く、また現場溶接継手が51ジョイントと多いため、橋脚の間隔の誤差、製作寸法の誤差及び溶

接収縮量の想定値(2mm)との誤差の蓄積により、支点位置にズレが生じる可能性がある。このことより、調整桁を3箇所設け、現場実測により桁長を調整し誤差を吸収することとしている。



写真-6 現場架設状況



写真-7 下フランジ継手溶接

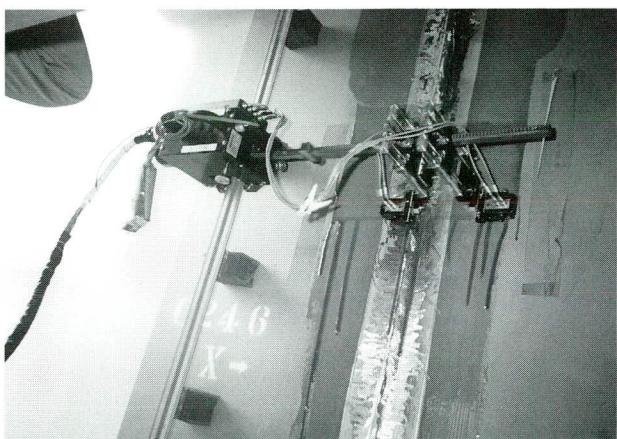


写真-8 超音波自動探傷検査



写真-9 風防装置

9. あとがき

本工事は、種々の省力化を図った少数主桁構造の板桁であり、主桁現場継手部はI桁全断面溶接を行った。現場溶接作業は平成9年9月上旬に無事完了し、プレキャスト床版の架設を終えた後、平成9年12月中旬に竣工を向かえる。

今後、本工事のような鋼橋の省力化による少数主桁構造が増え、現場溶接においても開先形状、溶接方法等を検討し省力化を図っていく必要があり、また、疲労上の問題よりウェブ継手のノンスカラップ構造の溶接方法の検討も必要となる。本工事での経験を活かし、全断面現場溶接の検討を続けていきたい。

最後に本工事の施工に当たり、御指導頂いた日本道路公団名古屋建設局名古屋工事事務所 東海工事区の皆様、ならびにJV関係各様に深く感謝し、紙上を借りて御礼申し上げます。

工程	平成9年											
	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月		
地組立												
地組立溶接 (71継手)												
架設					P12→P1							
△外上溶接 (82継手)												
床版												
後片付												

図-10 現場概略工程（下り線）

<参考文献>

- 1) 日本道路公団：施工管理基準集，平成元年11月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，平成6年2月

1997.10.31 受付

グラビア写真説明

好間高架橋

現在、常磐自動車道は三郷ICからいわき中央IC間約176キロが開通しており、本工事はいわき中央ICから仙台方面への延伸工事の一部です。

本工事のメインは、国道上を約10分間全面通行止めの間に、500t吊油圧式トラッククレーンによる地組桁架設を行ったことです。架設当日は夜間寒かったにもかかわらず、地元の住民約300人が見学に来ていました。一般の人達の本工事への関心の高さがよくわかりました。

(内海)

神渕橋（新渕橋）

新渕橋は当社松本工場のある波田町と安曇村の境に位置する国道158号線に架る橋です。この路線は高山市を経由した北陸地方を結ぶ重要な経済ルートであり、また上高地、乗鞍などへの観光ルートもあります。現橋は三十数年前に当社にて床版補修工事をしていますが、梓川に直角に進入するように架っており現在の交通状況では渋滞の難所となっています。地元からの架替要望もあり新渕橋バイパス工事として、延長1,161mの内の78mが橋梁で計画されました。平成8年11月26日の開通と合わせ、中部縦貫道の一部である安房トンネルが平成9年12月6日に開通予定であり、今後信州と北陸地方が近くなり産業発展へと期待されると思います。

なお、旧橋撤去工事も発注され当社にて受注し、平成10年2月には勇姿を消す事になります。

(柴田)

真光寺ループ橋

真光寺ループ橋は、長野市飯綱高原と浅川地区を結ぶ浅川ループライン（一般県道飯綱高原浅川線の取付道路）の中核をなす橋梁です。当ルートは、浅川ダム建設にあたり水没する県道の付け替え道路であるとともに、昭和60年に地滑り災害にあった戸隠有料道路の代替え道路でもあります。また1998年に開催される長野オリンピックのボブスレー・リュージュ会場へのアクセス道路にもなっています。真光寺ループ橋は、浅川ダム建設に伴う50mという高度差を確保するためループ構造で建設されました。12径間連続箱桁を宮地・サクラダJVを含め3JVで建設しました。現場工事については、浅川ダム建設反対派の動静に注意を払い、イメージアップをはかるイベント等も盛大に開催しました。また搬入道路は、周辺住民の生活道路であり、勾配がきつく幅員のせまい道路であったため搬入時にはブルドーザー等の補助等が必要で苦労したとのことです。R=60mという難しい曲線箱桁でしたが工場、現場とも十分な対応ができたと思います。橋梁の建設という形でオリンピックに関われて大変うれしく思います。

(柏谷)

各種断面形状の単柱橋脚の弾塑性地震応答解析

Analysis of Elasto-Plastic Earthquake Response of Single-Column Piers of Various Sectional Forms

能登宥憲* 林暢彦**
Hiroyoshi NOTO Nobuhiko HAYASHI

Summary

It seems impossible, in terms of time and expense, to determine empirically the earthquake responses of steel bridge piers of various sectional forms. These earthquake responses are therefore estimated through the reasonably proportioned use of experiments and analyses.

First, hysteresis characteristics of a steel bridge pier are obtained experimentally and by elasto-plastic FEM analysis. The analytical results were compared with the experimental results and good agreement is recognized. Secondary, earthquake response values are analyzed using analytical hysteresis characteristics by elasto-plastic earthquake response analysis. The results concur very well with response values determined from a hybrid experiment.

キーワード：復元力特性、弾塑性地震応答、保有水平耐力

1. まえがき

各種断面形状^{1) 2)}の鋼製橋脚の地震応答を実験から求ることは、実験に要する日時、費用の面から不可能であると考えられる。そこで実験と解析をバランス良く用いることにより地震による応答値を求める考えることを考える。

最初に鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析に用いる復元力特性を求める。これは相似形の代表的な断面形状の供試体の繰り返しの影響を考慮した載荷実験データに基づいて求める。この実験を解析的にシミュレーションすることができれば各種断面形状の単柱橋脚の復元力特性が既知となり、それを用いて簡単な構造系で地震時応答特性を解析的に求めることができる。ここで扱う断面形状は矩形、四隅円弧付き矩形、八角形、円形とする。

2. 準静的弾塑性有限変位解析

(1) 解析方針

保有水平耐力の算定、非線形動的解析には、準静的解析による橋脚断面等の形状・形式別の水平荷重-水平変位のヒステリシスループを求め、それを基に骨格曲線を作成する。著者等が解析した結果³⁾によると矩形断面、円

形断面で5~6δyまで実験値と解析値がほぼ一致している。

本論文で扱う4つの断面形状は、特性値がそれ自身を含めて矩形断面と円形断面の間にあると考えられ、解析値は実験値を反映すると思われる。そこで四隅円弧付き矩形、八角形断面も解析値が良い精度を示すと考えられる。

(2) 解析モデル

柱の断面形状は次の4タイプとする。

- ①矩形断面
- ②四隅円弧付き矩形断面
- ③八角形断面
- ④円形断面

解析モデルは单柱で、荷重は鉛直定荷重P=0.15Py、水平荷重H(nδyの変位を与える荷重)である(図-1参照)。

(3) 設計条件

- ①断面積一定(縦補剛材算入しない) A=53.19cm²
- ②フランジ、ウェブ厚 t=4.5mm
- ③補剛材の有無と剛度
 - 標準補剛材pl35×4.5 I=6.43>Ire=5.03cm⁴
 - 補強補剛材pl55×6 I=33.27>Ire=6.26cm⁴

* 技術本部先行技術研究室長

**技術本部設計部設計第一課

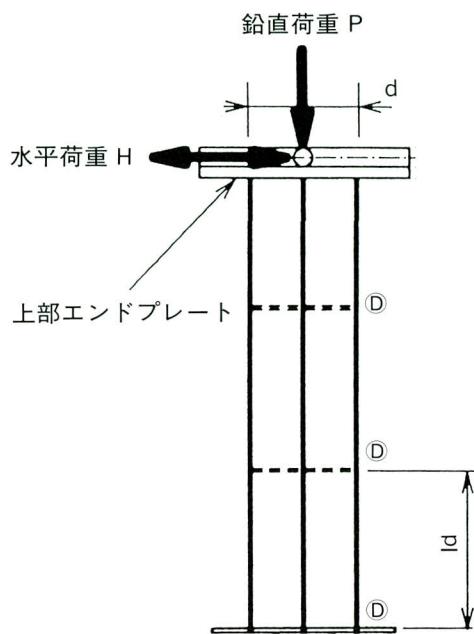


図-1 解析モデル

④幅厚比パラメータ：Rf

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

b : 板幅, t : 板厚, σ_y : 鋼材の降伏点
 E : ヤング係数, μ : ポアソン比
 k : 座屈係数 (両端支持=4.0, 補剛板=4n²)
 細長比パラメータ : λ
 $\lambda = Kh/r \{ 1/\pi \cdot \sqrt{(\sigma_y/E)} \}$
 K : 有効座屈長係数 (=2.0)
 h : 柱高, r : 断面2次半径

表-1 幅厚比パラメータ

	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
四隅円弧付き矩形	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
円形	無し	-	0.45	-	-

表-2 細長比パラメータ

	r	K	h	λ
矩形	12,065	2.0	130.0	0.232
四隅円弧	12,065	2.0	130.0	0.232
八角形	12,953	2.0	130.0	0.216
円形	13,301	2.0	130.0	0.210

⑤降伏時の荷重とそのときの変位H_y, δ_yの定義

$$\delta_y = H_y \cdot h^3 / 3EI$$

$$H_y = (\sigma_y - P/A) \cdot Z/h$$

$$P = 0.15Py, \quad Py = A \cdot \sigma_y$$

(4) 解析条件

解析は4節点シェル要素を使用した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, 0.01
- ⑤等方硬化則：単調増加荷重載荷
移動硬化則：繰り返し荷重載荷

(5) 解析結果

弾塑性解析と正負交番繰り返し載荷実験の対比は、6社共同研究の報告書³⁾で示した著者等の解析結果と実験結果で行う。

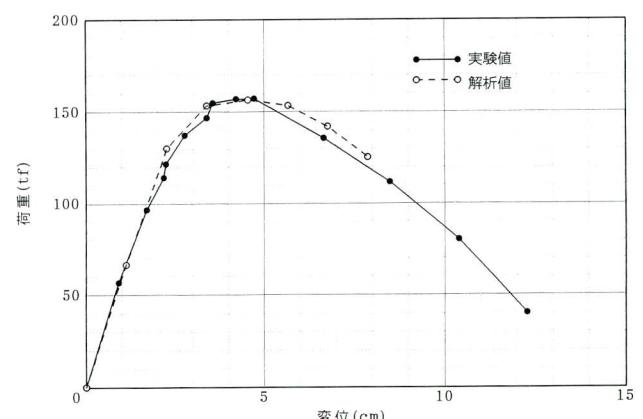


図-2 a 矩形断面橋脚の骨格曲線

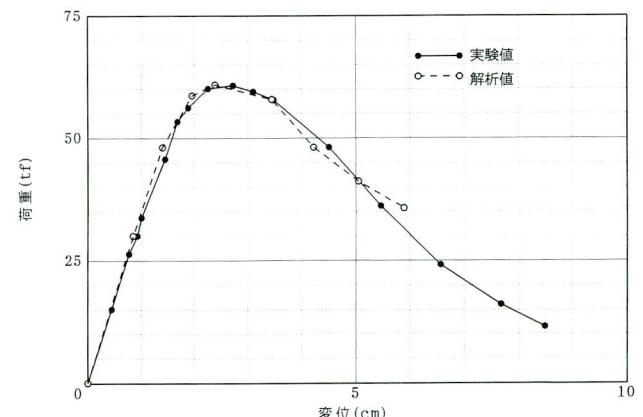


図-2 b 円形断面橋脚の骨格曲線

①矩形断面供試体、円形断面供試体の最大荷重到達後 $5\delta_y \sim 6\delta_y$ 位まで実験、解析値(MARC)は比較的良好く一致したヒステリシスループを示す(図-2 参照)。

②さらに変位が増して $7\delta_y$ を過ぎると、低下率が実験結果に比べて小さい。これは劣化時の解析の構成則が現実を反映していないためであるが、実用面からは何等問題がない。

本研究での解析の両振り載荷のヒステリシスループの結果を図-3 に示す。

- a) 矩形断面(縦リブ剛度 $\gamma/\gamma_{re}=1.0$) : C4-T
- b) 矩形断面(縦リブ剛度 $\gamma/\gamma_{re}=5.0$) : C4R5-T
- c) 四隅円弧(縦リブ剛度 $\gamma/\gamma_{re}=1.0$) : CR-R-T
- d) 四隅円弧(縦リブ剛度 $\gamma/\gamma_{re}=5.0$) : CR-5R-T
- e) 八角形断面(縦リブ無し) : OCT-T
- f) 円形断面(縦リブ無し) : COL-T

エネルギー吸収能(水平力と変位で囲まれた面積)は縦リブの剛度によっても差は生じるが、矩形が円形に近くに従って大きくなることが分かる。

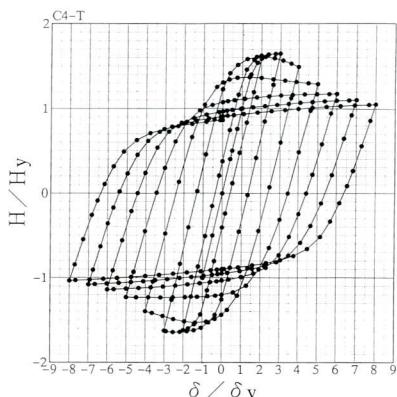


図-3 a C4-Tの復元力特性

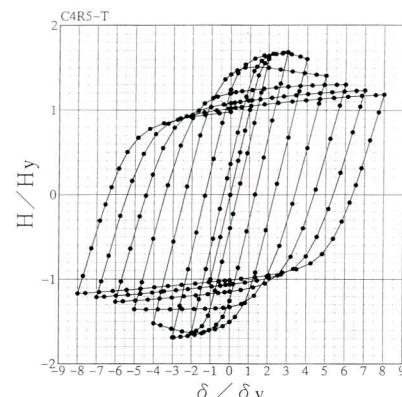


図-3 b C4R5-Tの復元力特性

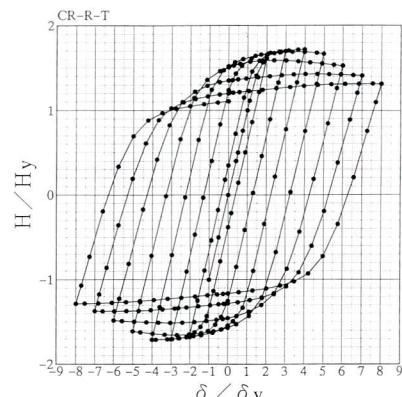


図-3 c CR-R-Tの復元力特性

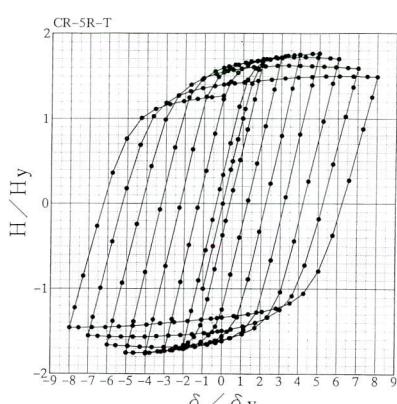


図-3 d CR-5R-Tの復元力特性

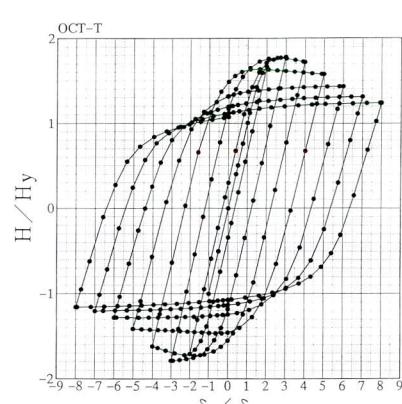


図-3 e OCT-Tの復元力特性

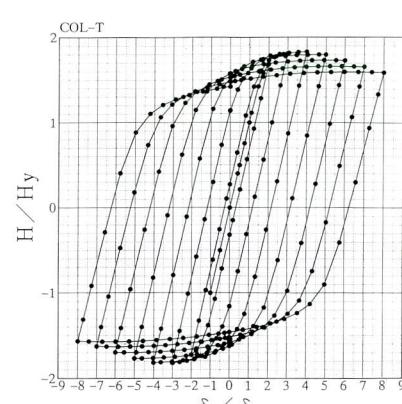


図-3 f COL-Tの復元力特性

本研究での解析の両振り載荷の $8\delta_y$ の座屈の状況を図-4 に示す。

柱基部の座屈の状況が縦リブの剛度の大きさによって凹部がより明確に二つの谷に分かれたり、また断面形状が円形に近づくに従って全体が外面に膨れる(象の脚座屈)傾向にあることが分かる。

3. ハイブリッド地震応答実験と弾塑性地震応答解析の対比

ハイブリッド地震応答実験と弾塑性地震応答解析との対比は、6社共同研究の報告書³⁾で示した著者等の解析結果と実験結果で行う。

矩形断面は復元力特性を完全弾塑性、地震波は兵庫県南部地震波(I種地盤, $\alpha_{max}=818gal$)、円形断面は復元力特性を硬化型バイリニア、地震波は兵庫県南部地震波(I種地盤, $\alpha_{max}=818gal$)での応答値について述べる。上記の条件での実験と解析の比較値は、両断面共反力、変位は良く合っているが、残留変位に誤差が見られる。矩形、円形断面についてその結果を図-5 に示す。

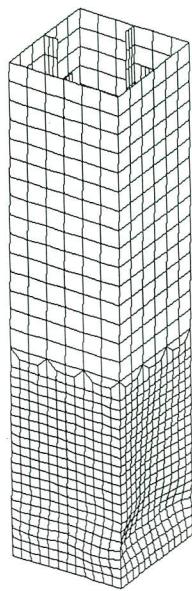


図-4 a C4-T

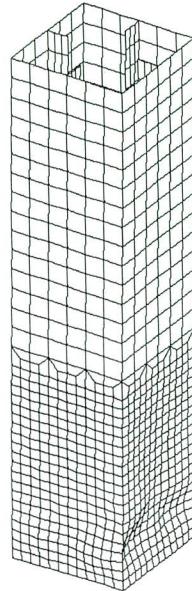


図-4 b C4R5-T

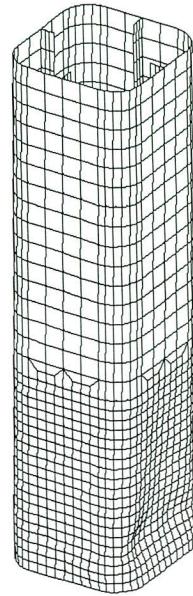


図-4 c CR-R-T

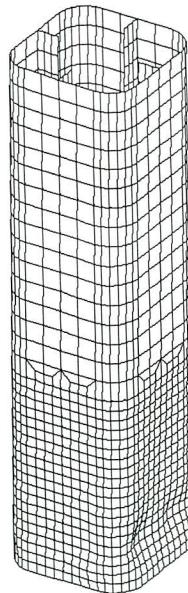


図-4 d CR-5R-T

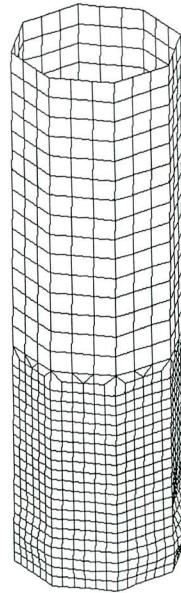


図-4 e OCT-T

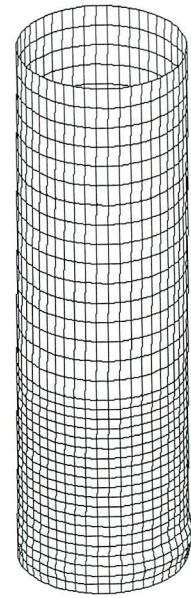


図-4 f COL-T

本論文で解析した各種断面形状の復元力特性は完全弾塑性型バイリニア、入力地震波形は兵庫県南部地震波(神戸海洋気象台のI種地盤, $\alpha_{max}=818gal$ と $\alpha_{max}=1227gal$)である。ここでの完全弾塑性バイリニアとは、第一勾配が零と(H_y , δ_y)を通る直線で第二勾配が最大水平力を通る水平線である。弾塑性地震応答解析結果を表-3, 表-4に示す。また反力、水平変位の時刻歴応答結果を図-6に示す。

4.まとめ

各種断面形状の水平荷重-水平変位のヒステリシスループがデータベースとして確保されれば、鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析が設計として行えるようになる。ここでは、最大加速度は大きいがその継続時間の短い神戸海洋気象台での地震波を使用したが、最大加速度はこれより小さいが継続時間の長い東神戸等での地震波は応答

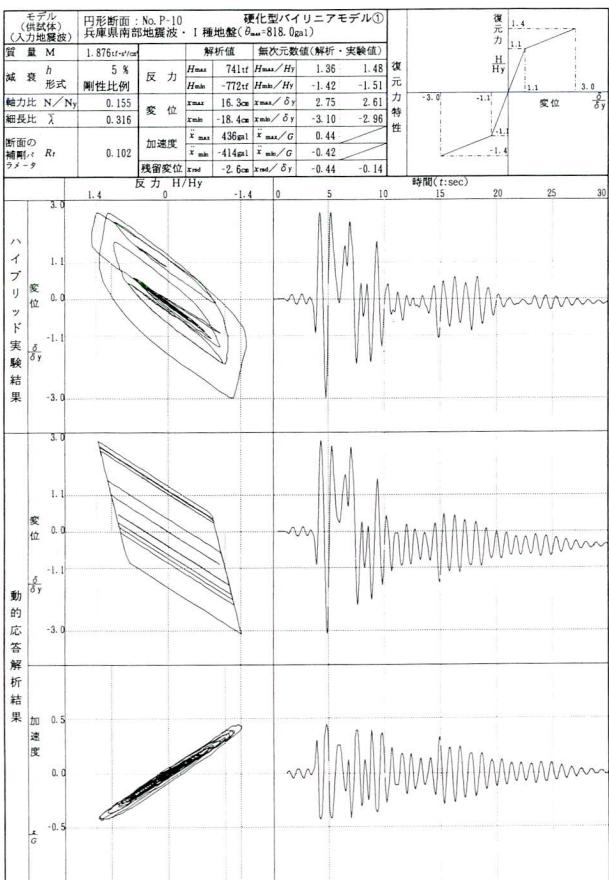


図-5 a 矩形断面の応答値

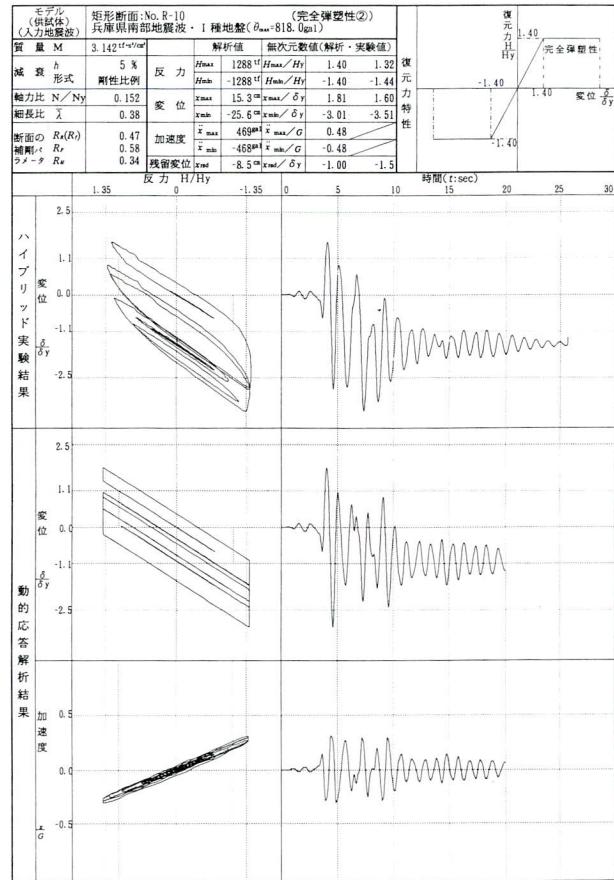


図-5 b 円形断面の応答値

表-3 各種橋脚断面形状の弾塑性地震応答解析【1】(完全弾塑性型バイリニア)

入力地震波形：神戸海洋気象台 I種地盤 $\alpha_{max}=818 gal$ 実断面比=8

断面	補剛材	Rf	λ	Hy	H _{max}	H _{min}	δy	δmax	δmin	h	δr	δr	δr
	γ/γ^*			tonf	Hy	Hy	cm	δy	δy	cm	δy	cm	h
矩形	1	0.584	0.232	7.239	1.736	-1.736	0.3648	3.404	-9.590	130	0.318	0.871	1/409
矩形	5	0.584	0.232	7.257	1.685	-1.685	0.3648	3.409	-9.377	130	0.227	0.621	1/574
四隅円弧矩形	1	0.584	0.232	7.438	1.720	-1.720	0.3317	3.425	-10.22	130	0.185	0.559	1/700
四隅円弧矩形	5	0.584	0.232	7.451	1.757	-1.757	0.3317	3.412	-10.28	130	0.211	0.637	1/615
八角形	0	0.584	0.216	6.698	1.776	-1.776	0.3030	3.815	-11.05	130	0.065	0.216	1/2000
円形	0		0.210	6.653	1.834	-1.834	0.2875	3.936	-11.58	130	0.259	0.900	1/502

表-4 各種橋脚断面形状の弾塑性地震応答解析【2】(完全弾塑性型バイリニア)

入力地震波形：神戸海洋気象台 I種地盤 $\alpha_{max}=1227 gal$ 実断面比=8

断面	補剛材	Rf	λ	Hy	H _{max}	H _{min}	δy	δmax	δmin	h	δr	δr	δr
	γ/γ^*			tonf	Hy	Hy	cm	δy	δy	cm	δy	cm	h
矩形	1	0.584	0.232	7.239	1.736	-1.736	0.3648	5.624	-12.00	130	0.638	1.750	1/204
矩形	5	0.584	0.232	7.257	1.685	-1.685	0.3648	5.674	-11.70	130	0.630	1.726	1/206
四隅円弧矩形	1	0.584	0.232	7.438	1.720	-1.720	0.3317	5.674	-13.24	130	0.342	1.030	1/381
四隅円弧矩形	5	0.584	0.232	7.451	1.757	-1.757	0.3317	5.631	-13.39	130	0.311	0.939	1/417
八角形	0	0.584	0.216	6.698	1.776	-1.776	0.3030	6.371	-14.06	130	0.543	1.791	1/240
円形	0		0.210	6.653	1.834	-1.834	0.2875	6.542	-14.94	130	0.442	1.539	1/294

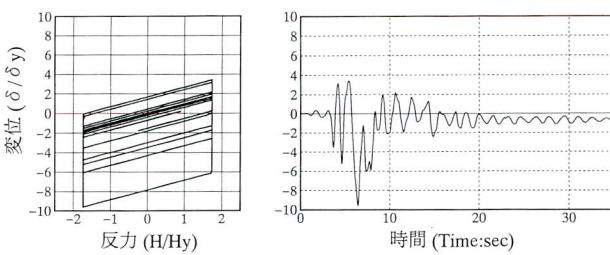


図-6 a C4-Tの応答値

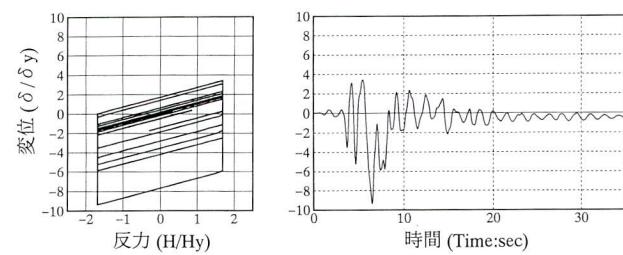


図-6 b C4-R5-Tの応答値

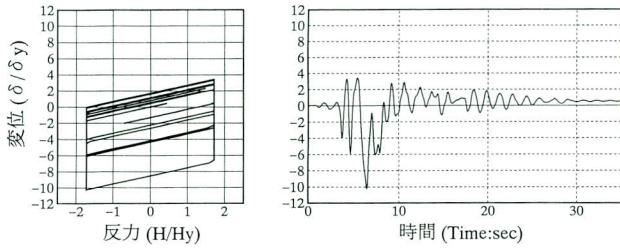


図-6 c CR-R-Tの応答値

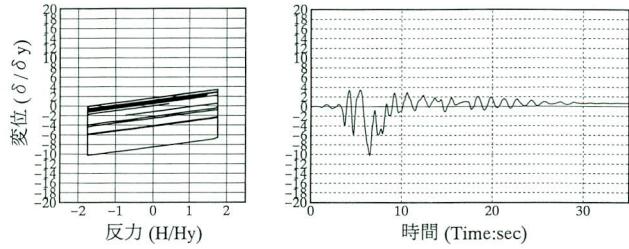


図-6 d CR-5R-Tの応答値

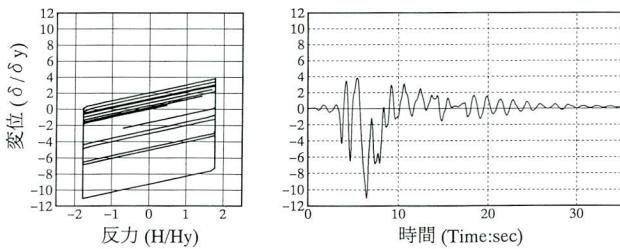


図-6 e OCT-Tの応答値

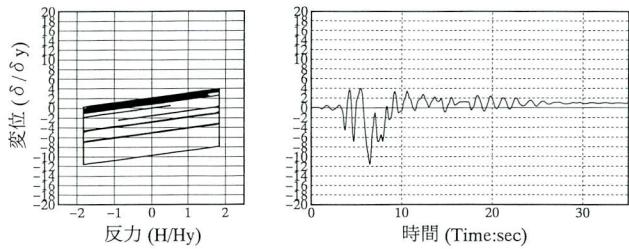


図-6 f COL-Tの応答値

変位、残留変位が大きくなることが予想される。

5. あとがき

ここでは復元力特性および地震波形を特定して検討したが、今後適用範囲を広げて検討していくと考えている。またラーメン橋脚についても同様に検討を続けていく予定である。

〈参考文献〉

- 1) 能登ら：各種橋脚断面形状の耐荷力の検討（その1），宮地技報No.11，1995
- 2) 能登ら：各種橋脚断面形状の耐荷力の検討（その2），宮地技報No.12，1996
- 3) 建設省土木研究所，日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（VII），1997.4

1997.10.31 受付

グラビア写真説明

正沢橋梁

正沢橋梁は、長野県の農道整備事業の一環として架けられた橋で、将来は地元名川村の管理ということで、架設当初より村民の関心も高く見学者が途絶えることはありませんでした。

現場は、林道の上50mに架ける為、ケーブルクレーン斜吊工法となりました。まず、アーチ部材を林道の地組ヤードで面組後、ケーブルで運搬し斜吊索で保持します。面組することにより足場を地上で組むことができ、安全面ではとても有利に作業を進める事ができました。

アーチ架設後は、P2側より支柱、補剛桁をそれぞれアーチ頂部よりキャンバーの具合を調べながら架設を行いました。橋体の架設終了後ケーブルクレーンを撤去し、床版工事及び橋面工事に移りました。特に親柱、高欄は地元の意見を多く取り入れ、村のシンボルといえるようなものであります。

開通により学校への近道ができるということで、開通を待つ声も多く、村民との交流もできた思いで深い橋の一つであります。

（海沼）

鋼桁とRC橋脚の剛結構造に関する研究（第3報）

Rigid Structure for Joining Steel Girder to RC Pier (Part 3)

佐 藤 徹^{*1} 清 水 功 雄^{*2} 鳥 越 弘 行^{*3}
Toru SATO Isao SHIMIZU Hiroyuki TORIGOE

Summary

A cyclic loading test with two specimens and FEM analysis were performed to learn the dynamic properties and load bearing capacities of a rigid section formed by a steel girder and an RC pier in a hybrid bridge structure. The results clarified the mechanism whereby loads that the bearing action of main reinforcing bars or concrete in an RC column transmits to the rigid section are conveyed to a steel girder and concrete in that section. The results also revealed the effect of stud shear connectors fixed to the stiffener on the transmission of loads to the steel girder. These results might serve as basic information for establishing a method for designing the rigid sections of such structures.

キーワード：複合構造、結合部、応力伝達、スティフナ、スタッジベル

1. まえがき

建設工事に対するコスト縮減要求の高まりとともに、一方では耐久性、耐震性など所要の性能および品質の確保・向上が求められている。このような状況の中、経済性に優れる構造として、鋼桁とRC橋脚を剛結する複合ラーメン橋が注目されてきている。この形式の橋梁構造は、高価な支承の数を削減するため、初期建設費および維持管理費の縮減に効果があり、さらに上部工の軽量化に伴って基礎工、下部工の規模が縮小可能であるため、全体構造としての建設費縮減が可能であると考えられている。また、全体の構造物としての不静定次数が増すことにより、より耐震的となるなど、鋼とコンクリートの特長を効果的に利用し合う合理的な構造形式であり、近年、日本道路公団を中心に採用事例が増えてきている。

当社では以前からこの構造形式に関する研究を行っているが、現場施工の省力化を考慮した、構造的には最も簡易と思われるRC結合方式による剛結構造の適用を目指しており、これまでの研究成果の一部は、JH東京第一建設局の「横浜緑IC・Dランプ橋」に活用されている。鋼桁とコンクリート柱との結合部に関する基本的な力学的性状、耐荷性能、応力伝達機構は実験・解析によりほぼ解明されている状況にあるが、未だ結合部の合理的な設計法を提案するには至っていない。ここでは、結合部設計法を確立する上で必要となる基礎資料として、主鉄筋が結合部内の応力伝達に果た

す役割と、結合部内スティフナに設けたスタッジベルがスティフナの耐荷性能に与える影響を解明するために実施した、載荷実験およびFEM解析の概要について報告する。

2. 載荷実験

(1) 実験概要

1) 供試体

実験供試体は過去に実施した実験と同様に、RC柱より延長した主鉄筋を鋼桁下フランジにあけた孔を貫通させ、鋼桁の上下フランジ、ウェブ、およびスティフナで囲まれる空間に充填したコンクリートに定着させることで、鋼桁とRC柱を剛結させる結合構造としている。

今回の実験では結合部内で破壊が生じることを意図し、大きな力をRC柱から結合部へと伝達するように、主鉄筋の径を太く(D19→D25)し鉄筋量を増加させた。結果的に鉄筋量が以前の供試体に比べ変化(引張鉄筋比0.9%→1.2%)しているが、結合部の破壊形態を観察するために、結合部内の補強は行わないこととした。また、結合部に合わせて鋼桁およびRC柱の耐荷力も上げるため、供試体を大型化している。供試体は実験設備の関係から、最大荷重を100tf程度として断面寸法を計算している。なお、供試体には自重を軽減するために軽量コンクリートを使用し、コンクリートの設計基準強度は300kgf/cm²とした。また鋼桁はSS400

*1技術本部技術開発部技術開発課

*2技術本部技術開発部長

*3技術本部付参与

材、鉄筋はSD345材を用いている。今回の供試体では主鉄筋が結合部の応力伝達に果たす役割を定性的に理解するとともに、スタッダジベルがスティフナの耐荷機構に及ぼす影響を解明することを目的としているため、結合部内スティフナのスタッダジベルの有無をパラメータとした。供試体名はスタッダを取り付けない供試体をS-Type、スタッダを取り付けた供試体をT-Typeとしている（図-1）。

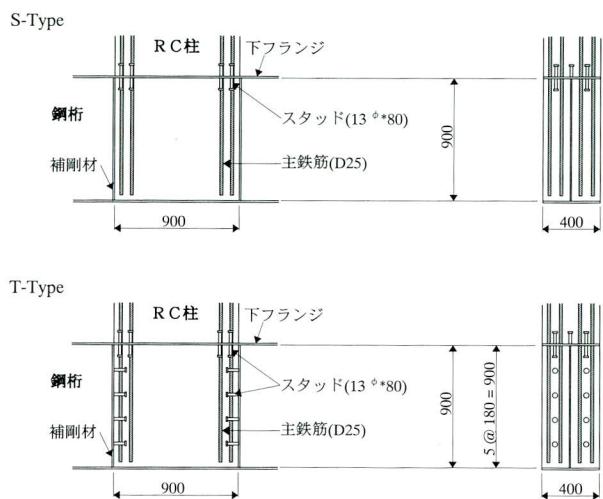


図-1 供試体の接合部詳細

2) 載荷方法

供試体は実際の構造物とは上下方向を逆にして設置し、RC柱の先端部にアクチュエーターのヘッドが伸びる方向を正、縮む方向を負とする静的正負交番荷重を載荷した。

荷重は弾性理論により求めたひびわれ発生荷重の1/2、ひびわれ発生荷重、主鉄筋許容応力、主鉄筋降伏の各レベルまで、それぞれ負方向、正方向の順で交互に載荷を行った。実験状況を写真-1に、載荷装置を図-2に示す。

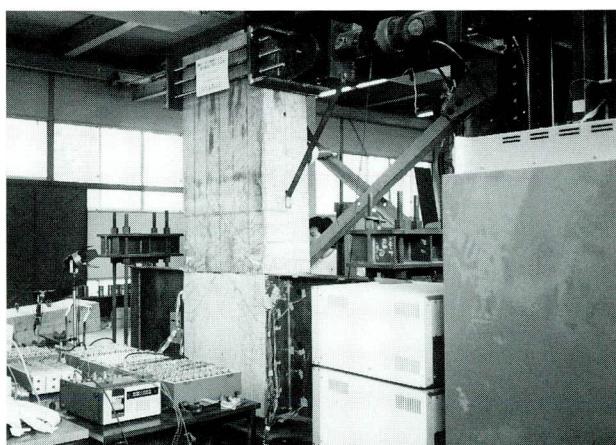


写真-1 実験状況

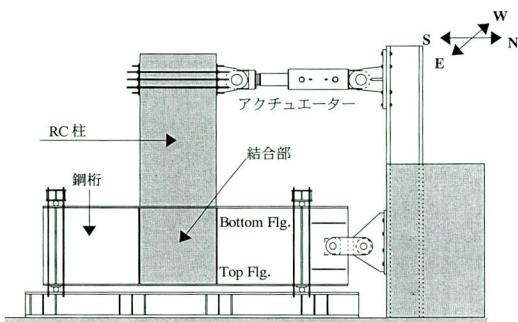


図-2 載荷装置図

(2) 実験結果

1) 供試体のひびわれおよび破壊性状

供試体には計算ひびわれ発生荷重（11.0tf）以下の10.0tf前後から、鋼桁下フランジ近傍に水平方向ひびわれが発生し、荷重の増加とともに進展した。また初期段階から結合部内にもひびわれが発生しており、結合部にも応力が伝達されていることが確認できた。

さらに載荷を進めると、両供試体とも主鉄筋の降伏後、結合部内での定着破壊が起こり、主鉄筋の引き抜けによって結合部内コンクリートに斜めひびわれが発生して、最終的にはRC柱圧縮側コンクリートが圧壊し、引張側コンクリートの鋼桁とRC柱との間の口開きが進行した。各供試体でのひびわれ状況を図-3に示す。

2) 供試体の耐荷力

表-1に載荷試験結果を示す。また図-4に、載荷によって生じる鋼桁（下フランジ位置：a点）とRC柱（鋼桁から190mm位置：b点）の口開き量と、載荷荷重との関係を表したものと示す。a点の主鉄筋が降伏に至るまでは荷重と開口量は比例関係にあり、供試体の剛性は保たれていると考えられる。このとき結合部でも、RC柱側が耐荷力を失うまで大きな損傷を生じることはなかった。S-Typeでは84.0tf、T-Typeでは86.2tfでb点の主鉄筋が降伏したが、それ以後もすぐに供試体の耐荷力が低下することはなく、結合部内の主鉄筋が定着破壊により抜け出し、コンクリートに斜めひびわれが発生するまで耐荷力の低下はみられなかった。今回の実験では主鉄筋の定着長を鉄筋径の35倍としており、計算定着破壊荷重は84.8tfと設計降伏荷重より大きくとっている。

以上の結果から、主鉄筋の降伏荷重より定着破壊荷重が大きい場合、主鉄筋の降伏までの範囲では供試体の剛性は保たれることが示され、この接合構造の耐荷機構の信頼性が確認された。

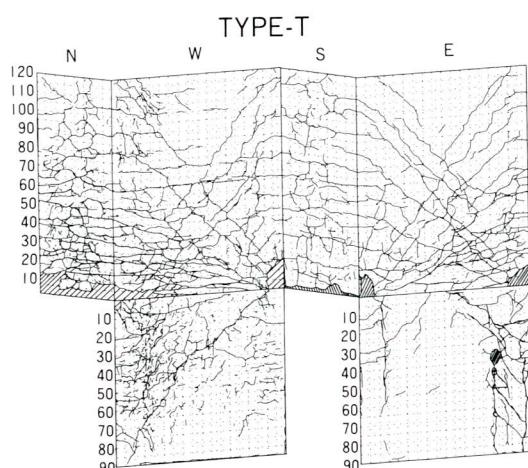
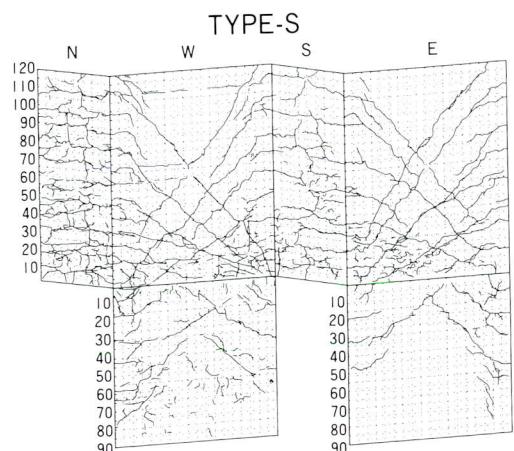


図-3 ひびわれ状況図

表-1 載荷試験結果

		P_{sy1}	P_{sy2}	P_y	P_{cal}
S-Type	荷重 (tf)	76.0	84.0	88.0	83.5
T-Type (with studs)	荷重 (tf)	75.0	86.2	88.8	83.5

P_{sy1} : a位置主鉄筋降伏、 P_{sy2} : b位置主鉄筋降伏

P_y : 供試体降伏、 P_{cal} : 弹性計算による主鉄筋降伏

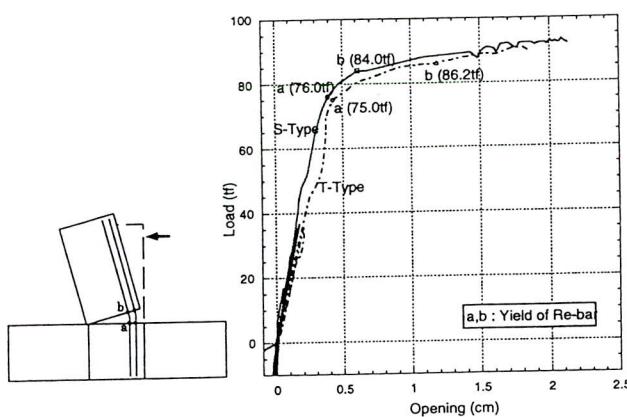


図-4 結合面開口量と主鉄筋降伏荷重関係

3) 主鉄筋の付着性状

結合部内においては、RC柱の主鉄筋は確実に定着されていることを確認する必要があることから、鉄筋のひずみデータを用いて付着応力を算出した。図-5にT-Typeにおける外側鉄筋の付着応力分布を示す。

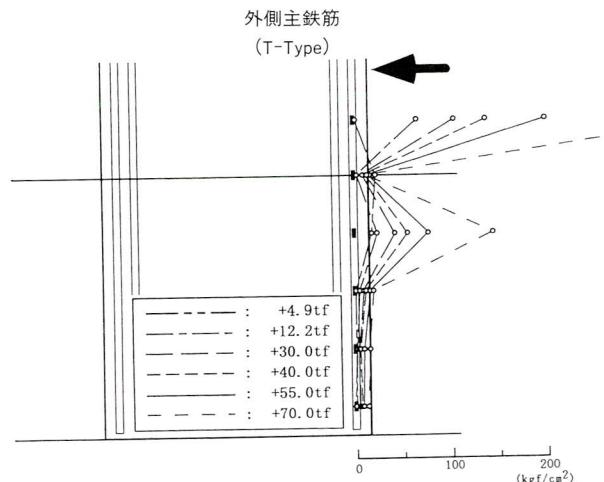
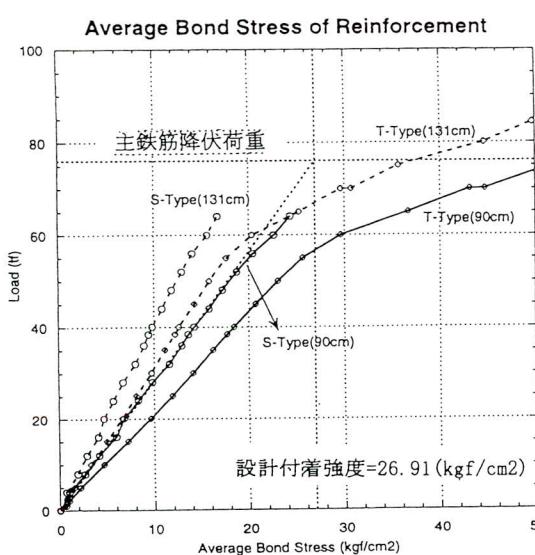


図-5 主鉄筋の付着応力分布の一例

結合部のRC柱側では大きな付着が発生しており、主鉄筋の引張力はこの付着応力によって結合部内コンクリートへ伝えられると考えられる。また、結合部内主鉄筋の付着応力度を積分し、定着長で割ることで求めた平均付着応力度と荷重との関係を図-6に示す。



90cm: 主鉄筋定着長を結合部全高 (90cm) 有効とした場合
131cm: 主鉄筋定着長を結合部全高 + $D / 2$ 有効とした場合
 D : 有効高さ

図-6 荷重-平均付着応力関係図

主鉄筋に付着劣化が生じることなく、安定して引張力が結合部内に伝達されるためには、主鉄筋の降伏荷重と設計付着強度 ($f_{bok} = 0.6 f'_{ck}^{2/3} = 26.9 \text{ kgf/cm}^2$)との交点と原点を結ぶ直線より上の安全側に位置する必要がある。S-Typeではほぼこの直線上に位置しているが、スティフナにスタッダジベルを設けたT-Typeでは結合部内コンクリートがより拘束され、スタッダドを介して力が効率よく伝達されるため、主鉄筋の付着応力が大きくなり危険側に位置することとなる。結合部の応力伝達を確実に行うためには、スティフナにスタッダジベルを設ける必要があるが、これは載荷荷重が増大した場合に主鉄筋の降伏荷重との関係によっては、結合部内で定着破壊が発生する恐れがあることを示しており、実際にT-Typeの載荷試験の終局状態では、結合部内コンクリートで主鉄筋に沿った縦ひびわれが発生している。終局限界状態での塑性ヒンジ化が結合部で生じると、補修等の作業が非常に困難となるため、結合部は健全な状態に保つことが望ましい。従って、実際の構造物を設計する際には安全側となることを考慮して、主鉄筋の定着長をコンクリート標準示方書の算定値とするのではなく、フーチング等の規定に示されているように、柱の有効高さの半分を加算するなどの措置を検討する必要があると考えられる。

また、スタッダジベルを設けない場合は、主鉄筋の付着応力度は大きくならないものの、鋼桁下フランジに過大な応力が発生していることから、結合部の構造としてはスタッダジベルを設けるのが望ましいと考えている。

4) スティフナのひずみ性状

スティフナの受けているひずみ分布を供試体間で比較

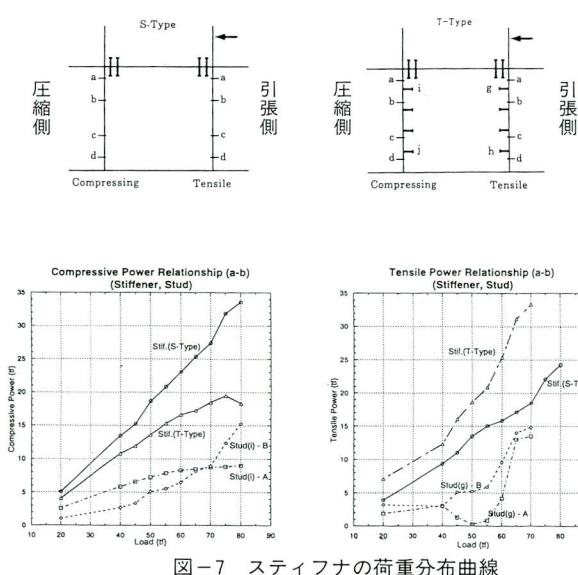


図-7 スティフナの荷重分布曲線

すると、圧縮側ではS-Typeが大きく、引張側では逆にT-Typeの方が大きな値を示した。両者の相違はスティフナに設置したスタッダジベルの有無であり、スタッダジベル有りのT-Typeの場合、圧縮側スティフナはスタッダドを介して接合部内コンクリートへ圧縮力が分散されるためスティフナの受ける圧縮力は小さく、引張側スティフナでは接合部内コンクリートの引張力がスタッダドを介してスティフナに伝達されるため大きな値となるものと考えられる。スティフナに作用する力と荷重との関係をまとめたものを図-7に示す。

3. FEM解析

実験で用いたS-Type、T-Typeの供試体をモデル化し、解析結果と実験結果の比較を行った。モデルの寸法と各部材要素を図-8に、構成方程式を図-9に示す。

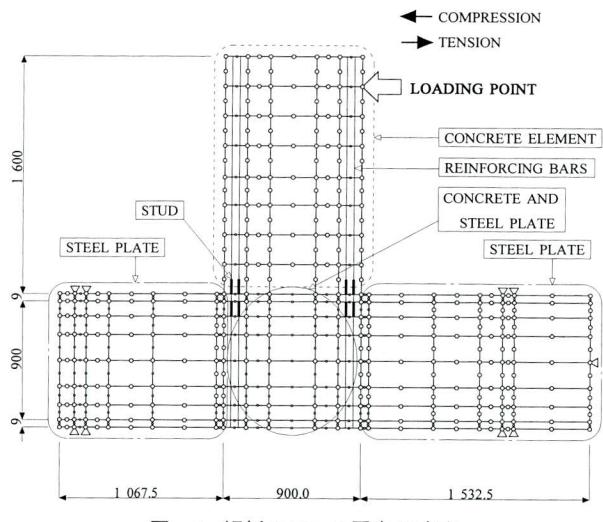


図-8 解析モデルの要素と寸法

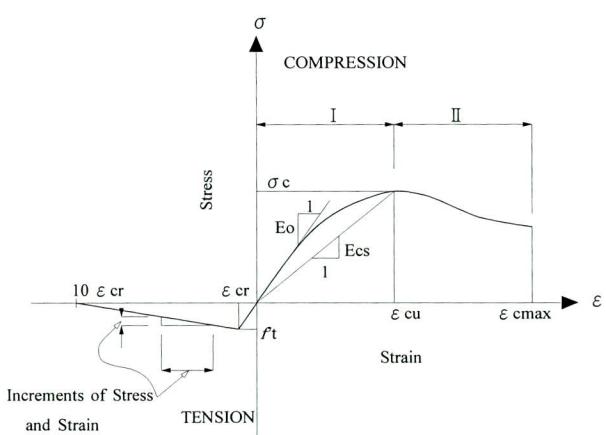


図-9 コンクリートの構成方程式

圧縮側コンクリートの挙動は、最大ひずみ ε_{cu} に達するまでは以下の方程式で表される。

$$s = \frac{E_0 \varepsilon}{1 + \left(\frac{E_0}{E_{sc}} - 2 \right) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cu}} + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cu}} \right)^2}$$

E_0 ：初期正接係数

E_{sc} ：最大ひずみでの正割係数

最大ひずみに達した後の挙動は、下式で表される。

$$\sigma = \sigma_c \{1 - 100 (\varepsilon_{cmax} - \varepsilon_{cu})\}$$

σ_c ：コンクリートの圧縮強度

ε_{cmax} ：終局ひずみ

また引張側においては、主応力がコンクリートの引張強度に達したとき、ひびわれが主応力の直角方向に発生するものと仮定した。ひびわれ発生の後もコンクリートはひびわれ間の引張力を伝達し、その大きさはひびわれひずみ ε_{cr} の10倍とした。

各供試体の荷重-変位関係では、弾性範囲内における解析モデルの曲げ剛性は実験結果より若干小さいものの良く一致している。代表例としてS-Typeでの荷重-変位関係の解析と実験の比較結果を図-10に示す。

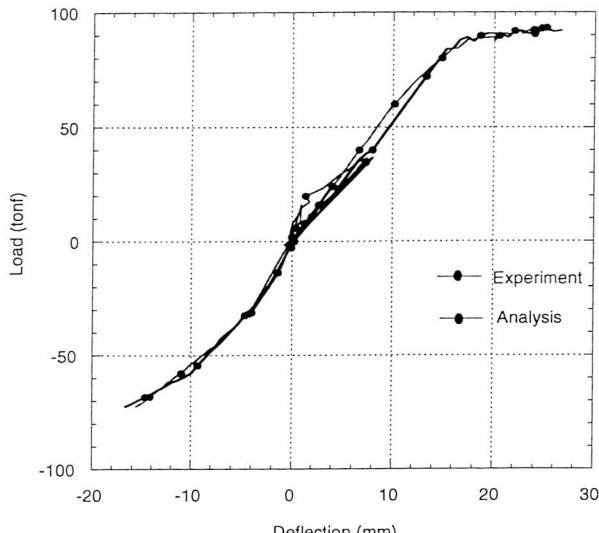


図-10 S-Typeの荷重-変位曲線

解析においては、終局状態は結合部内コンクリート要素の圧壊であったが、結合部の変形が大きい場合でもスティフナは降伏点まで達していなかった。また、実験でも結合部内コンクリートのひびわれが生じたが、終局状態は鋼桁とRC柱との境界面での極端な開口であった。この位置で塑性ヒンジが作られることにより、鋼桁側の致命的な損傷の発生は抑えられると考えている。

スティフナの挙動に関する解析結果は、実験を裏付け

る結果が得られており、スティフナに作用する圧縮および引張力の実験結果との比較を図-11に示す。

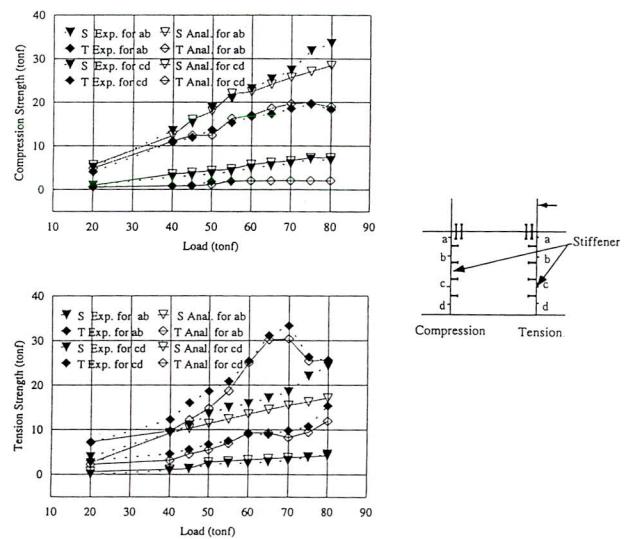


図-11 スティフナの作用力関係図

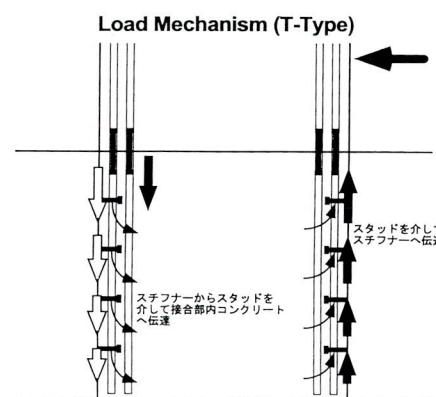
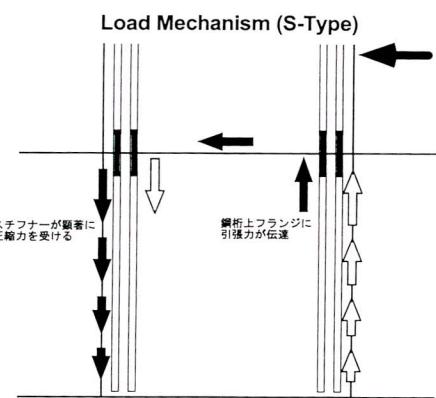


図-12 応力伝達におけるスタッドの役割

スタッドを有するT-Typeの引張側スティフナにおいては、S-Typeに比べてより大きい力が作用しており、更に柱に近い側でより大きい。また圧縮側スティフナでは、スタッドの無いS-Typeの受ける圧縮力が大きくなっている。これはスタッドジベルが有る場合、引張側スティフナでは、結合部内コンクリートの引張力がスタッドを介してスティフナに伝達されるため作用力が大きく、逆に圧縮側では、圧縮力を結合部内コンクリートへ分散するため、スティフナの作用力は小さくなるものと考えられる。従って、結合部の応力伝達にスタッドが大きく係わっていると理解でき(図-12)、結合部の応力を確実に伝達するためには、スタッドジベルの取付けは不可欠であると考えられる。

4.まとめ

以上の実験および解析結果から主鉄筋の役割、スティフナに取り付けたスタッドジベルの役割に関して以下のような結論が得られた。

- ①鋼桁下フランジ位置主鉄筋が降伏に至るまでは、供試体の剛性は保たれるとともに、結合部も剛結と考えて良い挙動を示しており、RC結合方式の信頼性が示された。
- ②主鉄筋の定着長は主鉄筋の降伏荷重と定着破壊荷重との関係によっては、平均付着応力が安全側となるように、十分な長さを確保する配慮を検討する必要がある。
- ③スティフナに設けるスタッドは、圧縮側ではスティフナの応力を結合部内コンクリートへ分散させ、引張側では結合部内コンクリートの応力をスティフナへ伝達する働きをする。
- ④スティフナはRC柱側の方が大きいひずみを受けており、スティフナに設けるスタッドは柱側ほど応力の伝達に効果的役割を果たす。ただし、スタッドジベルの必要本数、適切な配置方法などに関しては、現在も検討を進めているところである。

5.あとがき

本研究は第1報、第2報と同様に、埼玉大学工学部建設工学科との共同研究として実施したものである。現在も引き続き上部工から基礎までを含めた全体構造物としての挙動に関する解析を行っており、耐震設計を考える際の基礎データとしてまとめたいと考えている。今後はこの構造形式を広く提案していくために、過去から一連の研究成果を取りまとめ、それらを基に結合部の設計法をまとめる作業にかかる予定である。

今回の実験および解析にあたっては、埼玉大学の町田篤彦教授、大学院生の杉山孝雄氏(当時、現在は日本道路公団)、Mochammad Afifuddin氏に御尽力いただきました。また、田島橋梁構造研究所の田島二郎博士にも多くの助言を賜わりました。ここに紙上を借りて深謝いたします。

＜参考文献＞

- 1) 杉山, AFIFUDDIN, 町田, 佐藤: 鋼-コンクリート複合構造接合部の耐荷機構に関する研究, 日本コンクリート工学論文集(投稿中), 1997
- 2) 杉山, 町田, 佐藤, AFIFUDDIN: 鋼-RC剛結ラーメン橋梁の連結機構に関する実験研究, 土木学会第52回年次学術講演会概要集, I-A137, pp. 272-273, 1997. 9
- 3) AFIFUDDIN, MACHIDA, SATO: NUMERICAL STUDY ON THE BEHAVIOR OF STIFFENER IN JOINT CONNECTION OF HYBRID RIGID-FRAME BRIDGE, 土木学会第52回年次学術講演会概要集, I-A138, pp. 274-275, 1997. 9
- 4) 鳥越, 清水: 鋼RC複合多径間ラーメン橋の提案, 宮地技報No. 5, pp. 3-15, 1989
- 5) 清水, 鳥越: 鋼とRC橋脚の剛結構造に関する研究(第1報), 宮地技報No. 10, pp. 106-111, 1994
- 6) 清水, 鳥越: 鋼とRC橋脚の剛結構造に関する研究(第2報), 宮地技報No. 11, pp. 37-44, 1995

1997. 10. 31 受付

報告

鋼-RC複合ラーメン構造の結合部に関する2・3の考察

Observations on Joints in Hybrid Rigid-Frame Structures

瀧 谷 敦* 高 橋 亘**
Atsushi SHIBUYA Wataru TAKAHASHI

Summary

A hybrid rigid-frame bridge structure that exploits the characteristics of members made of different materials, steel girders and reinforced concrete piers, is attracting attention as a rational structure that is shoeless and therefore is both economical and earthquake-resistant.

This paper outlines the result of a fatigue test conducted in collaboration with Saitama University on joints in a hybrid rigid-frame structure. The paper also reports on measures to prevent the opening and compression failure at the interface of a steel girder and an RC pier, mechanisms of horizontal force transmission, etc. All were studied when designing the D-ramp bridge constructed at the Yokohama Midori Interchange.

キーワード：複合構造、剛結構

1. はじめに

柱を鉄筋コンクリート、梁に鋼材を使用する混合構造は、異種材料の特徴を合理的に活かした構造形式で建築の分野で積極的に採用されている。これを橋梁構造に適用した鋼・コンクリート複合ラーメン橋は、シユーレス構造として経済性および耐震性を兼ね備えた合理化構造形式として注目されており、日本道路公団や阪神高速道路公団で数橋の施工実績がある。ただし、結合部の機構は必ずしも同一ではなく①スタッドジベルを用いる方法、②差し込み鉄筋による方法、③PC鋼棒による方法、④鉄骨鉄筋コンクリートによる方法、⑤その他の方法などがある。当社では埼玉大学との共同研究¹⁾で差し込み鉄筋を用いた複合構造の研究を進めており、この構造の耐久性と荷重の伝達機構を実験的に解明してきた。この構造は橋脚より延長した下部工の主鉄筋を上部工の下フランジを貫通して結合部コンクリートに定着する単純なものであり、日本道路公団の横浜緑IC・Dランプ橋に採用された。構造の特徴は鉄筋の定着長が確保されれば、降伏に至るまでほぼ剛結の性能を示し、橋脚接合部の引張鉄筋比が大きくなき範囲 ($p=0.9\%$) では結合部コンクリートには特別な補強を必要としないと云うものである。

各種の結合法の耐久性については、それぞれ実験的に確認されておりマクロ的に問題となることはないと思わ

れるが、未解明の課題として低サイクルの耐疲労特性がある。また、各種の結合法の共通の問題として鋼とコンクリートの口開き・圧壊・水平力の伝達機構などがある。ここでは、共同研究で実施した疲労試験結果を要約すると共に横浜緑IC・Dランプ橋の設計時に検討した口開き防止対策、圧壊防止対策、水平力の伝達方法などについて報告する。

2. 横浜緑IC・Dランプ橋の概要

橋梁形式は鋼7径間連続箱桁で橋脚6基のうちPD5～PD9の5基を剛結構とし、残りの1基については温度変化時の下部工に与える影響を検討した結果から可動部を置く構造としている。図-1にDランプの橋梁一般図を示す。

(1) 差し込み鉄筋による荷重伝達機構

結合部に作用する断面力はラーメン部材としての軸力、曲げモーメント、ねじりモーメント、せん断力であり、実験的に明らかになった応力の伝達方法は下記のとおりである。

- ①結合部の隅角部の一方には、RC柱からの圧縮力(C)およびこれと直角方向から圧縮フランジ力(C_f)が作用する。この圧縮力は合成されて斜め方向の圧縮力(圧縮ストラット C_s)となり、結合部コンクリー

* 技術本部先行技術研究室

**技術本部技術部長

側面図

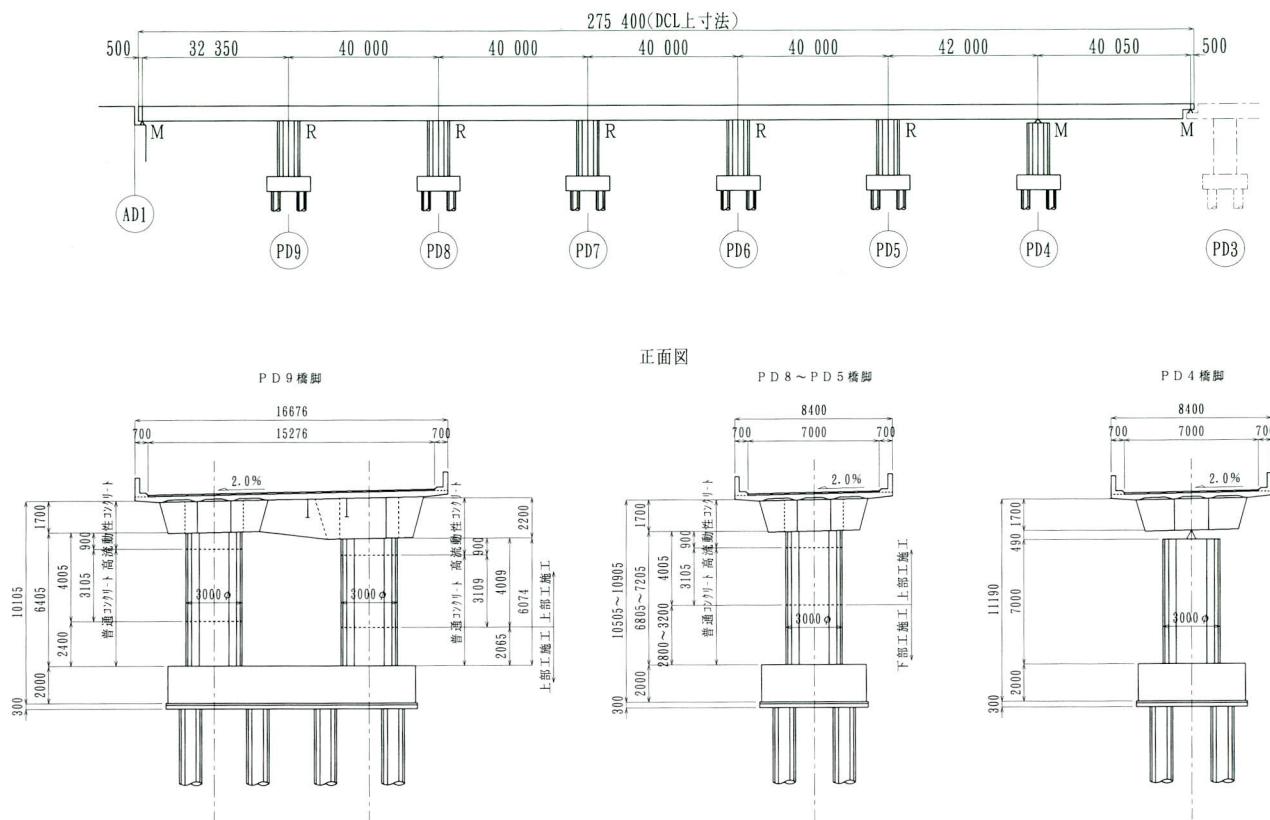


図-1 Dランプ橋 橋梁一般図

- トによって受け持たれる。
- ②一方、圧縮と反対側の隅角部では、フランジからの引張力 (T_f) が伝えられ、これと直角方向からRC柱の引張力が鉄筋の定着力によって結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、鋼桁ウェブと結合部コンクリートによって受け持たれるが、結合部コンクリートにひび割れが発生した後では鋼桁ウェブのみによって受け持たれる。
- ③結合部のダイヤフラムは、上下フランジと共に結合部コンクリートを取り囲み、結合部コンクリートの回転変位を拘束する。それと同時にRC柱からの力の一部を圧縮力 (C_d) は直接的に、また引張力 (T_d) は間接的に負担するがその割合は微少である。
- ④鋼桁下フランジの上下面に配したスタッズは、引張軸力を受け結合部の境界面に大きなひび割れ(開口)が発生するのを防ぐとともに、水平せん断力を伝達する役目をある程度果たしている。
- ⑤鋼桁ウェブにスタッズを配すれば、結合部コンクリ

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。ただし、結合部のダイヤフラムおよび上下のフランジの剛性が高い範囲では、スタッズの有無は全体の挙動に大きい影響を及ぼさない。

図-2に結合部の全体構造を、図-3に結合部の応力伝達機構を模式的に示す。

3. 疲労試験結果の要約

疲労試験では、一方の側の引っ張り鉄筋に着目して 900 kgf/cm^2 の応力を生ずる荷重 ($\pm 2.1 \text{ tf}$) を50万回載荷し、ついで、 $900 \sim 1800 \text{ kgf/cm}^2$ の応力を生ずる荷重 ($2.1 \sim 4.2 \text{ tf}$) を50万回載荷したのち、荷重を反転して他方の鉄筋に $900 \sim 1800 \text{ kgf/cm}^2$ の応力を生ずる荷重 ($-2.1 \sim 4.2 \text{ tf}$) を50万回載荷、さらに、 1800 kgf/cm^2 の応力を生ずる荷重 ($\pm 4.2 \text{ tf}$) を破壊にいたるまで載荷した。図-4に載荷装置を、図-5に供試体接合部の詳細を示す。

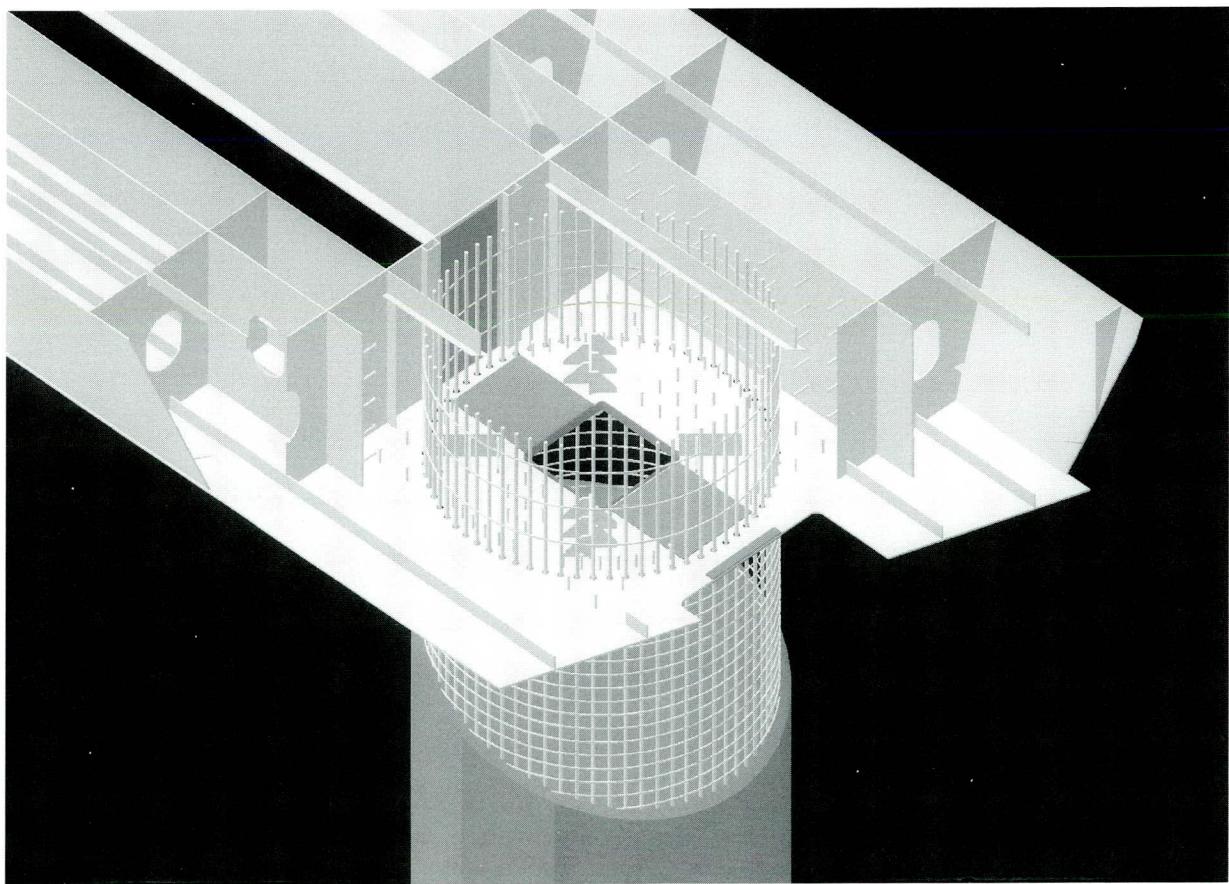


図-2 結合部全体構造

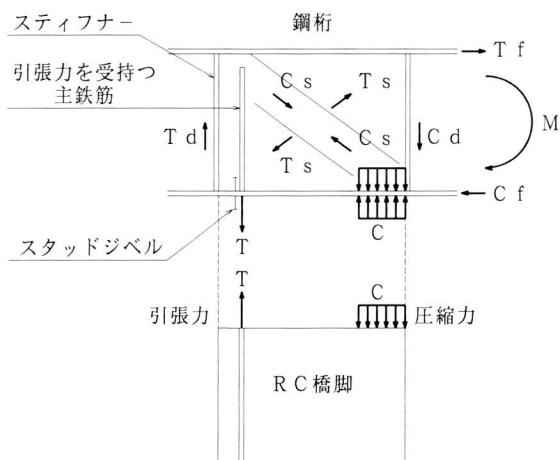


図-3 応力伝達機構

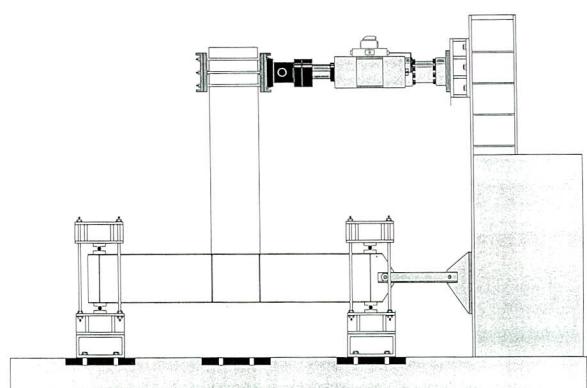


図-4 載荷装置

(1) たわみ性状に及ぼす繰り返し載荷の影響

載荷点における水平変位と荷重の関係は、概ね直線であったことよりこの勾配から供試体の剛性を求め、繰り返し載荷に伴う剛性変化を検討した。結果は図-6に示すようであり、わずかながら剛性が低下していく傾向が見られた。参考までに静的載荷時のM・Nタイプの荷重と水

平変位の関係を図-7に両者を重ね合わせたものを図-8に示す。

(2) ひずみ分布に及ぼす繰り返し載荷の影響

図-9は主鉄筋のひずみを載荷回数毎に示したものである。載荷回数が増加しても最下端の測定位置におけるひずみに大きな変化はなく、繰り返しによって鉄筋コン

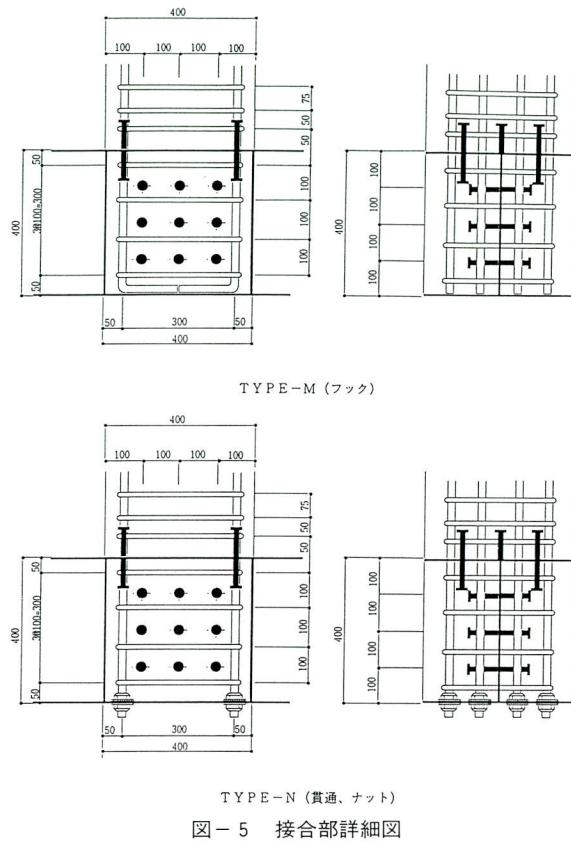


図-5 接合部詳細図

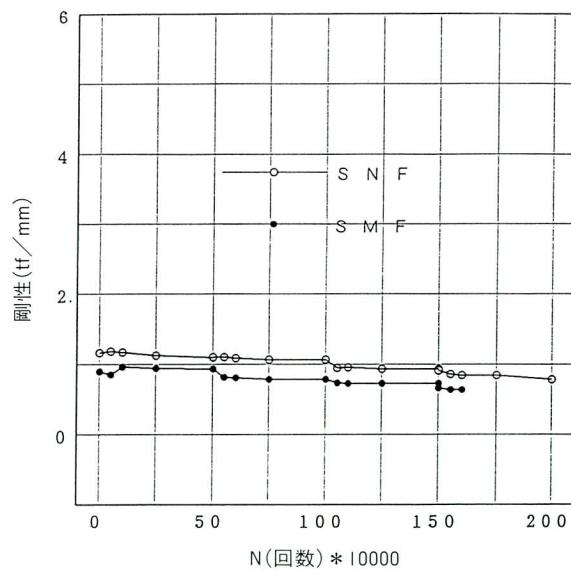


図-6 繰り返し載荷による剛性の変化

クリートへの力の伝達機構に変化が生じた兆候は認められない。▲位置のひずみは繰り返し載荷後もほぼ一定している。

また、帶鉄筋のひずみは図-10に示すように変化した。これは、帶鉄筋に大きなひずみは発生しておらず、接合

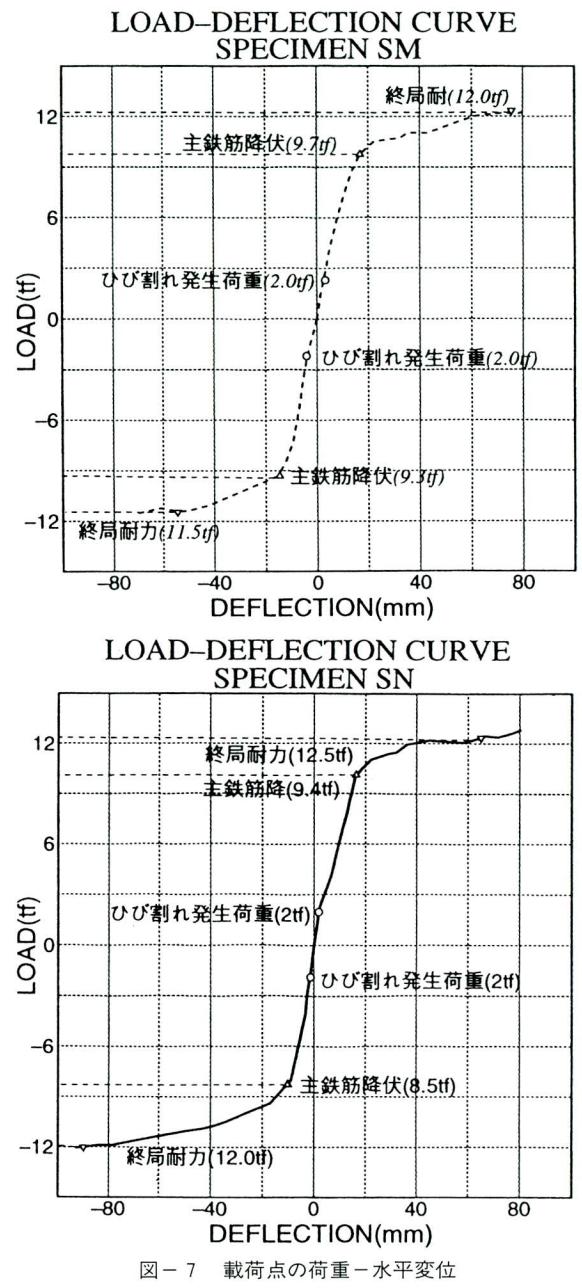


図-7 載荷点の荷重-水平変位

機構に大きな役割は果たしていないと判断される。また、零点移動（あるいは残留ひずみ）分を除くと繰り返しによるひずみの増加はほとんど認められない。図-11は接合部コンクリートのひずみをモールドゲージで測定した結果である。これによれば、コンクリートには鋼桁の軸方向に対し45°傾斜した方向に圧縮および引っ張りのひずみの発生が僅かながら認められ、トラス機構による荷重の伝達が行われたと考えられる。また、繰り返し載荷による変化は零点移動（あるいは残留ひずみ）を除けば僅かであり、荷重伝達機構に大きな変化は認められない。なお、最終の測定値でひずみが大きく乱れているのはス

タッドの疲労破壊が生じたためと考えられる。

図-12は接合部補剛板のひずみ分布である。局部的な変形の影響があつて、荷重伝達機構から予測されるひずみを示さない部分が少くないが、繰り返し回数の増加に伴い特に問題となる大きさではないものの、若干のひずみ増加が認められる。これは、接合部コンクリートの僅かな損傷によるものと考えられる。

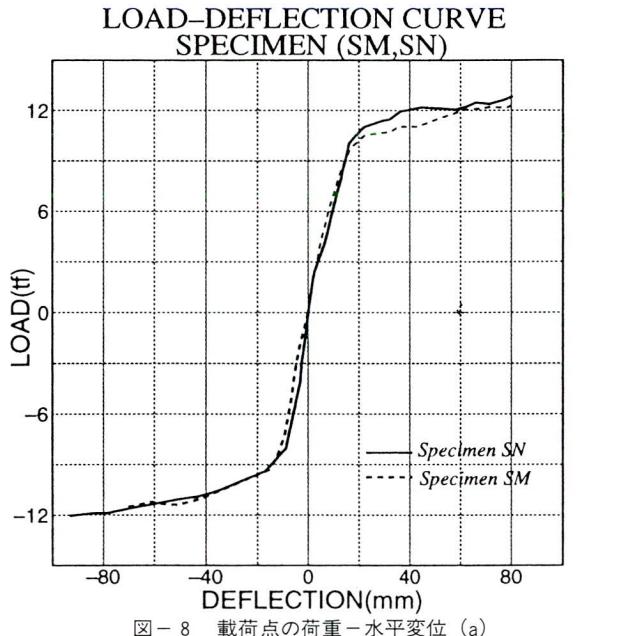


図-8 載荷点の荷重-水平変位 (a)

みを示さない部分が少くないが、繰り返し回数の増加に伴い特に問題となる大きさではないものの、若干のひずみ増加が認められる。これは、接合部コンクリートの僅かな損傷によるものと考えられる。

図-13は繰り返し載荷に伴う鋼桁フランジのひずみの変化を示したものである。この結果から、繰り返し回数の増加に伴うひずみの増分はほとんど認められない。

(3) 荷重伝達メカニズムにおよぼす繰り返し載荷の影響

疲労試験結果から判断して、結合部の荷重伝達メカニズムにおよぼす繰り返し載荷の影響は、補剛材のひずみが若干増加した事を除いて特に問題となる点は認められない。

図-14に実験で明らかになった耐荷機構を模式的に示す。

4. 口開き防止対策

横浜緑IC・Dランプ橋は、鋼桁とRC橋脚を剛結した複合ラーメン構造で鋼桁下フランジ面には主として口開き防止のためスタッドを使用している。このスタッドは口開

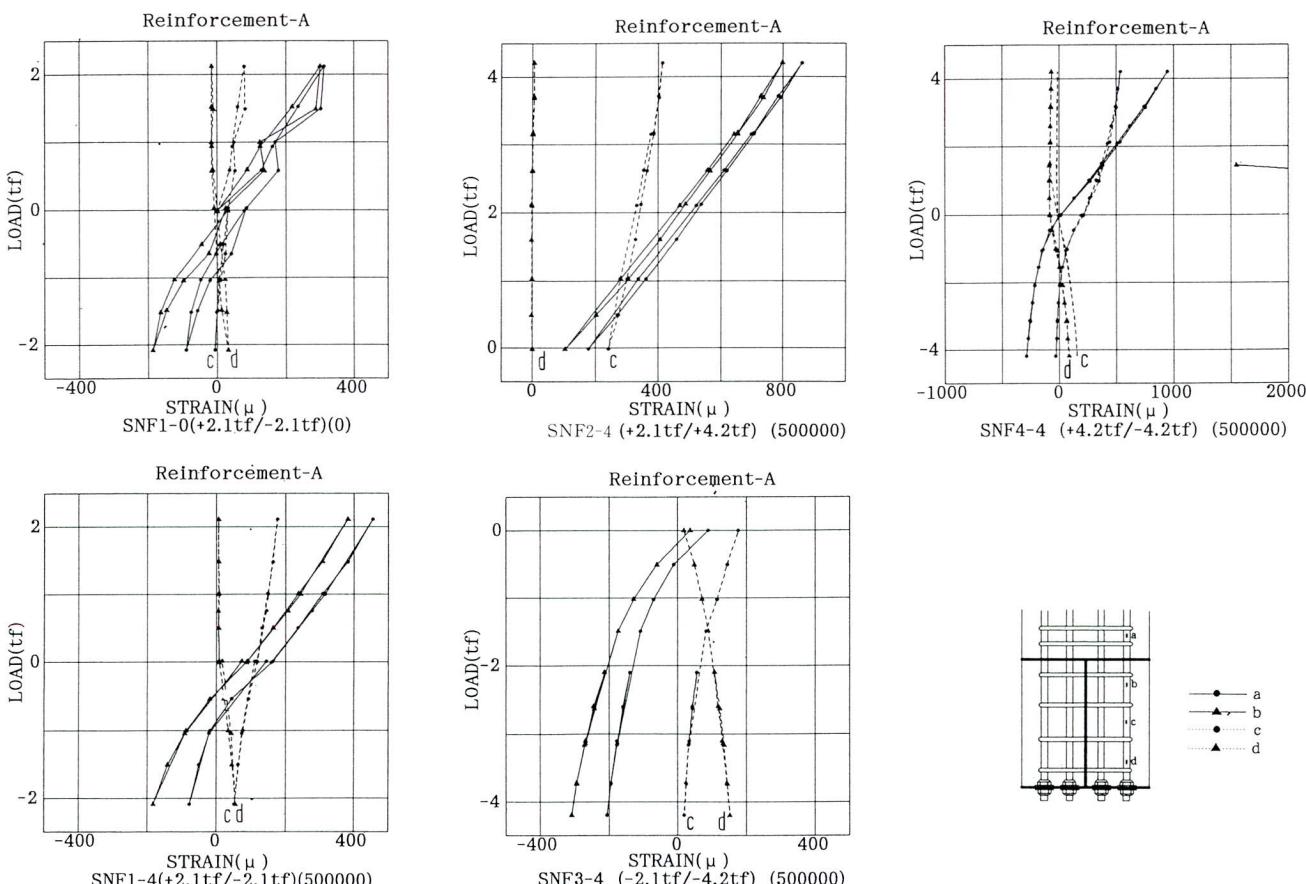


図-9 繰り返し載荷回数による主鉄筋のひずみ分布

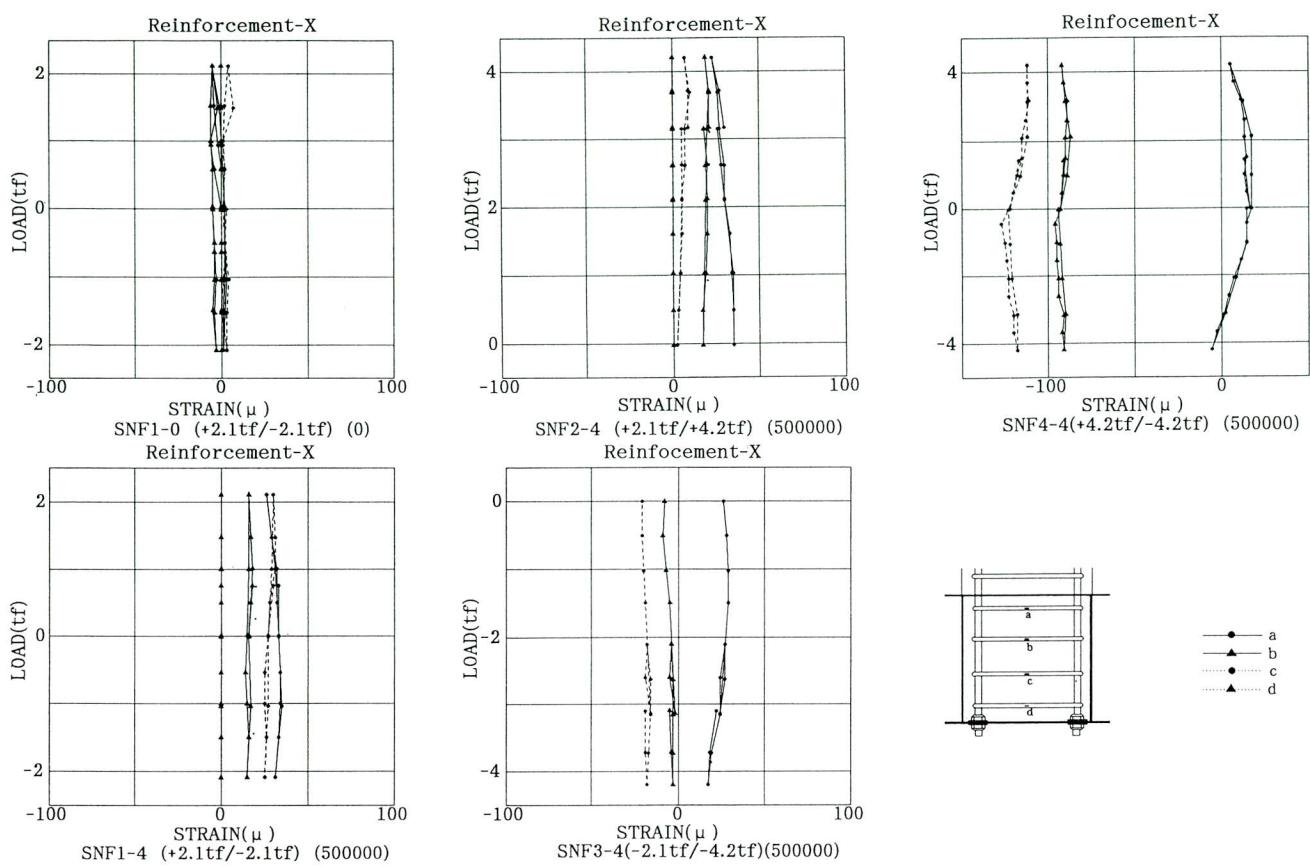


図-10 繰り返し載荷回数による帶鉄筋のひずみ分布

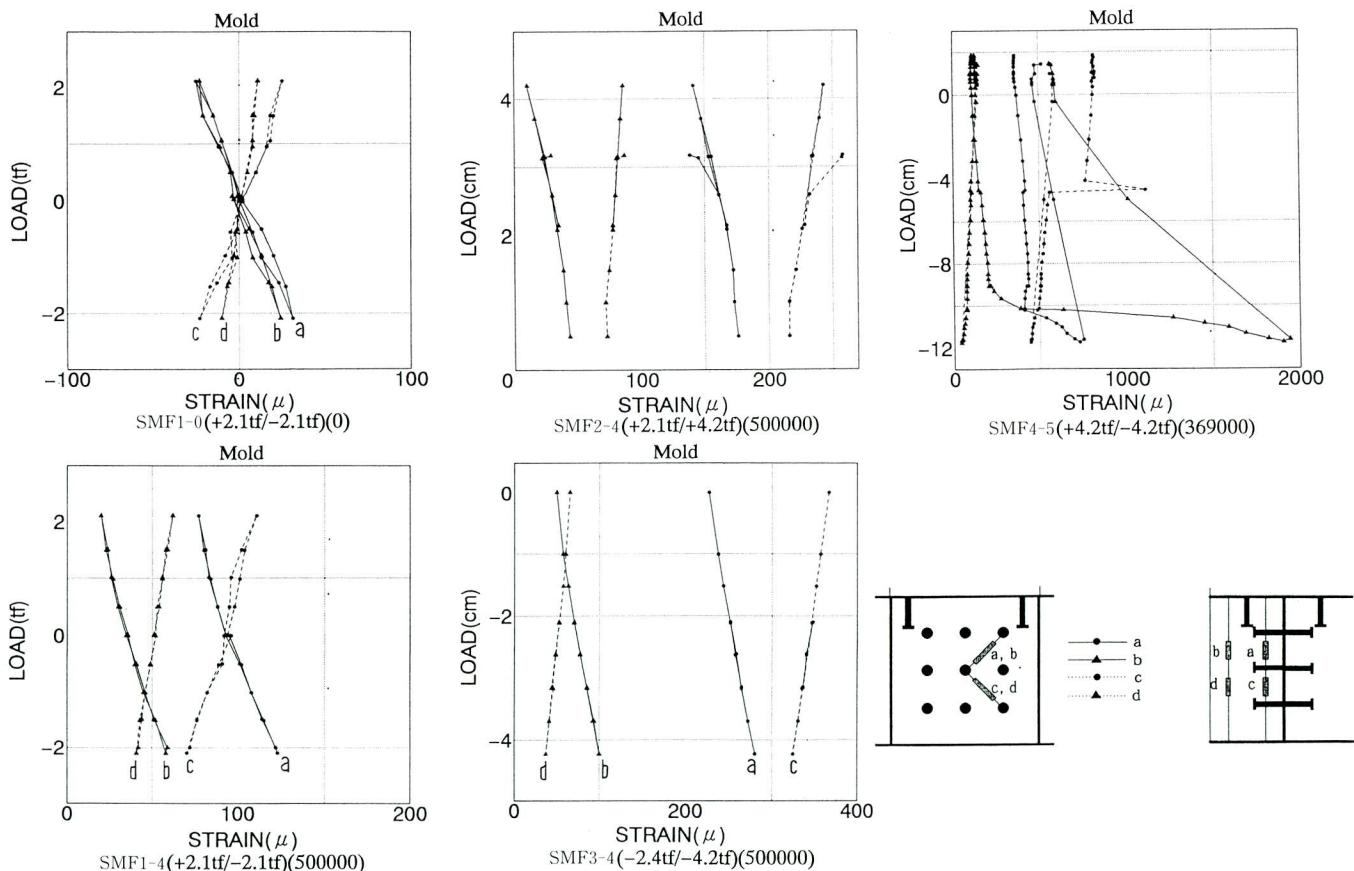


図-11 繰り返し載荷回数によるコンクリート内のひずみ分布

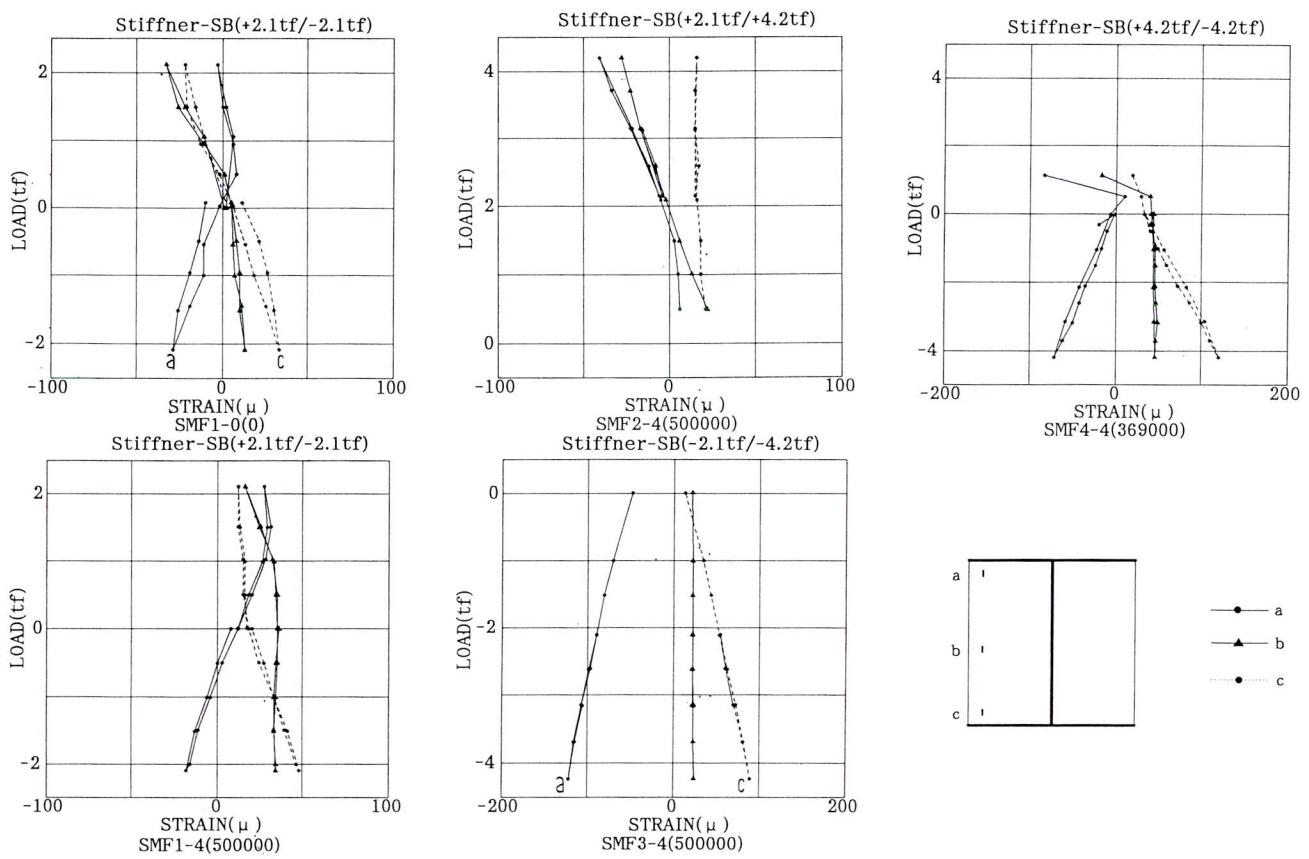


図-12 繰り返し回数によるスチフナーのひずみ分布

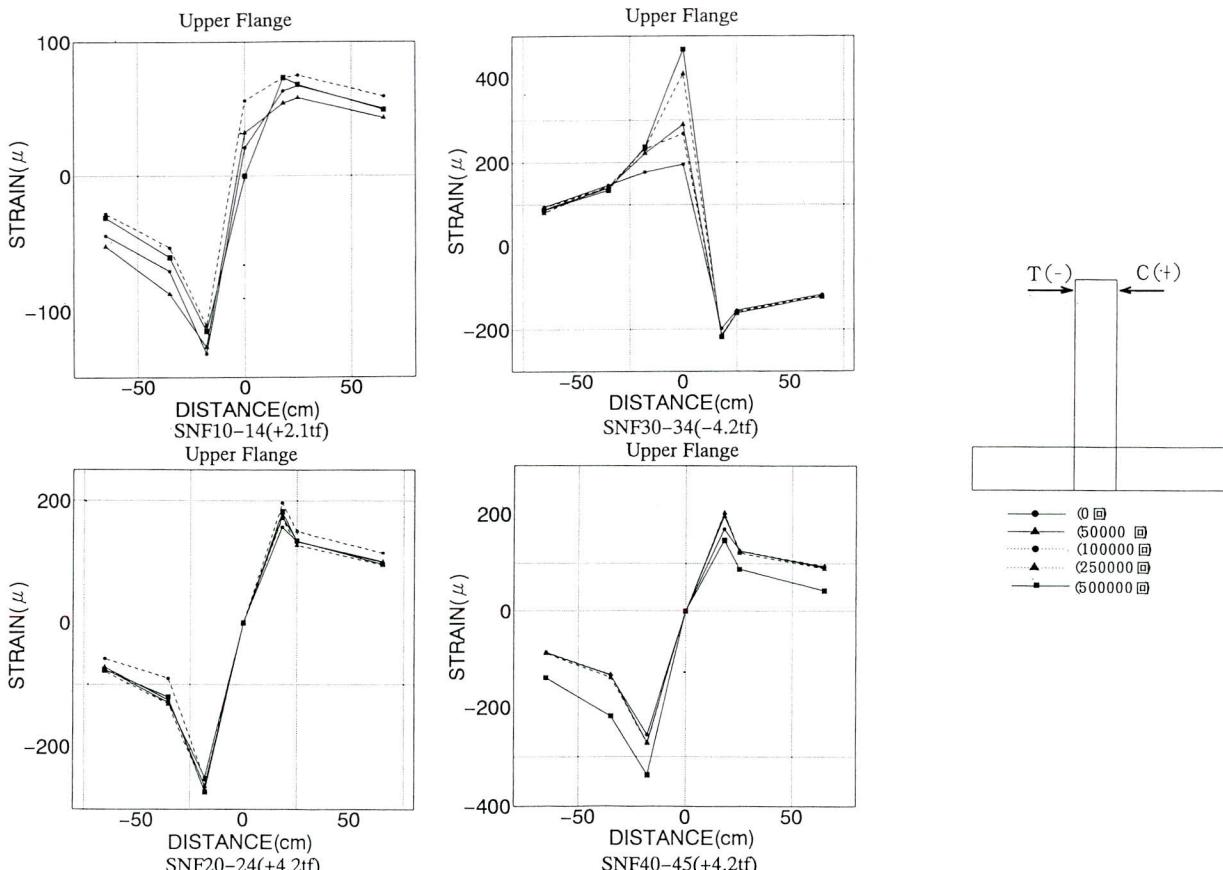


図-13 繰り返し回数による鋼桁フランジのひずみ分布

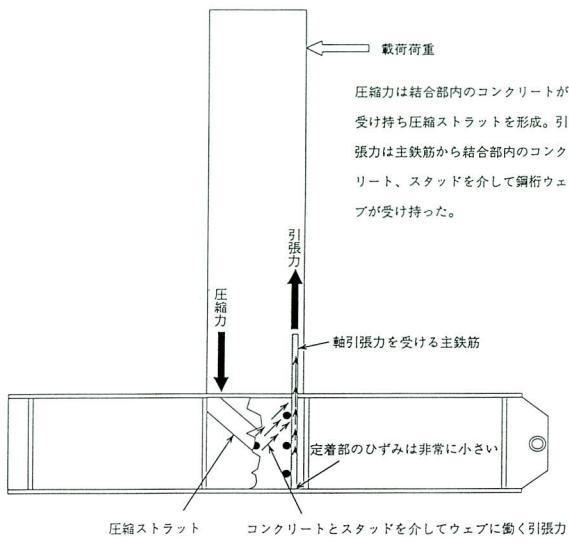


図-14 本実験で明らかになった耐荷機構

きだけでなく、せん断力に対しても有効に働く事が実験的に明らかになっている。ただし、実験結果からは定量的な評価が出来ない事から、文献2に基づいてスタッドの許容引張力を計算して、橋脚主鉄筋応力との関係からスタッドに作用する口開き応力の程度を推定する。

(1) スタッドの許容引張力

西ドイツの最近の研究成果³⁾に基づいてスタッド一本あたりの引張荷重を求める。この提案式はスタッドが普通コンクリート中に埋込まれ、コンクリートが引張破壊を起こした時の実験式で、全高 $h = 150\text{mm}$ までのスタッドについてはよく適合している。

また、現場施工のコンクリートでは全体的な安全率(γ)を3とした時のスタッド一本当たりの許容引張強度は次式で与えられ使用制限を設けている。

$$T \leq 2.75 \cdot \sqrt{h_s} \cdot (h_s + d_h) \cdot \sqrt{\beta_{WN}} \leq \{(\pi \cdot d_s^2 / 4) \cdot \sigma_y \cdot (1/1.7)$$

ここで、 T : スタッド一本の引っ張り荷重 (KN)

h_s : スタッド軸部の長さ (mm)

d_h : スタッド頭部の直径 (mm)

d_s : スタッド軸部の直径 (mm)

σ_y : スタッド材の公称降伏応力度 (N/mm²)

h : スタッドの全高 ($\leq 175\text{mm}$)

β_{WN} : 公称 (保証) 立方体強度 (N/mm²)

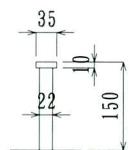


図-15 スタッド形状

横浜緑ICで使用するスタッドは図-15に示すように $22\phi \times 150$ だから、 $h_s = 140\text{mm}$ $d_h = 35\text{mm}$ $\beta_{WN} = 400\text{kN}/\text{cm}^2 = 39.2\text{N}/\text{mm}^2$ となり、制限式の左辺はつぎのように計算できる。

$$2.75 \cdot \sqrt{h_s} \cdot (h_s + d_h) \cdot \sqrt{\beta_{WN}} = 2.75 \times \sqrt{140} \times (140 + 35) \cdot \sqrt{39.2} = 35651\text{N}$$

これを重力単位に変換すると $35651 / 9.806 = 3635\text{kN}$ (3.6tf) となる。

同様に右辺式をスタッド材の降伏点を仮に $\sigma_y = 2400\text{kN}/\text{cm}^2$ として求めてみると

$$(\pi d_s^2 / 4) \cdot \sigma_y \cdot (1/1.7) = 3.141 \times 2.2^2 / 4 \times 2400 \times (1/1.7) = 5365\text{kN}$$

のようであり、 $22\phi \times 150$ のスタッド一本の許容引張力は3.6tfとなる。

(2) 口開き応力

橋脚を鉄筋コンクリート断面として計算した時の鉄筋の応力度は約 $\sigma_s = 1800\text{kN}/\text{cm}^2$ である。一方、軸方向引張力を受けるスタッドおよびコンクリートが健全であるときのスタッドの引張力は $T_a = 3.6\text{tf}$ だから、これを応力を変換すると $\sigma_{stud} = 3600 / (\pi \cdot 2.2^2 / 4) = 947\text{kN}/\text{cm}^2$ となり、仮にスタッドと鉄筋が同じ位置にあるとすると $\sigma_s = 950\text{kN}/\text{cm}^2$ 程度までは口開きは発生しないと考える事が出来る。実際にはスタッドは鉄筋と同本数で鉄筋より若干内側ある事、スタッドの許容引張力は現場打ちコンクリートの場合で約3の安全率を持つ事などから、口開き防止用として使用するスタッドは十分有効に機能すると思われる。

5. 水平せん断力の伝達について

(1) せん断力の伝達機構

図-16に示すように、結合部直下の橋脚に作用するせん断力に抵抗する機構としては、①鋼桁下フランジ下面とコンクリートとの付着応力度、②スタッドジベルによる押し抜きせん断耐力、③差し込み鉄筋による鋼材のせん断耐力、④コンクリートの支圧応力度に期待するせん断キーを設ける場合などが考えられる。ただし、これらの機構は必ずしも同時に有効となるわけではなく、作用せん断力によって生ずる変形の大きさにより変わる事が知られている。ズレバネ値を概念的に整理すると下記のようである。

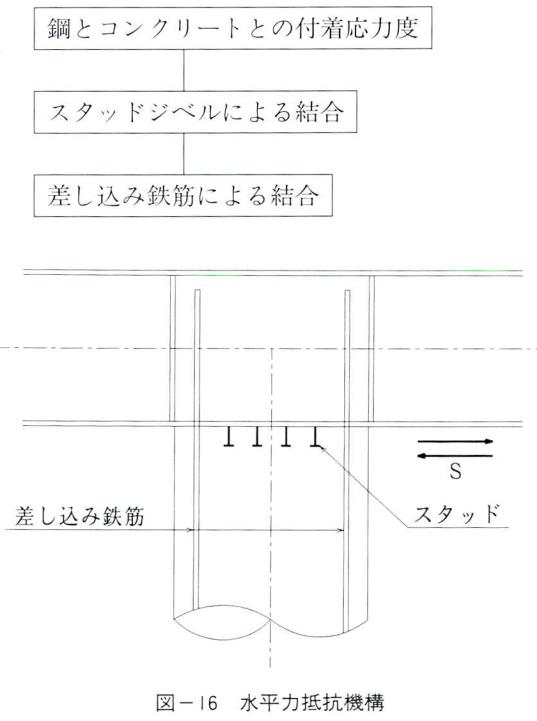


図-16 水平力抵抗機構

(2) 作用せん断応力度の試算

作用せん断力の大きいPD5橋脚で各機構に作用するせん断応力度を試算する。この時の作用断面力と断面諸元は下記のとおりである。

$$\text{作用せん断力 } S_{\max} = 170.3 \text{tf}$$

$$\text{主鉄筋応力度 } \sigma_s = 1790 \text{kgf/cm}^2$$

$$\text{ねじりモーメント } T_{\max} = 248.6 \text{tf}\cdot\text{m}$$

$$\text{鉄筋断面積 } 68\text{-D32 AS} = 540 \text{cm}^2$$

$$\text{コンクリート断面積 } AC = 70672 \text{cm}^2$$

1) 鋼とコンクリートとの付着応力度

鋼板とコンクリートとの付着応力度の実験結果⁴⁾では、ズレ変位が生ずる時のせん断応力値は $\tau = 3.6 \text{kgf/cm}^2$ であった。下フランジ開口部の断面欠損 (90×90) を考慮して鋼板とコンクリートの付着応力度を求めて見るとつぎのとおりであり、許容値に対して十分余裕がある事が分かる。

$\tau_f = 170.3 \times 10^3 / 70672 - (90 \times 90) = 2.7 \text{kgf/cm}^2 < 3.6 \text{kgf/cm}^2$
ちなみに、鉄筋とコンクリートとの付着応力度は $\sigma_{ck} = 300 \text{kgf/cm}^2$ で $\tau = 9 \text{kgf/cm}^2$ である。

2) スタッド (D22φ×150) のせん断耐力

道路橋示方書より、スタッドの許容せん断耐力を求めるつぎのとおりである。

$\sigma_{ck} = 400 \text{kgf/cm}^2$ として、道示式を適用すると $H/D = 150/22 = 6.818 > 5.5$ となり、スタッドのせん断が支配する範

囲で一本あたりの許容せん断耐力は $Q_a = 30 \times 2.22 \times \sqrt{400} = 2.904 \text{tf}/\text{本}$ である。したがって、差し込み鉄筋と同じ本数の場合には $68 \times 2.904 = 197.5 \text{tf}$ 、実際には差し込み鉄筋の2倍程度のスタッドが使用されるから合計 $2 \times 68 \times 2.904 = 394.9 \text{tf}$ のせん断力に抵抗出来る事になる。道路橋示方書の提案式は降伏に対して3以上破壊に対して6以上の安全率を持つと考えられるから、スタッドだけでも十分水平せん断力に抵抗出来ると考えられる。

つぎに、下フランジ下面とコンクリートとの間にスキマ (ブリージング) がある場合にスタッドのねじり力率でねじりモーメントに抵抗すると考える。図-17を参照して、

外側スタッドのねじり力率は

$$\Sigma Q_{arn} = 2.904 \times 1.3 \times 68 = 256.7 \text{tf}\cdot\text{m}$$

2列分のスタッドで計算すると

$$\Sigma Q_{arn} = 2.904 \times (1.3 + 1.1) \times 68 = 473.9 \text{tf}\cdot\text{m}$$

このように考えるとねじりモーメントに対しても十分抵抗できる事が分かる。

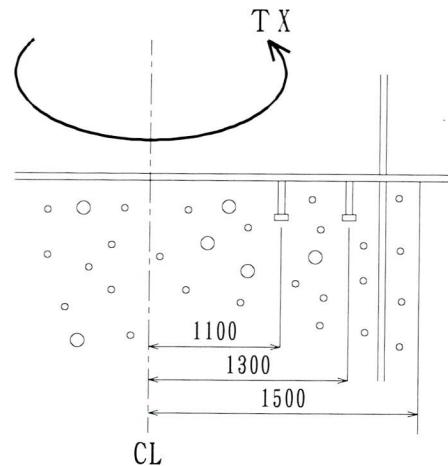


図-17 スタッド配置

3) 差し込み鉄筋のせん断耐力

実験結果⁴⁾では、差し込み鉄筋のせん断耐力は Von Mises の降伏条件に従う事が分かっており、

$$\text{降伏に対して } \tau_y = 1800/\sqrt{3} = 1040 \text{kgf/cm}^2 (\text{SD345})$$

$$\text{破壊に対して } \tau_{\max} = 3600/\sqrt{3} = 2080 \text{kgf/cm}^2$$

のようである。したがって、曲げに伴うせん断力に対しては

$\tau_s = 170.3 \times 10^3 / 540.0 = 315.3 \text{kgf/cm}^2 < \tau_y (= 1040 \text{kgf/cm}^2)$
となり、降伏に対して約3倍の余裕がある。この時の曲げモーメントによる引張力は $\sigma_s = 1790 \text{kgf/cm}^2$ だから、合成応力も $(1790/1800)^2 + (315/1040)^2 = 1.08 < 1.2$ に収まる。

ねじりモーメントに対して、スタッドと同様にねじり力率を計算してみると、 $A_s = 540/68 = 7.941 \text{ cm}^2$, $\tau_y = 1040 \text{ kgf/cm}^2$ として

$$\Sigma Q_{rn} = 7.941 \times 1040 \times 10^{-3} \times 1.4 \times 68 = 786.2 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

ねじりモーメント T_x が $T_{x\min} = 248.6 \text{ tf}\cdot\text{m}$ であるから、これも、降伏に対して約3倍の安全率を持つ事になる。

4) せん断キーを用いる場合

下フランジ下面に突起を付けてせん断キーとして用いる場合を考える。コンクリートの局部支圧力を、 $\sigma_{ba} = 120 \text{ kgf/cm}^2$ とするとせん断キーの所要支圧面積は $ReqA \geq 170300/120 (= 1420 \text{ cm}^2)$ であり、リブ高は $h = 1420/90 = 15.7 \text{ cm}$ となり、板幅150mm程度のせん断キーを取り付ける事で十分満足出来る。ただし、せん断キーの直下では支圧応力につり合う引張力が発生するからこの部分の補強が必要となる（図-18）。

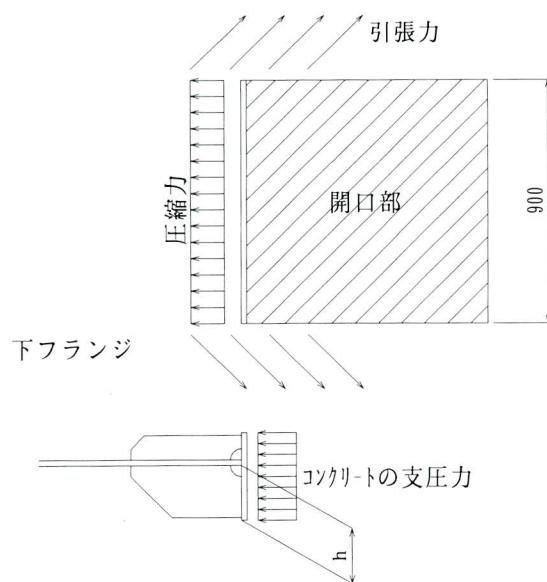


図-18 せん断キー

(3) ジベルの変形能

鋼材とコンクリートを結合するスタッドジベルや差し込み鉄筋は、力の伝達機構の違いから作用せん断力によって生ずる変形量が異なる事が知られている。ここでは参考文献により、スタッドジベルと差し込み鉄筋の変形能を整理する。

1) スタッドジベルの変形能

図-19に示すようにスタッドや差し込み鉄筋をつけた鋼板をコンクリート中に埋め込み、この時のジベルの変形能を整理したものである。評価パラメーターは差し込み鉄筋比を用いている。

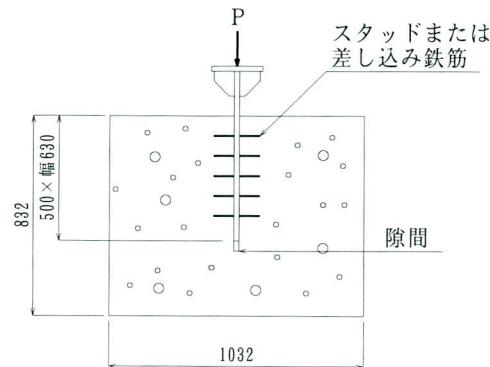


図-19 供試体

表-1 スタッドのバネ値

スタッド径 (mm)	バネ値 (tf/cm/本)
9.5φ	42
13φ	135
16φ	176
19φ	251～316

表-2 差し込み鉄筋のバネ値

鉄筋本数	鉄筋比(%)	せん断バネ定数 (kgf/cm²/cm)	バネ値 (t/cm/本)
36	1.45	311	27.2
20	0.80	171	26.9
16	0.45	125	24.6

差し込み鉄筋比 ($\rho = \text{ジベルの断面積}/\text{埋め込み鋼板の面積}$)

これによると、スタッドジベル $\phi 9.5 \times 75$ 40本、鉄筋比 $\rho = 0.45\%$ 、埋め込み鋼材のせん断面積 $50 \times 63 = 3150 \text{ cm}^2$ の場合で、せん断バネ定数 ($\text{kgf/cm}^2/\text{cm}$) は第一勾配で $k_1 = 269$ であり、スタッド一本あたりのバネ値は $k = 269 \times 3150 \times 2 \times 10^{-3} / 40 = 42 \text{ tf/cm/本}$ となる。

このほか、他の文献⁵⁾などから同様にスタッドのバネ値を整理して表-1に示す。

2) 差し込み鉄筋のバネ値

スタッドと同様に差し込み鉄筋 (D13) のバネ値を整理して表-2に示す。

このように、差し込み鉄筋のバネ値はスタッドに比べて明らかに小さい事が分かる。ただし、実験結果では、降伏後の変形能はスタッドに比べてはるかに大きい事も分かっている。

結合部下端のせん断力に着目して、抵抗機構を整理した結果いずれの方法でも応力上成立する事が分かった。また、抵抗機構の変形能について既往の実験結果からバネ値として整理したところ予想どおりスタッドジベルの方が差し込み鉄筋に比べてはるかに固いバネを持つ事が分かった。鋼板の付着応度やせん断キーはこれより固い事は明らかであるから、どの構造を採用するかはズレ変形をどう判断するかによる。スタッドの許容耐力は残留変位 $\delta=0.08\text{mm}$ として定められているから、仮にこの程度のズレ変位が生じたとしても剛結構に与える影響は少ないとと思われる。

6. まとめ

鋼・RC複合ラーメン構造の結合部の実験結果から疲労試験の結果を要約すると共に結合部下端の口開き対策、水平せん断力の伝達機構について2・3の考察を試みた。疲労試験の結果からは載荷回数の増大に伴って、わずかながら剛性の低下が見られたものの、荷重伝達メカニズムに変化はないものと思われる。口開き対策として使用しているスタッドについては軸引っ張り力を受けるスタッド応力を推定して、鉄筋応力との比較をした。また、水平せん断力については各種の伝達機構の抵抗値を計算すると共に抵抗する順番を見極めるためバネ値として整理した。横浜緑IC・Dランプの場合には安全をみて水平せ

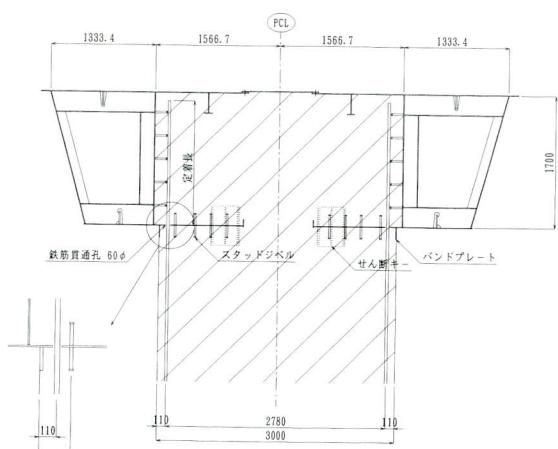


図-20 結合部の構造

ん断力に対してせん断キーを使用した。なお、コンクリートの圧壊防止対策は図-20に示すようにバンドプレートを使用した。

7. あとがき

横浜緑IC・Dランプ橋で採用された鋼・RC複合ラーメン結合部の構造について、設計段階で検討した疲労特性・口開き防止対策・コンクリートの圧壊防止対策・水平せん断力の抵抗機構などについてまとめた。必ずしも定量的になっていないが同種構造の参考になれば幸いである。なお、設計に際しては埼玉大学町田教授をはじめ日本道路公団東京第一建設局の方々から貴重なご意見を戴いた。紙面を借りてお礼申し上げます。

〈参考文献〉

- 1) 埼玉大学：鋼桁を鉄筋コンクリート橋脚に剛結した複合構造に関する研究，宮地鐵工所・埼玉大学共同研究成果，1995.3
- 2) コンクリート工学協会：混合構造研究委員会報告書，1991.12
- 3) Bode, H. und Hanenkamp, W. : Zur Tragfähigkeit Von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung, Bauingenieur 60, pp. 361～367, 1985.
- 4) 森河, 伊東：鶴見航路橋の主塔結合部構造に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 39A, 1993.3
- 5) 高崎, 原：縦リブを利用したズレ止め構造の耐荷力試験, 宮地技報No2, 1986
- 6) 柱RC梁Sとする混合構造の柱梁接合部の力学的挙動に関するシンポジウム論文集, 1994.12
- 7) 田島, 町田ら：鋼・コンクリート複合ラーメン接合部の実験と解析, 混合構造の力学的挙動と設計・施工に関するシンポジウム論文集, 1991.12
- 8) 田島, 町田, 吉田：鋼・コンクリート複合ラーメン構造接合部の性状, 土木学会第44回年次学術講演会, 平成元年10月

1997.10.31 受付

報 告

鋼-RC複合ラーメン橋の設計・施工（横浜緑IC・Dランプ橋）

Design and Construction of a Hybrid Rigid-Frame Bridge (D-Ramp Bridge at Yokohama Midori Interchange)

瀧 谷 敦^{*1} 永 見 研 二^{*2} 高 橋 亘^{*3} 安 中 順 策^{*4}
Atsushi SHIBUYA Kennji NAGAMI Wataru TAKAHASHI Junnsaku ANNAKA

Summary

The girders and piers of multiple-span continuous rigid-frame bridges are almost always made of a single material. The D-ramp bridge at the Yokohama Midori Interchange, however, is a hybrid rigid-frame structure in which steel girders and RC piers are rigidly joined at the tops of the piers. The intention is to provide the required structural performance as economically as possible by using appropriate materials in appropriate applications. This paper describes the method of designing joints between steel girders and RC piers and the construction of the D-ramp bridge.

キーワード：剛結構構造、複合構造、高流動性コンクリート

1. まえがき

東名高速道路 横浜緑IC（仮称）は、東名川崎IC～横浜町田IC間に新設されるインターチェンジである。このインターチェンジの特徴は、インターチェンジ全体が高架橋構造で構成され、さらに将来のメンテナンス等を考慮して主桁と橋脚を剛結させた多径間連続ラーメン構造を採用していることである。

多径間連続ラーメン構造の場合、これまでには桁と脚とを同一材料で構成することがほとんどであったが、横浜緑IC・Dランプ橋（以下Dランプ橋）では、鋼桁とRC橋脚とを橋脚頭部で剛結させた鋼-RC複合ラーメン構造を採用した。この構造は、材料を適材適所に用いて構造物に要求される性能を最も経済的に満足させようとするもので、日本道路公団および阪神高速道路公団において数橋の施工実績がある。

本文では、Dランプ橋における鋼桁とRC橋脚の結合部の設計・施工方法について報告する。

2. 橋梁概要

道路規格 1級A規格（IC区分）

橋梁形式 7径間連続複合ラーメン橋

桁 長 275.400m

幅 員 7.000m

図-1にDランプ橋の橋梁一般図を示す。PD9～PD5橋脚は剛結構構造とし、PD4橋脚は温度変化時の下部工に与える影響を検討した結果から可動支承を設ける構造とした。

3. 結合部の設計

(1) 結合部の構造

1) 結合部の結合方式

鋼桁とRC橋脚との結合方法として、

①鉄筋をコンクリート中に定着させる方法（RC方式）

②プレストレスによる方法（PC方式）

③スタッド等のずれ止めによる方法

④鋼桁より連続した鋼材をRC橋脚に埋め込む方法
(SRC方式)

などがある。

Dランプ橋は、基本設計の段階ではPC方式で計画されていた。このPC方式は、山形自動車道笹谷IC阿古耶橋で採用されたが、PC鋼材の緊張作業の難点等が課題とされた。本橋のように鋼桁が箱桁構造の場合は、PC鋼材の緊張作業が箱桁内部となり、最大の断面力が生じる橋脚上で鋼桁の上フランジを大きく開口して作業空間を確保しなければならない。さらに緊張作業後に現場溶接で開口部を塞ぐことになり、現場溶接による残留応力が大きく鋼桁の設計として好ましくない構造となる。

*¹技術本部先行技術研究室

*²技術本部技術部技術課

*³技術本部技術部長

*⁴技術本部工事部工事課課長

また、当社では埼玉大学との共同研究¹⁾でRC方式を用いた複合構造の研究を進めており、RC方式の耐久性と荷重伝達機構を実験的に解明してきた。RC方式は、橋脚より延長した主鉄筋を鋼桁の下フランジを貫通させ、結合部のコンクリートに定着するという単純な結合方法であるが、鉄筋の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ことが実験結果より明らかになっている。

以上のことから、鋼桁が鉢桁・箱桁いずれの場合にも適用できるRC方式に変更した。**表-1**にPC方式(基本設計時)とRC方式(詳細設計時)の構造の比較を、**図-2**にDランプ橋の結合部の構造を示す。

2) 結合部の荷重伝達機構

図-3-a,bに示す供試体を用いた実験¹⁾から明らかになった荷重の伝達機構は下記の通りである(図-4)。

- ① 結合部の隅角部の一方には、RC橋脚からの圧縮力(C)、およびこれと直角方向より鋼桁下フランジからの圧縮力(Cf)が作用する。この圧縮力は、合成されて斜め方向の圧縮力(圧縮ストラットCs)となり結合部コンクリートによって受け持たれる。
- ② 一方、圧縮と反対側の隅角部には、鋼桁上フランジから引張力(Tf)が伝えられ、これと直角方向から、RC

橋脚の引張力が鉄筋の定着力によって結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(Ts)となり、鋼桁ウェブと結合部コンクリートによって受け持たれるが、結合部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。

- ③ 結合部のスティフナーは、鋼桁上下フランジと共に結合部コンクリートを取り囲み、これの回転を拘束する。それと同時にRC橋脚からの力の一部を、圧縮力(Cd)は直接的に、また引張力(Td)は間接的に負担する。
- ④ 鋼桁下フランジの上下面に配置したスタッジベルは、引張軸力を受け、鋼桁とRC橋脚の接合面に大きなひび割れ(口開き)の発生を防ぐとともに、接合面に作用するせん断力を伝達する役割もある程度果たしている。
- ⑤ 鋼桁ウェブにスタッジベルを配置すれば、結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。ただし、結合部のスティフナーおよび鋼桁上下フランジの剛性が高い範囲内では、スタッジベルの有無は全体の挙動に大きな影響を及ぼさない。
- ⑥ 引張鉄筋比が0.9%以下であれば結合部コンクリートに特別な補強を要しない。

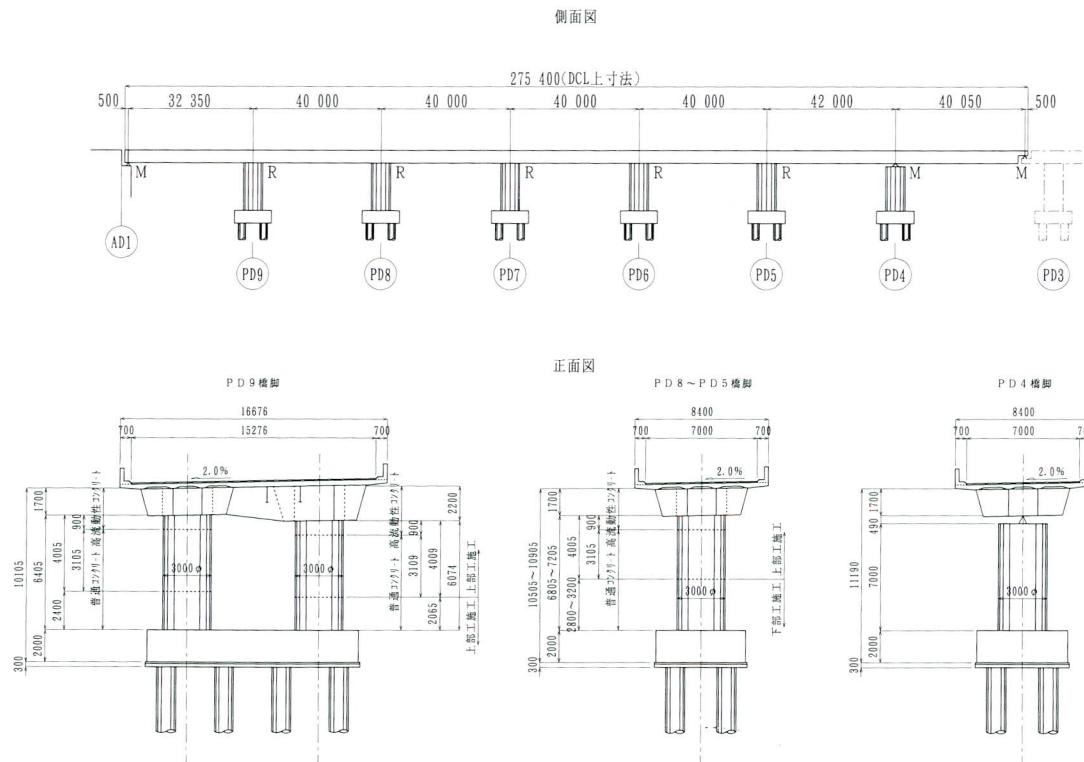


図-1 Dランプ橋 橋梁一般図

表-1 PC方式とRC方式の構造比較

PC方式（基本設計時）	RC方式（詳細設計時）
結合部概要図 <p>2000 1800 2000 100 1700 1200 500 無収縮モルタル P C 鋼棒 3000φ</p>	結合部概要図 <p>1333.3 3133.4 1333.3 1700 補強リブ 差し込み鉄筋 高流動性コンクリート 普通コンクリート 3000φ</p>
横梁上フランジ <p>4000 3000 500 主桁 2000 1800 2000 横架</p>	横梁上フランジ <p>部材長約12000 3000 作業用マンホール 空気抜き孔 主桁 2000 1800 2000 横架</p>
横梁下フランジ <p>4000 3000 500 主桁 横架 P C 鋼棒貫通孔 1540 1800 1540</p>	横梁下フランジ <p>部材長約12000 3000 ダイヤフラム マンホール 横架 主桁 1540 1800 1540 鉄筋貫通孔 主桁ウエブをシフトする</p>

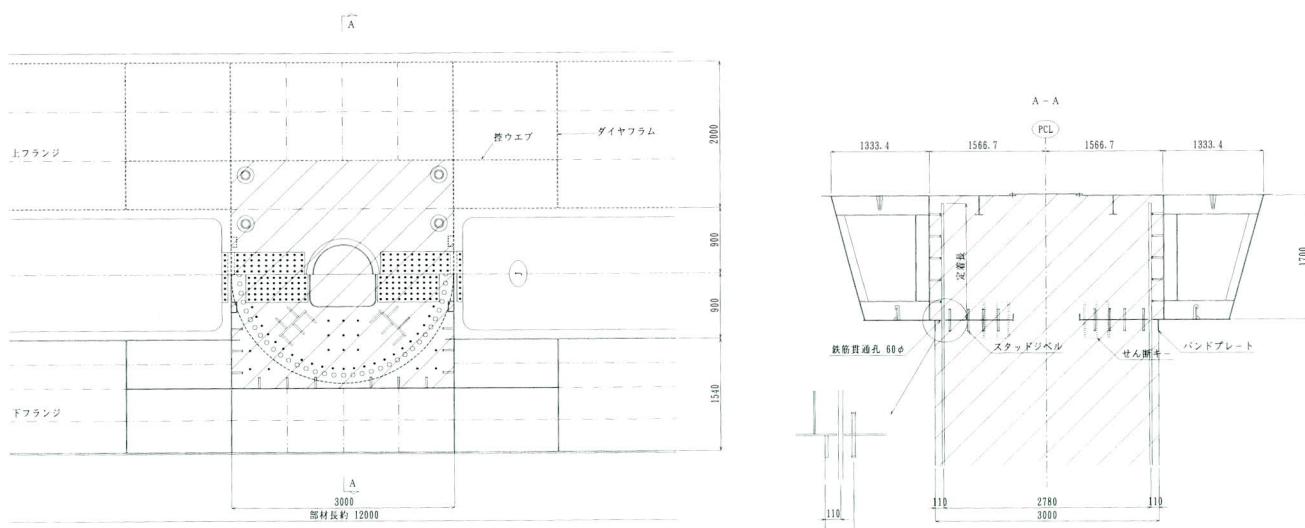


図-2 結合部の構造

(2) 構造解析

本橋は、主桁と橋脚が横梁を介して橋脚頭部で剛結さ

れた多径間連続ラーメン構造であることから、上部工および下部工をモデル化した立体解析を行った。部材のモデル化は下記のように行った。

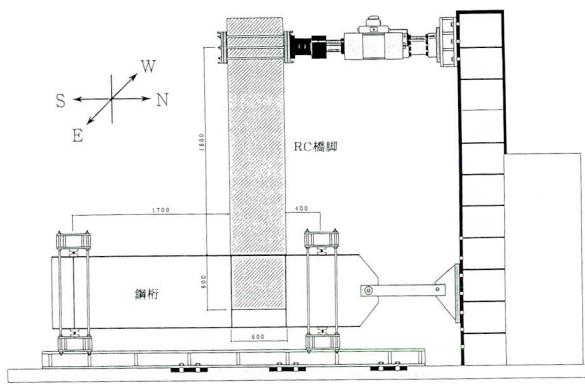


図-3-a 供試体概要

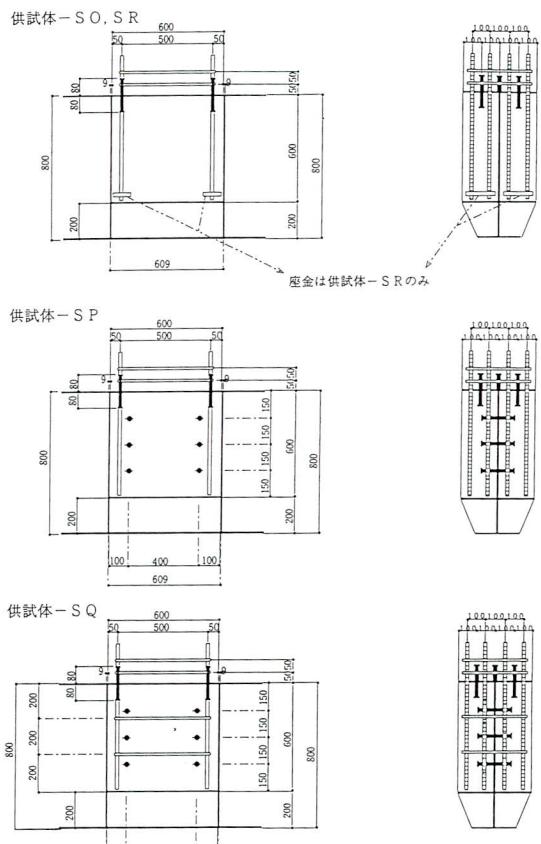


図-3-b 結合部詳細

- ・軸心（骨組線）の位置は、部材の図心とした。
- ・杭基礎であることから基礎バネを考慮した。
- ・鋼桁は鋼桁の剛度を、RC橋脚は鋼材の影響を無視し、コンクリートの全断面を有効とした剛度とした。
- ・鋼桁とRC橋脚の結合部には剛域を設定した。

(3) 鋼桁の設計

1) FEM解析

結合部の鋼桁を設計するにあたり、鋼桁内にコンク

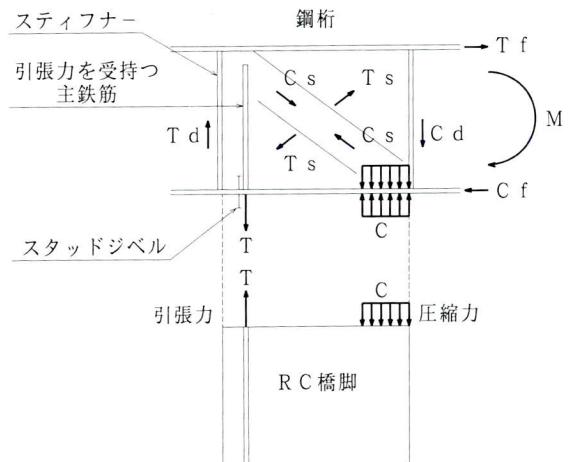


図-4 結合部の荷重伝達機構

リートが充填されることにより、鋼桁の応力分布の性状がどのようになるかFEM解析を行い検証した。図-5に解析モデルを示す。鋼桁には板要素を、コンクリートにはソリッド要素を使用し、以下の2ケースについて解析を行った。

- ・結合部の充填コンクリートを考慮 (CASE1)
- ・結合部の充填コンクリートを考慮しない (CASE2)

図-6-a, bに鋼桁上フランジの主応力を示す。両ケースとも主桁と横梁の交差部で応力集中が見られるが、CASE1の方がその値は小さい。これは結合部の充填コンクリートによりフランジのせん断遅れが発生しにくくなつたためであると考えられる。

また、両ケースとも横梁に発生する応力は小さい。これは横梁の長さが短く脚柱の一部が主桁に割り込んでくるという今回の構造に起因し、横梁に作用する断面力が小さいためと考えられる。

2) 鋼桁の設計

結合部の鋼桁の設計は以下のように行った。

- ①主桁の設計は、横梁中心位置を中間支点として主桁フランジの有効幅を算出し、中間支点上の主桁の断面力を用いて梁理論により設計した。
- ②横梁の設計は、上下フランジを全幅有効とし、橋脚中心位置の横梁の断面力を用いて梁理論により設計した。ただし、フランジに設ける作業用マンホールの開口は断面欠損として扱った。
- ③主桁および横梁の断面計算では、結合部内の充填コンクリートを無視し、鋼桁のみの断面で行った。
- ④下式により合成応力度の照査を行った。

$$(\sigma/\sigma_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 = 1.0$$

⑤結合部の主桁ウェブ（控ウェブ）および横梁ウェブの板厚は下式以上とした（図-7）。

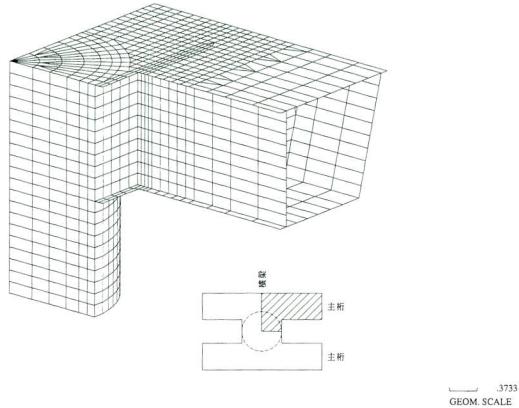


図-5 FEM解析モデル

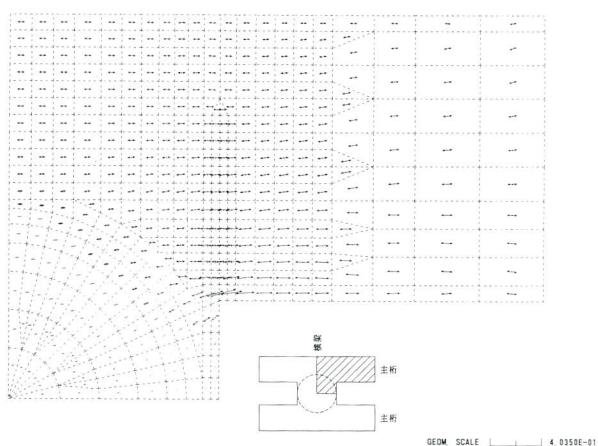


図-6-a CASE1主応力図

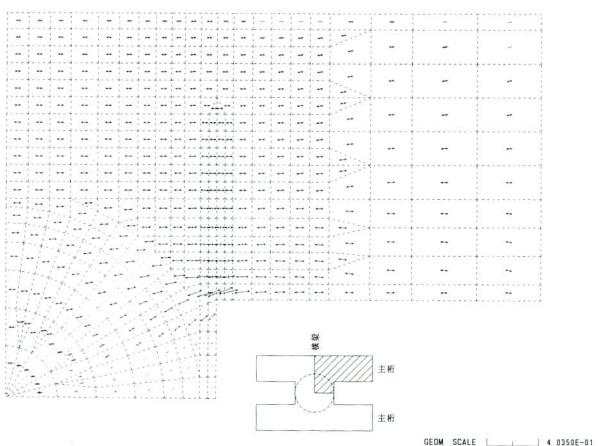


図-6-b CASE2主応力図

$$t_w = A_1 / (1.2 \times D)$$

$$t_D = A_2 / (1.2 \times B)$$

t_w, t_D ：主桁、横梁ウェブの板厚 (cm)

A_1, A_2 ：主桁、横梁の引張フランジの総断面積
(cm²)

D, B ：結合部の充填コンクリートに接するウェブの長さ (cm)

⑦結合部の充填コンクリートに接する主桁および横梁のウェブは、コンクリート打設時の側圧の照査を行った。充填コンクリートには、後述する高流動性コンクリートを使用するため側圧を液圧とし、ウェブのはらみ量 δ を下式以下とした（図-8）。

$$\delta \leq h / 1000$$

δ ：ウェブのはらみ量 (mm)

h ：ウェブ高 (mm)

（4）結合部の設計

1) 実験結果をもとにした鋼桁とRC橋脚の結合部の設計

①鋼桁ウェブに300~400mmの間隔でD22×150のスラッドジベルを配置した。

②結合部コンクリートの補強鉄筋は、鉄筋比を0.1%とし

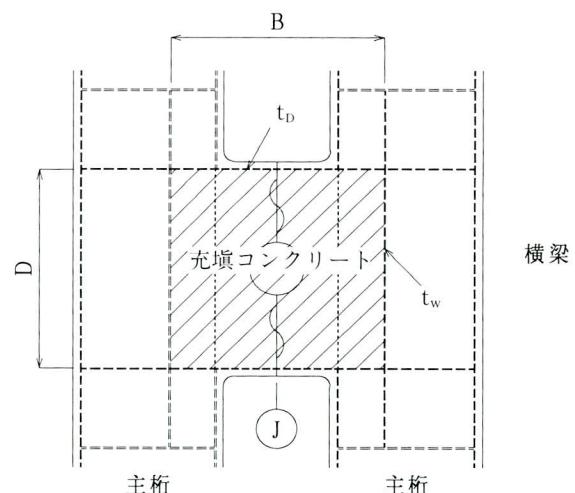


図-7

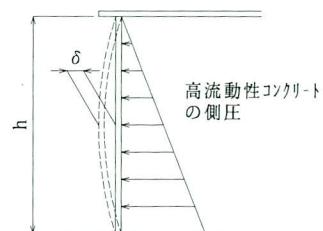


図-8

て鉄筋量を算出した(図-9)。

③軸方向主鉄筋の必要定着長は下式によって求めた(図-10)。

$$\text{必要定着長 } l_{\text{req}} = (\sigma_{\text{sa}} / \tau_{\text{oa}}) \times d$$

σ_{sa} : 鉄筋の降伏応力度

τ_{oa} : コンクリートの付着応力度

d : 鉄筋径

④結合部内における主鉄筋の引張鉄筋比は、0.9%以下とした。本橋の引張鉄筋比は0.38%であった。

2) 鋼桁とRC橋脚の接合面の詳細構造

鋼桁とRC橋脚の接合面では、鋼桁下フランジが連続しているため、鋼桁内の充填コンクリートとRC橋脚のコンクリートが不連続となる。このため、鋼桁とRC橋脚の接合面の口開き、RC橋脚のコンクリートの圧壊、およびせん断力の伝達方法の問題があり下記の対策を行った。

①鋼桁とRC橋脚の接合面の口開き防止として、鋼桁下フランジの上下面にスタッドジベル(D22×150)を配置した。実験ではスタッドジベルを主鉄筋間に配置したが、本橋の場合、主鉄筋間にスタッドジベルを配置すると、主鉄筋とスタッドジベルのあきが粗骨材の最大寸法の4/3倍を犯すため、主鉄筋の内側に配置した(図-2)。

②RC橋脚の圧壊防止として、鋼桁下フランジ下面にバンドプレートを設けた(図-2)。

③鋼桁とRC橋脚の接合面におけるせん断力の伝達機構として、

- A. 鋼板とコンクリートの付着力および摩擦力
- B. スタッドジベルによる押し抜きせん断耐力
- C. 差込鉄筋による鋼材のせん断耐力
- D. せん断キーによるせん断耐力

などが考えられるが、これらの伝達機構は同時に有効となるわけではなく、作用するせん断力によって生じる変形の大きさにより変わってくる。概念的には、A → D → B → C の順になると考えられる。本橋の設計では、鋼桁とコンクリートの付着力および摩擦力については、合成桁の設計と同様に安全側に考え無視するものとし、上記の変形性能からせん断力の伝達機構として最も有効と考えられるせん断キーを設け、これにより接合面に作用するせん断力およびねじりモーメントに抵抗するものとした(図-2)。

(5) 橋脚の設計

RC橋脚の設計は以下のように行った。

- ①RC断面の応力照査は、柱下端および柱上端(鋼桁とRC橋脚の接合面)で行った。
- ②柱上端(鋼桁とRC橋脚の接合面)では、「死荷重+活荷重」および「死荷重+温度変化時」にコンクリートにひび割れが発生しないよう、コンクリートの曲げ引張

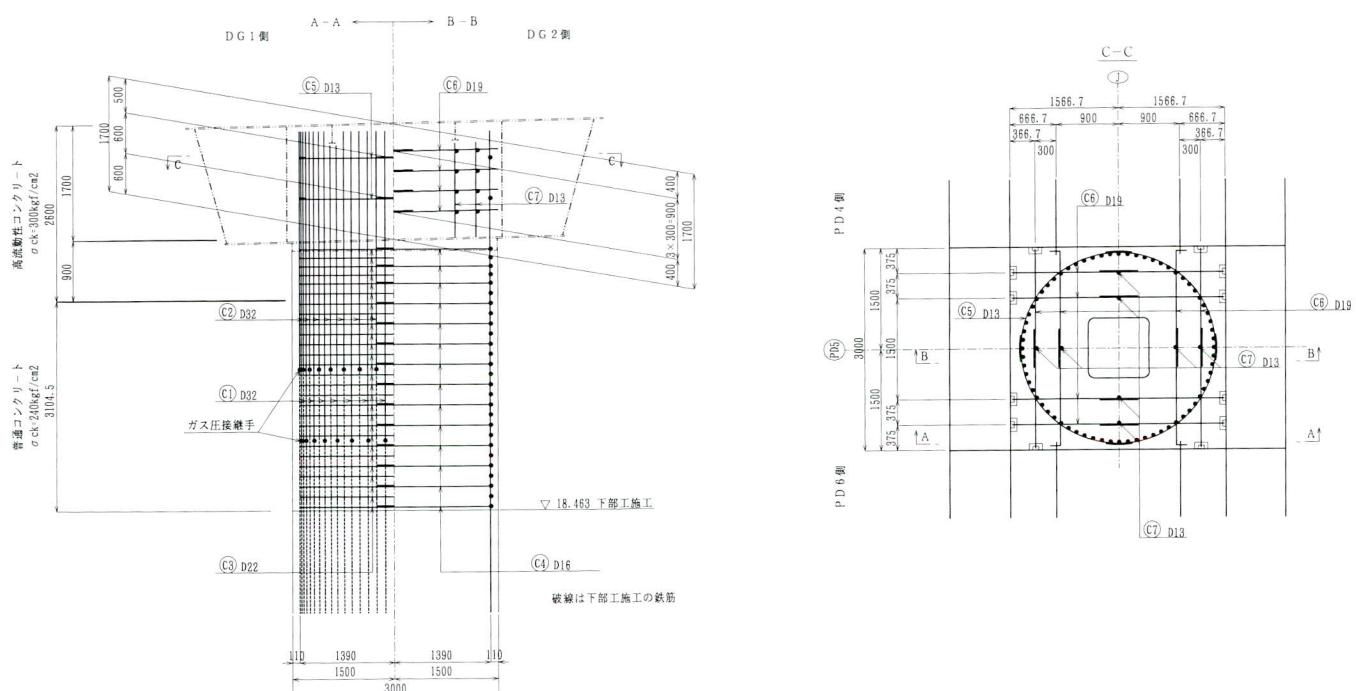


図-9 結合部配筋図

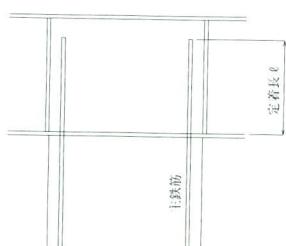


図-10

応力度の照査を行った。コンクリートの曲げ引張応力度 σ_t は下記の値以下とした。

$$\text{「死荷重+活荷重」} \quad \sigma_t \leq 27 \text{ k gf/cm}^2$$

$$\text{「死荷重+温度変化時」} \quad \sigma_t \leq 35 \text{ k gf/cm}^2$$

③ ②の「死荷重+温度変化時」のケースについては、RC床版の剛度を考慮して構造解析を行い、算出された断面力でコンクリートの曲げ引張応力度の照査を行った。ただし、温度変化量は±25°Cとした。

④ 帯鉄筋は、柱下端から柱上端まで一定量で配置した。

⑤ 軸方向主鉄筋の継手は、鉄筋相互を直接接合するガス圧接継手とした。

⑥ 復旧仕様に従い地震時保有水平耐力の照査を行った。

4. 結合部の施工

(1) 結合部の施工手順

図-11に結合部の施工手順を示す。また、施工にあたっては、以下について考慮した。

① 下部工の鉄筋精度を確認し、鋼桁下フランジの鉄筋通孔の位置を決定した。

STEP 1	STEP 2	STEP 3	STEP 4	STEP 5
<ul style="list-style-type: none"> 下部工施工完了 鉄筋精度の確認 	<ul style="list-style-type: none"> 主鉄筋を継手位置で切断 ベントおよび足場の組立 結合部の鋼桁を架設 	<ul style="list-style-type: none"> 差し込み鉄筋の組立（ガス圧接） 帯鉄筋の組立 	<ul style="list-style-type: none"> ビア用型枠の組立 	<ul style="list-style-type: none"> 打ち継ぎ目の処理 コンクリートの打設 <p>第1リフト 普通コンクリート 第2リフト 高流動性コンクリート</p>

図-11 施工手順

- ② 主鉄筋のガス圧接箇所は、全数非破壊検査を行った。
- ③ 型枠にはピア用型枠を使用し、コンクリート打設時の側圧に耐えられるよう締付けバンドおよびクランプで固定した（写真-1）。

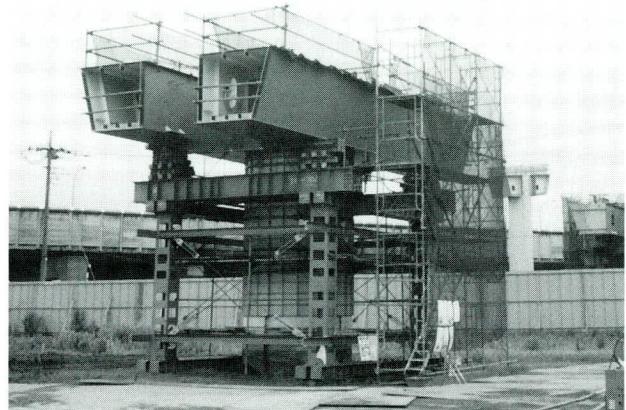


写真-1

- ④ 鋼桁フランジのマンホールよりコンクリートの打設を行った。経済性および作業性を考慮して鋼桁下フランジの下方900mmまでは普通コンクリートを使用し、それ以上は高流動性コンクリートを使用した。

(2) 高流動性コンクリートの施工

1) 結合部コンクリートの選定

結合部の構造上、鋼桁下フランジとRC橋脚の接合面および結合部の鋼桁内へ確実にコンクリートを充填する必要がある。しかし、コンクリート打設時の環境は、橋脚に型枠が設置され、鋼桁がその上に架けられているため

コンクリートの均しおよび締め固めが十分に行えないと予想された。したがって、結合部のコンクリートには下記の条件を満足する高流動性コンクリートを採用した。

①ノンバイブレータでも十分充填可能な流動性があること。

②鋼桁との付着性がよいこと。

③コンクリートとして材料分離がないこと。

④長時間作業性のあるコンクリートであること。

⑤耐久性に信頼できること。

⑥できるかぎりノンブリージング性を持っていること。

表-2に高流動性コンクリートの品質条件を示す。

2) 試験練り

試験練りを行い高流動性コンクリートの各種品質を確認した。試験項目を以下に、配合および試験結果を表-3に示す。

①スランプフロー

土木学会基準「コンクリートのスランプフロー試験方法(案)」によった。また、経時保持性は30分おきに計測した(写真-2)。

②空気量

JIS A 1128「フレッシュコンクリートの空気量の圧力による試験方法—空気室圧力方法」によった。

③U型充填試験

中央部に鉄筋(3本または5本)および仕切り板を配置したU型容器の一方にコンクリートを詰め、1分後に仕切り板を開放し、コンクリートの上昇量および開放から上昇停止までの時間を計測した(写真-3)。

④圧縮強度試験

JIS A 1132「コンクリートの強度試験用供試体の作り方」に準じて、経時60分計測時に供試体を作成し、JIS



写真-2

表-2 高流動性コンクリートの配合条件

項目	条件
温度条件	25~30°C
施工時期	6月下旬~7月上旬
設計基準強度	30N/mm ²
スランプフロー	65±5cm
空気量	4.5±1.5%
50cmフロータイム	4~10秒
U型充填試験	30cm以上
経時保持性	90分

表-3 配合確認試験結果

水セメント比(%)	細骨材率(%)	単位量(kg/m ³)						混和材(%)	
		水	セメント	細骨材	粗骨材	エクスピアンビオボリ	レオビルド	マイクロアーピング	SP-8HR
35.0	52.0	175	500	815 (652)	765 (163)	30	0.5	P×1.65 (8.745kg)	775S (0.048kg)
スランプフロー(cm) 停止(秒)	フロータイム 停止(秒)	空気量 (%)	U型充填試験 充填高さ (cm)	停止 (秒)	温度 (°C)	材齢7日	材齢14日	材齢28日	圧縮強度(N/mm ²)
0分	62.0×60.5 33.7	7.6	4.6	—	29.0	37.4 41.6 41.5 (40.2)	52.3 50.9 50.6 (51.3)	67.3 65.6 66.5 (66.5)	
30分	61.5×60.5 55.0	9.2	4.3	—	29.0				
60分	60.0×64.0 52.9	7.4	4.1	36.0 32.0	28.5				

A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」によって材齢7、14、28日に試験した。

3) 高流動性コンクリートの打設

高流動性コンクリートの打設は以下のように行なった。

- ①ブーム式ポンプ車で鋼桁フランジのマンホールより筒口を挿入し、コンクリートの自由落下を極力押さえるよう注意しながら行った。
- ②鋼桁下フランジ下面および鋼桁内に空隙が生じないようにするため、コンクリートの打設速度を遅くし連続して打設を行なった。コンクリートの打設速度は1.8m/hである。



写真-3

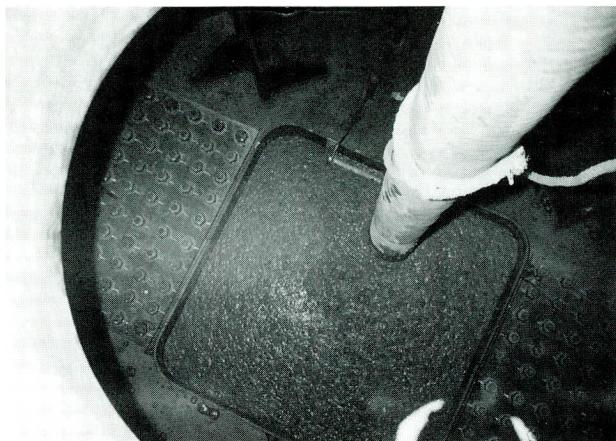


写真-4



写真-5 施工完了

- ③鋼桁上フランジのマンホールに高さ500mmのヘッドを設け、圧力差によりコンクリートの充填を行った。
④鉄筋貫通孔および空気抜き孔からコンクリートが出てくるのを目視により確認した（写真-4）。

5. あとがき

横浜緑IC・Dランプ橋で採用された複合ラーメン構造の結合部の設計・施工方法について報告を行った。横浜緑IC・Dランプ橋は平成9年10月に無事竣工をむかえた（写真-5）。なお、設計に際しては埼玉大学町田教授をはじめ日本道路公団 東京第一建設局の方々より多大なるご指導を頂いた。紙面を借りてお礼申し上げます。

＜参考文献＞

- 1) 埼玉大学：鋼桁を鉄筋コンクリート橋脚に剛結した複合構造に関する研究，宮地鐵工所・埼玉大学共同研究成果，1995.3
- 2) 高橋，瀧谷：鋼-RC複合ラーメン構造に関する2・3の考察，宮地技報No.13, 1997
- 3) コンクリート工学協会：混合構造研究委員会報告書，1991.12
- 4) 土木学会：鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン
- 5) 森河，伊東：鶴見航路橋の主塔結合部構造に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol 39A, 1993.3
- 6) 合成柱研究会：合成橋脚とその計算例・解説，現代工学出版

1997.10.31 受付

グラビア写真説明

多摩都市モノレール鋼軌道桁

多摩都市モノレール事業は、急務となっている多摩地域の南北交通の基盤となる新しい路線です。立川北駅（立川市）～上北台駅（東大和市）の路線は、平成10年の先行開業に向けて最終段階に入りました。当工区（その2-19）は軌道桁2連で、芋窪街道とすずかけ通りの交差点上に架かるため、安全性及び工期の短縮等の観点から地組・一括架設とし、一夜で架設しました。次期開通予定の立川南駅（立川市）～多摩センター駅（多摩市）間についても急ピッチで工事が進んでいます。

将来は八王子市や町田市など、多摩地域の各都市間を結ぶ基盤交通として計画されており、地域の期待も高まっています。

（松本）

特殊建築構造物構築工法「移動式直吊工法」の開発

Development of a Hoist Method which Uses a Traveling Device

西垣 登* 富谷 淳司** 廣瀬 崇**
Noboru NISHIGAKI Atsushi TOMIYA Takashi HIROSE

Summary

Structures with complicated space frames have recently become more common, thanks partly to advances in computer science. For these structures, the application of conventional construction methods which make use of temporary braces has become problematic in terms of workability and economy. This led to the development of a hoist method which uses a traveling device. The present paper describes the hoist method, which proved to be efficient when used in construction work.

キーワード：ドーム構築、直吊工法

1. はじめに

ドーム並びに特殊構造物の構築工法として、一般的に地上から仮設支柱で支持する「仮受ベント工法」が採用されている。規模が大きくなるに従い仮受ベント設備も大型化し、設備にかかる費用が膨大となる。また、危険作業が増加するなどの問題が多い。

仮受ベントを低減する工法として「リフトアップ工法」「プッシュアップ工法」「ライド工法」「斜吊り工法」等の特殊工法が施工実績としてあるが、それらの工法が構造的に採用できない場合の新しい構築工法として、「直吊り工法」を考案し、2件の工事に於いて効果的であったため、その施工方法を報告する。

尚、工法の採用にあたっては、構造特性を十分照査し、さらに施工解析を行い、採用を決定する必要がある。

2. 移動式直吊り工法の説明

(1) 構造物概要

特殊鋼構造物の直吊り工法を採用した例として鹿児島県指宿市の「高齢者交流センター・中央ホール鉄骨建方工事」を挙げる。この中央ホールは「斜めに置かれたラグビーボール」といった印象を強く受ける非常に特殊な鋼構造物といえる（写真-1、図-1）。

その特殊性を以下に挙げる。

- ① 幾何学形状の中心軸がG Lに対して36°傾斜している。
- ② 通常のドームとは異なり、いわゆる「赤道」が通っている。
- ③ 主構造のアーチ鉄骨が中心軸より放射状に配置されている。
- ④ 部材構成が「柔」な3次元骨組み構成で建方途中の変形が大きい。

(2) 建方工法の選定

この特殊鋼構造物の施工方法として、一般的な仮受ベントを用いた多点支持工法を用いると、支持点が多くいため膨大な数量の機材を必要とする。さらに構造物の「赤

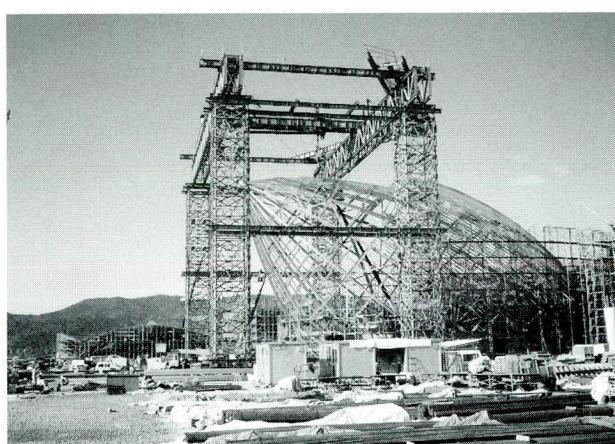


写真-1 移動式直吊設備とホール鉄骨建方完了状況

* 宮地建設工業㈱ 建築事業部建築工事部建築計画課長

** 宮地建設工業㈱ 建築事業部建築工事部建築計画課

道」が地表に存在する事により、「ペントで支持した鉄骨の上にさらにペントを組み立て、上部の鉄骨の建方を行う」と言った複雑な作業となってしまい、そのペント解体も非常に困難である。また、ペント支持点の仮受治具も複雑な3次元形状となる。また、形状調整にはジャッキが必要となる。

以上の仮受ペント工法でのデメリットである経済性と作業性を改善する手段として、直吊り工法の提案を行った。構造物の平面形が縦長であるため、短辺方向に直吊り構台を設け、長辺方向に構台移動用の軌条設備を配置し、構台を各節の建方毎に移動させながら逐次建方を行う「移動式直吊り工法」を開発して施工を行った。

(2) 移動式直吊り構台概要

構造物の両側に移動のための軌条設備を4条配し、支柱(ペント材)，エレクショントラス，直吊りガーダーからなる門型形状の直吊り構台を設置した(図-2)。

①移動用軌条設備

②支柱用ペント

③エレクショントラス

④直吊りガーダー

移動は支柱の基部に小型台車を組み込み移動方向、前方に油圧チルホールを2台連動させ、後方に逸走防止用のワイヤーロープを設けた。

直吊り装置は吊り点位置にあわせて容易に移す事ができるよう考慮し、チェーンブロックにて鉄骨の位置調整を行った。

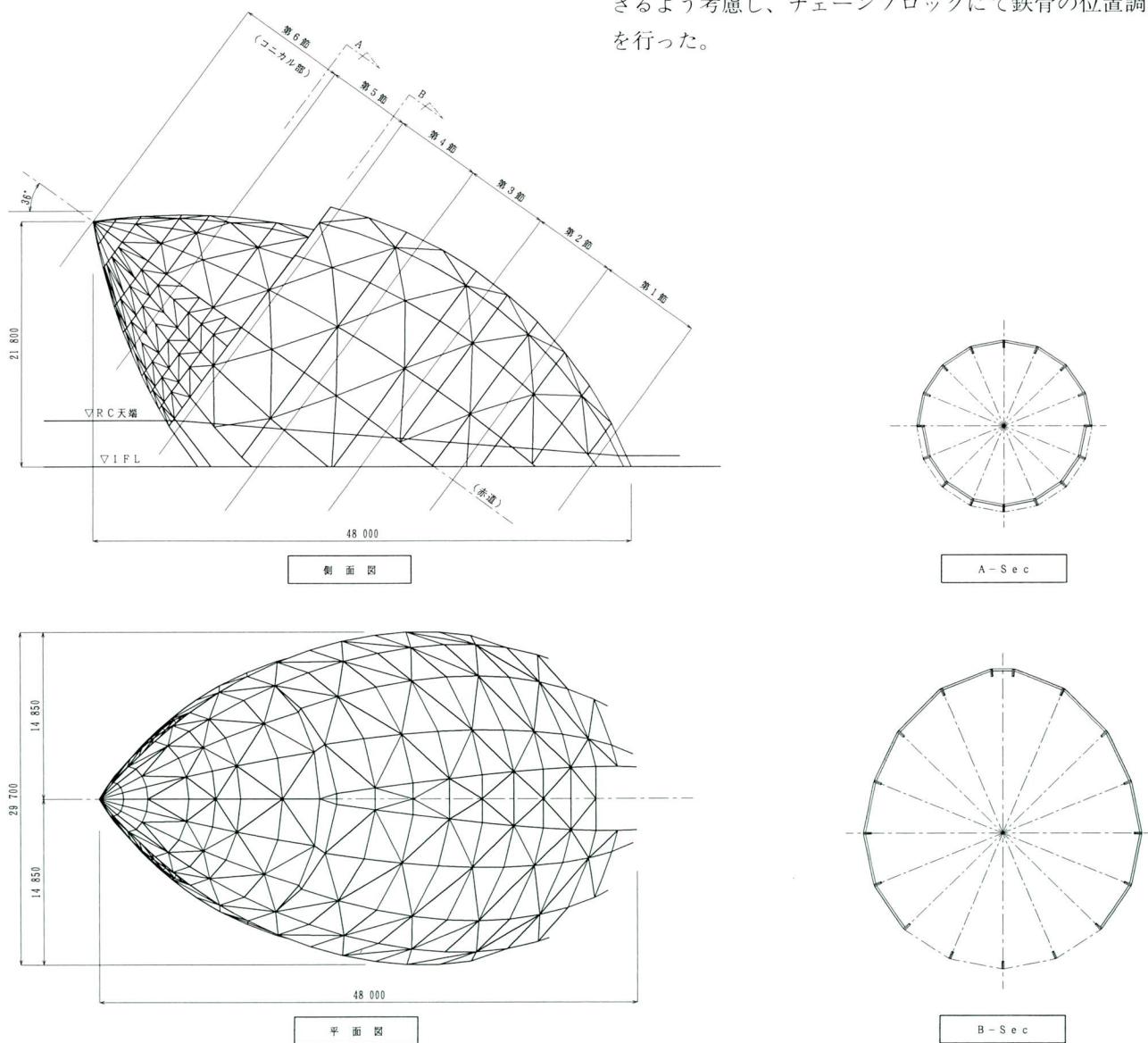


図-1 構造図

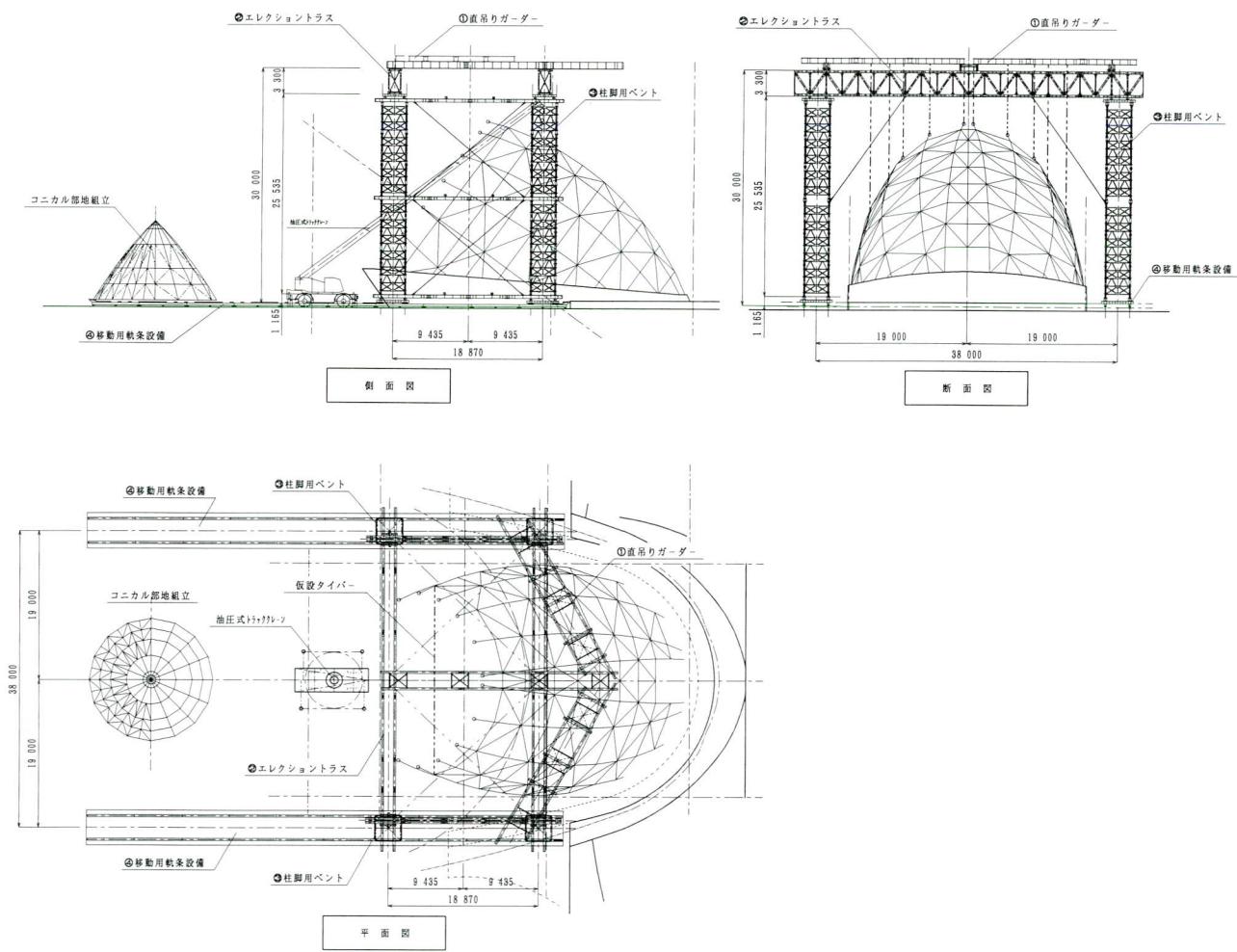


図-2 建方計画図

(3) 施工説明

1) 移動式直吊り構台の組み立て

平坦な基礎上にH型鋼レール(H-300)を片側2条づつ精度を確保し、正確に取り付ける。

次に走行台車・下梁を組み立て、その上に高さ約25mのベント支柱を立て、構造物を横断する方向にエレクショントラスを2セット配置して、安定した門型フレームを構成する。

直吊りガーダー及び直吊り設備は骨組みの吊り点にあわせて設置する。

2) 鉄骨建方

構造物を五つの節に分割して建方を行うものとし、まず移動式直吊り構台を所定位置に移動させ、仮固定を行った後、下方の鉄骨から順にクレーンで吊り上げ、玉掛けワイヤーを開放する前に直吊り設備に吊り替えながら

多点吊りによる建方を行う。

1節の建方完了後、仕口部の3次元測定を実施し、形状確認を行い、修正箇所は直吊り設備にて調整を行う(写真-2)。

全ての調整を完了させた後、各継ぎ手部のボルトをの締め付けを行う。その後直吊り設備を開放するが、予め構造物の3次元解析を行った結果、骨組み剛性が小さく変形量が大きいため、仕口面中段に水平仮設タイロープを緊張し変形を拘束する。

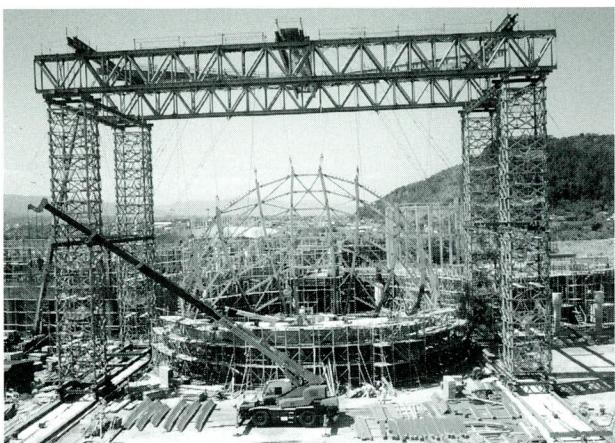
以上の要領で移動式直吊り構台を移動させながら2節以降の鉄骨建方を繰り返し行う(図-3)。

3) コニカル部建方

構造物の頂部であるコニカル(円錐)部は、地上で一體ブロック(重量約45t)に地組みを行い、移動式直吊り構台にて吊り上げ後、建方位置まで運搬させる。

コニカル部の建方角度調整並びに仕口の微調整を行い

ボルトの締め付けを行う（写真－3、写真－4）。



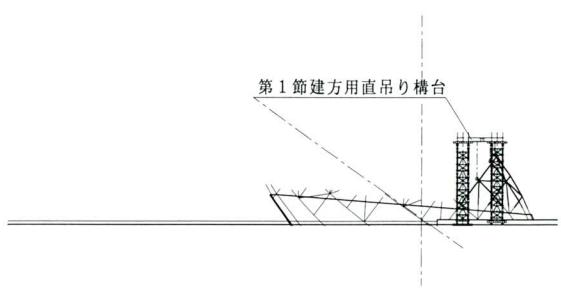
写真－2 第1節直吊りによる建方状況

3. 大空間屋根鉄骨直吊り工法の説明

(1) 構造物の特徴

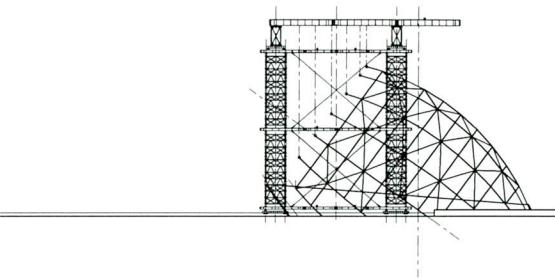
大空間屋根鉄骨の直吊り工法を採用した例として北海道札幌市内に建設中の「北海道立体育センター・斜行トラス鉄骨建方工事」を挙げる。「北海道立体育センター」全体の構造物の特徴としては、剛性の高いメインキールトラス（極厚H鋼 R形状）が屋根全体形状を確保する構造体である。屋根骨組構成としてメインキールトラスの外側には、一般トラス（H鋼）、サブキールトラス（H鋼）が配置され内側には、斜行トラス（C T鋼）を配置し大屋根を構成している。また、今回の直吊り工法を採用した斜行トラスは、立体トラスであり建方途中の剛性が非常に小さい構造物となっている（図－4）。

STEP-1 第1節建方

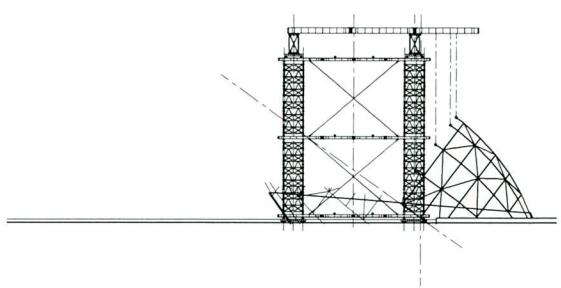


STEP-4 第4節建方

*タイロープ緊張

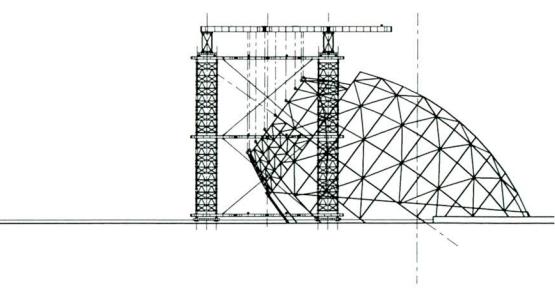


STEP-2 第2節建方



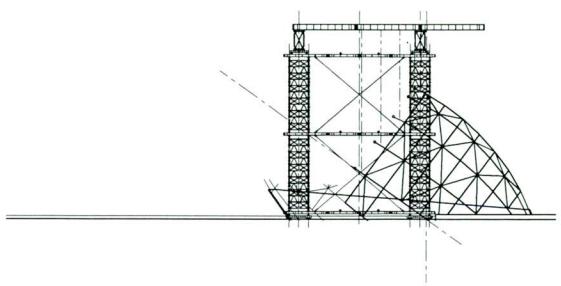
STEP-5 第5節建方

*タイロープ緊張



STEP-3 第3節建方

*タイロープ緊張



STEP-6 コニカル部建方

吊上げ用ジャッキ

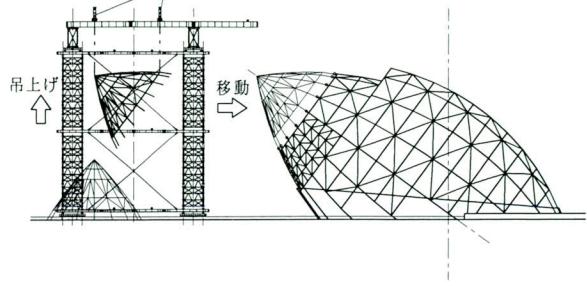


図-3 建方ステップ図



写真-3 第5節建方完了状況第6節コンカル部吊上げ状況

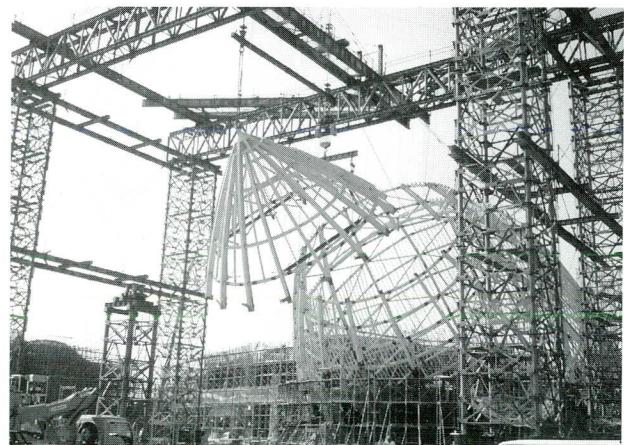


写真-4 コニカル部水平移動状況

(2) 建方工法の選定

大空間屋根鉄骨の斜行トラスの施工方法として、通常の仮受ベントを用いた多点支持工法を用いると、14交点を高さ30m級の仮受ベントで支持する必要があり膨大な

数量の仮設材を必要とする。さらにアリーナ内が狭く支持点間隔が狭いために仮受ベントが建方揚重機の障害にもなる。また、その仮受ベント解体も非常に困難であり仮受ベント支持点の仮受治具も撤去の必要があり後作業量が非常に多くなる。そこで、仮受ベント工法でのデメ

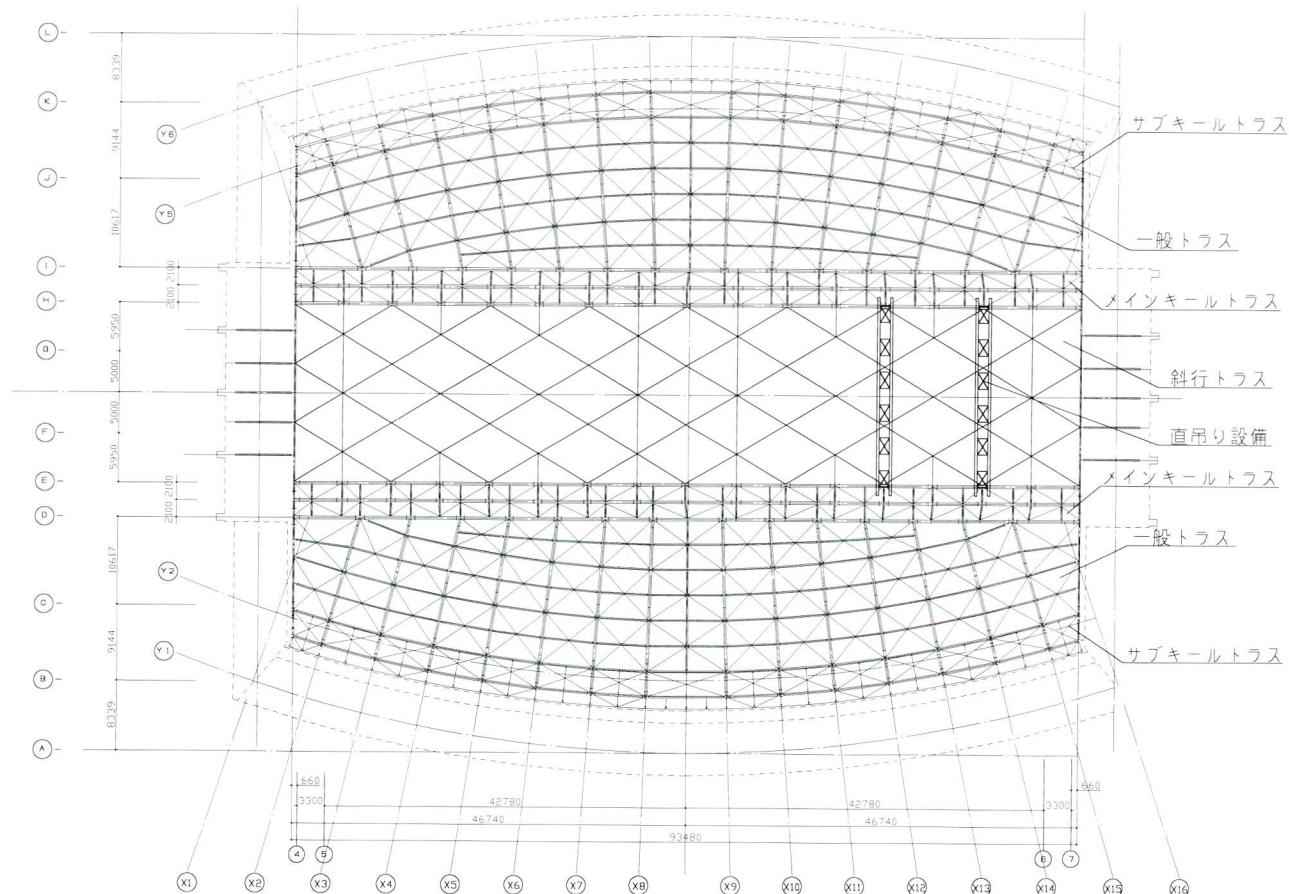


図-4 全体図

リットであるコストと作業性を改善する手段として、直吊り工法の検討を行った。まず、構造物の平面形状が縦長であるため、メインキールトラス上に仮受点を設け短辺方向に直吊り設備を配置することを決定し、直吊り設備は施工時解析の結果2セット分用意し各ステップ毎に盛替えを行いながら建方を行う事とした。この直吊り工法を採用することにより膨大な数量の仮設材の低減、仮吊り治具の撤去の排除、本締め用足場の低減が可能となった。

(3) 直吊り設備概要

両側メインキールトラス上弦材に直吊りガーター1セット4ヶ所の角度・高さ調整用仮受架台を設置しH鋼にて平坦な面を構成させた上に直吊りガーターを設置する。直吊り装置として、センターホールジャッキにて高さ調整等を行うこととした(図-5, 6)。

(4) 施工説明

1) 直吊り設備の組み立て

両側のメインキールトラス上弦材に角度・高さ調整用仮受架台をボルト構造により設置しH鋼をレベルで計測し平坦な面を精度よく構成させた後、地組した直吊りガーター(センターホールジャッキ等を含む)を設置する。直吊り設備は、各ステップで設置位置が異なるり計測を行いながら精度よく行った。その後、センターホールジャッキを使用し所定の高さに固定治具を設置した(写真-5)。また、直吊り設備には、施工時解析の結果より1点当たりの最大反力は、約21tとなった。

2) 鉄骨建方

斜行トラスは、工場より面材にて搬入され2点吊にて油圧式クレーンで建起こしをした後吊上げ、斜行トラスを所定の位置で玉掛けワイヤー解放前に片側をメインキールトラス(斜行トラス)に取付け、もう一方を直吊り装置に吊替えながら建方を行う。また、各ステップ毎に3次元測量を行いながら調整を行なった。調整完了後特殊高所作業車(2台)にて本締め作業に入る(図-7, 写真-6, 7)。

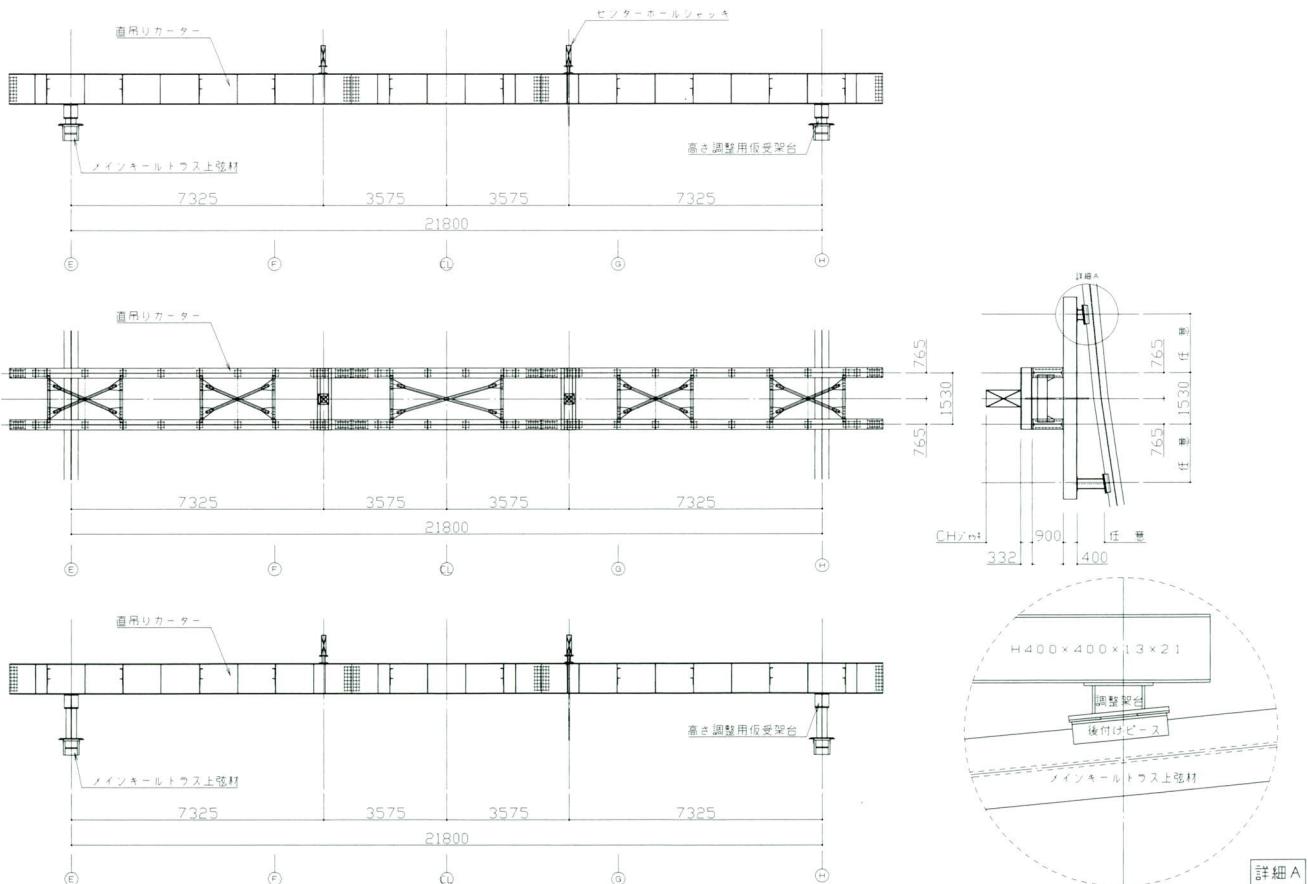


図-5 直吊り設備一般図

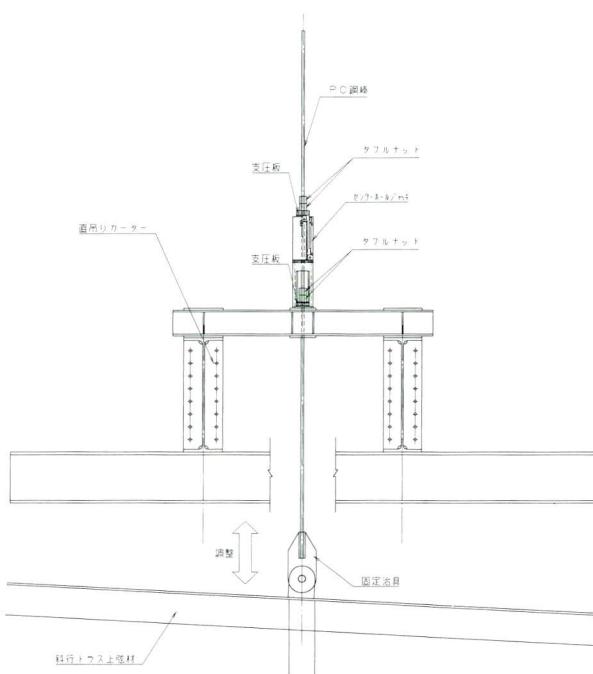


図-6 直吊り設備一般図

3) 直吊設備の盛替え

直吊り設備の盛替えは、建方完了範囲全ての本締めが完了した後に直吊り設備の盛替えを行なった。ここで、直吊り設備が2セットあるため手前の直吊り設備を山越

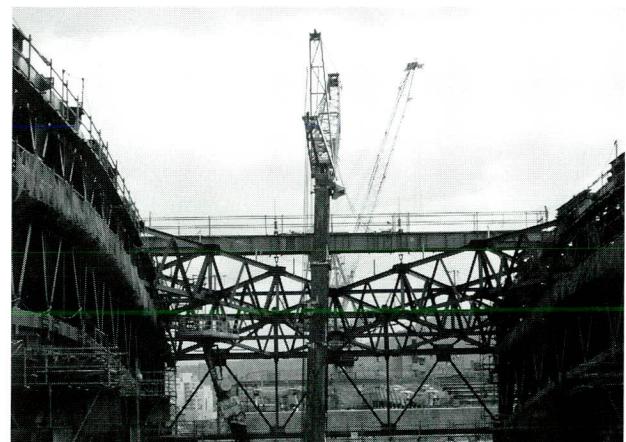


写真-5 大屋根斜行トラス直吊り設備配置

に奥の直吊り設備を吊るため油圧式クレーン作業半径の関係により一度後方に仮置きし油圧式クレーンを移動した後に正規の位置に直吊り設備をセットする必要があった(図-8)。

4. あとがき

今後、移動式直吊工法を採用するにあたり事前に施工途中に於ける立体解析を行い、応力分布、変位量等の数値算出を行い品質管理上に問題のない事を十分確認して

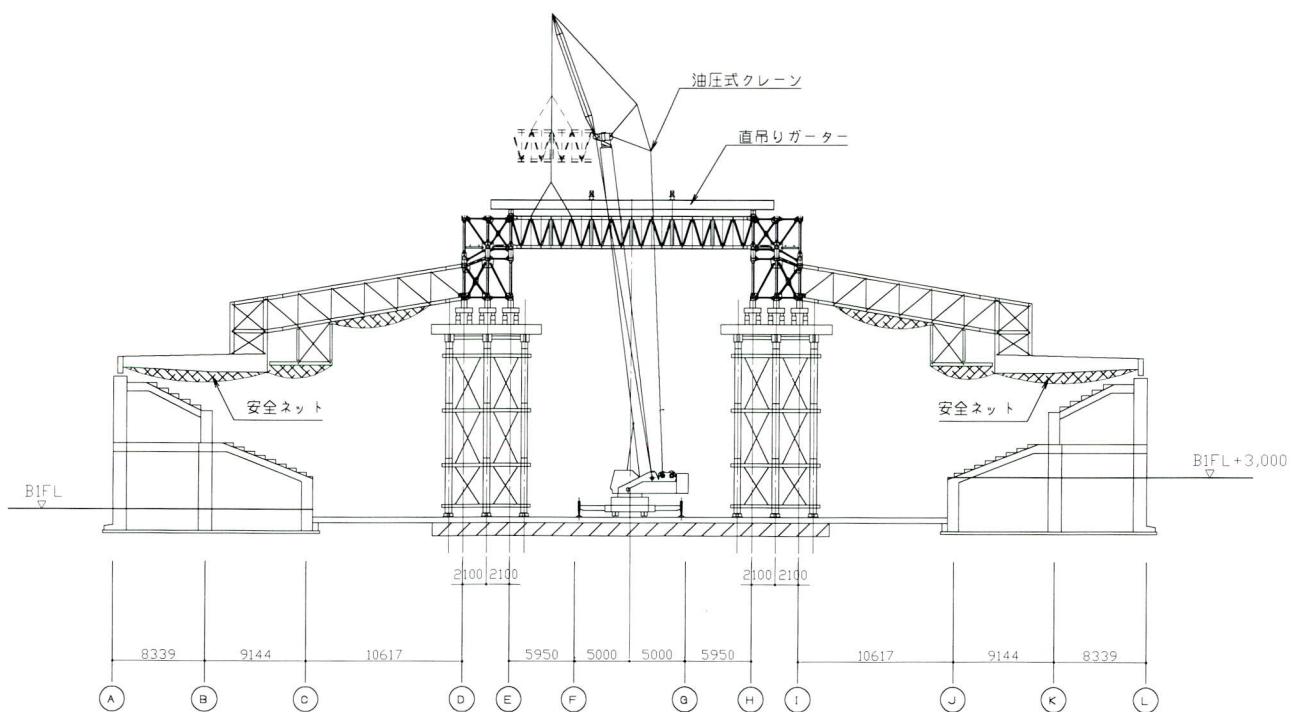


図-7 建方一般図



写真-6 吊りり点形状調整(50tセンターホールジャッキ使用)



写真-7 直吊り状況

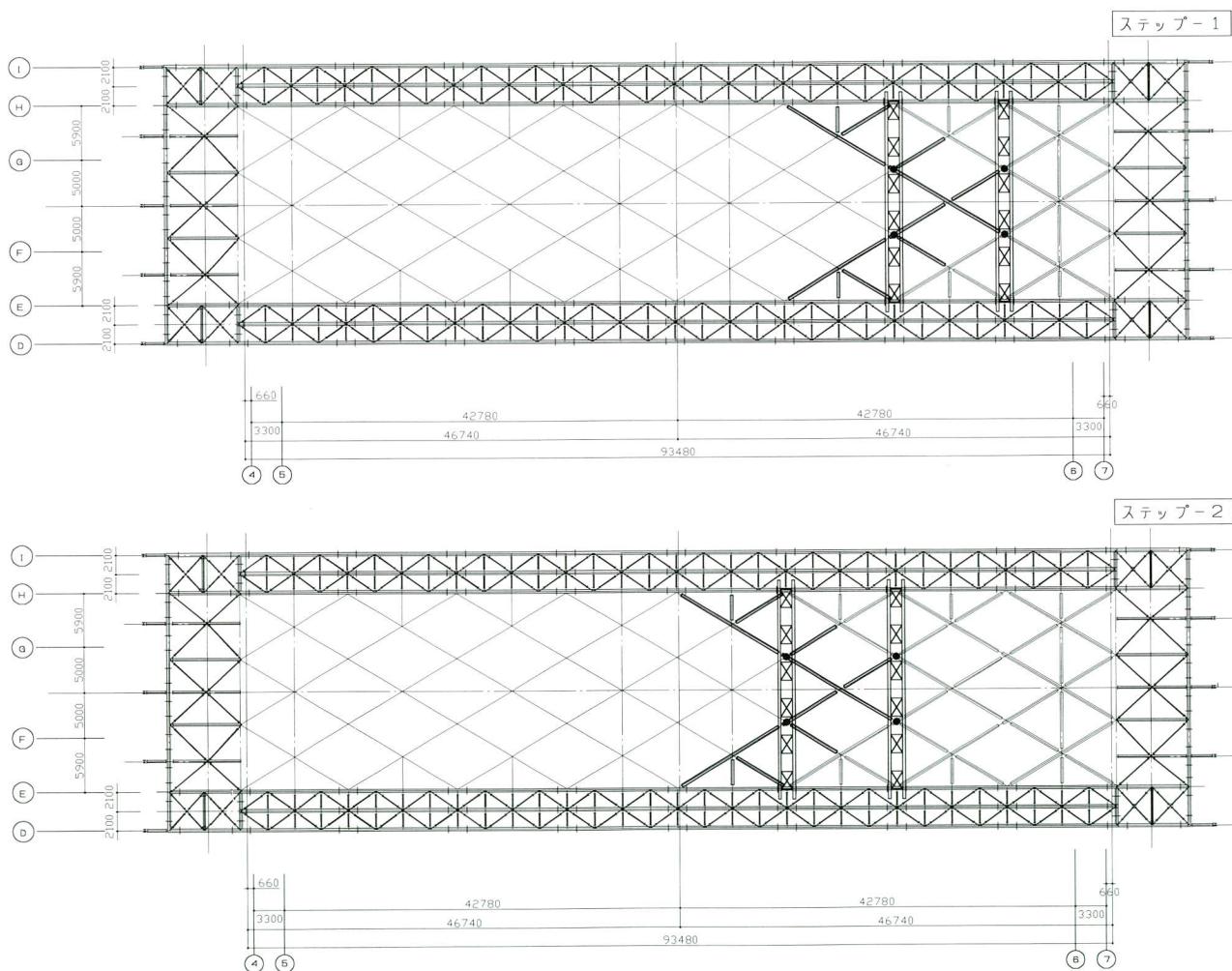


図-8 建方ステップ図

から実施計画に入いる必要があります。

これから増々複雑な形状を有した立体構造物が建設されると思いますが当社独自の斜吊工法、直吊工法、その

他プッシュアップ工法等を複合的に活用し安全性並びに経済性を向上させていきたいと考えています。

1997.10.31 受付

報告

80キロ(BT-HT620)鋼材の素材・溶接試験(Part I 素材試験)

Material and Welding Tests of 80kgf/mm² (BT-HT620) Steel (Part 1)

中野秀二* 清水達也**
Syuji NAKANO Tatsuya SIMIZU

Summary

A material test for 80kgf/mm² steel was conducted in preparation for using it to manufacture four-sided box columns for building steel structures. This paper reports the knowledge of properties such as hardness, tension and impact behavior acquired the test, preheating conditions for welding, product flame straightening conditions and other conditions of the steel.

キーワード：80キロ鋼，材料試験

1. まえがき

80キロ(BT-HT620新日本製鐵製)鋼材を建築鉄骨の四面ボックス柱に使用するに当たり、その鋼材の特性を確認するために素材試験及び溶接試験を実施した。本鋼材は高強度および低降伏比を確保するための熱処理を採用するとともに、溶接割れ防止予熱温度を低減するために、成分設計において炭素の含有率を低く抑え、ボロンは添加せず、銅析出で強度確保を補った予熱低減型高性能鋼である。ここでは第一報として試験の完了した素材試験結果を報告する。

2. 材料仕様および試験計画

(1) 材料仕様

80キロ(BT-HT620)鋼材の機械的性質および化学成分の仕様を表-1, 2に示す。

表-1 機械的性質

降伏点又は 0.2%耐力 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	降伏比 %	伸び %	シャルピー 吸収エネルギー J
620以上	780～930	85以下	16以上	47以上

引張試験 JIS Z 2201 4号 C方向

衝撃試験 JIS Z 2202 4号 L方向 試験温度 0°C

表-2 化学成分

(成分 %)

C	Si	Mn	P	S	Cu
0.16	0.35	0.60～1.60	0.030	0.015	0.15～1.50
Ni	Cr	Mo	Nb	V	Ceq
0.70～2.00	0.30～0.80	0.20～0.60	0.05	0.60	0.60

数値は以下を示す

$$Ceq = C + Si/24 + Mn/6 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14$$

(2) 試験計画

試験は実施工に使用する、板厚32mmを用いて以下に示す素材試験を行った。供試鋼材のミルシートの値を表-3に示す。

- ① 引張試験
- ② 衝撃試験
- ③ 硬さ試験
- ④ マクロ試験
- ⑤ ミクロ試験・清浄度試験
- ⑥ 成分分析試験
- ⑦ 最高硬さ試験
- ⑧ Y形溶接割れ試験
- ⑨ 加熱矯正

* 松本工場製造部生産技術課長

**松本工場製造部生産技術課

表-3 供試鋼材のミルシートの値

(成分 %)

YP	TS	伸び	YR	衝撃	C	Si	Mn	P
652	828	26	79	218	0.06	0.26	1.32	0.007
S	Cu	Ni	Cr	Mo	Nb	V	Ceq	
0.003	1.19	1.45	0.59	0.43	0.02	0.04	0.55	

YP, TS : N/mm² 伸び, YR : % 衝撃値 : J

引張試験 JIS Z 2201 4号 C方向

衝撃試験 JIS Z 2202 4号 L方向 試験温度 0°C

試験の内①～⑧はそれぞれのJIS規格の試験要領を行った。⑨の加熱矯正試験は表-4の変数に従い、図-1に示す試験体より引張試験・衝撃試験・硬さ試験片等を採取して行った。加熱要領は加熱範囲をガス炎により所定の温度に到達するまで螺旋状に加熱した。

表-4 加熱矯正試験

最高加熱温度	冷却方法	試験記号
600°C	600°Cから直ちに水冷	K1
	500°Cから水冷	K2
	空冷	K3
850°C	650°Cから水冷	K4

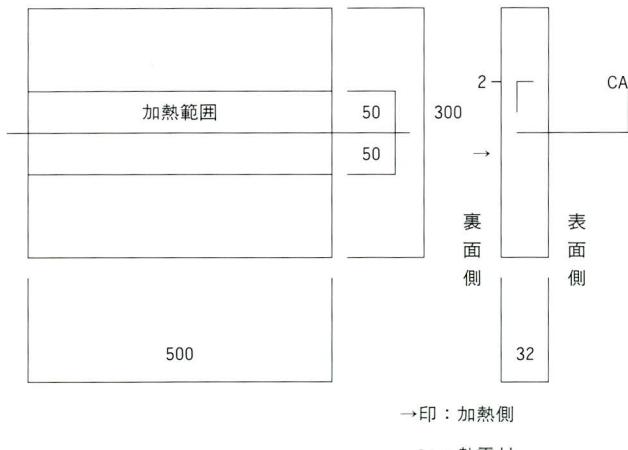


図-1 加熱矯正試験体

3. 試験結果

(1) 引張試験

引張試験の結果を表-5に、丸棒引張試験の応力-ひずみ曲線を図-2に示す。

表-5 引張試験結果

種類	採取方向	採取位置	耐力	引張強さ	伸び	降伏比	絞り
全厚	L	全厚	650	830	43	78	--
引張	C	全厚	671	840	40	80	--
丸棒	L	1/4t	661	827	24	80	73
	L	1/2t	643	829	26	78	73
引張	C	1/4t	654	835	27	78	72
	C	1/2t	665	843	26	79	64
	Z	--	641	829	24	77	68

耐力 : 0.2%耐力 N/mm² 引張強さ : N/mm²

全厚引張 : JIS Z 2201 5号 丸棒引張 : JIS Z 2201 4号

Z方向 : JIS G 3199 伸び・降伏比・絞り : %

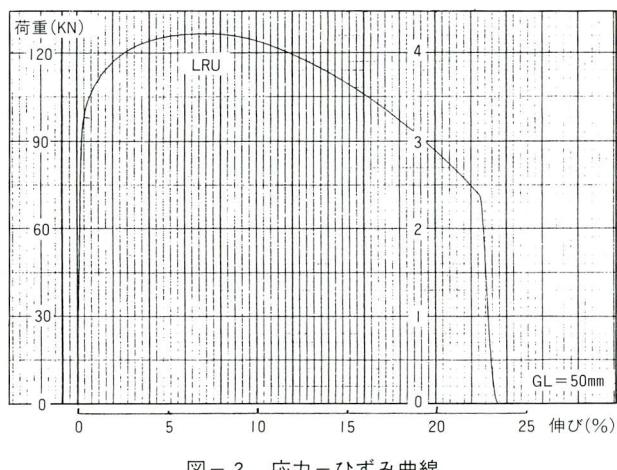


図-2 応力-ひずみ曲線

(2) 衝撃試験

衝撃試験の結果を表-6, 7に示す。

表-6 衝撃試験結果 (L方向)

部位	温度	吸収エネルギー	脆性破面率	部位	温度	吸収エネルギー	脆性破面率
LU	-60	149	38	LM	-60	125	46
	-40	180	14		-40	174	22
	-20	210	0		-20	191	12
	0	212	0		0	214	6

採取部位LU : 板厚1/4t L方向

採取部位LM : 板厚1/2t L方向

吸収エネルギー : J 脆性破面率 : %

表-7 衝撃試験結果 (C方向)

部位	温度	吸収エネルギー	脆性破面率	部位	温度	吸収エネルギー	脆性破面率
CU	-60	143	41	CM	-60	60	61
	-40	164	17		-40	122	37
	-20	184	10		-20	140	25
	0	201	0		0	154	22

採取部位CU：板厚 $1/4 t$ C方向

採取部位CM：板厚 $1/2 t$ C方向

吸収エネルギー：J 脆性破面率：%

(3) 硬さ試験

板厚方向の硬さ試験結果を図-3に示す。

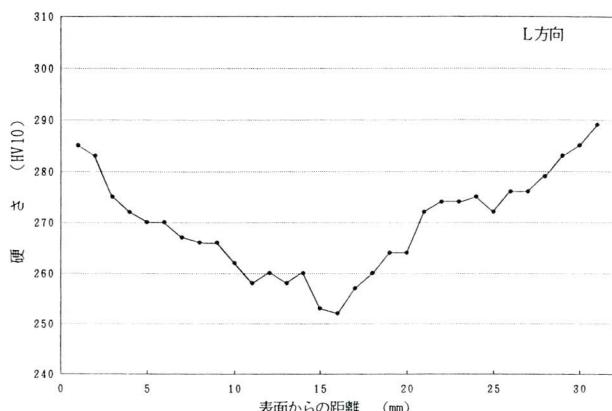


図-3 板厚方向の硬さ分布図 (L方向)

(4) マクロ試験

マクロ写真を写真-1, 2に示す。

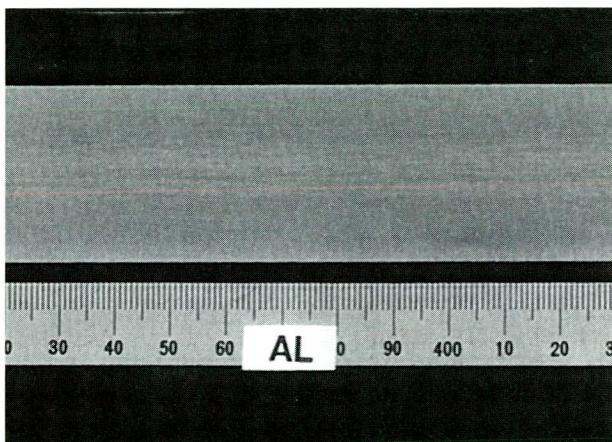


写真-1 マクロ写真 (L方向)

(5) 清浄度試験

清浄度試験結果を表-8に示す。

表-8 清浄度試験結果

板厚	部 位	介在物の種類 (%)			
		A系	B系	C系	合計
32	表面下 2 mm	0	0	0.01	0.01
	$1/4 t$	0	0	0.02	0.02
	$1/2 t$	0.02	0	0.02	0.04

(6) ミクロ試験

ミクロ試験写真を写真-3, 4に示す。

(7) 化学成分分析試験

化学成分分析試験の結果を表-9に示す。

表-9 化学成分分析試験結果
(成分 %)

成 分	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni
$1/4 t$	0.05	0.25	1.33	0.008	0.003	1.27	1.46
$1/2 t$	0.05	0.24	1.31	0.012	0.003	1.26	1.43
成 分	Cr	Mo	V	Nb	Ceq	Pcm	
$1/4 t$	0.59	0.43	0.041	0.017	0.55	0.27	
$1/2 t$	0.59	0.43	0.041	0.016	0.54	0.27	

(8) 最高硬さ試験

最高硬さ試験結果を表-10に示す。

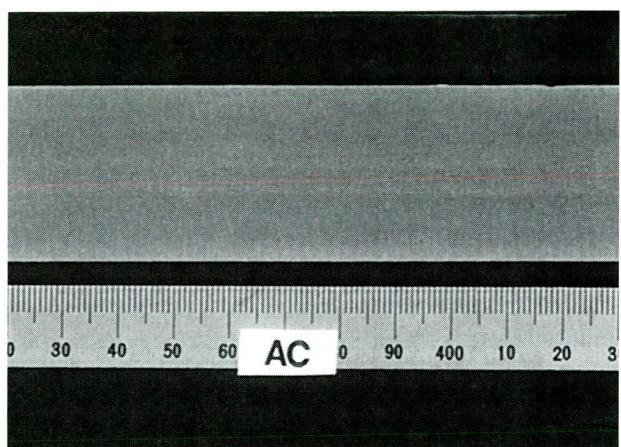


写真-2 マクロ写真 (C方向)

板厚 (mm)	方向	位置	ミクロ組織	
			倍率；100倍	倍率；400倍
32	L	表面下 2 mm		
		1/4t		
		1/2t		

写真-3 ミクロ写真 (L方向)

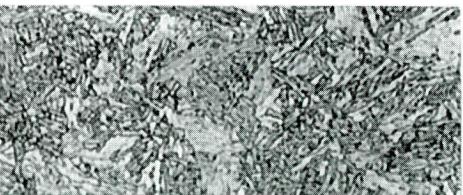
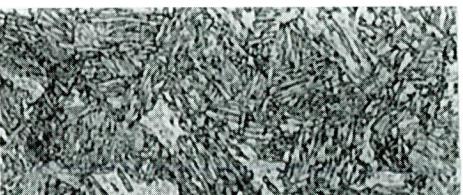
板厚 (mm)	方向	位置	ミクロ組織	
			倍率；100倍	倍率；400倍
32	C	表面下 2 mm		
		1/4t		
		1/2t		

写真-4 ミクロ写真 (C方向)

表-10 最高硬さ試験結果
(ビッカース 10Kgf硬度)

試験温度(°C)	炭酸ガス半自動	手溶接
0	329	346
10	326	353
25	329	351
50	329	350
75	327	348
100	326	338

溶接材料：炭酸ガス半自動 YM-80C 1.2φ

手溶接 L-80 3.2φ

(9) Y形溶接割れ試験

Y形溶接割れ試験の結果を表-11に示す。

表-11 Y形溶接割れ試験結果

試験	炭酸ガス半自動		手溶接	
	表面割れ	断面割れ	表面割れ	断面割れ
0	78	100	85	100
10	55	96	78	100
25	13	89	64	91
50	0	0	0	31
75	0	0	0	0
100	0	0	0	0

表面・断面割れ率：%

溶接材料：炭酸ガス半自動 YM-80C 1.2φ

手溶接 L-80 3.2φ

(10) 加熱矯正試験

1) 引張試験

引張試験は全厚および、丸棒引張試験体による板厚方向部位別の試験を行った。試験結果を表-12、表-13に示す。採取部位名は加熱側を裏面、その反対側を表面とした。加熱時の温度変化は、加熱面下 2 mm まであけた 2 φ 穴に熱電対を取り付け、温度時経変化を測定した。測定例 K 1、K 4 を図-4、5 に示す。

2) 硬さ試験

硬さ試験結果を図-6 に示す。

3) 衝撃試験

加熱矯正後の衝撃試験の結果を表-14に示す。

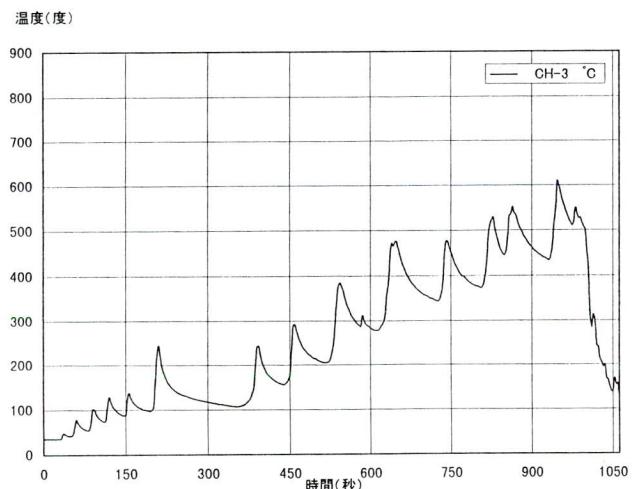


図-4 K1 加熱時の時経変化

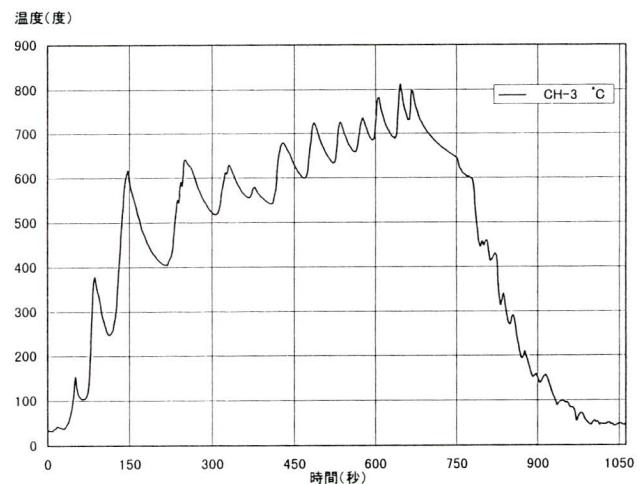


図-5 K4 加熱時の時経変化

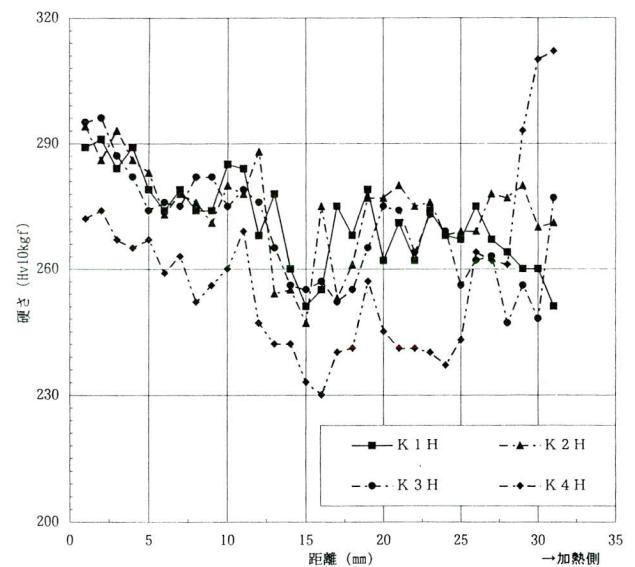


図-6 硬さ試験結果

表-12 加熱矯正全厚引張試験結果

試験種類	耐力 0.2% N/mm ²	引張強さ N/mm ²	降伏比 %	伸び %
K 1	653	831	79	42
	654	831	79	42
K 2	655	827	79	41
	648	825	79	41
K 3	619	812	76	43
	633	812	78	42
K 4	627	792	79	46
	617	782	79	46

試験片：JIS Z 2201 5号

K 1：最高加熱温度600°C、水冷開始600°C

K 2：最高加熱温度600°C、水冷開始500°C

K 3：最高加熱温度600°C、空冷

K 4：最高加熱温度850°C、水冷開始650°C

表-14 加熱矯正衝撃試験結果

試験種類	部位	吸収エネルギー J	脆性破面率 %
K 1	U	211	2
	C	212	0
	L	217	0
K 2	U	210	0
	C	204	0
	L	226	0
K 3	U	202	0
	C	209	3
	L	228	0
K 4	U	244	0
	C	258	0
	L	238	0

試験片：JIS Z 2202 4号 試験温度：0°C

部位 U：表面下1/4t

C：板厚中心1/2t

L：裏面下1/4t

K 1, K 2, K 3, K 4 は表-12に同じ

も材料仕様を十分満足し、またミルシートの値とよく一致している。応力-ひずみ曲線は図-2に例示するように、490N/mm²級鋼に見られるような降伏棚がなくラウンドハウス形を有している。例示は丸棒引張試験の結果であるが、全厚引張試験の応力-ひずみ曲線も同様である。

(2) 衝撃試験

シャルピー吸収エネルギーの値は、採取方向L方向、C方向、各々の方向においては板厚1/2t部位、1/4t部位の順であるが、いずれも試験温度-60°Cにおいても材料仕様を満足し良好である。

(3) 硬さ試験

L方向の硬さ分布を図-3に示している。板厚中央部でH_V(10) 250程度で、外面近傍より約30低い値になっており、これはC方向も同様である。この傾向は60キロ(H-T-440)鋼あるいはTMCP鋼にも見られるものである。

(4) マクロ・ミクロ・清浄度試験

マクロ試験写真L方向、C方向とも偏析はなく、ミクロ

4. 考察

以上の試験結果を試験項目に従って整理する。

(1) 引張試験

試験片の採取方向あるいは板厚方向採取部位のいずれ

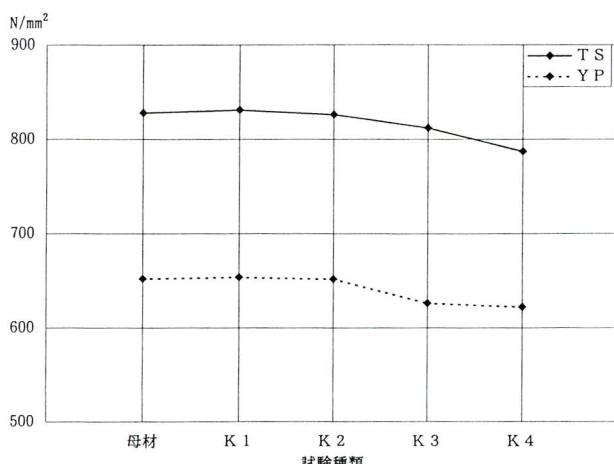


図-7 加熱矯正全厚引張試験結果図

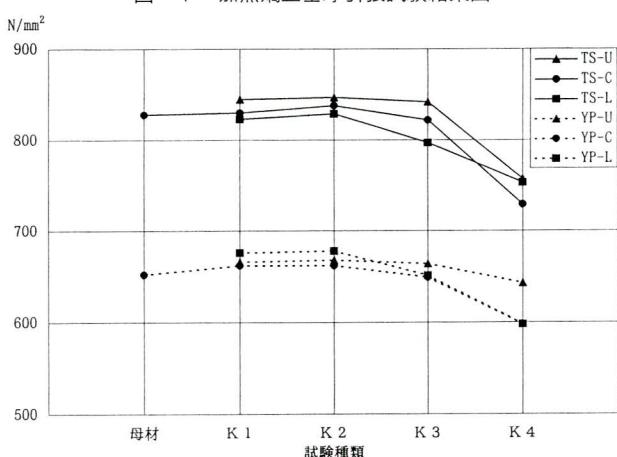


図-8 加熱矯正丸棒引張試験結果図

試験においても、均一な組織が確認され良好であり、清浄度試験とも一致している。

(5) 化学成分分析試験

分析試験結果は材料仕様を満足し、ミルシートの値とも良く合致している。分析部位板厚 $1/4t$ 部位、 $1/2t$ 部位に差異はない。

(6) 最高硬さ試験

炭酸ガス半自動溶接においては、試験温度 0°C においても $\text{Hv}(10) 350$ を下回っている。反面、手溶接においては、試験温度 75°C 以下ではいずれも $\text{Hv}(10) 350$ 前後の値を示している。

(7) γ形溶接割れ試験

炭酸ガス半自動溶接では 25°C 以下、手溶接では 50°C 以下では割れが発生しており、発生率は手溶接で大きい値を示している。

(8) 加熱矯正試験

1) 全厚引張試験

全厚引張試験の結果は、図-7に表わされており、概ね以下の傾向が把握された。

- ・加熱最高温度 600°C においては、冷却開始温度 600°C と 500°C に差異はない。しかし空冷したものは降伏点(0.2%耐力)、引張強さとも低下する。特に、降伏点(0.2%耐力)の低下が著しい。
- ・加熱最高温度 850°C 、冷却開始温度 650°C においては、降伏点(0.2%耐力)、引張強さとも低下し、材料仕様の下限値に近い場合も発生する。

2) 板厚方向の部位別丸棒引張試験

板厚方向の部位別丸棒引張試験の結果は、図-8に表わされており、概ね以下の傾向が把握された。

- ・加熱最高温度 600°C においては、冷却開始温度 600°C と 500°C に差異はない。しかし空冷したものの裏面側(加熱側)の引張強さの低下が著しい。
- ・加熱最高温度 850°C 、冷却開始温度 650°C においては、降伏点(0.2%耐力)、引張強さとも低下し、材料仕様を下回る。
- ・加熱最高温度 850°C を除いて、採取部位の裏面側・板厚中心・表面側の引張強さの傾向は、反加熱側である表面側で母材値を上回る。

3) 衝撃試験

衝撃試験の結果は、加熱最高温度 600°C においては、冷却開始温度 600°C と 500°C に差異はなく、母材のミルシートの値 218J (表-3)および今回の試験値 201J (表-7)とほぼ同程度である。板厚部位では裏面側で高い傾向にある。加熱最高温度 850°C 、冷却開始温度 650°C においては、全ての板厚部位で母材の値を上回っている。

4) 硬さ試験

加熱最高温度 600°C においては、いずれの冷却方法においても、加熱側で $\text{Hv}(10) 30$ 程度の硬度低下が発生している。これは、丸棒引張試験の結果と合致している。

加熱最高温度 850°C 、冷却開始温度 650°C では、板厚全体に渡って、 $\text{Hv}(10) 20$ 程度の硬度低下が発生し、特に板厚中心部で約 10mm の範囲で $\text{Hv}(10) 230$ になっている。この部位の丸棒引張試験の結果は、最も低い値となっている。

5.まとめ

本鋼材は、機械的性能・化学成分は材料仕様を十分満足し、ミルシートの値とも良く一致している。特に、板厚（Z）方向の引張も良好な性能を有しており、マクロ・ミクロ試験および清浄度試験も良好な結果である。

本鋼材を溶接施工する場合の予熱温度については、Y形溶接割れ試験の結果より予熱温度は75°Cで十分である。また、最高硬さ試験の結果と合わせて考えると、手溶接で溶接する場合はより注意が必要であると思われる。

製作による変形を加熱矯正する場合は、最終調質温度である600°Cを上限とし、冷却方法は空冷とせず、水冷とした方が強度確保がなされる。最高加熱温度をSN490級鋼材の上限値である850°Cとした場合も、引張強さは低下するものの、全厚引張試験では材料仕様の下限値内に収まっている。いずれの場合も、衝撃性能の低下は発生していない。今回の板厚32mmの加熱矯正試験ではこのような結果が得られたが、それぞれの実工事においては、供試板厚・最高加熱温度・加熱方法・冷却方法等をそれ

ぞの実施工に合わせた試験を行うのが良いと思われる。

以上で報告を終了する、実施工はこれらの試験結果を踏まえ、更に実大ボックス施工試験を実施し、必要なデータを採取してから行う予定である。溶接試験の結果については次回、報告致します。

試験を実施するに当たり、御協力頂いた株式会社フジタ、新日本製鐵株式会社の関係各位に心より感謝申し上げます。

＜参考文献＞

- 1) 成宮隆雄, 青木清, 百瀬敏彦: 最近の高張力鋼強度化方法とHT80について, 宮地技報 N.O. 9, 1993
- 2) 岡田忠義: 耐震設計と新しい金属構造材高性能鋼, 建築技術, 1996. 2
- 3) 新日本製鐵株式會社: 建築構造用高性能80K鋼(BT-HT620鋼板), 1997年1月

1997.10.31 受付

グラビア写真説明

花渕山2号橋

国道108号は石巻市を起点として秋田県本荘市に通ずる道路であり、鳴子町荒雄湖東側では幅員6mで起伏が激しく、カーブも多い。冬期間は2mもの積雪に見舞われ安全な交通確保ができないいうえ、観光シーズンには栗駒リゾート地域の中心となる鳴子温泉郷の交通渋滞が激しいため、新たに荒雄湖の西岸にバイパスを建設しています。

花渕山工区は鳴子町古戸前を起点として荒雄湖西岸沿いを通り同町寒湖で国道108号に接続する計画で、路線上には橋梁11ヶ所、トンネル6ヶ所があり、その内の花渕山2号橋を当社が施工しました。

なお、上部工架設の発注が冬期のため積雪に見舞われ、現地代理人は苦労されたようです。

(田村)

鎮川水管橋

鎮川は東筑摩郡朝日村の山中を源とし、梓川に合流しています。最近は河川敷を利用して、町民の娛樂施設としてパーゴルフ場、ゲートボール場等が設けられていますが、この鎮川水管橋の上下流にもパーゴルフ場等が設けられ、休日には家族連れでバーベキューをする姿が見受けられます。アルプスグリーン道路に架かる中沢橋に寄り添うように架けられた99.6mのスマートでうす緑色の水管橋は、四季の田園風景に溶け込み、行き交う人の目をなごませています。

(鳴沢)

報 告

鉄骨柱の現場横向き溶接口ボットの施工報告

Robots for Horizontal Field Welding of Steel Columns

櫻井謙次^{*1} 鳴沢明雄^{*2} 大月真一^{*3}
Kenji SAKURAI Akio NARUSAWA Shinichi OTSUKI

Summary

This paper reports on horizontal welding performed by robots in the field. The robots were operated for two experimental properties: to improve the operation rate of robots when more than one (two units in this case) is used; and to extend the application of robots to welding external columns.

キーワード：溶接口ボット、鉄骨柱

1. まえがき

前報(宮地技報No.11号)では、ロボットの実工事への初めての導入結果および問題点と、その改善について報告した。今回は改良ロボットを用いて以下に述べる2点を主目的として実工事でのデータ採取を行った。

施工目的は、前回の施工がロボット動作確認およびソフト改良のためのデータ収集を主目的としたのに対し、今回は複数台数(2台)を用いて、ロボット稼働率向上に対する問題点の把握と、ロボット溶接の外周柱への適用拡大とした。

2. 溶接施工

(1) 作業期間および施工対象

現場での溶接施工は、1997年2月の11日間で行った。
表-1に準備から片付けまでの作業工程表を示す。

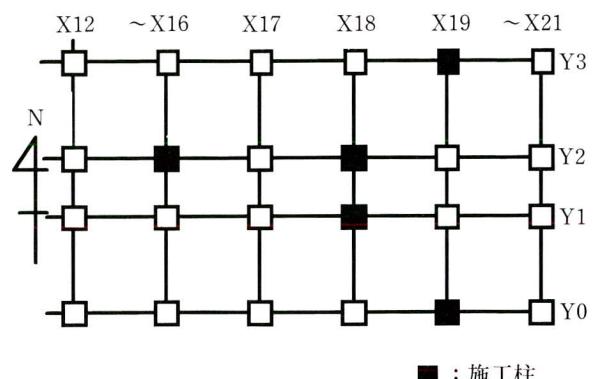
施工対象は図-1の平面図に■印で示された内柱3本、外周柱2本の合計5本である。また、現場作業は、炭酸ガス半自動溶接の有資格者で、かつロボットオペレーター教育を受けた2名で行い、内1名が溶接口ボット操作、他の1名が補助作業を行った。

表-1 作業工程表

日程	準備	柱記号					片付
		X19Y0	X18Y1	X18Y2	X19Y3	X16Y2	
1日目	—						
2日目	—						
3日目		1					
4日目		1					
5日目		1					
6日目		UT	2				
7日目			2	1			
8日目			UT	1	2		
9日目				UT	2	1	
10日目					UT	1	
11日目						UT	

注：表中の1は1号機ロボット、2は2号機ロボットを示す。

UTは超音波探傷検査を示す。



■ : 施工柱

図-1 平面図

*¹松本工場製造部生産技術課

*²松本工場製造部長

*³松本工場製造部製造課

(2) 開先形状および実測値

現場溶接部の開先形状を図-2に示す。柱主材の板厚およびルート間隔実測値を表-2に、上下柱の柱角部での目違の実測値を表-3に示す。目違については溶接ソフトの必要入力箇所数が4点であるので1溶接線の両端を測定し、隣接する測定箇所の平均を入力値とした。なお、表-3中の+寸法は上柱出寸法、-は上柱入寸法を示す。

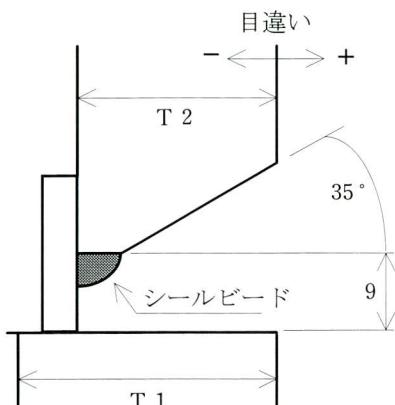


図-2 開先形状図

表-2 板厚及びルート間隔実測値

柱記号	下柱 (T1)	上柱 (T2)	ルート間隔
X16Y2	28 mm	25 mm	12.5 mm
X18Y1	28 mm	25 mm	11.5 mm
X18Y2	28 mm	25 mm	12.5 mm
X19Y0	32 mm	28 mm	12.5 mm
X19Y3	32 mm	28 mm	12.0 mm

表-3 目違い実測値

柱記号	目違い (mm)			
	東北・東南	西北・西南	北東・北西	南東・南西
X16Y2	-1.5, -0.5	-0.5, -1.5	+2.0, +0.5	-3.0, -0.5
X18Y1	-1.5, -2.0	-1.0, -0.5	-1.5, 0.0	0.0, -1.0
X18Y2	-1.0, -0.5	0.0, -1.0	-2.5, -3.0	+1.0, +2.5
X19Y0	-1.0, -1.5	+0.5, -1.0	-1.5, -1.0	-0.5, 0.0
X19Y3	-1.5, -1.5	0.0, 0.0	-1.5, -2.0	0.0, -0.5

(3) 作業工程

現場への溶接機器搬入後の外部装置との接続～溶接作業～片付けまでの一連の作業の流れを図-3に示す。

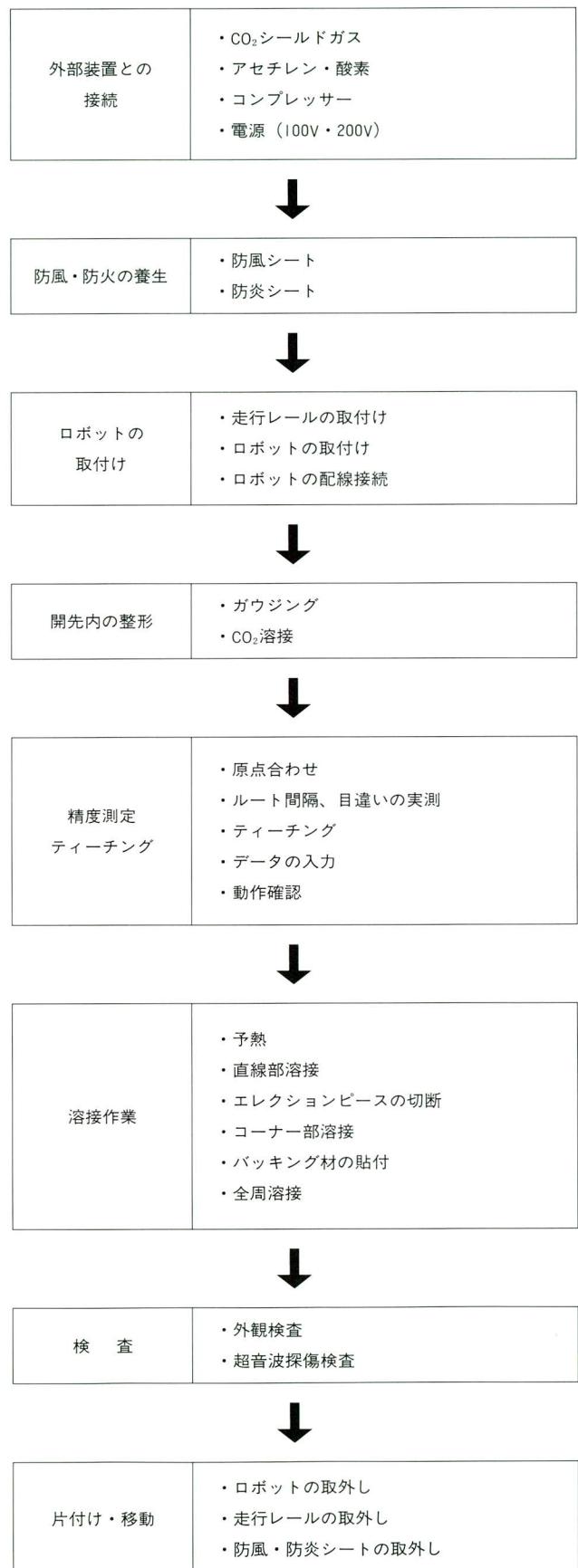


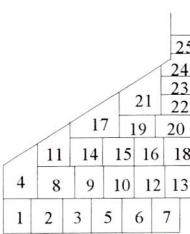
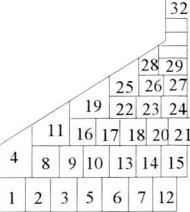
図-3 工程チャート

3. 施工結果

(1) 積層結果

積層形状及び各パスの内容について表-4に示す。積層数は、内柱25パス、外周柱32パスである。また、上柱面が下柱面より2mm以上出ている部位においては、全周溶接のワイヤー狙い位置および溶接速度入力値のデータ変更を行った。

表-4 積層形状及び各パスの内容

柱記号	積層形状	各パスの内容
X16Y2 X18Y1 X18Y2 (内部柱)		①1~4 (カスケード溶接) ②5~12, 14~19, 21 (全周溶接(自動)) ③13, 20, 22~25 (全周溶接(データ変更))
X19Y0 X19Y3 (外周柱)		①1~4 (カスケード溶接) ②5~14, 16~19, 22~26 (全周溶接(自動)) ③15, 21, 27~32 (全周溶接(データ変更))

(2) 外観検査・超音波探傷検査

ティーチング作業を写真-1に、溶接作業を写真-2に示す。また、積層途中の写真を写真-3に、外観写真を写真-4, 5に示す。表-5に示したようにいずれも外観および超音波探傷検査の結果は良好であった。

(3) ロボット稼働率向上のための考慮点

ロボット2台を使用しての前準備～溶接～検査～移動までの1サイクルを図-4に示す。図からロボットによる溶接作業時間は全体の25%であり、また溶接作業時間内のアークタイムは約250分であったことから、1サイクル中のアークタイム率は17%となり、必ずしも良好とは言えず改善が必要である。アークタイム率向上のために以下のような改善策が考えられる。



写真-1 ティーチング作業

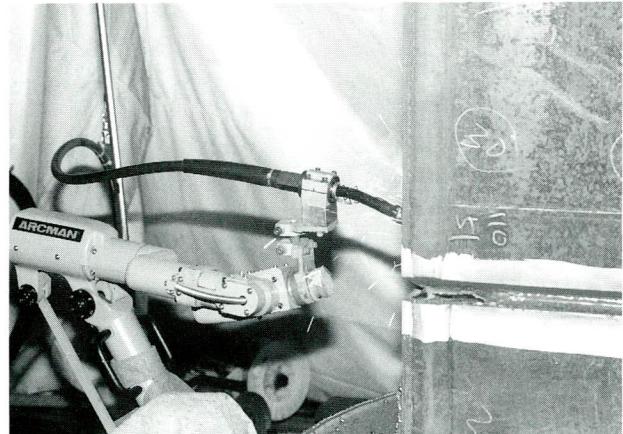


写真-2 溶接中

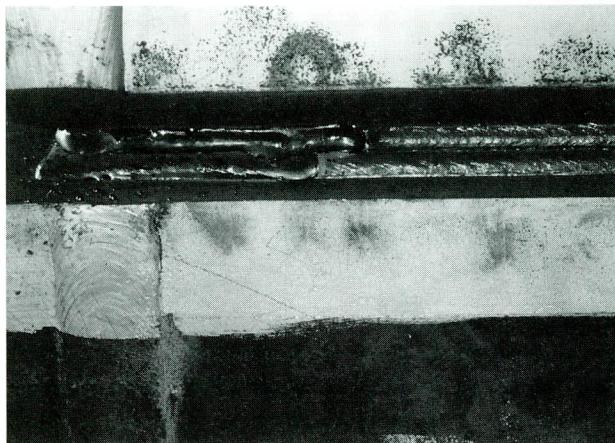
1) 溶接前準備作業の簡略化による時間短縮

(a)防風養生の簡略化

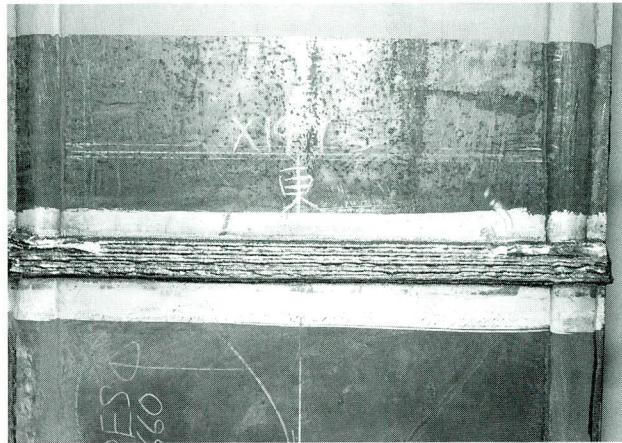
写真-6に示した防風養生から分かる通り、ロボットアーム稼働範囲全体を覆う必要から、約4m×4m、高さ約2.5mと広範囲になるため養生に時間を要している。簡便な着脱方法を考案する必要がある。

(b)開先内の整形の簡略化

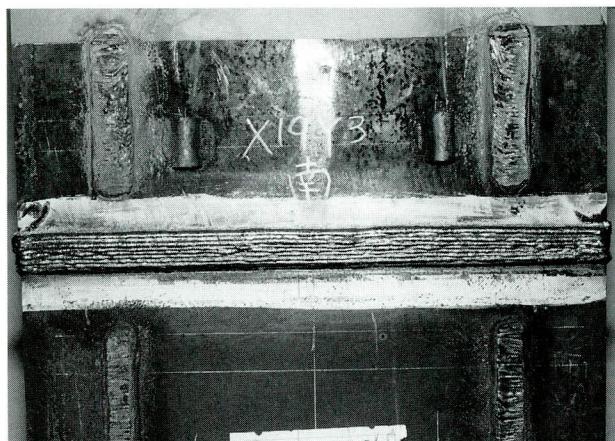
建て方後の溶接までの期間における、開先内への自然吸湿は避けがたい問題である。これに起因した初層溶接部の欠陥、とりわけブローホールの発生防止策は幾つかの方法が提案されているが、未だに決定策の無いのが現状である。人による炭酸ガス半自動溶接がそうであるように、ロボット溶接においても初層溶接部のブローホールの防止は大きな課題である。開先内の整形の簡略化については、今後、開先形状・裏板形状および積層方法等の改善を行うための試験が必要である。



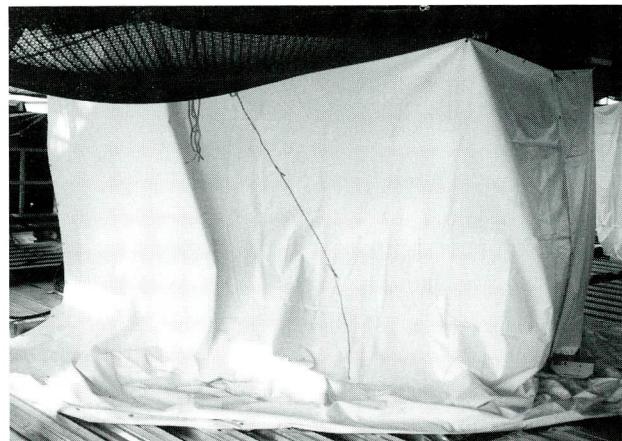
写真－3 外観写真（カスケード溶接）



写真－4 外観写真（X19Y3東）



写真－5 外観写真（X19Y3南）



写真－6 防風養生

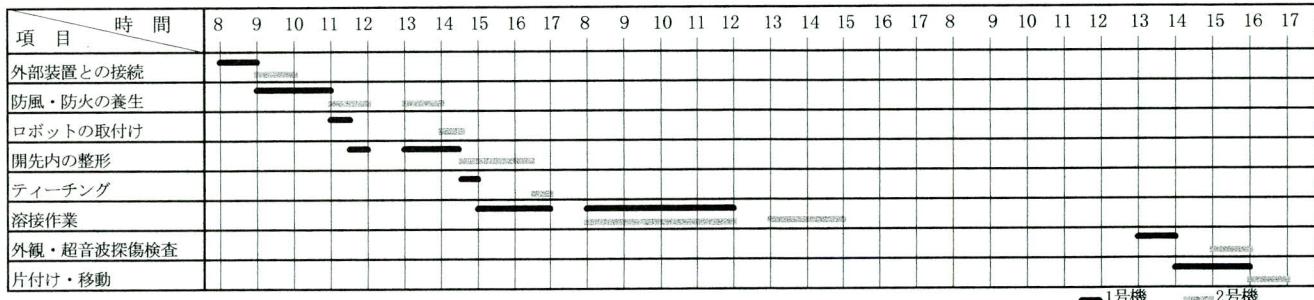
表－5 検査結果一覧表

柱記号	外観検査	超音波探傷検査
X16Y2	合 格	合 格
X18Y1	合 格	合 格
X18Y2	合 格	合 格
X19Y0	合 格	合 格
X19Y3	合 格	合 格

2) 溶接作業の効率化

(a) ロボット稼働中の無監視化

ロボットが稼働中にトラブルを発生した場合のアラーム機能の改善等を検討し、無監視化することにより、アーカタイム率向上が図れると思われる。また通常、柱現場溶接時の床はデッキプレートの状態であり、ケーブルの円滑な旋回のため、前回同様に作業用の平板敷きを行つ



図－4 稼動サイクル

たが、更に改善が必要と思われる。

(b)仕上げ層の完全自動化

良好な仕上げ外観を確保するため、上柱面が下柱面より2mm以上出ている部位においては、場合によって一部マニュアル操作が必要となり監視が必要であった。今後、目違い寸法を考慮したソフト改良が求められる。

3) 溶接後の超音波探傷検査の時期

今回はロボットの移動を超音波探傷検査後としたため、本検査が溶接工程上クリティカルになっている。レールを1セット増やすことで、超音波探傷検査前に次の柱へロボットの移動が可能となり、今回の検査結果が良好であることから、今後は超音波探傷検査前に移動しても問題ないと思われる。また、稼働率向上のために、万一の欠陥発生における補修作業は、人による炭酸ガス半自動溶接とする等の考えも必要と思われる。

4) 適用板厚の検討

柱板厚の大小による溶接前後の段取り時間に差異はなく、柱板厚が薄い程、溶接稼働率は低下する傾向にある。今回の柱板厚が25mmあるいは28mmと薄かったことも、アークタイム率の低かった一因である。自動溶接には概ね40mm以上が適していると思われる。

(4) 外周柱溶接に対する考慮点

外周柱の溶接も施工に必要な足場が確保されれば、内柱と同様に溶接施工できることが確認できた。しかし、内柱に比べ外周柱では、上下からの風の吹き込みが強いため防風養生には特に注意が必要であった。

本ロボットを使用するためには、図-5に示すようにロボットの旋回スペースを確保するため、柱外面より約1600mm×3800mmの跳ね出しステージが要求される。

また、本体鉄骨から若干の取り合いピースを要するので現場担当者との事前の打ち合わせが必要である。また、外周梁には通常、建物の外壁取り付け下地材(PCファスナー)が取り付けられ、ロボットの作動範囲と干渉する。従って、溶接完了後に現場取り付けとする必要がある。

(5) 現場でのロボット使用の考慮点

今回のロボット使用で、人による炭酸ガス半自動溶接と比較して、特に考慮すべき事柄として以下のことが分かった。

①ロボットの制御機器およびケーブル搬送のため、機器置場は出来るだけ溶接作業箇所に近い場所に設置することが必要であり、結果的に溶接稼働率の向上に結びつく。設置場所が遠距離になった場合、他の作業場との交錯によるケーブルの損傷が懸念される。また、特にフロアが異なる場合はケーブルの引き回しによるロス時間も大きくなる。制御ケーブルの軽量化を計る必要があると思われる。

②ロボット機器のトラブル発生は直ちに稼働率を低下させ、しいては工事全体の工程に影響するので、ロボットの取り付けおよび移動作業に際しては、ロボットアームの軸ずれ等には特に注意する必要がある。

③外周柱溶接用の足場ステージの移動については、溶接稼働率向上のため、溶接工程に見合ったタイミングでの移動が大切であり、安全かつ出来るだけ着脱の容易な方法を考案する必要がある。

④建て方精度については、上下柱面の目違いを2mm以下にすることで、良好な仕上げ外観を確保すると共に、ロボットの監視を不要とし、アークタイム率の向上に結びつくと思われる。

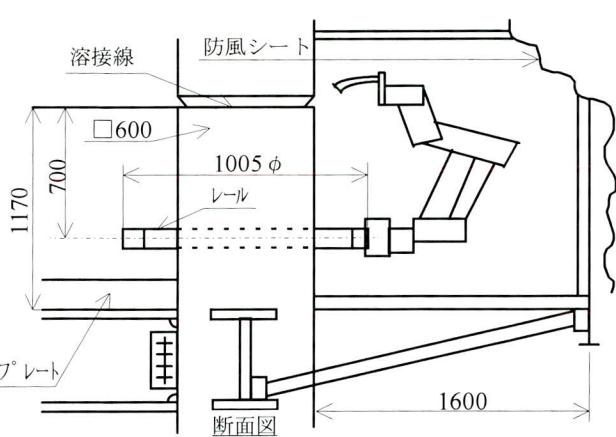
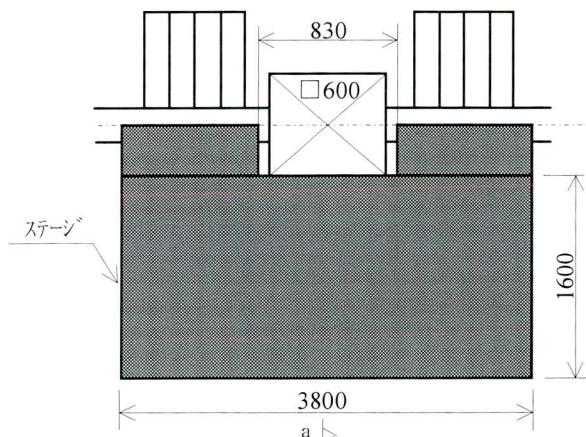


図-5 外周柱施工足場図

4.まとめ

今回の施工により溶接部の品質は、外観および内部品質いずれも良好な結果であり、溶接電流・速度・積層方法等の溶接条件は適切であることが分かった。

また、今回の施工目的の一つである、外周柱へのロボット溶接の適用拡大は達成されたと思われる。

反面、複数台使用による溶接稼働率の向上のためには、以下に述べる問題点が明らかになった。

- ①溶接前の準備作業の時間短縮
- ②アークタイム率の向上
- ③溶接後のロボット移動時期の改善
- ④ロボット溶接施工のための建方精度の確保
- ⑤ロボット溶接施工のための周辺環境の整備

・機器置場

・外足場の移動時期

今後これらの改善を行っていく必要があると考えられる。以上で、現場横向き溶接ロボットの現場導入における第2報の報告を終了する。

最後に本施工を実施するに際し、御協力頂いた(株)フジタの工事作業所、研究所および(株)神戸製鋼所の関係各位に深く感謝致します。

〈参考文献〉

- 1) 大月真一、鳴沢明雄：鉄骨柱の現場横向き溶接ロボットの開発、宮地技報No.11, 1995
1997.10.31 受付

グラビア写真説明

西浦和跨線橋架設工事

本工事は、高速5号線と東京外環自動車道が交差する美女木ジャンクションの起点から大宮バイパスを北上してJR東日本武藏野線を跨ぐ位置に、5径間連続鋼床版箱桁の内1径間（スパン70m）の桁架設、壁高欄コンクリート並びに防音壁の設置等の施工を行いました。

桁架設については、クレーン・ベンド架設、手延機による送り出し架設、縦移動・横取り架設の3つの工法にて行いました。

なお、高速大宮線は平成10年5月に与野ジャンクションまで暫定開通される予定です。

(中野)

多々羅大橋

平成9年9月に桁の閉合を終えた世界一の超大斜張橋、多々羅大橋は平成11年春の開通に向け、現在急ピッチで工事が進んでいます。

桁高2.7mのスレンダーな断面形状、高さ220mのスマートな逆Y字主塔、21段の繊細なケーブル形式で瀬戸内の美しい島々の中にその華麗で雄大な姿を誇っています。

中央径間世界最長（890m）である本橋は設計・製作・架設各々に様々な工夫がこらされており、中央径間にに対して側径間が短い点は、側径間端部にPC桁を配し、死荷重のアンバランスをカバーしています。ケーブルはレインハイブレーション対策としてディンプル形式を用い、架設についても斜ベント、バランシング架設、主桁直下吊り架設など高度な技術を採用しています。

主桁の製作においては、特に鋼床版の疲労対策のため、各種実験に基づいて強度を増した溶接方法が採られています。

(藤田)

報告

ゴム支承を採用した多径間連続桁橋における支承の据付検討と架設時挙動（母袋高架橋）

Considerations of Setting Bearings in Constructing a Multiple-Span Continuous Bridge with Rubber Bearings and Post-Construction Behavior of the Bearings (Motai Viaduct)

本田 政樹* 伊藤 徳昭**
Masaki HONDA Noriaki ITOH

Summary

Using a nine-span continuous box girder bridge (the Motai Viaduct) as an example, this paper describes the features of bearings, items to be confirmed or considered before and during construction of the bridge, a method of improving accuracy in girder production, ideas for setting bearings, and measured behavior of bearings after the bridge was completed.

キーワード：反力分散支承、多径間連続化、精度管理、温度管理

1. まえがき

平成8年12月に道路橋示方書が改訂され、桁橋の支承にはゴム支承を用いることを推奨している。ゴム支承には、その機能から見て免震支承と反力分散支承の2種類あり、いずれも垂直方向、水平方向にバネ支持されている構造であるが、特に水平方向には、橋体形状の影響によりかなり自由に変形してしまうものである。従ってゴム支承を常温（+20°C）時に正規の位置に納めるには、その据付方法の検討が必要となる。国道18号線の長野市内に建設された母袋高架橋は、反力分散支承を用いた9径間連続箱桁橋でトラッククレーンベント工法一方向架設で架けられたものであるが、この高架橋で行った工事項目と桁の動き（実測結果）を報告する。母袋高架橋の設計条件（表-1）及び、一般図（図-1）と断面図（図-2）を示す。

2. 反力分散支承の留意点

本橋は、景観設計に重点が置かれ、9径間での橋脚断面の統一が図られたため、反力分散支承が採用された。

下部工と支承を写真-1、写真-2に示す。

反力分散支承の採用にあたっては以下の留意点が上げられる。

①橋脚高さが不均一（剛性のバラツキ）が有ってもゴム

厚さを変化させる事により各橋脚への水平力の大きさを調整できる。

②上部工と下部工が弾性体であるゴムで連結しているた

表-1 設計条件

基 本 条 件	路線名	国道18号（篠ノ井バイパス）
	道路規格	3種Ⅰ級
	設計速度	V=60kg/h
	平面線形	クロソイド(A=260m)+単円(R=450m)+クロソイド(A=260m)+直線
	縦断勾配	0.1975% + 5.000% + 0.411% + 5.000%
	横断勾配	2.0%山形勾配 + 4.0%片勾配 + 2.0%山形勾配
	活荷重	B活荷重
	橋長	420,000m
	幅員	1.75 + 3.50 + 0.25 + 0.75 + 0.25 + 3.50 + 1.75 = 11.75m
上 部 構 造	交差道路	上千田交差点：県道三才大豆島・中御所線 母袋交差点：群計道3,4,30
	橋梁形式	9径間連続非合成箱桁
	径間割	46.9+52.0+5@46.9+48.0+40.9
	舗装	アスファルト t=8cm
	高欄	鉄筋コンクリート製壁式
	雪荷重	なし
	添架物	なし
	使用材料	SS400, SM490Y, SM570
	支承形式	水平力分散型支承
下 部 構 造	橋台形式	逆T式橋台
	橋脚形式	柱式橋脚
	基礎形式	場所打ちコンクリート杭 φ1000
	支持地盤	砂礫層
	使用材料	コンクリート： $\sigma_{ck}=210\text{kg}/\text{m}^2$ 鉄筋：SD295
	裏込土	単位重量： $\gamma=1.8\text{t}/\text{m}^3$ 内部摩擦角： $\phi=30^\circ$
	適用示方書	道路橋示方書（I～IV：平成6年2月） (V : 平成2年2月)

* 千葉工場生産設計部生産設計第二課

**千葉工場生産設計部生産設計第二課長

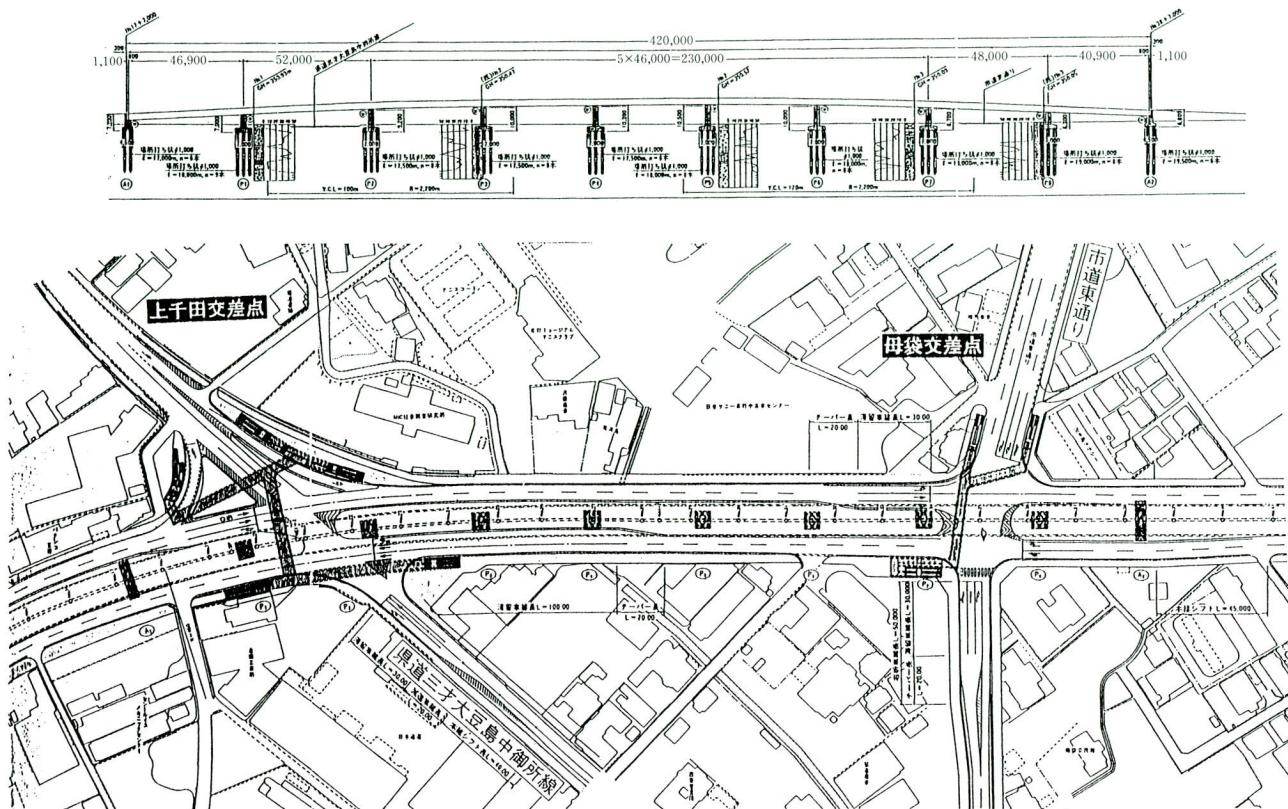


図-1 一般図

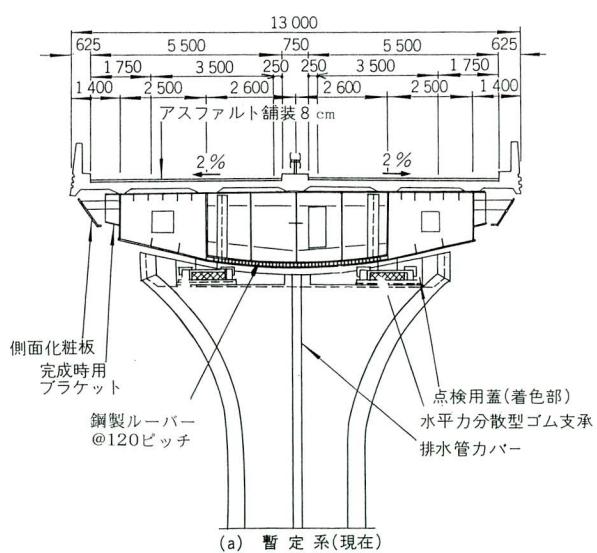


図-2 断面図

め、ゴム支承が破断しない限り落橋しない（橋台部の桁かかり長が確保されていれば）

③橋軸方向の移動量が大きくなるため、桁遊間量が大きく橋台寸法も大きくなる。

④ゴムの圧縮強度が 80Kgf/cm^2 と小さいため、支承の平

面寸法がおおきくなる。さらに、近年のように下部工に景観上の意匠を施す場合は現場作業スペースの確保が困難となる場合がある。

⑤曲線桁の場合、桁端部の温度時の移動方向を解析し支承設置方向と伸縮装置のフィンガー方向を一致させる。

⑥桁架設時のセットバック装置を用意する（標準温度と施工時温度との差を強制的に移動）。

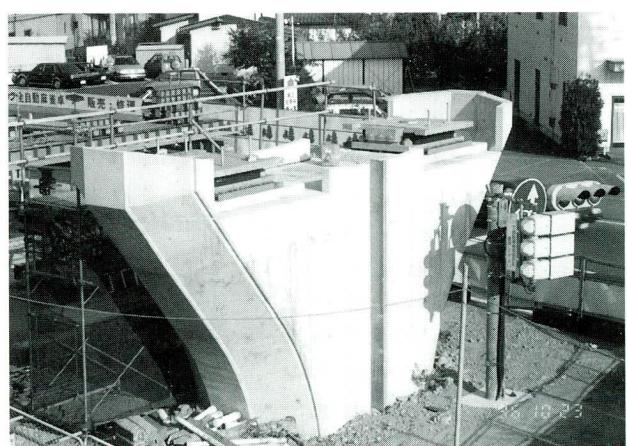
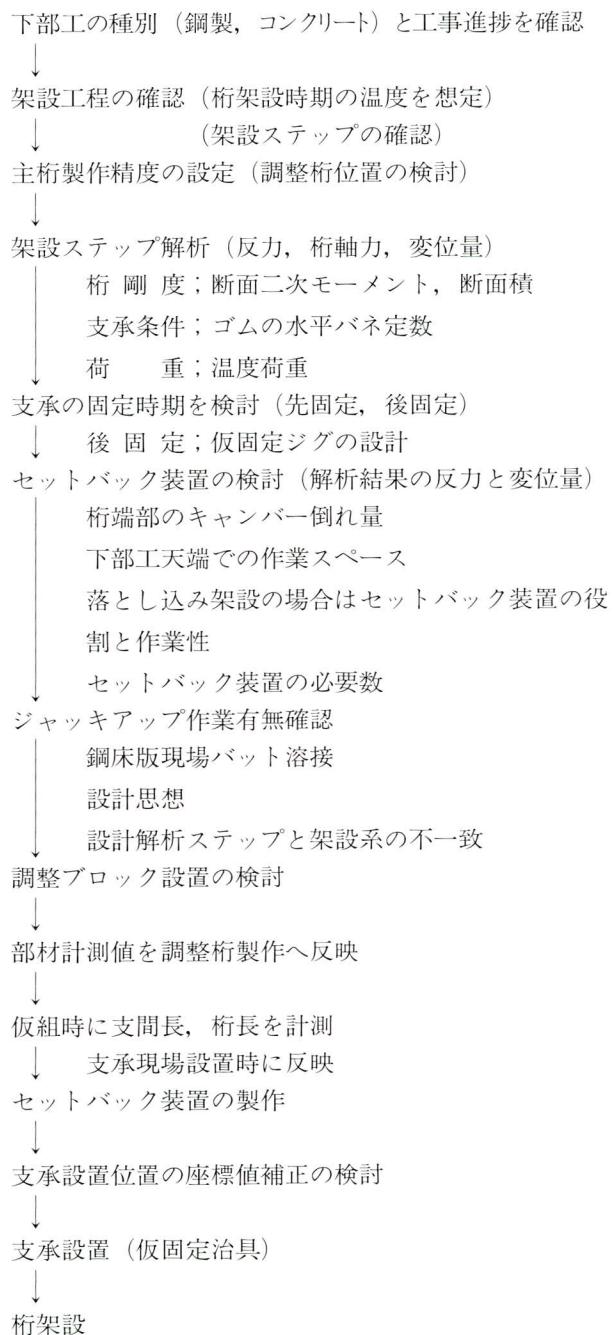


写真-1 下部工

3. 検討項目とフロー

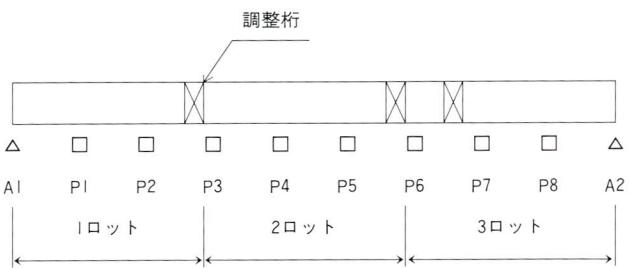


4. 橋長としての製作精度

本橋の製作は全体を3ロットに分割し、各ロットに1ブロックの調整桁を設置した。各ロットの部材製作後に部材長を測定し、3径間分としての製作誤差を調整桁長に反映した。このような手順を3回繰り返し全長としての誤差の消去に努めた。結果として全長で約+10mm誤差であった。調整桁の設置個所を図-3に示す。



写真-2 ゴム支承



5. 架設

(1) 架設ステップ

本橋の架設は、トッラッククレーンベント工法で、P7橋脚の完成が最後となるため、A1側からA2側へ向かっての一方向架設とした。架設途中の段階は、2箇所の交差点部（P1～P2, P7～P8）について落とし込み架設を行いつつ、3径間から逐次径間数を増し9径間に至る工法である。架設ステップ図（図-4）から解るように、架設の進展に従って不動点が別の位置に変わる。不動点は変位δの符号の変化する間に存在し、架設途中段階における両側の弾性支承のはば中間に位置する。そして、標準温度20°Cと施工時の温度差分が上部工の伸縮分となり、中間支点上部ブロックの架設時にソールプレートと上沓にずれを生じる。このずれ量に対し、支承にセットバック装置（写真-3）を取り付けて上沓を強制的に移動して、桁と支承をセットボトルで連結後にセットバック装置を解放する。架設の進展に伴い同一の作業を各橋脚毎に繰り返し行った。

施工時の温度が標準温度から離たっていくことと、施

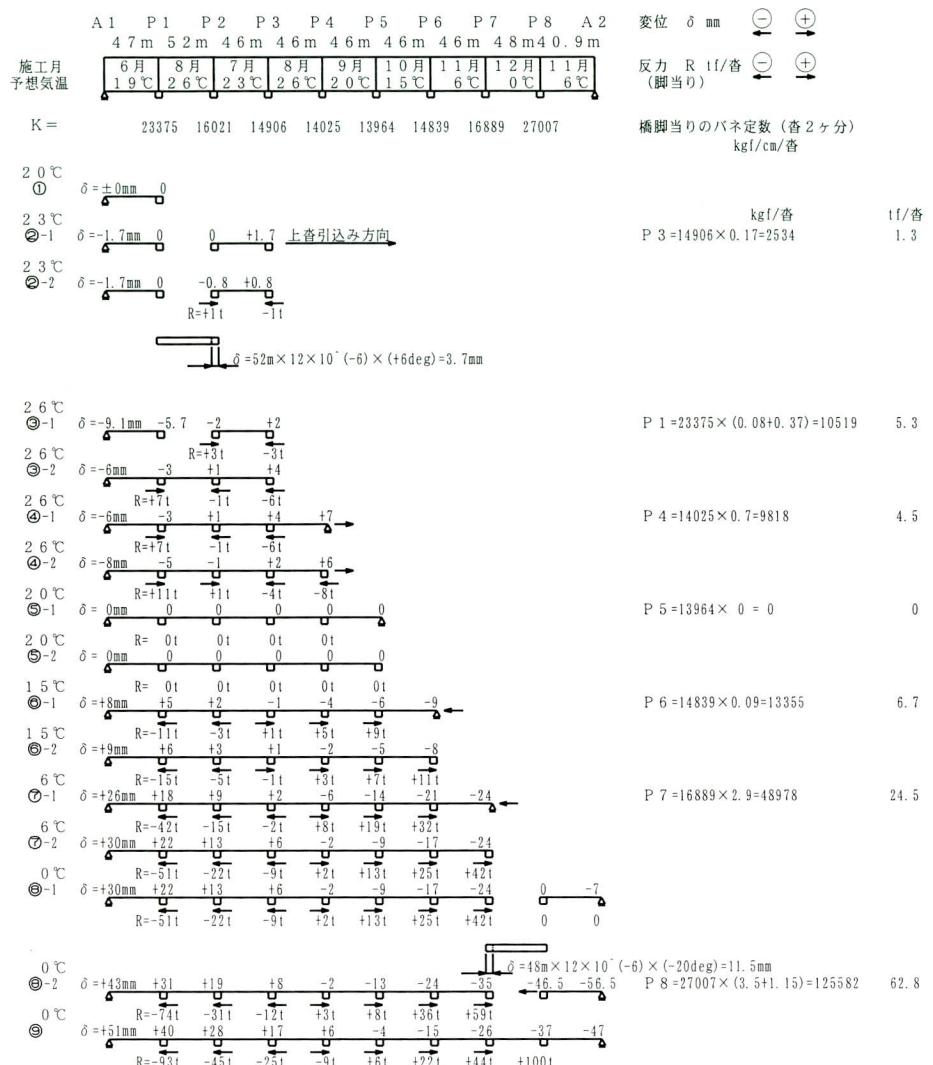


図-4 架設ステップごとの水平変位および水平反力

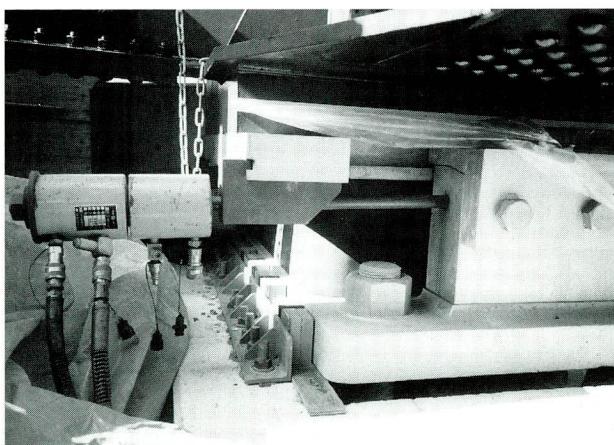


写真-3 セットバック装置

工延長が長くなるに従ってずれ量が増大する。これは、後に述べる実測結果からも言えることである。

(2) 支承の固定

支承部は、施工期間中、常に支承部に水平反力(図-4)が発生する。また、架設中における地震対策として、下沓は仮固定する必要がある。さらに、本橋の支承固定(無収縮モルタルの打設)は、桁架設完了後としたため、無収縮モルタル硬化中にも温度昇降により桁の移動が考えられ、支承を固定するために仮固定治具(写真-4)を設置した。



写真-4 仮固定治具

6. 温度における桁の動き

各支点の死・活荷重合計鉛直反力値 R (tf/沓)、せん断バネ定数 K (tf/cm/沓) および、各径間の施工月とその月の平均気温、移動量と水平反力の予想値を図-4のステップ図に示す。

図-5に架設途中における支点部の移動量を計測した3径間および5径間架設完了時の2ケースについて、3時間ごとに計測した桁温度、外気温度と支承部の動きを示す。この図から1日のサイクルで約30mm程度動いていることがわかる。

本橋は、9径間の架設完了後、温度による桁の動きを知るために、図-6の各位置における桁温度と橋脚位置における

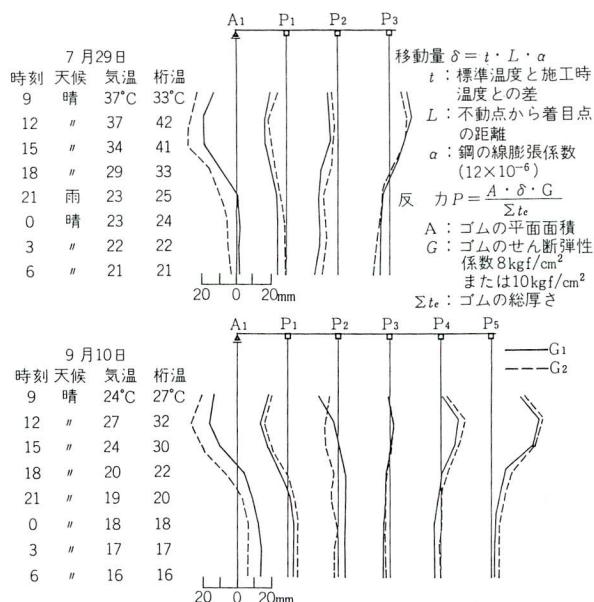


図-5 支承部の動き

ける移動量を計測（表-2, 3）した。

計測時の桁温度 (11°C , -2°C) における桁の移動量を計算した結果と、計測値を比較したものが、図-7, 8 である。

図-7, 8 より施工誤差、実測誤差等の要因はあるが、以下のような事がわかる。

- ①標準温度から隔たっていくほど (-2°C , 11°C)、ずれ量が大きくなる。
- ②不動点が、P4 ~ P5間にあり、不動点から隔たっていくにつれて、誤差が大きくなっている。

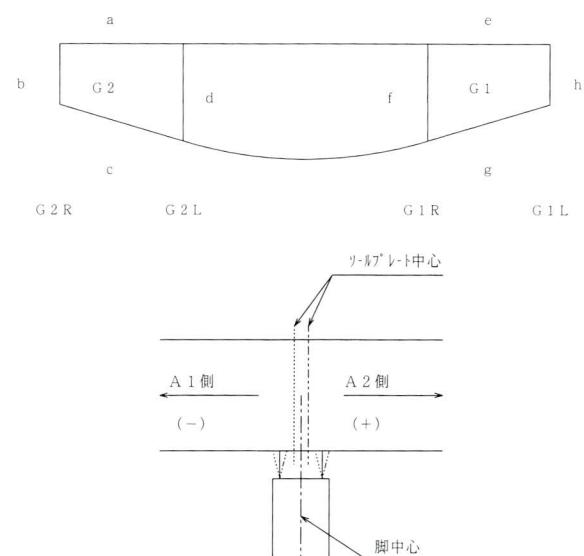


図-6 計測位置

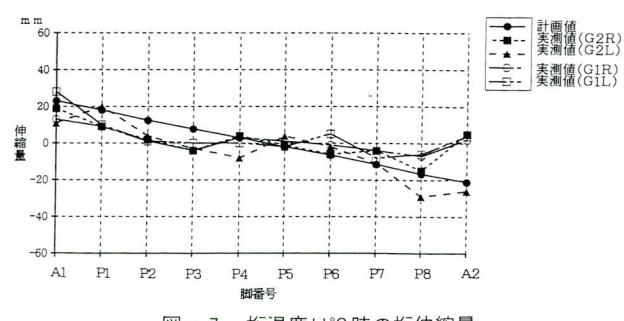


図-7 桁温度 11°C 時の桁伸縮量

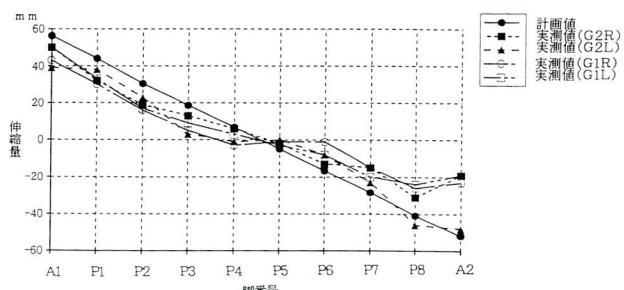


図-8 桁温度 -2°C 時の桁伸縮量

表-2 桁温度と移動量（その1）

12月13日 昼移動量測定時の桁温度 17時00分 単位：℃

桁温度11°Cの移動量 単位：mm

橋脚	温度	G 2				G 1				平均
		a	b	c	d	e	f	g	h	
A 1	13.5	11.0	10.3	11.3	12.9	11.1	10.7	11.3	11.5	
P 1	13.7	11.6	11.5	11.4	13.4	11.4	11.9	11.7	12.1	
P 2	12.9	10.9	11.0	11.0	12.8	11.3	11.2	11.5	11.6	
P 3	12.5	10.4	10.4	10.5	12.7	10.3	10.9	11.3	11.1	
P 4	12.1	10.4	10.6	10.3	11.8	10.5	10.9	10.9	10.9	
P 5	12.1	10.6	10.5	10.4	11.8	10.8	10.1	10.9	10.9	
P 6	10.8	10.1	10.1	10.2	10.4	10.2	9.7	9.6	10.1	
P 7	10.1	9.9	10.1	9.7	10.1	9.7	10.2	9.6	9.9	
P 8	10.2	9.9	9.8	9.3	10.6	9.8	10.0	9.7	9.9	
A 2		10.4		9.8		10.6		10.7	10.4	10.8

橋脚	移動量	計算値	実測値			
			G 2 R	G 2 L	G 1 R	G 1 L
A 1		23	19	11	13	28
P 1		18	9	20	9	10
P 2		12	2	4	1	1
P 3		8	-4	-3	-4	0
P 4		3	4	-8	3	0
P 5		-2	-1	4	1	-2
P 6		-6	-6	-2	-1	5
P 7		-12	-4	-11	-4	-8
P 8		-17	-15	-29	-7	-6
A 2		-21	5	-26	2	4

表-3 桁温度と移動量（その2）

12月14日 昼移動量測定時の桁温度 5時30分 単位：℃

桁温度-2°Cの移動量 単位：mm

橋脚	温度	G 2				G 1				平均
		a	b	c	d	e	f	g	h	
A 1	-4.0	-1.0	0.1	-1.2	-3.5	-1.1	-0.1	-0.6	-1.4	
P 1	-4.0	-1.2	-0.5	-1.7	-4.0	-1.5	-0.7	-1.0	-1.8	
P 2	-3.7	-1.0	-0.5	-1.2	-3.7	-1.5	-0.5	-1.0	-1.6	
P 3	-4.2	-1.2	-0.3	-1.5	-4.0	-1.4	-0.7	-1.0	-1.8	
P 4	-4.0	-1.3	-0.5	-1.2	-4.0	-1.3	-0.7	-1.3	-1.8	
P 5	-3.8	-1.3	-0.7	-1.3	-4.1	-1.5	-0.5	-1.5	-1.8	
P 6	-4.5	-1.4	-0.9	-1.8	-4.1	-2.1	-0.7	-1.3	-2.1	
P 7	-4.6	-1.3	-0.9	-1.7	-4.2	-2.0	-0.9	-1.3	-2.1	
P 8	-3.8	-1.2	-0.1	-1.2	-3.5	-0.7	-0.1	-1.1	-1.5	
A 2		-1.2		-1.4		-1.5		-1.1	-1.3	-1.7

橋脚	移動量	計算値	実測値			
			G 2 R	G 2 L	G 1 R	G 1 L
A 1		56	50	39	43	50
P 1		44	32	38	30	33
P 2		30	19	23	16	17
P 3		19	13	3	5	9
P 4		7	6	-1	-3	3
P 5		-5	-2	0	-1	-3
P 6		-17	-13	-8	-1	-8
P 7		-28	-15	-23	-15	-20
P 8		-41	-31	-46	-26	-24
A 2		-52	-19	-48	-23	-19

③計算値と実測値を比較すると、全体的に計算値より小さい値が得られた。これは、実際のせん断バネ定数と、計算に用いたせん断バネ定数の違いによるものと考えられる。

④計算値とは多少の違いはあるが、各測定位置では同様の結果が得られているので、大きな実測誤差（桁の伸縮量、温度の読み取り誤差）は、考えられない。

⑤-2°C、11°CでA 2 橋台は、実測値との差が大きいため、沓位置の修正を行った。

り、年末の開通に向けて最終段階を迎えようとしている。

本工事の施工にあたり長野国道工事事務所の方々をはじめ多くの方々のご協力に感謝致します。

〈参考文献〉

- 1) 日本道路協会；支承便覧、平成3年7月
- 2) 皿井ら；母袋高架橋の径間設計、構造工学論文集 Vol. 42A, 1996年3月

1997.10.31 受付

7. 終わりに

現在、母袋高架橋は床版工事が終了し、舗装工事中である。

既設鋼製橋脚の耐震性向上に関する設計

Earthquake Resistance Improvement Design for Existing Steel Piers

佐久間 正 和^{*1} 飯 村 和 義^{*2} 目 黒 大三郎^{*3}
Masakazu SAKUMA Kazuyosi IIMURA Daizaburo MEGURO

Summary

It is commonly known that the Hyogo-Ken Nanbu Earthquake damaged many bridges. Bridge damage caused by this earthquake differed in degree and manner. Investigation revealed that bridge collapses related to the event can almost always be attributed to the collapse or extreme deformation of their piers. This inspired a review of conventional seismic construction techniques and led to revision of Specifications for Highway Bridges Part V, Seismic Design. This paper describes the earthquake resistance verification procedure and special topics considered with regard to the earthquake resistance improvement work recently performed on the steel piers of existing bridges by Miyaji Iron Works on commission by the Metropolitan Expressway Public Corporation.

キーワード：耐震設計、鋼製橋脚、耐震性向上

1. まえがき

兵庫県南部地震により、多くの橋梁が被害を受けたことは周知の通りである。被害状況は種々雑多であるが、落橋という大きな被害を受けたケースを調べると、橋脚が崩壊または大変形したことに起因するものがほとんどである。これを機に耐震構造の検討がなされ、道路橋示方書V・耐震設計編（以下道示という。）の改訂に至っている。

鋼製橋脚の補強においては、被災メカニズムの確認および補強設計方法の確立を目的として、建設省土木研究所らにより種々の実験が行われ、限定された条件下での結果を得ている。

一方、首都高速道路公団においては、既設鋼製橋脚の耐震性向上工事のため、設計要領²⁾が出版されている。

本報では、今回我が社で行った首都高速道路公団の既設鋼製橋脚耐震性向上工事の耐震性照査手順および設計上の留意点をまとめ報告する。

2. 耐震性照査の基本方針

(1) これまでの耐震設計との相違点

これまでの鋼製橋脚（薄肉断面の構造物）の耐震設計

は、震度法を主体に行われてきた。震度法による設計は、いわゆる基本構造系に対する強度照査を基本としており、損傷を前提としない設計であった。

これに対して、兵庫県南部地震以後の耐震設計においては、同地震レベルの地震動に対して部分的に損傷が残ることはやむを得ないと考え、構造物全体で耐震性能をいかに確保するかという点に着目している。つまり、桁、支承、橋脚及び基礎それぞれに損傷を適度に分担させることにより、耐震性能を確保しようと考えている。この考えをふまえ、鋼製橋脚の耐震設計においても損傷部位をどこにするかを明確にしていくこと（制御断面の決定）が重要なポイントとなっている。

(2) 想定している地震動

保有水平耐力の照査を行うに当たっては、兵庫県南部地震時に観測された地震動が想定されている（道示でいうタイプII地震動）。この地震動は、地盤種別により以下の地点での地震動を補正し決定されている。

- 1) I種地盤・・・神戸海洋気象台
- 2) II種地盤・・・JR西日本鷹島駅
- 3) III種地盤・・・東神戸大橋

ただし、これらの地震動には修正を加えているところであり、使用する場合は最新のものであるのかを確認する必要がある。

*1技術本部設計部設計第三課

*2技術本部設計部設計第二課

*3富地建設工業㈱ 東日本橋梁事業部工事第一部橋梁工務第一課長

(3) 設計基本方針

本補強は、橋脚に対して大地震時に終局状態となる断面（制御断面）を設定し、その断面が地震力を吸収するものとし、他の重大な崩壊を防ぐ事を目的とする。

制御断面は、以下の2点を満足させる。

- ①降伏応力度以下で座屈しない断面とし、十分なじん性を確保する。
- ②大地震に耐えうる水平耐荷力を有する。

3. 設計概要

(1) 耐震性照査に用いる各種パラメータ

1) 座屈パラメータ： R_F, R_R

兵庫県南部地震における鋼製橋脚の損傷は、圧縮補剛板の座屈および角部の亀裂破壊がほとんどであった（写真-1）。

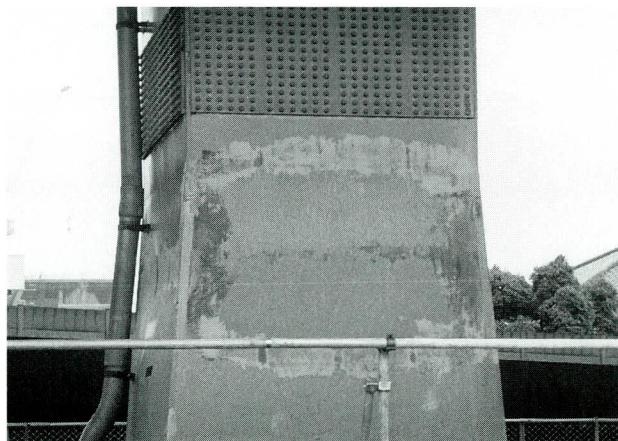


写真-1 矩形橋脚の損傷

この圧縮補剛板の座屈を左右する無次元幅厚比パラメータ(R_F, R_R)は、断面のじん性と密接な関係にある。

ここで、じん性は図-1に示すように最大応力をすぎてから破壊までの応力-ひずみ曲線の落ち具合で表すことができる。その落ち方が緩やかなほど、「じん性がある」と判断される。

座屈パラメータは、補剛板の座屈形態により以下の2種類に分類される。

①全体座屈パラメータ： R_F

図-2(a)に座屈形態のイメージを示す。

②局部座屈パラメータ： R_R

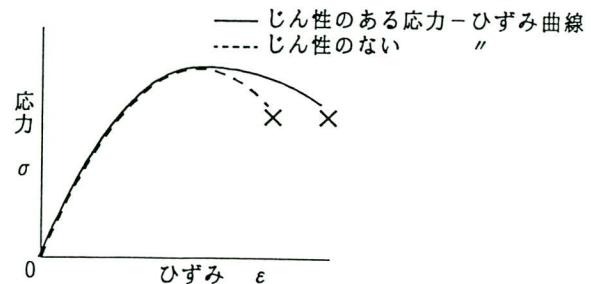


図-1

図-2(b)に座屈形態のイメージを示す。

2) 各断面の抵抗モーメント

各断面の照査に用いる抵抗モーメントは、以下に従って算出する(図-3)。この場合、全断面を有効と考える。

①既設断面の抵抗モーメント： M_{cr1}

$$M_{cr1} = (\sigma_{cr} - W/A) \times Z$$

ここに、

$$\sigma_{cr} = 1.0 \times \sigma_y \quad (R \leq 0.5)$$

$$= \sigma_y \times (1.5 - R) \quad (0.5 < R \leq 1.0)$$

$$= \sigma_y \times 0.5/R^2 \quad (1.0 < R)$$

σ_y ：鋼材の降伏応力度 (kgf/cm^2)

R ：最大幅厚比パラメータ

$$R = \max (R_F, R_R)$$

但し、 $R_F = \max (R_F(\text{web}), R_F(\text{flg}))$

$R_R = \text{web}, \text{flg}$ 別々

W ：等価重量 (3. (2) 1) 参照)

Z ：照査軸に対する断面係数 ($I/y : \text{cm}^3$)

A ：照査断面の断面積 (cm^2)

I ：照査軸に対する断面2次モーメント (cm^4)

縦リブ増設を行った場合断面に計上する。

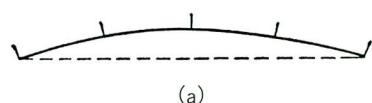
y ：照査軸から縁端までの距離 (cm)

②一般断面の抵抗モーメント： M_{cr2}

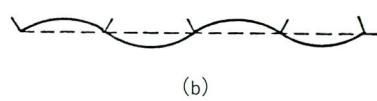
$$M_{cr2} = 1.15 \times M_y \quad (R \leq 0.4)$$

$$= M_y \times (1.75 - 1.5 \times R) \quad (0.4 < R \leq 0.5)$$

$$= M_{cr1} \quad (0.5 < R)$$



(a)



(b)

図-2 座屈の形態

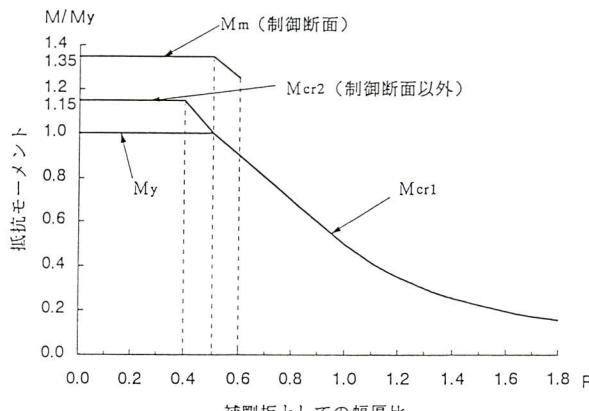


図-3 抵抗曲げモーメント

上記のように、 $R \leq 0.4$ の条件を満たす場合、全塑性状態まで期待できるものとする。このときの係数は、実験により与えられている。

③制御断面の終局抵抗モーメント： M_{mc}

制御断面は、終局状態まで期待できる断面とする。終局抵抗モーメントは、実験により以下のように与えられる。

$$M_{mc} = 1.35 \times M_{cr1}$$

ただし、以下の条件を満たすものとする。

$$R_F \leq 0.5, R_R \leq 0.6$$

3) アンカーボルトの抵抗曲げモーメント： M_a

アンカーボルトの抵抗曲げモーメントの算出に当たっては、基部コンクリートとアンカーボルトからなるをコンクリート断面と考えるRC方式にて算出するものとする。

①抵抗断面

基本的には、ベースプレート下面断面を有効とするが、アンカーボルトの耐力が厳しい場合は、根巻きコンクリートの構造を確認した上で根巻きコンクリート断面を有効とすることもある。

②抵抗曲げモーメント (M_a) の算出

圧縮側コンクリートのひずみが、終局ひずみ $\varepsilon_{cu}=0.0035$ に達する時、もしくは引張りボルトのひずみが、終局ひずみ $\varepsilon_{cu}=0.03$ に達する時のいずれか小さい方をアンカーボルトの抵抗曲げモーメントとする。

(2) 設計手順

設計フローを図-4に示す。

1) 等価重量の算出および水平力作用位置

等価重量は、下式より求める。

$$W = W_u + C_p \times W_p$$

W_u ：当該鋼製橋脚が支持している上部構造部分の重量
 C_p ：橋脚の等価重量算出係数 (=0.5)

W_p ：鋼製橋脚の重量

上式より算出した等価重量に等価水平震度を乗じた水平力は、橋軸方向を照査する場合橋脚天端に、橋軸直角方向を照査する場合床版下面に作用するものとする。

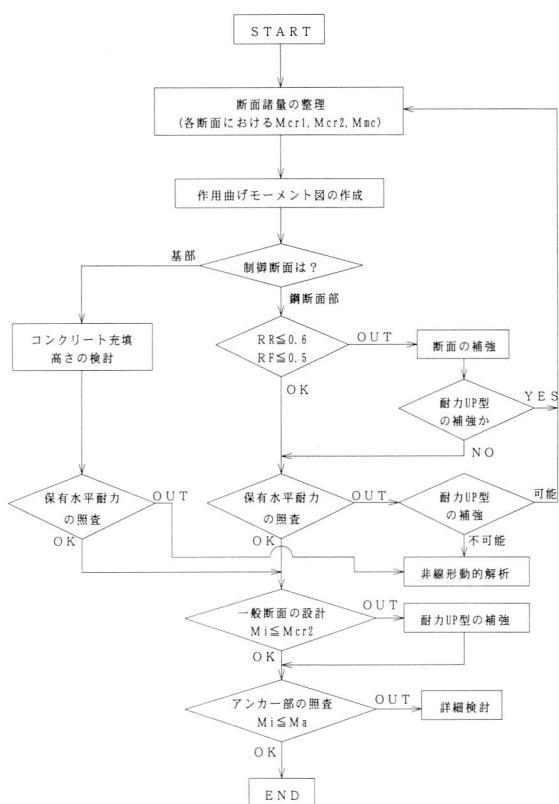


図-4 設計フロー

2) 制御断面の決定方法

制御断面は、じん性を考え有効長さを長くとり、かつアンカーボルトに対する影響を小さくするため、できるだけ橋脚の下方断面とするのがよい。また、各断面に作用する曲げモーメントは、制御断面での終局抵抗曲げモーメント (M_{mc}) から比例計算により求める。制御断面には、水平耐荷力の一一番小さい断面を選定する。制御断面は、下記の断面位置から選定される。

①橋脚基部

②中詰めコンクリート境界部

③境界部に一番近い断面変化点

図-5に、③境界部に一番近い断面変化点が、制御断面となる場合の例を示す。

また、図-4に示されるように耐力UP型の補強（縦リブ増設工法）を採用すると、作用曲げモーメント図をその都度描き直さなければならず、手戻りが生じてしまう。この手戻りを少なくするためには、座屈パラメータに着目し、あらかじめ断面を補強した場合の M_{mc} を算出しておくのがよい。

3) 補強工法の決定

補強工法は、抵抗曲げモーメントの大きさおよび座屈パラメーターに応じて決定する。

表-1に既設断面と補強工法の関係を示す。

図-6に各種補強工法の概念図を示す。

4) 制御断面の設計

座屈パラメータに応じて制御断面を補強することにより水平耐力とじん性を兼ね備えた断面とする。また、周期特性および応力の余裕率を反映させるため地震時保有水平耐力の照査も行い、耐震性を判定する。

5) 一般断面の設計

制御断面での終局抵抗モーメント(M_{mc})を生じさせる水平力を、上部工反力作用位置に置き換えて作用させた一般断面の作用モーメントが抵抗モーメント(M_{cr2})以下となるように補強する（下式）。

$$M_i \leq M_{cr2} \quad M_i : \text{作用曲げモーメント}$$

6) アンカー部の耐力

基部コンクリート圧壊時とアンカーボルト破断時の耐力のうち小さい方をアンカー部の耐力とし、これは基部での作用曲げモーメント以上でなければならない。

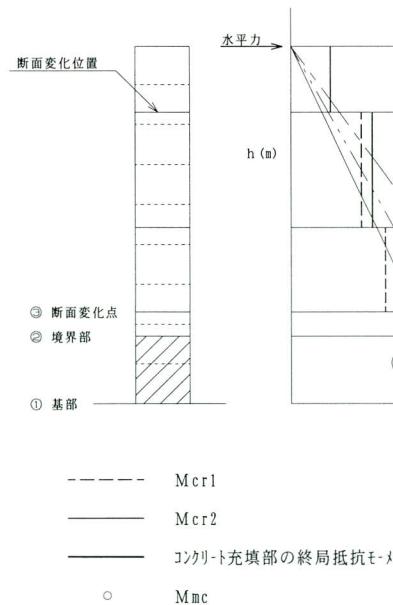


図-5 制御断面の決定

表-1 既設断面と補強工法の関係

既設断面		考えられる補強工法
じん性 不足	$R_F > 0.5$	横リブ補強、縦リブ増設 (縦リブ増設、コンクリート充填)
	$R_R > 0.6$	縦リブ増設、コンクリート充填
保有水平耐力不足		縦リブ増設、角補強
	$k_{he} \times W > P_a$	コンクリート充填

$$M_i \leq M_a$$

やむを得ずこれを守れない場合は、詳細検討（内容については省略）を要する。

7) 保有水平耐力の照査

制御断面がコンクリート充填部となる橋脚については、復旧仕様に従い保有水平耐力の照査を行うものとする。

制御断面が鋼断面部となる橋脚については、実験により整理された係数を用いた簡便法に従い保有水平耐力の照査を行うものとする。以下にそれを示す。

$$P_a > k_{he} \times W$$

ここに、

$$P_a = 1.21 \times P_y$$

P_y : 降伏耐力 ($= M_y / h : t_f$)

h : コントロールポイントから水平力作用位置までの距離 (m)

k_{he} : 照査用水平震度

$$= k_{hc} / \sqrt{(2 \times \mu_a / \alpha - 1)}$$

k_{hc} : 道示参照

μ_a : 許容塑性率

$$= \delta_m / \delta_y - 1, 4 \times K_1 / K_3$$

ここに、 $P \sim \delta$ 関係に用いるスケルトンカーブの特性は以下のパラメータとする（図-7）。

$$a = \delta_m / \delta_y = 10^{(0.7847 - 0.6112 \times R_F)}$$

$$b = P_m / P_y = 1.35$$

$$c = K_3 / K_1 = 10^{(-1.7509 + 1.3803 \times (R_F))}$$

$$\alpha = P_a / P_y$$

4. 施工条件の反映

今回の施工に当たって、施工条件を設計に反映させた点について以下にまとめる。

(1) 横リブ増設工法

①脚内への部材搬入を考慮して、部材重量が60kg程度

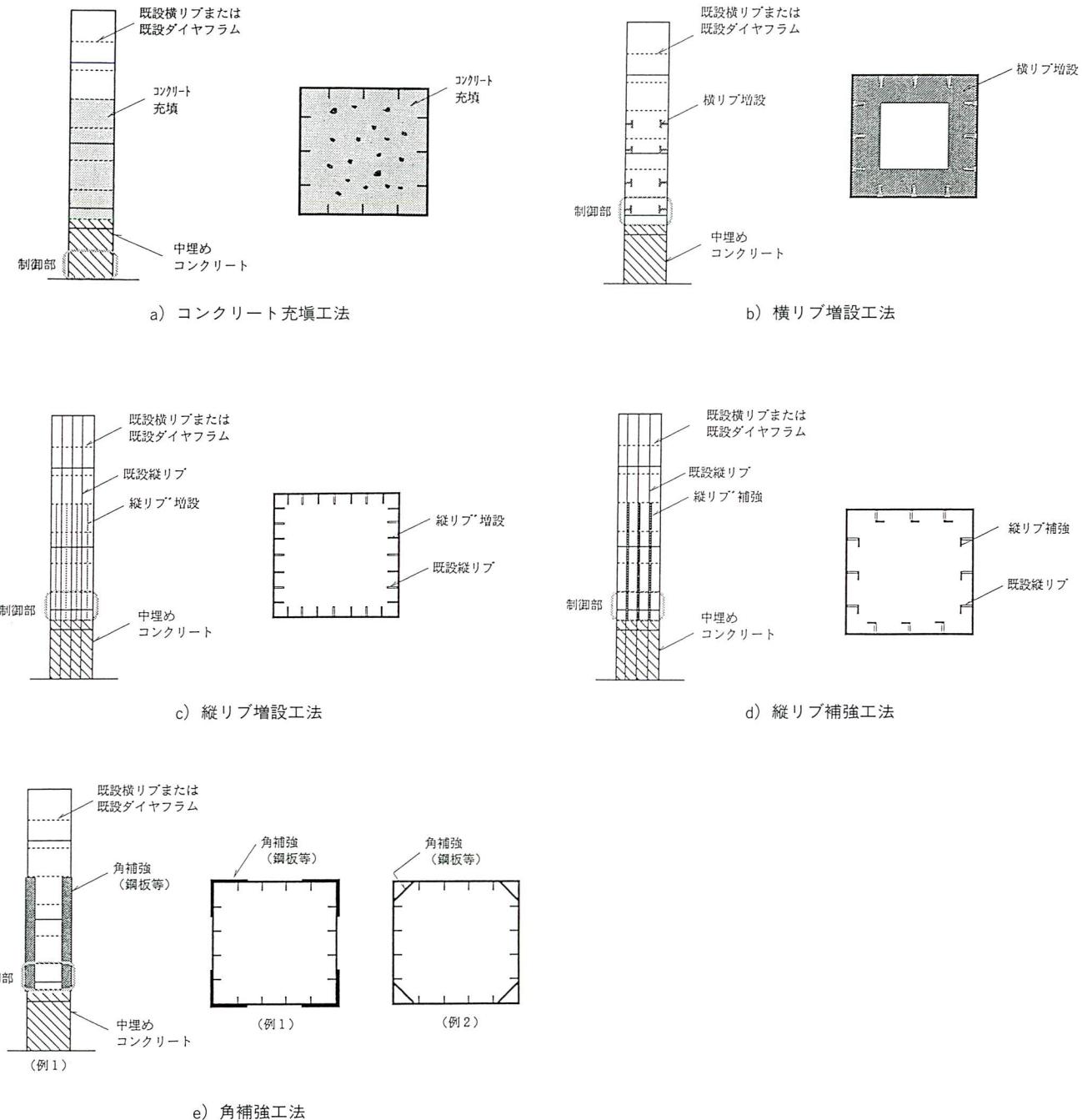


図-6 各種補強工法の概念図

- を目安に継手を設ける。
- ②脚内での溶接性を考慮して、既設横リブ間隔が1.5m以下の場合は横リブの増設工法を採用しないこととする（縦リブ補強工法を検討する）。

(2) 縦リブ増設工法

- ①角部において溶接が困難である場合は、コーナーブ

- レート方式として断面剛性を確保する。
- ②橋脚の添接部が高力ボルトによる場合は、十分な剛性が確保されているものとし、その区間の補強は行わないものとする。

(3) 縦リブ補強工法

- ①補強縦リブと既設ダイヤラム部の連結は、施工性

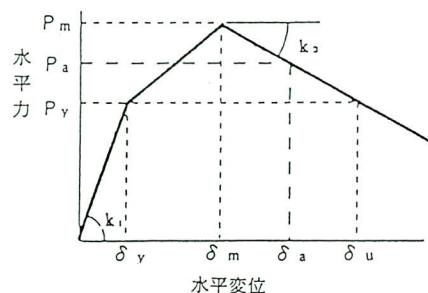


図-7 矩形橋脚の水平力～変位関係

- を考慮し溶接構造とする。…図-8 (b) 参照。
- ②溶接施工性を考慮して横倒れ防止板部で補強フランジを分割する（先に横倒れ防止板と既設縦リブとの溶接を行う）。…図-8 (b) 参照。

(4) コンクリート充填工法

- ①充填コンクリートは、BB152D ($\sigma_{ck} = 150 \text{ kg/cm}^2$) を標準とするが、夜間にコンクリートを打設する場合は、市場性を考慮しN152D ($\sigma_{ck} = 150 \text{ kg/cm}^2$) を使用する。
- ②充填コンクリート天端は、シール材により止水するものとする。
- ③既設コンクリート天端をチッピングした後にコンクリートを追加充填することを標準とする。
- ④既設ダイヤフラムには、 $\phi 50 \text{ mm}$ の空気孔を設ける。

(5) マンホールおよび換気孔

施工に当たっては、狭い橋脚内での溶接作業を余儀なくされるため、酸素濃度には十分な注意を払う必要がある。従って、換気装置の設置が不可欠となる。だが、換気孔の設置数を明確に示したものがない。そのため、今回の施工における基本的な換気孔の設置方法を以下に記す。今回施工の最小橋脚断面は、 $1.0 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ である。

1) コンタリート充填工法の場合

部材搬入用のマンホールを利用し、換気を行う。ただし、充填高が高いとコンクリート注入用のダクトが、長時間マンホールを塞いでしまうことになるため、以下の措置をとる。

- ①既設マンホールを利用する場合
…コンクリート注入孔を1箇所新設する。
- ②新設マンホールを利用する場合
…コンクリート注入用ダクトの分だけ新設マンホールの径を大きくする。

2) 鋼補強の場合

補強範囲の上部に部材搬入口と換気孔（送風）を兼用したマンホールを1箇所設置し、なおかつ下部に換気孔（排気）を1箇所設置する。ただし、補強箇所まで離れた位置にある既設マンホールを利用する場合は、部材搬入用マンホールとは別に換気孔を設ける。

5. まとめ

この設計基準に従い設計を進めていくとかなりの作業量となる。これを少しでも少なくするために、以下の提案をする。

(1) 迅速な設計資料の入手

しゅん功当時の設計計算書が無くなっていることがある。この場合は、概略設計プログラムにより必要データを取りそろえなければならない。そのため、早期にしゅん功図書の有無を確認しておかなくてはならない。

(2) データの収集と整理

設計にて取り扱うデータは、膨大な量である。

今回の工事では、表計算ソフトにてデータを管理したが、汎用性が悪く活用しきれずに終わってしまった感がある。

(3) 設計計算ソフトの有効利用

一般的な橋脚にしか対応していないため、複雑なものは多少の手作業を入れざるを得ない。

(4) 類似橋脚のグルーピング化

一概にグルーピング化とは言えないが、断面のグルーピングまたは固有周期によるグルーピング等から検討していくことが考えられる。ただ、設計対象脚本数が多い場合はこれを管理するシステムから構築していくなければならない。

(5) 特殊な橋脚の取り扱い

特殊な橋脚に対する設計例がほとんどないため、入念な検討を怠ってはいけない。ただ、2層ラーメン構造の照査（橋軸方向）方法は、ほぼ固まっている。

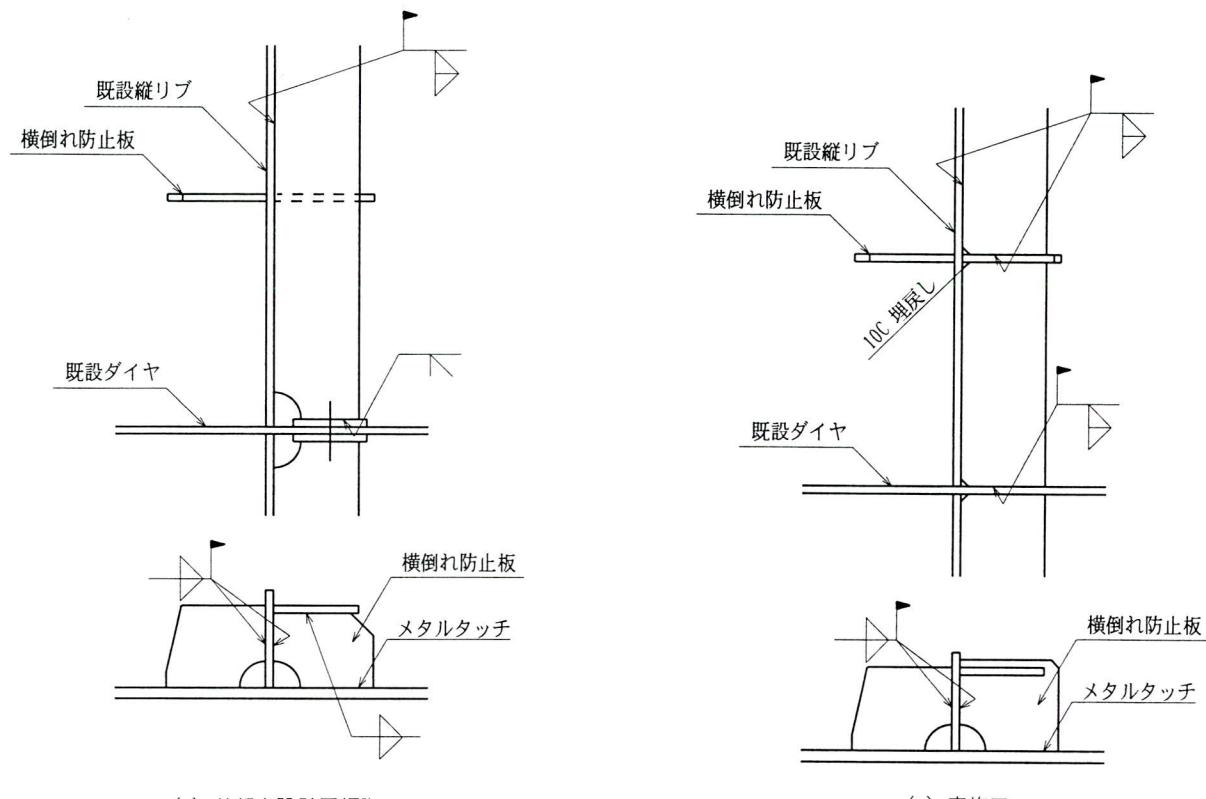


図-8 縦リブ補強の構造

6. あとがき

本報告で、既設矩形橋脚（単柱形式）の耐震設計手順および設計上の留意点を簡単にまとめたが、実際には多種多様な橋脚形状があり、補強工事特有の「やってみないと分からぬ」事が多いはずである。本書が、同種工事の際の参考になれば幸いである。

＜参考文献＞

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、耐震設計編、平成8年12月
- 2) 首都高速道路公団：既設鋼橋脚の耐震性向上設計要領（暫定案）、平成8年
- 3) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案）、平成7年6月

1997.10.31 受付

東大阪ジャンクション8ランプ橋の架設

Construction of Ramp Bridge at Higashi Osaka Junction 8

寺 本 義 次* 千 葉 信 宏**
Yoshitsugu TERAMOTO Nobuhiro CHIBA

Summary

This paper describes the construction of a ramp bridge at Higashi Osaka Junction 8, on the Osaka-Higashi Osaka Line of the Osaka Prefectural Expressway. The site is adjacent to major arterial roads such as the Kinki Motorway, the Osaka Central Circular Line, Route 308 and the Higashi Osaka Line of the Hanshin Expressway, so that the space for construction work, storage and other purposes is restricted. For this reason, the girder push-out method was applied where major arterial roads ran through the clear-head to be formed by the girder. The present paper outlines this application of the girder push-out method.

キーワード：送り出し架設、横取り工法

1. まえがき

本工事は、大阪府道高速大阪東大阪線（東大阪市荒本西4丁目～荒本北付近）の東大阪ジャンクション8ランプ(8P0～8P13 延長約668.9m)の架設工事を行うものである。周辺状況としては、近畿自動車道・大阪中央環状線・国道308号・阪公東大阪線等の主要幹線道路に近接していることから、作業ヤードなどが制限されている。特に8P4～8P5間および8P11～8P12間ににおいては、桁下空間に主要幹線道路が供用されているため、送り出し工法を採用した。本稿では、この2つの送り出しについて報告を行うものである。

2. 工事概要

(1) 全体工事内容 (8P0～8P13)

〈橋脚〉 単柱鋼製橋脚：2基 (8P4)	：	96.720t
門型鋼製橋脚：3基 (8P2, 3, 5)	：	387.164t
〈鋼桁〉 単純鋼床版I桁：1連 (8P0～8P1)	：	110.045t
2径間連続鋼床版箱桁：1連 (8P1～8P3)	：	215.682t
3径間連続鋼床版箱桁：2連 (8P3～8P6, 8P10～8P13)	：	1,528.173t
4径間連続非合成箱桁：1連	：	381.094t

(8P6～8P10)

〈総重量〉 2,718.878t

このうち、送り出し工法を行ったのは、3径間連続鋼床版箱桁2連のうち、8P4～8P5間 (J6～J14桁) : 300.70tおよび、8P11～8P12間 (J9～J16) : 214.1tである (図-1)。

(2) 橋梁概要

送り出し工法を行った3径間連続鋼床版箱桁の橋梁概要を以下に示す (図-2, 3)。

3. 架設計画

(1) 8P11～8P12間桁架設

8P11～8P12間 (支間長84.5m) は、桁下空間に中央環状線 (北行き) および近畿自動車道が供用されているため、架設時の作業ヤード (ベント設置箇所) 等を考慮し、また、橋軸延長線上には作業ヤード (桁組立用および待ち軌条設備) が確保できることから、手延べ機を使った送り出し工法とした。

今回使用した手延べ機 (図-4) は、54.0mを2主構とし、取合桁を使用して送り出し桁と連結した。また、桁重心および送り出し時の安定を考慮して、後部ブレケットにバランスウェイト (48.0t) を取り付けた。

桁送り出しの駆動力は、自走台車によるものとした

* 技術本部工事部工事課課長

**宮地建設工業(株) 西日本橋梁事業部橋梁工事第三部

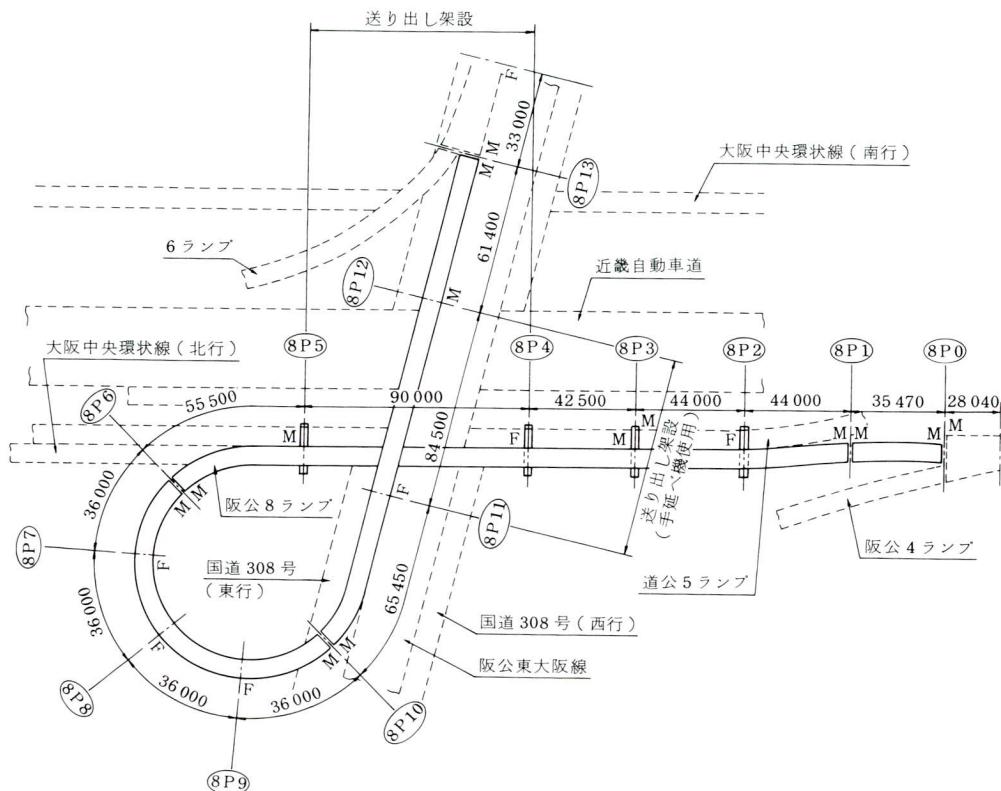
(图-5)。

桁降下は、送り出しが橋軸線上で行われるため、桁が所定の添接位置 (J9/J16) に到達した後は、降下装置(図-6)で降下を行い、降下完了後に添接を行う事とし

た。

(2) 8P 4~8P 5間桁架設

8P4～8P5間（支間長90m）には、桁下空間に中央環状



図一 | 全体一般図

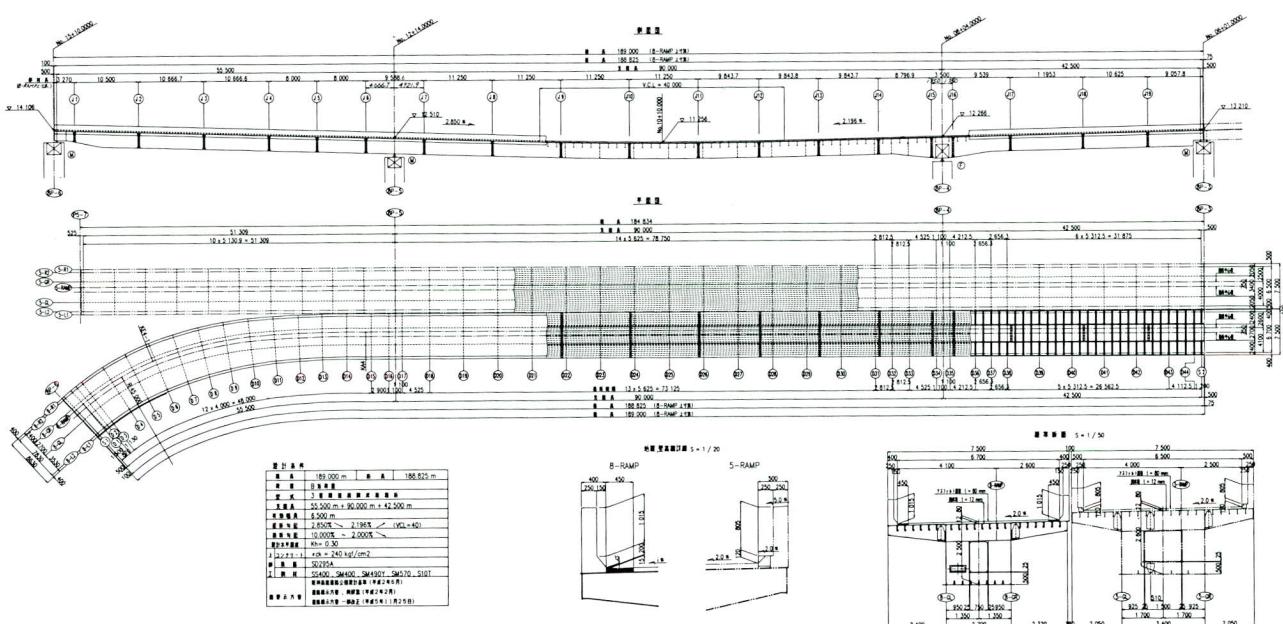


図-2 8P-3~8P-6構造一般図

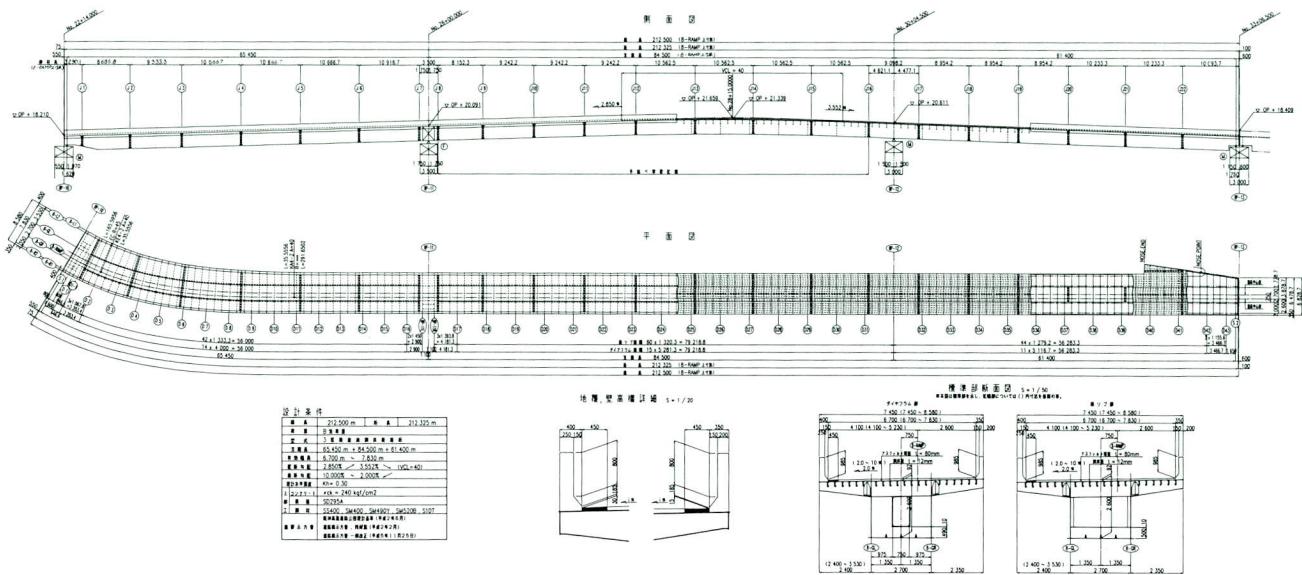


図-3 8P-10～8P-13構造一般図

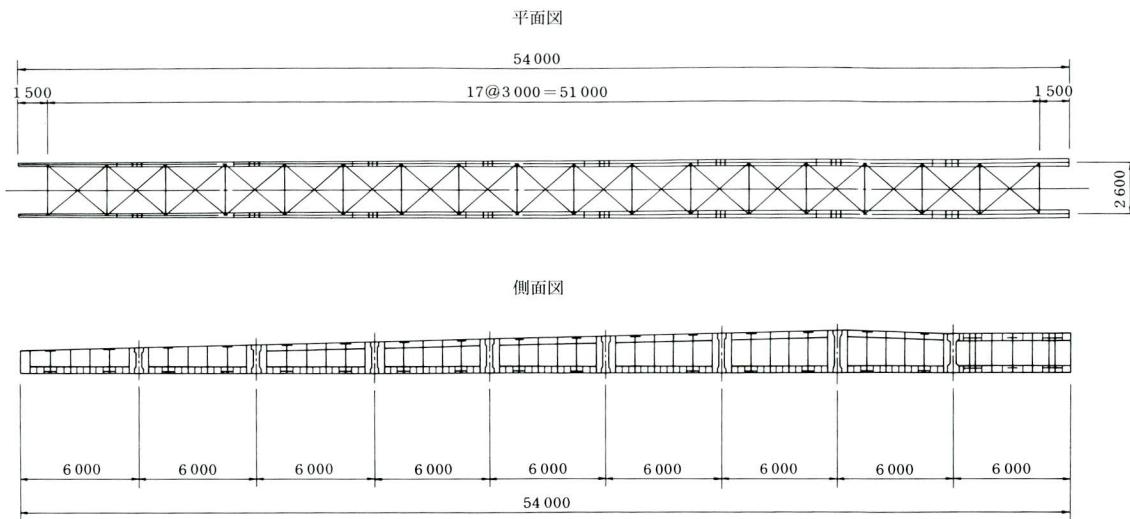


図-4 手延べ機一般図

線測道（北行き）および国道308号線（東・西行き）があり、橋軸延長線上の桁上空間には、阪神高速道（8ランプ／東大阪線）および既設連結構が供用されているため、8P2～8P4間西側の作業ヤード（桁組立および軌条設備設置）を利用し、荒本交差点の占用帯に設置された軌条設備を使用する事によって手延べ機を使用しない送り出し工法とした。

桁送り出しの駆動方法は、8P11～8P12間桁送り出しと同様に、自走台車によるものとした。

桁横取りは、J14付近(8P4側)および8P5脚上に横移動用滑り架台および滑り台（caP250t）を設置し、滑り台上に主桁をセット完了後、水平ジャッキ（ストローク：500）と定着装置を利用して横取りを行うこととした（図-

7）。

桁降下は、横取り完了後、横取り設備を撤去し、サンドル材で仮受け、油圧ジャッキとサンドルを盛替えながら降下を行うこととした。

4. 架設工事

(1) 8P11～8P12間桁送り出し・降下

既設桁（8P10～8P11, 8P12～8P13間）とベントに設置した工事桁上にレールを敷き、その上に台車を利用しながら桁を組立て、手延べ機（54m）、連結構、後部プラケット、バランスウェイト（48t）、降下装置等の取り付けを

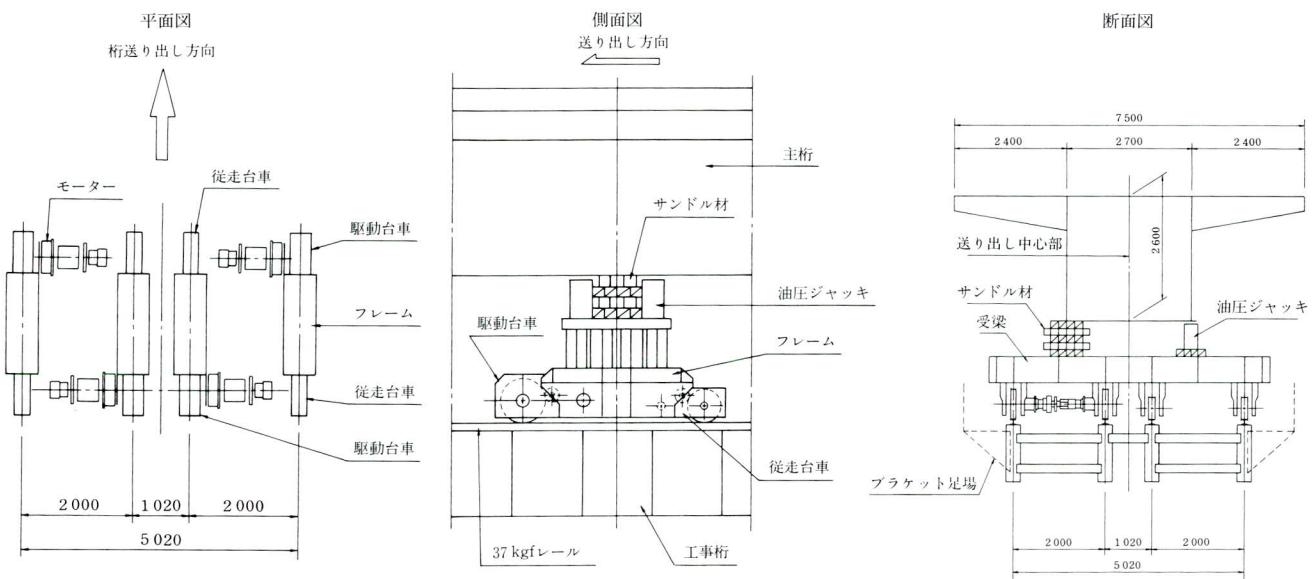


図-5 自走台車一般図

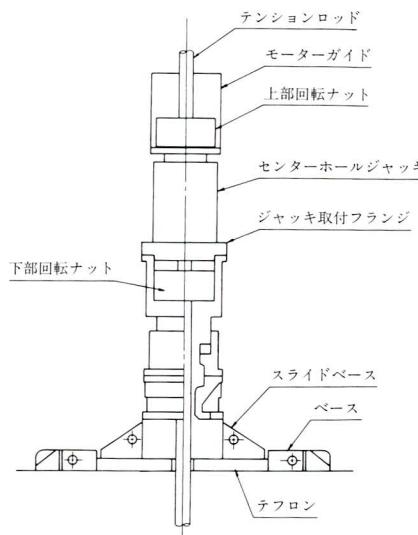


図-6 油圧回転ナット式降下装置

行い、送り出しを行った (STEP-1)。

桁送り出しは、自走台車 (cap400t, 2.0m/min) と従走台車 (cap400t) を利用して、手延べ機先端が待ちトロに到達するまで行った (STEP-2)。

手延べ機先端到達後は、盛替え設備を利用して、自走台車を格点に盛替えながら送り出しを行い、桁重心が支間内に入った後は、従走台車の反力を待ちトロに移行して、所定の位置まで、桁送り出しを行った(STEP-2~3)。

桁降下は、油圧回転ナット式降下装置 4 基(最大能力：250ton, 1ストローク降下量：180m m) を使用して行った。

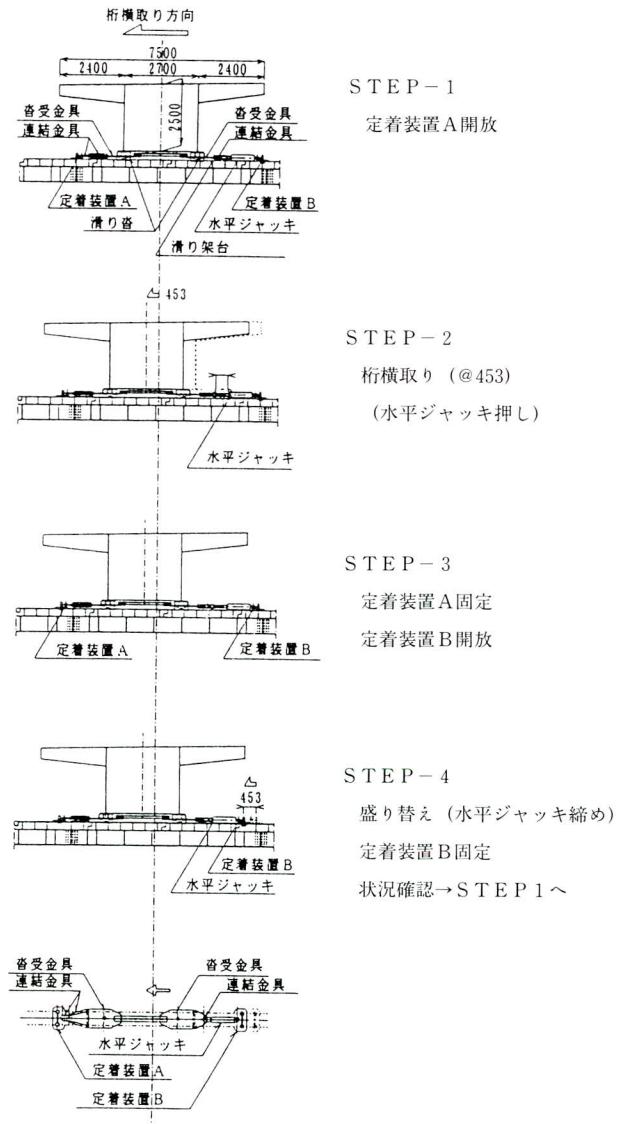


図-7 横取り計画図



写真-1

まず、降下装置で桁を吊り込み、手延べ連結構と後部
ブラケットの添接部を解体し、降下にはいった。降下量
は約6.0mとし、仕口を合わせた後に添接を行い、降下を
終了した (STEP-4)。

なお、桁送り出しおよび降下時は、中央環状線および
近畿自動車道は全面通行止めとして、作業を行った(図一
8, 写真-1)。

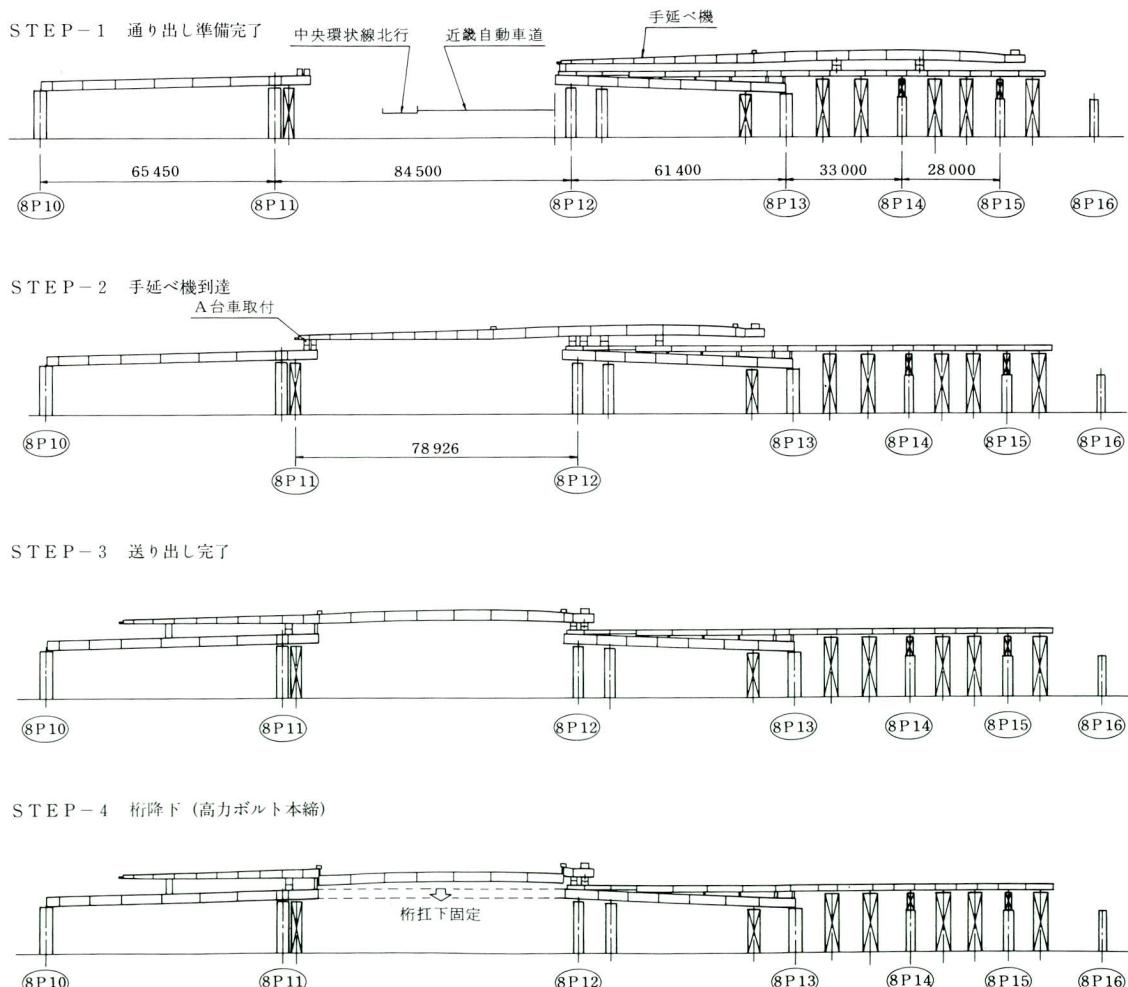


図-8 8P11～8P12間桁送り出しステップ図

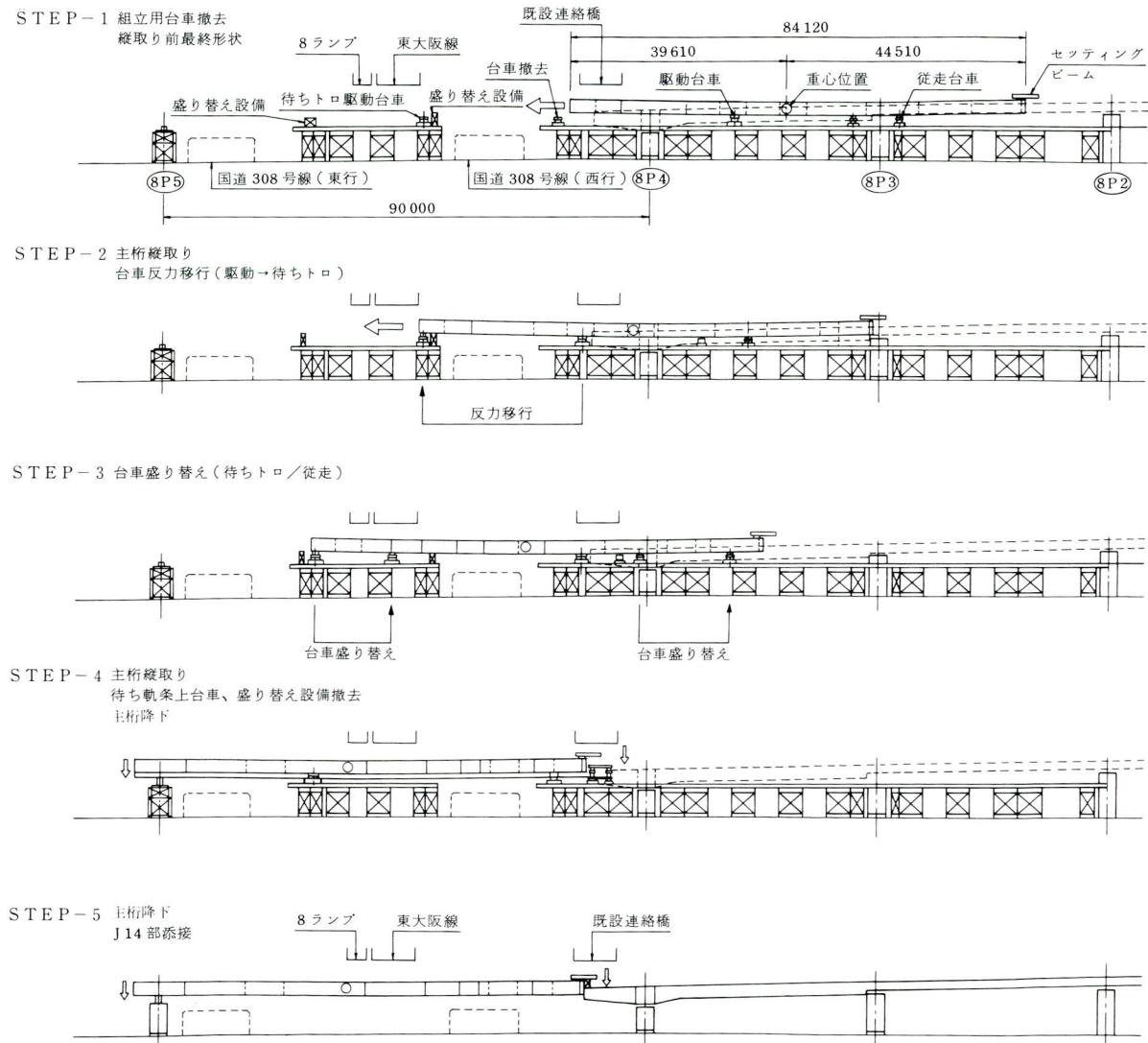


図-9 8P4～8P5間桁送り出しステップ図

(2) 8P4～8P5間桁送り出し・横取り・降下

ペントに設置した工事桁上にレール敷き、その上の台車を利用して主桁を組み立て、横取り・降下用のセッティングビームを取り付けて送り出しを行った(STEP-1)。

桁送り出しは、自走台車(cap400t, 2.0m/min)と従走台車(cap400t)および待ちトロ自走台車(cap400t, 2.0m/min)を利用して行った。まず、桁先端が待ち軌条上の待ちトロに到達するまで自走台車で送り出しを行い、盛替え設備を利用して反力を待ちトロ自走台車に移行して、格点に盛替えながら送り出しを行った(STEP-2～3)。

所定の位置まで送り出しが完了した後、8P5上の降下設備と8P4側台車上の降下設備(油圧ジャッキ)を利用して横取り時の高さを低くするために、横取り前の降下(降下量約0.7m)を行い、降下完了後、横取り設備を挿入した。

主桁横取りは、8P5脚上の横取り設備とJ14付近の横取り設備(水平ジャッキ:ストローク500mm, 滑り台(250t), 定着装置, 横移動用滑り架台)を利用して行った(横取り量約8.0m; STEP-4)。

桁降下は、横取り設備撤去後、サンドル材と油圧ジャッキを8P5脚上とJ14付近に設置して降下をし(降下量約1.6m)、仕口を合わせてJ14の添接を行った。なお、J14の横取りと降下にはセッティングビームを使用した(STEP-5)。

桁送り出し・横取り・降下時は、国道308号線（東・西行き）および中央環状線測道（北行き）を全面通行止めとして作業を行った（図-9）。

5. おわりに

東大阪ジャンクションの架設工事では長期間常時規制

工事を行い、特に東大阪市荒本交差点を中心とした区域においては日夜工事を行いました。本工事の施工にあたっては、工事関係者および関係各位に多大なる協力をいただきました。ここにあらためて、厚く御礼申し上げます。

1997.10.31 受付

グラビア写真説明

城見橋

城見橋は、岡山県高梁市と中国横断自動車道賀陽インターチェンジを結ぶ国道484号線の道路改良工事に伴い、高梁市内の山腹傾斜地（谷間）に新設された橋梁で、縦断勾配4%，半径50m（一部クロソイド曲線有り）の曲線橋（主桁は折れ線で配置）です。

斜面の傾斜がきついため中央の橋脚高さが27.5m程あり、架設も新橋の山側に工事用の仮橋を設置し（別途工事）、その上からクローラークレーンで行っています。

（宮坂）

中央大味橋

一般国道305号線は、北陸屈指の景勝東尋坊の南に位置する三国港と敦賀を結ぶ越前海岸を走っています。中央大味橋（ちゅうおう おおみばし）の架設場所は、越前海岸が大きく海に突き出た越前岬の北約10kmの丹生郡（にゅうぐん）越廻村（こしのむら）大味（おおみ）です。

この大味橋は県道福井四ヶ浦線に架設されましたが、近々国道305号線の現橋架け替え時に迂回路として供用されるため、路線名が国道305号線となっています。

本橋の橋名は大味中央橋（おおみ なかばし）となりました。

（有沢）

長野郵便貯金会館庁舎新築第2期工事

平成7年から長野駅とその周辺は、建設工事の真只中にありました。平成10年2月の冬季オリンピック開催に向けての駅舎の改築や、周辺道路の拡幅、ホテルの建設等で、今となってはすっかり昔の面影を変えてしまいました。あの善光寺を模したと言われる昔の駅舎も、今はもうありません。平成9年10月には新幹線が開通していよいよ新生長野駅が始動を始めました。

この郵便貯金会館も、長野駅の新幹線側出口を出たところに建設され、長野駅と共に新生長野を象徴する建物だと言っても良いものです。正面に楕円形のホール棟を配し、ホテル棟との間は、膜構造のアトリウムを設けて、新しい型の配置をしているのが特徴です。「善光寺の町…長野」が、オリンピックを機会に「NOWな町…長野」と、古さと新しさを合わせ持つ町へ変身したと言っても良いでしょう。

（西原）

裾花大橋の補修設計について

Retrofit Planning of the Susohana Ohashi Bridge

永 見 研 二* 高 橋 亘**
Kenji NAGAMI Wataru TAKAHASHI

Summary

Erected in March, 1966, the Susohana Ohashi Bridge is a two-hinged deck arch bridge. Its length is 135.0 m and its effective width is 5.5 m. The bridge is now more than 30 years old and suffering not only deterioration of the RC deck due to increases in traffic weight and traffic volume but also considerable vibration of its body. A plan was formed to retrofit the bridge by replacing its RC deck with a steel plate deck, adding diagonal members, and making other modifications. At present, reinforcement of the body of the bridge has been complete and preparations for replacing its deck are in process.

キーワード：補修・補強、鋼床版打替

1. まえがき

裾花大橋は、一級河川裾花川に建設された裾花ダムの

の付替え道路として、国道406号がダム湖を横過する地点に、昭和41年3月に架橋された橋長135.0m・有効幅員5.5mの上路式鋼2ヒンジアーチ橋である（図-1）。

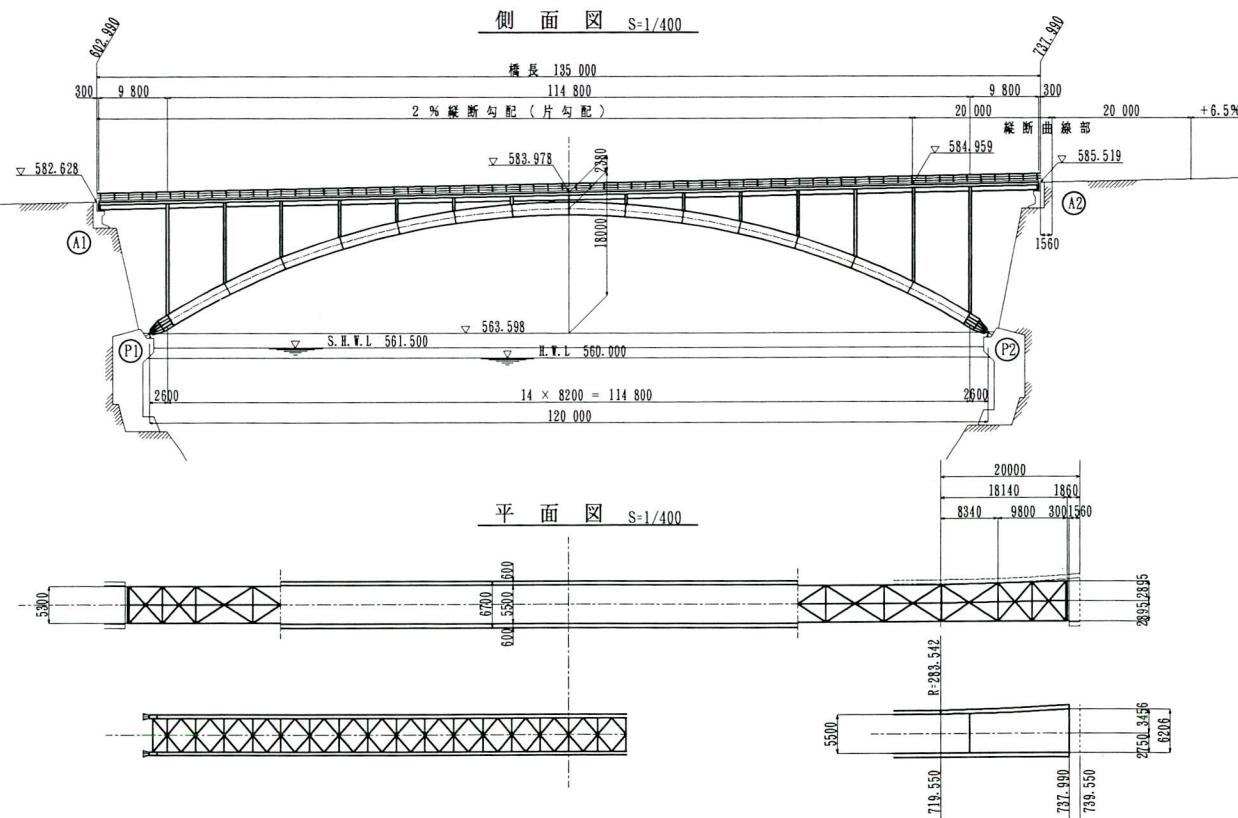


図-1 一般図

* 技術本部技術部技術課

** 技術本部技術部長

当時、設計荷重は、2等橋（TL-14）として設計されたが、30年以上経過した現在、通行荷重の増加・交通量の増加によりRC床版の劣化が激しく、また橋体振動も大きため、平成7、8年度に現橋調査及び橋体応力測定・耐荷力検討を行った結果、平成8年12月版道路橋示方書を適用してA活荷重載荷の橋梁として蘇生することとした。

2. 現橋概要

位 置 長野市字裾花大橋
路 線 名 一般国道406号
橋 格 2等橋
橋 長 135.0m
支 間 長 アーチ120m、側径間9.8m
幅 員 5.5m（標準）左岸側拡幅あり
上部構造 上路式2ヒンジアーチ
床 版 鉄筋コンクリート床版 $t=15\text{cm}$
舗 装 コンクリート舗装 $t=5\text{cm}$

3. 現橋調査結果

(1) 床版及び橋体部材の点検調査

平成7、8年度に本橋の床版及び橋体部材の点検調査を行っており、その結果は以下の通りであった。

- ①現橋のRC床版のひび割れ密度調査からは、早急に床版打ち換えが望ましい部分が全体の40%、出来るだけ早く補修・補強する必要がある部分が60%であった。
- ②現橋の床版は耐荷力が $T=12\text{t}$ であり、A活荷重載荷の場合は鉄筋・コンクリート共過応力状態となる。
- ③本橋の交通状況は大型車の混入率が26.3%と比較的高く、この比率は将来的にも変わらないと考えられる。
- ④橋体部材の点検結果では、アーチ主構には変状が見られなかったが、垂直材とアーチ主構の格点部において「リベットの弛み・リブの溶接割れ」の箇所が数箇所認められた。

(2) 耐力確認試験結果

本橋体工における実働応力を把握するため、次の2種類の応力測定を行った。

- ①荷重強度既知の試験車による橋体工発生応力の測定
- ②実況交通下における24時間橋体工応力頻度測定
測定結果は以下の通りである。

①の試験結果

- ・活荷重がTL-14の場合
垂直材のみ 最大16%応力超過
- ・活荷重がA活荷重の場合
垂直材 最大57%応力超過
アーチ部材（1/4点） 最大15%応力超過

②の試験結果

- ・設計荷重（TL-14）に対し、殆どの部材が応力超過状態
- ・応力超過率は部材によって異なるが、110%～188%であった。
- ・現橋の通行車両重量は大きいもので30t～40t位と想定される。

以上の点検調査結果から本橋の床版は打ち替えが望ましく、橋体にも補強及び制震対策が必要と判断した。

4. 補強工法の選定

(1) 検討条件

補強工法を選定は、以下の4案について比較検討を行った。

- ①現橋床版を再利用
- ②RC床版に打ち替え
- ③PC床版に打ち替え
- ④鋼床版に打ち替え

尚、活荷重はA活荷重とし、TL-14やA活荷重の低減は実勢交通からみて考えないものとした。

(2) 検討結果

検討結果を表-1に比較表として示す。

比較検討の結果、現橋アーチ部材の補強の必要性がない④の鋼床版案を採用する事とした。コンクリート床版とした場合、死荷重増による橋体への影響が大きくなり、特にアーチ部材の補強が必要になる。橋体への補強を最小限にとどめるため、死荷重の増加が極力押さえられるよう意図した鋼床版案を採用したわけである。

5. 設計概要

現橋RC床版を鋼床版に打ち替える際の設計概要について述べる。

(1) 設計条件

形 式 上路式プレースト補強 2ヒンジアーチ橋
 幅 員 5.5m
 活 荷 重 A活荷重
 舗 裝 アスファルト舗装 $t=8\text{cm}$
 床 版 鋼床版 $t=14\text{mm}$
 適用示方書 道路橋示方書・同解説 平成8年12月

表-1 補強法一覧表

	床版補強法	活荷重	橋体補強	結果
工法①	現橋床版を補修	A活荷重	アーチ・垂直材	
工法②	RC床版に打ち替え	A活荷重	アーチ・垂直材・縦桁	
工法③	PC床版に打ち替え	A活荷重	アーチ・垂直材・縦桁	
工法④	鋼床版に打ち替え	A活荷重	垂直材	◎

(2) 鋼床版構造

1) 構造詳細 (図-2)

鋼床版デッキプレートの厚さは、舗装に悪影響を及ぼ

すたわみを押さえるため、版自身の剛性を増して厚さを $t=14\text{mm}$ とした。

鋼床版の縦リブは、RC床版から鋼床版に打ち換えた場合の構造高さを極力おさえる目的で、板リブを使用した。横リブ間隔を小さくすることで、板リブでも強度的に十分である。

2) 現場継手 (図-3)

鋼床版は、基本的には現橋床桁間隔を 1 ブロックとして設計を行った。これは、施工サイクルを考え横長の版を順次置き換える工法を取ったためである。現橋床桁上での鋼床版の継ぎ手形状は、単なるトジ継手とした。

3) 現橋床組との取り付け方法

鋼床版は、現橋縦桁上にて、高力ボルトで取り付ける構造とした。横リブ位置で縦桁との接合を行うことで鋼床版と縦桁の接合点を増やし、合成効果を期待している。高さ調整は、接合位置のフィラープレートにて行う。

(3) 橋体の補強

橋体をRC床版から鋼床版に替え A活荷重にて応力計

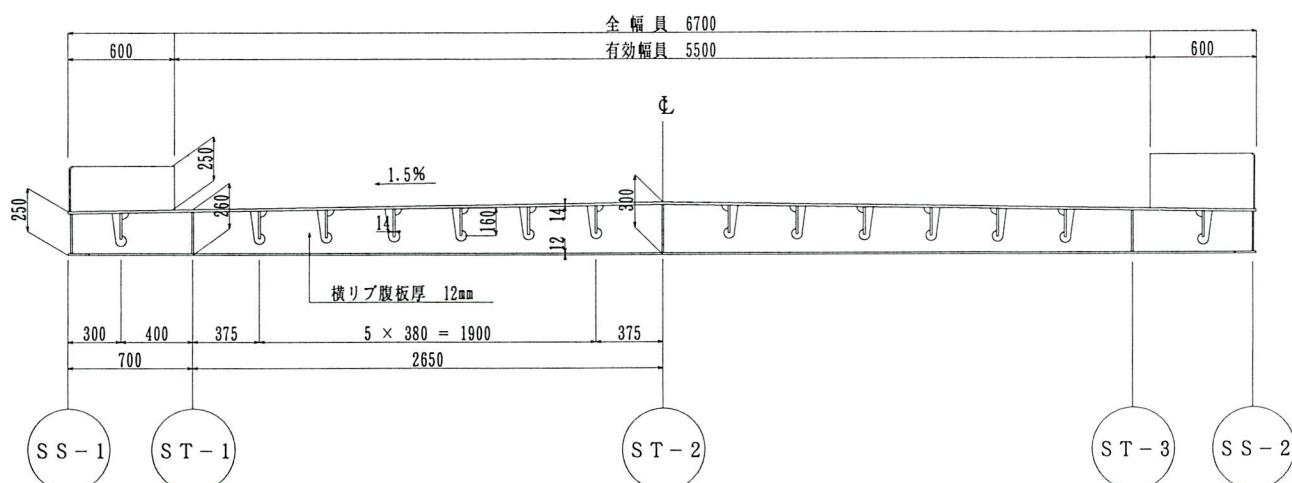


図-2 鋼床版断面図

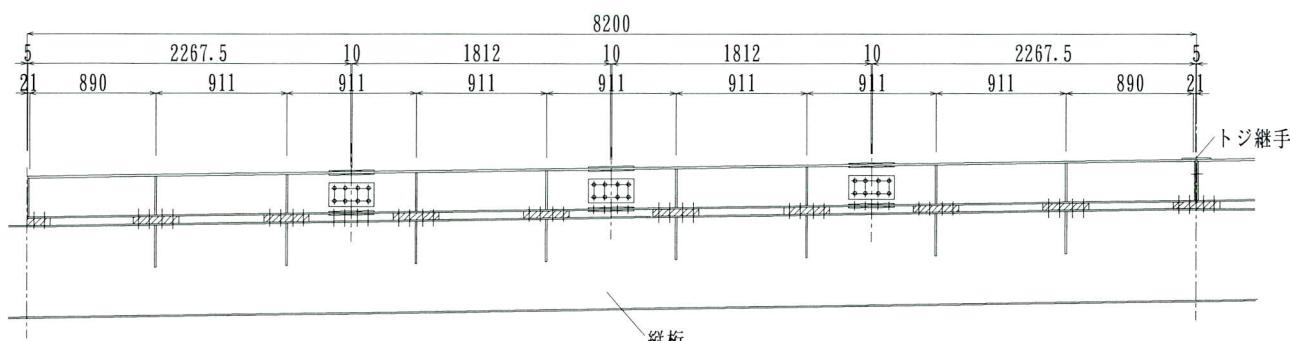


図-3 現場継手詳細

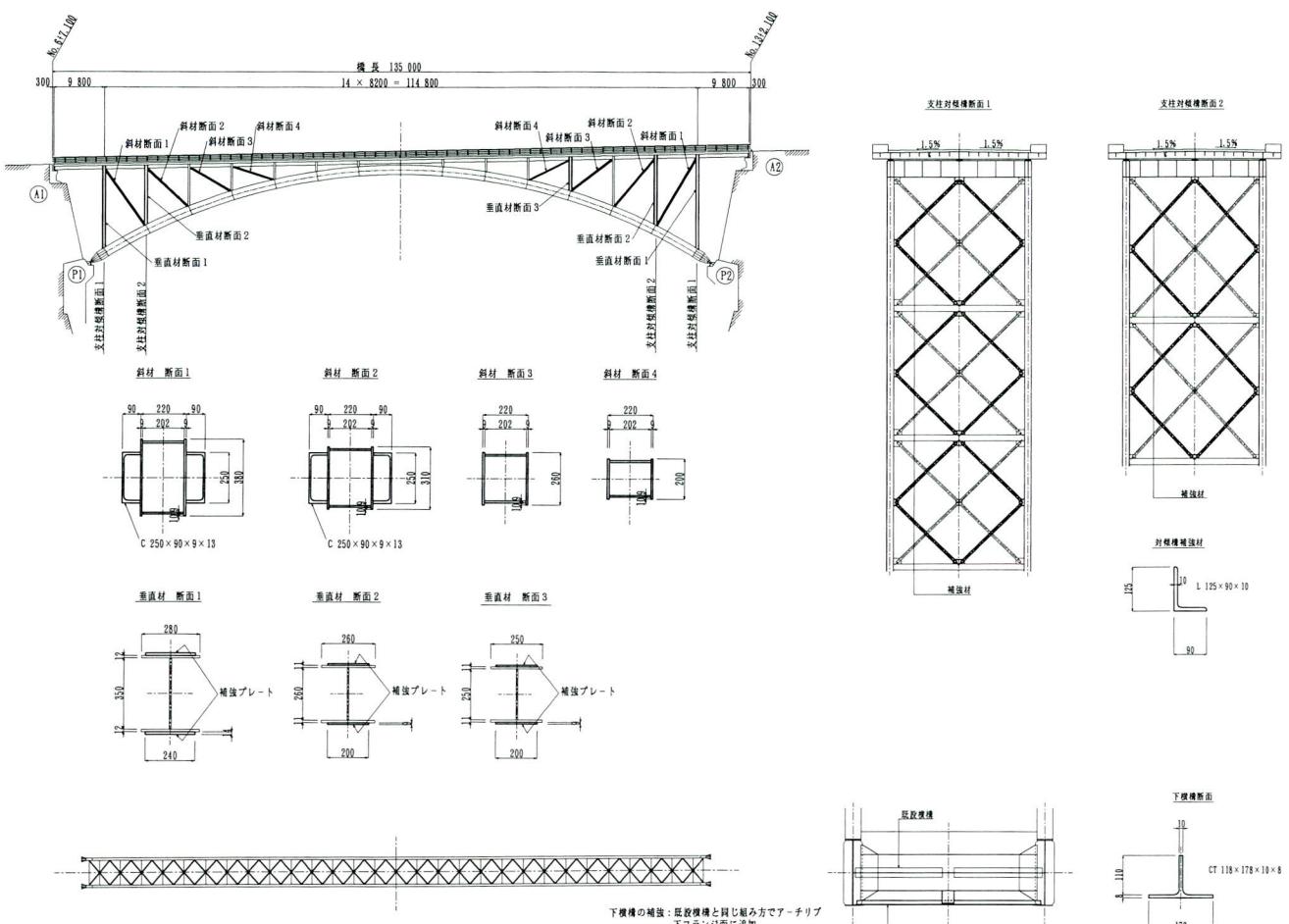


図-4 補強部材

算を行い、強度の不足してゐるものは補強を行うこととした。また制震対策として、垂直材間に斜材を封入して橋梁全体の変形を拘束した。

1) 解析

解析は微小変位理論で行った。また、補強斜材の効果を確認するため、補強前の2ヒンジアーチを同荷重を用いて有限変位理論でも行い、変位や断面力について比較をおこなった。比較の結果、補強前の2ヒンジアーチは変位が大きく、変位による2次応力が示方書で規定された限界値を大きく超えてしまっているが、

$$w_d \text{ (示)} = 1.101 \text{tf/m} < w_d = 2.680 \text{tf/m}$$

補強アーチにおいて、斜材を挿入しアーチ部材を補強することによって、変位が小さくなり微小変位理論の解析でも問題がないことを確認した。解析結果を表-2に示す。

2) 計算結果

計算の結果以下の部材について補強を行うこととした(図-4参照)。

- ・垂直材
- ・支柱対傾構
- ・下横行

6. 架設概要

本路線は生活道路として重要路線ではあるが、夜間の交通量は非常に少ないため、夜間全面通行止(終バスから始発バスまで)とし、昼間は交通解放することとした。

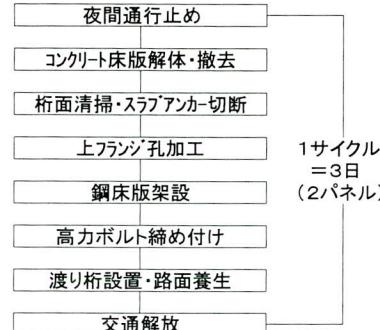
施工方法は、①現橋RC床版を撤去、②鋼床版の架設を1サイクルとして、このサイクルを繰り返すこととした。図-5に架設工法の概要を、図-6に施工手順を示す。

7. あとがき

現在現場は、橋体補強が終わり、鋼床版への打ち替え作業の準備中である。鋼床版打ち換え作業終了後には、補強効果確認の為、載荷実験を予定している。

表-2 解析結果比較表

		(A) 補強アーチ	(B) 2ヒンジアーチ	(B)・2ヒンジ (A)・補強	元設計 2ヒンジアーチ
解 析 理 論		微小変位	有限変位	—	微小変位
活 荷 重		TL-25 ^{tf} (A)	TL-25 ^{tf} (A)	1.00	TL-14 ^{tf}
水平変位	Pt. 8 ($\ell / 4$)	-17.0	C ₃ -99.6	5.86	
活・ δ_x mm	Pt. 24 ($\ell / 4$)	-17.0	C ₃ -122.9	7.23	
垂直変位	Pt. 8 ($\ell / 4$)	+29.8	C ₃ -196.6	6.60	$\delta z = 45.0$
活・ δ_z mm	Pt. 24 ($\ell / 4$)	pt.10 -49.8	C ₃ -257.2	5.16	
水平反力	Pt. I	(死) 321.6	C ₁ 325.6	1.01	262.9
Rxtf	Pt. I	442.8	C ₂ 442.7	1.00	352.7
垂直反力	Pt. I	(死) 201.3	C ₁ 198.7	0.99	166.0
Rztf	Pt. I	270.1	C ₂ 265.4	0.98	219.8
アーチ	Pt. 16(£)	M ^{tf,m}	M _{max} 230.7	C ₃ -527.4	
	C ₃ Pt. 24	N ^{tf}	Pt. 16 -350.5	Pt. 24 -416.6	
上弦材 (Str)	Pt. 51	M ^{tf,m}	-31.3		(床作用) 20.1
		N ^{tf}	-23.4		0
垂直材	Pt. 49	N ^{tf}	-86.7		-51.6
斜材	Pt. 49	N ^{tf}	-29.1	—	—
アーチ	Pt. 16 (£)	式33.4 式33.5	0.98 < 1.0 1612 < 1900	補強なし	
	Pt. 24 ($\ell / 4$)	式33.4 式33.5	0.84 < 1.0 1333 < 1900	1.47 > 1.0 2386 > 1900	補強なし
上弦材	Pt. 51	σ_{kgf/cm^2}	2322 > 1635	鋼床版と一体化	1145 < 1684
垂直材	Pt. 49	//	878 > 619	補強あり	523 < 545
斜材	Pt. 49	//	151 > 572	—	補強斜材

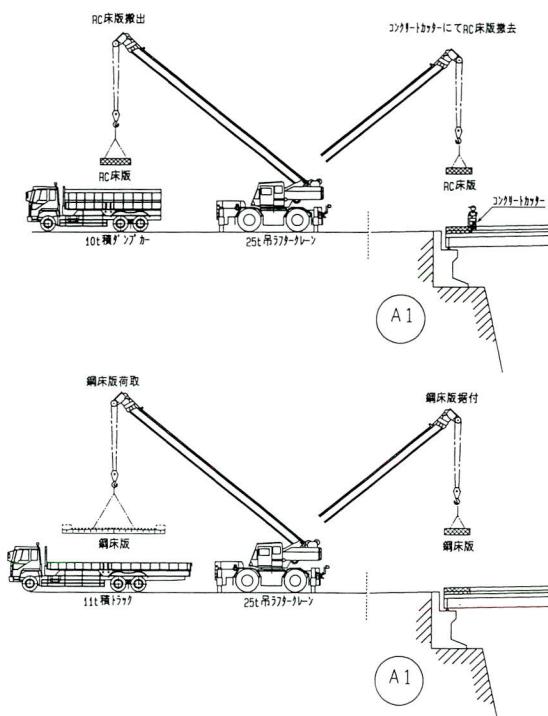


最後に、本文をまとめるにあたりお世話になった長野建設事務所の皆様に感謝を申し上げる次第です。

〈参考文献〉

- 1) 高橋亘, 梅津省吾：プレーストリップアーチ橋（奥多摩橋）の床版補修設計, 宮地技報No.5, 1989

1997.10.31 受付



報 告

鋼桁の連続化・箱桁化に伴う補強効果確認試験(坪の内高架橋)

Testing the Effect of Reinforcement by Changing Plate Girders to a Continuous Box Girder (Tsubonouchi Viaduct)

岩井 政光^{*1} 高橋 亘^{*2} 山田 豊^{*3} 鈴木 松雄^{*4}
Masamitsu IWAI Wataru TAKAHASHI Yutaka YAMADA Matsuo SUZUKI

Summary

Steel girders, which had been in use for a little more than 20 years, were reinforced by changing them into a continuous box girder to improve loading capacity of the bridge. This paper briefly describes loading tests performed at each stage of reinforcement to verify the effect.

キーワード：補修・補強、桁連続化、箱桁化、応力測定

1. まえがき

本橋は、神奈川県伊勢原市に位置する東名高速道路初期の橋梁であり、上下線分離構造の8径間鋼単純合成鉄筋桁である。供用開始から既に二十数年が経過しており、この間の車両の大型化および交通量の増大に伴い、現在に至るまで主に床版に関する補強縦桁増設工事や3車線化のための拡幅工事、また部分的な伸縮装置や支承の取替えが行われてきた。本工事はB荷重など交通車両の大型化に対応するため旧桁の機能向上が急務となり、支承を分散型のゴム台に取替えると共に鋼桁の連続化・旧桁部分の箱桁化工事が実施された。鋼桁の連続化は単純桁を連続構造とすることにより活荷重を含めた後荷重に対するモーメントの平準化を目指したものであり、旧桁部分の箱桁化は底板を取り付けることにより断面剛性の向上を意図したものである。本工事の設計については、宮地技報第12号（1996年）に報告したとおりである。また、本工事では補強工事の有効性を確認すると共に、今後の維持管理上の諸資料を得るために、工事の進捗に併せて各種の試験計測を行ったのでその概要を報告する。

2. 橋梁概要と補強工事の内容

橋梁概要は下記のとおりである。

・橋梁名：東名高速道路 坪の内高架橋

・路線名：高速自動車道 第一東海自動車道

・位置：神奈川県伊勢原市

43.485KP～43.725KP

・形式：鋼単純合成鉄筋(3+2主桁 補強前)

・橋長：240m

・支間長：29.9m×4径間×2連

・幅員：16.2m

・床版厚：260mm (330mm 新設部)

補強工事の主体は、支点上主桁の連結による連続化であるが、それに付随して以下の工事が実施された。

単純桁時の支承をゴム台に交換し、反力の分散化を図った。支点上の床版は、主桁の連結後伸縮継手を撤去し、連結部床版を約4mに渡って打換え一体化した。主桁の箱桁化は、中央分離帯側の既設の主桁間隔が増設桁部より広く、曲げ剛性が小さいことから主桁間を底板で結び箱桁構造として曲げ剛性のアップを図った。また、側径間は中央径間に比べ底板の板厚を厚くした。

図-1に全体配置側面図を、図-2、図-3に連続化・箱桁化の構造図を示す。また図-4に補強工事と補強効果確認試験の関係を示す。

3. 補強効果確認試験の概要

補強効果の確認は、補強工事前に載荷試験を実施し、主桁連結後と補強工事完了後に同一の試験を行って応力

*¹宮地建設工業(株) 東日本橋梁事業部橋梁工事第一部総括作業所長
*²技術本部技術部長

*³橋梁営業本部長野営業所

*⁴技術本部設計部設計一課

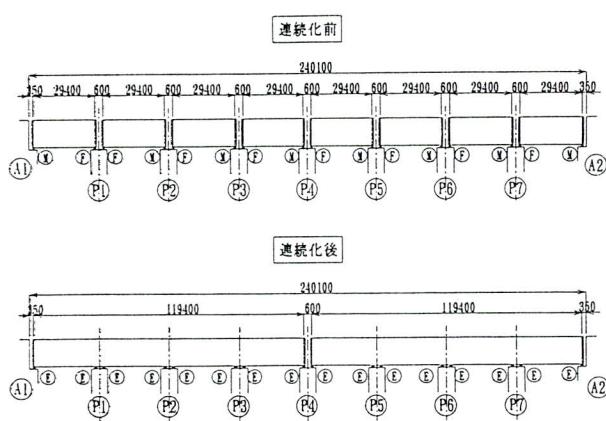


図-1 側面図

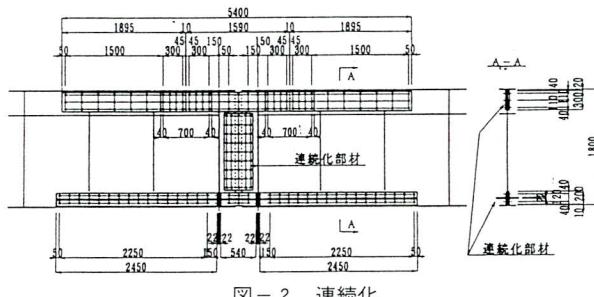


図-2 連続化

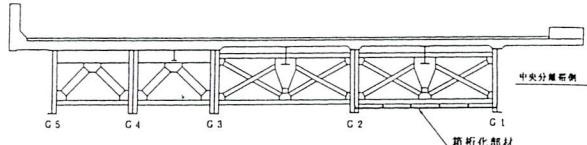


図-3 箱桁化

やたわみの変化を比較することを主体としたが、今後の参考資料とするべく支承交換時の対傾構応力の変化・補強段階毎の各部の応力頻度などの計測も併せて実施した。

(1) 試験項目

1) 実車両による静的載荷試験

一般通行車両を先頭固定の方法により一時的に当該橋梁から排除し、事前に全体重量・前後軸重量を検量しておいた載荷用車両4台を各試験ケース毎に橋面各位置に載せ、そのときの主桁および床版各部のひずみ・たわみ等の変化量を計測した。

2) 一般通行車両によるひずみ頻度計測

各施工段階毎に前述の静的載荷試験の完了後、その都度着目箇所を定めて一般通行車両によるひずみ頻度を3日間に渡って計測した。

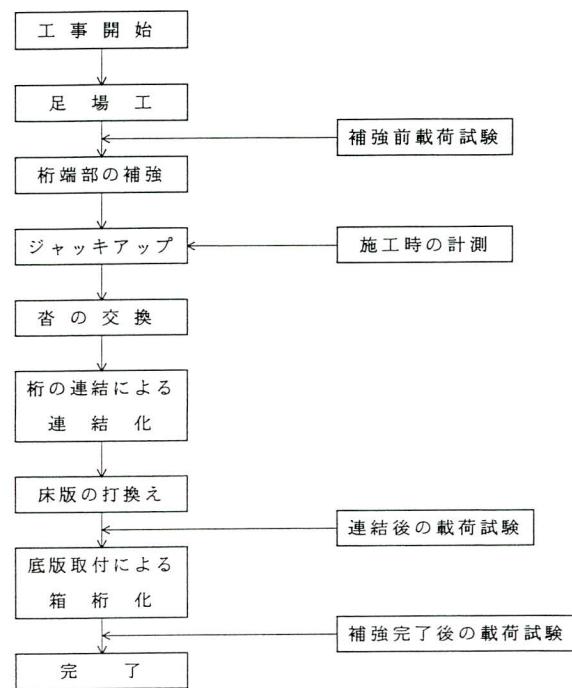


図-4 補強工事と補強効果確認試験

3) 支承交換時の対傾構の応力変動

反力分散を目的とした支承交換時に、主桁をジャッキアップしたり主桁間の高さ調整を実施したことから、この時の支点部対傾構のひずみ計測を行った。

(2) 計測項目および計測位置

1) 主桁のひずみ

単純桁構造を連結して連続桁構造にした事から、曲げモーメントの分布が大きく変化した。この曲げモーメント分布性状を把握するため静的載荷試験により正負の曲げモーメントの最大発生箇所の主桁上下縁のひずみを計測すると共に一部の測点で一般通行車両による応力頻度計測を行った。また、連結部（主桁端部）については、連結前後で局部的に応力性状が大きく変わること、その構造が多くの連結部材と高力ボルトによって成り立っていること、応力伝達のメカニズムが非常に複雑であることなどから静的載荷試験による主応力解析を行った。

2) 主桁のたわみ

主桁の荷重によるたわみ変化は橋体の剛性を最も直接的に示すことから、静的載荷における主桁のたわみ変化量を各径間中央全5主桁で計測した。

3) 対傾構のひずみ

本橋は主桁間隔が不揃いであり、一部の主桁については箱桁化される事から荷重の横分配性状が非常に複雑に

なる。そこで径間中央部および支点部の対傾構の応力ひずみを計測した。また、支点部の対傾構については支承交換時に主桁の高さ調整を行うことから大きな応力変動が予想された。そこで静的載荷試験時以外にも支承交換の前後で計測を行うほか、状況に応じて頻度計測の対象箇所とした。

4) 箱桁底板のひずみ

中央分離帯側のG1、G2主桁の下フランジ部に底板を取付けて箱桁構造として、支間中央部の正の曲げモーメントに対する引張り断面の補強がなされたことから、支間中央部の底板の応力ひずみを計測した。また、当然主桁の荷重分配性状にも影響が考えられることから橋軸方向のひずみについても計測した。

5) 床版鉄筋ひずみ

主桁の連続化に伴い連結支点部では伸縮継手を撤去し、片側幅2mに渡って床版の打換え・連続化を行った。この部分は負の曲げモーメントが最大となる位置であり、連続化によって最も大きな変化が生じることから、床版打換え時に配力鉄筋へひずみゲージを貼付け、連続化後の載荷試験時に当該断面の主桁上下縁ひずみを同時に計測した。

また、今後の維持管理の基礎データを得ること、目的に床版主鉄筋にも測点を設け載荷試験時および頻度計測を行った。

図-5に全計測位置、図-6に主桁連結部計測位置、図-7にB断面鉄筋応力測定位置を示す。表-1に全計測項目と計測点数を一覧表にして総括して示す。

(3) 計測方法

載荷試験時・施工時の計測は基本的に同様であり、主桁や鉄筋などの鋼材各部のひずみは予め各位置にストレーンゲージを貼り付けておきスイッチボックスを介して高速デジタル静ひずみ計に接続して計測した。主桁のたわみは地表面を不動点として、桁下縁から引き出したワイヤーと電動変位計を用いて計測した。頻度計測は各施工段階毎に計測対象箇所のゲージをヒストグラムレコーダーに接続し、一般通行車両による応力レベル毎の出現頻度を計測した。本試験では各施工段階に併せて3回の静的載荷試験と3回の一般通行車両による頻度計測および支承交換時に計測を行ったが、計測期間が長期にわたるため各試験終了毎に計器・リード線を撤去しゲージは仮養生を施して次回の計測に備えた。

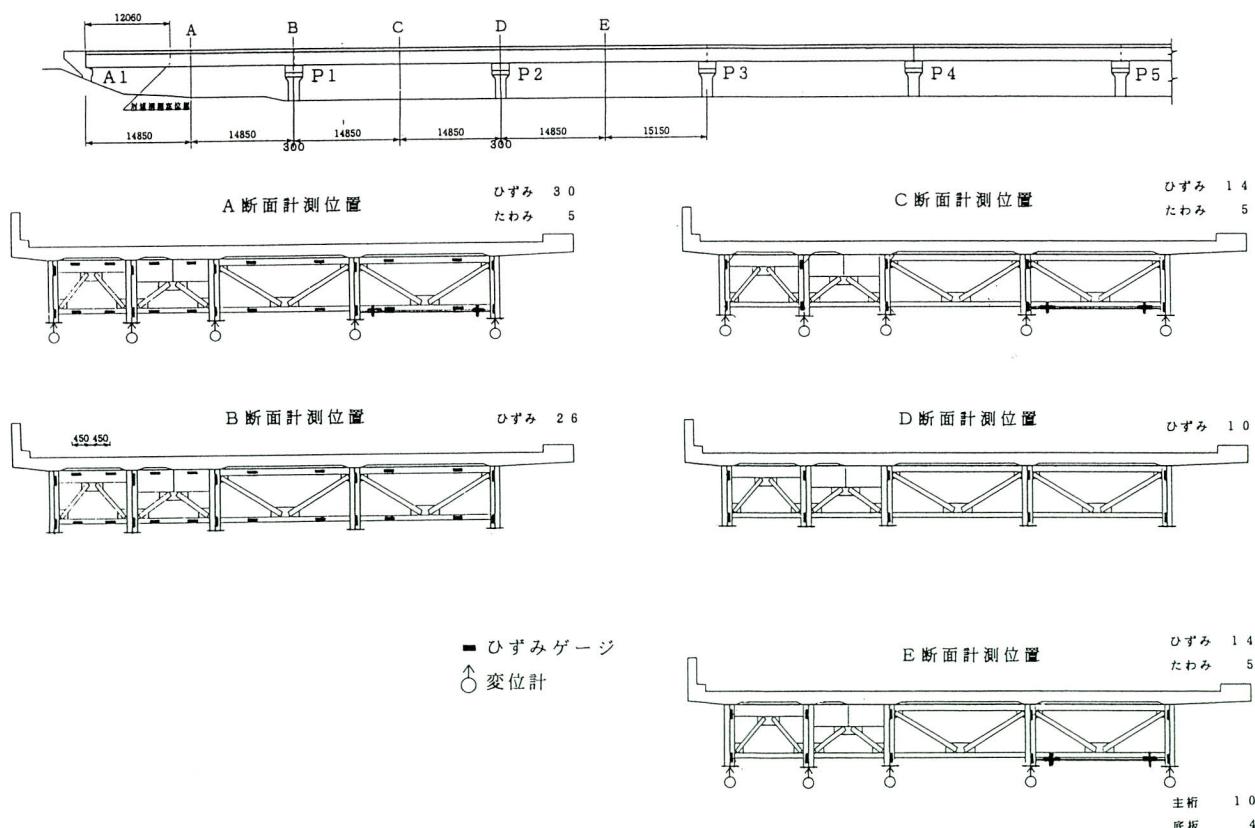


図-5 全計測位置図

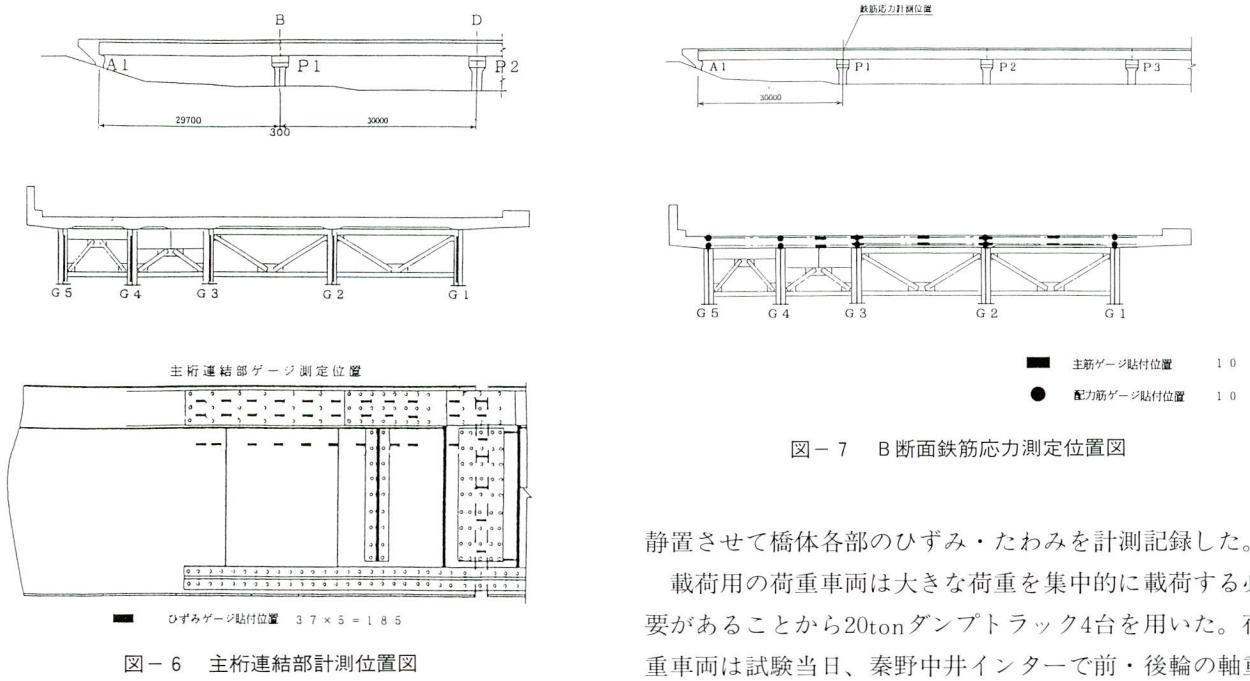


図-8にたわみの計測方法を示す。

4. 載荷試験

載荷試験は工事の進捗にあわせて①補強工事前（平成8年5月）、②桁連続化工事終了後（平成8年10月）、③箱桁化他全補強工事完了後（平成9年2月）の3回実施した。いずれの場合も本線上の交通車両を先頭固定の方法で一時的に当該工区から全て排除し、所定の位置に載荷車両を

静置させて橋体各部のひずみ・たわみを計測記録した。

載荷用の荷重車両は大きな荷重を集中的に載荷する必要があることから20tonダンプトラック4台を用いた。荷重車両は試験当日、秦野中井インターで前・後輪の軸重および軸距離などの諸寸法を実測した後、当該橋梁手前の路肩規制内に待機させた。その後、先頭固定を開始し追い上げ車により橋面上の一般車が排除された事を確認した後、直ちに無載荷状態の計測を行い引き続いて各載荷ケース毎の計測を実施した。

図-9に載荷試験のフローチャート、図-10に試験ケース毎の載荷位置を示す。

(1) 載荷荷重の検量結果

載荷荷重に用いたトラック検量結果を表-2に示す。解

表-1 計測項目一覧表

計測項目	計測位置	部 位	計測目的	計測箇所数	使用センサー および数量	計測時期（載荷試験）			備考	
						補強前	主 桁 連続後	全補強 完了後		
主 桁 応力ひずみ	径間中央断面	ウェップ 上・下縁	正モーメントによる断面応力分布	3断面×5主桁×2箇所 = 30	単軸ゲージ 3×5×2 = 30枚	○ △ 8	○ △ 8	○ △ 8		
	支点断面	ウェップ 上・下縁	負モーメントによる断面応力分布	2断面×5主桁×2箇所 = 20	単軸ゲージ 2×5×2 = 20枚	○ ○	○ ○			
	支点断面近傍	ウェップ	せん断部の応力性状と補強後変化	5主桁×15箇所×3方向 = 225	3軸ゲージ 15×5 = 75枚	○ ○	○ ○			
		連結材および その周辺	応力伝達の性状	5主桁×37箇所 = 185	単軸ゲージ = 185枚	○ ○	○ ○			
横 桁 応力ひずみ	径間中央断面	ウェップ 上・下縁	荷重の横分配性状の把握	1断面×4横桁×4箇所 = 16	単軸ゲージ 1×4×4 = 16枚	○ △ 16	○ △ 16	○ △ 16		
	支点断面	ウェップ 上・下縁	荷重の横分配性状の把握	1断面×4横桁×4箇所 = 16	単軸ゲージ 1×4×4 = 16枚	○ △ 16	○ △ 16	○ ○		
主 桁 たわみ	径間中央断面	主 桁 下縁	載荷荷重によるたわみ量の把握 断面剛性確認	3断面×5主桁 = 15	電動変位計 3×5 = 15台	○ ○	○ ○	○ ○		
	床版鉄筋 応力ひずみ	支点付近 床版打換部	負モーメントによる床版応力の把握 載荷荷重による床版鉄筋応力の把握	1断面×5主桁×2箇所 1断面×上下×5箇所 = 20 (10+10)×2 = 40枚	2軸ゲージ = 40枚	○ △ 8	○ △ 8		4軸による計測	
底版部 応力ひずみ	径間中央断面	底版 橋軸方向	正モーメントによる引張応力の把握	3断面×2箇所 = 6	2軸ゲージ 3×2 = 6枚			○ △ 6		
		床版 橋軸直角方向	荷重の横分配性状の把握	3断面×2箇所 = 6	2軸ゲージ 3×2 = 6枚					
合 计				ひずみ 変位 524点 15点	単軸ゲージ=267枚 (15) 2 軸ゲージ= 46枚 (15) 3 軸ゲージ= 75枚 (15)	載荷試験時			16 ()はたわみの計測点数	
						287 (15)	512 (15)	524 (15)		
						頻度計測時				
						40	48	38		

※ 表中、○は載荷試験時の静的計測、△は一般交通による頻度計測を示す。

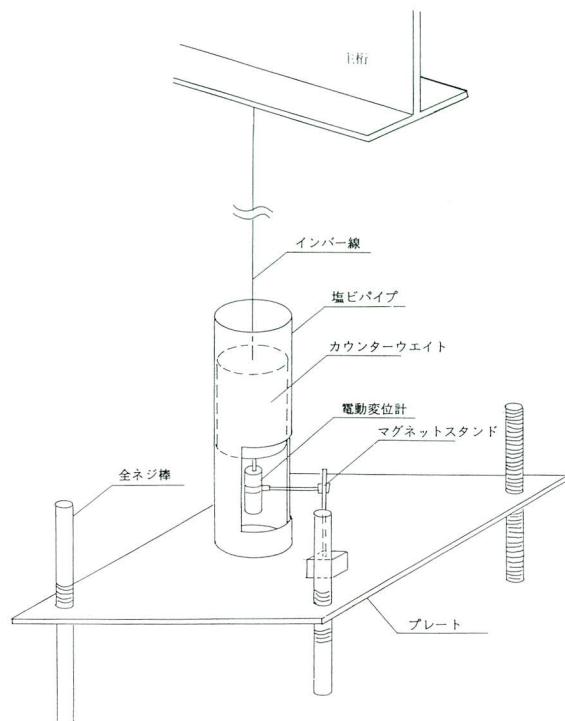


図-8 たわみ計測手法

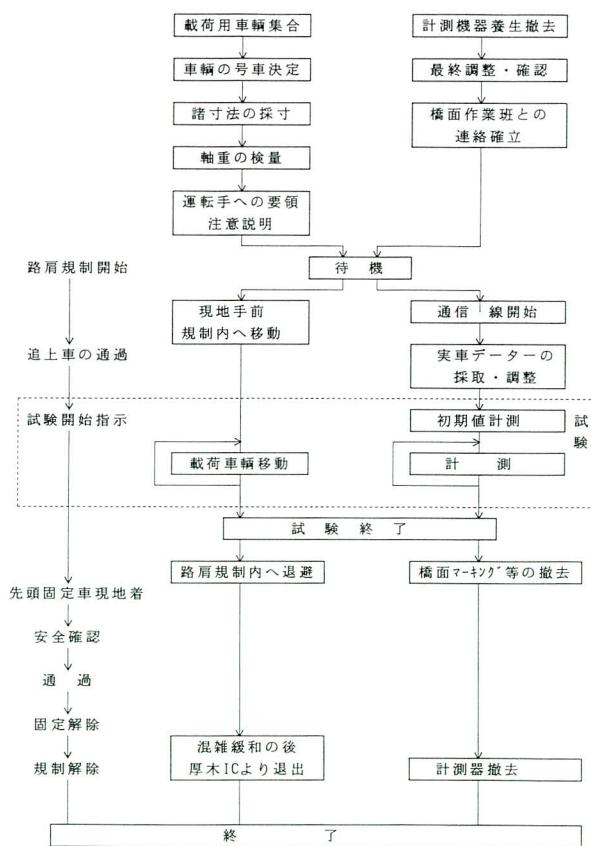


図-9 載荷試験フローチャート

析に使用した前後の軸重については、総重量検量結果を見て補正計算により求めた。試験時の軸荷重作用位置を図-11に示す。

5. 試験結果

載荷試験で得られたデータは、すべて無載荷状態の計測値を基準にして相対変化量として整理した。データ処理に用いた鋼材の弾性係数は $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ でありポアソン比は $\nu = 0.3$ である。計測結果はごく一部にデータ採取困難な測点があった事・連続化部材の構造寸法の関係から測定箇所が重複した事などのわずかな問題はあったもののそれ以外は問題なくデータの採取が出来た。

計測結果のうち補強完了時の計測結果の代表例を図-12、図-13に、主桁たわみの縦断方向分布を図-14に示す。

試験結果を分析すると以下のようになる。

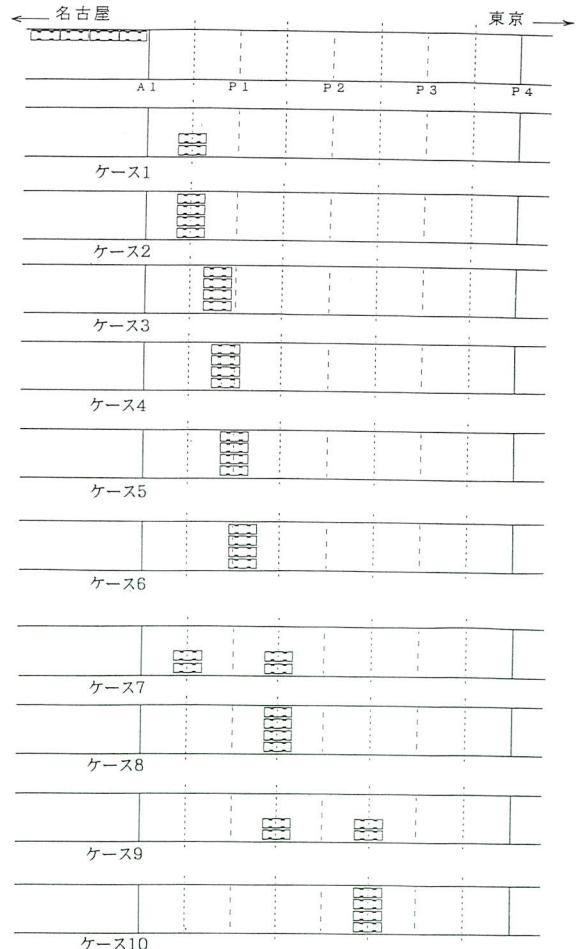


図-10 試験ケース毎の荷重車位置

表-2 各載荷試験時における荷重の比較

	A号車		B号車		C号車		D号車		全重量	
	重量 (TON)	補強前 との比								
補強前	20.750		21.700		20.300		20.100		82.85	
補強後	22.850	1.10	22.950	1.06	21.550	1.07	22.350	1.11	89.70	1.08
補強完了時	21.950	1.06	21.200	0.98	20.800	1.02	21.450	1.07	85.40	1.03

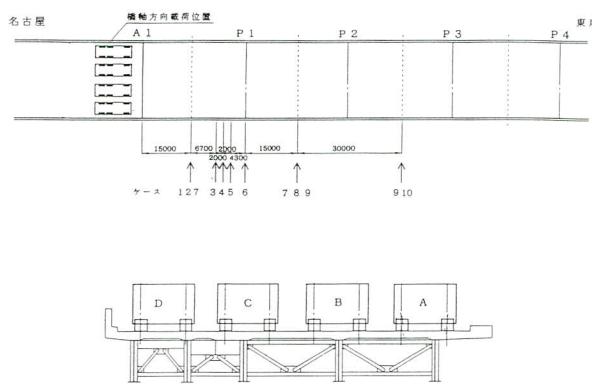


図-11 試験時における載荷位置図

①径間中央部に於ける施工段階毎の主桁の下縁応力とたわみ(相対変化量)を実測値と計算値を対比して表-3に示す。側径間では桁連結後の方が補強前に比べて応力、たわみ共に若干大きな値となっている。これは側径間の場合、単純桁時と比べて曲げモーメントに大差がない一方で今回の載荷試験時では表-2に示す桁連結後の載荷荷重が補強前に比べて約8%重かったことによるものと思われる。中央径間では、応力で15%程度たわみで25%程度減少しており桁連結の効果を確認することが出来る。また、底板を取付けた補強完了時では全径間を通じて20~30%程度応力、たわみ共に減少しており、活荷重による曲げ応力の低減を目的とした桁連結および箱桁化は十分機能していると考えられる。箱桁化していない中桁についても応力、たわみ共に20~30%の低減がみられ荷重の横分配が改善されていることが分かる。

②桁端部では連続化工事に伴って構造系が大きく変化する。そこで、P1支点上で主桁の連続材および床版鉄筋のひずみ計測を行った。図-15, 図-16と図-17に連結プレートの応力分布と連結部断面応力分布を示す。これによると、連結断面の中立軸はほぼ主桁上フランジ近傍にあり負の曲げモーメントによる引張応力は40~50kgf/cm²と小さいがそのほとん

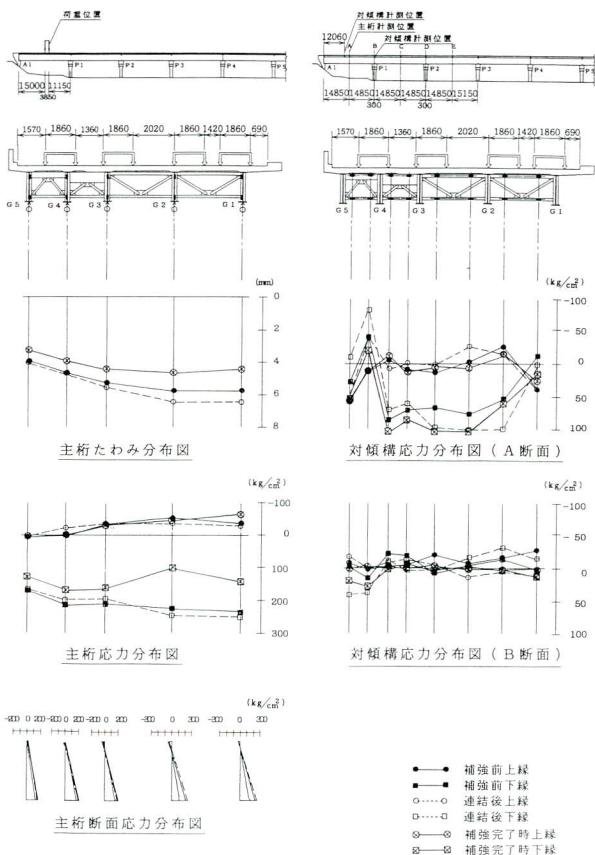


図-12 強化完了時 A 断面計測結果 (ケース 2)

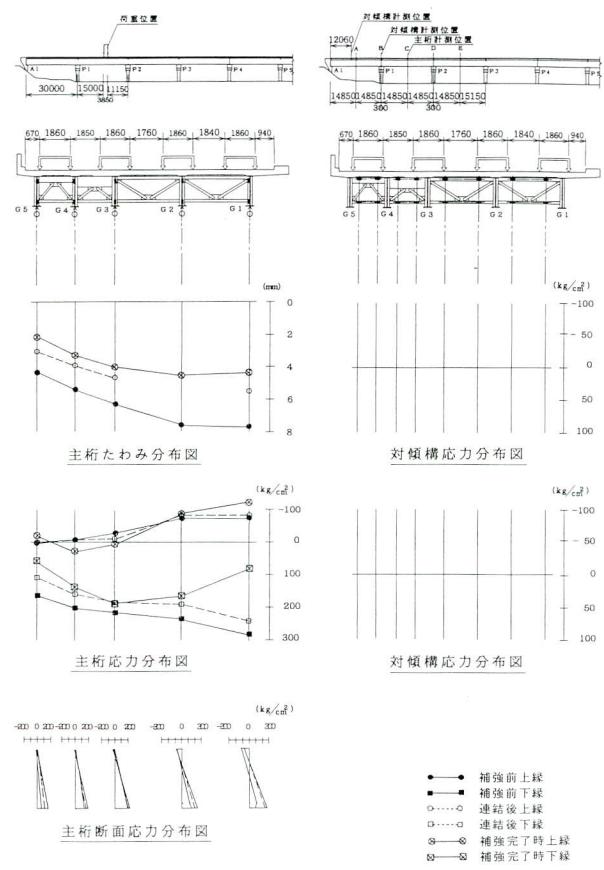


図-13 強化完了時 C 断面計測結果 (ケース 8)

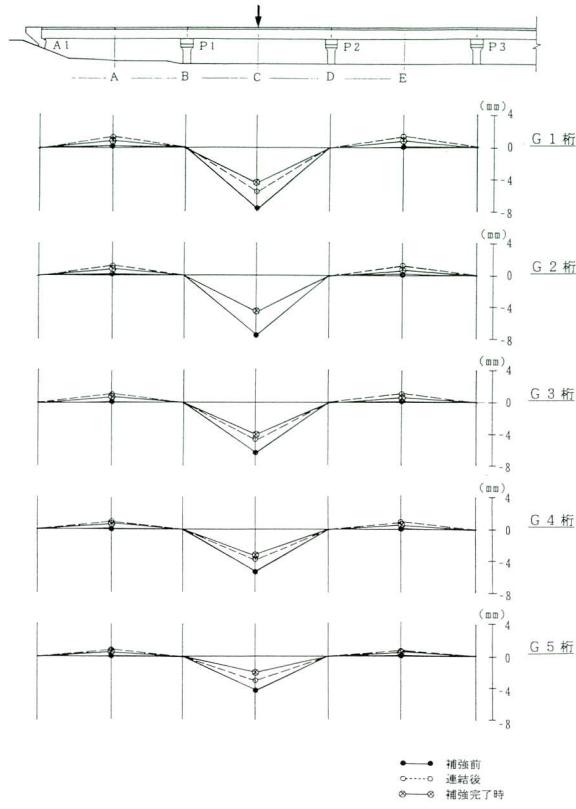


図-14 主桁たわみの縦断方向分布図（ケース 8）

どを床版鉄筋が負担していることが分かる。また、応力分布から腹板中間部の応力は縦方向に平行に分布しており下縁付近で急激に大きくなっている。これは連結部材が主桁腹板とボルト締めされており、小さな応力範囲では下縁付近の連結部で応力の大半を分担しているとも云える。あるいは、引張力を受ける継手構造によるものとも考えられる。このほか端部腹板の応力分布をみる目的で3軸のひずみゲージを集中的に貼付けして腹板の主応力解析を試みた。その結果、基本的に主桁連結前後で大きな差違はなく、セン断力作用

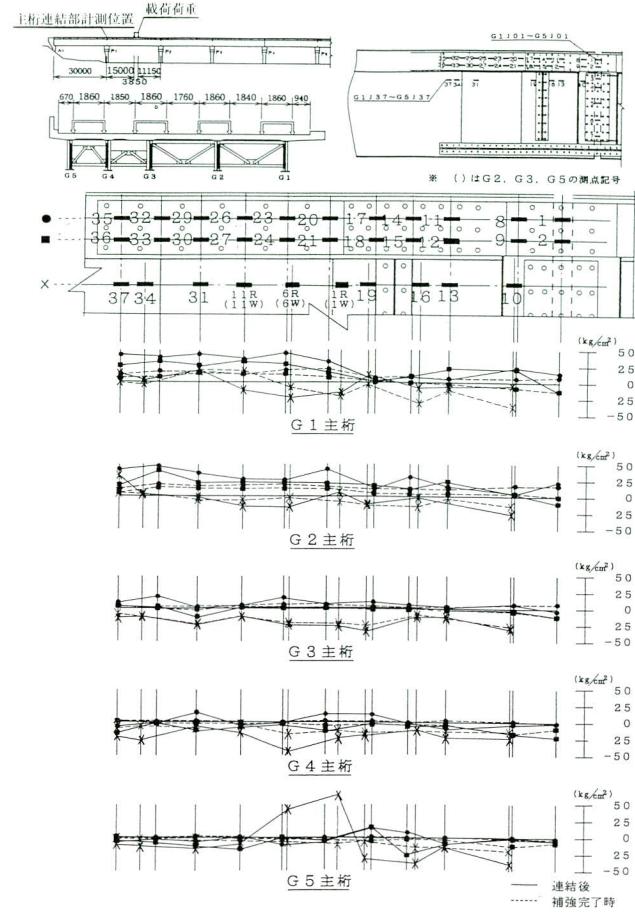


図-15 連結プレートの応力分布図（ケース 8）

面が支点からほぼ45°の方向にあることが分かった。

③施工時に對傾構部材の応力を確認する目的でP1、P6橋脚上の支承交換時に直上の對傾構に発生する応力を測定した。測定結果を表-4に示すがこれによるとP1では最大-659kgf/cm²、P6では最大1134kgf/cm²の応力変動が見られた。ただし計測値はジャッキアップ直前を基準にした相対的なもので絶対的な応力ではない。ジャッキアップ量は高々10mm程度

表-3 径間中央部の桁下縁応力とたわみ

載荷断面における桁下縁応力とたわみ A断面（ケース 2）

		桁応力			たわみ		
		補強前	連結後	補強完了時	補強前	連結後	補強完了時
G 1	実測値	233	250	141	-5.78	6.47	-4.46
	計算値	323	253	152	-10.32	5.53	-3.82
	実測／計算	0.72	0.99	0.93	0.56	1.17	1.17
G 2	実測値	223	244	99	-5.77	6.47	-4.66
	計算値	307	259	162	-9.73	5.61	-4.23
	実測／計算	0.73	0.94	0.61	0.59	1.15	1.10
G 3	実測値	210	195	162	-5.22	5.56	-4.46
	計算値	237	197	225	-8.01	4.56	-4.74
	実測／計算	0.89	0.99	0.72	0.65	1.22	0.94
G 4	実測値	218	197	168	-4.62	4.74	-3.94
	計算値	211	158	244	-6.14	3.11	-4.33
	実測／計算	1.03	1.25	0.69	0.75	1.52	0.91
G 5	実測値	170	164	125	-3.90	4.11	-3.29
	計算値	102	44	128	-3.48	1.01	-3.11
	実測／計算	1.67	3.73	0.98	1.12	4.07	1.06

載荷断面における桁下縁応力とたわみ C断面（ケース 8）

		桁応力			たわみ		
		補強前	連結後	補強完了時	補強前	連結後	補強完了時
G 1	実測値	281	241	80	-7.61	5.49	-4.36
	計算値	286	165	163	-9.15	3.59	-3.32
	実測／計算	0.98	1.46	0.49	0.83	1.53	1.31
G 2	実測値	231	189	164	-7.55	—	-4.54
	計算値	289	188	172	-9.12	-4.04	-3.64
	実測／計算	0.80	1.01	0.95	0.83	—	1.25
G 3	実測値	216	185	189	-6.33	4.68	-4.00
	計算値	232	143	213	-7.87	-3.30	-3.99
	実測／計算	0.93	1.29	0.89	0.80	1.42	1.00
G 4	実測値	200	158	139	-5.39	-3.95	-3.23
	計算値	228	110	205	-6.65	2.15	-3.31
	実測／計算	0.88	1.44	0.68	0.81	1.84	0.98
G 5	実測値	162	107	53	-4.32	-3.08	-2.17
	計算値	147	19	78	-4.97	0.45	-1.83
	実測／計算	1.10	5.63	0.68	0.87	6.84	1.19

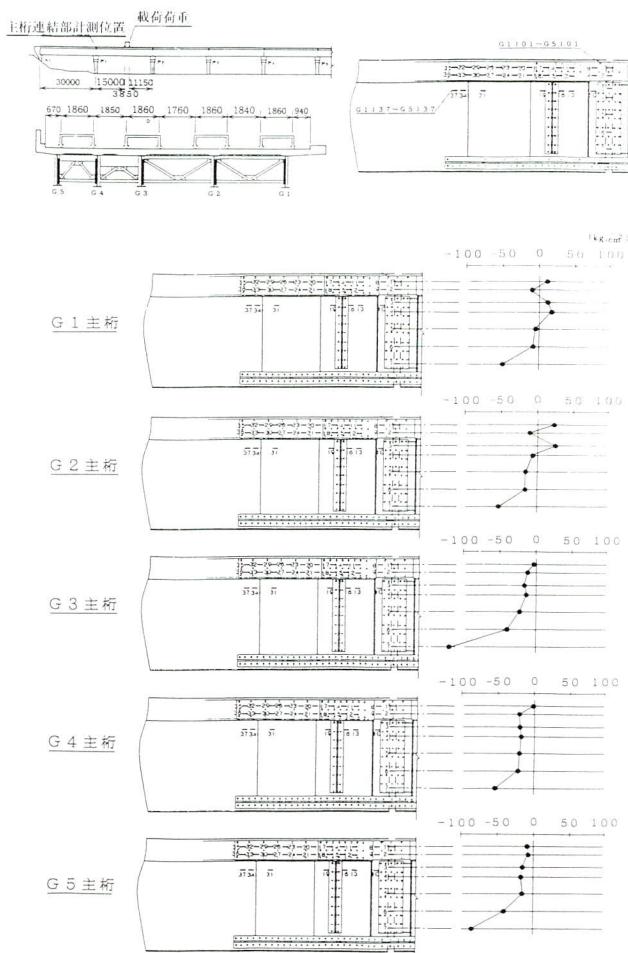


図-16 連結プレートの応力分布図（ケース 8）

度であり施工時に注意を要するポイントの一つである。

④ひずみ頻度計測は一般通行車両によるひずみの出現頻度を計測するもので各載荷試験後に数多くのデータを採取した。今後一定期間をおいて計測することにより疲労損傷などの進行程度の把握に役立つものと思われる。計測結果より一般通行車両による発生頻度の高い応力は、いずれの測点においても載荷試験時の応力に比べて小さい事が分かった。図-18, 図-19に頻度計測結果の一例を示す。

6. まとめ

供用後二十数年が経過した坪の内高架橋の補強工事（主桁の連続化・箱桁化）の補強効果を確認する目的で各種の計測を実施した。結果を要約すると下記の通りである。

①連続化により中央径間では、主桁の下線応力・たわみが共に15~25%程度の補強効果を確認できた。側径間では載荷荷重の関係もあり、応力・たわみ共に若干の増加が見られた。

②箱桁化により全径間にわたり応力・たわみ共に20~30%程度の改善効果がある。

③連結部断面の応力分布を見ると、中立軸の位置は上フランジ付近にあり負の曲げモーメントによる引張応力のほとんどを床版鉄筋が負担していることが分かった。

④応力頻度計測から橋軸直角方向鉄筋と橋軸方向鉄筋を比較してみると発生している応力レベルはほぼ同様であるが、

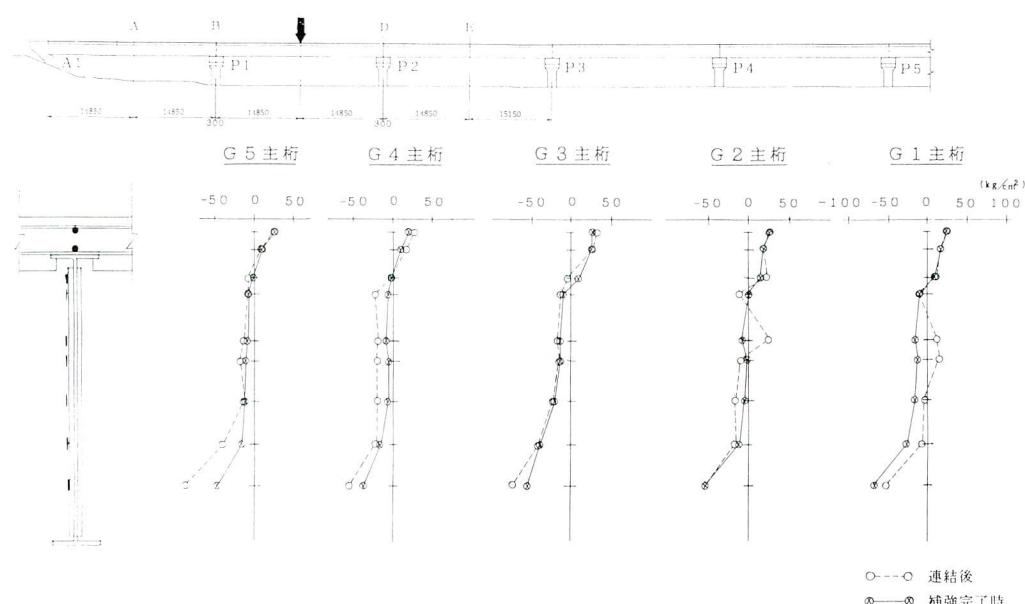


図-17 主桁連結部断面応力分布図（ケース 8）

表-4 替交換時における対傾構の応力変化 (P I)

注1. 単位：上下量はmm、反力はton、応力はkg/Cm²で示す。

注2. 上記応力は全て下記の計算式による。

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

σ : 殻力 kg/Cm²

E : 鋼材の弾性係数 2.1×10^5 kg/Cm²

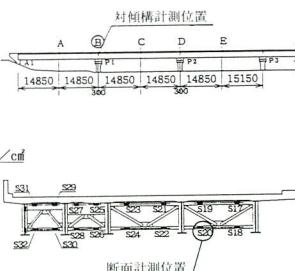
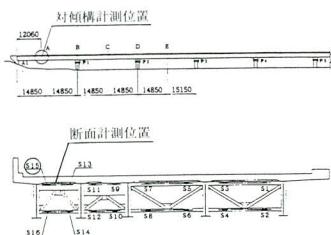


図-18 径間中央断面対傾構ひずみ頻度（補強完了時）

図-19 支点断面对傾構ひずみ頻度（補強前）

累積度数では橋軸方向鉄筋のほうが橋軸直角方向鉄筋の約5倍と著しい差がある。

7. あとがき

鋼桁の連続化・箱桁化に伴う補強効果の確認試験（坪の内高架橋）の概要について報告した。計測結果は総じて満足のいくものであった。確認試験は東名高速道路坪の内高架橋（上部工）補強工事の一環として実施されたもので、日本道路公団東京第一管理局ならびに同横浜管理事務所の方々をはじめ、計測を担当した(株)構造技術研究所の方々に

は多大なるご指導を頂いております。誌面を借りて深く感謝致します。

〈参考文献〉

- 1) 岩井ほか：鋼桁の連続化・箱桁化に関する設計について（坪の内高架橋），宮地技報No. 12，1996
- 2) 日本道路公団：東名高速道路坪の内高架橋（上部工）工事補強工事「補強効果確認試験報告書」，平成9年3月

1997.10.31 受付

グラビア写真説明

西野川橋

西野川橋は（主）開田三岳福島線の三岳村に位置し、御獄山、開田高原等観光地への主要道路です。春は山菜取り、夏は避暑、登山、秋は紅葉、冬はスキーと観光客が多く来るところです。

本工事は、昭和28年竣工のコンクリートアーチ橋の架替工事で、橋長72mの単純上路式鋼トラスをケーブルエクション直吊り工法で架設しました。旧西野川橋は16t規制で幅員が狭く、また老朽化が進んでいて、地元住民からも架け替えの声が出ていたようです。西野川橋付近はカーブが多く、また幅員も狭いため車もすれ違えない箇所も多くあり、取付道路等も大きく改良されました。その先も今後改良される予定で、それに伴い橋もかかるとのことです。架設作業は、危険かつ困難な工法でしたが、無事故で作業しました。床版工事も、生コン工場から現場が遠い等困難が多くありました。

本工事は難しい事が多くとても勉強になりました。またこのような現場に行きたいと思います。

（西田）

新上田渡橋

国道379号は、愛媛県砥部町から広田村・小田町を経て、内子町に至る山間を結ぶルートです。旧道は幅員が狭く順次バイパス計画が進んでおり、本工事は「上田渡バイパス」の一環として施工されました。

平成8年11月吉日に行われた「一般国道379号上田バイパス」開通式においては、雨天にもかかわらず沿線住民の方々の歓迎の元、幼稚園児を先頭としたパレードが敢行され、あらためて地元発展に微かでも寄与することができた事を実感しただいです。

（山根）

フレアフレームの設計について

Designing Flare Frames

奈 良 幹 夫*
Mikio NARA

Summary

Miyaji Iron Works has recently been cooperating with Nippon National Air Oil Burner in the flare equipment design and manufacture business.

Flare equipment is installed in plants (such as oil refineries and chemical plants) to gather gases which are not needed for end products and burn or flare them.

Miyaji Iron Works is designing and manufacturing steel flare equipment structures, excepting measuring instruments, such as pressure gauges, and combustors. This paper outlines the method of designing flare equipment.

キーワード：フレア、煙突、架構、耐風設計、共振現象

1. はじめに

当社は近年、日本ナショナルエアオイルバーナー株式会社〔以下Ni-NAO社と略す〕と提携し、フレア設備(次章)の設計・製造を行っています。ここでは、フレア設備の設計方法の概要について紹介します。

2. フレア設備について

(1) フレア設備とは

プラント（石油、化学工場等）等において、非常時に流出したガスや精製等の過程で発生したガス等、製品に不要なガスを集めて、燃焼もしくは拡散させるための設備である。

当社は、計装（圧力計などの計器類）や燃焼機器等を除く鋼構造物の設計・製造に携わっている。

(2) フレア設備の種類

一般的には、集まつてくるガスの比重により、フレアシステムとベントシステムの大きく2つに分けられる。

1) フレアシステム（ガスが空気より重い場合）

フレアシステムは、ガスの燃焼位置によって、フレアスタックとグランドフレアの2種類に分けられる。

(a) フレアスタック

煙突の先端でガスを燃焼させるタイプ。

*技術本部技術部技術課

煙突の径や高さは、ガス量および地上における輻射熱によって決定されるため、燃焼させるガスの種類や量により変化する。煙突の高さは、普通10m～150m程度であるが、炎による光公害等の問題が発生する場合もある。

形式の選定は、この高さと設置場所の広さ等により、決定されることが多い。また、スチームや空気を利用して、燃焼時に黒煙が発生しないようにしている。

(b) グランドフレア

煙突の下端でガスを燃焼させるタイプ。

フレアスタックにおける光公害をクリアしたものであり、高さや径は燃焼能力によって決定される。高さは、通常5m～30m程度である。

地上付近でガスを燃焼させるため、熱や騒音を遮断するためのフェンスが必要となる。また、熱やガスによる影響を防ぐために、煙突の内側に通常セラミックファイバーでできた、ライニング（保護材）を貼る。

さらに、燃焼時に発生する振動（燃焼波）の問題をクリアするため、煙突の下部に孔を開けている。

2) ベントシステム（ガスが空気より軽い場合）

煙突の先端でガスを拡散させるタイプ。

煙突の高さは、ガスの着地濃度によって決定されるが、通常30m～40mの自立型が多い。

3. 各形式の特徴

フレア設備を構造別に区別すると、次の4つに分けられる（写真－1～6参照）。

(1)自立式（写真－1，2）

一般的な構造高は5m～50m。

煙突本体だけで自立している構造物。グランドフレアやベントスタックもこれに含まれる。

(2)ガイワイヤー式（写真－3）

一般的な構造高は30m～100m。

煙突本体もしくは煙突を支持する架構をガイワイヤー（スティワイヤー）にて、3方向から支持している構造物。そのため、広い敷地を必要とする。

(3)架構式（写真－4）

一般的な構造高は50m～140m。

鉄塔支持式とも言われ、煙突を架構（鉄塔、やぐら）で支持している構造物。架構の主柱材の傾きは約5°であるため、ガイワイヤー式のような広い敷地を必要としない。架構の主柱の配置は、平面でみると正三角形もしくは長方形になっている。

(4)ロアリング式（写真－5，6）

一般的な構造高は100m以上。

架構式の一部であるが、ワインチと滑車を利用するこにより、架構に支持されたガイドレールに沿って煙突

が上下するため、地上から1番目のフランジ継手部の付近で煙突の組立や解体が可能な形式。

4. 適用設計基準について

フレア設備の設計に適用される基準は、アメリカ、イギリス、日本のものが多い（まれにオランダの基準もある）。

ただし、グランドフレア等自立式の設計には、日本の基準を適用することが多い。海外の工事で日本の基準を適用した場合は、それを全て英訳する必要がある。

フレア設備に適用される設計基準の名称および内容は下記の通りである。

(1)アメリカ

1) 設計荷重

①UBC

発行元：International Conference of Building Officials, 1991年

②ANSI A58.1 (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures)

発行元：ASCE, 1990年

UBC-Uniform Building Code

ANSI-American National Standard Institute, Inc.

ASCE-American Society of Civil Engineers

2) 応力照査

AISC (Steel Construction Manual, Allowable Stress Design)



写真-1



写真-2

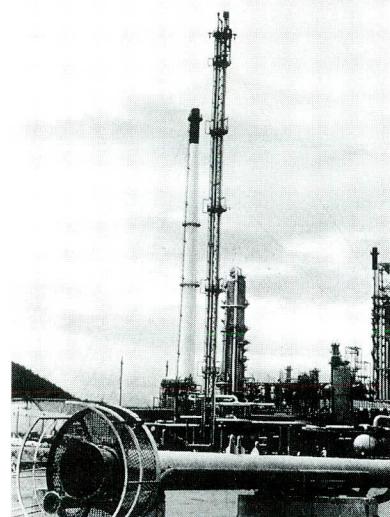


写真-3

発行元：AISC, 1989年

AISC - American Institute of Steel Construction,
Inc.

(2)イギリス

1) 設計荷重

Code of Basic data for The Design of Buildings
Chapter V. Loading

発行元：BSI, 1972年

BSI-British Standards Institution

2) 応力照査

①BS449 (The Use of Structural Steel in Building)

発行元：BSI, 1975年

②BS5950 (Structural Use of Steelworks in Building)

発行元：BSI, 1975年

応力照査には「BS449」と「BS5950」の2通りあり、

前者は「許容応力度法」後者は「塑性構造設計法」に基づいている。

(3)日本

1) 設計荷重

①煙突構造設計施工指針

発行元：財団法人 日本建築センター, 1982年

②塔状鋼構造設計指針・同解説

発行元：社団法人 日本建築学会, 1980年

2) 応力照査

①塔状鋼構造設計指針・同解説

発行元：社団法人 日本建築学会, 1980年

②鋼管構造設計施工指針・同解説

発行元：社団法人 日本建築学会, 1990年

③鋼構造設計指針

発行元：社団法人 日本建築学会, 1970年

3) 基部設計

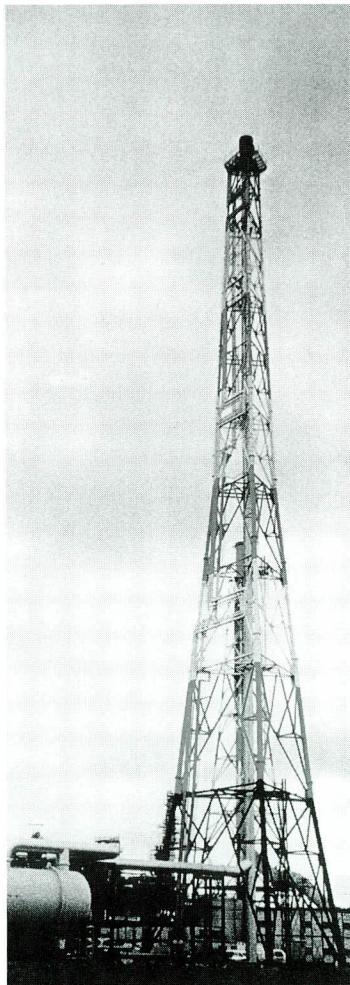


写真-4

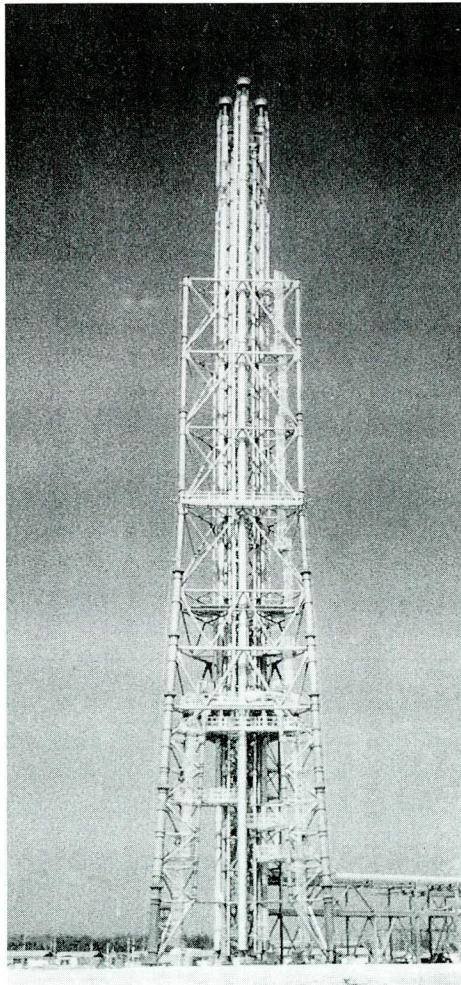


写真-5

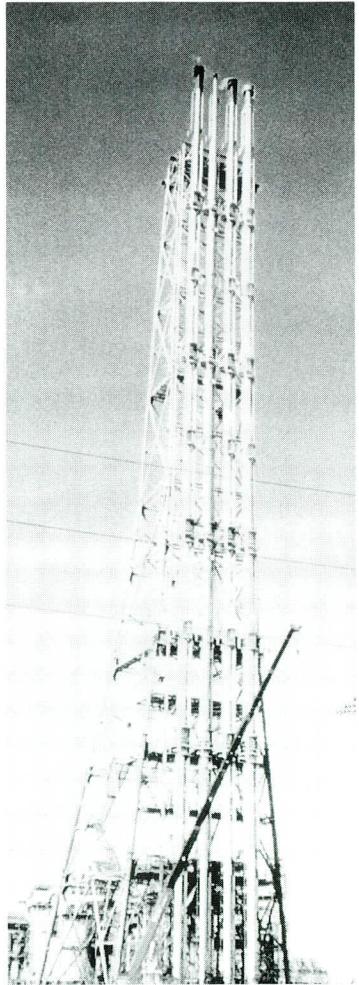


写真-6

煙突構造設計施工指針

発行元：財団法人 日本建築センター，1982年

(4)オランダ

イギリスの設計基準を元にした、シェル石油の設計基準である「DEP」を適用する。

DEP-Design and Engineering Practice

1) 設計荷重

DEP.34.00.01.30.-Gen., (Minimum Requirements for Structural Design and Engineering), 1989年

2) 応力照査

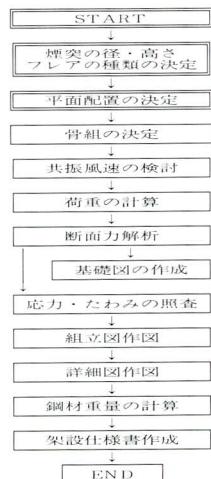
DEP.34.28.00.31.-Gen., (Steel Structure), 1989年

5. 設計

「BS5950」を適用した場合を除き、全て「許容応力度法」により設計する。

(1)設計の流れ

当社で担当する構造物の設計の流れは、次の通りである（二重線枠はNi-NAO社が担当）。



(2)設計分担

1) Ni-NAO社の分担

- ・煙突の径、高さの設計
- ・フレア設備の種類の検討
- ・架構の構造高の検討
- ・煙突、架構、付属物の平面配置の検討
- ・その他、燃焼機器、圧力容器等の設計

2) 当社の分担

- ・煙突（グランドフレア等も含む）の照査

・架構本体の骨組、使用部材の設計

・付属物の設計

(3)設計荷重および荷重の組合せ

1) 設計荷重

設計荷重は、下記の通りである。

①死荷重 (D)

②活荷重（プラットホームに作用する群集荷重）(L)

③風荷重 (W)

④地震荷重 (S)

⑤煙突に入ってくるガスの温度による影響 (P)

ただし、ガイワイヤー式については、上記の他に下記の影響についても検討する。

⑥煙突の伸びによる影響 (T)

⑦ワイヤーの初期張力による影響 (I)

ここでは、①、②、⑦における説明を省略し③～⑥について説明する。

③風荷重 (W)

受風面積 (A) は、風上側の投影面積のみを考慮し、風下側については無視している。その面積 (A) に各設計基準で計算された風速による圧力（速度圧 (q)）を乗じ、煙突には分布荷重 (qA/L) (L : 高さ方向の長さ) を、架構には集中荷重 (qA/n) (n : 柱本数) を各柱の格点に載荷する。

④地震荷重 (S)

橋梁における水平震度法と同じように、死荷重 (D) に係数 (0.1程度) を乗じた大きさの力を、重心に載荷する。

⑤煙突に入ってくるガスの温度による影響 (P)

プラントが運転を開始し煙突にガスが入ってくると、そのガスの温度によってノズルに接合されるプラントからの配管が、図-1の点線のように架設時よりも伸びる（縮む）ため煙突に強制変位が生じる。それを荷重として考慮するのが (P) である。

⑥煙突の伸びによる影響 (T)

プラントが運転を開始すると、煙突の温度が架設時よりも高くなり、煙突が図-2の点線のように伸びるためワイヤーも点線のようになり、ワイヤーのひずみが無視できなくなる。それを荷重として考慮するのが (T) である。

2) 荷重の組合せ

荷重の組合せは普通下記の通りであるが、一般的には風荷重を考慮した③が最大になることが多い。

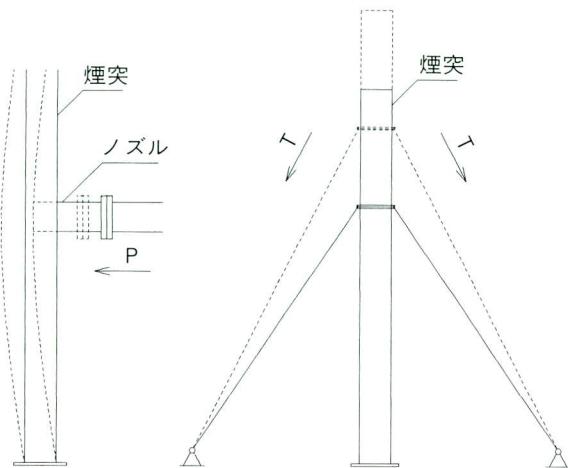


図-1 荷重(P)について

図-2 荷重(T)について

- ①D+L (+I)
- ②D+P (+T+I)
- ③D+W+P (+T+I)
- ④D+S+P (+T+I)

(4) 解析モデルについて (図-3 参照)

1) 自立式の場合

下端固定・上端自由の片持ち梁とする。

2) その他の場合

①煙突

煙突の下端は固定端かピン固定とする。上下方向の拘束がないため、中間の支持位置は鉛直ローラ支点とした梁とする。

②架構 (煙突を支持する鉄塔)

架構は支持条件を固定かピン固定としたトラス構造物として設計する。

(5) 許容応力度

許容応力度は材料の降伏点と部材の細長比から計算されることが多い。そのため、日本の鋼材を使用した場合でも海外の基準による許容応力度の算出は可能であり、またその逆も可能である。

「4. 適用設計基準について」で紹介した設計基準では以下のような方法で算出している。

①許容曲げ圧縮・引張応力度 (鋼管では圧縮、引張ともに同じ値になる)

$$F_b = \alpha F_y$$

α : 降伏点に対する係数 (各設計基準に従う)

F_y : 降伏点

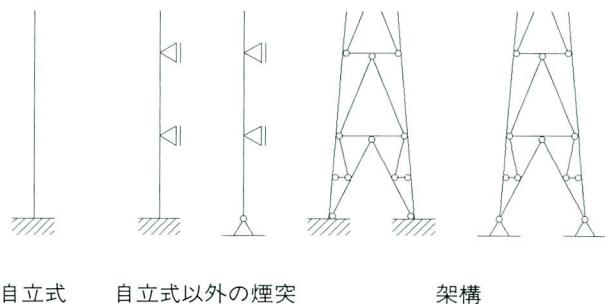


図-3 解析モデル

②許容軸圧縮応力度

細長比と降伏点により算出している。

計算式については各設計基準を参考するものとし、ここでは割愛する。

③許容軸引張応力度

$$F_t = \beta F_y$$

β : 降伏点に対する係数 (各設計基準に従う)

④許容せん断応力度

$$F_s = \gamma F_y$$

γ : 降伏点に対する係数 (各設計基準に従う)

(6) 許容応力度の割増し

短期荷重における常時に対する割増し係数は、以下の通りである。「BS5950」については別途検討するのが望ましいとされている。

①AISC 33+1/3%

②BS449 25%

(風荷重を考慮した場合のみ)

③鋼構造設計指針 50%

④DEP.34.28.00.31.-Gen., 15%

(7) 応力照査

1) 煙突および架構

どの設計基準を用いても、基本的には次式のように「軸力と曲げ」が作用する部材として照査している。

$$(f_c/N_c) + (f_b/F_b) \leq 1$$

f_c : 軸圧縮力による作用応力度

N_c : 同 許容応力度

f_b : 曲げモーメントによる作用応力度

F_b : 同 許容応力度

ただし、煙突断面の径厚比 (D/t) がおおむね100以上の場合は、次の②で照査する。また、部材毎の共振

風速（V）が $V \geq 15\text{m/s}$ になることを確認する。

2) グランドフレア本体

『塔状鋼構造設計指針・同解説』の「径厚比の大きい円筒部材」として設計することが多い。照査は「軸力と曲げ」および「せん断力」の2通りについて行うが、内容については同書を参考するものとして、ここでは割愛する。

また、中空の薄肉断面であるため、風により断面が変形し円形でなくなる現象が生じる。1つはカルマン渦による振動で、もう1つは円周に沿い変化する分布を示す風圧力による静的な変形である。それらに対する検討は、上記指針の「塔体の断面変形に対する配慮」の項に従い、カルマン渦による強制振動と風圧力による静的応力について検討する。

自立式においては高さと外径の比が20以下であれば、強制振動の検討は省略できるとされている。

3) 基部

『煙突構造設計施工指針』の「脚部の設計」により、ベースプレートおよびアンカーボルトについて照査する。

ベースプレートは3辺固定・1端自由の板でも、2辺固定の梁としても良いが、普通は後者にて照査している。

4) たわみ

構造物本体のたわみだけでなく、プラットホーム等のたわみについても照査する。一般的に、本体は1/200以下、プラットホーム等は1/400以下程度となっている。

6. 当社が提携した工事

当社がNi-NAO社と提携した（現在進行中も含めて）実施工事は、以下の通りである。また、各工事の全体組立図（一般構造図）を、図-4～7に示す。

① (6314) GOP PROJECT (図-4)

向先：インドネシア

形式：ガイワイヤー式

構造高：60.000m

鋼材重量：35.8t（当社分32.2t）

適用基準：設計荷重 UBC

応力照査 AISC

煙突構造設計施工指針

② (6317) SHENZHEN LPG (図-5)

向先：中国

形式：自立式（グランドフレア）

構造高：21.980m

鋼材重量：29.3t（当社分23.1t）

適用基準：設計荷重 煙突構造設計施工指針

応力照査 鋼構造設計基準

塔状鋼構造設計指針・同解説

煙突構造設計施工指針

③ (7302) SOKU GAS (図-6)

向先：ナイジェリア

形式：架構式

構造高：65.000m

鋼材重量：約210t（当社分約200t）

適用基準：設計荷重 DEP.34.00.01.30.-Gen.,

応力照査 DEP.34.28.00.31.-Gen.,

BS5950

煙突構造設計施工指針

④ (7310) TITAN NO.2 CRACKER PROJECT (図-7)

向先：マレーシア

形式：ガイワイヤー式

構造高：90.000m

鋼材重量：約37t（当社分約33t）

適用基準：

設計荷重 客先仕様書

応力照査 鋼構造設計基準

塔状鋼構造設計指針・同解説

煙突構造設計施工指針

7. 設計成果品について

設計成果品は、下記の通りである。①～④および⑥は客先に提出し、⑤は輸送時の資料とすることが多い。

①基礎図（ローディングデータともよばれる基部の詳細と反力についての図面）(図-8参照)

②設計計算書

③組立図（一般構造図）

④詳細図（テンプレートも含む）

⑤重量計算書

⑥架設仕様書

8. おわりに

最後に、エンジニアリングコーディネーターの金子氏

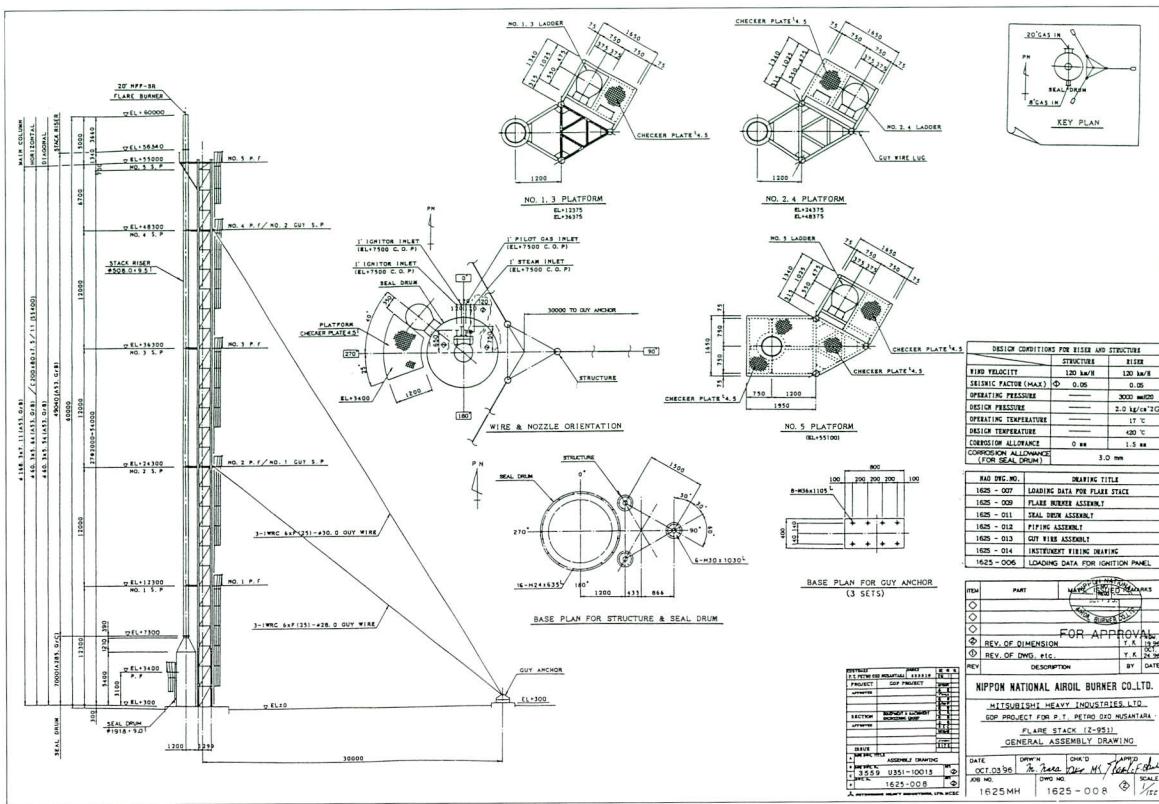


図-4 GOP PROJECT

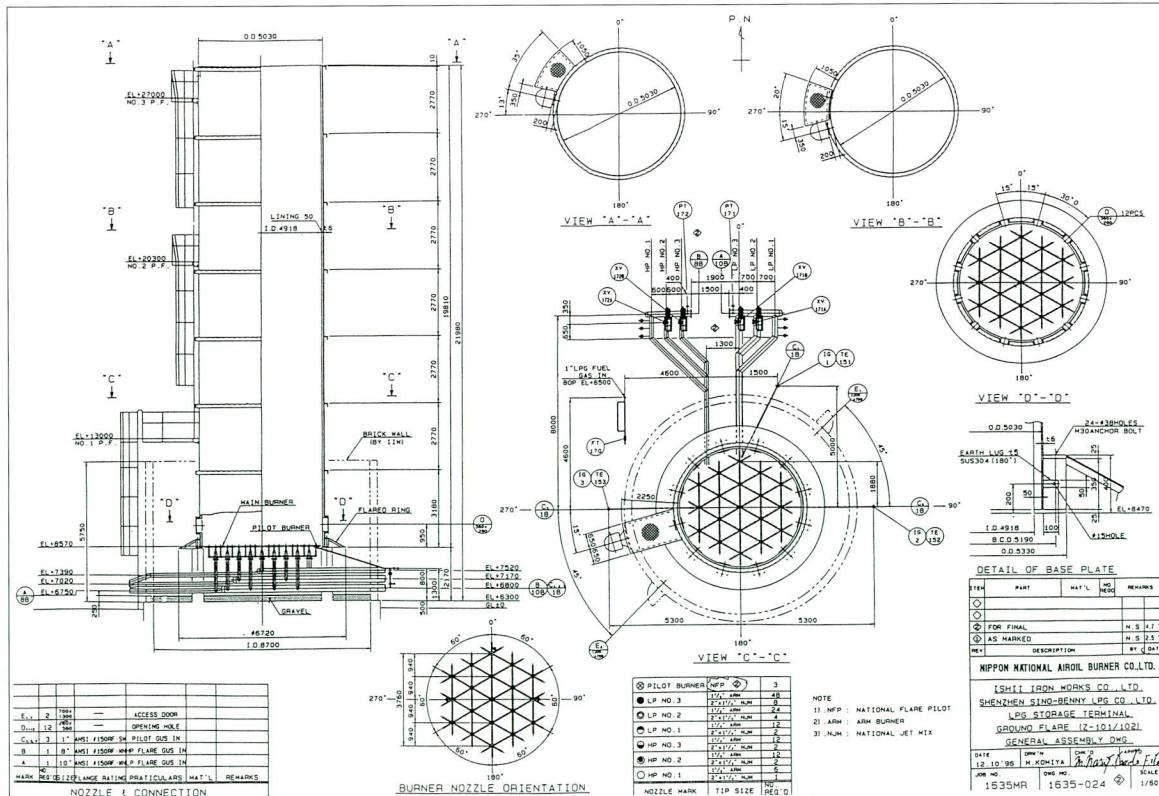


図-5 SHENZHEN LPG

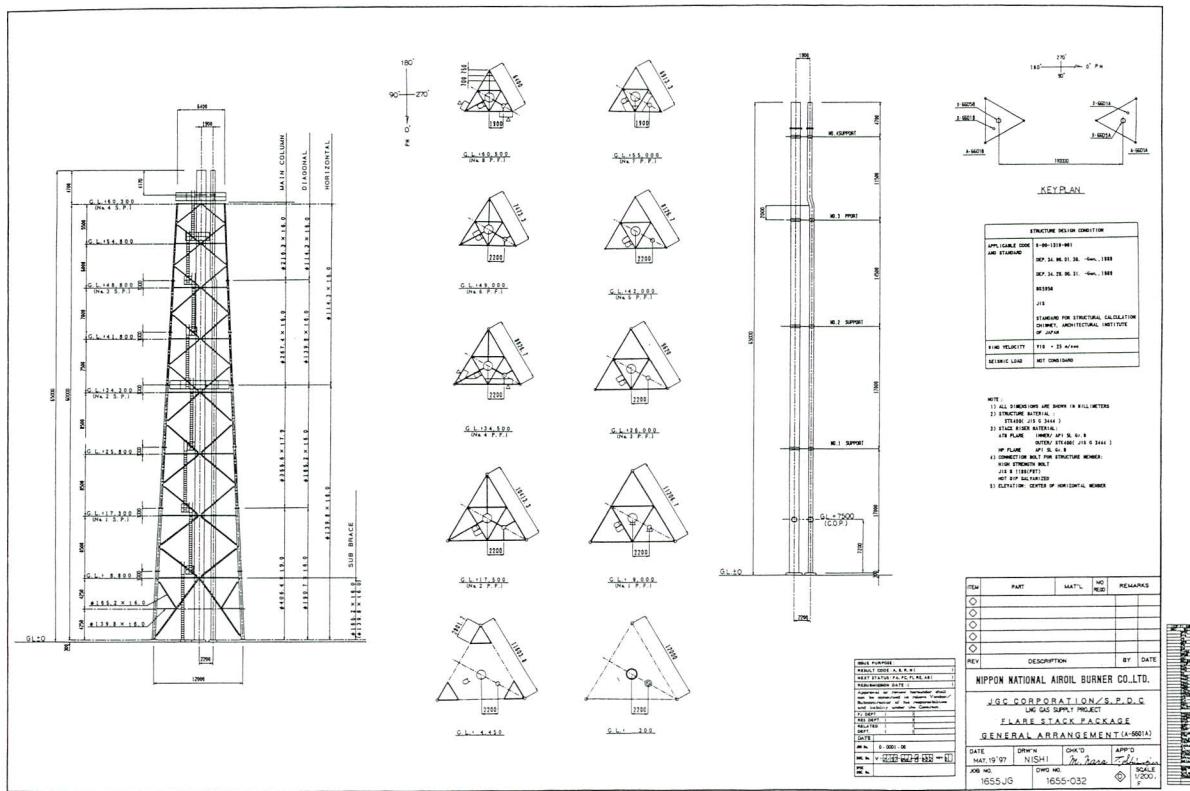


図-6 SOKU GAS

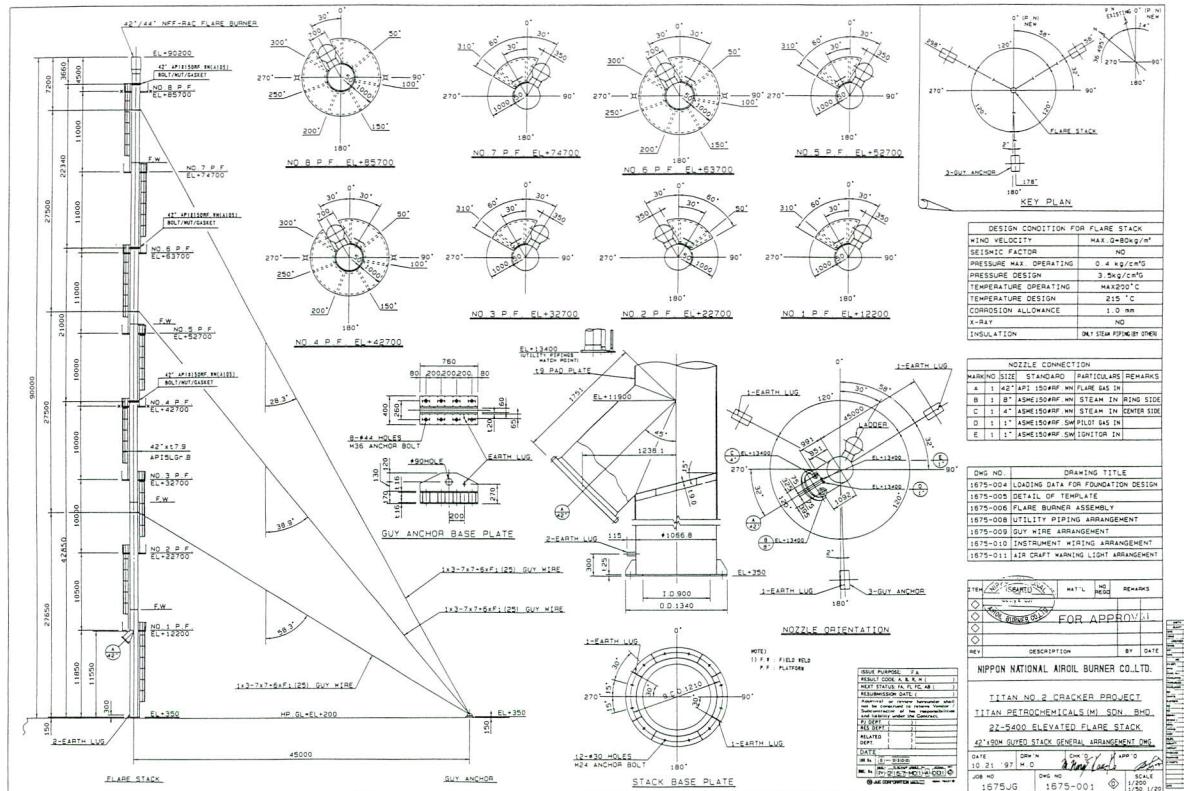
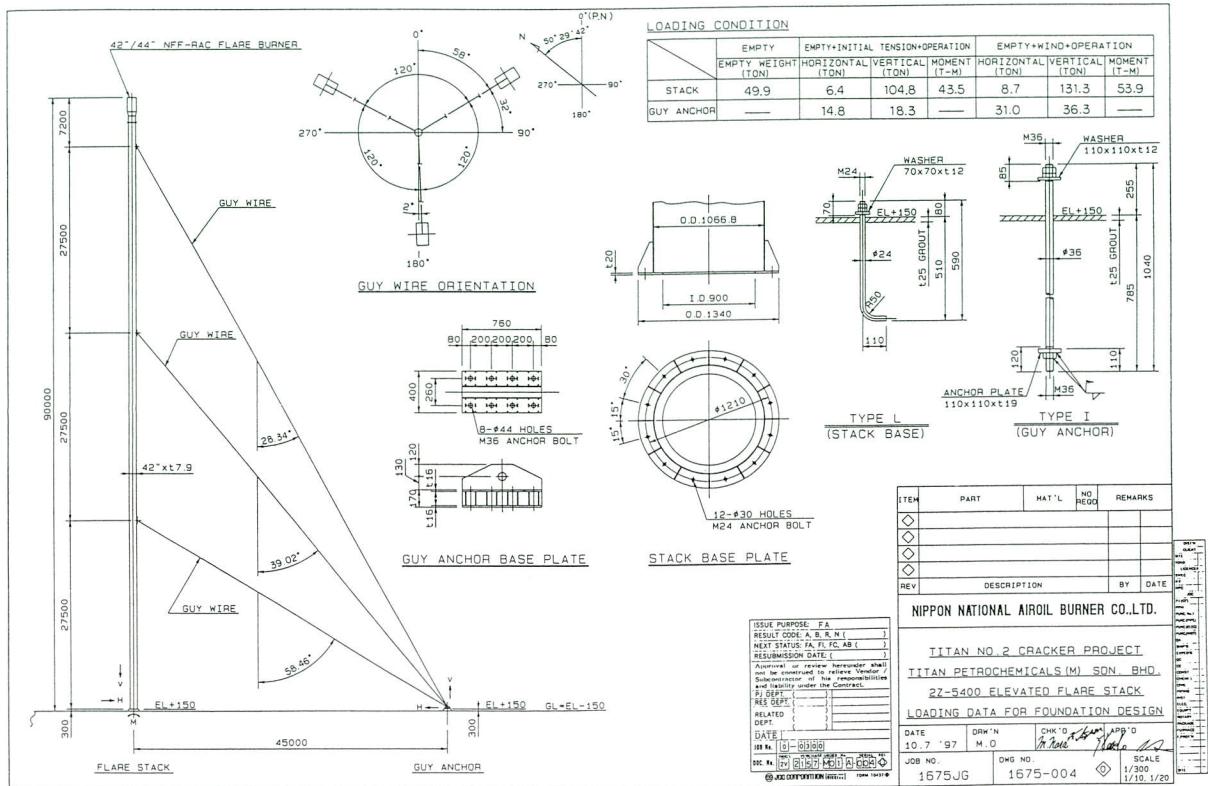


図-7 TITAN No.2 CRACKER PROJECT



図一8 基礎図の例 (TITAN No.2 CRACKER PROJECT)

を始め、日本ナショナルエアオイルバーナー(株)の皆様にはさまざまな御協力を頂いております。誌上を借りまして厚く御礼申し上げます。

フレアの業務はそのほとんどが海外の物件です。その

ため、図面・仕様書から客先およびNi-NAO社との打合せ記録に至るまで、全て英語で作成していることを付け加えておきます。

1997.10.31 受付

グラビア写真説明

新長野大橋（五輪大橋）

新長野大橋は、長野市の道路交通分散を目的とする“東外環状線”に位置しています。長野市は、千曲川及び犀川によって東西・南北に分断されており中心市街地への道路が著しく混雑しています。とりわけ渡河部に交通が集中するため交通上のネックになっています。新長野大橋の開通によって長野市街地への交通が緩和されるとともに、周辺地域との交通が活性化しています。この新長野大橋は、早期完成をはかるため前後取り付け道路を含め1.4kmが有料道路となっております。また橋梁部は将来的には4車線ですが、現在は暫定2車線で供用しています。また長野オリンピック及びパラリンピックの各会場を結ぶ重要な輸送ルートとしても大きく貢献するものと思われます。橋名は、一般公募の結果“五輪大橋”と決まり、オリンピックの記憶とともに市民の記憶に残ることと思います。

印象的だったのは、開通間近のイベントで、架橋地点付近に住むおばあちゃんが、「こんな立派な橋ができるなんて、長生きしてよかった」と往復2.6kmの新長野大橋スタンプラリー達成記念の通行記念の通行手形を手に誇らしげに語ってくれたことでした。

(柏谷)

橋梁用移動足場の開発（第2報）

Development of Traveling Platform for Bridges (Part 2)

清水 功雄^{*1} 滝戸 勝一^{*2} 岡四郎^{*3}
Isao SHIMIZU Shoich TAKIDO Siro OKA

Summary

Today, hanging scaffolds must be installed by skilled workers for projects such as the construction, inspection and repainting of steel bridges. The authors have long been addressing the task of developing a traveling platform that could easily be set on bridges when needed. We succeeded in putting into practical use a traveling device as appropriate for working conditions in the field. This paper describes the field achievements and future prospects of the platform.

キーワード：移動足場、点検調査、塗り替え塗装、吊り足場解体

1. まえがき

橋梁の架設、点検調査および塗装塗替え等の作業では一部を除き吊り足場が用いられている。この吊り足場の組立・解体作業では、パネル足場など多少の進歩が見られる他は、旧来どおりの熟練作業員の技量に頼る危険な作業を続けている。

筆者らはかねてより、鋼橋における作業足場の現状はたとえばビル建築あるいはデビダーク工法等のコンクリート橋などに比べても大幅に遅れており、作業の合理化の最も進めにくい部分であると考え、簡単に使用できる低コストの移動足場（トラベラプラットフォーム）の開発に取り組んできた。¹⁾

架設時の吊り足場解体作業、点検調査作業など現場での実績をふまえて、使いやすさと安全性の両面から移動足場が十分効果を發揮できることが解った。

本文では、架設および点検調査での実績と、塗替え塗装足場に用いる場合の作業方法について報告する。

移動足場の開発にあたって、基本的なコンセプトは以下のようである。

- ① 架設、点検調査、補修、および塗替え塗装作業に使用できる。使用目的に合わせて作業床の面積を考慮できる。
- ② 作業ごとに組み立てる脱着式を基本とする。
- ③ 中間橋脚をかわして連続走行できる。

- ④ 走行台車はレール走行式と路面走行式を選択できる
- ⑤ 走行装置、足場の伸縮装置など機械部分を含むのでシステムの安全には十分な信頼性があること
- ⑥ 基本的にはリース用機材とし、効率的に転用することで、リース価格を安く設定する。保守点検、組立解体、および現場での運転指導なども考慮する。

2. 移動足場は橋梁の現場作業をどう変えるか

いくつかの施工例および検討結果をもとに現場作業が移動足場の導入によりどう変わるかについて述べる。

(1) 架設工事

1) 吊り足場の解体作業

写真-1は鋼床版をもつ大断面箱桁橋である新狩野川大橋（静岡県沼津土木事務所）の吊り足場の解体作業中の状況である。本橋梁は全幅員11.7m、桁高5.2m（側径間の一部は桁高さが変化）、箱桁幅5.80m、床版の張出し長さ2.95mの橋梁断面をもつ1箱桁からなる曲線橋である。

箱断面が大きいばかりでなく、張り出し長さが大きいので、吊り足場の解体にあたっては、最後の吊りチェーンの取り外しを安全に行い、吊り金具部分の塗装のタッチアップを確実に行う方法が問題となった。また解体した大量の足場材の搬出を橋脚位置で行わねばならず、足

*1技術本部技術開発部長

*2技術本部工事部長

*3技術本部工事部工事課

場上を人力により運搬することになり、能率が悪く人手を要する。

このように解体作業が難しく危険が伴う現場状況から、手持ちの移動足場を写真-1のように吊り足場解体用の移動足場に改造し、平成8年のI期工事と、9年のII期工事に使用し能率の向上と安全の確保にあたった。



写真-1 吊り足場解体作業中の移動足場全景



写真-2 移動足場上の吊り足場の解体作業

足場の解体では写真-2のように、移動足場上の作業員が足場パイプ等を順次解体し移動足場の端部に集める。

通常吊り足場の解体作業で問題となる足場パイプの組立順序から解体の手順の検討、あるいは解体時の足場の確保など作業員の熟練に頼る作業がほとんどなくなるので、能率が良く安全である。

作業能率の面から特に効果を発揮したのは、解体した足場材料を1パネルごとに移動足場上に集めて、ユニッククレーンにて橋上に吊り上げ搬出できたことである。

足場上を人力で運搬することと比べて大きな省力化になっている(写真-3)。

また最も問題になる吊りチェーンの取りはずしと、吊り金具周辺の塗装のタッチアップは、吊り足場解体後に移動足場上での作業になるので、安全を確保しながら下塗りを含めた十分な塗装を施工できる(写真-4)。

長期防錆型塗料を用いた橋梁が増加しているが、現状ではこの吊りチェーンのあたるフランジエッジ部、および吊り金具の補修塗装が十分に施工できず、塗装の弱点となっているために、橋梁全体の塗膜は活膜の状態で良好であるにもかかわらず、全面の塗替えを行うケースもある。

このように移動足場による確実な施工は、塗替え塗装のインタバールを延ばす効果を期待できる。

新狩野川大橋では平成8年と9年に分けて架設工事を行っており、箱桁の下段の吊り足場を移動足場を用いて解体作業を行った(図-1)。作業工程を表-1に示す



写真-3 足場材料の搬出

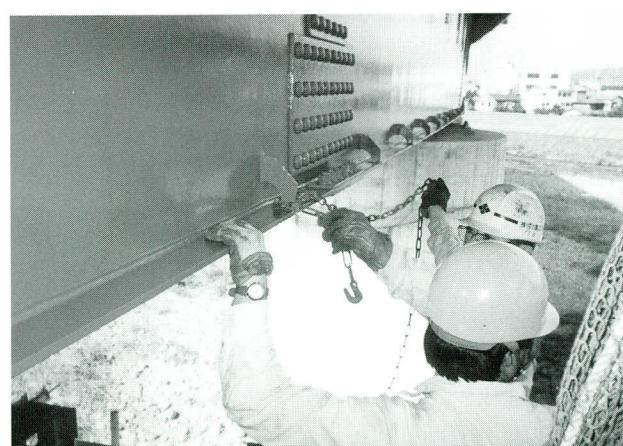


写真-4 吊りチェーンの取り外しと補修塗装

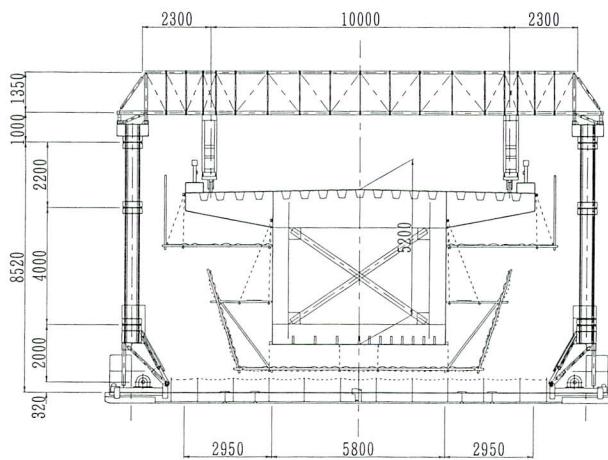


図-1 吊り足場解体用移動足場図

表-1 足場解体作業の概要

区間	解体する吊り足場面積	移動足場による足場解体日数	通常の方法での解体日数（計画）	施工会社
A1～P6 2径間	200m × 8m = 1600m ²	吊足場解体 6日 「タッチアップ」含む	吊足場解体 17日 「タッチアップ」含む	川崎重工業 宮地鐵工所
P6～A2 1径間	140m × 8m = 1120m ²	吊足場解体 3日 「タッチアップ」含む	吊足場解体 12日 「タッチアップ」含む	NKK

* 足場解体日数は他に移動足場の組立解体に2.5日程度必要である
* 通常の解体方法では、転落防護用ワイヤーフリッジを含む

が、この部分で比較すると通常の解体工法に比べて工数、工程ともおおよそ1/3程度であることが解る。

2) 移動足場による架設作業

写真-5は箱桁の張出し架設で稼働中の移動足場の例である（上信越自動車道・八木沢橋梁）。現状では場所打ちのRC床版をもつ桁橋では、吊り足場によることになるが、鋼床版あるいはプレキャスト床版の場合はこのように移動足場で施工可能である。

特に、近年塗装の品質とコスト縮減のため、鋼桁を工場にて上塗り塗装まで完了して出荷するケースが多くなっている。上塗りまで完了した鋼桁に現場で型枠を組み、場所打ちのRC床版の施工を行うことは、せっかく品質の良い工場塗装を損傷することになり、補修塗装による費用も大きくなるので、プレキャスト床版の採用が効果的である。

主径間以外はベント工法であり、この場合は移動足場を能率良く稼働させることができないので、吊り足場により施工せざるを得なかった。壁高欄は費用と出来型を考慮して場所打ちRC構造とした。床版側面には連続した足場が必要になるので、床版に金具を埋込むことで部分

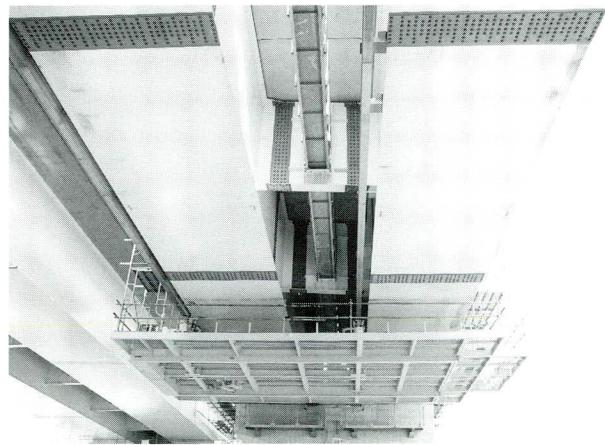


写真-5 移動足場を用いた床版の取付

足場を組み立てた。この足場の組立解体作業は、移動足場上から行うことで能率良く施工できた。しかしながら現状は移動足場の稼働率が低く、損料計算による採算ベースに乗せることは難しい状況にある²⁾。

(2) 維持管理に用いる場合

1) 点検調査用移動足場

海上橋などの大型橋梁の場合、定期的な点検・調査にもとづく補修、塗替え塗装工事は構造物の寿命を延ばすためにきわめて重要である。

特に架設時の損傷などにより、比較的初期における錆などの損傷に対して的確な補修を行うことが長期防錆上効果的であることが知られている³⁾。本州四国連絡橋公団等の長大橋では、建設時に設備として点検作業車を設置しているが、一般の橋梁では点検設備の設置費用と維持管理が難しいので、その都度吊り足場を設置するか、橋梁点検車による調査によることになる。

橋梁点検車による場合は、通常1車線規制を必要とするため夜間の作業になり、十分な調査結果を得にくばかりでなく、規制に要する費用もばかにならない。

また吊り足場の設置は塗装足場と同様な、本格的な規模になる場合も多く、調査費用に占める足場費用の割合が大きくなる。

写真-6～8は東京湾アクアライン橋梁部の航路部径間で稼働中の点検車である。写真-6は橋梁側面を走行し、下フランジ近くに設置された航路灯を、定期点検することを主目的として設置された点検車で、側面及び鋼床版張り出し部の点検補修にも用いられる。写真-7は1-BOXタイプの箱桁下フランジ面全面の点検・調査を可能にした点検作業車である。



写真-6 東京湾アクアライン橋梁点検車（側面）

いずれも、橋梁の完成時には専用のレールが設置されているのみで、点検車は設置されていない。完成後に当初設計の点検車ではなく、10年程度の使用を想定した廉価で簡単な構造の点検車を設計し設置した。

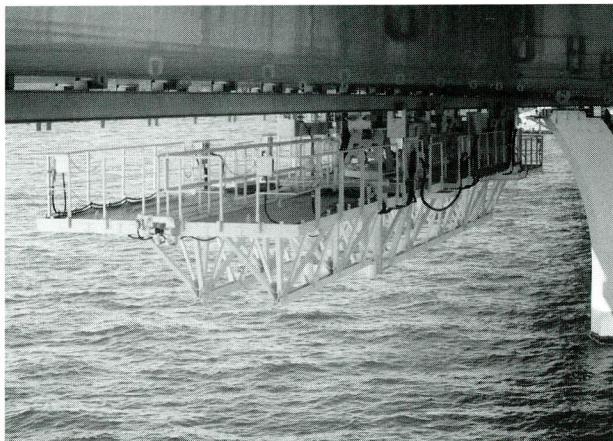


写真-7 東京湾アクアライン橋梁点検車（底面）

写真-8は底面点検車の橋脚を通過する時の作業足場を閉じたときの状況である。このように簡単な操作で足場の開閉が行えることで、側面の点検車と相互に乗り移ることができるので、非常時の作業員の避難用に利用できる。また資材等の搬入にも使用されている。費用の点から点検車の設計をアルミ主体でなく鋼材としたために、自重は大きくなつたが、作業中の揺れの少ない使いやすい点検車として稼働している。

発電機搭載型なので、点検車のメンテナンスのため月1回程度の運転が条件になっている。

このように、橋梁に点検車用のレールが設置されないと、最も必要な形式の点検車が無理なく設置できるこ

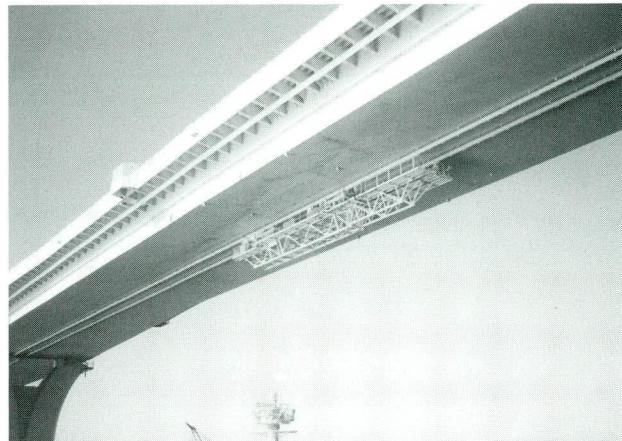


写真-8 東京湾アクアライン橋梁点検車（橋脚通過時）

とが解る。今後計画される比較的規模の大きな橋では、新設時に点検車用のレールを設置するのが望ましい。

レールが設置されていない橋梁では、路面走行する点検作業車を使用できる。さらに下路トラス橋では図-2に示すような、直接上弦材上をゴムタイヤで走行する点検・調査用の移動足場を計画しており、橋長が100mを越える規模のトラス橋では吊り足場の設置に比べて、足場費用も低廉になるとを考えている。

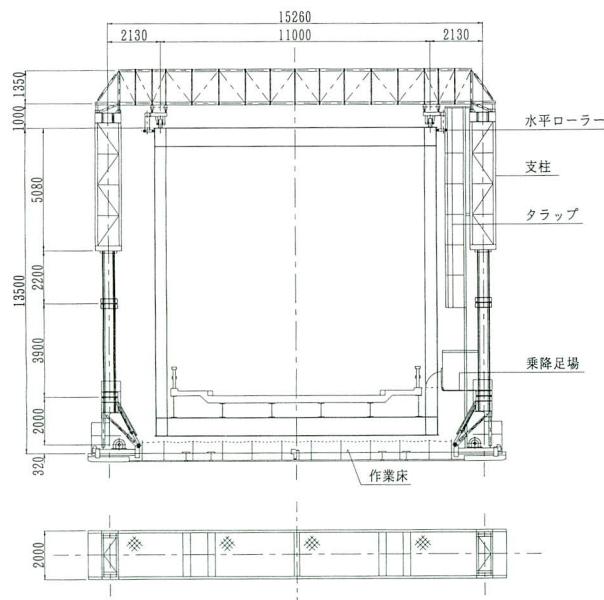


図-2 下路トラス橋用点検車計画図

2) 塗替え塗装作業用の移動足場

橋長が100mを越えるような大型橋梁では、移動足場の組立・解体を考慮しても、吊り足場より経済的になるとを考えている。ただし現状では移動足場の構造と路面占有の状況から、橋梁の床版張り出し部にレールを取り付け

られる場合、あるいは歩道付きの橋梁で歩道上を走行台車が走行できる場合に対応可能である。

図-3では床版張り出し部のレールを用いて走行する塗装塗り替え用の移動足場の計画案で、桁高の変化する長大橋用に開発したものである。

このような移動足場による塗替え塗装では、吊り足場上での塗装作業とは手順が異なるので、作業員の慣れが必要になる。さらに移動足場上での作業のため、同時に作業できる作業員の数の制限と、塗装インターバルの関係から塗装の作業計画が重要になる。このような状況での大規模な塗装作業の例が少ないため、作業能率の確認など今後の課題になっている。

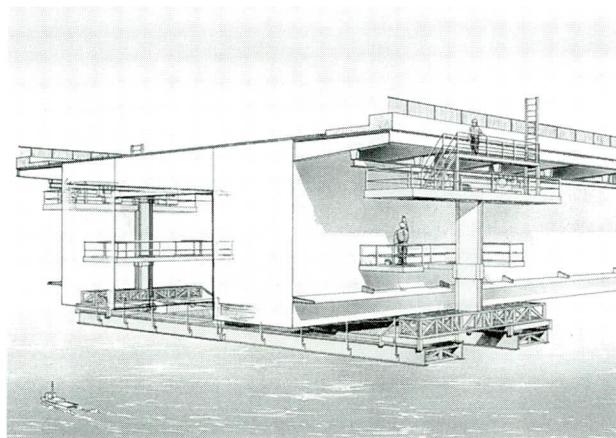


図-3 塗装塗り替え用の移動足場（計画図）

表-2は3径間鋼床版箱桁橋（橋長360m海上橋）の塗装計画を比較検討したものである。この検討例では、橋梁の外面、下フランジおよび桁間の腹版の一部を移動足場で施工し、箱桁間の腹版と横桁および鋼床版裏面は、移動足場を用いて組み立てた吊り足場上での塗装作業とした。

このように移動足場を用いることにより、桁間などの移動足場での作業の難しい箇所には、容易に吊り足場を設置できるので現場に合わせた使い分けができる。前述したように、吊りチェーンによる塗装損傷部のタッチアップは確実に行えるので、塗装の弱点部を作りにくい。

3) 作業の自動化に向けて

前項の塗装作業足場の検討例では、すべての作業を手作業によるとして計画している。移動足場は電源設備などを備えており、作業姿勢も確実にとれるスペースを確保しているので、現場の環境条件さえ許せばプラストによるケレンとエアレススプレーによる塗装作業は可能に

表-2 移動足場を用いた塗替え塗装の工程

工 程 (日)	100	200	300	所要日数
吊り足場 による場合	足場架設120	塗装 140	足場 解体80	340日
移動足場 +吊り足場 (30%)	足場架設40 塗装170	足場解体25 場解体	5	250日

1) 橋長360mの1/2を施工するとして工程を算出。塗装面積12000m²
2) 移動足場と吊り足場の組み合わせは、全体の30%の足場を吊り足場として、移動足場上で組み立てる。塗装作業は移動足場と並行作業になる。
3) 移動足場上の作業能率は作業員の増減を彈力的に行いにくいので、吊り足場の80%とした
4) 塗替え塗装仕様は損傷度によりランクを付けており、超厚膜型エポキシ樹脂塗料、エポキシ樹脂塗料中塗、ふっ素樹脂塗料上塗を基本として検討している

なり能率は大幅に向上する。

さらに前述のような1-BOXタイプの橋梁の場合、造船に用いられているような、自動塗装機械による施工も考えられる。今後のメンテナンスを含めた工事費の縮減を考えるとき、将来のメンテナンスコストを考えた橋梁構造とメンテナンス設備の検討が欠かせないことがある。

足場の自動化については(社)日本鋼構造協会で検討され報告書が出版されている⁴⁾が、飛沫ダストの処理と塗装機械を乗せる足場の問題が解決しておらず、今後の課題として残されている。前述したように作業しやすい橋梁から順次半自動化程度の作業改善ができれば、大幅な現場作業環境の改善が計れると考えている。

3. 移動足場の構造

前述のように、筆者らの開発している移動足場は、足場解体、あるいはある程度の塗装用機械設備の搭載を設計の基本的な条件としている。このため車載式の橋梁点検車のように作業員2~3名の荷重で設計された点検車と異なり、かなり大型になる。自重は形式により10~20t程度である。

構造は主に作業床面積の広さと走行方式、および中間橋脚の通過の方式の組み合わせにより、使用する現場条件に合わせて組み合わせて提供することができる。

条件により使用できる組合せは表-3のようになる。

(1) 走行装置

1) 路面走行装置

ウレタン車輪を電動駆動する台車により路面を走行する。走行時は水平ローラーで地覆を押さえガイドとして

表-3 移動足場の使用条件による組合せ

		レール走行式 (吊下式)	路面走行式 (タイヤ式)	備考
架設足場	架設足場	○	—	
	吊り足場解体	(一部○)	○	
維持補修	点検調査	◎	○	路面走行式は 路肩を占有す る
	塗装塗替え	◎	○	

いる(写真-8)。

2) レール走行装置

I型鋼をレールにして鉄輪にて走行する。走行はレールを電動機に直結した大口径のウレタン車輪で押し上げることにより、ノンスリップ型の走行台車になっている。

(2) 橋脚通過方法

作業床を中央で切り離し、スライドさせることで橋脚を通過する構造を基本としている。このため前述の新狩野川大橋で用いた移動足場のように、2台の走行台車が連結されている場合は、作業足場を橋脚位置でそのまま切りはなすことで、簡単に橋脚を通過できる。

また図-2のように2台の走行台車が独立している場合は、2組の作業足場を交互に切り離し、連結することで橋脚を通過する構造になっている。

4. あとがき

鋼橋の新設、維持管理を問わず、吊り足場に頼らない施工法を目指して、いくつかの移動足場を開発し、販売とリースにあたってきた。しかしながら、現状の状況は吊足場の組立、解体に熟練作業員にたよる部分が多く、移動足場などによる施工の能率化と安全性の向上を積極的に計るまでには至っていない。

筆者らの取組みの他にも、橋梁点検車など数社で開発販売されているが、製品の完成度と現場の要求性能との差、あるいは費用などの面で施工者の要求を満たしているまでには至っていない部分も多く、課題も残されていると考えられる。

実際に移動足場を使用した現場技術者あるいは作業員



写真-8 路面走行台車

からは、いろいろ注文はあるものの、従来の吊り足場に比べて格段の作業性の良さを認められている。工事費の縮減の現実のなかで、トータルコストの低減が大きなテーマになっており、このような現場作業の改善の方向も重要だと認識している。今後も現場の要望に合う作業環境を作るべく努力するつもりである。

このような移動足場の安全性に着目し、積極的に対応いただいた、静岡県沼津土木事務所、東京湾横断道路㈱、日本道路公団名古屋建設局の担当者の方々には誌上を借りて深謝するしだいあります。また当初より移動足場の開発に協力いただいている㈱三井三池製作所の関係者の方々にもお礼申し上げます。

〈参考文献〉

- 1) 清水、田原：橋梁用自走作業床を使用した鋼橋の補修工事例、第3回鋼構造物の補修・補強技術報告会論文集、日本鋼構造協会、平成4年6月
- 2) 星野、藤井、吉川、小島：RCプレキャスト床版の施工（八木沢高架橋）、宮地技報 No11、1995
- 3) 江藤隆男：海峡部長大橋における局部補修塗装について、第18回鉄構塗装技術討論会予稿集
- 4) 足場等自動化に関する調査小委員会：足場等自動化に関する調査研究(第3報)、日本鋼構造協会、平成8年3月

1997.10.31 受付

経済性を追求した複合トラスの提案

Proposal for Hybrid Truss Bridge in Pursuit of Economy

能登 有 愿*
Hiroyoshi NOTO

Summary

A hybrid truss bridge is a medium span bridge designed to reduce construction cost, ensure construction safety and improve durability. In the structure of such a bridge, steel and concrete are used as appropriate for their unique characteristics and prestressed concrete supplies additional functions. A hybrid truss bridge has a prestressed concrete slab that combines deck and upper chord, and steel diagonal members and lower chord.

キーワード：新形式橋梁、複合橋梁、コスト縮減、外ケーブル

1. まえがき

本橋は工費縮減と架設時の安全性、供用時の耐久性向上を目指した中規模の支間に適した複合橋梁（幅員：2車線）である。構造形式は材料の使用箇所を考慮して鋼・コンクリート材料を使い分け材料の有する固有な特性およびプレストレス導入による付加機能を活かしている。即ち床版および上弦材をプレストレスコンクリート版（以後PC版と称す）で、斜材・下弦材を鋼部材で構成している（図-1）。

2. 構造解析

(1) 解析方針

本複合トラスは支間長と架設工法に密接な関係がある。平地部でベント支持架設が可能な場合は橋梁支持形式の自由度は高い。しかるに、山岳部で中央径間だけでなく側径間もベント支持が不可能な場合は、中間橋脚とトラス桁と剛結する。架設工法は目安として支間長（L）によって次のように分類することができる。

$95m < L < 115m$ 張り出し架設

$120m < L < 160m$ ケーブル斜吊り架設、斜ベント架設

PC版に対するプレストレスは、前死荷重（鋼とPC版の重量）に対して生ずるPC版の引っ張り応力にPC版内のPC鋼線で対応させる。この場合不要になったPC鋼線は

順次版外に出して定着していくが、何本かは格点部の局部的な応力、ひび割れ防止のため支間中央まで連続させる。特にケーブル斜吊り架設の場合の前死荷重時は完成系（3径間連続系）になるように斜吊りケーブルを調節する。後死荷重、活荷重に対しては外ケーブルで対応させる（図-2）。

(2) PC版の応力

構造モデルは次のように考える。

主構応力：全体系立体モデル（PC版はシェル）

床版応力：PC版5パネル（下弦材6パネル）を有する立体モデル

PC版の耐荷力：PC版2パネル（下弦材3パネル）を有する立体モデル

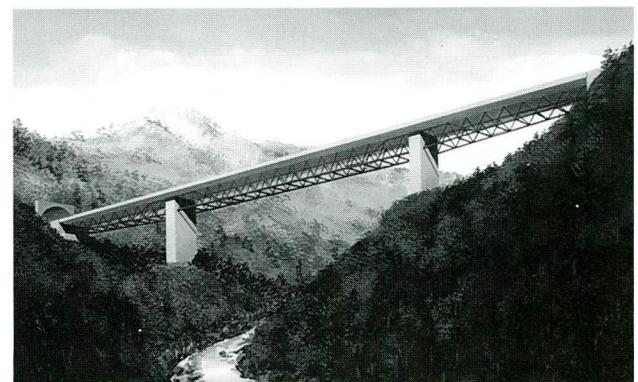


図-1 複合トラスの完成予想図

*技術本部先行技術研究室長

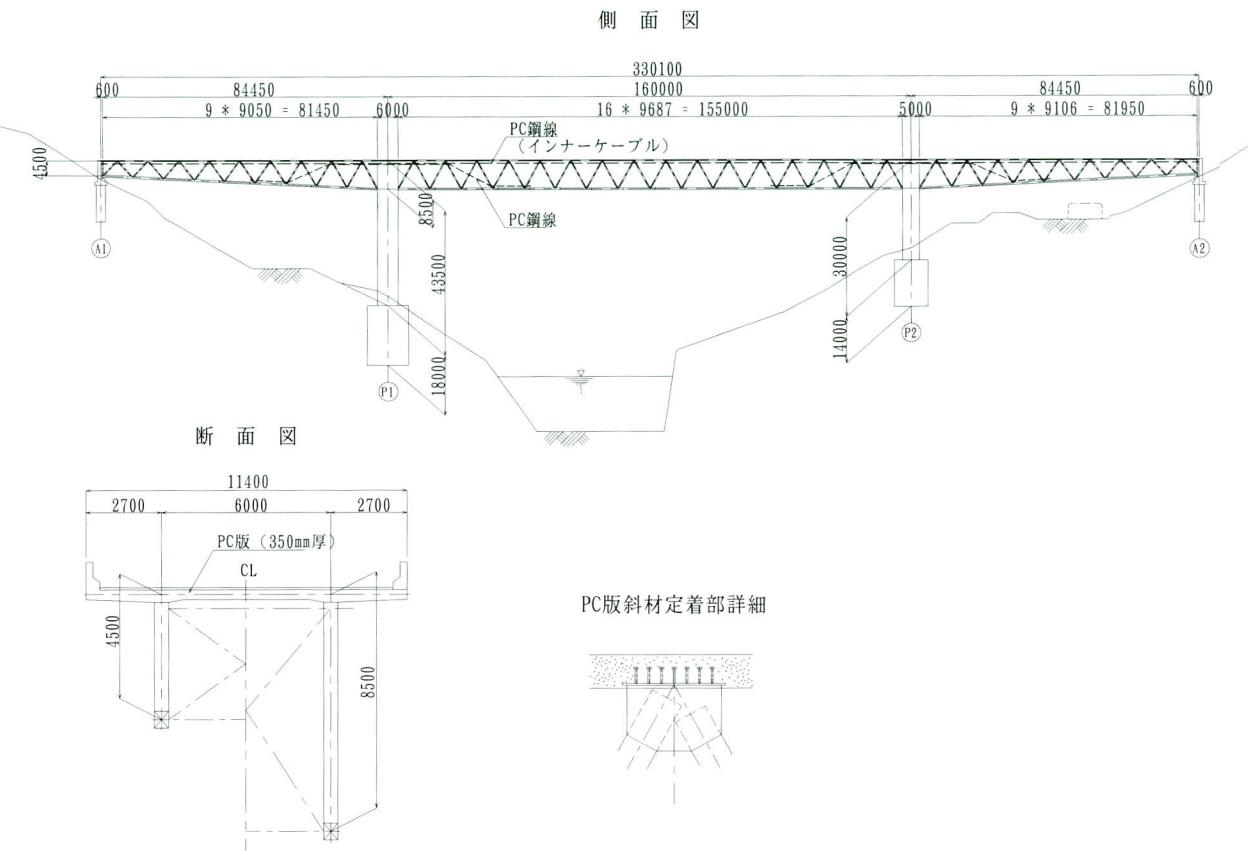


図-2 PC版複合トラス一般図

1) 主構応力

死荷重、活荷重によって生ずるPC版の主構応力は、ほぼ等分布であり、PC版は全幅（地覆内側幅員）有効

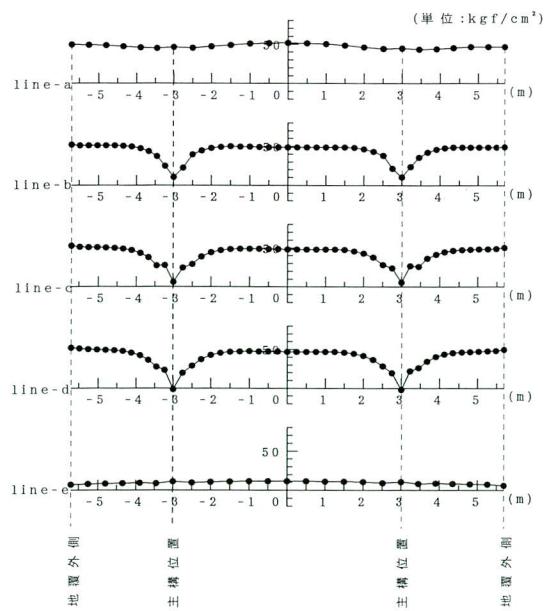


図-3 PC版上面応力分布（死荷重）

と考えられる（図-3 参照）。

2) 床版応力

荷重ケースはB荷重（輪荷重14.0tf）の5タイプの載荷方法について検討した。ここでは橋軸方向応力が最大となる主構の中央でかつ格点間の中央に橋軸直角方向に4輪載荷した場合について述べる（図-4, 5）。この載荷方法で上弦材がある場合（図-6, 7）と比較する。格点支持の載荷ラインの応力は床版下面で最大48kgf/cm²の引っ張り応力が発生する。上弦材で連続支持された場合（上弦材有り）が最大30kgf/cm²であるので連続支持の60%増の引っ張り応力が発生する。これらの引っ張り応力は必要に応じ、床版内のPCケーブルで負担するものとする。

同じ荷重載荷で格点支持状態の主構間中心線の橋軸直角方向応力分布を図-8に示す。応力は載荷ラインが最大で上下面で各々-28, 28kgf/cm²である。

張り出し位置での橋軸直角方向応力が大きくなる載荷状態では、最大値は上下面で応力の符号が逆転するが絶対値はほぼ同様な値である。

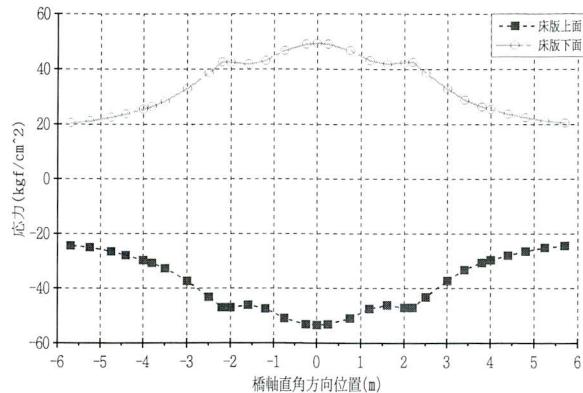


図-4 橋軸方向応力分布（格点支持）

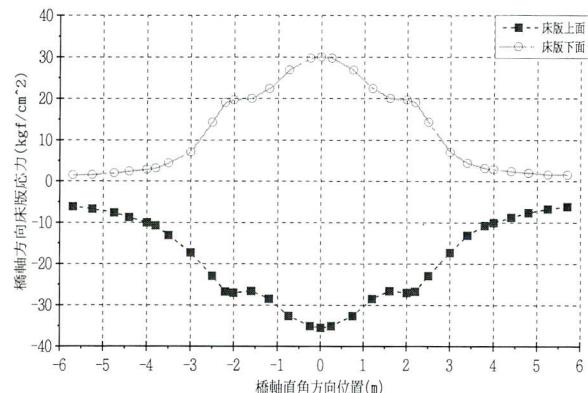


図-6 橋軸方向応力分布（上弦材支持）

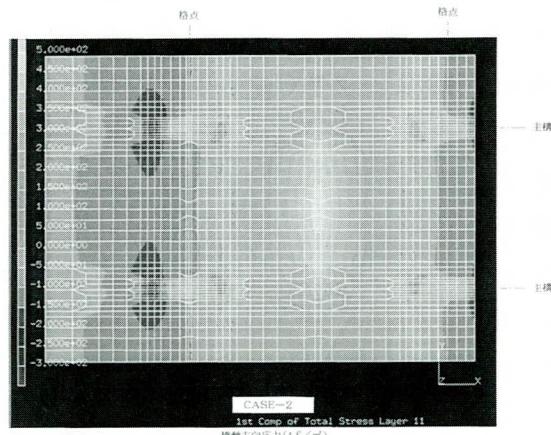


図-5 PC版下面橋軸方向応力分布（格点支持）

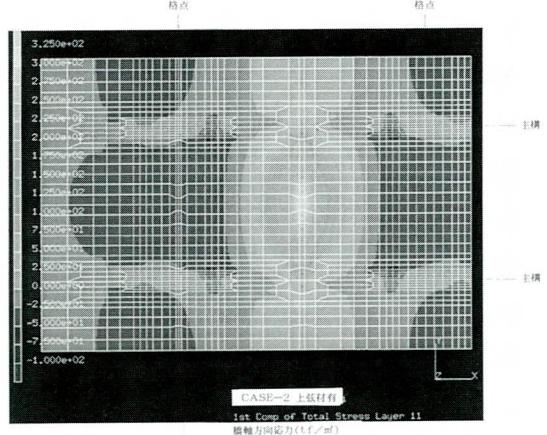


図-7 PC版下面橋軸方向応力分布（上弦材支持）

3) PC版の耐荷力

ここでは格点のライン（橋軸直角方向）に主構を挟んで各2輪づつ載荷した場合の耐荷力を代表的に荷重とPC版の鉛直変位の関係（図-9）で示す。

PC版の主構間隔の中央および張り出し先端でみる

と、前者で輪荷重の6.5倍位（90tonf）まで、後者でみると輪荷重の4倍位（60tonf）まで線形変化であり、その後も後座屈強度（エネルギー吸収）がかなり期待できるものと思われる。

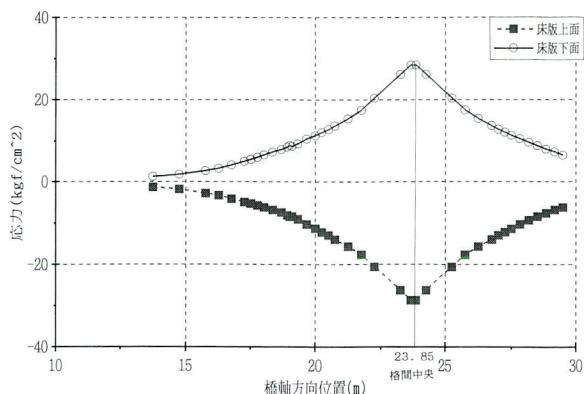


図-8 主構間中心線の橋軸直角方向応力分布

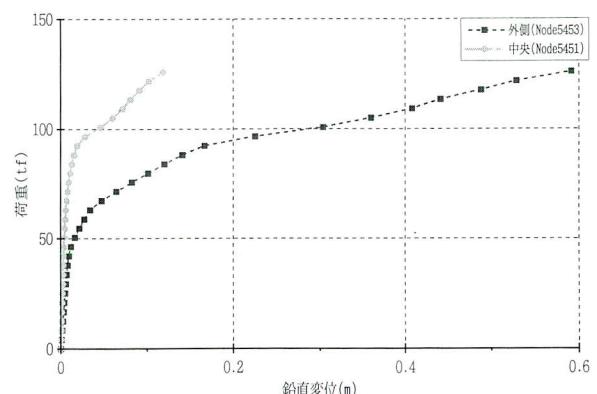


図-9 PC版の耐荷力（荷重-変位）曲線

(3) 格点ガセット部

1) 最適水平せん断力

PC版と斜材の格点部に生ずる水平せん断力は、外ケーブルの使用量と配置（折り曲げ位置）により大きさを変えることができる。複数ケーブルの最適配置は、中間支点近傍のいくつかの格点部の水平せん断力の低減、PC版の引っ張り応力の低減、圧縮応力の上限を考慮して最適なプレストレス量およびケーブル配置を決めることが重要である。本解析例では、配置のみにより水平せん断力を35%位低減できる結果が得られた（図-10）。

2) PC版と斜材の接続

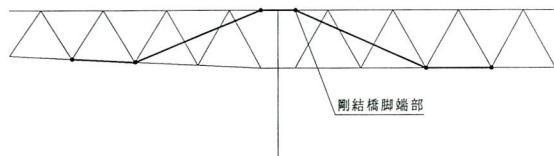
各種の接続法方が考えられるが、ここでは格点ガセット部にスタッドジベルを溶植する構造を提案する。

3) スタッドジベルとコンクリートの応力伝達

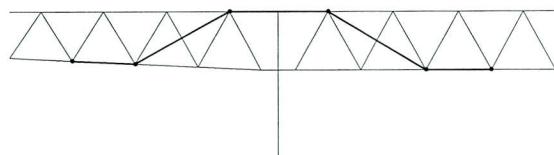
PC版と斜材の格点部に生ずる水平せん断力をジベル群で伝達すると、ジベルの位置により分担率が変化する。ジベルの最大水平力はジベル群の作用力方向の中央、直角方向では外側のジベルで生じ、その値は平均水平力の約25%増である（図-11参照）。

ジベルの軸方向応力はソリッドモデルの接触問題

CASE-A 橋脚端部



CASE-B 第1格点



CASE-C 第2格点

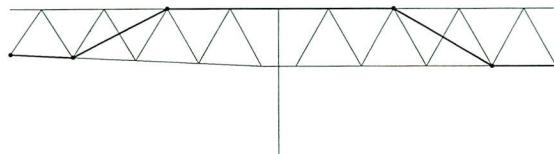


図-10 外ケーブルの折り曲げ位置のパターン

(FEM解析の要素、機能)として構造モデルを作成し解析する。モデルとしてはコンクリートの充実体の中にジベルを埋め込み水平力を作用させる（図-12）。

3. 架設工法

架設工法は架設地点の地形によるが、ここでは側径間ベント支持が可能な場合のケーブル斜吊り架設を示す。この場合は主構造閉合時に完成系の応力状態になるよう斜吊りケーブルの張力調整をする（図-13参照）。

前述したように支間長等により張り出し架設との選択になるが、架設時の安全性、トータルのコストを考慮して決定する。架設先端で使用されるワーゲンは鋼桁架設とPC版の移動型枠の二つの役目を担っている。幅員が2車線、3車線であることによって、主構間隔を2種類に設定することにより、またトラス桁、箱桁である場合でも、ワーゲンの骨組みの高さを調整することで対応する。こうすることによりワーゲンの標準化が可能となる（図-13参照）。

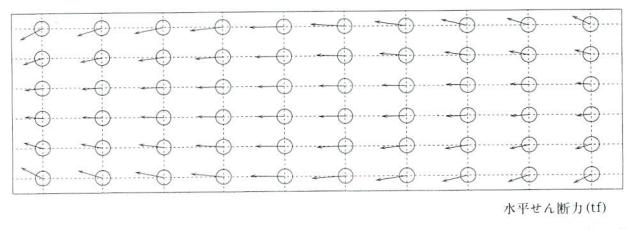


図-11 スタッドジベル水平せん断力

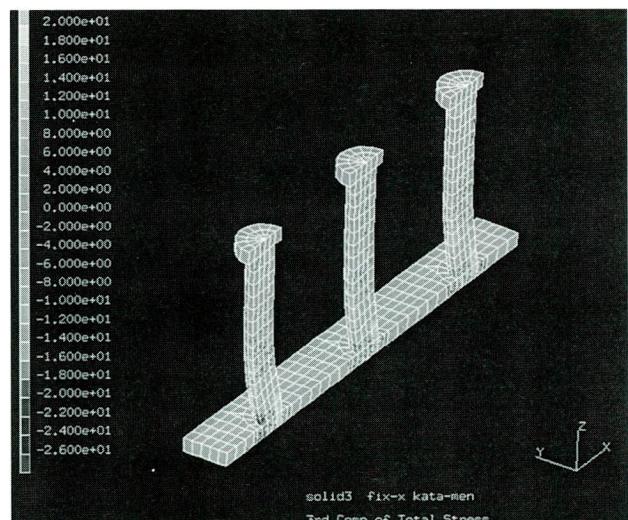


図-12 コンクリート中のスタッドジベルの応力、変形

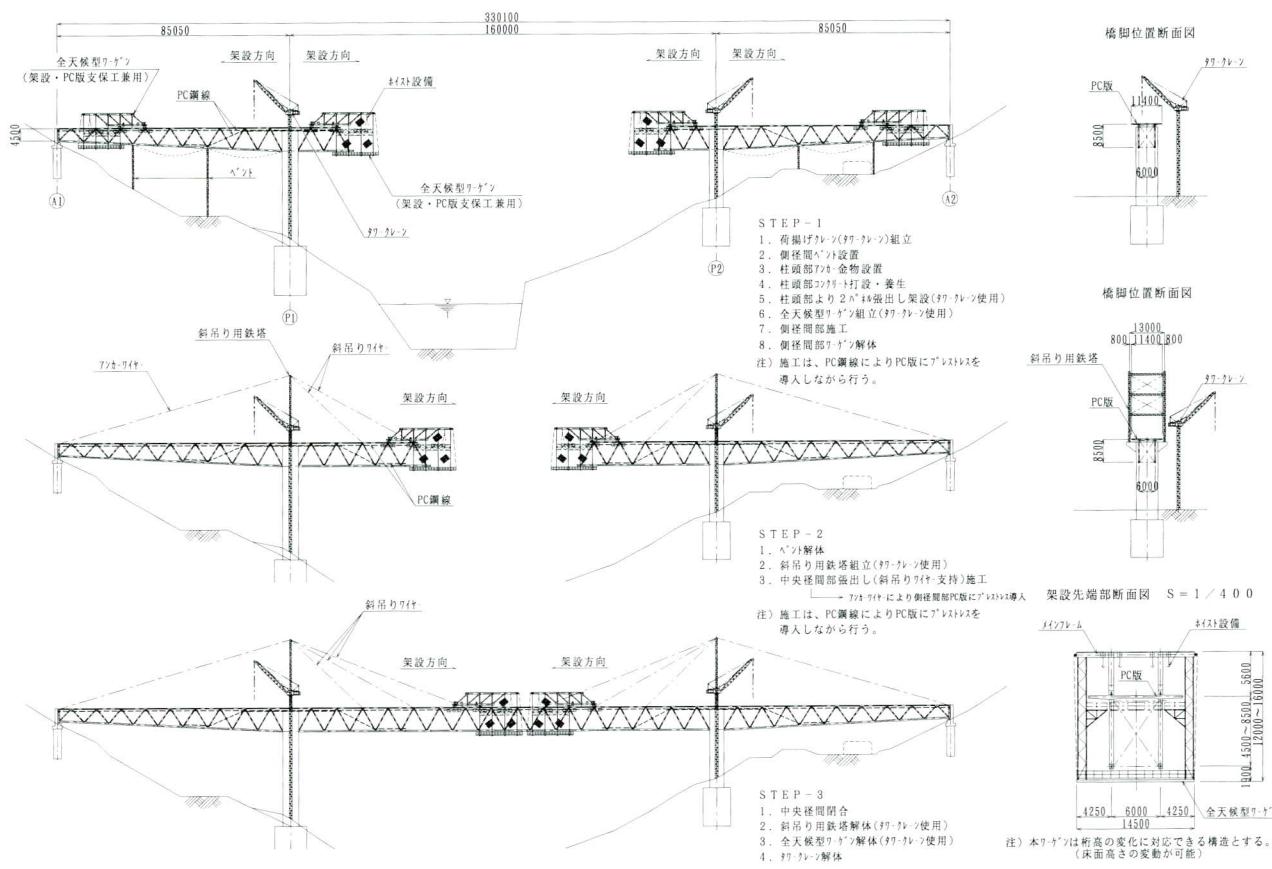


図-13 PC版複合トラス架設要領

4.まとめ

各種解析および検討により設計～架設までいろいろな点が明らかになったが、実施を目指すためには今後、PC版と格点部等の静的な耐荷力、繰り返し荷重による疲労照査等実験で確認する必要があると思われる。

架設については、従来の鋼桁架設以外にPCの架設技術が必要になる。我々は先達の技術を勉強し、そこから独自の技術を研究していく必要があると思われる。

ここで述べている複合トラスと合理化鋼トラスを比較すると、複合トラスが鋼重、工費で各々約25%、15%の低減を図ることができた。

5.あとがき

新しい形式の橋梁が、橋梁の技術革新に役立ちさらにコスト縮減に寄与することを期待して、今後も技術の研鑽に励みたいと思います。

〈参考文献〉

- 能登宥憲：第22回日本道路会議、経済性を追求した複合トラスの提案 1997.12

1997.10.31 受付

用途を限定した新しい超音波探傷法の提案 ～クリーピング波探触子を用いて断面欠損率を求める超音波探傷法～

Development of Method for Ultrasonic Testing Using Creeping Wave Probe under Conditions of Limited Defect Detection

成 宮 隆 雄^{*1} 森 下 統 一^{*2} 鈴 木 雄 幸^{*3}
Takao NARUMIYA Toichi MORISHITA Yukou SUZUKI

Summary

The author of this paper has recently developed the method for ultrasonic testing which emphasizes detecting dynamically significant defects quantitatively. This is done by defining welded joints to be inspected in terms of type of steel, plate thickness, type of joint, welding method, etc.

This paper presents the development concept of the method for ultrasonic testing which draws on sectional loss rate determined using a creeping wave probe. The scope of application and major types of defects the method can be used to discover are also described. Quantified detection of such defects and the results of experiments related to the method are also provided.

キーワード：溶接欠陥，非破壊検査，超音波探傷法，クリーピング波探触子，縦波斜角，可視化像

1. はじめに

橋梁を初めとした鋼構造物の溶接部の検査には一般に放射線透過試験が適用される場合が多い。放射線透過試験は撮影された写真の画像から溶接部内のきずの種類を推定することができ、構造物の安全上有害なきずを厳しく評価することが可能である。

しかしながら、放射線透過試験方法は片面より放射線を照射して、他面に設置したフィルムに透過線量による投影画像を得る方法であることから、撮影方法がやや大掛かりであり、放射線障害防止のための配慮が必要であり、さらにフィルム現像等の作業時間の関係でリアルタイムに試験結果を得ることができない。また、鋼板と鋼板の突合せ溶接継手（以後板継ぎ溶接継手という）以外のT継手および、十字継手等の立体的な構造継手では放射線透過試験そのものが難しい。

以上のような理由から、放射線透過試験の代わりに、また放射線透過試験が困難な個所への非破壊検査に超音波探傷試験が採用されることが多くなってきている。

最近は探傷作業の能率向上および試験結果の信頼性と記録性の確保を目的とした超音波自動探傷試験法が実用化されるようになってきた。

一方、超音波自動探傷ではコンピュータを用いて探傷データを自動収録し、探傷結果を画像処理化したり、自

動判定処理をしたりするデータ処理が容易にできるようになったため、あたかも超音波探傷は万能であるかのような錯覚に陥っている傾向がある。

使い方によっては、超音波探傷はきずの長さに限らず、深さを推定することが可能であり、さらに、きずの位置座標データも入手できるため、優れた非破壊検査方法であることは言うまでもないことである。しかしながら、球状のブルーホール、パイプ状のウォームホールも、溶接部の縦割れ、ミクロ的な横割れ、および溶け込み不足等の面状欠陥等形状と方向性の異なる全ての溶接部のきずを、同じ信頼性で検出できる訳ではない。

経済的な超音波探傷方法では、一般的な超音波探傷結果により、きずの種類を推定することは難しいという前提に立つ必要がある。

最近、筆者らは鋼種、板厚、継手の種類および溶接工法等を限定した溶接継手について、力学的に重要なきずの定量的な検出に重点をおいた超音波探傷法の開発を行った。

本報では、その適用範囲と重点的に検出すべききずの種類を限定し、それを定量的に検出する超音波探傷法として、クリーピング波探触子を用いて断面欠損率を求める超音波探傷法の開発の考え方を提案し、それに関連する幾つかの実験結果について報告する。

*¹取締役生産事業本部長

*²千葉工場生産技術研究所次長

*³千葉工場品質保証部品質保証課課長代理

2. クリーピング波探触子を用いた超音波探傷を適用する溶接継手の特徴

道路橋の疲労設計において重要な対象部材として鋼床版がある。鋼床版の縦リブは6 mmまたは8 mmのUリブが使用される場合が多く、その工場突合せ溶接継手または現場突合せ溶接継手は裏当金を用いた片面溶接である。また鉄道橋のフランジのコバに突合せ溶接されるガセット（板厚9～12 mm）継手も薄板鋼板（ここでは12 mm以下とする）での疲労上の重要な突合せ溶接継手である。図-1にこれらの溶接継手の例を示した。

通常このような薄板の突合せ溶接継手では、高温割れ

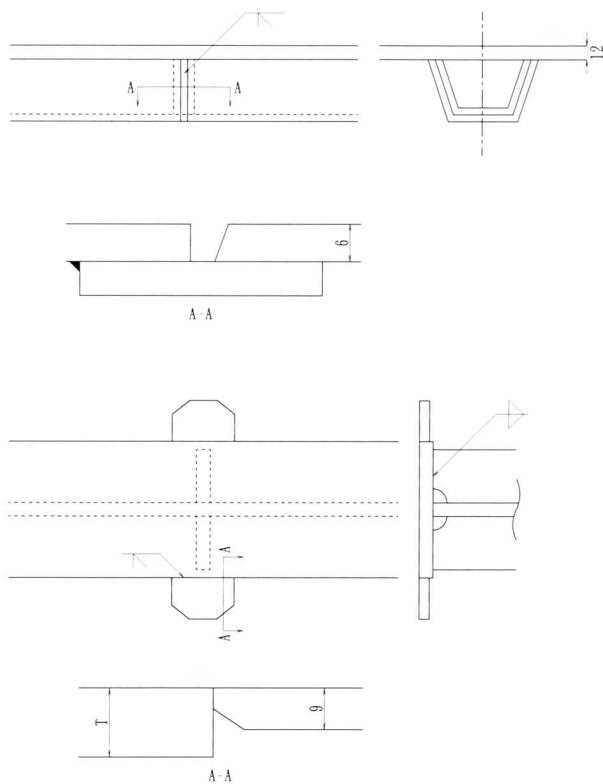


図-1 本超音波探傷法を適用する溶接継手の例

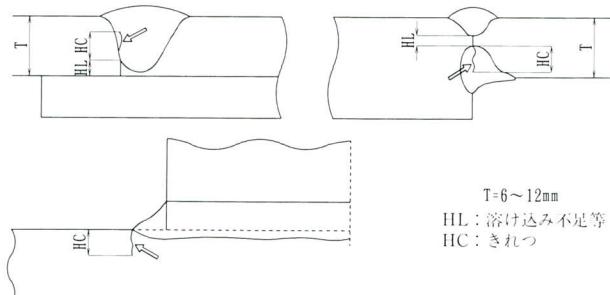


図-2 本超音波探傷法で定量的に検出したいきずの例

や低温割れが発生することはほとんどない。

考えられる溶接継手の欠陥は図-2に示すようにルートの溶込み不足または融合不良である。また、供用中に発生する可能性のあるきずとして、疲労亀裂を考えられる。

鋼床版のUリブの突合せ溶接継手、フランジとガセットの突合せ溶接継手の面状欠陥および供用中に発生する可能性のある疲労亀裂の探傷等はそれが工場における場合でも、現場における場合でも放射線透過試験の適用が難しく、また通常の超音波斜角探傷試験も板厚が薄いこと、裏当金および余盛ビードによる妨害エコーと欠陥エコとの分離ができないこと等により信頼性に欠けるため、適切な非破壊検査法が見当たらない。

本報では、図-2に示した薄板突合せ溶接継手の溶接部のきず、および供用中に発生した疲労損傷の非破壊検査方法として、非常に有用と考えられる「クリーピング波探触子を用いて断面欠損率を求める超音波探傷法」について報告する。

3. クリーピング波探触子を用いて断面欠損率を求める新しい探傷方法

薄板の突合せ溶接継手に発生するきずは、現在の鋼材および溶接材料の特性と溶接方法からみて、高温割れや低温割れは考えられず、溶込み不足および融合不良等の面状きずであることは、前述した通りである。また、供用中の疲労損傷等も表面またはルートから発生した面状きずと見なすことができる。これらの面状きずはどちらかというと、板面に垂直なきずと考えられる。

非破壊検査結果としてはこの面状きずを溶接継手にかかる応力に直角な断面欠損率（きずの長さと深さの積）で求められるのが、理想的である。即ち旧JIS Z3060⁻¹⁹⁸⁸解説8に示されたタンデム探傷法の試験結果の等級分類では、等級を欠陥断面積（欠陥長さと欠陥高さの積）に基づいて行う方法が示されているが、非常に合理的な評価であると考えられる。

クリーピング波探触子を用いた超音波探傷では、探触子より屈折角80～85°の縦波（以後、第1波縦波という）として伝播する超音波と屈折角33°前後で入射した横波が裏面で反射した際、モード変換した縦波（以後、第2波縦波という）が伝播する。第1波と第2波縦波は大きな屈折角で板中を伝播するため、あたかも板面に平行に縦波が伝播しているようになる。

図-3にクリーピング波探触子を用いた縦波斜角超音波探傷法の原理を示した。

写真-1に東北大学工学部材料加工学科所有の超音波可視化装置で撮影した、クリーピング波探触子を用いた第1波縦波と第2波横波入射超音波パルス可視化像を、写真-2に第1波縦波と第2波横波-縦波モード変換前後の超音波パルス可視化像を示した。

これらの可視化像から、第1波縦波およびモード変換したと第2波縦波が、図-3に示したように、ほぼ板表面に平行に伝播していることが認識される。

本超音波探傷法は薄板の場合、板表面に沿った縦波が表面にはほぼ直角に入った面状きずで反射したエコー高さ

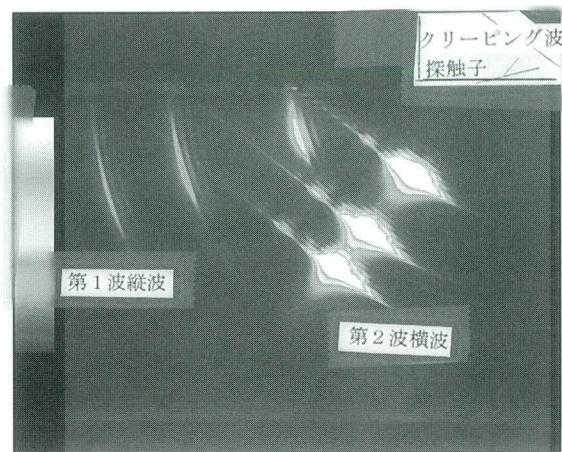


写真-1 クリーピング波探触子による第1波縦波と第2波横波入射超音波パルス可視化像

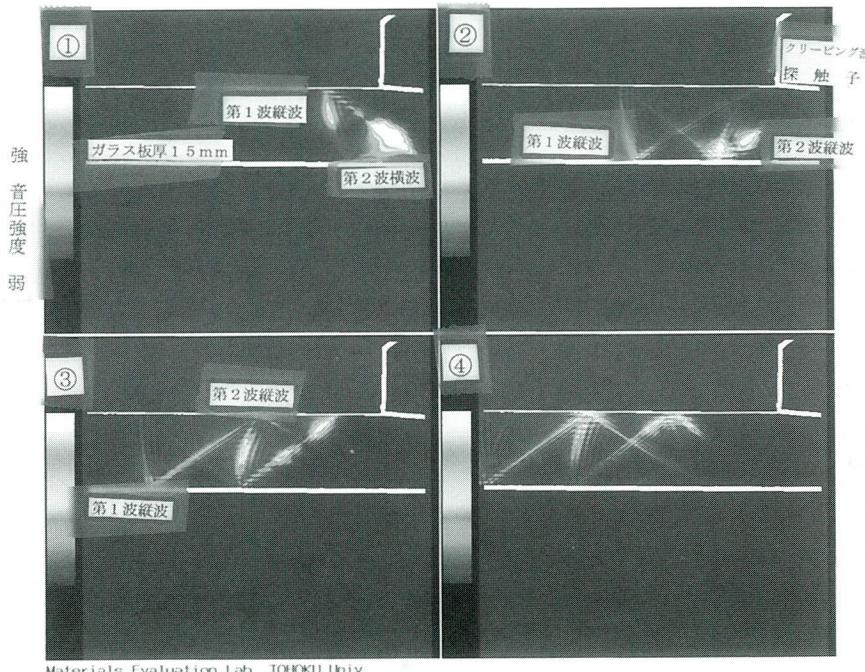


写真-2 クリーピング波探触子による第1波縦波と第2波横波-縦波モード変換前後の超音波パルス可視化像

と面状きずによる断面欠損率が比例するという原理に基づいている。

また、この縦波を用いると表面または裏面から表面に直角に入った小さな疲労亀裂も、定量的に検出できる。これらの超音波探傷法の理想的な概念図を図-4に示した。

クリーピング波探触子を用いた縦波斜角探傷の特徴を下記に示す。

①板表面に沿った縦波のため、表層部の面状きずの検出に優れている。

②表・裏の余盛ビードおよび裏当金の肌隙等の妨害エコーの影響受け難い。

③薄板の場合、第1波および第2波縦波を利用するこにより、6 dB程度までの集束範囲が板厚相当となるため、前後操作無しで全板厚をカバーした探傷ができる。

④一般に、面状きずの傾きによるエコー高さへの影響が比較的少ない（ただし、今回の探傷法では面反射を主体としているので必ずしも、この通りではない）。

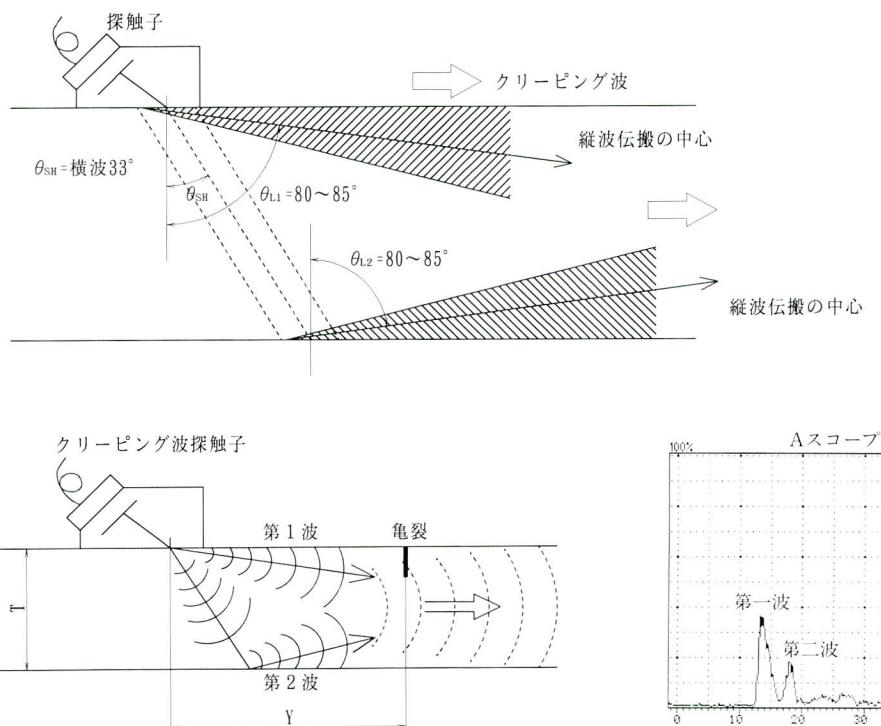
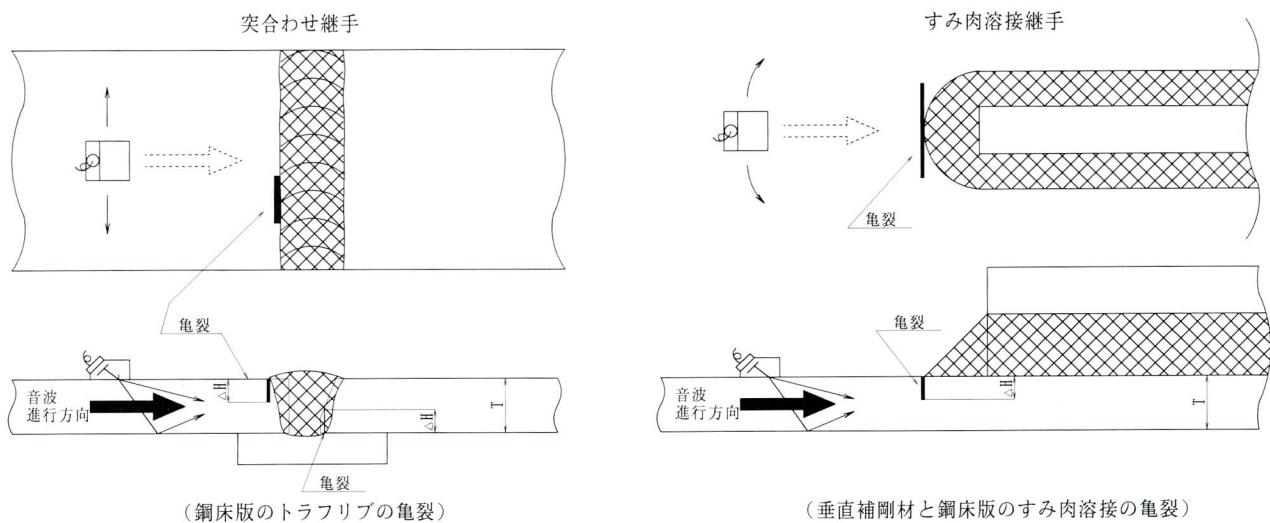
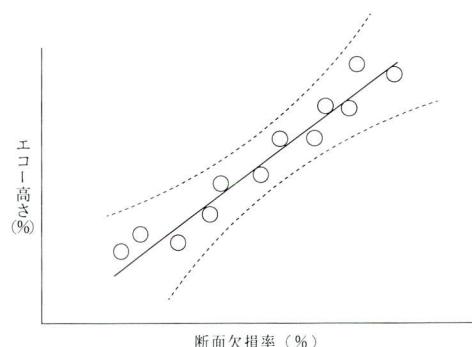


図-3 クリーピング波探触子を用いて断面欠損率を求める超音波探傷法の原理



(鋼床版のトラフリブの亀裂)

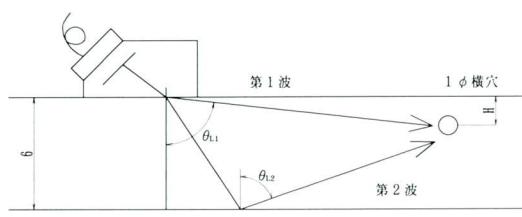
(垂直補剛材と鋼床版のすみ肉溶接の亀裂)



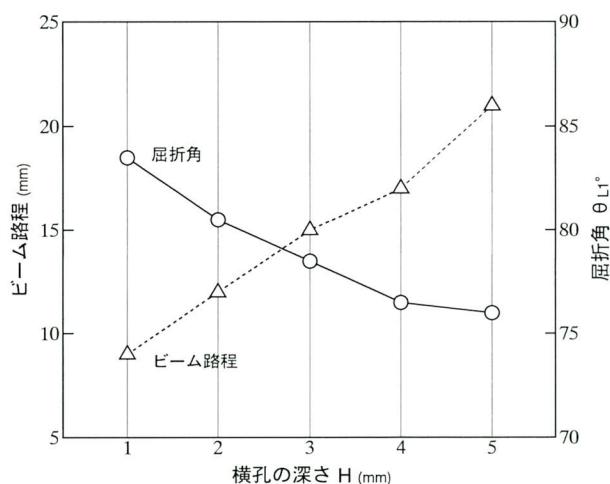
$$\text{断面欠損率} = \Delta H / T \times 100$$

図-4 本超音波探傷試験における理想的な概念図

- ⑤縦波一横波のモード変換を頻繁に行うため、音波の伝播経路が複雑かつ多数となり、ブラウン管に現れたエコーの選別に注意が必要である。従って板厚毎に確認と調整が必要である。
- ⑥探触子距離によって全く異なる超音波探傷の伝播経路となるため、探触子距離の取り扱いか重要である。
- ⑦横波一縦波のモード変換を頻繁に行うため、音圧エネルギーの損失が複雑であり、距離振幅補償または補正が難しい。



第1波縦波の場合



第2波縦波の場合

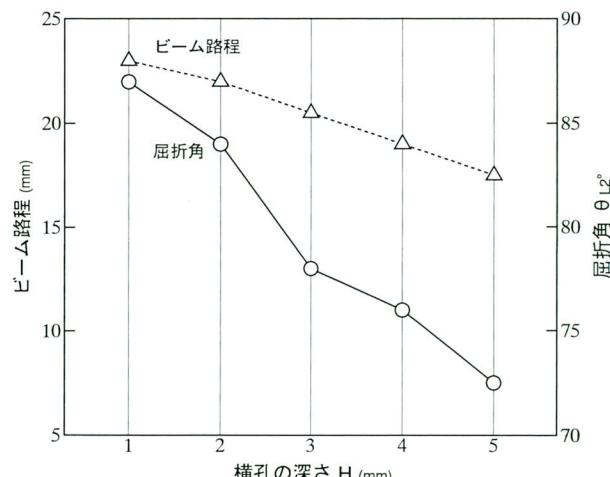


図-5 横穴深さとピーエコーでの屈折角およびビーム路程

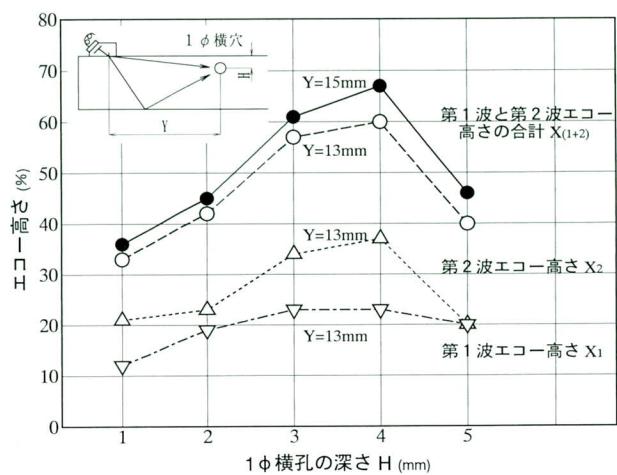


図-6 探触子距離を一定とした場合の横穴位置とエコー高さの関係

4. クリーピング波探触子を用いた定量的超音波探傷法の基礎試験結果

(1) 試験に用いた探触子の第1波と第2波縦波屈折角

本試験に用いたクリーピング波探触子は（株）検査技術研究所製2振動子型の5C10×5LAD90（No.11465）である。

今回の試験板厚である6mm鋼板に、深さ1mmピッチに1mmΦの横穴を明けた試験片を用いて第1波縦波の屈折角(θ_1)と第2波縦波の屈折角(θ_2)の測定結果を示す。

一般にクリーピング波探触子を用いた第1波縦波の屈折角 θ_1 は80~85°と言われているが、実測では主ビームピークエコー位置での屈折角は横穴深さによって変化する。

図-5に第1波縦波と第2波縦波の横穴深さと屈折角およびビーム路程の関係を示した。第1波および第2波縦波とも横穴位置が深くなるほど屈折角は小さくなり、第1波縦波は82~75°、第2波縦波は85~75°となっている。

従ってピーエコー高さから、きずの評価をする場合、そのきずの位置（深さ）は探触子距離と屈折角の影響を考慮しなければならないが、今回提案している超音波探傷法は探触子距離一定で行うため、試験条件を踏襲している限り、特に問題とはならない。

(2) 断面欠損率とエコー高さの関係

図-6に第1波と第2波縦波のそれぞれのエコー高さおよび第1波と第2波のエコー高さの和と1mmΦ横穴の

深さH mmの関係を示した。横穴であることから、原則的には音波がどの方向からきてもその反射率は変わらないが、6 mm板厚で探触子距離を13~15 mmとすると、ほぼ板厚中央が主ビーム位置となるため、板厚中央近くの横穴の反射エコー高さが最も高くなるが、第1波と第2波のエコー高さの和と横穴深さの関係からみると、全板厚がほぼ6 dB集束範囲に入っていることが分かる。

板表面に直角な面状きずの場合、面状きずが表面または裏面に関係なく、板厚のどの位置に存在しても第1波と第2波のエコー高さの和と断面欠損率とが比例関係となる探触子距離を見つけることが可能である。

これらの関係を確認するため、6 mm鋼板を用いて図-7に示す対比試験片を作成し、断面欠損率と第1波と第

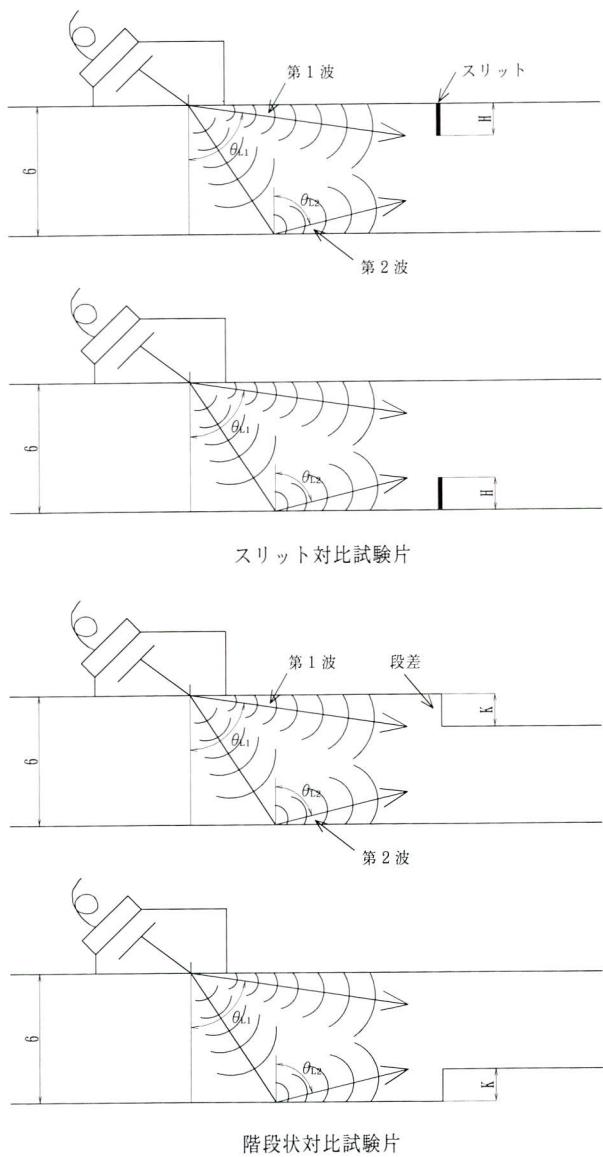


図-7 試験に用いた対比試験片

2波縦波エコー高さの和の関係を調査した。

図-8にスリット対比試験片を用いた断面欠損率と第1波と第2波のエコー高さの和の関係を、図-9に階段状対比試験片を用いた断面欠損率と第1波と第2波のエコー高さの和の関係を示した。いずれも探傷感度と探触子距離は同一である。

スリット及び階段状対比試験片において、スリットおよび階段状の断面欠損率P %と第1波と第2波のエコー高さの和の関係は断面欠損が探傷面と同一面か反対面かに関わらず非常に良い相関を示した。その相関式は第1波と第2波のエコー高さの和をX₍₁₊₂₎%とすると

$$P (\%) = 0.2 X_{(1+2)} + 8 \quad [1] \text{ となる。}$$

(3) 面状きずの傾きと第1波と第2波エコー高さの和との関係

図-7に示したスリット対比試験片の板面垂直スリットを傾き0°として、スリットを10°、20°、30°と傾けた斜めスリット対比試験片をスリットの両側から探傷した2つの探傷エコー高さの平均値(X₍₁₊₂₎)とスリット傾きθの関係を図-10に示した。クリーピング波探触子を用いた縦波はきずの傾きの影響を受け難いといえ面反射が主体であることから、10°の傾きでエコー高さは約1/2となる。傾きが30°となると面反射はほとんど期待できず、スリットの端部エコーのみとなるため、エコー高さはスリットの深さに無関係となり一定値となる。

従って、本探傷法は板面に直角な面状きずに限定した場合のみ、式[1]が用いられることになり、対象となるきずは図-2に示したもののが主体となる。また、以上の観点から敢えて溶接継手の両側から探傷しなければならない理由はなく、片面、片側の探触子距離一定の直線操作で良いことになる。

5. 表面から入った小さな面状きずの定量的な超音波探傷法

すみ肉溶接回し溶接止端部に発生した小さな疲労亀裂の深さを推定する方法として、図-4における探傷法の第1波縦波のみを用いた斜角探傷法が優れている。

探傷面側の亀裂を面状きずとして扱う場合は、第1波縦波のみを用いるので、特に板厚には無関係である。階段状対比試験片と板厚を変化させた機械加工板端部を用いて、面状きずの深さと第1波縦波のエコー高さの関係を求め、図-11に示した。探触子距離Y=15 mmで第1波縦

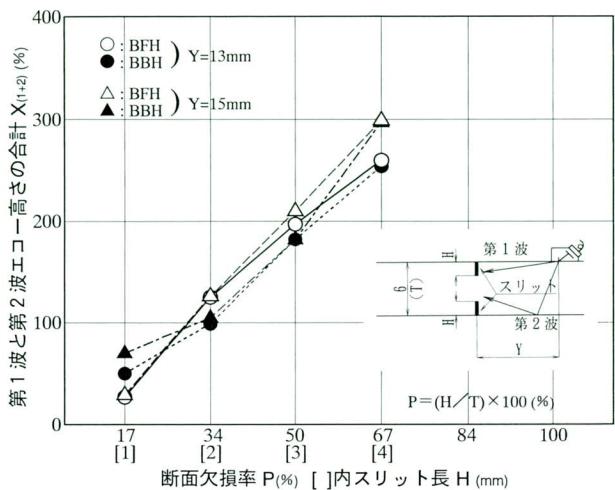


図-8 スリット対比試験片による断面欠損率と「第1波と第2波エコー高さの合計」の関係

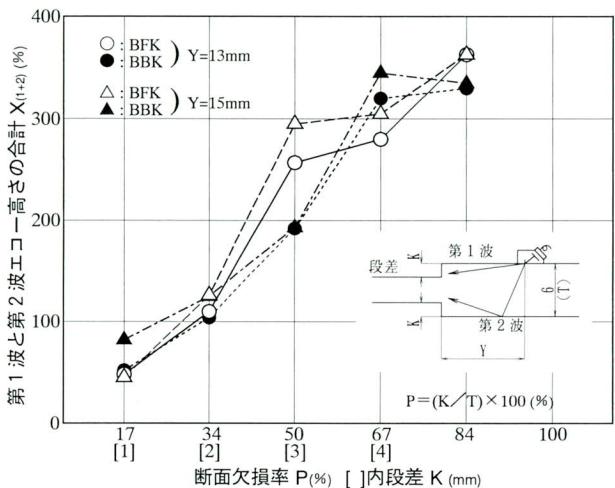


図-9 階段状対比試験片による断面欠損率と「第1波と第2波エコー高さの合計」の関係

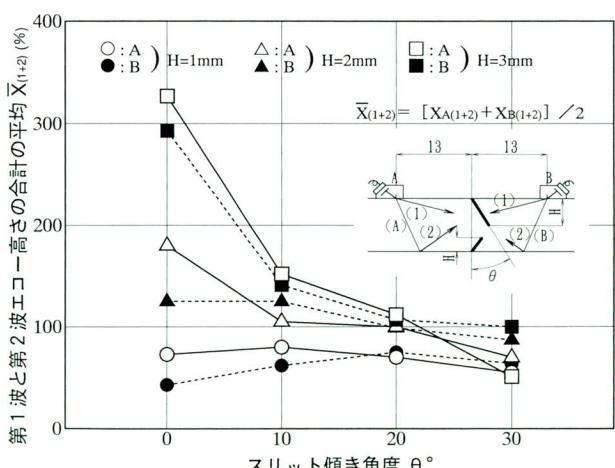


図-10 両側探傷における「第1波と第2波エコー高さの合計 X_{(1+2)}」の平均 X̄_{(1+2)} とスリットの傾き角度θの関係

波のみを用いて探傷した結果、階段の高さ $K = 3\text{ mm}$ までエコー高さと階段の高さ K は比例関係にあるが、 4 mm 以上ではエコー高さはほぼ一定となる。

言い換えると、探触子距離 $Y = 15\text{ mm}$ ではきずの深さが 2 mm 以上なのか 2 mm 未満なのかの判定ができる、 2 mm 未満での深さの定量予測が可能であるが、 2 mm 以上のきずの深さを定量的に推定できない。しかしながら図-5に示したように探触子距離を変化させることにより、任意に判別可能深さを変化させることができるとと思われる。現在、対比試験片による追加試験と実疲労試験片による試験を予定しており、任意の限界判別深さでの探傷が可能な方法の開発に取り組んでいる。

6. Uリブ突合せ溶接継手のルート溶込み不足の定量的な超音波探傷法

図-1に示したUリブの突合せ溶接継手のルート部の溶込み不足による断面欠損率を、図-8～9の[1]式から求め、破面試験から求めた溶込み不足値と対応させるように補正した。第1波と第2波のエコー高さの和 $X_{(1+2)}\%$ と溶込み不足による断面欠損率の関係式は

$$P = 0.36 X_{(1+2)} + 9.2 \quad [2]$$

図-12に、[2]式より求めた断面欠損率 P と破面試験から求めた溶込み不足による断面欠損率 G との関係を示した。相関率は0.93である。

7. クリーピング波探触子を用いた定量的な超音波探傷法施工手順と要領

本超音波探傷法は板厚 12 mm 以下で、検出すべき、きずが板厚に直角な面状傷の場合に適用する。

適用する場合は下記の手順と要領による。

①適用すべき板厚毎に深さ $1\sim2\text{ mm}$ ピッチで孔明け加工した $1\text{ mm}\Phi$ 横穴試験片を作成する

②適用すべき板厚と継手形式および検出すべき面状きずをもつ擬似試験体を作成する。

試験体の表面は被探傷物の表面状態と同一とする。

また面状きずはその断面欠損が少なくとも、 25% 、 50% 、 75% となる3点程度の断面欠損率のきずを持つことが必要であろう。

③用意したクリーピング波探触子の固有性能を把握する。特に探触子距離と第1波と第2波縦波の屈折角

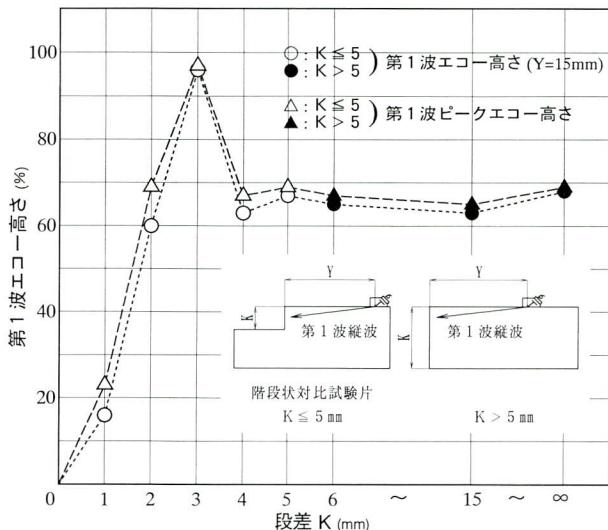


図-11 反射面の深さ（段階K）と第1波エコー高さの関係

の関係を求めておく（図-5参照）。

④横穴試験片を用いて、第1波と第2波のエコー高さの和と横穴と探触子の距離との関係図を求める。この図を用いて、第1波と第2波のエコー高さの和と断面欠損率とが比例関係となる探触子距離を求める（図-6参照）。

⑤擬似試験体を用いて、第1波と第2波エコー高さの和と断面欠損率の関係を求める（図-7、図-8および図-9参照）。

⑥Aスコープにおける多数の反射エコーのうち、正確にどれが第1波および第2波のエコーなのかを、超音波探傷の伝播経路を基に、ビーム路程から確定しておくことが必要である。

その際、当然のことながら横波と縦波の音速の違いを考慮してビーム路程を計算することが必要である。

8. おわりに

限定した板厚の、限定した継手に対して、品質上重要でかつ特異なきずを定量的に探傷する新しい超音波探傷法を開発し、それらについて報告した。

筆者らは、一般に投影平面画像しか得られない放射線透過試験よりも、超音波の伝播経路を変えることにより比較的任意の方向から探傷でき、3次元的な位置情報が得られ、リアルタイムに結果が分かる超音波探傷法の方が優れた非破壊検査方法だと考えており、工場板継溶接ラインへの超音波自動探傷法の適用に関する研究に積極的に取り組んできた。しかしながら、ある一つの超音波

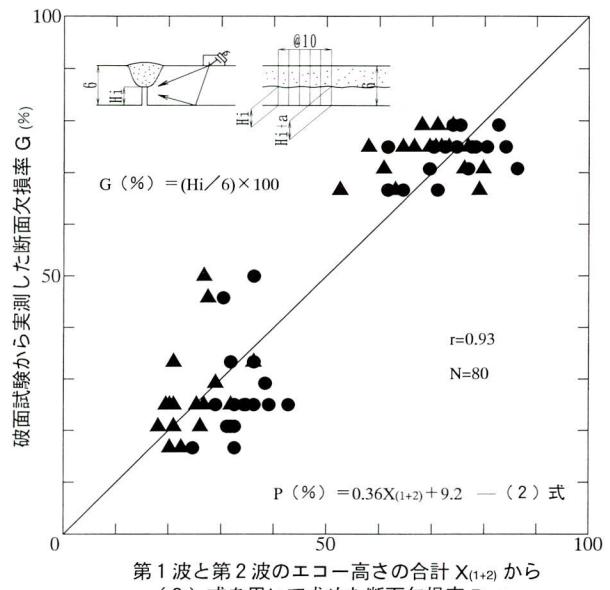


図-12 超音波探傷推定断面欠損と破面試験断面欠損率の関係

探傷システムが、全ての溶接継手、全てのきずの探傷に有効であるという考え方、またコンピューターを用いてデーターをブラックボックス的に処理して結果だけしか出力しない超音波自動探傷システムには疑問を持っている。

超音波探傷法は超音波の特徴を最大限に活用し、高価なハードに頼るのではなく、限定した溶接継手を、その継手において重要かつ特異なきずの検出を行うことを重視し、施工手順と要領およびその超音波探傷法の限界を明確にして行うべきであると考えている。

溶接時および供用中の損傷等に発生するあらゆる欠陥、例えばプローホール、パイプ、融合不良、溶込み不足、高温割れ、低温割れおよび疲労亀裂等を全てを同等の検出精度をもって検出することは、現状では技術的にも不可能であり、また可能としても経済的に成り立つものではない。

最近の溶接技術および溶接管理の著しい進歩の結果、施工保証の基では発生し得ない欠陥、溶接施工条件のばらつきによって発生し得る欠陥および、決して許容できない欠陥等を予測、分類して、その継手に対して非破壊検査のターゲットを絞ることは可能となってきた。その条件の下なら、超音波探傷により断面欠損としてのきずの定量的な検出も可能となると考えた。

本提案はこれらの考え方に基づき、クリーピング波探触子を用いて断面欠損を定量的に求める超音波探傷法を紹介した。今後更に、工場溶接、現場溶接および供用中

の橋梁部材の損傷調査等に適用できるように、対比試験体および擬似欠陥試験体等を用いて十分なデータ収集と分析を行うつもりである。関係各位の御批判を仰ぎたい。

最後に、クリーピング波探触子を用いた定量的超音波探傷法を開発するに当たり、(株)アスペクトの久下幹雄氏、日本クラウトクレーマー(株)顧問の白岩俊男博士より、御指導と御助言を頂いた。また、東北大学三原助教授および古川助手にはクリーピング波探触子を用いた超音波の可視化写真撮影をして頂いた。ここに、誌上を借りて深謝する次第です。

〈参考文献〉

- 1) 202小委員会：クリーピング波探触子の性能測定方法と使用方法に関する提案，NDI資料21223，S 63.
11.24

- 2) 岩本他：SH波およびクリーピングウェーブによる溶接部の超音波探傷，NDI資料21432，1993.7.15
- 3) Rontgen Technische Dienst bv : CREEPING WAVE ULTRASONIC PROBES, QUALITY SERVICE, 1988
- 4) 清田他：クリーピングウェーブとその応用（1），NDI資料2631，S 57.9.9
- 5) 高橋：クリーピングウェーブ探触子の指向性に関する問題点，NDI資料21448，1994.5
- 6) 鋼橋技術研究会非破壊検査適合性研究部会：板継ぎ溶接継手への自動超音波探傷検査の適用に関する研究，1995.3

1997.10.31 受付

グラビア写真説明

(仮称) 相鉄・横浜高島屋共同ビル新築工事

横浜駅で電車を降り、大勢の人達の行き交う地下通路を抜けて西口に出ると、目の前に巨大なビルが立ちはだかります。淡いベージュとグレーの色調は、落ち着いた雰囲気を出し、高く垂直感を感じさせる姿は新しい横浜の今後を指向しているように思えてきます。昭和30年代、駅前は数軒の建物のみ、まだ砂利置場さえあったという話を聞いた事がありますが、駅前をとり囲むように建設された現在の高層ビルやデパートを見る限り、当時の状況を思い起こすことは困難です。

かつての横浜から連想する言葉を、思いつくまま上げてみると“港町山下公園、港の見える丘、中華街、日本近代文明の発祥地、赤い靴、しゅうまい”等々でしょう。然しながら横浜もそのイメージを着々と変えつつあります。今、誰もが最初に上げるのはベイブリッジであり、MM21地区の近代的超高速ビルの建つ美しい町の姿です。情緒あふれる港町から近代的な国際都市へ変貌しつつあると言っても良いでしょう。当ビルもその役割の一角を果たすようになるに違いありません。

(西原)

(仮称) 下飯田駅上家等工事 (相模鉄道いずみ野線)

本工事は、相模鉄道がいずみ野線を湘南台まで延伸する為に建設したものであり、最初の新駅となるものです。これまでの駅のホーム上家のスタイルは、鉄骨でT型あるいは門型に組み、これにスレートを張るというのが一般的でした。然し、人々の要求はホーム上家のスタイルにも目を向けるようになってきました。本駅は、そうした人々の要求に答えるべく全く異なった発想に立っています。H型鋼を樁円形に曲げ、これを構造材にしてホームに柱が全くない構造とし、更にこの構造材に飾り穴を配し斬新で近未来を思わせるものとなりました。ホーム上家も、これからは、単に風雨をしのぐだけのものからその町にふさわしいデザインを取り入れ、更に防音、防震対策も施して、文化的、機能的にも、町の中に溶け込んでいくようなものになっていくのでしょう。

(西原)

報 告

阪神大震災に伴う高速道路の復旧工事

Rehabilitation Work on Damaged Viaduct (the Great Hanshin Earthquake)

小島 英明^{*1} 佐々木 忠孝^{*2} 佐藤 浩明^{*3} 神田 孝男^{*4} 北原 稔^{*5} 永山 弘久^{*6}
Hideaki KOJIMA Tadayoshi SASAKI Hiroaki SATOH Takao KANDA Minoru KITAHARA Hirohisa NAGAYAMA

Summary

In rehabilitating the Hanshin Expressway, which was damaged in the Great Hanshin Earthquake, Miyaji Iron Works was responsible for work in three sections of the expressway, apart from emergency repairs done immediately after the earthquake. The success or failure of the rehabilitation work, which was of large scale and had to be completed as quickly as possible, depended on the organization of the work schedule. Rehabilitation work, together with seismic reinforcement work done concurrently, was nevertheless designed and executed by making use of the most contemporary technologies. This paper outlines the rehabilitation work and provides details of the rehabilitation process to serve as a reference for restoration, repair and reinforcement work.

キーワード：阪神大震災、兵庫県南部地震、震災復旧、複合構造物、補修・補強

1. まえがき

平成7年1月17日早朝に発生した阪神大震災は阪神地方に大被害をもたらし、阪神間の交通の大動脈である阪神高速道路にも甚大な被害をもたらした。

当社は、阪神高速道路において震災直後の応急復旧工事のほか、ほぼ同時期に下記に示す三つの復旧工事に携わった。

- ①天保山JCT付近鋼桁災害復旧工事及び耐震補強工事
(天保山JCT復旧工事)
- ②3号神戸線復旧第8工区（その1）鋼桁・鋼製梁工事
(神戸線復旧8工区)
- ③3号神戸線復旧第23工区鋼桁・鋼製梁工事（神戸線復旧23工区）

いずれも大規模でかつ急速施工が求められた工事であり、適切な工事体制を組めるかどうかに工事の成否がかかっていた。また、復旧工事とはいえ、耐震性向上を目的とした耐震補強工事も同時に実施しており、最新技術を駆使した設計・施工が随所で行われていた。本報告では、これらの工事概要と様々な工種詳細を述べるとともに、今回の復旧工事の貴重な経験や反省から、今後取り組まなければならない課題を提言する。

2. 天保山JCT復旧工事の概要と主要工種

本工事の施工位置は、昭和49年に供用された湾岸線港大橋と、平成元年の大阪港線、平成3年の湾岸線西伸部天保山大橋を相互に連絡する天保山ジャンクション一帯の新旧構造物が混在する非常に複雑な高架橋群である。本工事は地震により各所で被害を受けたための応急復旧工事であり、交通供用下の工事であった。工事内容は損傷調査、損傷箇所の補修、および耐震補強工事の設計・製作・架設である。図-1に施工位置を、図-2に概略工程を示す。

以下に主要工種について報告する。

(1) 鋼桁災害応急復旧工事

1) 損傷調査および損傷原因の推測

阪神大震災による損傷実態の把握と補修の要否を判断する事を目的として、本工区内の構造物に接近しての目視点検、必要な箇所の詳細点検調査および計測を実施した。表-1に損傷調査状況を示す。また、写真-1～5に代表的な損傷例を示す。

各所に様々な損傷が見られたが、そのほとんどの損傷原因は、設計時に見込んだ力以上の地震力が作用したためと思われる。

2) 支承取替工

損傷した支承を有する橋梁を対象とし、

*1技術本部技術部技術課

*2宮地建設工業㈱ 東日本橋梁事業部橋梁工事第二部長

*3技術本部設計部設計第二課

*4技術本部工事部工事計画課課長代理

*5技術本部設計部設計第二課長

*6千葉工場生産設計部生産設計第二課

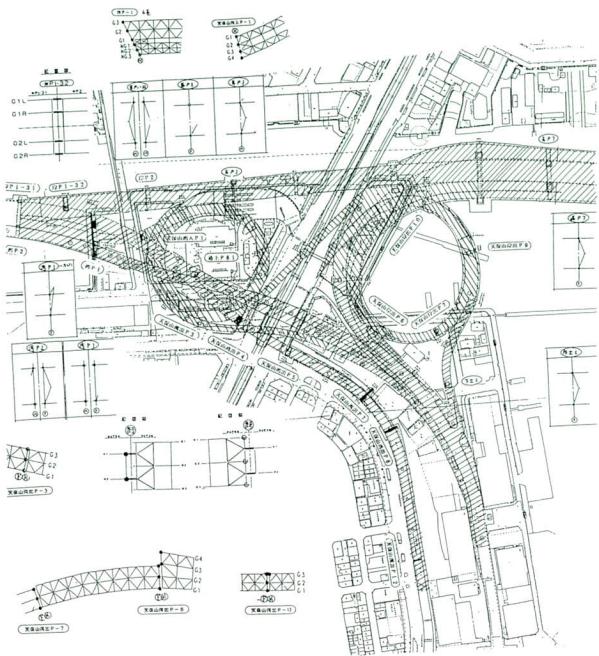


図-1 施工位置図

- ①免震ゴム支承による構造物の免震化対策
- ②現状の「設計基準」¹⁾による支承の修復
のどちらを採用するかについて諸検討を行った。
免震化対策については、支承の損傷箇所が昭和49年に供用された出入路ランプ桁部に集中しているので、下記の理由により免震支承の効果が期待出来ないと判断し使用を断念した。
 - ①既設支承の背高が低い上に交通供用下での施工のため路面高の変更が出来ず、免震支承の必要高が十分に確保出来ない。
 - ②出入路ランプ桁部のため高橋脚で単純桁が連なって

表-1 天保山JCT全体損傷箇所数総括表

損傷項目		箇所数
桁本体の状況 (端部)	下フランジの損傷	2
	補剛材の損傷	5
	ダイヤフラムの損傷	—
	横桁・横構の損傷	1
	その他の	10
	桁本体損傷箇所合計	18
支承の状況	セットボルトゆるみ・破断	112
	上沓・下沓の損傷	32
	サイドブロック ボルトのゆるみ・破断	24
	きれつ・破断	10
	アンカーボルトの損傷	—
付属物	その他の	4
	伸縮装置の損傷	9
	耐震連結装置の損傷	6
	排水装置の損傷	5
	壁高欄の損傷	2
	その他の	—

いるので、構造物の免震化が思ったほど有効ではない。

③出入路ランプ桁であるため縦断勾配が7%程度あり、構造物の免震化の有効性に疑問がある。

よって、B活荷重を新たに考慮して、「設計基準」¹⁾に基づいたBP-B支承の設計を行い取替工を実施した。

3) 支承取替時のジャッキアップ補強工

支承取替時にはジャッキにて主桁を仮受する必要があるが、当該橋梁の大部分は施工年度が古くジャッキセッ

	平成7年												平成8年		
	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月
支承取替工			調査点検・検討・設計				工場製作		支承撤去・取替	現場塗装					
ジャッキアップ補強工							工場製作	架設		現場塗装					
耐震連結装置補修工							工場製作	補修		現場塗装					
支承ボルト取替工							工場製作	取替							
資座改良工										はづり・型枠・モルタル打設					
PIG-82耐震化工															
疑似箱桁補強工										現場実測・設計	工場製作		架設・塗装		
落橋防止装置工											工場製作		架設・塗装		
耐震性改善補強工											工場製作	架設・樹脂注入・塗装			

図-2 天保山JCT付近鋼桁災害応急復旧工事工程表



写真-1 桁本体の損傷



写真-4 耐震連結装置の損傷



写真-2 支承の損傷

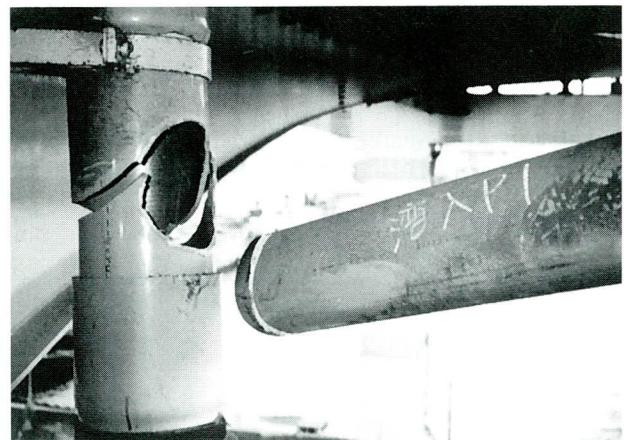


写真-5 排水管の損傷

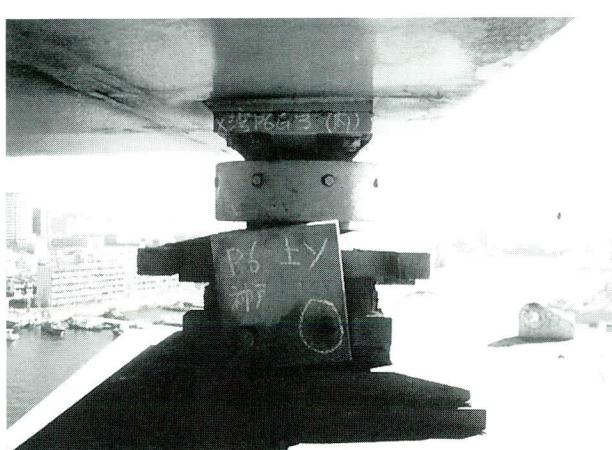


写真-3 支承ボルトの破損

ト位置に余裕がなかった。また、主桁ウェブ下では脚天端と主桁下フランジ間にジャッキを設置する空間の確保が出来ないため、端横桁下にてジャッキアップを行うこととした。

ジャッキアップ時には端横桁にて施工時の荷重を受け持つため、下記の要領で補強を行った（図-3参照）。

- ①既設端横桁形状がニーブレスタイルであるため、足の部分を切断する。
- ②切断した箇所に新規の横桁を設置する。
- ③新設横桁と既設横桁をボルトにて接合する。
- ④施工時荷重については、基本的に新設横桁のみで荷重伝達できるだけの性能を持たせる。

4) 耐震連結装置補修工

地震により、補強板取り付け部の主桁ウェブが破断したり控え材等が座屈したりする損傷（写真-4）がみられたため、「設計基準」¹⁾により設計を行い補修を行った。図-4に補修構造を示す。

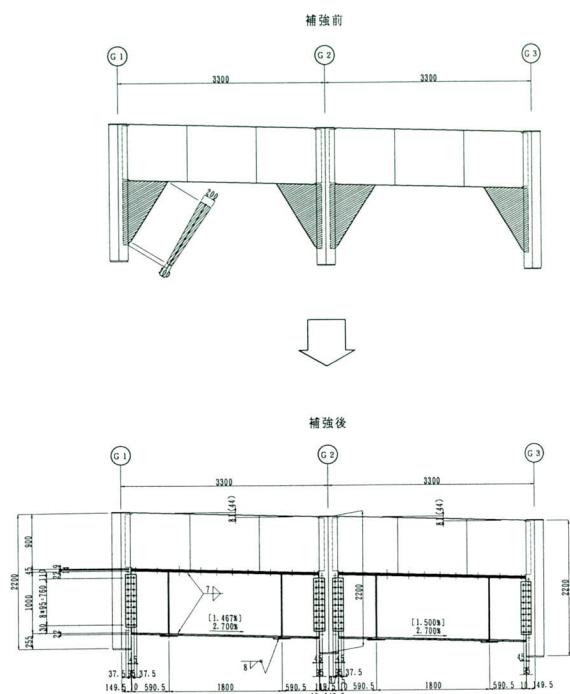


図-3 ジャッキアップ補強

5) 支承ボルト取替工

支承本体に損傷がなく、支承セットボルト等に破断およびゆるみの見られる場合は、新規にボルトの取替を行った。

6) 背座改良工

支承本体に損傷がなく、沓座モルタル部に割れ等が見られる場合は、既設モルタルを撤去して沓座を再構築した。

(2) 耐震補強工事

阪神大震災による損傷が集中している(港上G-82)橋梁については耐震補強工事を行うこととした。

当該橋梁は、昭和49年に大阪港出路として供用された後、平成元年に大阪港線として拡幅を行い供用されている。このとき、上部工においては既設主桁軸方向とは異なる方向に主桁を増桁し、下部工においては既設橋脚とは独立した橋脚を設けたので、一支承線上の支点が異なる脚に支持される構造となっている（図-5 参照）。

耐震補強工事の内容は、疑似箱桁補強工、落橋防止装置工および耐震性改善補強工であった。

1) 疑似箱桁補強工

増桁を含めた上部工全体が一体的に挙動するような構造に補強した。これは増桁を設置した際、支間中央の分配横桁以外の横組が対傾構のみであるため、この横組が

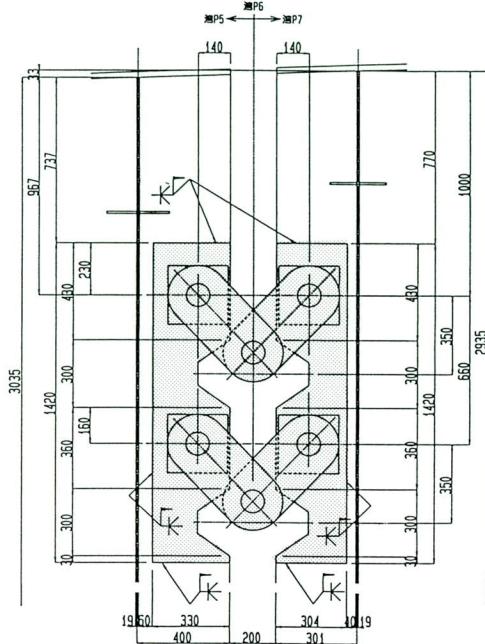


図-4 耐震連結装置の補修

今回規模の地震に対しては十分有効でないとする考え方によるものである。図-6に示すように、当初の桁と増桁との桁下面を鋼製パネルにより連結して疑似箱桁化し、下部工から伝達される地震力に対して上部工全体が一体的に挙動するような構造とした。また、当工法における桁下面の連結により上部工全体の剛性を高め、曲線桁特有のフランジの面外方向への変形を拘束した。

2) 落橋防止装置工

対象橋梁の橋脚は過去に一度拡幅工事が施工されており、再度の拡幅によるSE（桁かかり長）の確保が困難であるため、図-7に示すように桁間連結装置により上部工の落下防止を図るものとした。桁間連結装置は「復旧仕様」¹⁾に基づき設計した。

また、当該箇所は隣接桁と橋軸のセット方向が異なり、主桁間隔もバラバラであるため、桁間に取付用BOXを設置してPC鋼線を連結材として使用した。

3) 耐震性改善補強工（橋脚補強工）

下部工は固有周期の異なる独立した橋脚であり、上部工に関して振動の位相が異なる構造となっているため、下部工全体として同一挙動するように中間鋼製梁によってラーメン構造に変換した。図-8に示すように、独立したそれぞれの橋脚を連結することによって一体化を図り、下部工全体を不静定次数の高い構造物として橋脚全体の耐震性の向上を図った。

また、地震時保有水平耐力の照査を行い、鋼板巻き立

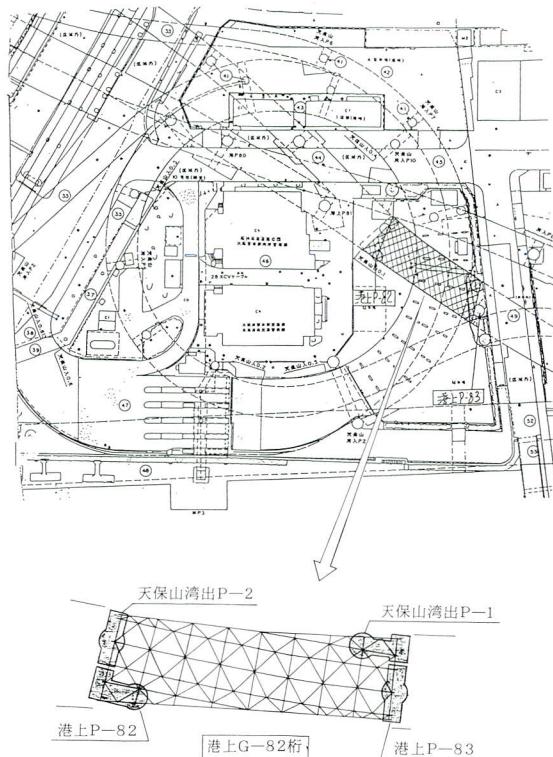


図-5 施工位置図

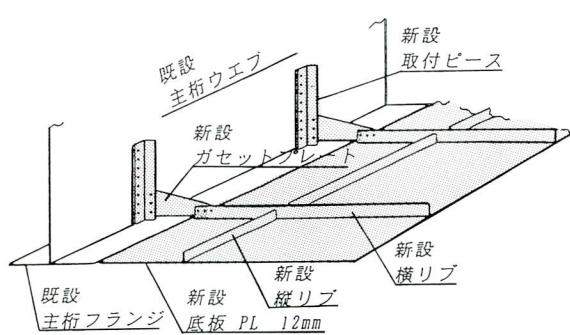


図-6 疑似箱桁補強工

て工法により十分な耐力を保持するように補強した。

3. 神戸線復旧8工区の概要

(1) 施工位置

本工区は阪神高速道路3号神戸線の神戸市東灘区深江南町から同区青木に至る延長約566mで、全区間が国道43号線上に位置しており、最寄りには阪神電鉄本線の深江駅や神戸商船大学がある。

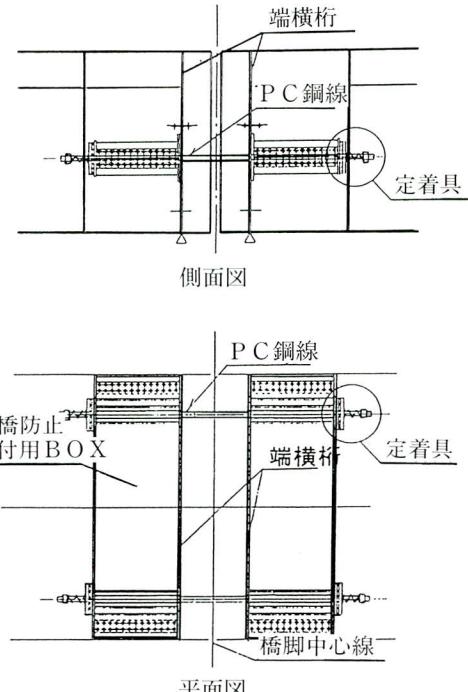


図-7 落橋防止装置工

復旧施工範囲は公團管理番号で橋脚番号が神P143から神P156まで、桁番号が神S143から神S155までである。国道43号線には大日交差点、深江交差点、商船大前交差点があり、歩道橋4橋が全交差点上で阪神高速道路と国道に上下から挟まれるようなかたちで国道を横断している。このうち深江交差点は、国道43号線と阪神高速道路5号湾岸線深江浜出入口のある深江浜とが唯一合流する大規模な交差点である。また、神P151橋脚と神P152橋脚間の国道下には高橋川が流れている。図-9, 10に復旧工

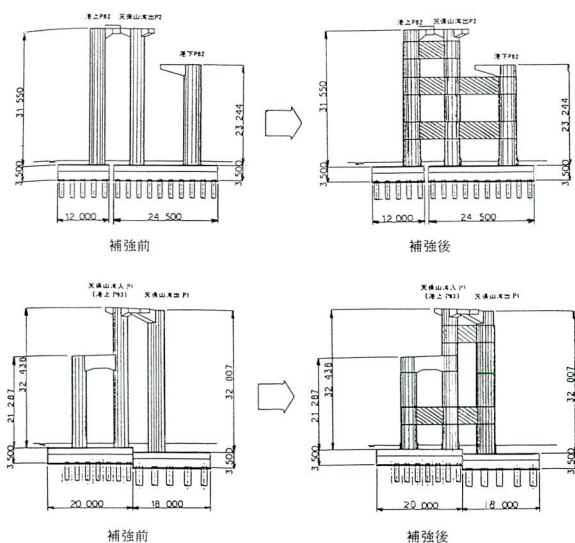


図-8 耐震性改善補強工

事位置を示す。

(2) 被災状況

被災度損傷評価は、「道路震災対策便覧（震災復旧編）」²⁾の構造物被災度の判定区分に対応させることを基本とし、以下の5段階で被災度判定が行われた。

A s：崩壊、倒壊したもの、損傷変形が著しく大きなもの。

A：亀裂、座屈、鉄筋の破断等の損傷、または変形が大きなもの。

B：鋼材の座屈や部材の変形が部分的にみられるもの、鉄筋の一部の破断やはらみだしおよび部分的

なかぶりコンクリートの剥離や亀裂が見られるもの。

C：鋼材の座屈や変形が局部的で軽微なもの、ひび割れの発生や局部的ななかぶりコンクリートの剥離が見られるもの。

D：損傷がないか、あっても耐荷力に影響のない極めて軽微なもの。

1) 上部工（鋼桁部）の損傷

上部工（鋼桁部）において次のような損傷がみられた。

①本工区の交差点部を跨ぐ上部工形式は全てが箱桁であり、国道43号線深江交差点をまたぐ神S148から神

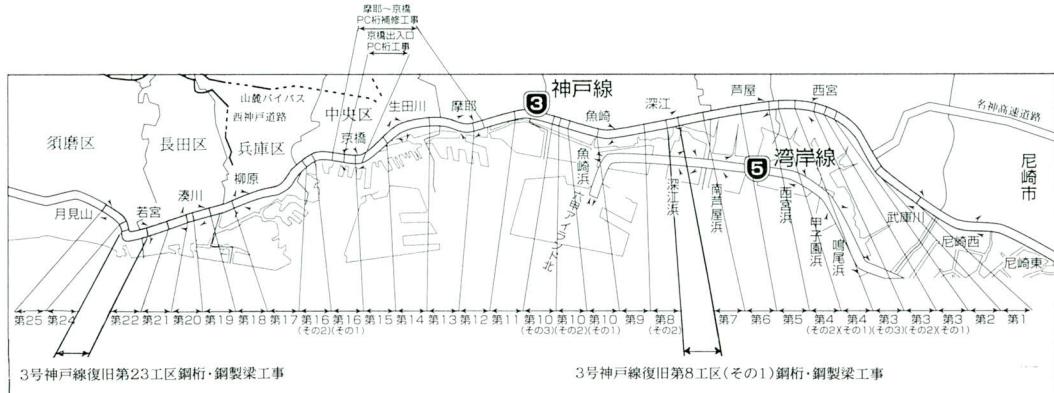


図-9 鋼桁・鋼製梁工事工区割りマップ

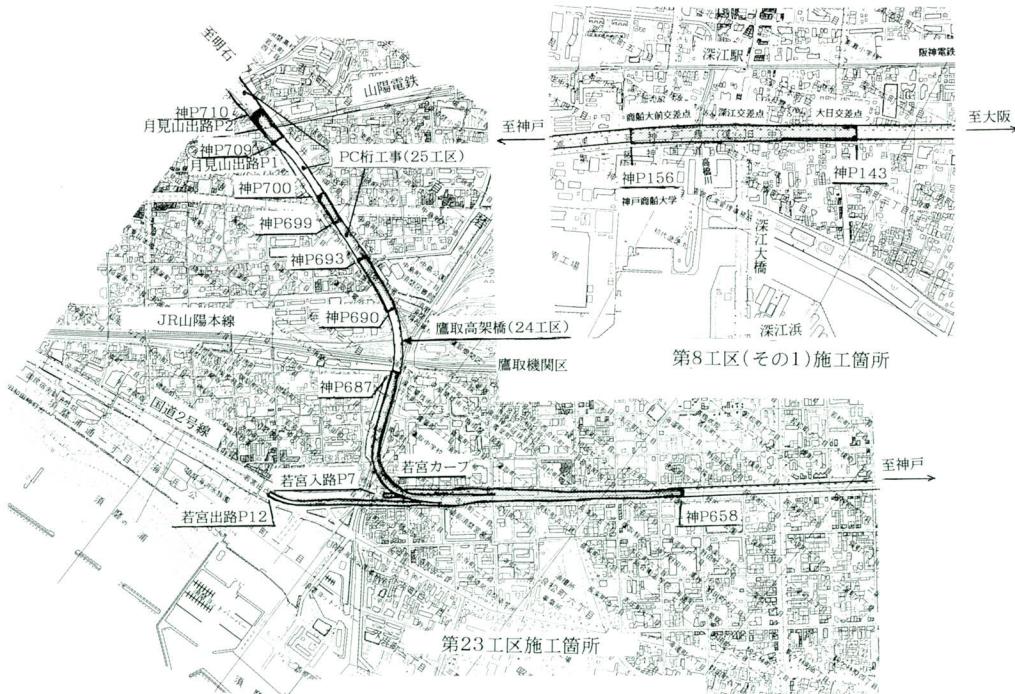


図-10 3号神戸線復旧工事位置図

S150までは、3径間連続RC床版鋼箱桁であった。この桁の中間固定支承を支持する神P150橋脚はRC柱部がせん断破壊により全断面崩壊し、脚としての機能を完全に失なっていた（写真-6参照）。

このことにより、同時に鋼箱桁が主桁スパン中央部で全体座屈破壊を起こし、連続桁としての機能を失った（写真-7参照）。よって、被災度As判定となり撤去、再構築が決定された。

②本工区最東部に位置する神S143単純合成箱桁は、深江地区で阪神大震災の象徴的ともいえる635mにわたってピルツ高架橋が大規模倒壊した工区の隣接桁にある。本橋は、ピルツ桁が山側へ倒壊した時に、総重量が2000tonにもおよぶ箱桁が最大約1200mm山側へ移動したと同時に、支承セットボルトが破断して支承が箱桁下フランジを貫通するなど、2主桁の両桁端部に大きな損傷を受けている。よって、被災度B判定で補修・補強対象桁とされている（写真-8参照）。

③同時に、上記単純合成箱桁に架け違い部でお互いの桁同士が耐震連結装置でつながれていることにより、総重量がおよそ1000tonある隣接の神S144単純合成鉄骨桁が引きずられ、同じく山側へ約800mm移動している。大阪側の桁端部主桁腹板は、ニーブレス付き支点上端横桁の近傍で、45°近くまでねじ曲げられ、大きな変形損傷を起こしている。よって、被災度B判定で補修・補強対象桁とされている（写真-9参照）。

④神S153単純合成箱桁大阪側の支承ピン中央部破損に伴い、山側へ約40mm飛ばされたことにより、耐震連結装置でつながれた死荷重の軽い隣接の神S152単純合成鉄骨神戸側の支点上補剛材および端横桁腹



写真-7 3径間連続RC床版鋼箱桁が全体座屈により破壊

板に座屈変形を起こし、一部鋼材の割れを伴っている。被災度B判定で補修・補強対象桁とされている（写真-10参照）。なお、この損傷は上記神S144単純合成鉄骨桁の崩壊にいたる前の座屈状況であると判断される。

⑤その他、全ての桁が脚と共に山側ならびに神戸側へのずれを生じているが、上記以外の各合成桁については、支点部の補剛材、腹板、ラテラルに局部的な座屈や変形を伴う損傷や溶接割れ等は確認されたものの、耐荷力に影響を与えるほどの被災ではなく、被災度C、D判定され補強対象桁とされている。

また、桁と相関する全橋脚が神戸側に傾いたため、単純合成桁の架け違い部支承同士のエレベーション移動により、全伸縮装置フェースプレートに上下方向の相対段差が生じている。

2) 下部工（RC橋脚）の損傷

下部工（RC橋脚）について次のような損傷がみられた。



写真-6 神P150橋脚の崩壊

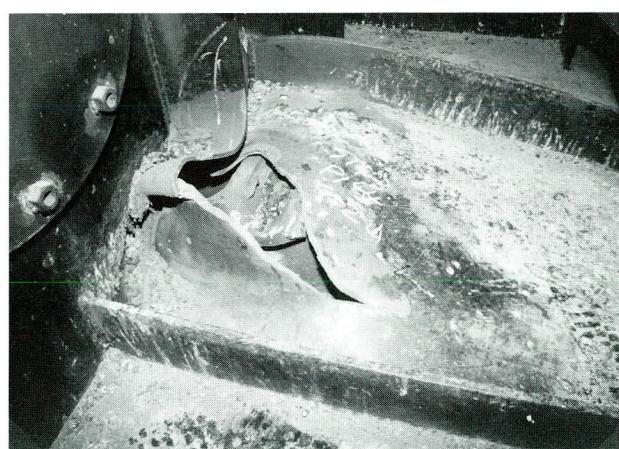


写真-8 神S143単純合成箱桁の箱桁下フランジの支承貫通



写真-9 神S144単純合成鋼桁の桁端部主桁損傷

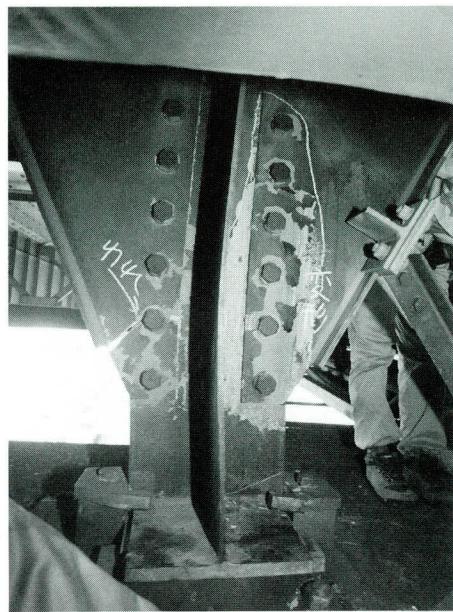


写真-10 神S152単純合成鋼桁の桁端部の損傷

- ①全橋脚において脚面内で山側へ、脚面外で神戸側への倒れが集中している。
- ②本工区の橋脚は全てT型RC橋脚で、全13基中被災度As:1基、被災度A:3基、被災度B~Dのうち柱の傾きが 1° 以上または柱中心で橋脚天端とグランドラインとの相対ずれ量150mm以上のものが4基との判定で、8基の撤去、再構築が決定された。なお、再構築部の下部工撤去は神P149、神P150橋脚以外は全て3号神戸線復旧第8工区下部工事（奥村組）にて行われている。
- 神P150橋脚における固定支点部のせん断損傷は、写真-6に示すように45°に発達するせん断ひび割れに沿ってずれを生じて崩壊し、上部工を支持できない状態となっている。（被災度As判定）
- ③残り5基の内、被災度C:1基、被災度D:4基で補修・補強対象橋脚とされ、下部工事により神P144、神P152、神P153が「鉄筋コンクリート鋼板巻立て併用工法」で、神P155、神P156が「鋼板巻立て工法」で、クラック等損傷部の補修処理後に補強されている。

(3) 施工内容

本工事の全体復旧施工概要を図-11に示し、以下に施工種ごとにその内容を整理する。

①再構築桁（3径間連続鋼床版箱桁1連）

被災度判定により再構築が決定した神P148～神S150の3径間連続RC床版鋼箱桁は、床版死荷重の大

幅低減により耐震性向上と床版コンクリート打設工事が不要なため現場工期短縮がはかる3径間鋼床版箱桁により再構築する。この時、中間支点部神P150橋脚上の上下線幅員部に新設非常駐車帯が追加されている。

②再構築橋脚（鋼製梁工7基、鋼製橋脚工1基）

被災度判定により再構築での復旧が決定したT型RC橋脚は神P145～神P151、神P154の8基である。このうち、神P150橋脚以外の7基に対しては新しい試みとして、図-12に示すように柱部を鉄筋コンクリート柱で、梁部を鋼製梁として隅角部で一体化したハイブリット構造の鋼製梁が採用された。

一方、神P150橋脚については当初鋼製梁による1柱式橋脚の再構築が計画されていたが、関係機関の強い要望であった、国道43号線から5号湾岸線深江浜出入口のある深江浜への交通量増加に伴う、深江交差点部上り車線用右折だまり確保のため、門型鋼製ラーメン橋脚形式による再構築が決定した。

③桁端補強工 3連

判定結果にもとづいて鋼桁、鋼製梁工事の発注を受け、再び桁の損傷状況調査に入り「既設鋼上部工の補修・補強設計及び施工要領（案）」³⁾の損傷部位によるTYPE I～Vまでの5段階の分類に従って復旧方法を検討した結果、以下のように決定した（図-13参照）。

イ) 上記被災桁の損傷部は全13スパンのうち神P143

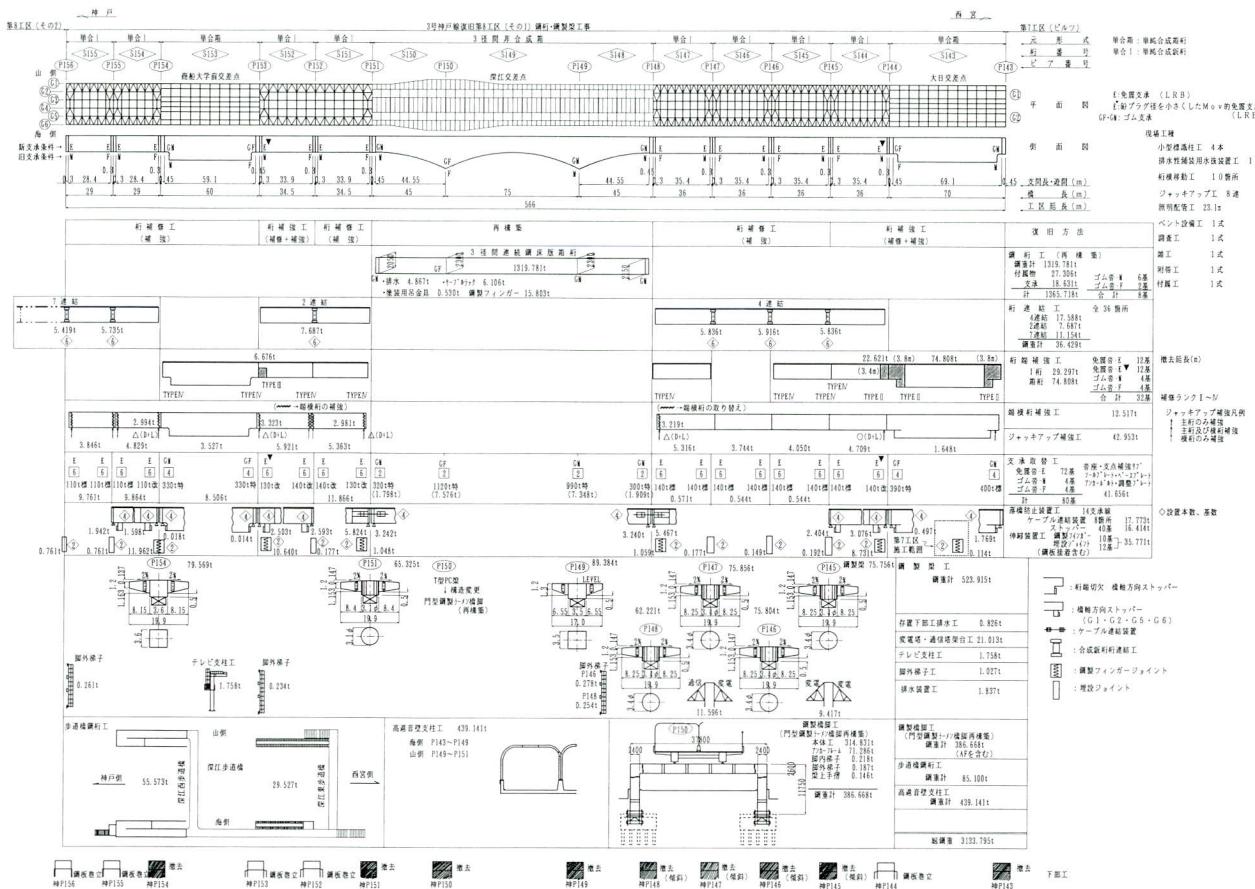


図-11 3号神戸線復旧第8工区(その1) 鋼桁・鋼製梁工事 工事概要図

神戸・大阪、神S144大阪側の2連がTYPE II（床版の撤去を伴い、損傷部位を切断、撤去し、新しい部材をHTBで接合した後、床版打設を行う方法）で桁端補強が決定された。

ロ) 神S152神戸側の支点上補剛材部と一部端横桁腹板部をTYPE III（損傷部位を切斷除去し、新しい部材を現場溶接で接合する方法）と一部TYPE IV（損傷部位の切断、除去を行わず、加熱矯正を行う方法）の併用で桁端補強が決定された。

④ 桁連結工 3連

隣接する単純合成鉄桁の主桁腹板間を連結板により連結させることによって、活荷重、温度変化、地震時に対して連続桁の挙動をさせる（ノージョイント工法）。特に耐震性向上と連結部分からの騒音、振動を軽減させることを重視して、単純箱桁以外の単純合成鉄桁を全て連結化する。

⑤ 端横桁補強工 4箇所

合成鉄桁同士が連結化されたことによる連続桁において始終端部となる既設ニーブレス付き端横桁に

対して、ニーブレス部を撤去し、追加増設横桁によりフルウェブ化させる。これは、写真-9に示すような破壊が生じるのを阻止して耐震性向上を図るためである。

⑥ 落橋防止装置工 36箇所

建設省復旧仕様⁴⁾⁵⁾を受けたかたちの阪神公団の設計要領⁶⁾にもとづいて、PCケーブル式連結装置および橋軸方向ストップバーで復旧している。なお、本工区では入出路等の道路幅員の狭い桁や曲率の小さな桁をもっていなかったため、橋軸直角方向ストップバーの設置は行っていない。

⑦ 支承取替工 80基

単純合成鉄桁の桁連結部は、免震ゴム支承(LRB)の採用により上部工を弾性的に支持して水平反力の分散化を行っている。その他、桁連結ができない箱桁部の建設当時の支承条件が可動、固定の場合は、既設橋脚が可動支承として生じる地震時水平力以上の水平力に対して耐力がなかったため、それぞれ可動固定ゴム支承による復旧が決定した。なお、支承

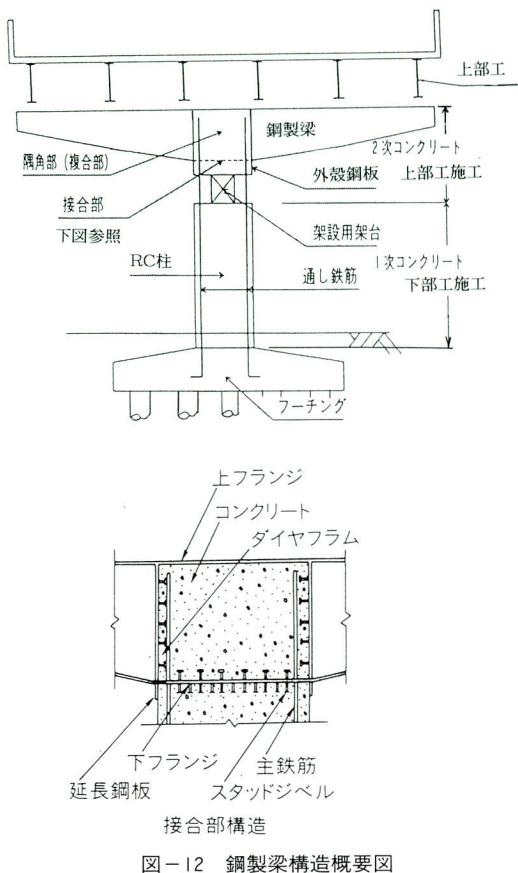


図-12 鋼製梁構造概要図

工までを含めた全ゴム支承設置個数は120基である。

⑧ジャッキアップ補強工

桁扛上や桁移動作業のため、既設桁腹板や端横桁にジャッキ反力作用部補強として補強材や桁変形防止材を現場溶接により取り付けている。

また、ジャッキ操作時や架設時安全対策上桁ずれ防止対策材も現場溶接により取り付けている。

⑨伸縮装置工 22基

桁連結化による構造系の変化により、桁伸縮量が大きくなり関係する伸縮装置を再製作している。

⑩変電、通信塔架台工 2基

神P145鋼製梁部の大坂側、神戸側の両側に磯島変電塔用架台を、また神P147鋼製梁部の神戸側に磯島通信塔架台、大阪側に磯島変電塔架台を大規模な吊り下げ型として再構築している。

⑪テレビ支柱工 1基

ドーム型高遮音壁が設置されたために既設ITV支柱からその内部の交通状況が監視不可能となるため、新規設計・製作・施工となった。

⑫桁横移動工 10連

全桁が脚と共に山側ならびに神戸側へのずれを生

じたため、復旧線形位置へ再構築以外の全桁を橋軸直角方向、橋軸方向へそれぞれ桁移動させ復旧を行った。

⑬深江歩道橋鋼桁工（再構築）

阪神高速道路の桁や脚撤去のため、深江交差点に位置する建設省管理の深江西歩道橋斜路、階段および深江東歩道橋斜路付き階段が震災応急復旧工事第4工区により既に撤去されていた。そのため、3径間連続鋼床版箱桁架設完了後、本工区にて完全復旧を行った。

⑭高遮音壁支柱工

高速道路沿いにあるマンションなどの高層階区間の住居に対する騒音低減対策として路面からの高さ約7mのドーム型高遮音壁が設置されるため、その支柱の製作、施工を行った。その設置範囲は、山側上り線に対して120m、海側下り線に対して259mにわたっている。

⑮裏面吸音板の基本設計

国道43号線を通る車の音が高架に反射しておきる騒音対策として、高架裏側に下からの音を吸収して、騒音を軽減する吸音板が桁に取付られる計画があつたため、本工区全長にわたる基本設計を行った。

⑯ベント設備工

ベント基礎、ベント設備は、橋脚撤去再構築のための桁ジャッキアップや復旧線形への横移動のため

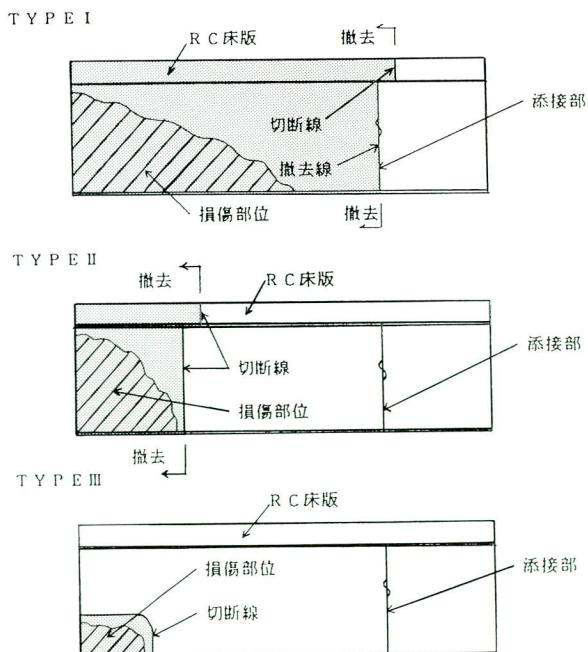


図-13 補修方法の分類

に、存置橋脚上でのジャッキ操作が可能であった神S155桁以外の存置桁すべてに設置され、総数17基、設置総重量1860tonに及んだ。また、神S151桁のベント設置位置には高橋川上に国道部の橋が架かっているため、アバット近傍にH鋼杭で基礎補強した後、その上にベント設置を行った。

その他、上記工種以外には上下部排水装置工、脚外梯子工、照明配管工、調査工、小型標識柱工、排水性舗装水抜き装置工等がある。

(4) 現場工事工程

本工事の現場工事工程、計画立案にあたり震災復旧であるが故に以下の点に留意、工夫を行っている。なお、図-14に本工区の実施概略工程を示す。

- ①本工事で重視されたのは工期の短縮、耐震性の強化、環境対策、安全管理の4点であった。
- ②公團との調整はもちろんのこと、下部工業者や上部工隣接工区業者との綿密な工程調整や頻繁な打合せが不可欠で、常に即断即決の行動姿勢が基本となることを予想し、いち早く下部工業者と上部工業者とが1つ屋根の下になる合同現場作業所を作り、現場復旧工事本部としての体制を確立した。このことが、現場での上、下部工の頻繁な打ち合せを可能にしたり、職員の志気向上やチームワークの良さとなって、計画どうり工程を進捗させる上で役立った。
- ③同時に、設計部会は、架設部会と一緒に現場常駐で全ての設計業務を現場作業所にて行える環境を整備し、神戸線開通までの間、常に現場状況を敏感に設計図や次工程に反映できるような体制を速やかに確立した。
- ④本工区は国道43号線に位置しているため震災後直ちに緊急物資輸送路として位置づけられ、震災後約2週間で片側最低2車線確保(夜間、日曜、祝日は最低片側1車線確保)が実施された。そのため、ほとんど全工種の施工計画における基本方針は、東側2車線、西側2車線に与える影響が最も軽微な工法でしかも早期復旧のため夜昼のない連続で施工することが前提となった。
- ⑤各架設ステップ毎の頻繁な車線切替や車線規制計画と調整が必要であったと同時に、桁受けベントの連立や上空に存置桁があるため空間的に非常に狭い制限の中で1年間以上にわたって交錯複合した作業を進めなければならなかっただけ、安全対策からもより

綿密な工程等の調整が必要であった。

⑥余震が続く中、近隣住民の安全や騒音と振動に対して特別な配慮をした施工を絶対条件として慎重な施工が要求された。

⑦桁と橋脚の被災損傷状況の違いから、損傷のない桁を残したまま損傷した橋脚を撤去、再構築するという施工方法は、今回の復旧工事の大きな特徴である。既設端部床版と主桁端部を切断、撤去し、桁上方からPC梁撤去や鋼製梁を架設する方法では、損傷のない桁を切断しなければならず不経済であり、かつ全体工程に与える影響があまりにも大きい。そのため本工区では既成概念に捕らわれない、新機材を積極導入した架設工法の計画立案が要求された。

⑧各工区とも競うような知恵のひねりあいであったとともに、復旧建設部と復旧工事事務所と我々との強い連帯感、使命感の下でこれまで培ってきた技術や最新の機械などをフル活用して、困難な状況を打開していく必要があった。

⑨工事半ばで高遮音壁支柱(約440ton)、歩道橋復旧(約85ton)の設計・製作・架設が追加発注されるなど、絶えず工程調整を余儀なくされた。開通日が平成8年5月末まで予定できずに先が見えない状況が続く中、通常の工程表とは逆に多工種をバラレルで右から左へ引いていくかたちが繰り返され、「いかに早く復旧しながら安全で快適なものへと仕上げていくか」を考えながら日々の工程調整が必要であった。

⑩JV工事のため、宮地・高田両工場での製作機動力を最大限に発揮できるような製作手順や製作工程を考え、現場から要求される製品に対して1日でも早い納品を果たすため両製作工場との連携が不可欠であった。

4. 神戸線復旧23工区の概要

(1) 施工位置

本工区は地震直後の火災が相次いだ神戸市長田区日吉町から須磨区月見山町までの本線、若宮入出路および月見山出路の区間の鋼桁部、鋼製脚部で、総延長は1801m、全52スパンが工事対象区間であった。この区内には施工外区間としてJR山陽本線上の鷹取高架橋(復旧第24工区)およびPC桁部(復旧第25工区)が混在しており、また路下条件も厳しく、国道2号線、河川、公園、交通量の多い交差点などが存在した(図-9、10参照)。

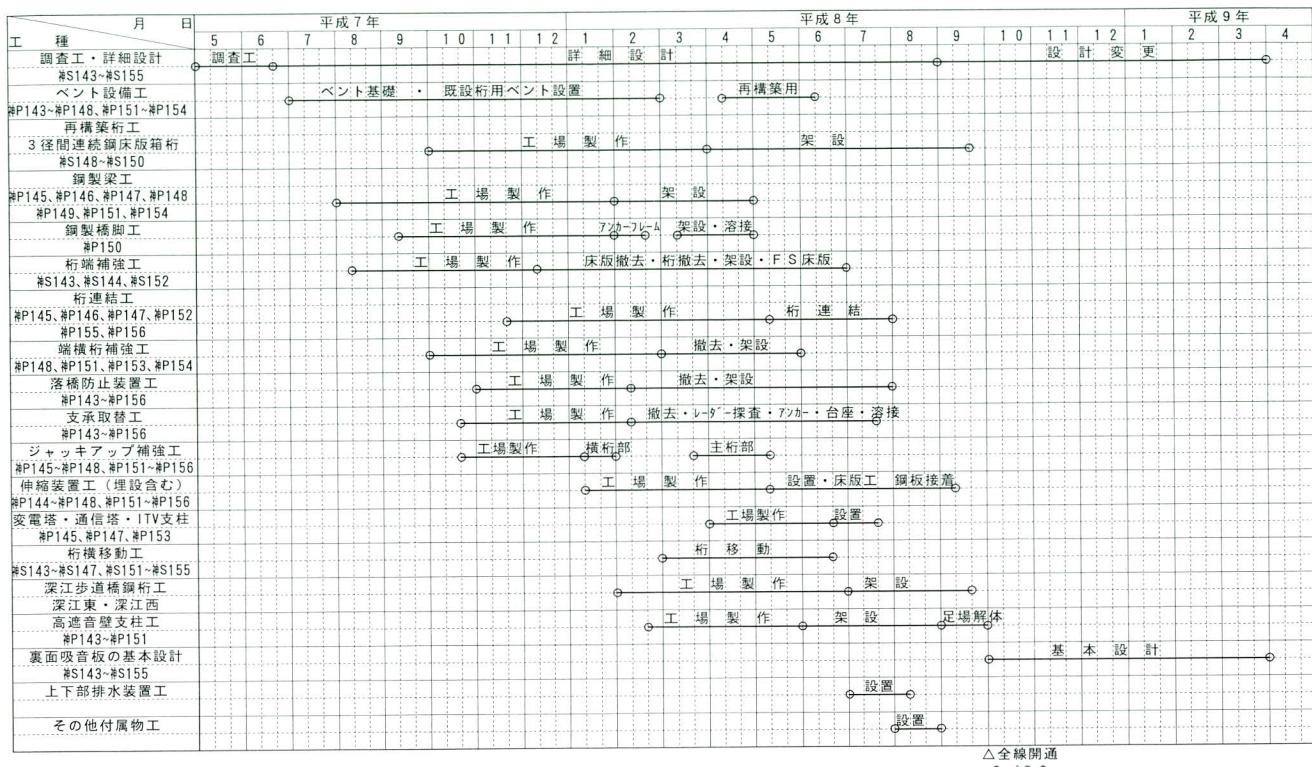


図-14 神戸線復旧第8工区実施工工程表

(2) 損傷調査および施工内容

工事受注前に行われた公团による本工区の被災度の判定は表-2に示すとおりであった。それによると本工区の被災状況は、コンクリート橋脚の一部に著しい損傷が発生していたものの、鋼桁、鋼製橋脚には落橋につながるような大きな損傷箇所は少なく、比較的軽微な損傷が多いと推測された。

工事受注後、損傷箇所の正確な把握と補修計画立案のために設計・製作・架設担当者が一体となって詳細調査を行なった。詳細調査は設計・施工要領（案）³⁾⁷⁾に従って行なったが、本工区の同要領（案）により分類した上部工の補修TYPEの箇所数は表-3に示すとおりであった。鋼製橋脚は全数ほぼ健全な状態であった。これにより、被災度の判定が示すとおり確かに落橋に至るような大きな損傷箇所は無かったが、軽微な損傷も含め支点近傍に補修・補強が必要な箇所は膨大な数にのぼることが判明した。

その後、この詳細調査などをもとに損傷箇所の補修計画を立案し、復旧仕様⁴⁾などに従って詳細設計を行って耐震性向上のために多岐に渡る施工が行われることとなつた。

本工事の全体復旧施工概要を図-15～図-17に示す。

(3) 現場工程

23工区は、8工区同様に工期の短縮、耐震性の強化、環境対策、安全管理の重視を原則とし作業を進めた。

本工事は存置の桁がほとんどで、脚内、脚上の狭い区域での作業工種が多くかつランプを3箇所抱えていたため

表-2 被災状況（損傷ランク）

上部工	(橋数)			
	本線	若宮出路	若宮入路	月見山出路
As				0
A				0
B	1	1		2
C	29		4	33
D		10	2	13
合計	30	11	6	48

下部工	(橋数)			
	本線	若宮出路	若宮入路	月見山出路
As	1			0
A	5		2	7
B	2		1	3
C	4		1	5
D	16	3	2	22
合計	40	8	6	55

表-3 上部工補修TYPE

	(箇所数)				
	本線	若宮出路	若宮入路	月見山出路	合計
TYPE I	0	0	0	0	0
TYPE II	0	1	0	0	1
TYPE III	61	12	10	0	83
TYPE IV	58	20	0	0	78
TYPE V	1	0	0	0	1
合計	120	33	10	0	163

他工区の路面作業車両等の乗入れを余儀なくされた。

平成8年4月、5月期には、ひととときに多くの工種が重なり人海戦術に頼らなければならなかつたため、1日に200人強の作業員を動員した。

設計も追加工事が多く、また作業が進むにつれて取合い等の確認のために絶えず現場との往復が必要になるなど作業量が増加してきたため、増員して対処せざるを得なかった。

本工事の実施概略工程を図-18に示す。

5. 神戸線復旧工事の主要工種詳細

(1) 桁撤去と桁再構築

1) 神戸線復旧8工区

3径間連続鋼床版箱桁では、国道43号線の車線規制の早期解除のために、まず主桁を架設して鋼床版を後架設とした。また、主桁部の架設は、中央径間の75mが深江交差点に位置することから側径間架設を先行し、その両側径間から2ブロックないしは3ブロックを張出して(写真-11参照)、中央主桁ブロックの最終落とし込みにより主桁閉合させた。そのために計算量分だけ支点上で先行上げ越しを行っている。中央径間ブロックの架設は、その時期を交通量が減る4月28日から5月5日のゴールデンウィークに計画し、昼間一気に閉合まで行っている。その後、速やかに桁架設ペントを解体し(写真-12参照)、両主桁間ならびに路肩側張り出し部の鋼床版ブロックを主桁にあずけてから鋼床版をHTBにて本締めする工法(写真-13参照)を取った。そのため、断面力算出のための構造解析は、架設系と完成系の2つの系(前死荷重、後死荷重+活荷重+支点沈下)にて行っている。なお、神P150鋼製ラーメン橋脚の国道43号線に対する建築限界を確保するため、既設桁の中間支点上にあった腹板ハンチをなくし、鋼床版故に15%程度腹板高を低く押さえ、スレンダーな側面形状として復旧させた。

支承はすべて可動固定のゴム支承で復旧し、さらに既

設桁が1ボックス2層タイプだったものから1ボックス1層タイプに変更した。

2) 神戸線復旧23工区

神S663および神S664桁の上部工には致命的な損傷はなかったものの、損傷の激しかったコンクリート橋脚の撤去再構築に伴い、上部工も一時撤去する必要が生じた。撤去した上部工(活荷重合成鉄桁)は床版を取り壊して工場へ持ち帰り、主桁など一部を再利用した再生桁で施工するものとして受注したが、運搬費や桁の改造作業、床版の取り壊し作業など、経済性や工期短縮を考慮して全て新設の鋼床版鉄桁として復旧した。

現場は桁下空間にパネル足場を設置し床版切断のための水養生設備を設けた。

吊り具用の孔をコア抜きし(150φ)、床版一般部はコンクリートカッター、壁高欄をサイドオールソー、中央分離帯部はワイヤーソーにて切断した。

ブロックの撤去は橋上より25ton吊りクレーン、搬出は10tonトラックで1ブロックづつ昼間作業で行った(写真-14, 15参照)。

桁の撤去では現場状況等を考慮して桁下にペントを設置し、高所作業車およびペント上を足場としてガス切断を行った。

撤去作業は夜間、路下国道2号線より一車線規制して120ton吊り油圧クレーンを用いて行った(写真-16参照)。

(2) 鋼製橋脚工(8工区のみ)

本橋脚の構造的特徴は、写真-17のように梁長さ(35.4m)に比べ、柱高さ(11.75m)が極端に低いことである。設計・施工上の技術的課題に対し以下の対応をとっている。



写真-11 3径間連続鋼床版箱桁（再構築）の張出架設

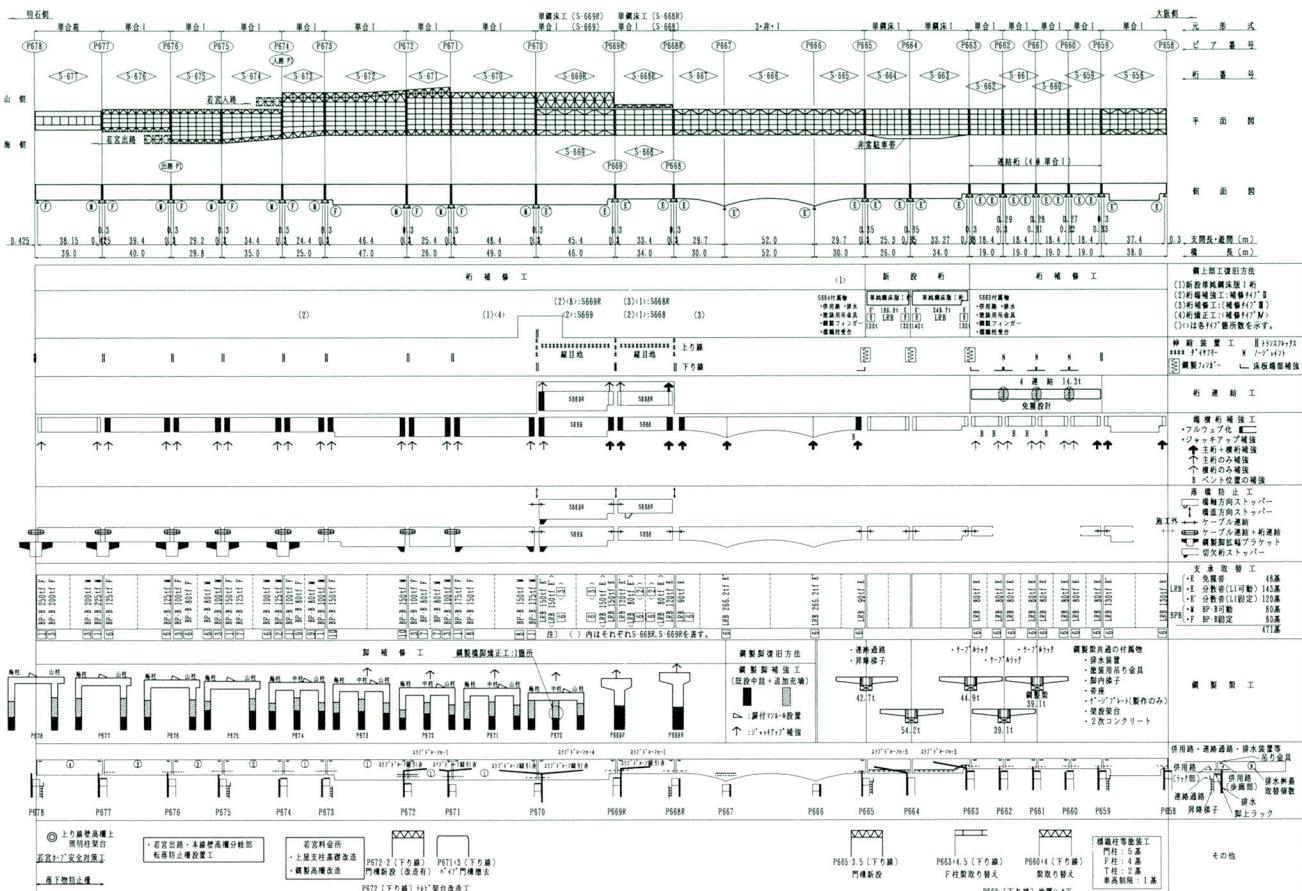


図-15 3号神戸線復旧第23工区鋼桁・鋼製梁工事 工事概要図（その1）



写真-12 3径間連続鋼床版箱桁（再構築）の主桁ブロック閉合



写真-13 3径間連続鋼床版箱桁（再構築）の鋼床版架設

1) 柱部構造

柱部は「鋼製橋脚の再構築設計資料（素案）」⁸⁾に従い、縦リブの本数、寸法および鋼種を変化させていない。また、「3号神戸線復旧設計要領（案）（鋼構造物編）」⁹⁾より、コンクリート非充填部では以下の寸法制限を順守した。

- ・縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ

$$R_p \leq 0.4$$

・縦補剛材の幅厚比パラメータ

$$R_h \leq 0.5$$

・縦補剛材の剛度

$$\gamma \geq 3\gamma^*$$

さらに、阪神高速道路公団の新設門型鋼製ラーメン橋脚

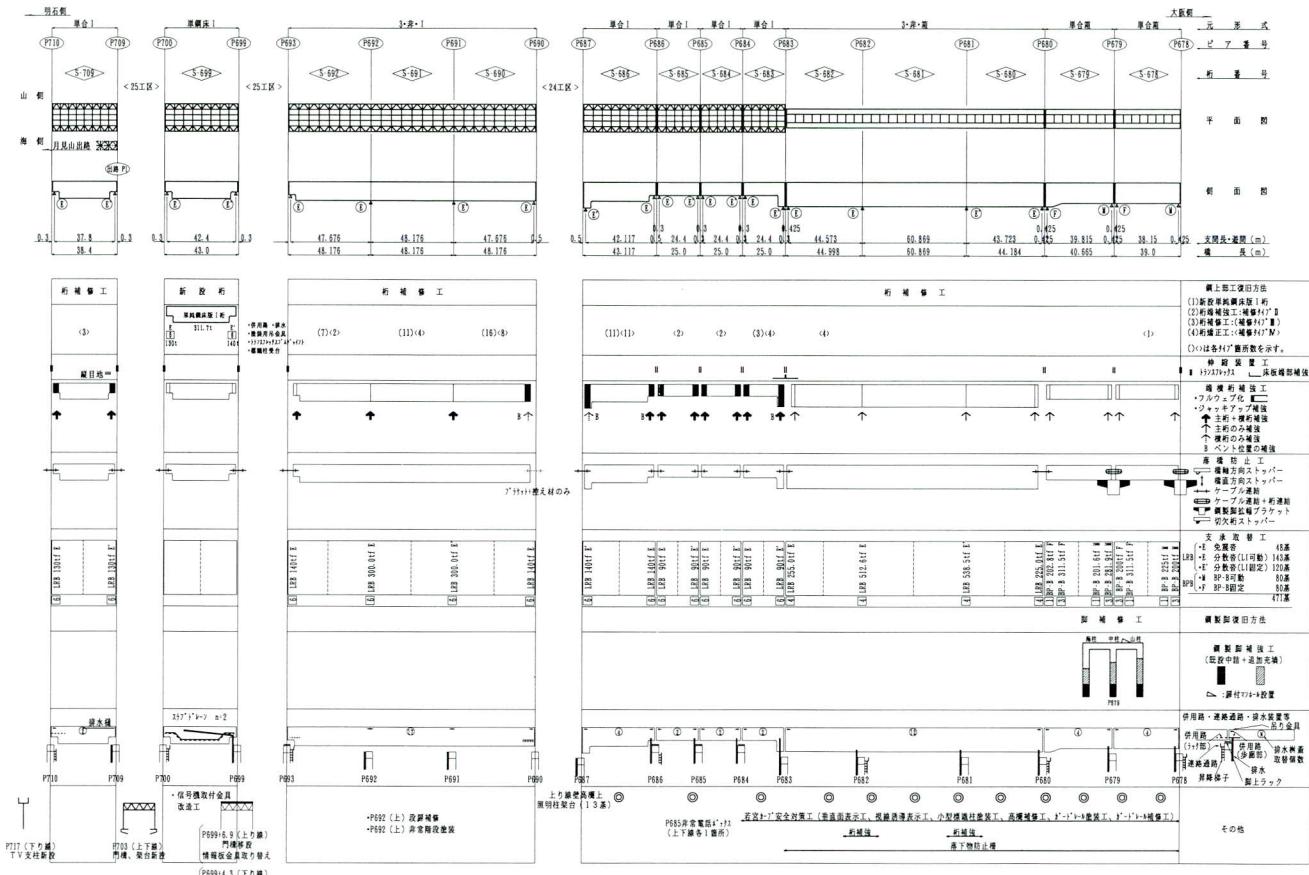


図-16 3号神戸線復旧第23工区鋼桁・鋼製梁工事 工事概要図（その2）

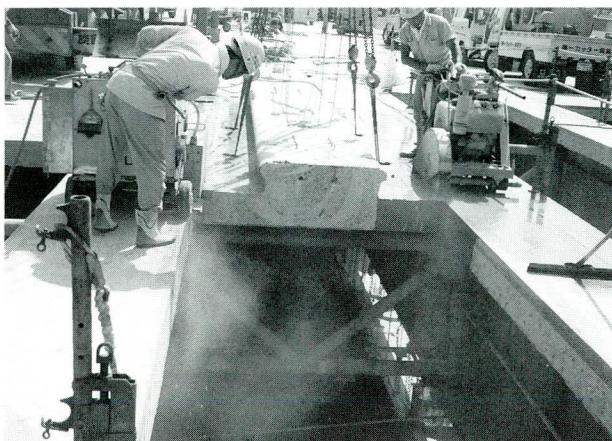


写真-14 床版切断（橋軸方向）

としては、初めて地震時保有水平耐力照査ならびにアンカーボルト（ 180ϕ : S45CN）を含めた定着部の照査を行って、製作・施工を行った。

2) 現場継手部構造

工程短縮という点から、柱部の現場継手は当初ボルトによる摩擦接合を計画していた。しかし、本橋脚の上記構造



写真-15 高欄切断（橋軸直角方向）

的特性から、不等沈下と温度の影響が大きく、隅角部の断面力（曲げモーメント $M \approx 7000\text{tf} \cdot \text{m}$,せん断力 $S \approx 1000\text{tf}$ ）が非常に大きくなつた。このことから、ボルト接合の場合の必要列数が、最大片側15列と非常に多くなつた。道路橋示方書¹⁰⁾では、「すべり耐力が低下するため、なるべく8列程度以下とするのが良い」と記載されている。よつて、

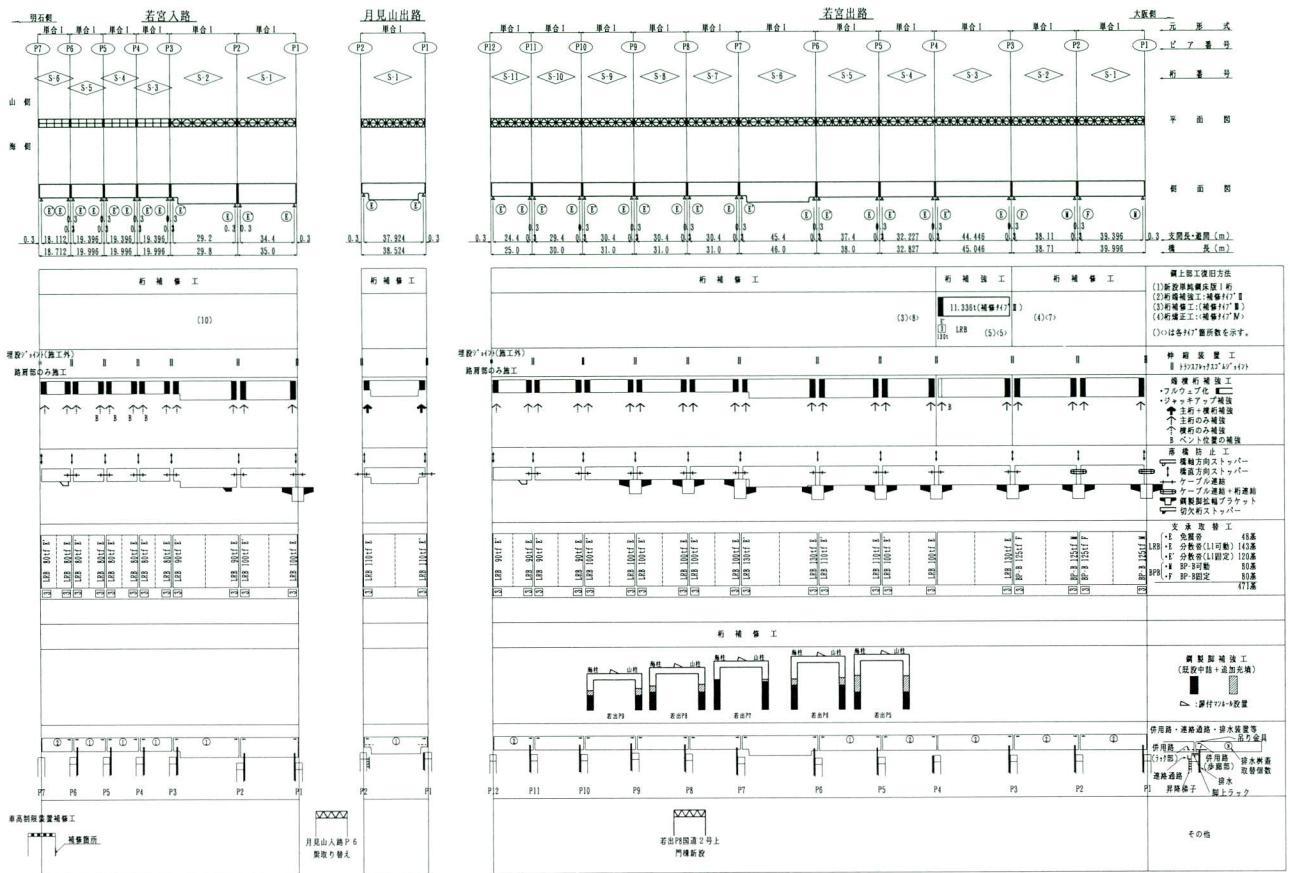


図-17 3号神戸線復旧第23工区鋼桁・鋼製梁工事 工事概要図（その3）

本橋脚の隅角部の現場継手は、極厚、高材質（図-19参照）という施工実績の非常に少ない条件下ではあるが、全断面現場溶接の採用に踏み切った。採用にあたっては、現場と同条件の溶接施工試験を実施し、その安全性を確認後、表-4による溶接方法にて本施工に至った。また、現場溶接施工工程はボルト接合に比べ長期化することが当初危惧されていたが、左右隅角部を同時着工し、24時間連続溶接施工を実施する（写真-18参照）ことで、わずか20日間足らずで完了することができた。なお、非破壊検査は超音波自動探傷試験により実施し、公団検査要領¹¹⁾による基準に合格している。

3) 架設

国道43号線深江交差点部は、深江浜の5号湾岸線からの合流も有り、非常に交通量が多い。フーチング部基礎からアンカーフレーム（写真-19参照）、基部、柱部、隅角部までの施工中は、この交通流を遮断することなく工事を進めるため、崩壊橋脚の旧基礎部の埋め戻しを行い、上下各2車線を確保した。なお、新設フーチングの特徴は国道両脇に公団用地を確保できないため、国道中央側に杭を多く配置（場所打ち杭72本）したものとなっている。

フーチング施工完了後の梁部架設にあたっては、中央部にペント2基を建て、車線を上下線それぞれ2車線ずつこの両脇を通るよう切り回している（図-20参照）。梁中央部の最終落とし込み部材は、両仕口部の切りを斜めにし、部材間に隙間5mmを確保した（写真-20参照）。

（3） 鋼製梁工

1) 神戸線復旧8工区

構造的特徴は以下のようない点にある。

- ① T型単柱橋脚の柱部をRC柱、梁部を鋼構造とし、鋼製梁隅角部で一体化した複合構造である。
- ② 隅角部には、じん性確保や耐荷力の向上を目的としてコンクリートを充填するが、鋼製梁の断面計算上ではこれを無視する。また、コンクリートと鋼板はスタッドジベルにより定着させる。
- ③ RC柱の主鉄筋は鋼製梁下フランジを貫通させ隅角部内の充填コンクリートに定着させている。このとき、鋼製梁内の主鉄筋量は、RC柱部と同量である。
- ④ 鋼製梁隅角部下フランジは、鉄筋貫通による断面欠損を補うために増厚し、下フランジ下面には接合部

工種	月日	平成7年												平成8年												摘要
		5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1				
桁撤去工		附屬品・床版・鋼桁撤去																								▼
S-663-664 (2連)																										▼
再構築工 (単純鋼床版1桁)																										
S-663-664-699 (3連)																										
鋼製梁工 (5基)																										
P-661-662-663-664-665																										
支承取替工 (本線 = 366個) 全線 (ランプ=125個)																										
端横桁補強工																										
桁連結工 (1連) S-659-660-661-662																										
落橋防止工																										
鋼製橋脚補強工																										
桁端補強工 端頭S-3																										
落下防止柵工																										
鋼製橋脚補強工 アンカーボルト調査工																										
ペント工																										
仮設備工																										
伸縮装置 (トラスルック・ゲイターリングヨイド)																										
その他附属品 鋼板・鍍鉄鋼板・被覆・被覆 被覆ガム・被覆																										
現場塗装																										
工場製作																										
調査・設計																										

図-18 3号神戸線復旧第23工区実施工程表



写真-16 降下



写真-17 神P150門型鋼製ラーメン橋脚

での水平力を伝達するためのスタッダジベルを配置している。

⑤梁部を鋼製とすることで橋脚死荷重の大幅軽減による耐震性向上が図れ、工場製品化と施工の簡素化で現場工期短縮を可能とした。

⑥桁下平面街路の交通への影響を低減でき、国道車両の安全性を向上できる。

一方、設計・施工上の技術的課題に対し以下の対応をとった。

①RC柱と鋼製梁との結合部は、鋼製梁からの作用力を

RC柱へ確実に伝えるための設計方法の妥当性と結合部の強度確認を実証する必要がある。これについては、通常の鋼製橋脚設計法、FEM解析、阪神公団による1/5モデルの室内載荷試験や耐荷力試験、現場載荷試験¹²⁾によって以下の事項が確認されている。

イ) 隅角部内の鋼板応力レベルは、隅角部近傍の応力レベルよりも小さく、鋼製梁からの応力は隅角部内の充填コンクリートにも分担され、RC柱部に伝達される。

ロ) 橋脚の破壊はRC柱部で起こり接合部に異常はみら



写真-18 梁部下フランジの現場自動溶接

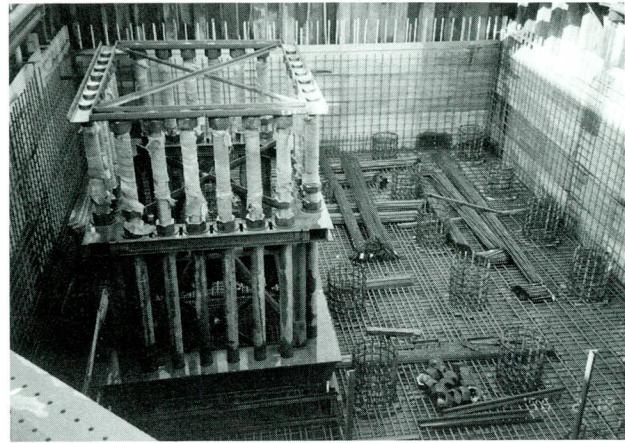


写真-19 鋼製橋脚工のフーチング部アンカーフレーム

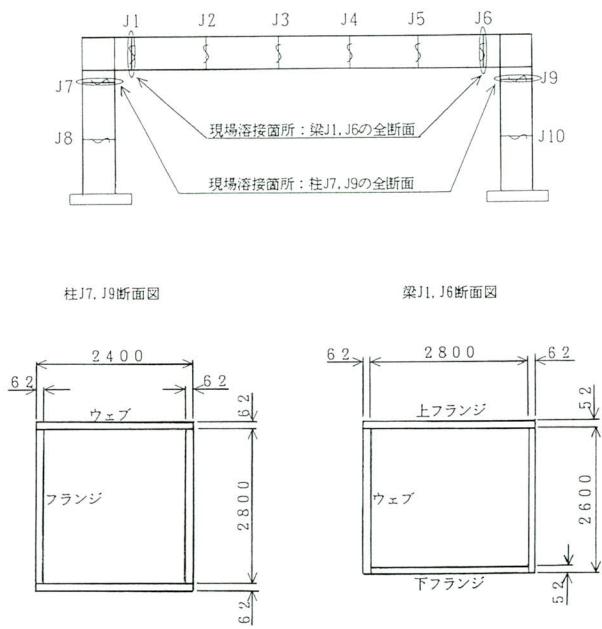


図-19 現場溶接箇所および断面図

表-4 溶接方法

継手箇所		溶接方法	溶接姿勢	溶接装置
柱	J7, J9 フランジ・ウェブ	CO: 片面裏波自動溶接	横向き	PICOMAX-2
梁	上フランジ J1, J6	CO: 片面裏波自動溶接	下向き	PICOMAX-2
	下フランジ	MAG片面裏波自動溶接	上向き	OH-AUTO
	ウェブ	CO: 片面裏波自動溶接	立向き	PICOMAX-2

れない。

ハ)せん断遅れを考慮した隅角部設計法やFEM解析値と載荷試験の結果はよく一致している。

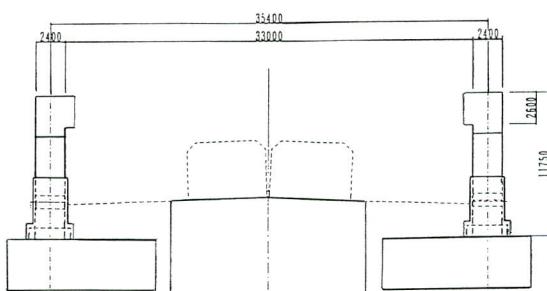
②鋼製梁隅角部内には鉄筋、スタッドジベル、補剛材



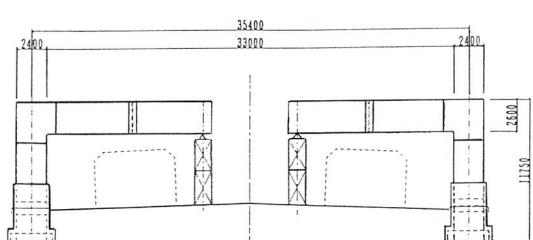
写真-20 梁部最終落し込み架設

が配置されるため、流動性がよく乾燥収縮を起こさないコンクリートを選定するとともに、コンクリート打設に対する以下の様な配慮が必要である。

- イ) コンクリートには膨張性混和剤入り中流動性コンクリートを使用する。
- ロ) 鋼製梁天端にコンクリート打設用マンホール、バイブレーター用孔、空気抜き孔を設けコンクリートポンプ車よりコンクリート充填を行った。
- ③鋼製梁とRC柱の結合部は、梁の下フランジに鉄筋貫通孔をあけそれに柱の主鉄筋を差し込む形式となるため、フーチングから鋼製梁までの鉄筋組立の精度を確保しなければならない。そのためRC柱の主鉄筋を施工していく過程で上部工業者にて既設鉄筋配置を現場実測し、RC柱中央と上部の2箇所に鋼製のゲージプレート付き架台を設置し、鉄筋間隔を拘束したうえで鋼製梁との結合を行った（D32の異形鉄筋に対しゲージ孔φ40mm、鋼製梁側下フランジ孔



橋脚柱部架設時まで



橋脚梁部架設時

図-20 国道43号線切回し状況図

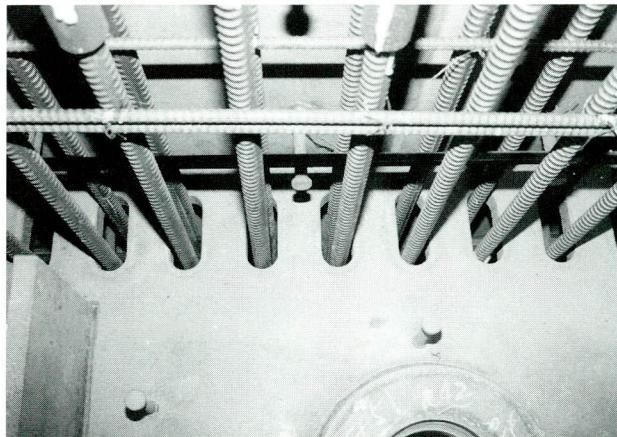


写真-21 鋼製梁の下フランジ貫通鉄筋

$\phi 50\text{mm}$; 写真-21参照)。

④鋼製梁隅角部内の鉄筋とRC柱の鉄筋は継手が必要となるが、継手数が多く狭い作業スペースであるため施工性の良い継ぎ手を選定する必要があった。鉄筋同士の継手にはガス圧接、エンクローズド溶接、機械継手などの方法があるが、施工性に優れたねじふし付き異形鉄筋用機械継手(カプラーとエポキシ系有機グラウト材による固定式)を採用した。また、鋼製梁内のねじふし付き異形鉄筋は工場でセットし、RC柱部側の同種鉄筋に現場でチドリ継手配置にて施工した(写真-22参照)。

⑤損傷のない上部構造を存置させながら下部構造のみを撤去、再構築するため、上空のオープンスペースがなくても行えてより安全で経済的な架設方法の検討が必要となった。そこで、通常はプラントや原子力設備などの据え付け工事に使われている自走式トランスポーターを用いて超重量物を安全かつ高精度に運搬する技術工法「パワージャッキシステム」(日本通運)を使用して鋼製梁の一括架設に挑戦した(7基中4基)。このシステムは「自走式トランスポーター」と「パワージャッキ」を組み合わせたもので架設段階を写真-23~25に示し、下記にその機能を説明する。また、架設要領図を図-21~25に示す。

なお、残り3基の鋼製梁は上空がオープンのためトラッククレーン工法もしくはこれと縦取りジャッキ工法を組み合わせて架設された。

a) 自走式トランスポーター

電子制御ステアリング装置つき全輪操舵で前後左右に自在に走行可能な6軸自走台車で、1台の最大積載荷重は150tonまで可能である。また、一般公道を走行することが可能である。

b) パワージャッキ

1セットのジャッキ能力はジャッキストロークが1段目から3段目まで伸びきった状態で最大270tonまでの扛上能力があり、最大5.7mのストロークがあるため、高所まで重量物を架設できる。

2) 神戸線復旧23工区

本工区は鋼製梁を5橋脚施工した。設計思想、設計条件等はほぼ8工区と同様であった。

現場条件として桁撤去部と存置桁部とにわけられる。

桁撤去部：神P664はヤード内からベントによる単材直接架設、神P663は交差点内1/2交通規制、神P665はヤード内からベント上へ地組して台車による縦取り架設を昼間作業で行った。

存置桁部：神P662、神P661は張出しベントを使用して夜間1車線規制し、単材毎に台車で横取り架設した。

何れも120ton油圧クレーンを使用した(図-26参照)。

(4) 支承取替工

1) 神戸線復旧8工区

桁連結桁における支承には、水平反力分散ゴム支承(本工区では鉛心棒の入った減衰機能を付加させた免震支承(LRB)を採用)を用いることにより、橋軸方向の地震

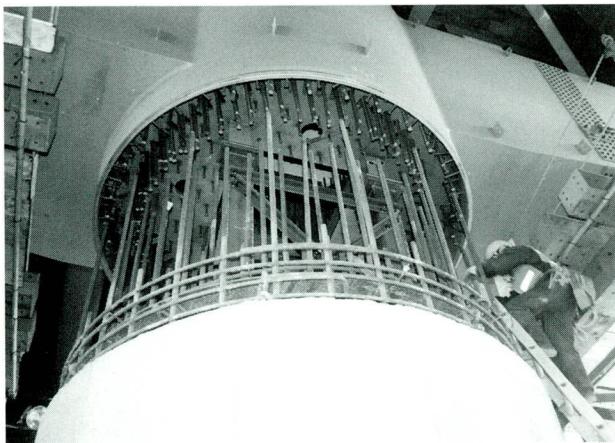


写真-22 RC柱と鋼製梁の接合部チドリ継手配筋



写真-23 トランスポーター輸送

時上部工慣性力を各橋脚へ分散させることができる。この場合、適用するゴム支承は活荷重により発生する桁連結部の回転変形を吸収し、桁連結部の橋脚上で2支承線のまま連結することに起因する不均等な支承反力を抑制する効果が期待できる。

免震支承は、レベルIIの地震力に対して十分機能し、さらに今回と同規模の地震（レベルIII）においても支承が崩壊しないようにレベルIIの設計水平震度においてゴムのせん断ひずみを250%以下におさえることとした。また、セットボルト、アンカーボルト、せん断キーはレベルIIIの地震に対して終局強度を超えないものとした。固定、可動ゴム支承の固定装置、セットボルト、アンカーボルト、せん断キーは地震時保有水平耐力（レベルII）に相当する水平地震力に対して終局強度を超えないものとした。

ゴム支承に交換すると支承面積が大きくなつて既設ソールプレートでは反力分布面積をカバーできないため、新設ソールプレートに取り替えるものとし、主桁側には補強リブを追加した。

2) 神戸線復旧23工区

(a) 支承の選定

全ての支承（471個）を取り替えることとした。その際、可能な限りゴム支承を用いて上部構造を弹性的に支持し、水平力の分散化を図ることを基本として支承の選定をおこなつた。その結果、

- ① 桁連結部（4連結部）は免震支承とした。
- ② その他のコンクリート橋脚上は反力分散支承とした。免震支承、および反力分散支承はレベルIIの地震力に対し十分機能し、レベルIII地震力に対しても崩壊しないようにレベルIIの設計水平震度において

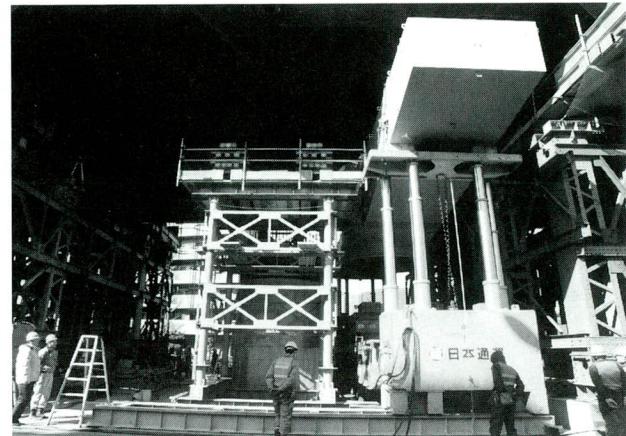


写真-24 ジャッキアップ中

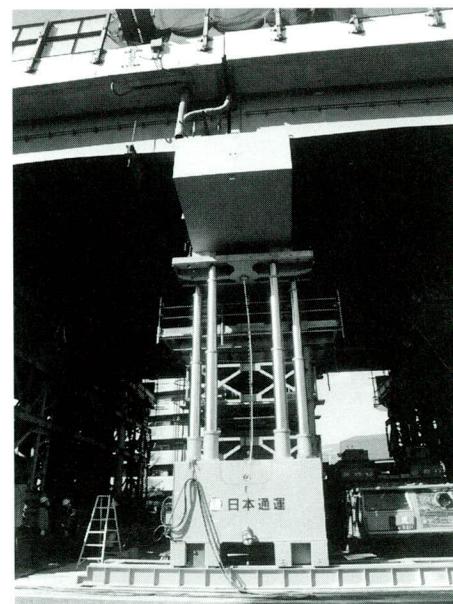


写真-25 横移動完了、梁受ベンドヘジャッキダウン

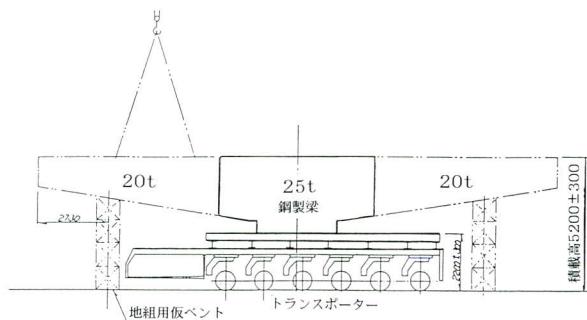


図-21 鋼製梁地組立

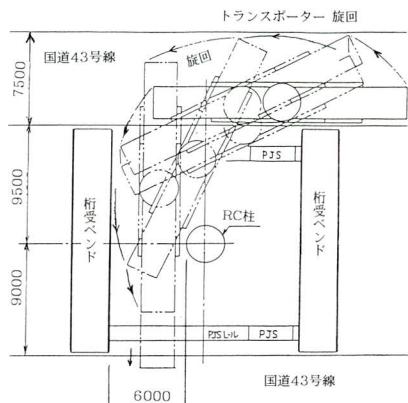


図-22 トランスポーター輸送

せん断ひずみを250%以下として設計した。またセットボルト、せん断キーなどはレベルIIIの地震に対しても終局強度を超えないように設計した。

③鋼製橋脚は密閉ゴム支承板支承（BP・B支承）とした。これは既設鋼製橋脚天端幅が最大でも2m、最小1.5mと狭く、大きな平面寸法を必要とするゴム支承は設置困難であったことと平面寸法が大きくなるため橋脚横梁の添接板と干渉する箇所が多かったためである。BP・B支承はレベルII地震に対して終局強度を超えないように設計した。

(b) ソールプレートの取替え

支承を鋼製支承からゴム支承へ交換する場合、既設のソールプレートをそのまま使用すると面圧の分散が悪くなる可能性がある。したがって反力の桁への分散や支承の面圧などの検討およびソールプレートの曲げおよびせん断応力度照査の結果、許容応力度を超過する場合は新規のソールプレートと交換または既設ソールプレートと支承の間に厚板を挿入して対処した。

検討は下記の条件で行った。

- ゴム支承の許容面圧を 80kgf/cm^2 とした。

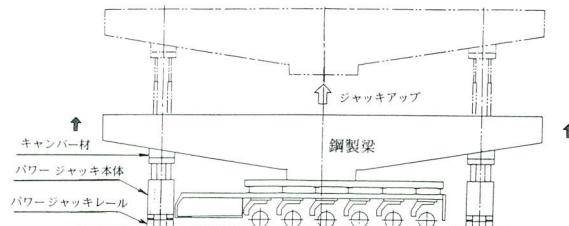


図-23 パワージャッキによるジャッキアップ

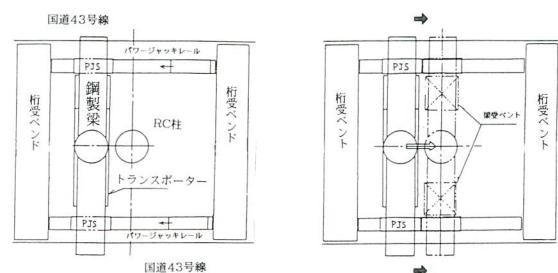


図-24 横移動

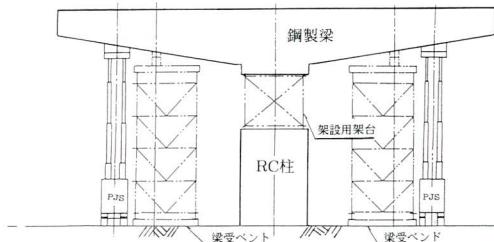


図-25 架台および梁受ペンドへジャッキダウン

②板と板の許容応力度の広がりは 60° とした。

③反力分布としては鉛プラグ面積の影響は無視した。

(c) アンカーボルト

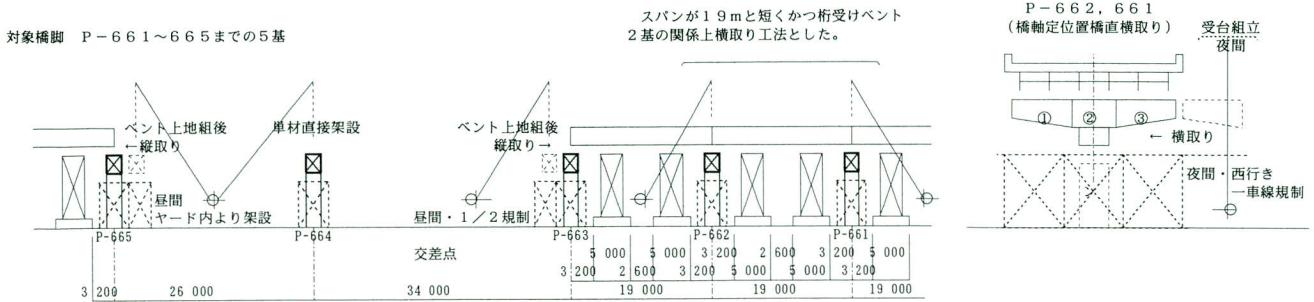
アンカーボルトの照査は、1支承線上の支承全てが均等に地震力を分担すると仮定して行い、照査地震レベルはI, IIとした。

照査の結果アンカーボルトのせん断力が不足する箇所があったため、基本的に $\phi 22 \times 150$ (SS400) のスタッドジベルを用いて補強を行うこととした。このときスタッドジベルが橋脚の鉄筋の深さまで埋め込まれるようにベースプレート下面の高さを調整した。また、モルタル割れ防止のために沓座補強鉄筋を設置した（図-27参照）。

(5) 桁端補強工、桁補修工

1) 神戸線復旧8工区

損傷桁の端部床版はコンクリートカッターやワイヤー



架設クレーン：120t吊り油圧使用
縦取り設備：台車15t 4台、チルホール3t 3台
横取り設備：台車15t 12台、チルホール3t 3台

図-26 P661~P665 架設概要図

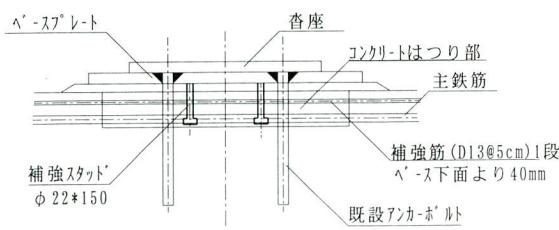


図-27 頭付スタッドによる補強

ソーアーを使用して桁部以外の床版部や壁高欄部を短冊状ブロックに切り刻み、桁上のクレーンでつり下げるて桁下へ撤去し、鋼桁上フランジ上に残ったRC床版と共にガス切断により一次切断して撤去した（写真-26参照）。

その後、正確なスパン測量を行ってキャンバーを考慮した厳密な二次切断やケレン作業を行ってから、写真-27のように新規補強桁を添接板により取付け復旧した。復旧線形への桁横移動が完了後、桁切断した3箇所の床版撤去箇所について、型枠作業を簡略化できかつ工程短縮が図れる「主鉄筋付き鋼製型枠式プレハブ床版（FS床版：工場製品；写真-28参照）」を使用して合成桁として床版や壁高欄を復旧させた。ただし、配力鉄筋、合成作用に対するせん断補強鉄筋、壁高欄鉄筋は現場施工している。

2) 神戸線復旧23工区

本工区の「設計・施工要領（案）」³⁾により分類した補修タイプは前述のとおりであったが、代表的な補修例を以下に示す。

(a)補修TYPEII

①損傷状況

本工区では若宮出S3桁が対象となり、損傷状況は以下のとおりであった。

- ・地震時水平力によりニープレス形式の端横桁が座屈

している（写真-29参照）。

- ・床版片持部に大きなクラックが長さ約1.5mに渡り発生している。
- ・主桁下フランジ、腹板が変形している。特に落橋防止装置（メガネタイプ）取り付け部の桁端部腹板の損傷が激しい（写真-30参照）。

②補修・補強

図-28に示すように、ベントにより桁を支持し損傷した部位を含む床版と鋼桁を切断、撤去した。その後工場製作した新規部材をHTBにより接合し、床版を打設して復旧した。設計上配慮した点を下記に示す。

- ・主桁、中間対傾構、横構などの断面は原状復旧としたが、支点上補剛材、端横桁、支承など地震時で決定する部材はレベルII地震時水平力に対して許容応力度内となるように設計した。
- ・床版、壁高欄の型枠には工期短縮と床版補強効果を期待して、スタッドを溶植した鋼製型枠を使用し、鋼板接着構造として復旧した。
- ・床版は現行基準により、補強範囲全区間を打ち降ろし区間とした。

(b)補修TYPEIII

①損傷状況

単純合成鋼桁と3径間連続非合成箱桁が架け違いとなる神P683上の単純合成鋼桁側の支点近傍の損傷状況を図-29に示す。この損傷状況は下記の通りであった。

- ・ニープレス形式の端横桁の下フランジ、腹板が大きく座屈している。
- ・主桁の端横桁下フランジ取り付け部が橋軸直角方向に座屈している。

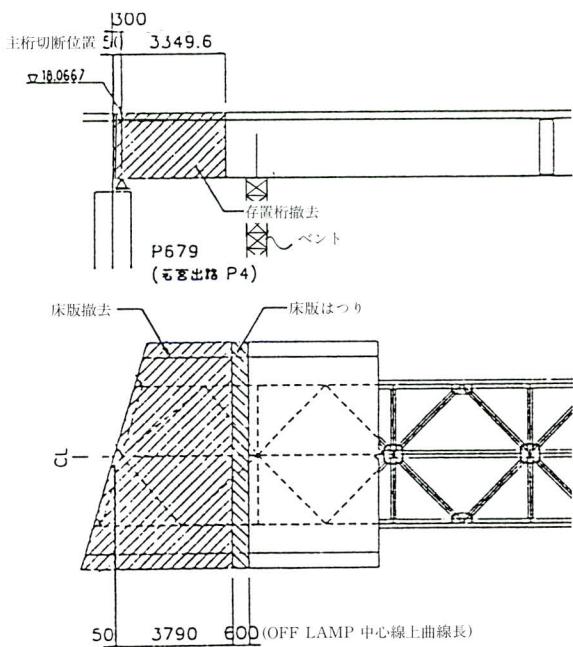


図-28 若宮出路S3 補修TYPE II

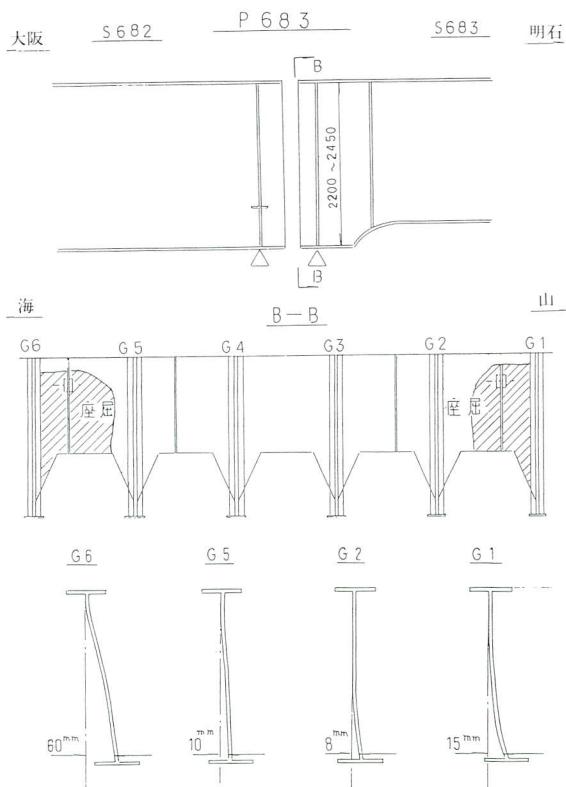


図-29 S683 補修TYPE III

- ・端横桁腹板に取り付けられていた落橋防止装置（メガネタイプ）の控え材が破断している。
- 以上から、地震時に橋軸方向、橋軸直角方向とも

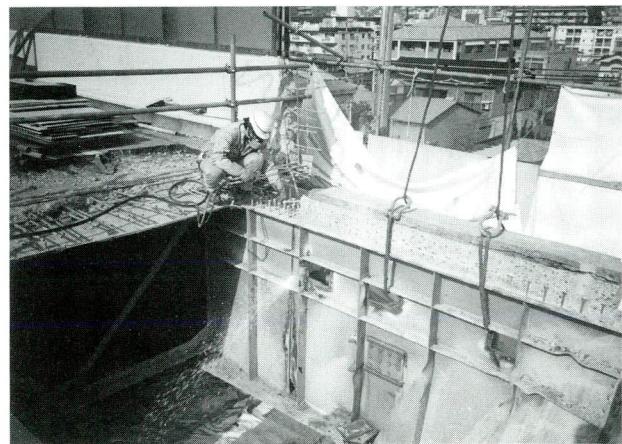


写真-26 桁端撤去

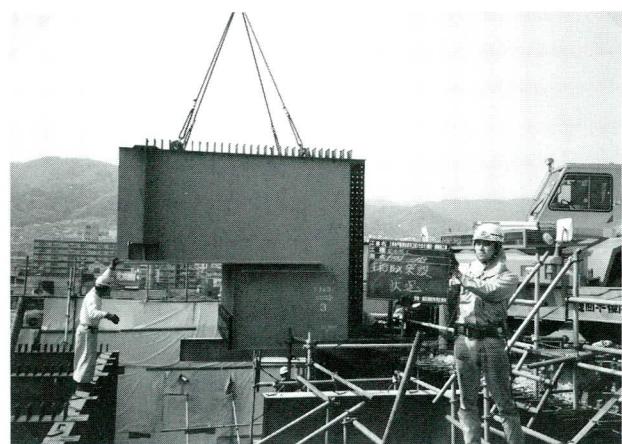


写真-27 桁端補強

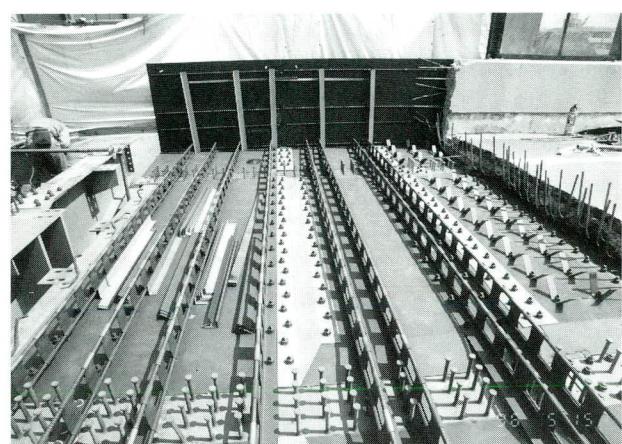


写真-28 FS床版

に設計水平力を上回る過大な水平力が作用したと考えられる。

②補修・補強

- ・座屈した主桁をベントで支持し、支点上補剛材を無



写真-29 若宮出路S3端横桁の損傷



写真-30 若宮出路S3桁端部の損傷

応力状態にした後、損傷部位を切断し新規部材を完全溶け込み溶接により取り付けた。

- ・端横桁は座屈した腹板および下フランジをガス切断した後、新規部材により充腹構造として復旧し、橋軸直角方向地震に対して耐力の向上を図った。

(c)補修TYPEIV

補修TYPEIIIと補修TYPEIVの判断基準は、「道路橋示方書」^{10)15.3.2(6)}冷間加工の規定を参考に、図-30に示すように変形部最小内側半径R_{min}と板厚の関係を目安に現場状況等を考慮して決定した。

(6) 端横桁補強工

1) 神戸線復旧8工区

鉄桁の支点上端横桁は震災以前はニープレス構造により主桁と連結されていたが、前述のような損傷が発生したため、横桁全体の剛性を高めて耐震性を向上させた。具体的には、ニープレスを現場切断して切断面をケレン

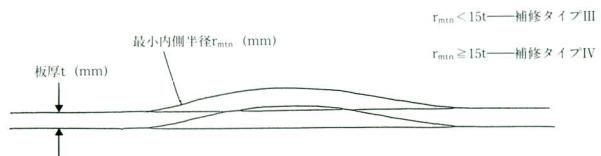


図-30 補修TYPE III, IVの判断基準

後新規追加横桁を下方から継ぎ足し、HTBによりフランジ接合させてフルウェブ構造にした。

2) 神戸線復旧23工区

従来鉄桁の端横桁としては、ニープレス構造が合理的かつ経済的な構造形式であるとして一般的に用いられてきた。しかし、今回の震災で多くの損傷が発生したこと、新たに橋直ストッパーなどを増設する必要があること、ニープレス構造はジャッキアップに難があることなどを考慮し、復旧にあたってはフルウェブ構造とすることを基本とした（写真-31参照）。

フルウェブ構造を採用することで桁端は一体として挙動すると考えられるため、各支承に作用する水平力はほぼ均等に作用すると考えた。

①横桁腹板の照査

腹板の平均せん断力がせん断座屈応力度を越えないことを照査した。

$$\tau \leq \tau_{cr}$$

ここに、 τ ：平均せん断応力度 ($\tau = H / (B \cdot t)$)

H：着目上部工の全水平力

B：両外桁の間隔

τ_{cr} ：せん断座屈応力度

$$(\tau_{cr} \leq \sigma_y / \sqrt{3})$$

t：腹板厚

②支点上補剛材の照査

支承からの水平力を横桁の腹板まで確実に伝達させるために支点上補剛材に作用する曲げモーメントが全塑性抵抗曲げモーメント以下であることを照査した。照査点は横桁の腹板と支点上補剛材取付け第1ボルトの位置とし、水平力の作用位置はソールプレート下面とした（図-31参照）。

③橋直ストッパーからの作用力に対して補強した。

(7) 桁連結工

1) 神戸線復旧8工区

全単純合成鉄桁の隣接桁同士の桁と桁の接合部には曲げモーメントによる引張りや圧縮並びにせん断力が作用

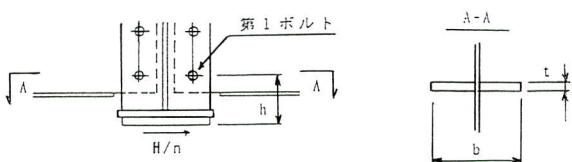


図-31 支点上補剛材の照査位置

するため、腹板の上下にモーメントプレートを中心にしてシャープレートを設置し、お互いの桁間では腹板厚と同厚の遊間フィラーブレートを入れた後お互いをHTBにて添接している（図-32、写真-32参照）。

主桁は連結後の活荷重に対し連続桁として挙動するため活荷重たわみの低減が期待できるとともに、免震支承の適用や桁の連続性により耐震性向上が期待できる。

なお、連結部上に鋼製伸縮装置が存置している場合は、そのウェブ中間より上方のフェースプレートまでをガス切断により撤去し、一部改造後目地部を設けた上に無収縮モルタルを注入して排水性舗装を施工することにより連続化している。一方、ゴム製伸縮装置の場合は撤去後バックアップ材と弾性シール材を注入して排水性舗装を施工することにより連続化している。

2) 神戸線復旧23工区

桁連結工の使用目的は8工区と同じである。線形条件、構造形式、主桁配置などから神P659～神P663までの4連を連結桁として復旧した。また下部工や基礎工の照査の結果、免震設計の適用が可能と判断されたため、上部工としてはゴム支承、桁遊間、伸縮装置移動量の設計に免震設計を行った。

(a) 設計

① 構造解析

- ・主構造は格子解析として変形法により解析した。
- ・解析は単純桁（合成前後とも）と連結桁について行った。
- ・弾性支点としてゴム支承の鉛直バネ定数と鋼製梁の鉛直バネ定数を考慮した。
- ・活荷重はB活荷重とした。

② 既設断面の応力照査

- ・連結後の作用曲げモーメントが負の場合は、非合成断面として照査を行った。
- ・主桁補強は連結板のモーメントプレートを延長することにより対処した。
- ・連結部は連結板断面で応力照査を行うが、事前に行われた実験結果と理論値の比を応力集中係数¹³⁾として応力照査に考慮した。

③ 連結部構造

- ・連結板の必要ボルト本数は、連結板の作用応力度より算出した。
 - ・上側モーメントプレートは垂直補剛材に設けた貫通孔を利用して設置した。
 - ・下側モーメントプレートは垂直補剛材に貫通孔を設けずに、支圧力により応力を伝達させることとした。
- (b) 桁の移動

本桁連結部は免震設計を行っている。従って地震力の減衰効果を確保するため、桁同士の衝突により変位が拘束されないように連結後の桁端部に130mmの遊間を確保する必要があった。これに対し、各桁を橋軸方向に少しずつ移動させて所定の遊間を確保させることとした。

(8) 落橋防止装置工

1) 神戸線復旧8工区

本工区の損傷事例からも明らかのように、「建設省復旧仕様」⁴⁾⁵⁾によれば、隣接桁の橋梁形式や橋梁規模が異なる場合等死荷重反力差が大きい場合（2倍以上）、また、固有周期の差が大きい場合（1.5倍以上）は2連の桁を相互に連結する落橋防止装置（PCケーブル式連結装置）の設置を避けることとなったため、箱桁と鋸歯形桁を相互に連結していた既設耐震連結装置は全て撤去した。

復旧に際しては、かけ違い部のお互いの死荷重反力や固有周期を照査した結果、PCケーブル連結は3径間鋼床版箱桁が桁連結した合成鋸歯形桁とかけ違う部分のみしか対応できないことがわかった。

その他のかけ違い部は全て、橋軸方向ストッパー構造で対応している。その構造は既設主桁が単純合成鋸歯形の場合、主桁下フランジからブラケットを出し、そのブラケットを橋脚に直接当てる構造とした。この時、橋脚が鋼製梁の場合は梁内に補剛材を設けている。また、存置RC橋脚の場合はコンクリートの押し抜きせん断を照査している。一方、本工区の単純合成箱桁部の桁端は、写真-27のように全て切欠形状であるため、それ自身が純正のストッパー装置と考え、切欠部にゴムを張り付けた設計としている。

2) 神戸線復旧23工区

(a) 設計方針

落橋防止装置はレベルIIを越える地震時に支承がその機能を失った時点で作用し、上部工が橋脚天端から逸脱して落橋するのを防止する目的で設置した。

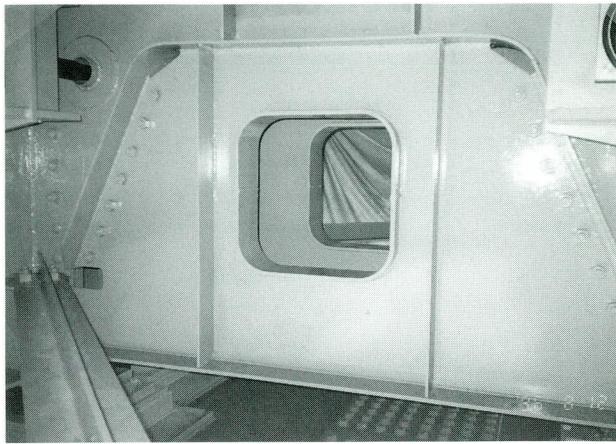


写真-31 端横桁補強

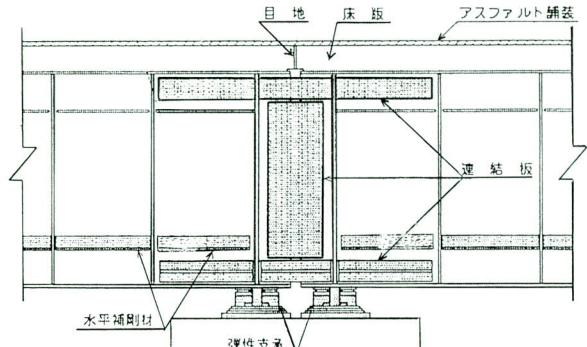


図-32 桁連結工

- ①橋軸方向落橋防止装置の考え方は表-5に従い、現場の状況に応じて優先順位の高いものを取り付ける。
- ②桁かかり長の不足する鋼製橋脚については、原則として鋼製の拡幅ブラケットにより橋座面を拡幅することとしたが、桁端が切欠形状であるなどの理由で拡幅が不可能な場合には主桁下フランジにブラケットを取り付けて対処した。
- ③橋軸直角方向落橋防止装置については、幅員の狭いランプ桁のみ橋軸直角方向ストッパーを取り付けることとした。

(b) 設計荷重と概略構造

①ケーブル連結装置（写真-33参照）

主桁が落下しかかる時に作用する荷重を想定した。

$$P = R_d \quad P : \text{主桁 1 本あたりの設計荷重}$$

R_d : 主桁 1 本あたりの死荷重反力

②橋軸方向ストッパー（写真-33参照）、橋軸直角方向ストッパー（写真-34参照）

地震力による設計水平力は次式により算出した。

$$\Sigma H R_1 = \Sigma R_d \quad \Sigma H R_1 : \text{橋軸方向設計水平力}$$

ΣR_d : 1 支承線上の全死荷重反力

③ 桁間連結装置（既設連結装置の補強）

やむを得ずゴム支承を採用できなかった箇所に対しては、既設耐震連結装置を現行基準に従って算出した水平力で再設計して補強した。

$$H R = \gamma \cdot k_h \cdot W G \quad H R : \text{設計水平力}$$

γ : 割り増し係数

k_h : 設計水平震度（レベル I）

$W G$: 設計対象重量

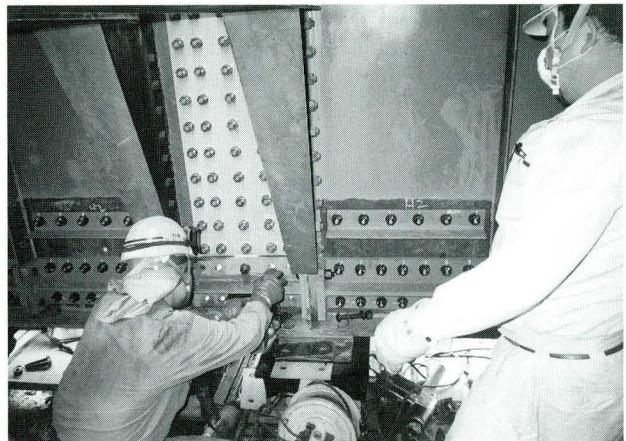


写真-32 桁連結工

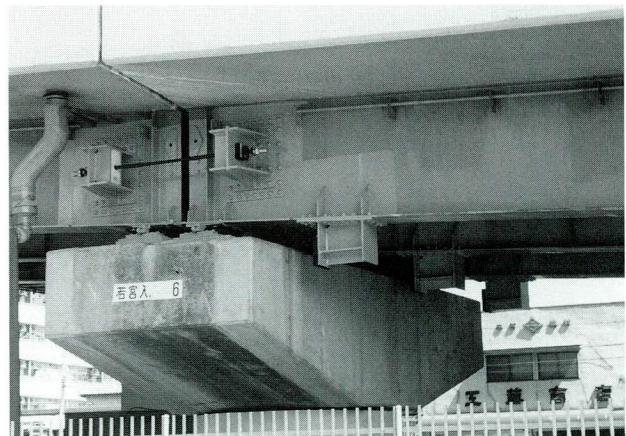


写真-33 ケーブル連結装置と橋軸方向ストッパー

④ 拡幅ブラケット（写真-35参照）

拡幅部先端で桁を支持した状態を想定した。

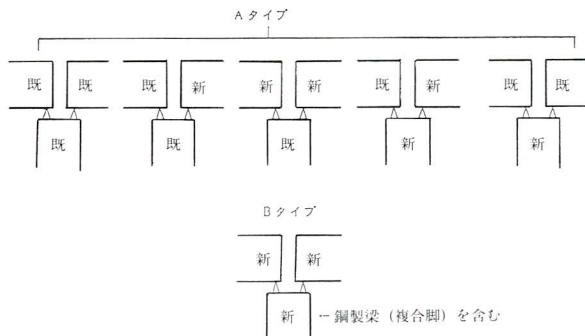
$$P = R_d \quad P : \text{主桁 1 本あたりの設計荷重}$$

R_d : 主桁 1 本あたりの死荷重反力

表－5 橋軸方向落橋防止装置の設置の考え方

支承のタイプ	上・下部工の状況	S ₁ の確保	既設連結	新設の落橋防止装置			優先順位
			けた間連結装置	ケーブル連結装置	橋軸方向ストッパー	下部との連結装置	
免震(分散)支承を含む場合	AタイプおよびBタイプ	○ ○ ○	×	◎	○	○	1 2 3
免震(分散)支承を含まない場合(F.M支承などおしの組合せ)	既設げたを含む場合(Aタイプ)	○ ○ ○	○	◎	○	○	1 2 3
	新設げたをおしの場合(Bタイプ)	○ ○ ○	×	◎	○	○	1 2 3

○：復旧する、◎：新設する、×：撤去または、新たに取り付けない
△：できるかぎり取り付ける



(9) 鋼製橋脚補強工（23工区のみ）

1) 充填コンクリート

本工区の鋼製橋脚17基は幸いにして再構築やブロック取替えと判定されるような大きな損傷は受けなかったが、「復旧仕様」⁴⁾により充填コンクリート直上の鋼断面の降伏水平耐力が橋脚基部の終局水平耐力を上回る高さまでコンクリートを追加打設した。

また、橋脚アンカーボルトはアンカーボルトを鉄筋と見なしたRC単鉄筋断面と仮定して算出した許容耐力が柱基部の保有水平耐力を上回っていることを照査して安全性を確認した。

2) 横梁内部補強

鋼製橋脚の梁内部は、

- ・ジャッキアップ補剛材
- ・拡幅プラケット控え材
- ・橋軸、橋直ストッパーの控え材

などの部材が本工事で複雑に追加され、また箱断面も最小1.5m×1.5mと非常に小さいために梁内に搬入される部材の大きさや重量が制限されることから、適切な補強構造と効率良い現場施工が要求された。

また、梁内への部材搬入のためおよび、既設の柱マンホールが充填コンクリートにより使用不能となるため、



写真－34 橋軸直角方向ストッパー



写真－35 拡幅プラケット

横梁天端に開閉式マンホールを新設した。

(10) 歩道橋鋼桁工（8工区のみ）

1) 深江西歩道橋（建設省近畿地方建設局兵庫国道工事事務所管理）

阪神公団神P150橋脚の鋼製ラーメン橋脚への構造変更により、歩道橋斜路部がちょうどP150橋脚フーチング上に位置してくるため、斜路部全面撤去、再構築が行われることになった。このことから、歩道橋踊り場支柱用フーチングは神P150橋脚フーチングと複合した設計とした。また、斜路部寸法を既設寸法値で再構築するとP150橋脚の支柱部が歩道橋踊り場と接触するため、歩道橋踊り場位置を山側で1000mm、海側で1700mm大阪側へ移動した位置での再構築を行っている。

2) 深江東歩道橋（建設省近畿地方建設局兵庫国道工事事務所管理）

3径間連続RC床版箱桁の撤去に伴う解体作業時に国道

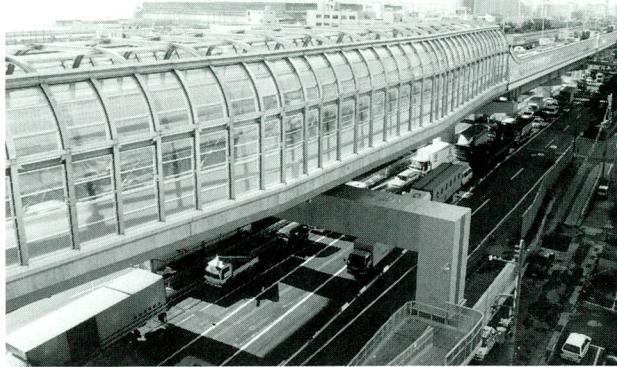


写真-36 山側高遮音壁 神P150橋脚上

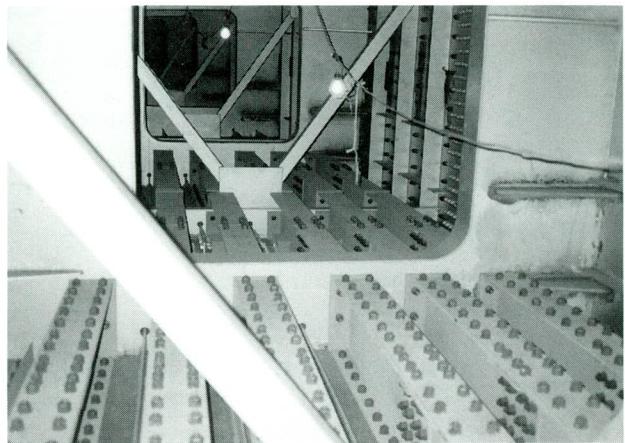


写真-38 下フランジの補強



写真-37 落下防止柵

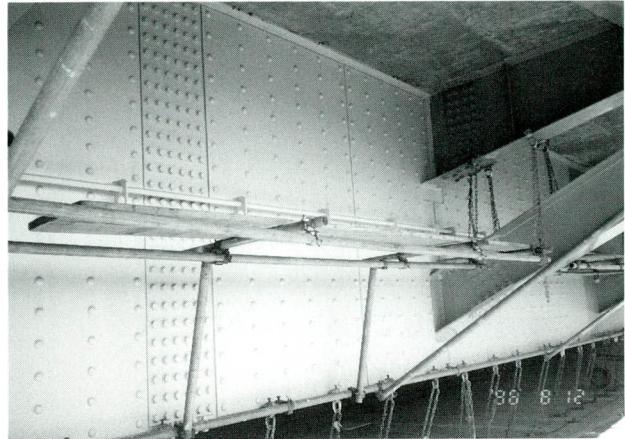


写真-39 腹板の補強

43号線片側2車線を確保できなくなるため、海山側共に斜路付き階段を撤去、加えて海側のみ一部踊り場撤去が行われ、既設寸法にて再構築している。

(11) 高遮音壁支柱工（8工区のみ）

環境対策として、平成7年7月7日の国道43号公害訴訟の最高裁判決を受け、供用後の設置が現行の技術では不可能に近いため、復旧工事でその施工を行うよう決定された。これは当初の復旧計画には含まれておらず、本工種の発注を受け、ただでさえ錯綜する工種工程の中、本支柱の製作・設置が工程管理上の重要なポイントになっていった。

形状はドーム型のラーメン形とすることにより、壁高欄への負荷を極力減らしている。高遮音壁重量がおよそ1.6ton/mと非常に重いため、「既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案）」¹⁴⁾により既設桁の補強検討も行っている。山側支柱には写真-36のように北側の採光を保証するた

めやドライバーの圧迫を解消するため、ポリカーボネート樹脂製の透明ボードを採用している。

(12) 落下物防止柵設置による桁補強（23工区のみ）

本工区には曲率半径が約120mの曲線区間があるが、交通安全対策として今回の災害復旧のなかで落下物防止柵（写真-37参照）を設置することとなった。

落下物防止柵およびその支持構造物（受梁、ブラケット）による死荷重増とB活荷重を考慮して既設桁の応力度照査を行った。この結果、連続桁の中間支点付近に応力超過箇所が発生することが判明したため、上下フランジと腹板を補強する必要が生じた。補強方法はいくつかの補強案の中から、図-33に示すような鋼板による補強を採用した（写真-38, 39参照）。箱内への部材の供給は工事用マンホールから行うため最大部材寸法は2m程度、断面は300mm×500mm程度とした。

また、応力の超過度合は外桁と中桁とでは大きく異

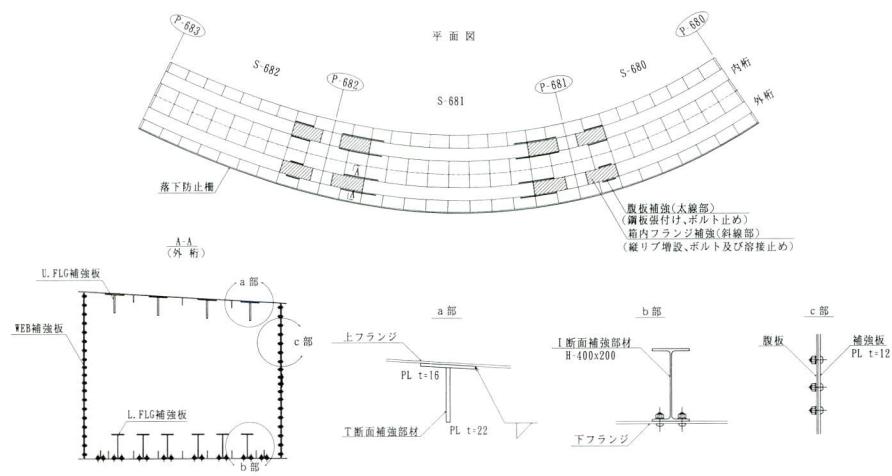


図-33 若宮カーブ桁補強一般図

なったため、超過度合いの大きい外桁の方がより大きな補強断面を必要とするが、外桁のみの断面剛度を大きくすれば断面力の分担も大きくなり、補強効果が半減される。したがって内桁断面の補強については応力を許容値レベルに抑えるだけでなく、外桁補強断面とのバランスを考慮して決定した。

(13) 鋼製橋脚アンカーボルトの健全度調査 (23工区のみ)

本工区は鋼製橋脚が17（38柱）基あり、アンカーボルトについて地震による伸びや破断がないか超音波探傷により調査した。

調査対象の選定は脚に異常がみられた物、ラーメン橋脚で地質や構造条件がほぼ同一と考えられる物とに分けて、応急復旧工事で行った根巻コンクリートの損傷の大きいものを対象に4脚選定して調査した。



写真-40 超音波探傷検査

調査の結果は、検出レベル20%に対して最高エコー高さはいずれも10%以下であり、異常が認められなかった（写真-40参照）。

(14) 桁移動工（8工区のみ）

全ての桁が脚と共に山側ならびに神戸側へのずれを生じていた。大きいものでは橋軸直角方向山側へ約1200mm、橋軸方向神戸側へ約300mmものずれがあった。特にずれ移動量が大きくかつ死荷重の大きい単純合成箱桁の正規復旧線形位置までへの移動には、スクリュー状の油圧ジャッキ装置をもつリフター装置を使用した。この装置の特徴は、特殊ペントごと桁を鉛直および縦横の水平方向に移動できるところにある。一方、比較的死荷重の軽い単純合成鉄筋桁の桁移動は、ペント上に設けた「鉛直方向ジャッキによる鉛直移動および架台による支持」と「水平方向ジャッキによる水平移動」の作業を繰り返すことによって行った。

6. 将来に備えて対応すべき課題

本復旧工事に携わって実感したことや貴重な経験から、今後、概ね以下の点にテーマをしづらって工事に臨むことが肝要であると考える。

- ①調査－設計－製作－架設の錯綜した同時進捗工程を統括管理できる技術者の養成
- ②地震後速やかに復旧チームを構成できる全社的非常体制の整備
- ③各現場からの速やかな支援体制の確立
- ④グループ企業内の人材、機材等を臨機応変に活用でき

る緊急応援システムの整備

⑤緊急対応時によりスピーディーな損傷度調査技術、安全度判定技術の向上

⑥RC、鋼への新しい非破壊検査方法の確立と開発

⑦被災した構造物の解体技術の強化、整備、新規開発

⑧工程短縮や効率化のためのミニ工場を現場ヤード内に設置し、簡単な補修補強が可能なような手法の検討(本復旧工事では実現していない)

⑨特殊時を想定した架設技術の強化、開発

⑩各種耐震補強技術の開発とマニュアル化

⑪桁矯正技術にたいする後継者の育成

⑫耐震設計、免震設計、地震防災の専門技術者の育成強化

⑬新素材や外ケーブルによる既設構造物の補強技術の向上

⑭鋼のみならずPC、RC、コンクリート材料に対する専門技術者の育成

⑮複合構造、混合構造(ハイブリット構造)の研究開発

⑯特殊事情時の積算基準の分析

1. あとがき

震災後、5号湾岸線は平成7年7月1日には、いち早く全線の交通解放を果たし、それからわずか1年足らずの平成8年8月31日には、23工区が位置する3号神戸線の月見山、柳原間が交通解放された。

そして、最後まで不通が続いていた8工区が位置する深江、武庫川間9.3kmが当初見通しの同年12月末より3ヶ月早い9月30日に復旧し、阪神高速道路公団神戸線復旧建設部の方々はもちろん、工事関係者や市民の待望であった月見山、武庫川間27.7kmの全線復旧開通が1年8ヶ月ぶりに実現しました。

この開通は、「どのようなすさまじい被災状況下におかれた構造物でも、我々の復旧に賭ける執念や情熱が維持され、知恵を結集し汗をかく覚悟がある限り必ずやその復旧は達成できる」ということが実証された歴史的瞬間であったと言える。また、世界中から見守っていた難工事を無事故無災害で竣工できたことは我々の永遠の誇りであり、関係各所のみなさまにささえられたものであると深く感謝するしだいです。同時に、神戸線復旧8工区において共同企業体として共に復旧にあたってきた高田機工㈱におかれても絶大なるご協力を頂き、ここに改めて謝意を表したいと思います。

本報告を単なる復旧工事の記録とするのではなく、今

後の地震対策や補修・補強工事等の業務推進のために役立て頂ければ幸いです。

最後になりましたが、本工事の計画・設計・施工にあたり格別なるご指導をいただきました湾岸管理部湾岸維持事務所首藤泰之所長、神戸線復旧建設部第三復旧工事事務所曾根英樹所長、神戸線復旧建設部第一復旧工事事務所有川次郎所長をはじめとする阪神高速道路公団の方々に感謝の意を表する次第です。

〈参考文献〉

- 1) 阪神高速道路公団：設計基準（第2部）構造物設計基準（橋梁編），平成6年5月
- 2) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編），昭和63年2月
- 3) 阪神高速道路公団：既設鋼上部工の補修・補強設計及び施工要領（案），平成7年4月
- 4) 建設省：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様および復旧仕様の解説（案），平成7年2月
- 5) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案），平成7年6月
- 6) 阪神高速道路公団：落橋防止装置設計要領（案），平成7年5月
- 7) 阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の補修・補強設計及び施工要領（案），平成7年5月
- 8) 阪神高速道路公団：鋼製橋脚の再構築設計資料（素案），平成7年5月
- 9) 阪神高速道路公団：3号神戸線復旧設計要領（案）（鋼構造物編），平成7年5月
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書I共通編II鋼橋編・同解説，平成6年2月
- 11) 阪神高速道路公団：超音波自動探傷検査要領，平成5年5月
- 12) 菊川ら：RC柱と鋼製梁による複合橋脚の載荷試験，川田技報 VOL. 16, 1997
- 13) 阪神高速道路公団：鋼単純I桁橋の連結化について（案），平成7年5月
- 14) 道路保全技術センター：既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案），平成6年4月

1997.10.31 受付

NC面取り・バリ取り装置“Mr. 3K”の紹介

鋼橋の弱点“鋸”は塗膜の付き難い切断・切削角部から起る。これに対し鋼橋塗装便覧では角落しや曲面仕上げにふれているが、塗膜断面を拡大して見ると、多角面取りで相当な効果があり、R面取りならほぼ完璧な塗膜が得られることが明らかである。

この作業は、部品段階で施工することが多く、一見簡単に見えるがどんな工具を使ってみても大変な作業で、鋼板の取扱いから面取りまでほとんど全てが手作業になり、手や足への危険に始まり、切削粉の飛散で汚れ、終日ぐったりするほど疲れ、3Kを代表する作業である。

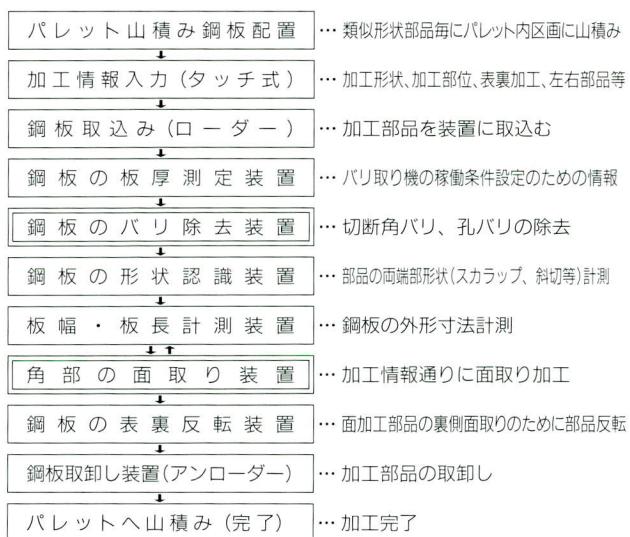
これに関し、幾つかの機械が実用化されてきたが、1～2Kの排除、加工能力不足、使い勝手悪さなど難点があつて満足されるものはなかった。

本装置はD社で開発し、メーカーとユーザーが額を寄せてアイディアを組込んだもので、作業現場の多くの意見を入れることにより作業者に密着し、前述の難点をクリアーすべく取組んだ成果品である。

いろいろな形状の鋼板に対して上位データは勿論、データなしでも、面倒な数値を入力することなく、タッチパネル方式で作業者の意図する加工が容易にできる。

図に、本装置のレイアウトを示すが、パレット上に部品を配しておけば、誰も居なくても文句も言わず黙々と休みなく作業する頑張り屋である。

“Mr. 3K” レイアウト概要



近年、いろいろなNC機が設備されてきたが、1基の装置でとらえたとき、生産面からその効果は抜群に大きいもののひとつに数えることができよう。

更に、それぞれの装置は、独立したユニットになっており、全体を“トラッキングシステム”で制御しているので、装置の一部だけの使用もできる上、将来のグレードアップ(添接板の孔明装置・プラスチック装置・塗装装置などとの組合せ)も簡単に計れるように設計されている。

たかが面取りと思われがちな作業改善に理解を示してくれたトップに報いるべく、無人でひたむきに削り続ける“Mr. 3K”を一度見てやって下さい。

(製造部 花岡 幸治)

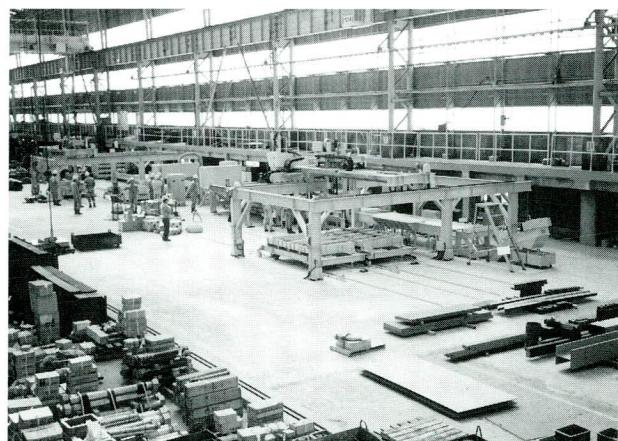


写真-1 全景

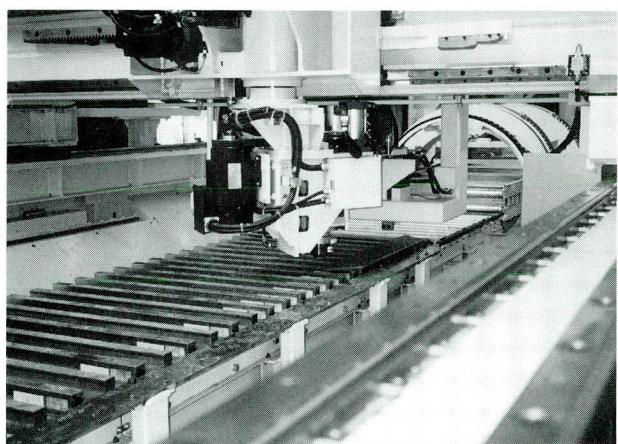


写真-2 面取り用ヘッド

編集後記

今号では、名古屋大学の宇佐美先生から、鋼橋の耐震設計についての巻頭言をいただきました。より高度な耐震設計を行っていく上での課題をわかりやすく述べていただき、大変有り難く、誌面を借りまして厚く御礼申し上げます。

当社では、阪神大震災に伴う阪神高速道路の3件の復旧工事に携わりました。その報告が今号に載っています。多くの犠牲者を出した未曾有の大地震でしたが、あの地震により耐震、制震、免震技術が進歩したことは確かです。これらの技術をより進歩させ、二度とあのような被害を出さないよう研鑽して行きたいと思います。

また、以前から当社で開発を進めていた、鋼桁とコンクリート橋脚の合成構造についての続報も掲載しています。実工事への適用にあたっては、研究・開発段階では想定していなかった（想定する必要性が低い）問題が発生することがあります。個々の問題に対し、実験結果との整合性や解析のモデル化への適合性を図った設計をする必要があるわけですが、それらが一体となって初めて開発業務が完了します。新しい技術が、今後の社会資本整備に役立つことを願います。

技報編集委員会

委 員 長	高 崎 一 郎						
副 委 員 長	成 宮 隆 雄	三 木 茂 喜					
委 員	石 川 通 陽	伊 藤 徳 昭	北 村 慎 悟				
	金 原 慎 一	小 林 裕 輔*	佐 藤 徹*				
	佐 藤 浩 明	坪 井 幹 男	内 藤 省 吾				
	永 見 研 二*	西 垣 登	能 登 宥 愿				
	長 谷 川 宜 宏	牧 野 克 彦	松 本 泰 成				
	宮 沢 智 明	森 下 統 一	吉 川 薫				

*印 事務局兼務

宮地技報 第13号

発行日 平成9年12月15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)TEL03(3639)2111(代)
印刷所 望月印刷株式会社