

藁科川橋東（鋼上部工）工事

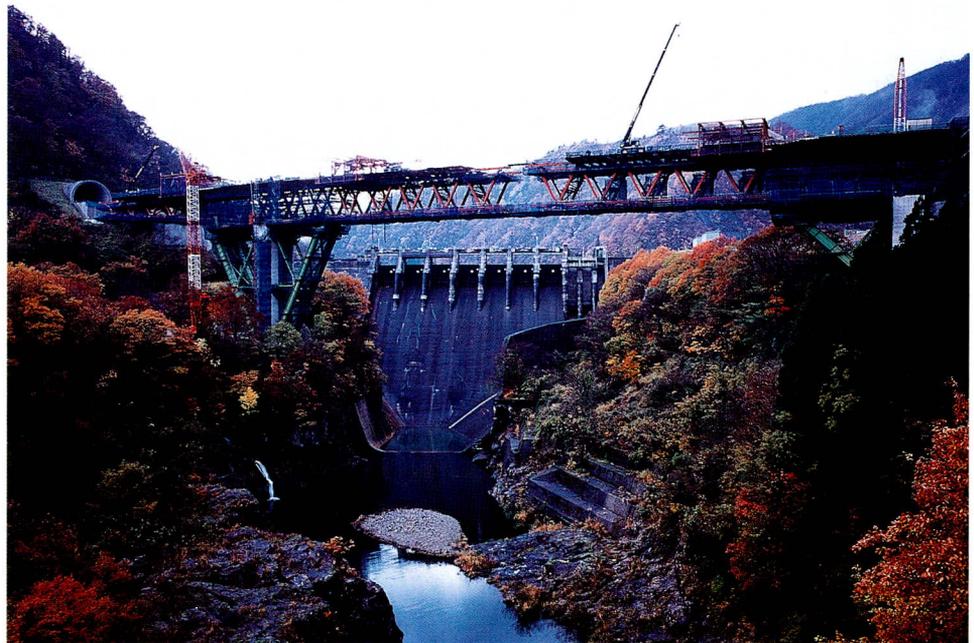
発注者 日本道路公団静岡建設局  
 形式 上り線：4径間連続鋼箱桁橋＋7径間  
 連続鋼鈹桁橋  
 下り線：4径間連続鋼箱桁橋  
 橋長 上り線：543.559 m、下り線：280.5 m  
 幅員 16.5 m  
 鋼重 上り線：1,927 t、下り線：1,394 t  
 路線 第二東名高速道路  
 所在地 静岡県静岡市  
 竣工 未定  
 説明文 P40



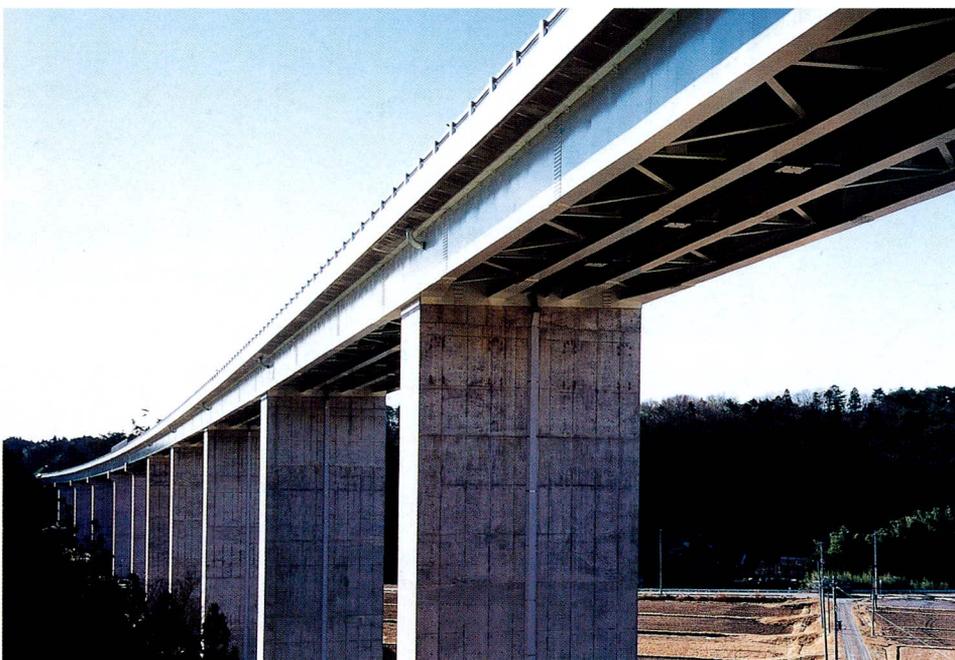
宍道湖大橋

発注者 島根県松江土木建築事務所  
 形式 5径間連続鋼箱桁橋  
 橋長 310.0 m  
 幅員 11.75 m  
 鋼重 1,705 t  
 路線 都市計画道路・袖師大手前線  
 所在地 島根県松江市魚町～末次町  
 竣工 平成12年7月  
 説明文 P40

椿原橋（鋼上部工）工事



発注者 日本道路公団中部支社清見  
 工事事務所  
 形式 3径間連続複合トラス橋  
 橋長 322.0 m  
 幅員 10.49 m  
 鋼重 1,663.5 t  
 路線 東海北陸自動車道  
 所在地 岐阜県大野郡白川村  
 竣工 平成14年7月  
 説明文 P19



浅見川橋（鋼上部工）工事

発注者 日本道路公団東北支社  
 形式 5径間連続鋼箱桁橋＋7径間連続  
 複合ラーメン鋼桁橋  
 橋長 610.0 m  
 幅員 9.7 m  
 鋼重 2,070 t  
 路線 常磐自動車道  
 所在地 福島県双葉郡広野町  
 竣工 平成13年1月  
 説明文 P145

## 尾瀬古仲橋

発注者 群馬県  
形式 アーチ式鋼斜張橋  
橋長 82.0 m  
幅員 12.5 m  
鋼重 597 t  
路線 国道401号  
所在地 群馬県利根郡片品村  
竣工 平成13年1月  
説明文 P79

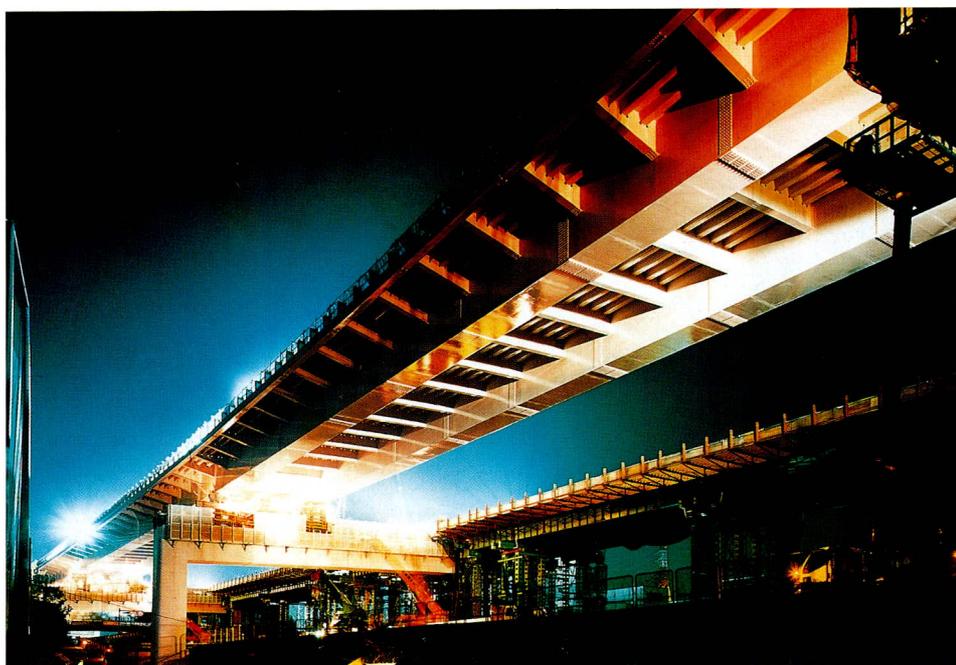


## 東西水路横断橋

発注者 東京都東京湾沖合埋立整備事務所  
形式 3径間連続鋼床版箱桁橋  
橋長 229.9 m  
幅員 26.0 m  
鋼重 1,450 t  
所在地 東京都江東区青梅中央防波堤内側埋立地から外側埋立地  
竣工 平成12年3月  
説明文 P79

## 北崎高架橋（鋼上部工）東工事

発注者 日本道路公団中部支社名古屋工事事務所  
形式 上下線：6径間連続鋼床版2主箱桁橋  
橋長 上下線：477.0 m  
幅員 上り線：14.0 m  
下り線：14.0～14.5 m  
鋼重 上り線：3,629 t, 下り線：3,640 t  
路線 第二東名高速道路  
所在地 愛知県大府市  
竣工 平成14年8月  
説明文 P101



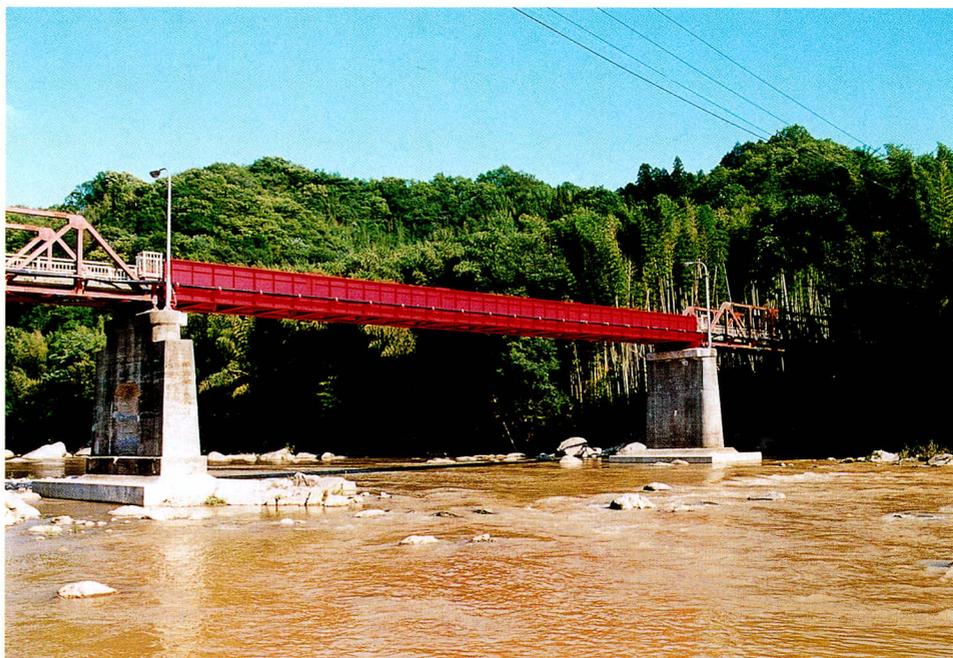


### 川縦高速線上部（その2）工事

発注者 関東地方整備局川崎国道工事事務所  
 形式 4径間連続鋼ラーメン橋、鋼製脚4基  
 橋長 213.0 m  
 幅員 8.5～11.0 m  
 鋼重 2,295 t  
 路線 川崎縦貫道路高速線  
 所在地 川崎市川崎区浮島町地先  
 竣工 平成12年1月  
 説明文 P101

### 富国橋

発注者 豊田市役所  
 形式 下路式MTブリッジ  
 橋長 38.5 m  
 幅員 2.0 m  
 鋼重 53 t  
 路線 市道富田国附線  
 所在地 愛知県豊田市  
 竣工 平成13年3月  
 説明文 P101



### 荒川横断橋

発注者 東京都  
 形式 3径間連続鋼斜張橋  
 橋長 547.0 m  
 幅員 26.0 m  
 鋼重 主桁：9,754 t、主塔：451 t  
 路線 放射16号線  
 所在地 東京都江東区～江戸川区  
 竣工 平成14年3月  
 説明文 P112

## 秋田大橋上部工工事

発注者 東北地方整備局  
形式 4径間連続鋼箱桁橋・2連  
橋長 583.6 m  
幅員 15.0 m  
鋼重 4,340 t  
路線 一般国道7号  
所在地 秋田県秋田市  
竣工 平成13年3月  
説明文 P126



## ○ J 2 1 工区

発注者 首都高速道路公団  
形式 2層式3径間連続鋼床版箱桁橋  
橋長 390.0 m  
幅員 10.9 m  
鋼重 3,185 t  
路線 首都高速板橋足立線  
所在地 東京都北区滝野川  
竣工 平成13年3月  
説明文 P126

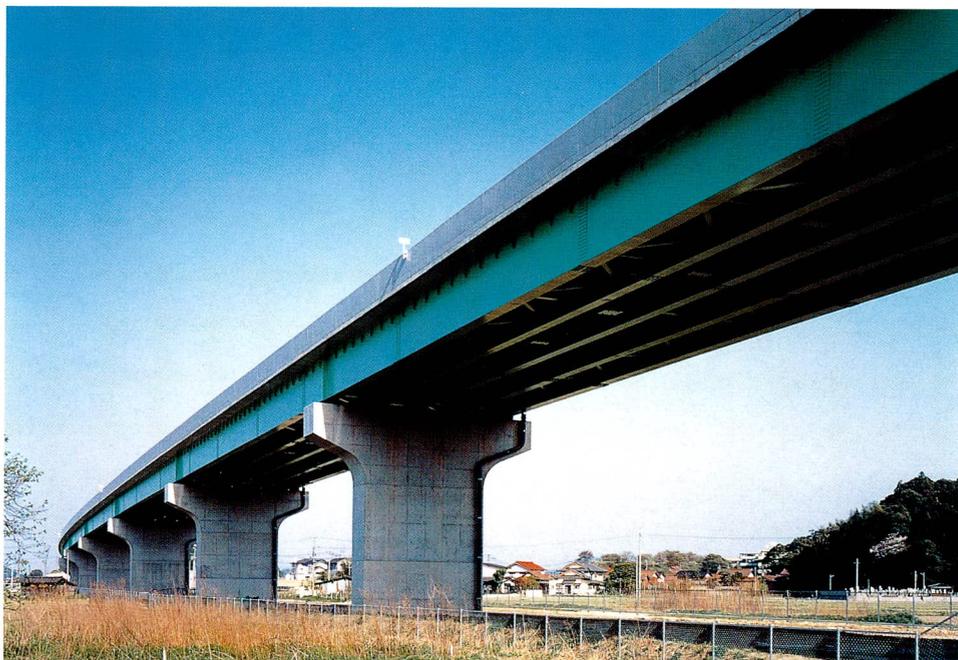


### 香椎かもめ大橋

発注者 九州地方整備局  
 形式 単純鋼床版箱桁橋+3径間連続鋼  
 床版箱桁橋+単純鋼床版箱桁橋  
 橋長 789.0 m  
 幅員 14.0 m  
 鋼重 3,714 t  
 所在地 福岡県福岡市  
 竣工 平成14年12月  
 説明文 P130

### 荒島高架橋

発注者 中国地方整備局  
 形式 5径間連続鋼桁橋・2連  
 橋長 400.0 m  
 幅員 10.0 m  
 鋼重 981 t  
 路線 一般国道9号(安来道路)  
 所在地 島根県安来市西赤江地内  
 竣工 平成12年7月  
 説明文 P146



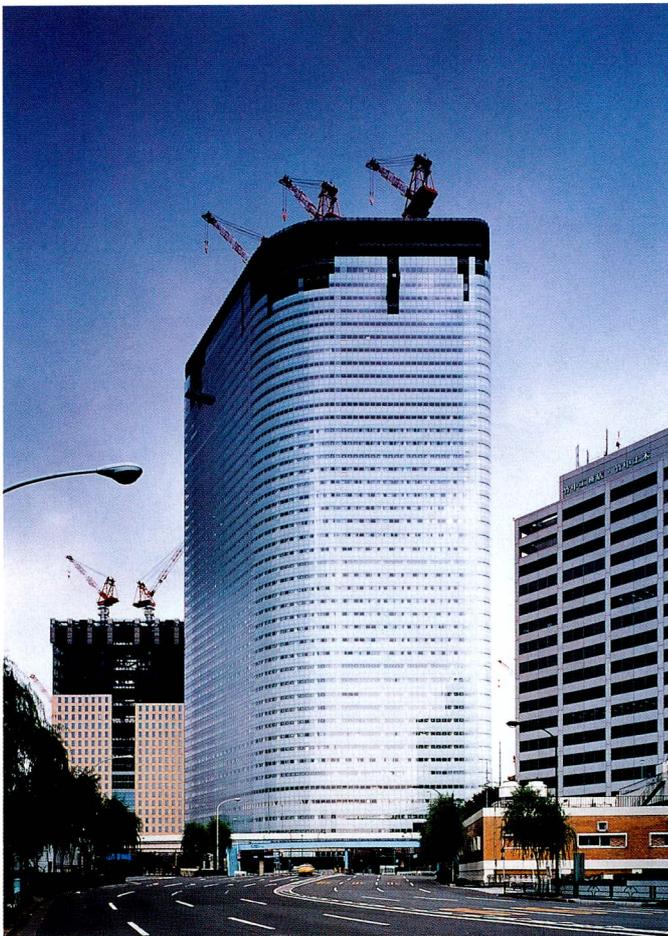
### 石狩川橋りょう

発注者 北海道旅客鉄道株式会社  
 形式 3径間連続下路式鋼トラス橋  
 (鋼直結軌道式2連, 道床式1連)  
 橋長 1,064.0 m  
 幅員 5.5~7.5 m  
 鋼重 4,832 t  
 路線 学園都市線  
 所在地 北海道札幌市~石狩郡当別町  
 竣工 平成13年2月  
 説明文 P146



〔仮称〕丸ノ内ビルディング新築工事

施主 三菱地所(株)  
設計 (株)三菱地所設計  
施工 大林、大成、鹿島、清水、竹中、三菱建設共同企業体  
構造 SRC造、S造、地下3階、地上38階、PH2階  
鋼重 30,000 t  
工期 平成11年5月～平成14年8月  
説明文 P146



電通新社屋建設プロジェクト（新本社オフィス棟）

施主 (株)電通  
設計 (株)大林組  
施工 電通本社屋建設工事共同企業体  
構造 SRC造、CFT造、地下5階、地上48階、PH1階  
鋼重 40,000 t  
工期 平成11年10月～平成14年10月  
説明文 P146



キヤノン本社棟新築工事

施主 キヤノン(株)  
 設計 (株)大林組  
 施工 (株)大林組  
 構造 SRC造, S造, 地下2階, 地上18階, PH2階  
 鋼重 12,000 t  
 工期 平成12年10月～平成14年4月  
 説明文 P147

〔仮称〕明治生命さいたま新都心ビル新築工事

施主 明治生命保険相互会社  
 設計 (株)日建設計  
 施工 鹿島建設, 他10社JV  
 構造 S造, 35階建ての内5～6階:スーパー  
 メガフレーム  
 鋼重 1,296 t  
 工期 ～平成12年9月  
 説明文 P147



## 巻頭言

### 性能照査型設計法と構造の諸問題

大阪大学大学院工学研究科土木工学専攻教授 松井 繁之

2002年に入ってもわが国の経済状況は好転の兆しが見えないように思える。さらに、従来型の公共投資を補正で追加するという応急的な対策が取られる可能性は全くないようである。痛みがあっても厳格に構造改革を進めることの方が優先している。国立大学も独立行政法人化されることは確実であり、現在、各大学でその対応が迫られている。日本道路公団も独立行政法人化されるとの動きがあり、それが本決まりとなれば、当面の間、第二東名・名神の工事が中断され、さらに建設の是非が再吟味される可能性が高いと噂されている。工事発注が継続される機関は国土交通省だけということになりかねない。地方公共団体のほとんども今や財政危機状態に陥っている。ゼネコンは勿論であるが、橋梁業界もここ2,3年が正念場である。

そのような経済状況に加え、構造物の設計・施工についても改革が要求されている。コスト削減を積極的に行うとともに、設計・施工において合理化が要求される。この合理化を可能にするために、公共工事の入札および契約の適正化の促進に関する法律が平成13年2月16日に施工され、透明性の確保、公正な競争の促進、適正な施工の確保、および不正行為の排除の徹底が計られることとなった。それに平行して、道路橋の設計法が許容応力度法から性能照査型設計法に変更する作業が進められており、平成13年末現在で、完成に近いと言われている。道路橋に関しては、ここ15年間に、限界状態設計法が物理的に最も合理的であると言われ盛んに論議されたが、明文化されるには至らなかった。原因として、設計活荷重の設定が困難であったこと、材料特性に関する確率データが揃っていないことなどが考えられる。しかるに、性能照査型設計法に関しては非常に早く議論が進み、現在、草稿の最終照査中とのことのようなのである。社会システムの改革、構造物の高品位化・低コスト化、技術者・設計法の国際化、等の大きな要求を背景としているためである。国土交通省で平成14年度初頭において性能照査型設計法をベースにした技術提案型の工事入札を開始している。工事の公告から40日間で技術提案書を提出しなければならないと聞いている。このような競争入札方式は今後の主流になると思われ、企業はそのような短期で画期的な設計提案ができるよう力を蓄えなければならないであろう。

また、性能照査型設計法が確立して常識となると、設計施工された構造物に供用後からある一定期間の間に損傷や不具合が出た場合には製造者責任を問われることになる可能性がある。この点に関して未だ法整備はされていないが、いずれはそのようになると思われる。そのため、受注者は受注とともに保険を掛ける必要が生じるであろう。このようになれば設計法も完璧に成長したことになり、欧米並みの社会システムに醸成できたと言える。

日本道路公団静岡建設局管内の藁科川橋は主桁間隔11mの2主桁橋で設計されることになり、その設計・施工に関しての諸問題を検討し、3次元解析を駆使して設計法を見出し、実物大供試体で施工方法を検証し、さらに載荷実験による安全性を確認するという精力的な努力が実を結び、現在、最後の現地施工段階を迎えている。日本道路公団は勿論であるが宮地鐵工所技術陣の奮闘の賜物と言える。本橋に関してJHで技術検討会が結成され、筆者も微力ながら貢献させていただいた。しかし、コンクリートの材料的な面に関する検討が

十分で無かったために、本橋に先立ち建設される橋梁において、建設中のコンクリート床版に問題となるひび割れが発生するという事故が起こった。急遽、上記委員会にてそのひび割れに関する検討業務も加わったのである。すでに、移動足場を利用した連続桁橋の現場打ちPC床版施工が全国的にも展開されており、一部において同様なひび割れが発生していることも判明し、JH委員会と平行して設けられた日本橋梁建設協会の特別委員会でもこのひび割れの原因究明を行うこととなった。コンクリートの温度応力、コンクリート表面の養生条件、コンクリートの乾燥収縮、膨張材の効果、床版へのプレストレスの導入方法、コンクリートの打ち継目処理、移動足場の移動に伴う応力変動等が影響因子であると考えて、高度なコンクリートの3次元温度解析・3次元FEM構造解析と材料実験で追跡し、ひび割れへの影響度が解明されるとともに、実物大モデルを製作・施工して上記の影響度について検証実験がなされた。そして、やっと解決策が見出され、問題のあった橋梁も工事再開となったのである。大変時間と経費がかかったが、関係技術者に多大な技術力向上をもたらした大教訓であったと評価してよいであろう。

供用前のコンクリート床版にひび割れが発生することは、発注者側の要求性能を満足しないのは自明のことであり、絶対に発生させない努力が必要であることは言うまでもない。しかし、ひび割れが発生しても、その橋梁の寿命中に問題となる損傷に繋がらないとしたら、要求レベルを少しは下げて、ひび割れ幅で制限値を設けるか、何らかの充填材料によるひび割れ充填を義務付けるようにしてもよいのではと考えられる。このようにレベル設定することにより製作コストを下げるができるためである。主桁間隔の大きな橋梁では床版厚は非常に大きくなっており、一つの輪荷重に対する耐荷力は最早照査の必要性の無いほど大きなものである。さらに、優れた防水工を施すようになっているので、耐久性で問題となるのは床版下面からの腐食雰囲気への浸入による鉄筋やPC鋼材の腐食ということになる。この現象に対する対応は、初期にひび割れの無い床版でも活荷重載荷によるひび割れが発生すると同じように行わなければならないので、別途考えてもよいとも言える。これはあくまでも、筆者の思案であるが、適切な証明ができるならば、要求性能のレベルに応じた設計や施工が可能となり、性能照査型設計法の理に叶うものになると思う次第である。

性能照査型設計法は既存構造物の補修・補強設計にも拡張されるものである。損傷を受けた構造物の耐荷性、耐久性を評価し、その程度に見合う工法を選択すると共に、期待する寿命を発揮させなければならない。構造物の維持管理の重要性が指摘され出して約30年程度は経過するが、上記のような設計がうまく出来るのかという疑問を抱く。種々の材料や工法が開発され、データの蓄積があると思われるが、性能照査型設計に使用できるようにデータの見直し、再整理が必要ではないだろうか。筆者は床版に関する研究を長年やってきたので、今後短い時間内でこの点に関する検討を行いたいと考えている。また、道路橋床版に関する調査研究委員会が土木学会鋼構造委員会の中で発足しているので、ここでも検討して行きたい。橋梁の維持管理で重要なもう1点は、ストック数が膨大になっているため、合理的な維持管理システムを構築することである。点検結果に対する迅速かつ正確な判定を下し、橋梁群を効率よく補修してゆく順序、予算配分についてIT化しなければならない。データベースを含めたBMSを各道路管理者に保有してほしいものである。さらに、遠隔操作による橋梁の監視システム、すなわちモニタリングシステムの構築も最近の重要課題になっている。そのための非破壊検査機器の開発も要求されている。

冒頭で述べたわが国の現状において、土木構造物に関する設計・施工、ひいては、土木業界の構造改革のために、早期に性能照査型設計法を成熟させること、および、維持管理に関するIT化および非破壊検査機器の開発を進めておくのに今が最適時期であると強調して本稿を閉めたい。

## 技術評論

取締役千葉工場長 村上 忠昭

私達が専業とする鋼橋を取り巻く社会情勢は、発注量減少の傾向にあり、単価低減を求められ、非常に厳しいものとなりつつある。

このような状況下で今後、どのような姿勢で橋梁建設に従事し、どのような技術研究をしなければならないかを考えてみたい。

今から30~40年前、鋼橋上部工に競争設計時代があった。当時は「鋼橋は非常に高価なもの」という認識のもとで競争設計の主要点は鋼重比較であり、鋼重を軽くするための構造を、設計者同士で必死になって議論した記憶が浮かんでくる。

次に、橋梁形式に単純活荷重合成桁橋が多く採用された。これも鋼の使用量を少なくして建設費を低減し、少しでも多くの橋梁建設をしようとするものであった。

床版の損傷防止と補修難易度から、厚みの増加、床版支間短縮等の対策が採られ、またコンクリートに負荷を強いる合成桁橋の計画が避けられた。また、地震による橋梁の損傷や被害状況から移動制限装置、落橋防止装置および耐震・免震脊が設置されるとともに、橋梁形式も連続桁方式が主流となった。

道路橋示方書は、その時代に応じて活荷重値、その載荷方法、許容応力度等が見直され、各施主の設計基準、標準設計図も整備された。

この間、当社も鋼橋を受注し、設計ツールや加工機械、架設機械を駆使して品質向上やスピード化を図り、工事完遂してきた。しかし、現在、鋼橋は、「品質良くて信頼度は高い」が、「高価」「メンテナンスが大変」と、鋼橋の採用を敬遠する声も聞かれるようになった。

発注先毎といってもいいほど多くの設計基準や標準設計図、またそれらがあまりにも詳細にまで決められていることが、設計の自由度やコスト低減策の立案を狭めているとはいえ、私達は鋼橋がもっと計画、採用してもらえるような建造費低減に対する技術開発をしていかねばならない。

現在、建造物のライフサイクルコスト（LCC）の追求と並行し、道路橋示方書は性能照査型に改訂され、設計の適用範囲や自由度を広げ、競争力を高め、コスト低減を図ろうとする動向にある。

今までの『発注者と請負者が共同で建設を進めていく』という考え方が、発注者は購入のみ行い、建造物の

全責任は受注者が負うというように変わっていくものと思う。橋梁建設全てが一括発注になる可能性も高い。

このようになると、今までの「下部工」「上部工」「床版工」の境界が無くなり、現在の「鋼橋上部工の分野しか分からない」では橋梁技術者として通用しなくなってしまう。当社の技術者にとっても、鋼橋分野を広く研究するのは当然であるが、土質やコンクリートに関する知識も広く吸収し、実験を行い、施工のノウハウを会得することを目指さなければならない。

「設計」は「製作」「現場施工」するために実施されるもので、「メンテナンスや維持管理」にまで影響を及ぼす。また、「製作」「施工」に携わる技術者は施工計画・管理、品質管理や作業教育が主要業務となるが、今以上に設計思想をより明確に把握しなければならない。「設計」「製作」「施工」「メンテナンス」等技術者の専門分野はやむをえないとしても、専門分野以外全く知らないということでは世の中に通用しなくなる。

もっと専門の異なる技術者同士が議論を活発に行い、お互いに広い視野に立った技術者となることが重要である。

実績や経験に頼らず（新たな事を切り開くという気概を持って）、今まで以上に橋梁全体の知識を吸収し、より高品質なもの、より安いものを追及する技術開発に邁進していかねばならない。

新素材、新継ぎ手（溶接も含め）、新施工法の開発やそれらを用いた新形式橋梁の考案、構造物の省資源化、省力化、長寿命化して、鋼構造物の優位性や価格低減をPRし、発注者に働きかけていくことが必要となる。

若い技術者諸君には、今までの基礎知識、研究、施工計画・結果・品質確保を糧に、低コストの新技术に挑戦するとともに、鋼橋の信頼性をより一層高める技術を生み出して欲しい。

今後は技術者資質の勝負となる。自分の技術力向上のため、真摯な努力を期待するものである。

私自身も若い技術者と共に前進したい。

# 鋼・コンクリート複合トラス橋（椿原橋）の設計

## Design of a Steel/Concrete Composite Truss Bridge (Tsubakihara Bridge)

永山 弘久\*<sup>1</sup>    西岡 秀和\*<sup>2</sup>    永谷 秀樹\*<sup>2</sup>    能登 宥愿\*<sup>3</sup>  
*Hirohisa NAGAYAMA    Hidekazu NISHIOKA    Hideki NAGATANI    Hiroyoshi NOTO*

### Summary

The Tsubakihara Bridge is a 322-m-long, three-span, continuous composite truss bridge in which the upper cord of the truss and the cast-in-place PC floor slab are act together as a composite unit. This bridge has a simplified structure to reduce construction costs. The design omits the floor system of the bridge and the upper lateral bracing, which are generally adopted for conventional truss bridges. In design, the rigidity of the floor slab is increased effectively by arranging PC tendons beneath it in two directions; one direction is longitudinal to the bridge axis and the other is transverse to the bridge axis. The construction method adopted for this bridge is to act the truss members and the cast-in-place PC floor slabs as composite step-by-step, and thus continually extends the bridge from the finished sections. This paper describes the design of the Tsubakihara Bridge.

キーワード：複合トラス橋，スタッド，フェールセーフ，張り出し架設，PC床版

### 1. まえがき

椿原橋は、日本道路公団が建設する東海北陸自動車道の白川I.C.から更に北上した富山県との県境に近い岐阜

県白川村に位置し、椿原ダムの下流側の谷あいにかかる橋長322mの3径間連続複合トラス橋である。本橋の完成予想図を図-1に示す。

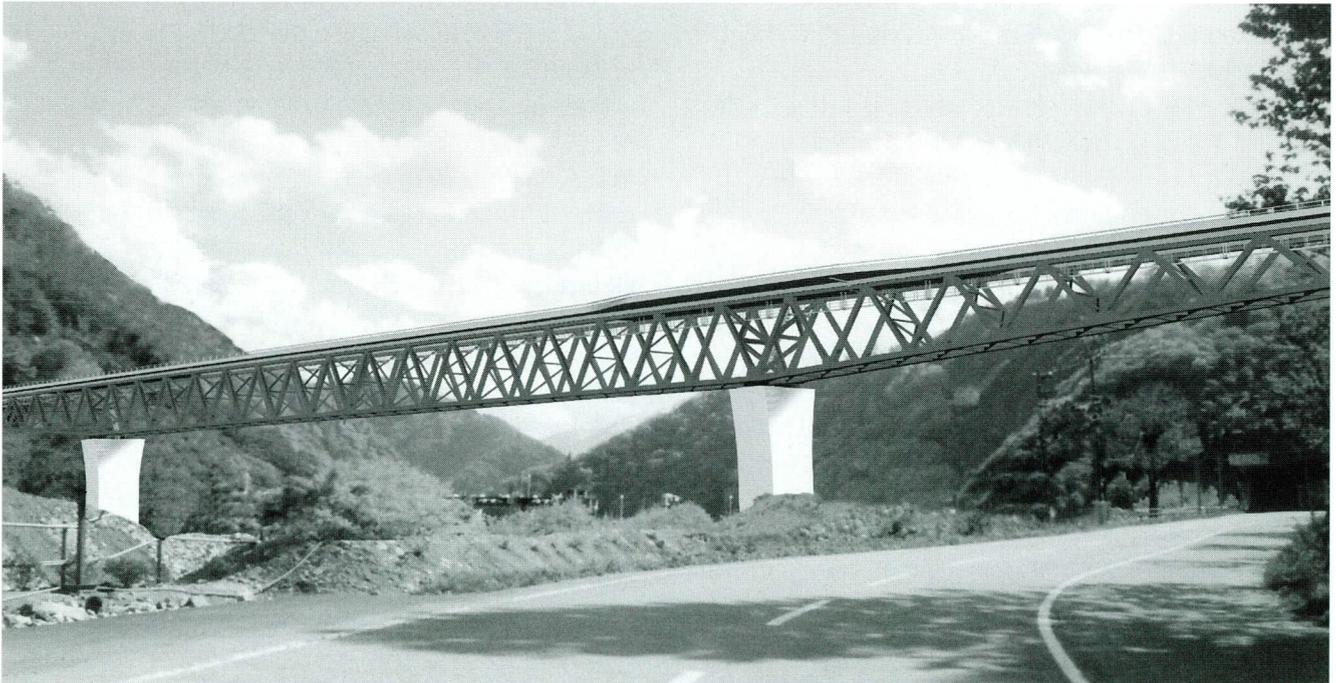


図-1 椿原橋完成予想図

\*技術本部設計部設計一課課長代理  
 \*技術本部設計部設計一課

\*技術本部技術開発部部长

本橋は、鋼トラス上弦材とプレストレストコンクリート床版（以下、PC床版）とを合成し、PC床版に主構としての機能を持たせた複合トラス橋であり、床版の2方向にプレストレスを導入することにより床版の耐力を高め、**図-2**に示すように上横構や床組構造を省略して、構造の合理化・コスト縮減をめざしている。また中間支点で主構高を低く抑え、側径間の主構高を端支点に向かって漸減させることにより橋梁全体に軽快感を与え、さらにトラス上塗り色には周辺の美しい緑と補色対比をなしながら落ち着いた色彩である錆色を採用するなど景観にも配慮している。

本論文では、椿原橋（鋼上部工）工事のうち詳細設計について報告する。

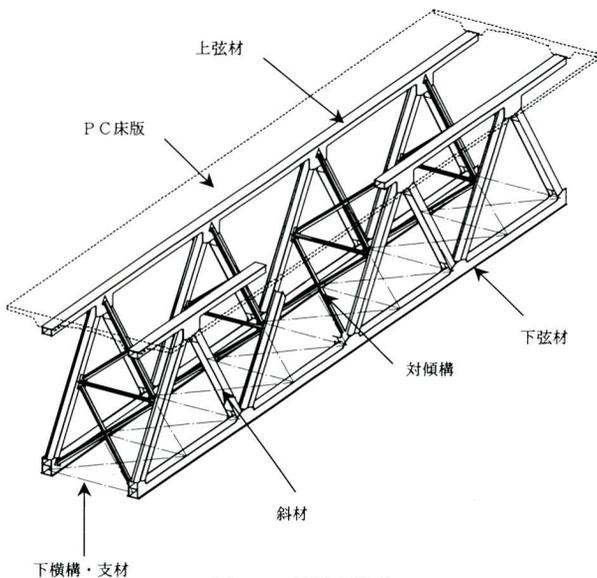


図-2 部材の構成

## 2. 橋梁概要

### (1) 設計思想

本橋の設計にあたっては技術基準の解釈を柔軟に行い、基準が無いかあるいは適用範囲を超える点については、既往の研究や載荷実験などから得られた知見を合わせて設計を行うこととした。

設計は道路橋示方書に準拠して行うことを基本とし、限界状態設計法を取り入れて行うこととしたが、現状では鋼部材や鋼部材とコンクリート部材の接合部に関しては、限界状態設計法の適用手法が確立されているとは言いがたいため、鋼部材とコンクリート部材の照査水準を整合させることを目指し、疲労限界状態や終局限界状態の

照査により安全性を確認するものとした。

また鋼トラス上弦材の断面寸法は合理的な設計とするため、架設上最低必要な断面寸法かつ万一PC床版に過大なひび割れが生じ上弦材としての機能を果たせなくなった終局時においても、落橋という最悪の事態を回避できるようにフェールセーフとしての機能を持つ最小の断面寸法とした。

### (2) 設計条件

本橋の構造一般図を**図-3**に、設計条件を以下に示す。

道路規格	第1種 第3級 B規格
設計速度	V=80km/h
設計荷重	B活荷重
橋 長	322.000m (CL上)
構造形式	3径間連続複合トラス橋
支間割り	82.300m+155.000m+82.300m (CL上)
有効幅員	10.060m (標準部)
斜 角	90°
平面線形	R=1300m
勾 配	縦断 ↘ 1.370% 横断 ↙ 3.50%
床 版	コンクリート $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ (場所打ち) プレグラウトPC鋼材 縦締め 1S28.6, 横締め 1S21.8
支 承	端支点 水平反力分散支承 中間支点 免震支承 (LRB)

### (3) 施工方法

本橋の架設方法としては、中間橋脚の斜バント上でPC床版3パネル分を先に施工し、それ以降鋼トラス上弦材とPC床版とを逐次合成させながら張り出し架設を行う方法（**図-4**）を採用した。これにより床版橋軸方向の必要プレストレス量が非常に多くなるため、プレストレスングの際、鋼トラス部材の拘束を受けないような施工方法が要求された。このため**図-5**に示すようにスタッド部を箱抜きし、それ以外の鋼トラス上弦材とPC床版の間にゴムパッドを敷設し、縁切りした状態でプレストレスングを行い、その後箱抜き部にコンクリートを打ち込むことにより合成構造とする施工方法を採用した。

また主方向PC鋼材（橋軸方向のPC鋼材）の緊張は**図-6**に示すように、未合成部のコンクリート床版のみにプレストレスを与え、合成済みの床版にはプレストレスが与えられないように、2パネルごとに定着しながら順次接続していく方法を採用した。

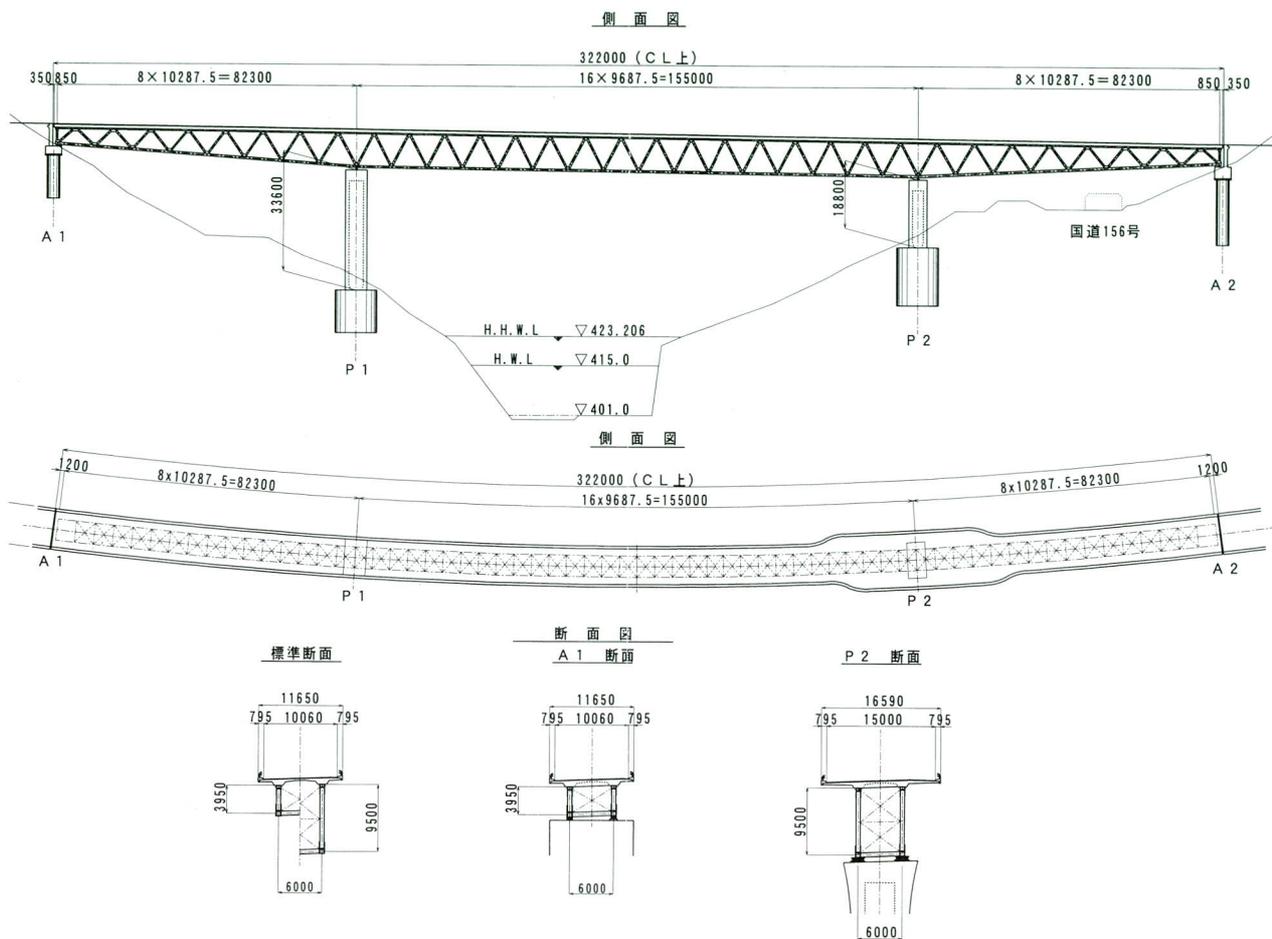
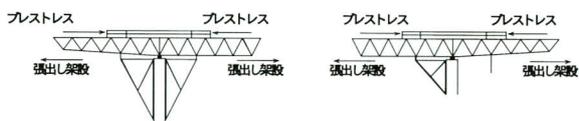


図-3 構造一般図

STEP-1 鋼部材を架設し、3パネル選れて床版を施工する。



STEP-2 床版は、プレストレスを与えてから合成していく。

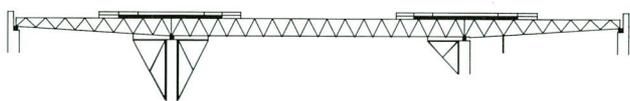


図-4 張り出し架設のイメージ

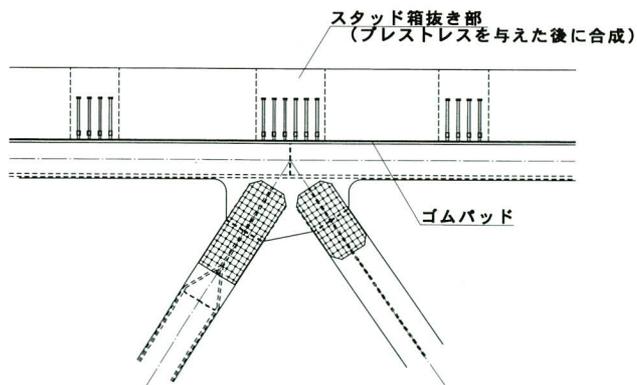


図-5 鋼トラス上弦材とPC床版の格点部の構造

なお今回採用した施工方法および鋼トラス上弦材とPC床版格点部の接合構造に関しては、後述するFEM解析や別途報告する載荷実験<sup>9)</sup>により、設計の妥当性と疲労や終局荷重に対する安全性を確認した。

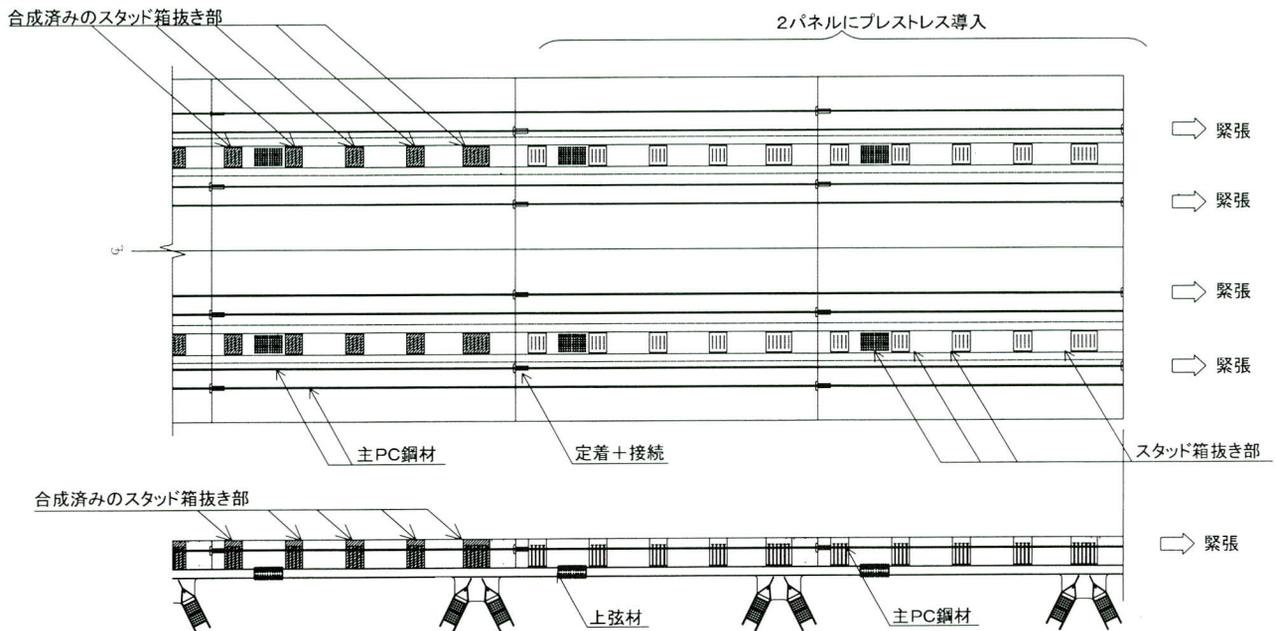


図-6 主PC鋼材緊張概念図

### 3. 構造解析

#### (1) 解析方針

本橋で実施した主な構造解析は以下の3種類とした。

①全体構造系設計用：弾性微小変位解析

②耐震設計用：動的解析（非線形時刻歴応答解析）

③詳細構造検討用：弾性FEM解析

本章では①項および②項について述べることにし、③項は後述の「5. FEM解析」の章で述べる。構造解析のフローチャートを図-7に示す。

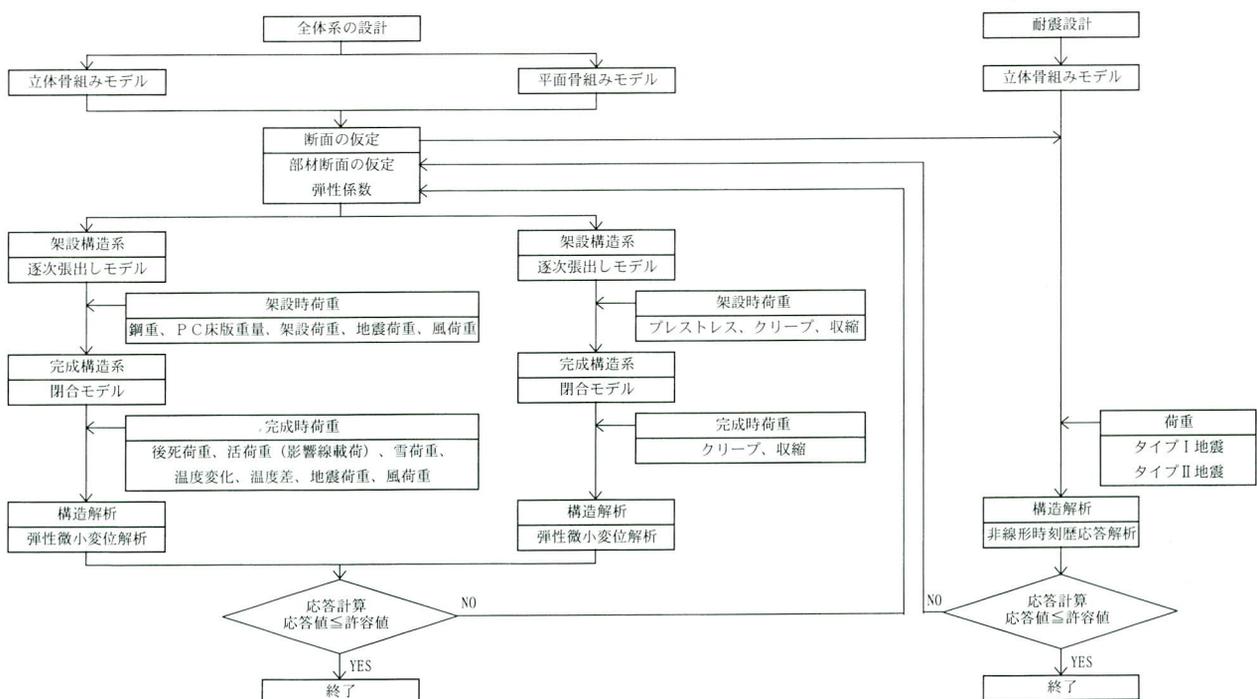
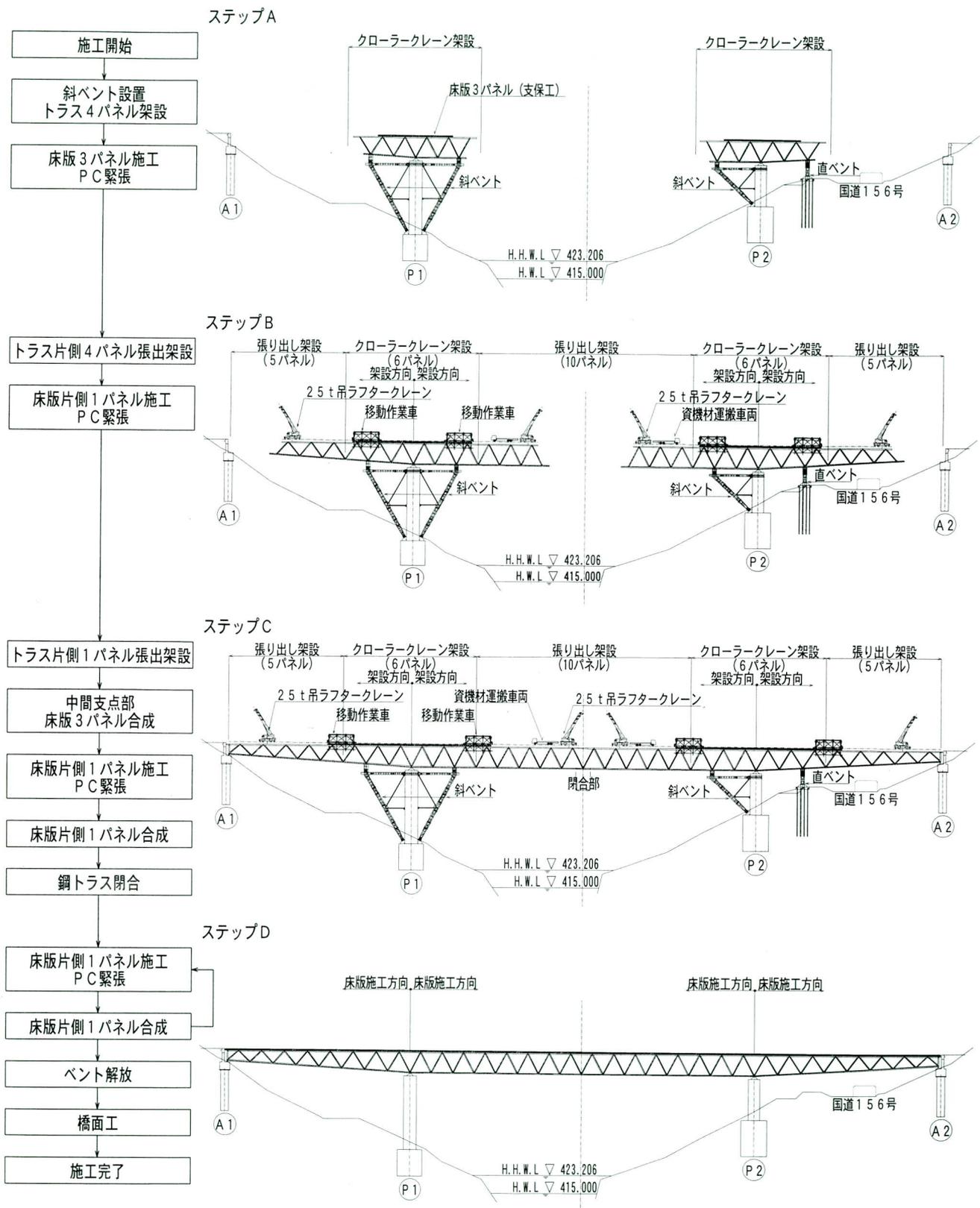


図-7 解析フローチャート



### 1) 全体構造系設計用の解析

本橋は道路中心線上で曲率半径 $R=1300\text{m}$ を有する曲線トラス橋であるため、主構は中間支点を含む7格点で平面的に折った骨組み構造とした。解析にはこれらの条件を反映できる立体骨組み解析プログラム(SPACER)を使用したほか、**図-8**に示すような架設ステップを考慮したクリープ、収縮の影響を反映できる平面骨組み解析プログラム(CONBRID)も併用した (**表-1**)。

表-1 全体構造系設計用の解析

解析	モデル	取り扱う荷重
弾性微小変位理論	立体骨組みモデル (SPACER)	死荷重、活荷重、地震荷重、温度荷重、風荷重、雪荷重
	平面骨組みモデル (CONBRID)	プレストレス、クリープ、収縮

モデル化は下記の要領で行い、架設ステップおよび合成時期を考慮した逐次張出しモデルに荷重を載荷した。使用した立体骨組みモデルを**図-9**に示す。

- ① 鋼トラスは部材毎に棒部材とし、床版は2主構分を1本の梁部材とした。
- ② 床版と上弦材のつなぎ材は剛性の高い梁部材とした。
- ③ 斜材上側の骨組み結び点は上弦材の図心とした。(後述する「5. FEM解析(1)」を参照)
- ④ ゴム支承は弾性バネ支点とし、中間橋脚およびベントもモデル化した。

今回採用した解析モデルの特徴は、合成断面となるPC床版と鋼上弦材を各々モデル化し、それぞれを剛な部材で結合している点である。これによりPC床版と鋼上弦材に生じる断面力およびスタッドに作用する水平せん断力を

を直接得ることができる。なお今回採用したモデルについては、解析結果をFEM解析結果と比較することにより妥当性の確認を行っている (5. FEM解析(1)参照)。

### 2) 耐震設計用の解析

大規模地震時の照査用として、非線形時刻歴応答解析を行った。この解析に先立ち、振動性状の把握および非線形時刻歴応答解析に必要なReyleigh減衰定数の算出のため、固有値解析を実施した。また解析モデルは、全体構造設計用と同じ立体骨組みモデルを使用した。解析の結果、本橋の固有周期は橋軸方向 $2.4(\text{sec})$ 、橋軸直角方向 $2.7(\text{sec})$ となった。

### (2) 解析結果

全体構造系設計用の解析および耐震設計用の解析から抽出された各部材の設計断面力を**図-10**に示す。

## 4. 設計概要

### (1) 鋼部材の設計

#### 1) 設計法

鋼部材の設計は、コンクリート部材の設計と整合させるために限界状態設計法の考え方を取り入れ、各限界状態に相当する以下の項目について照査を行うこととした。

- ① 設計荷重作用時 (使用限界状態に相当)  
材料や座屈に対して安全係数 $\gamma=1.7$ を考慮した許容応力度を用いて、安全性を照査した。
- ② 疲労荷重作用時 (疲労限界状態に相当)

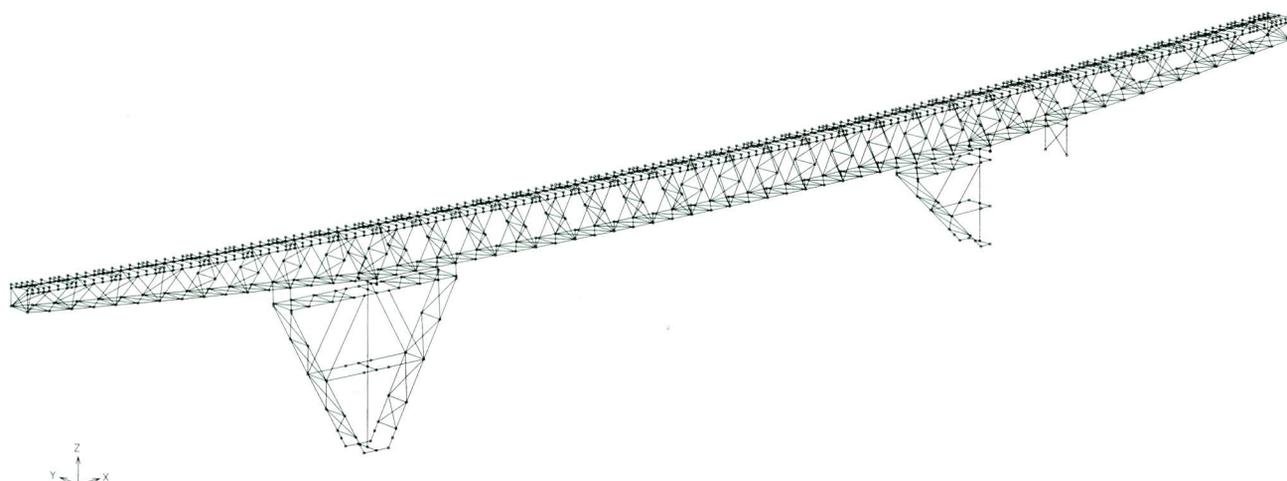


図-9 立体骨組みモデル図

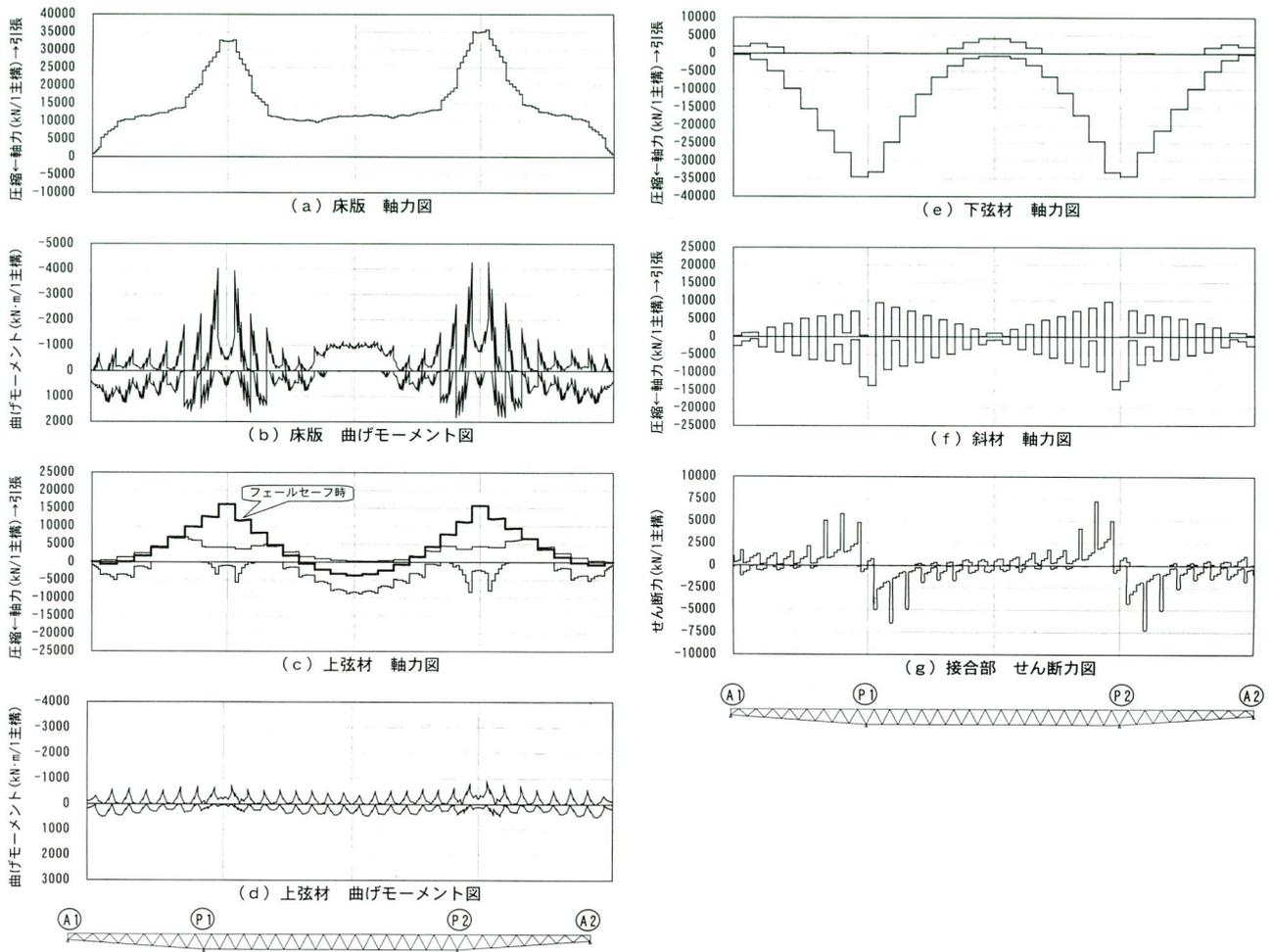


図-10 設計断面力図

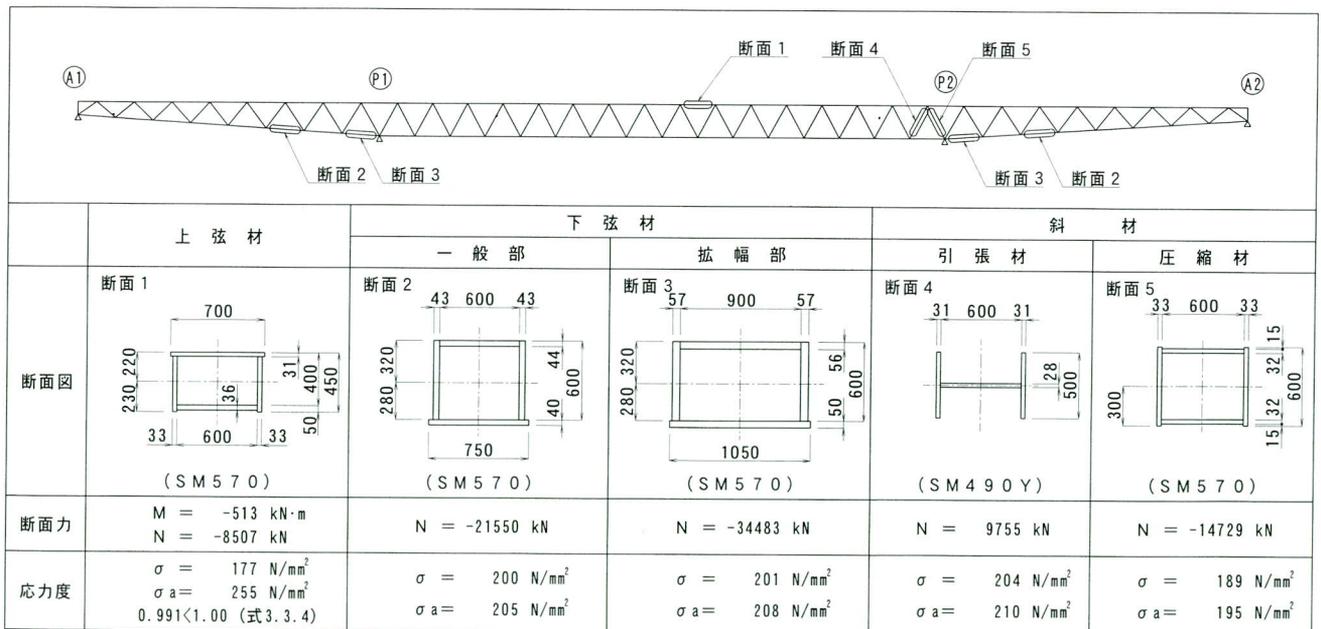


図-11 鋼部材の最大断面

照査が必要な部位に対して、鋼構造物の疲労設計指針・同解説（日本鋼構造協会・1993年4月）に準拠して照査を行った。

③終局荷重作用時（終局限界状態に相当）

道路橋示方書コンクリート橋編に示されている終局荷重作用時の荷重組合せに従って、降伏に対する安全性について照査を行った。

設計の結果、主構についてはほぼ全ての部材が設計荷重作用時で断面が決定されたが、上弦材の中間支点付近についてはフェールセーフ時の照査により断面が決定された。各部材の最大断面を図-11に示す。

2) 上弦材の設計

上弦材は、床版との合成断面として設計する他に、想定外の作用によりコンクリート床版に過大なひび割れが生じた場合などにおいても、全体系として耐荷力を有するようにフェールセーフ機能を持たせた。

3) 下弦材、斜材等の設計

下弦材、斜材等の部材は、通常の鋼トラス部材として設計した。また下弦材中間支点部は、支承との取合いや現場継手部の必要ボルト列数の関係から一般部より断面の幅を300mm拡幅し900mmとした。

(2) コンクリート床版の設計

1) 設計法

コンクリート部材の設計は、限界状態設計法を取り入れ、各限界状態に相当する以下の項目について照査を行うが、詳細は現行の道路橋示方書コンクリート橋編に準拠することとした。

①設計荷重作用時（使用限界状態に相当）

ひび割れや変位が、橋の機能、耐久性、美観などを損なわないことを照査する。

②疲労荷重作用時（疲労限界状態に相当）

照査が必要な部位を選定して、必要に応じて行う。

③終局荷重作用時（終局限界状態に相当）

終局荷重時の荷重組み合わせに従って、断面破壊に対する安全性について照査を行う。

2) 橋軸方向の設計

(a) 設計方針

本橋の全体系としての床版は、まずPC部材としての設計を行い、全幅有効断面としてPC鋼材の本数を設定した。

次に床版の有効幅を考慮し、PRC部材として鉄筋の配置を決定した。なお主方向PC鋼材には、プレグラウトPC鋼材(1S28.6)を使用した。

(b) 制限値および許容値

PC部材およびPRC部材として床版の設計に使用したコンクリート、PC鋼材の制限値・許容値を表-2、表-3に示す。

表-2a PC部材としての制限値：コンクリートの曲げ圧縮応力度

	曲げ引張応力度の制限値	曲げ圧縮応力度の制限値
架設時	下縁：引張応力度1.0 (N/mm <sup>2</sup> ) 下縁：コンクリートの設計引張強度	コンクリートの圧縮強度の 1/1.7
死荷重作用時	下縁：引張応力度を発生させない 下縁：コンクリートの設計引張強度	コンクリートの圧縮強度の0.4倍
活荷重作用時	コンクリートの設計引張強度	

表-2b PC部材としての制限値：PC鋼材許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

		1S28.6 (SWPR19L)
引張応力度		$\sigma_{pu}$ 1782
降伏応力度		$\sigma_{py}$ 1516
許容引張応力度	プレストレッチング中	$\sigma_{pia}$ 1364
	プレストレス導入直後	$\sigma_{pta}$ 1248
	設計荷重時	$\sigma_{pa}$ 1069

表-3a PRC部材としての制限値：コンクリートの曲げひび割れの制御方法

	制御方法
架設時	コンクリートの設計引張強度
設計荷重作用時	許容曲げひび割れ幅

表-3b PRC部材としての制限値：コンクリートのせん断ひび割れの制御方法

	制御方法
設計荷重作用時	斜め引張鉄筋の引張応力度 コンクリートの仮想斜引張応力度

(c) 主PC鋼材の配置

架設時、設計荷重作用時および終局荷重作用時に対する断面照査の結果、主PC鋼材の断面方向配置および橋軸方向に対する配置本数はそれぞれ図-12、図-13に示すとおりとなった。

なおPC鋼材は、緊張時にそりが生じないように平均の

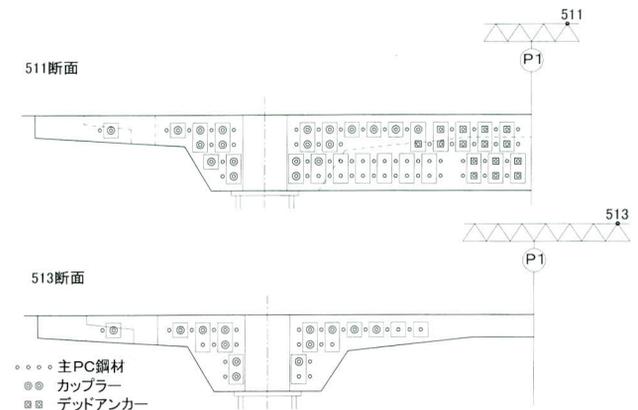


図-12 主PC鋼材の断面方向配置

(1主構あたり)

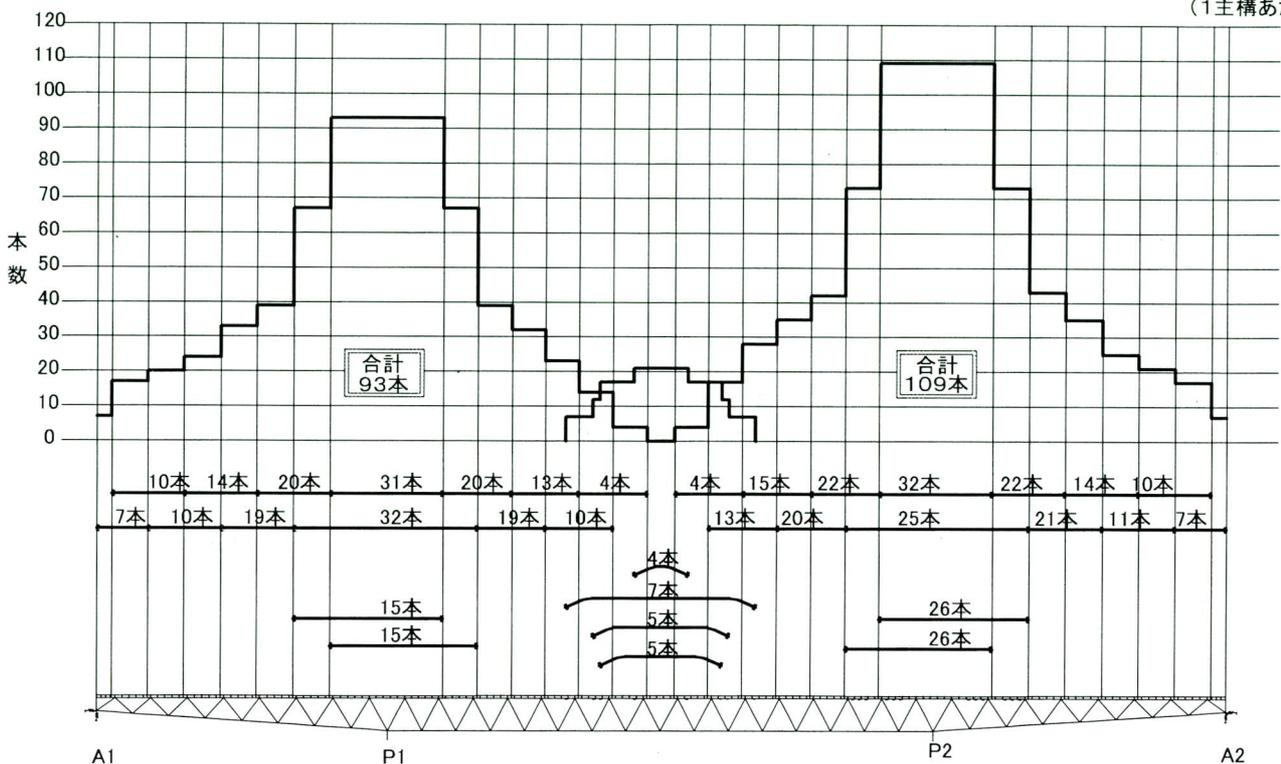


図-13 主PC鋼材の配置本数

鋼材図心が床版断面図心に近くなるように配慮しているほか、同様の理由により直線配置としている。

### 3) 橋軸直角方向の設計

橋軸直角方向については、FEM解析により検証した結果、道路橋示方書の設計曲げモーメント式を用いること

とし、PRC部材として設計を行った。標準断面におけるPC鋼材の配置を図-14に示す。なお横締めPC鋼材には、プレグラウトPC鋼材 (1S21.8) を使用した。

### 4) スタッド箱抜き部に対する検討

スタッド箱抜き部は、PC緊張後にコンクリートを打ち込むためRC構造として設計を行った。すなわち、スタッド箱抜き部を合成した後に、箱抜き部打ち継ぎ目に生じる橋軸方向の引張力に対し、全て鉄筋で抵抗するとして鉄筋量を算出した。なお、箱抜き部の鉄筋の接続には施工性の良いFDグリップを使用した (図-15)。

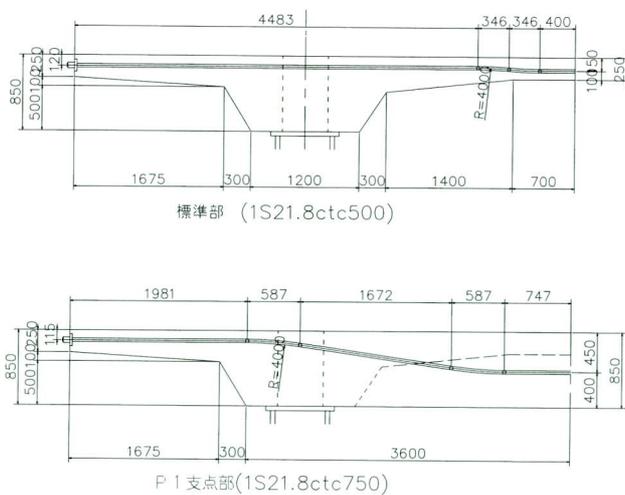


図-14 横締めPC鋼材の配置

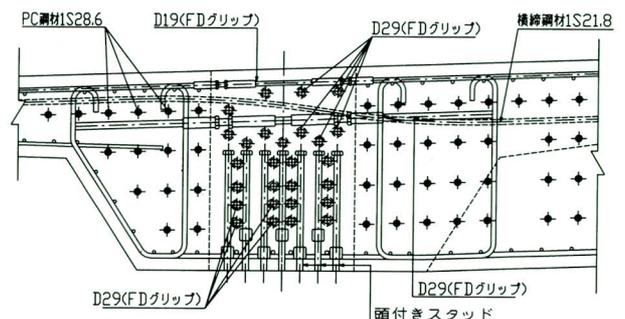


図-15 スタッド箱抜き部の補強鉄筋配置

### (3) 接合部の設計

#### 1) 設計法

鋼コンクリート接合部の設計は、限界状態設計法の考え方を取り入れ、各限界状態に相当する以下の項目について照査を行った。

- ① 設計荷重作用時（使用限界状態に相当）  
床版・上弦材接合部について、ひび割れが機能性および耐久性などを損なわないことを照査した。
- ② 疲労荷重作用時（疲労限界状態に相当）  
床版・上弦材接合部について、模型を使用した疲労試験<sup>9)</sup>により安全性を確認した。
- ③ 終局荷重作用時（終局限界状態に相当）  
床版・上弦材接合部について、模型を使用した載荷実験<sup>9)</sup>により安全性を確認した。

#### 2) 接合部の構造

接合部材としてスタッドやアングルジベルなどが考えられたが、検討の結果本橋の構造に対してより効率的に

配置できるスタッドを採用した。但し、一般的に使用されているスタッドの場合、必要本数が非常に多くなり配置が困難であったため、中部支社管内で実績のある高強度スタッドφ25（SM570相当）を使用した。

またスタッドは、現場の架設および床版の施工性を考慮して高ナットを用いたジョイントタイプとした。本体に溶植するスタッドの長さは、高ナットが千鳥配置になるように75mm、150mmの2種類とした。スタッド全高Hは、 $H/d > 6$ を満足し、さらに軸力の伝達および床版内部の応力状態を考慮して、床版の中立軸近傍までスタッドを埋め込むものとし $H=500\text{mm}$ とした。また、スタッド高が高くなるとスタッドヘッド部の加工が困難なため、スタッド頭部にもねじ切りしてナットを取付ける構造とした（図-16）。

合成トラスの床版と上弦材の間に生じる水平せん断力は、トラスという構造特性から格点部に集中することが既往の研究<sup>9)</sup>から知られている。本橋の場合もFEM解析や載荷実験から同様な結果が得られたため、格点部と格間部に対してそれぞれに必要なスタッド本数を算出し配置した。格間部のスタッドは、格間にほぼ均等になるように4箇所グループ配置した。

格点部は、スタッド箱抜き幅ができるだけ小さくなるように、橋軸方向のスタッド間隔は道示Ⅱ9.5.5のずれ止めの最小間隔である $5d=125\text{mm}$ を基本とした。また、橋軸直角方向のスタッド配置は、 $3@150=450\text{mm}$ を基本としたが、橋軸方向の箱抜き幅が長くなる場合は、 $6@75=450\text{mm}$ とした。格間にグループ配置したスタッドも、スタッド箱抜き幅をできるだけ小さくするため125mmピッチを基本とした。スタッド配置を図-17に示す。

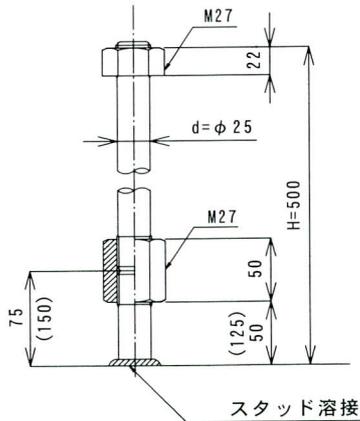


図-16 スタッド形状

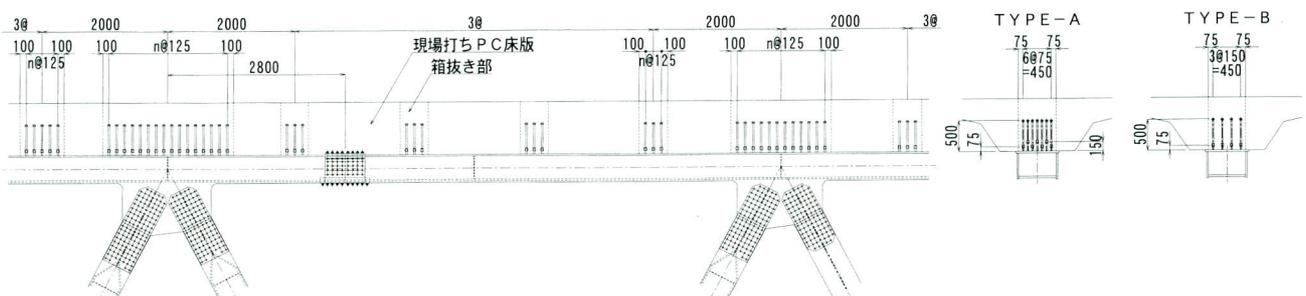


図-17 スタッド配置

### 3) スタッドの設計

スタッドの設計は、立体骨組み解析においてスタッドをモデル化したつなぎ材のせん断力  $F_X, F_Y$  に、後述する FEM 解析および荷重実験<sup>9)</sup>結果を反映して以下の要領とした。スタッド設計のフローチャートを図-18に示す。

- ① 格点部のスタッド設計せん断力  $q_X, q_Y$  は、立体および平面骨組み解析により得られた橋軸、橋軸直角方向せん断力  $F_X, F_Y$  に対して、各荷重状態に応じてグループ配置による作用せん断力の不均等を考慮して、表-4に示すせん断分担係数  $k_S$  を乗じて算出した (式-1)。

$$q_X = k_S \cdot F_X, \quad q_Y = k_S \cdot F_Y \quad (\text{式-1})$$

表-4 せん断力分担係数  $k_S$

荷重	適用格点	せん断力分担係数 $k_S$	
		橋軸方向	橋軸直角方向
地震時横荷重	中間支点直上の2格点	1.20	1.46
その他 (死荷重・活荷重等)	中間支点近傍の6格点	1.20	1.00

- ② ベント撤去時および橋軸直角方向地震時は、特定の格点でスタッドの耐力照査に影響を考慮すべき引張軸力が発生するため、この格点の設計引張軸力  $p$  を設計せん断力  $q_X, q_Y$  に表-5に示す係数  $k_N$  を乗じて算出した (式-2)。また、他の荷重状態および一般格点においては、スタッド引張軸力の耐力照査に与える影響は1%以下と非常に小さいため、引張軸力の影響は考慮しなかった。

$$p = k_N \cdot q_X, \quad p = k_N \cdot q_Y \quad (\text{式-2})$$

表-5 設計引張軸力算出時の係数  $k_N$

荷重	適用格点	係数 $k_N$	備考
ベント撤去時	ベント直上の2格点	0.52	$k_N \cdot q_X$
橋軸直角方向地震時	中間支点直上の2格点	1.92	$k_N \cdot q_Y$

なお格点部のスタッド設計には、依田<sup>3)</sup>、大谷<sup>4)</sup>等の既往の研究成果より引張軸力およびせん断力が同時に作用する場合の耐力式を用いた。また、スタッドの許容せん断耐力  $q_a$  は、員弁川橋のスタッドせん断耐力試験結果<sup>5)~7)</sup>で提案された算出式より  $q_a=76874(\text{N/本})$  とした。

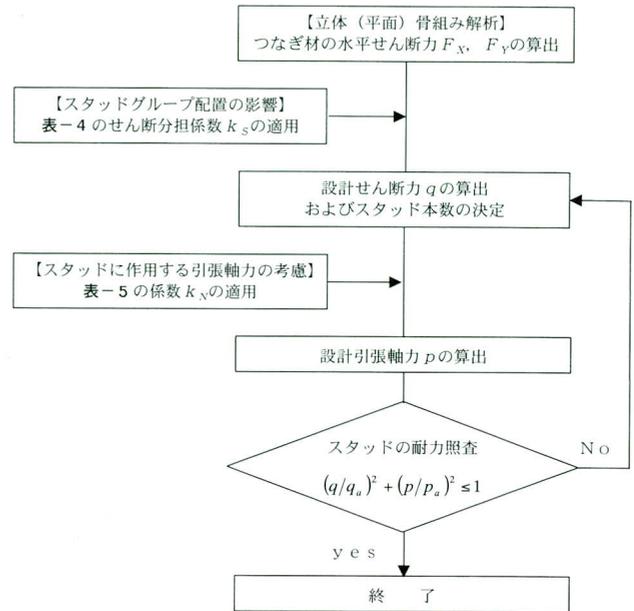


図-18 スタッド設計フローチャート

## 5. FEM解析

本橋では、(1) 平面モデルおよび (2) 立体モデル (全体モデル、部分着目モデル) を用いた FEM 解析により、構造検討およびスタッド・床版・上弦材に対する応力検討を行い設計への反映を行っている。各モデルによる FEM 解析の検討結果を以下に示す。

### (1) 平面モデルによる斜材骨組み中心の結び点の検討

#### 1) 目的

本橋のような床版と上弦材を合成断面としたトラスにおける斜材骨組み中心の結び点は、通常のトラスと同様に上弦材断面の図心とする場合と床版と上弦材の合成断面の図心する場合の2通りが考えられるが、図-19に示すように結び点の違いによりガセット形状は大きく異なる。また、軸心のずれによって二次応力が発生し、上弦材、床版のガセット近傍での応力状態は異なると考えられる。

したがって、FEM 解析を用いて着目部の応力性状について検討を行い、斜材骨組み中心の結び点位置の決定を行った。また、同時に設計で用いた骨組み解析の妥当性の検証も行った。

#### 2) 解析対象および解析モデル

解析対象は、実橋の発生断面力と同様の傾向を示すと考

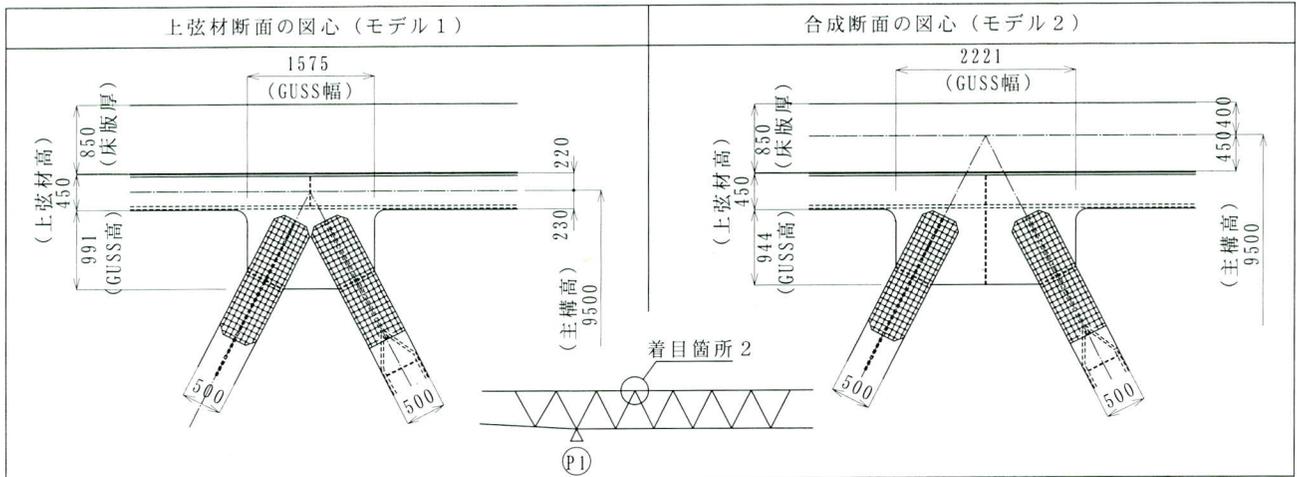


図-19 斜材骨組み中心結び点の違いによるガセット形状

えられる図-20に示す2種類の解析モデルにおける各載荷状態とする。この解析対象に対して斜材骨組み中心の結び点が異なる次の2モデルの解析を行った(図-19参照)。

- モデル1: 斜材骨組み中心の結び点を上弦材断面図心
- モデル2: 斜材骨組み中心の結び点を床版と上弦材の合成断面の図心

FEM解析モデルは、着目対象が主構面内の応力状態であるため、1主構の平面モデルとした。モデル化は、床版をシェル要素、上弦材・斜材はシェル要素と梁要素、下弦材は梁要素にてモデル化を行った。ここで、床版は面内曲げ剛度が等価となるようシェル要素の板厚に換算板厚を用いた。さらに、上弦材の上下フランジは剛度が等価な梁要素によりモデル化した。スタッドについては上弦材と床版が完全に剛結されているものとし、スタッド以外の床版と上弦材の接触面は鉛直方向の圧縮力のみを伝達可能なギャップ要素にて結合した。FEM離散化モデルを図-21に示す。

なお、載荷荷重は、図-20に示す3種類の荷重ケース

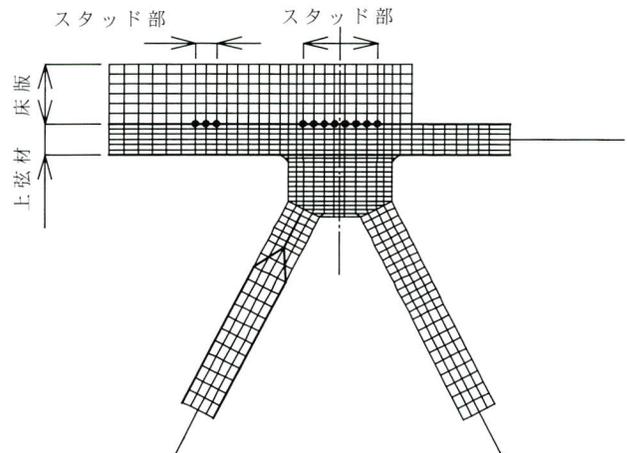


図-21 FEM解析離散化モデル図(格点部近傍)

とした。

### 3) 解析結果

#### ①発生断面力

荷重ケース3(ベント撤去荷重)における床版および上弦材に関して、FEM解析結果における応力分布より算出した断面力と別途実施した骨組み解析による断面力を図-22に示す。

この結果より、斜材骨組み中心の結び点を上弦材断面図心とした場合(モデル1)の方が床版および上弦材の曲げモーメントは若干大きくなる傾向がある。また、骨組み解析結果とFEM解析結果はよく一致しており、骨組み解析の妥当性が検証された。

なお、荷重ケース1, 2についても同様の結果が得られている。

解析モデル	着目載荷状態	解析対象概要図	着目位置
5ハネルモデル	荷重ケース1 床版直上荷重	荷重ケース1, 2: $q = 5.0 \text{ tf/m}$ 床版+上弦材合成	ガセット1~2
	荷重ケース2 張出し荷重	荷重ケース1, 2	
中間支点モデル	荷重ケース3 ベント撤去荷重	荷重ケース3: $P = 100.0 \text{ tf}$ 床版+上弦材合成	ガセット1~3

図-20 解析対象の概要図

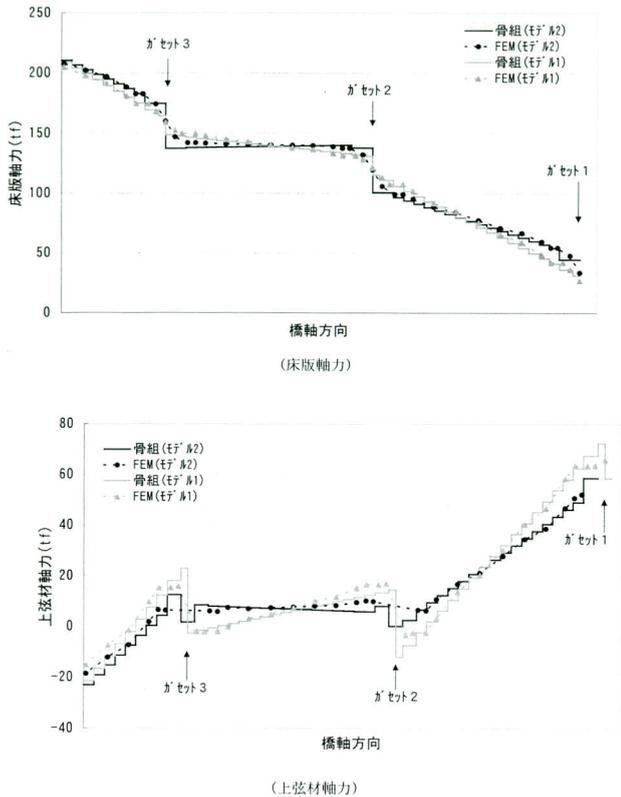


図-22 床版および上弦材の断面力

### ②スタッド作用力

解析結果より、スタッドに対して斜材骨組み中心の結び点を合成断面の図心とした場合（モデル2）は、上弦材断面の図心とした場合（モデル1）と比較して非常に大きな引張力が作用しており、せん断力も若干高めめの値を示している。

図-23に、代表的な荷重ケース3におけるスタッドに作用する軸力分布を示す。この結果より、モデル2はモデル1と比較して最大約8倍もの引張力がスタッドに作用しており、これは自身に作用するせん断力の1.7倍以上

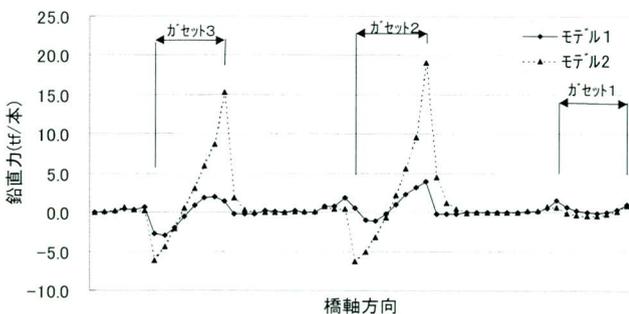


図-23 スタッドに作用する軸力

の値となっている。

### ③発生応力度

図-24にガセット2（図-20参照）近傍におけるモデル1とモデル2の荷重ケース3における主応力図を示す。この結果より、斜材骨組み中心の結び点を合成断面の図心としたモデル2での斜材軸力は床版内部で伝達されている。したがって、ガセット直上の床版下端において鉛直方向に大きな引張応力が発生しており、この傾向は他の荷重ケースにおいても同様にみられた。

なお、ガセット部鋼材のミーゼスの相当応力についても両モデルの比較検証を行い、モデル2で若干高い値を示したが両者に顕著な差異はみられなかった。

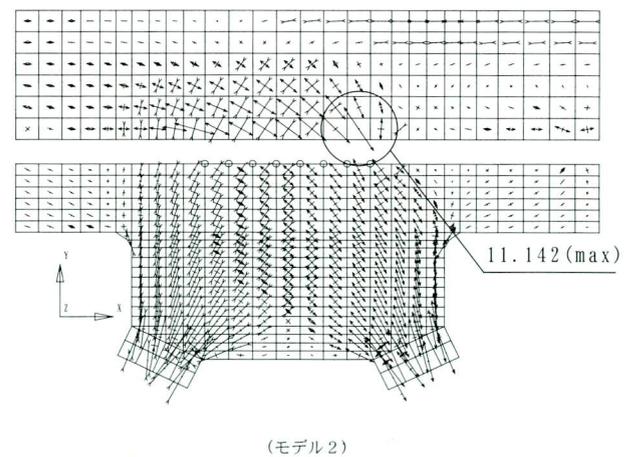
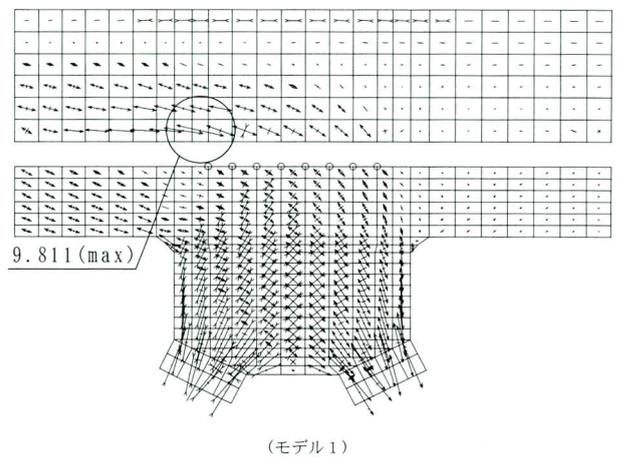


図-24 床版および上弦材の主応力図 (kgf/cm<sup>2</sup>)

### 4) まとめ

以上の解析結果より、以下に示す結論が得られた。

- ・ 各部材に発生する断面力は結び点を合成断面図心とした方が若干小さくなるが、この場合発生する引張応力度は局部的に大きくなる。

・骨組み解析による断面力は、FEM解析結果とよく一致しており、設計上十分な精度を有している。

・斜材骨組み中心結び点を合成断面の図心とした場合には、スタッドに大きな引張力が作用する。

スタッドは主としてせん断力に抵抗するものであり引張力が作用する状態での耐力低下が確認されていること、本橋では発生応力度に大きな差が認められないこと、スタッドの引張力が小さく格点部斜材軸力を床版にスタッドのせん断力として伝達可能なことなどから、斜材骨組み中心の結び点を上弦材図心とした。

## (2) 立体モデルによるスタッドおよび床版の応力検討

### 1) 目的

本橋ではスタッドをグループ配置しておりかつ格点部のスタッドは使用本数が多いことから、作用せん断力の不均等が危惧された。また、上弦材と床版の軸心差による曲げモーメントによりスタッドに生ずる引張力についても検討が必要であると考えられたため、上弦材と床版の接合部載荷実験を実施し確認を行っている。しかし、実橋における様々な載荷状態や床版形状およびスタッド配置に対して実験を繰り返すことは困難なことから、実験結果の補間を目的に立体FEM解析によるさらなる検討を行い、実橋におけるスタッド設計に反映させるものとした。

また、PC床版に対して、剛性の低い上弦材により線支持されることによる橋軸直角方向の設計曲げモーメントおよび主構機能としての有効幅についても検証を行っ

た。

### 2) 着目対象および解析モデル

解析着目対象格点は、スタッド使用本数、床版形状、載荷状態を考慮して選定を行った。

解析モデル図-25に示すように、地震荷重等の横荷重の影響についても検討可能なように全橋を1/2の対象とした全体解析モデルと、着目格点近傍のみを詳細にモデル化した部分着目モデルとした。以下にモデル化の詳細を示す。

#### ①全体解析モデル

着目格点とその近傍において、床版、上弦材、斜材をシェル要素により詳細にモデル化を行い、その他においては梁要素とした。なお、床版の中立軸と上弦材上フランジとの差を考慮して、剛梁要素を用いて両者を結合した。また、スタッドは剛梁要素下端においてバネ要素にてモデル化を行い、スタッド以外はギャップ要素にて結合した。

#### ②部分着目モデル

着目格点部近傍のみを、接合部載荷実験により妥当性が検証された解析モデルと同様にモデル化し、①の全体モデルにより算出された境界荷重を載荷した。ここで、床版はソリッド要素、上弦材・斜材はシェル要素、スタッドは梁要素、床版上弦材上フランジの境界はギャップ要素にて詳細にモデル化を行った。

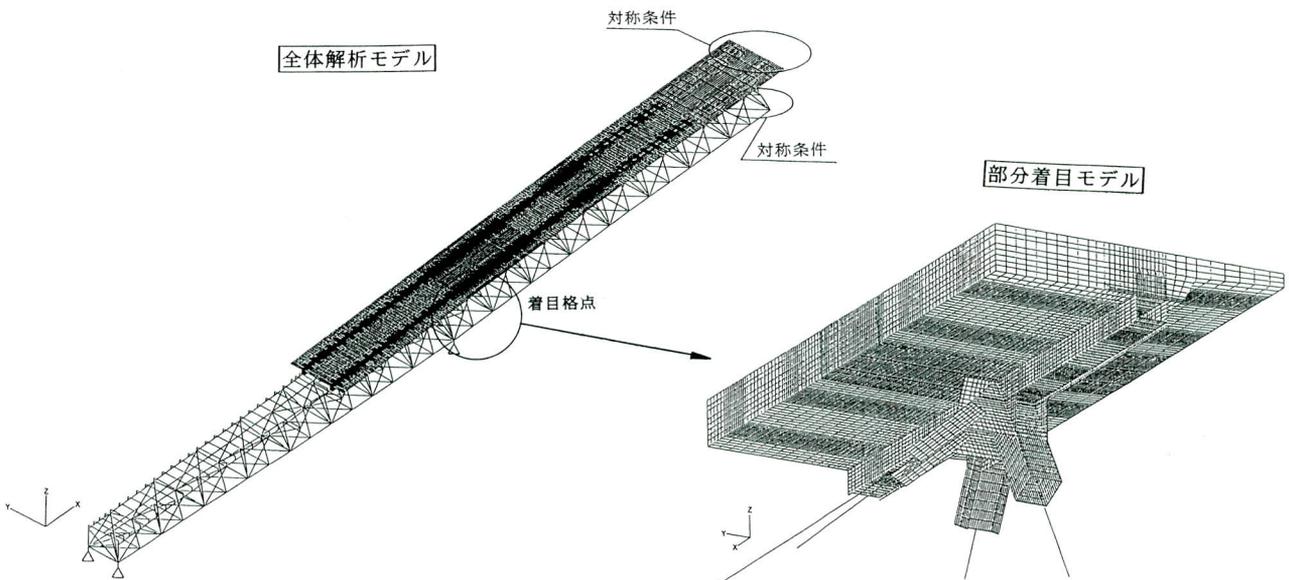


図-25 FEM解析離散化モデル図

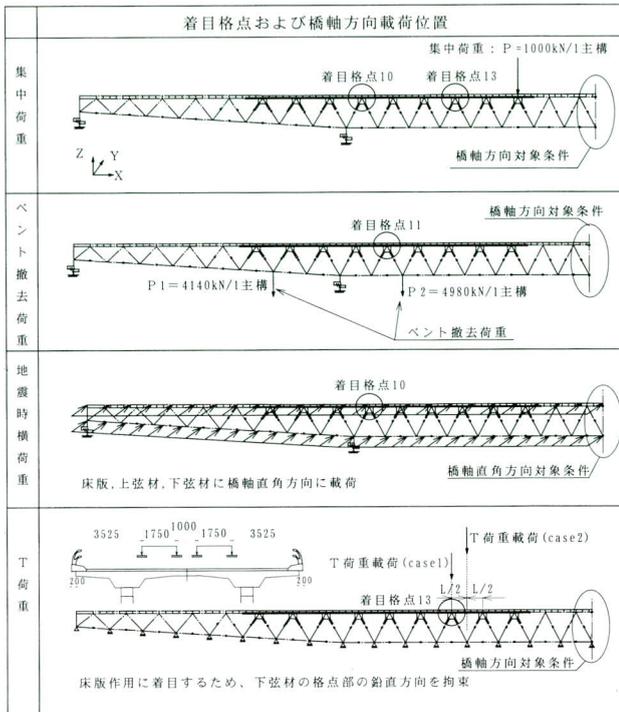


図-26 荷重荷重と着目格点

3) 荷重

荷重荷重状態と着目格点を図-26に示す。

4) 解析結果

解析結果より、PC床版の橋軸直角方向の設計曲げモーメントは道示Ⅱより算出される値以下となることが確認された。以下では、スタッドを対象に詳述するものとする。

①スタッドせん断力分布

部分着目モデルでのベント撤去荷重載荷状態における着目格点部のスタッドに作用する橋軸方向のせん断力分

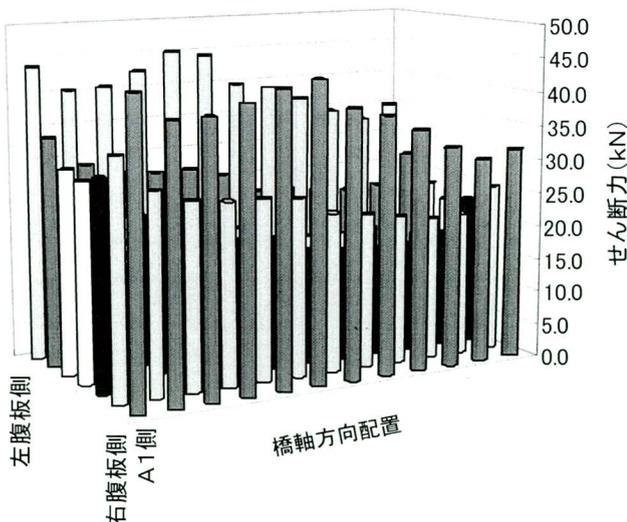


図-27 着目格点におけるスタッドせん断力分布

布を図-27に示す。さらに、各載荷状態における着目格点のスタッドに作用する橋軸方向せん断力（地震時横荷重のみ橋軸直角方向のせん断力）のFEM解析による最大値と平均値の比較を表-6に示す。また、同表に骨組み解析により算出された設計せん断力を示す。

この表より、ベント撤去荷重載荷時の着目格点11と地震時横荷重載荷時の着目格点10では、せん断力の（FEM最大値）／（骨組み解析設計値）の比が実験結果の1.2を越える値となっており、詳細設計に反映することにした。

表-6 スタッドせん断力のFEM解析結果 (N)

荷重ケース	着目格点	FEM解析結果			骨組み解析 ③設計値	比較 ①/③
		①最大値	②平均値	①/②		
集中荷重	格点10	9492	5396	1.76	7712	1.23
	格点13	21235	16463	1.29	24315	0.87
ベント撤去	格点11	45152	27055	1.67	34239	1.32
地震時横荷重	格点10	24766	15024	1.65	16971	1.46

②スタッドの引張力

部分着目モデルでの各載荷状態における着目格点部のスタッドに作用する軸力のFEM解析結果を表-7に示す。この表より、ベント撤去荷重載荷時の着目格点11および地震時横荷重載荷時の着目格点10において、最大せん断力に対して10%を越える引張力が生じていることが判る。よって設計ではこの引張力の影響を考慮するものとした。なお、T荷重載荷により生じるスタッド引張力は許容引張力の0.3%以下と非常に小さいため無視した。

表-7 スタッド軸力のFEM解析結果

荷重ケース	着目格点	軸力(N)				比率 ④/①
		①最大せん断力(N)	②最大値	③最小値	④絶対最大値	
集中荷重	格点10	9492	1114	-944	1114	0.12
	格点13	21235	3121	-40	3121	0.15
ベント撤去	格点11	45152	23432	-1106	23432	0.52
地震時横荷重	格点10	24766	47596	-4258	47596	1.92

③スタッド高の床版内部応力に対する影響

図-28にスタッド引張力が大きいベント撤去荷重載荷時におけるスタッド最大引張力発生位置での主応力図を示す。この図より今回適用したスタッド高500mmでは、スタッドの引張力による影響はせん断力により応力が卓

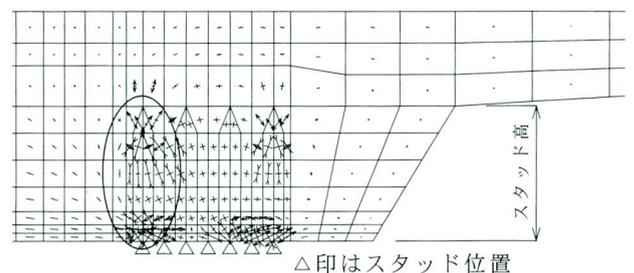


図-28 スタッド最大引張力発生位置での主応力図

越する領域には達しておらず、適切な高さであったと考えられる。

#### 5) まとめ

以上の解析結果より、以下に示す結論が得られた。

- ・ PC床版の橋軸直角方向の設計曲げモーメントは、道示Ⅱによる値が適用可能である。
- ・ 格点部の各スタッドの分担せん断力は均等ではないが、(FEM解析の最大値) / (骨組み解析による設計値) の比は、ベント撤去荷重載荷時および地震時横荷重載荷時を除き、別途実施した格点部載荷実験による比率である1.2以下であった。
- ・ ベント撤去荷重載荷時における着目格点11および地震時横荷重載荷時における着目格点10においては、各スタッドせん断力の不均等および引張力の影響が大きいため、本解析結果を設計に反映するものとした。
- ・ スタッド高を500mm確保することは、スタッド軸力の影響が床版内部のスタッドせん断力による応力の卓越した領域に及ばないため有効であった。

## 6. あとがき

現在、椿原橋は平成14年7月の竣工に向けて張出し架設の進行中である。本橋は世界遺産に登録された「白川村、荻町伝統的建造物群保存地区」合掌集落の近傍に位置するため、完成後は多くの人々にその姿を見せてくれるはずである。

最後に、本橋の設計・施工にあたりご指導を賜りました日本道路公団中部支社および清見工事事務所の方々をはじめ、JV構成会社の住友建設の方々に対し深く感謝の意を表します。

## <参考文献>

- 1) 永谷, 坂根, 能登, 太田: 複合トラス橋のトラス上弦材と場所打ちPC床版の接合部に関する載荷実験, 宮地技報, No.17(2001)
- 2) 阿部英彦, 中島章典: 合成トラスおよびアーチ橋の実験的研究, 合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集1989.9
- 3) 三輪寛, 長澤徹, 依田照彦, 鈴木俊光, 熊谷洋司: ガセットプレートとスタッドを用いた複合トラス橋の格点構造に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1475~1484, 1998.3
- 4) 大谷恭弘: アンカー材としてスタッドを用いた場合の強度・変形評価, 頭付きスタッドの押し抜き試験方法の標準化(案) 研究報告会講習会資料, 1996.11
- 5) 水口和之, 小松秀樹, 松野進, 小野辺良一, 倉田幸宏: プレキャストPC床版用スタッドの強度特性に関する解析的検討—員弁川橋—, 土木学会第54回年次学術講演会, I-A155, pp.310~311, 1999.3
- 6) 水口和之, 小松秀樹, 小野辺良一, 宮地崇, 松野進: プレキャストPC床版用スタッドの強度特性に関する実験的検討—員弁川橋—, 土木学会第54回年次学術講演会, I-A156, pp.312~313, 1999.3
- 7) 石川島播磨重工(株), 日立造船(株)員弁川橋(鋼上部工) 工事共同企業体: 第二名神高速道路 員弁川橋(鋼上部工) 工事 スタッドせん断耐力試験報告書, 日本道路公団 名古屋建設局 四日市工事事務所, 1999.11  
2001.11.27 受付

## グラビア写真説明

### 椿原橋(鋼上部工) 工事

椿原橋は、トラス上弦材とPC床版とを合成しPC床版に主構としての機能を持たせた複合トラス橋で、床版2方向にPC鋼材を配置することにより床版の剛性・耐力を高め、従来のトラス橋にある上横構や床組構造を省略した合理化トラス橋です。

現場は岐阜県と富山県の県境で、世界文化遺産の「白川村、荻町伝統的建造物群保存地区」合掌集落の近傍に位置しています。(合掌造りの建物は必見です。) 深い山あいの豪雪地帯ですから、現場工事は冬季休止期間(12月1日~4月15日まで)が設けられておりますが、実質的な現場作業期間が短くなってしまふことから、工期に間に合うよう急ピッチで作業を進めています。  
(菊地)

# 複合トラス橋のトラス上弦材と場所打ちPC床版の 接合部に関する載荷実験

## Loading Test for Connection between an Upper Chord and a Cast-in-Place PC Floor Slab in a Composite Truss Bridge (Tsubakihara Bridge)

永谷 秀樹\*<sup>1</sup> 坂根 秀和\*<sup>1</sup> 能登 宥愿\*<sup>2</sup> 太田 貞次\*<sup>3</sup>  
Hideki NAGATANI Hidekazu SAKANE Hiroyoshi NOTO Teiji OTA

### Summary

The Tsubakihara Bridge is a composite truss bridge in which the upper chord of the truss and the cast-in-place PC floor slab are combined with stud shear connectors. This bridge is constructed by the following method: First, rubber pads are provided on the upper chord after the erection of the truss to introduce the prestressing into the floor slab effectively. Next slab concrete is cast with making voids, which are used in conjunction with the upper chords around the stud shear connectors. Then, by casting concrete into the voids of the slab after the prestressing work, the floor slab and the upper chord are combined to create composite action. Static and repeated loading tests were carried out on specimens produced by the above method. This paper reports on fatigue resistance and the structural behavior of the connection between the upper chord and the floor slab in the ultimate state on the basis of the loading tests for the Tsubakihara Bridge.

キーワード：複合トラス橋，PC床版，接合部，スタッド，静的載荷実験，疲労載荷実験

### 1. 実験の目的

椿原橋は、スタッドを用いてトラス上弦材と場所打ちPC床版を合成した複合トラス橋である。ここでは、PC床版に主構としての機能を持たせるとともに、床版の2方向をプレストレッシングすることにより床版の剛性・耐力を高め、上横構や床組構造を省略し構造の合理化・コスト削減を図っている。また現場施工は、トラス上弦材とPC床版を合成させながら張り出し架設する方法を採用している。そのため、橋軸方向の所要プレストレス量が非常に大きくなり、橋軸方向プレストレッシング時に有効プレストレス量が鋼部材の抵抗により減少しない構造上の工夫が要求された。その方法として、スタッドを格点部に主に配置するとともに格間部にもある程度分散配置し、床版打設時にスタッド部の箱抜きを行う。さらに、箱抜き部以外の上弦材上にゴムパッドを敷いて上弦材とコンクリート床版を縁切りした状態でプレストレッシングする施工方法を採用している。

本実験では、この施工方法により施工した試験体を使

用して、橋軸方向プレストレス導入量に対する箱抜きおよびゴムパッドの影響を調べるとともに、スタッドによる応力伝達状況を調べ接合部の設計法に関する知見を得るとともに、上弦材とコンクリート床版の接合部の耐疲労性、終局荷重載荷状態での挙動について検証する。

### 2. 実験の概要

#### (1) 実験の着目点

実験では、次の各項目に着目している。

- ①コンクリート床版に導入される軸方向プレストレス量と鋼材の応力変化
- ②スタッドによる鋼とコンクリート接合部の応力伝達機構
- ③格点部の疲労性状（載荷回数増加に伴う部材ひずみ・ひび割れ・スタッド挙動の変化）と耐疲労性
- ④格点部の終局状態（終局荷重載荷時のコンクリートと上弦材のズレ量・変位量・ひび割れの進展・スタッド

\*技術本部設計部設計一課

\*技術本部技術開発部部長

\*技術本部技術開発部技術開発課課長

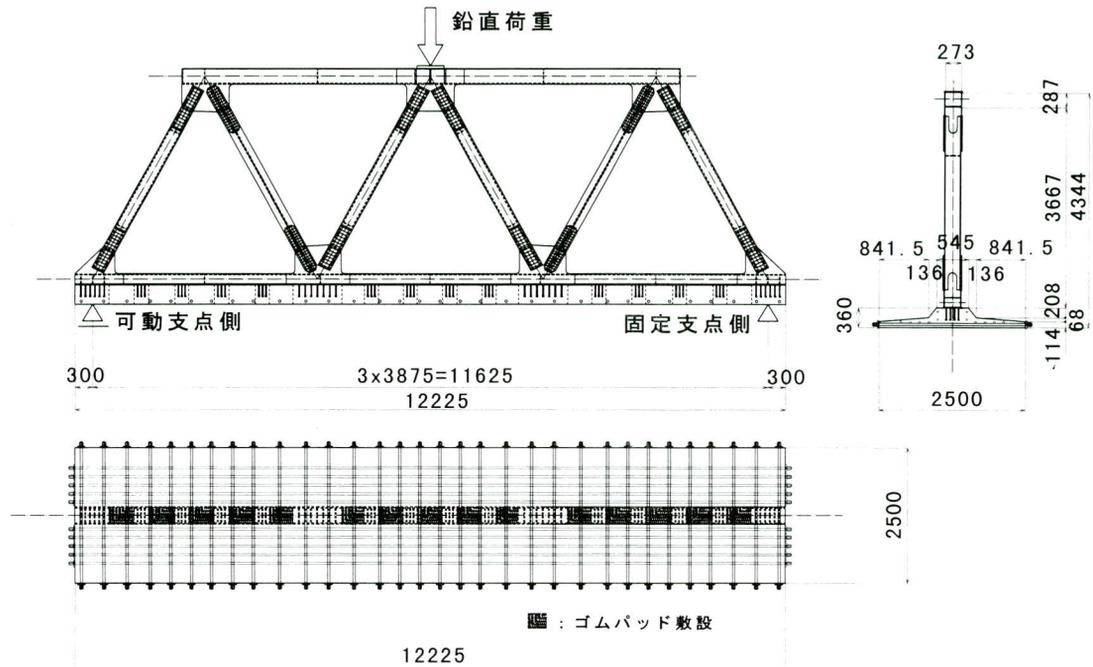


図-1 試験体諸元 (試験体A, B)

の挙動)

- ⑤ 格点の箱抜き部における橋軸直角方向プレストレッシングの有無に伴う強度・耐久性の比較

## (2) 試験体

試験体は、実橋における中間支点部近傍の着目格点に対して、格点位置・格間におけるトラス上弦材とPC床版間の力の伝達を追跡できるように、上弦材3格間を取り出した縮小トラスモデル（骨組寸法縮尺1/2.5、部材寸法縮尺1/2.2）を使用した（図-1参照）。なお、試験体は、箱抜き部の橋軸直角方向プレストレス導入時期をパラメータとした2種類と、箱抜き部・ゴムパッドを設けない比較用試験体の合計3体とした。実験パラメータを表-1に示す。

表-1 実験パラメータ

試験体	ゴムパッド	ジベル部 箱抜き	プレストレス導入時期		
			橋軸方向	橋軸直角方向	
				一般部	箱抜き部
A	有	有	先締め	先締め	先締め
B	有	有	先締め	先締め	後締め
C	無	無	同時期	同時期	同時期

鉛直荷重Vは、格点部のスタッドに作用する水平せん断応力が試験体と実橋で等価となるよう決定した。

## (3) 使用材料

試験体に使用した材料およびコンクリートの配合をそれぞれ表-2, 3に示す。

表-2 使用材料

鋼材	SM490 (t=9~32mm), SM400 (t=9~22mm)
スタッド	SM570 (φ16×220)
鉄筋	SD345 (D22, D16, D13), SD295A (D10, D6)
PC鋼材	縦締め 1S21.8 (SWPR19) 横締め 1S12.7 (SWPR7B)
コンクリート	早強ポルトランドセメントコンクリート 設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup> , スランプ 8 cm 空気量 4.5%

表-3 コンクリートの配合

種別	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	水 W (kgf)
P2-2	41.1	40.5	142
セメント C (kgf)	細骨材 S (kgf)	組骨材 G (kgf)	混和剤 AD (kgf)
345	752	1,104	2,588

## (4) 実験項目および実験要領

実験は次の4項目に対して行った。

- ① PC床版のプレストレスング時を対象とした静的載

荷実験

- ②設計荷重（死荷重+活荷重最大： $V_U=3785\text{kN}$ ）を対象とした静的載荷実験
- ③（死荷重+活荷重最大： $V_U=3785\text{kN}$ ）、（死荷重+活荷重最小： $V_L=2193\text{kN}$ ）を上下限とする200万回繰り返し載荷による疲労実験
- ④終局荷重（ $1.3\times$ 死荷重+ $2.5\times$ 活荷重： $V_{UL}=6474\text{kN}$ ）を対象とした静的載荷実験

荷重載荷要領および実験要領を次に述べる。①についてはコンクリート床版を型枠・支保工で支持した状態で橋軸直角方向、橋軸方向の順にプレストressingした。また②～④については、試験体を上下反転させ、線支承により単純支持した状態で下弦材の中央格点において鉛直荷重Vを載荷した（図-1参照）。

各検討に必用なデータを収集するため、ロードセル、変位計、1軸・3軸ひずみゲージ（鋼、コンクリート）、埋め込みゲージ、パイ型変位計および熱伝対を試験体に設置した。計測機器取付位置については実験結果の考察の中で適宜示す。

### 3. FEM解析

実験に先立ち、試験体の変位や各部材に発生する応力状態等を把握するために3次元FEM解析を行った。試験体A、Bについてはプレストressing時のスタッド箱抜き部の影響を考慮するため、箱抜き部のモデル化を行い、コンクリート硬化後は箱抜き部でトラス上弦材と合成させた。試験体Cについては箱抜き部を設けず、プレストressing時に鋼部材が抵抗するとして解析した。

解析モデルは対称性を考慮して橋軸方向に1/2とし、床版はソリッド要素、上弦材はシェル要素、斜材はシェル要素と梁要素、下弦材は梁要素で、それぞれモデル化した。スタッドは、格点部近傍については梁要素を用いて詳細なモデル化を行い、その他の位置ではバネ要素を使用した。なお、スタッド以外の床版と上弦材の接触面は、鉛直方向の圧縮力のみを伝達可能なギャップ要素により結合した。

解析結果については、4.の中で実験結果とともに示す。

### 4. 実験結果および考察

#### (1) プレストressing時の挙動

#### 1) 鋼上弦材に伝達される応力とゴムパッドの挙動

図-2にトラス上弦材のひずみゲージ位置を、また表-4にプレストressingにより上弦材上フランジに発生した橋軸方向ひずみをそれぞれ示す。

表-4より、試験体Cでは $-170\mu$  ( $-35.7\text{N/mm}^2$ )のひずみが発生するのに対して、ゴムパッドを敷設した試験体A、Bでは最大 $-19\mu$ と小さい。このことから、スタッド部の箱抜きとゴムパッドの敷設により、上弦材に伝達される応力が大きく低減されることがわかる。

橋軸方向プレストressing時に試験体A、BのゴムパッドがPC床版の弾性変形に追随してせん断変形したと仮定すると、ゴムパッドに作用する水平力は摩擦力より大きくなる。また、橋軸方向プレストressing時のトラス上弦材の実測ひずみは $-11\mu$ （試験体AのSUW08）であり、ゴムパッドのせん断変形から計算したひずみ（ $-163\mu$ ）と比較すると小さい。したがって、橋軸方向プレストressing時にPC床版とゴムパッドの表面において滑りが発生したものと推察される。

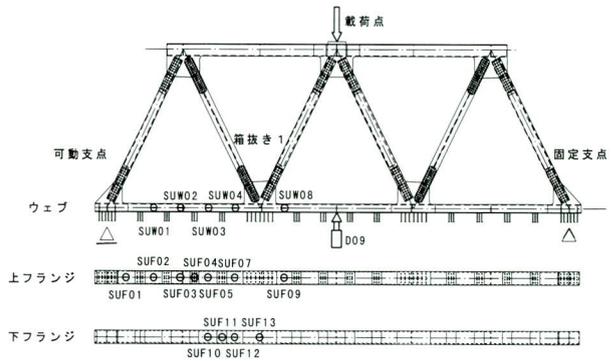


図-2 トラス上弦材ひずみゲージ位置

表-4 上弦材上フランジの橋軸方向ひずみ ( $\mu$ )

計測位置	試験体	プレストressingの方向	
		橋軸直角方向	橋軸方向
SUF03	A	16	-19
	B	29	-14
	C	14	-159
SUF04	A	18	-18
	B	29	-16
	C	13	-170

#### 2) PC床版に導入されるプレストレス

図-3にPC床版上面ひずみゲージ位置を、また図-4、5に橋軸方向ひずみの橋軸方向、橋軸直角方向分布をそれぞれ示す。

図-4より構造中心線上における床版上面のひずみは

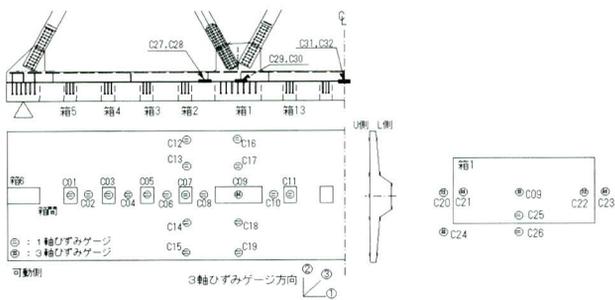


図-3 PC床版上面のひずみゲージ位置

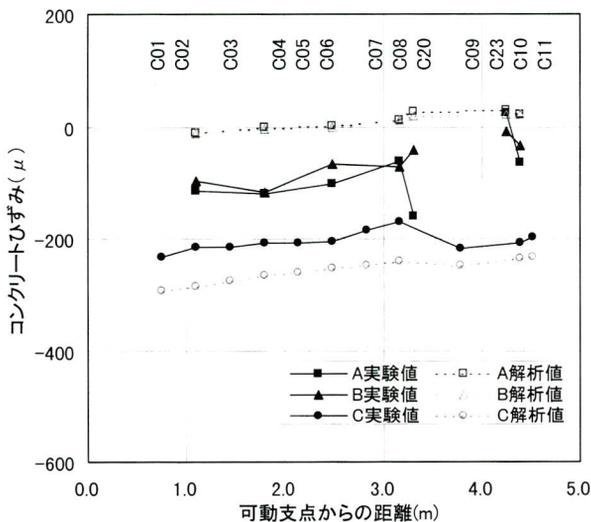


図-4 PC床版橋軸方向ひずみ分布 (橋軸方向)

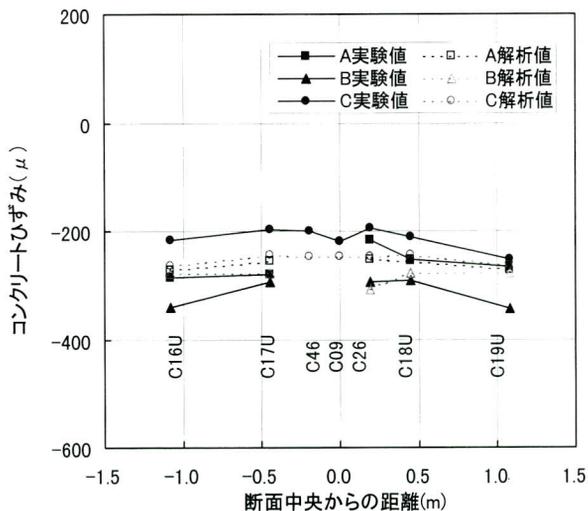


図-5 PC床版橋軸方向ひずみ分布 (橋軸直角方向)

試験体Cと比較して試験体A、Bでは1/2程度と小さい。また、橋軸方向プレストレスによる箱抜き間コンクリートのひずみは張り出し部のひずみ(図-5より250~350 $\mu$ )の3~4割程度となった。これは、上弦材の箱抜きによる部材欠損の影響であると考えられる。

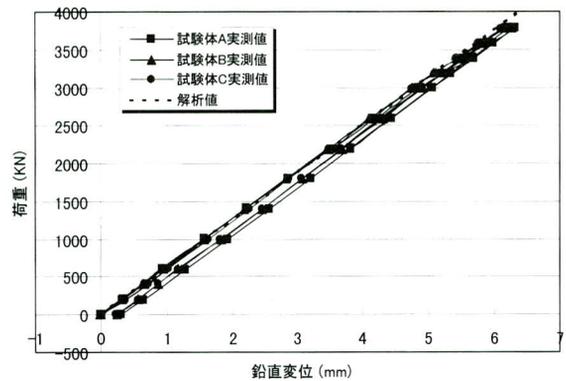


図-6 設計荷重載荷時の荷重-鉛直変位関係

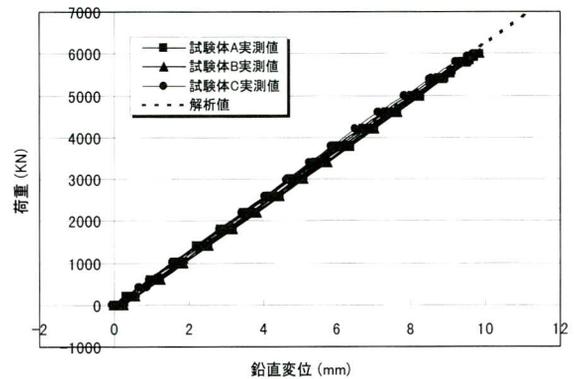


図-7 終局荷重載荷時の荷重-鉛直変位関係

## (2) 静的載荷試験時の荷重-鉛直変位関係

図-6、7に設計荷重載荷時と終局荷重載荷時における試験体A~CのPC床版中央位置(D09)の荷重-鉛直変位関係を示す。

設計荷重載荷時には各試験体とも約0.3mmの残留変位が生じているが、終局荷重載荷時には残留変位がほとんど生じていない。また、いずれの試験体においても顕著な非線形性は見受けられず、FEM弾性解析値ともよく一致している。したがって、全ての試験体において構造全体に顕著な剛性低下はなく、箱抜き部・ゴムパッドの有無およびひび割れが構造全体の变形に及ぼす影響は微細なものであったと判断できる。

## (3) トラス上弦材への力の伝達

図-8に設計荷重載荷時のトラス上弦材上フランジの橋軸方向ひずみを橋軸方向位置をパラメータとして示す。

図より、格点近傍のSUF07、SUF09のひずみ分布で試験体毎のひずみ分布に多少のばらつきが見受けられる

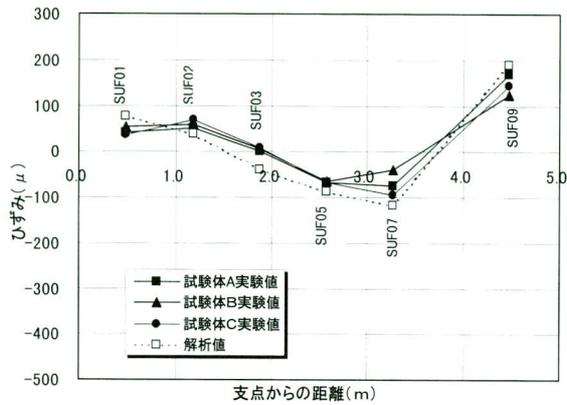


図-8 上弦材上フランジの橋軸方向ひずみ分布

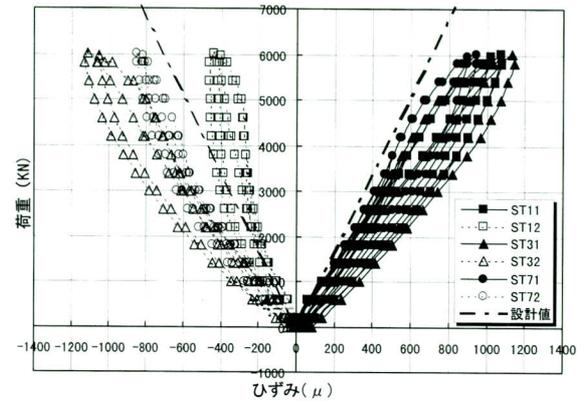


図-10 スタッドの荷重—ひずみ (1軸ゲージ) 関係 (終局荷重載荷時)

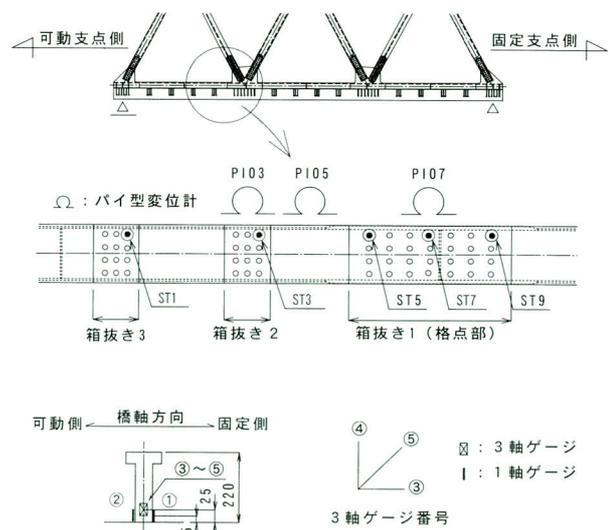
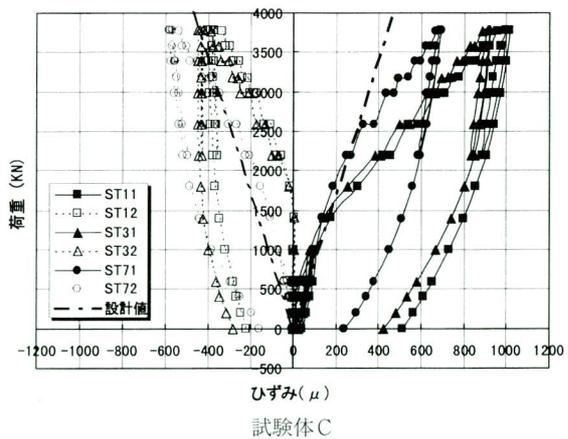
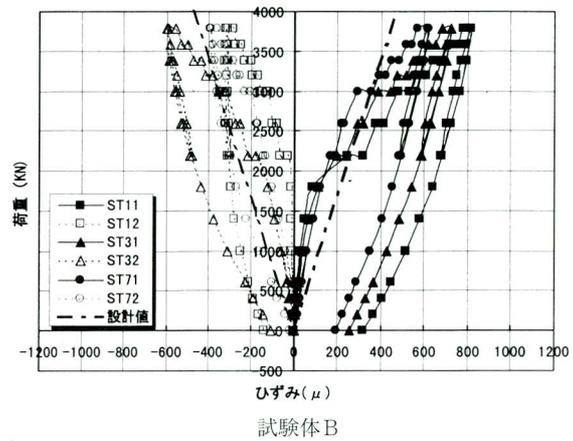
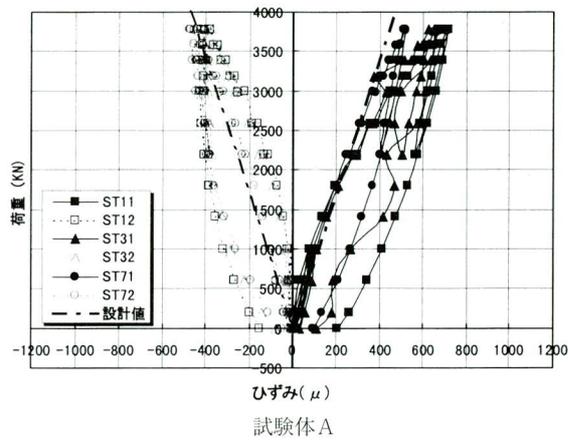


図-9 スタッドの荷重—ひずみ (1軸ゲージ) 関係 (設計荷重載荷時)

が、格間部では全ての試験体で同様の分布形状を示している。また、FEM弾性解析値との比較においても、ほぼ同様な傾向を示す。

このことから、トラス斜材から直接大きな力を受ける格点部においても箱抜きの有無による影響はほとんどみられず、各試験体のPC床版から上弦材への力の伝達はほぼ同様な挙動を示すと考えられる。

#### (4) スタッダの挙動

##### 1) スタッダの荷重－ひずみ関係

図-9に設計荷重最大時におけるスタッダの荷重－ひずみ関係を示す。また、終局荷重最大時における各試験体の荷重－ひずみ関係はほぼ同様な挙動となるため、代表して試験体Bの実験結果を図-10に示す。これらの実験結果より以下の知見が得られた。

- ①各試験体とも、処女載荷時において試験体のなじみの影響による残留ひずみが生じており、3試験体の中で試験体Cの残留ひずみが最も大きい。しかし、全ての試験体で設計荷重載荷範囲における急激なひずみ増加は見受けられない。
- ②終局荷重載荷時において、各試験体のスタッダとも床版上縁のひび割れ発生荷重（5000kN付近）以降若干の非線形性が見られるものの、残留ひずみは少なく、スタッダは十分な耐力を維持していると判断される。
- ③上弦材上フランジにゴムパットを敷設していない試験体Cの格間部のスタッダ（ST1、ST3）で、処女載荷時のみ荷重が約1500kNまでひずみが全く増加せず、上弦材上フランジとPC床版の付着の影響が認められた。しかし、付着切れ直後にひずみが急増しており、残留ひずみは3試験体の中で最大となった。一方、格点部のスタッダ（ST7）では、この様な付着の影響は認め

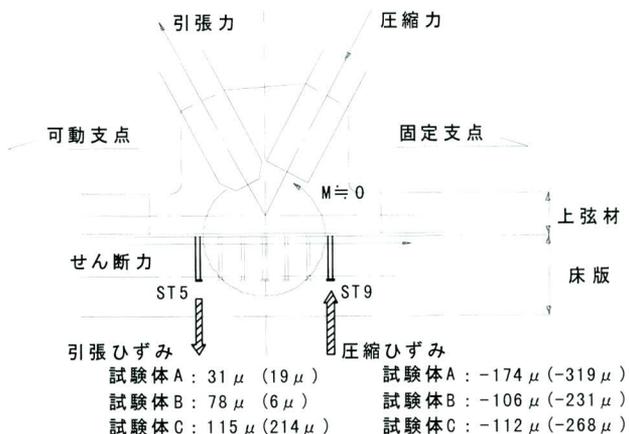


図-11 格点部スタッダの軸方向ひずみ（設計荷重最大時）

られなかった。

##### 2) スタッダに作用する軸力

図-11、12に、設計荷重最大時の格点部スタッダの軸方向ひずみおよび格点部（箱抜き1）のスタッダの終局荷重載荷時における荷重－軸方向ひずみ関係をそれぞれ示す。これより次のことがわかる。

- ①設計荷重最大時に格点部（箱抜き1）のスタッダに発生する軸方向ひずみは115  $\mu$  ~ 174  $\mu$  と非常に小さく、軸方向応力も許容引張応力度の16%以下である。また終局荷重載荷時においても、スタッダの軸方向応力は基準降伏応力度の14%以下と小さい。
- ②終局荷重載荷において、各試験体とも荷重が2000kN付近でスタッダに生じる軸力が圧縮側から引張側に転じる非線形挙動が見られる。しかし、設計荷重載荷時には線形的な挙動で、FEM弾性解析値とほぼ同様な傾向を示した。

##### 3) 格点部スタッダのせん断力分担特性

設計荷重最大時における各試験体の、スタッダに貼付した3軸ゲージより算出したせん断ひずみの橋軸方向分布を図-13に示す。また、格点部の各スタッダのせん断力分担割合を調べるため、スタッダの1軸ゲージより算出した曲げひずみを表-5に示す。これより格点部のスタッダについて以下のことが考察された。

- ①格点部と格間部に分散配置したスタッダのせん断ひずみ分布は、各試験体ともほぼ同様な傾向を示し、FEM弾性解析値とも対応している。また、各スタッダのせん断ひずみがほぼ等しいことから、スタッダの配置本数が多い格点部よりトラス部材から軸力を床版に伝達すると判断される。

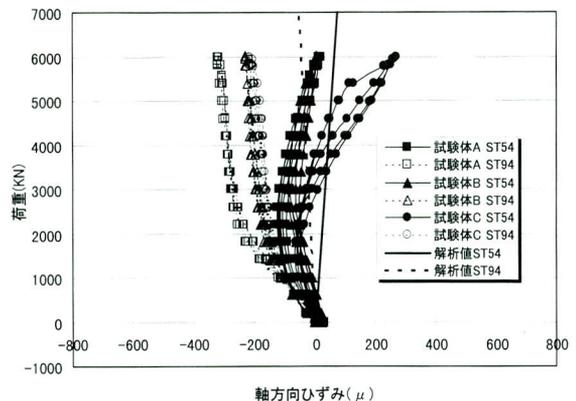
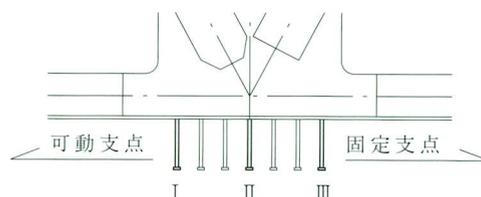


図-12 スタッダの荷重－軸方向ひずみ関係（終局荷重載荷時）

表一五 格点部スタッドにおける曲げひずみ ( $\mu$ ) と分担率

設計荷重	試験体	I	II	III	平均値 ①	最大値 ②	比率 ②/①
		A	460	487	291	450	487
終局荷重	試験体	I	II	III	平均値 ①	最大値 ②	比率 ②/①
		A	733	785	453	721	785
終局荷重	試験体	I	II	III	平均値 ①	最大値 ②	比率 ②/①
		B	666	896	319	761	896
終局荷重	試験体	I	II	III	平均値 ①	最大値 ②	比率 ②/①
		C	717	769	375	694	769

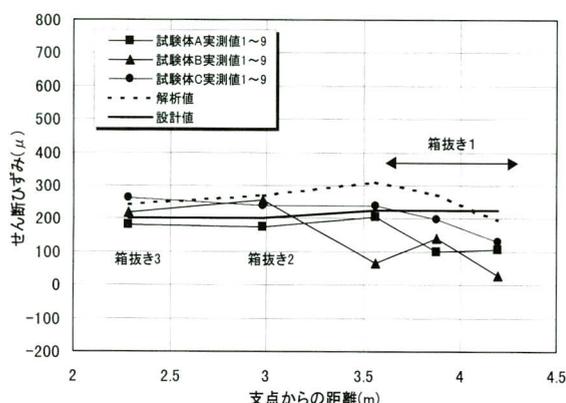


注) 曲げひずみ  $\epsilon_b$  は次式により計算した.

$$\epsilon_b = (\epsilon_2 - \epsilon_1) / 2$$

ここに,  $\epsilon_2$ : スタッド1軸ゲージの圧縮ひずみ

$\epsilon_1$ : スタッド1軸ゲージの引張ひずみ



図一三 スタッドのせん断ひずみの橋軸方向分布 (設計荷重時)

の2体と比較して小さいが、0.08mmの残留ひずみが生じた。ただし、付着の影響が認められるのは処女載荷においてのみであった。

③設計荷重時におけるPC床版と上弦材の相対変位量は箱抜き部を有する試験体Aが最大、箱抜き部の無い試験体Cが最小となり、箱抜きとゴムパッド敷設の有無によるPC床版と上弦材の一体性に対する影響が認められた。

また、箱抜き部に橋軸直角方向のプレストレスを導入した試験体Bは、試験体Cとほぼ同等の相対変位量となっていることから、プレストレスによる一体性の向上が確認された。

④終局荷重時における各試験体の最大変位はともに0.3mm以下であり、残留相対変位も0.03mm以下とほとんど生じていない。これより、終局荷重時においてもスタッドはずれ止めとして十分な耐力を有していることが確認された。

②格点部のスタッドに生じる曲げひずみの最大値と平均値との比率は、設計荷重時で1.08～1.21、終局荷重時で1.09～1.18となる。一方、FEM弾性解析では両者の比率は1.21となり、実験値はFEM弾性解析値とほぼ同じか若干小さい値となる。

#### (5) 上弦材とPC床版の相対変位および付着の影響

設計荷重時における各試験体のPC床版と上弦材の荷重-相対変位関係を図一四に、終局荷重時の実験結果の一例として試験体Bの結果を図一五にそれぞれ示す。これらの実験結果より以下の知見が得られた。

①設計荷重時におけるPC床版と上弦材の相対変位は、試験体A、Bでは急激な増加は示さず、最大変位で0.2mm以下、残留変位も0.05mm以下となった。

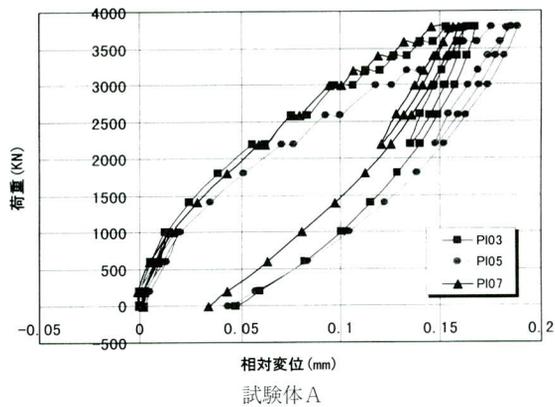
②試験体Cでは1500kNまでほとんど相対変位は増加せず付着の影響が認められた。これは、格間部 (PI03、PI05) において顕著であり、格点部 (PI07) では見られなかった。付着が切れた荷重は死荷重の40%程度で、付着の切れた直後に相対変位が急増し、最大変位は他

#### (6) 上弦材と床版接合部の耐疲労性

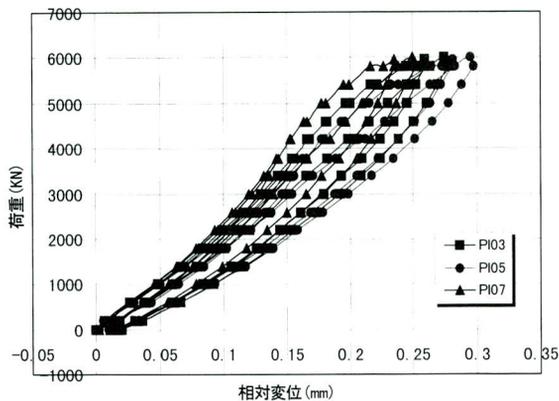
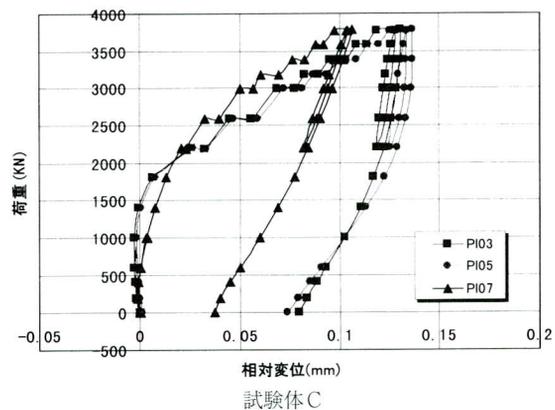
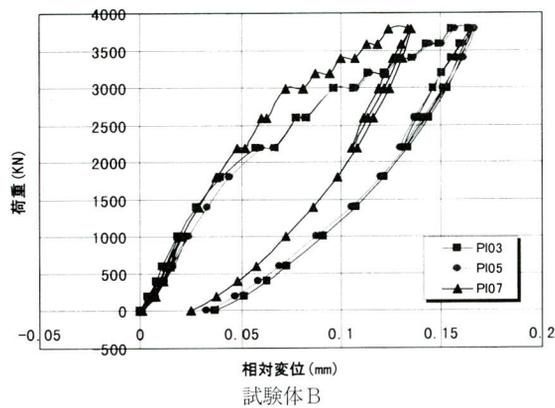
1) 繰り返し載荷に伴うスタッドのひずみおよびPC床版と上弦材間の相対変位の推移

格間部の箱抜き3のスタッド(ST1)と、格点部の箱抜き1のスタッド(ST7)におけるスタッド軸方向ひずみ振幅の推移を図一六に示す。また、格点部および格間におけるPC床版と上弦材との相対変位振幅の推移の一例として試験体Bの実験結果を図一七に示す。この結果より以下の知見が得られた。

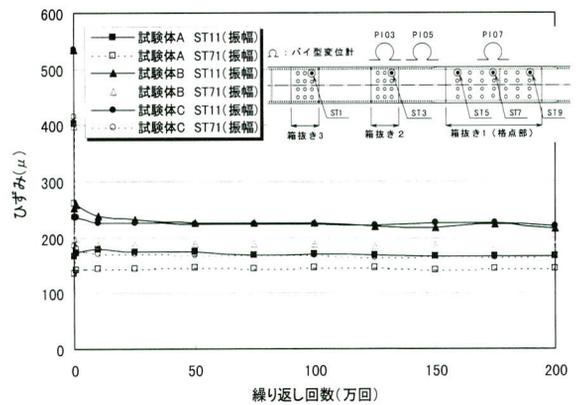
①スタッドの軸方向ひずみ振幅については、繰返し回数が0～1000回時に試験体のなじみにより振幅が多少変動しているが、1000回以降の繰返し載荷による振幅の増加は認められない。



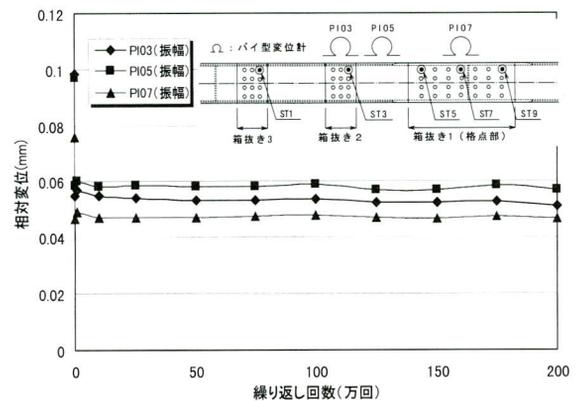
図一四 PC床版と上弦材間の荷重—相対変位関係（設計荷重載荷時）



図一五 PC床版と上弦材間の荷重—相対変位関係（終局荷重載荷時）



図一六 スタッドひずみ振幅の推移



図一七 上弦材とPC床版間相対変位振幅の推移

- ②PC床版と上弦材間の相対変位の振幅は、載荷回数が増加に伴う振幅の増加は認められない。
- ③上記①、②より、設計最大荷重の42%（スタッドのせん断応力度の振幅は60N/mm<sup>2</sup>）の荷重振幅で200万回繰返し載荷に対しても、全試験体でPC床版と上弦材の接合部は十分な耐疲労性を有すると判断できる。

2) 繰返し載荷に伴うスタッドの荷重—ひずみ関係および荷重—PC床版と上弦材間の相対変位関係の推移  
 荷重載荷前（0回）、1000回および200万回載荷後のスタッド軸力の荷重—ひずみ関係の推移の一例として試験体Bの格間部の計測点ST4における実験結果を、またPC床版と上弦材間の荷重—相対変位関係の推移例として試験体BのPI05の実験結果をそれぞれ図一18、19に示す。

図より、スタッドの荷重—ひずみ関係および荷重—相対変位関係は、いずれの試験体とも処女載荷時を除いて載荷時、除荷時の挙動が載荷回数に係わりなく類似している。また、残留ひずみが生じるのは処女載荷のみであり、それ以降は残留ひずみがほとんど生じていない。したがって、載荷回数の増加に伴って荷重載荷前のスタッド

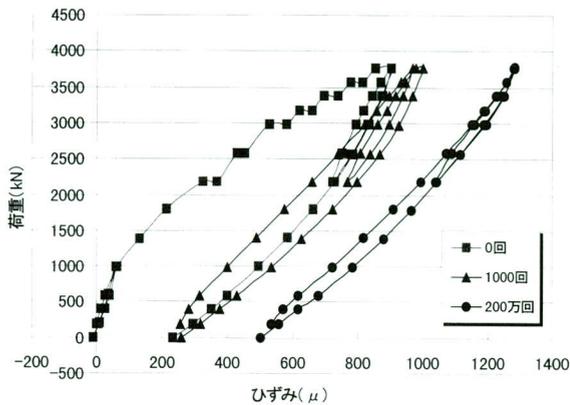


図-18 スタッドの荷重—ひずみ関係の推移

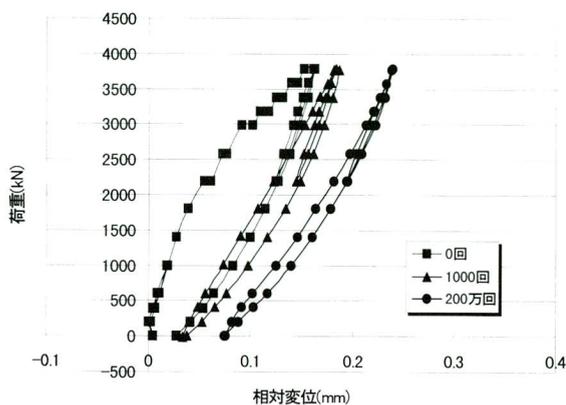


図-19 上弦材とPC床版間の荷重—相対変位関係の推移

ドの軸方向ひずみや相対変位は多少増加するが、接合部の剛性には影響を及ぼさないことがわかる。

## (7) PC床版のひび割れ

### 1) ひび割れ状況

#### ①設計荷重載荷実験

試験体A、Bでは、RC部材である箱抜き部の打継目と内部にのみひび割れが生じ、PC部材にひび割れは生じなかった。一方、試験体Cでは一体構造としており、ひび割れは中間格点部（固定支点側）近傍に0.02mm未満の微細なひび割れが一部目視で確認されたのみであった。

発生したひび割れ幅の構造中心線沿いの合計値を表一

表一 構造中心線におけるひび割れ幅の合計 (mm)

試験項目		試験体A		試験体B		試験体C
		打継目	内部	打継目	内部	
設計荷重載荷実験	小計	0.91	0.18	0.86	0.03	—
	合計	1.09		0.89		0.03
疲労実験	小計	1.53	0.24	1.26	0.04	—
	合計	1.77		1.30		0.90
終局荷重載荷実験	小計	1.73	0.59	1.68	0.58	—
	合計	2.32		2.26		1.84

6に示す。表より、試験体A、Bでは箱抜き部の打継目にひび割れが集中していることが分かる。

#### ②疲労実験

中間格点部（箱1、7）内のひび割れは、試験体Aでは設計荷重載荷実験時に目視で確認されたが、試験体Bでは設計荷重載荷実験時ではなく疲労実験中に確認された。試験体Cは、中間格点部（箱1、7）から張出し部に至るまで多数の幅0.03mm未満の微細ひび割れが細かい間隔(3~10cm)で分散して徐々に発生し、ひび割れが箱抜き部のみに集中して発生した試験体A、Bとは対照的であった。また、構造中心線におけるひび割れ幅の合計値は、試験体Aが最も大きく、続いて試験体Bであり、試験体Cが最も小さかった。

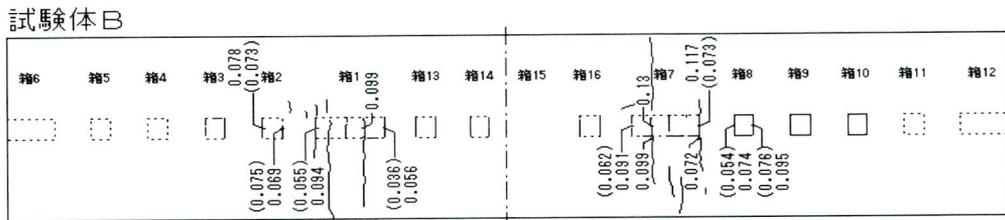
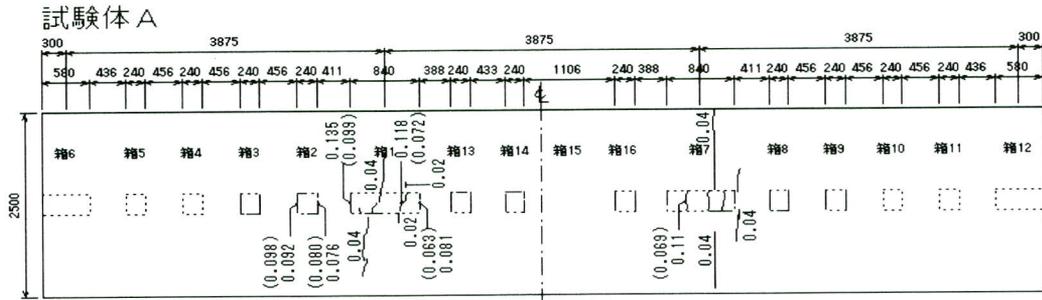
#### ③終局荷重載荷実験

最終ひび割れ状況を図-20に示す。試験体A、Bとも、設計荷重(3785kN)以上で、一般部の格点部横に張出し先端まで及ぶひび割れが発生したが、最大荷重(6000kN)時のひび割れ幅は一般部で0.04mmとなっており、箱抜き内のひび割れ幅より小さいものであった。試験体Cでは疲労実験時に発生していた微細ひび割れの一部分が、最大荷重時に幅0.1~0.2mmまで広がった。

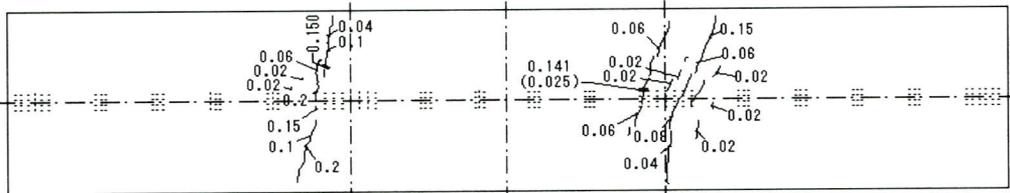
また、全実験を通じて、床版上面の構造中心線沿いのひび割れ幅の合計値は、RCである箱抜き部を有する試験体A、Bの方が試験体Cより大きかった。なお、いずれの試験体のひび割れも除荷に伴いほとんど閉じ、除荷後の残留ひび割れ幅はほぼ0となった。

### 2) ひび割れ抑制

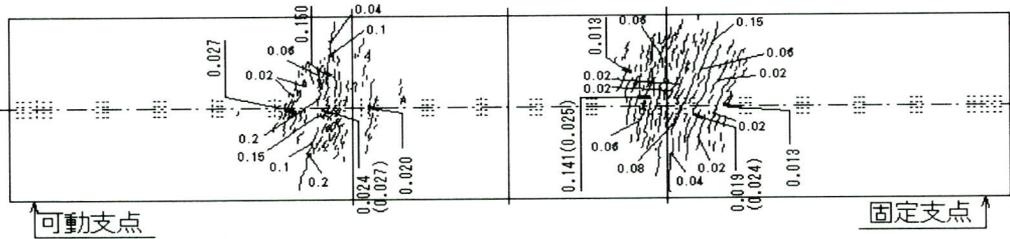
箱抜き部コンクリートに横締めプレストレスを与えた試験体Bは、与えていない試験体Aに比べ、横締めプレストレス導入方向とは平行な打継目におけるひび割れ発生荷重が大きく、ひび割れ幅が小さかった(図-21参照)。これはポアソン比の影響や、箱抜き部と一般部とのせん断伝達性の向上による影響等が考えられ、横締めプレストレスの導入は、その箇所のひび割れ制御に効果がある



試験体C(終局載荷試験において進展または顕著に開口したひび割れ)



試験体C(微細ひび割れも描写した場合)



数字：終局荷重載荷試験時の最大ひび割れ幅 (mm)

( )は疲労試験200万回終了時の最大荷重時におけるひび割れ幅(mm)

図-20 終局荷重載荷実験における最終ひび割れ状況

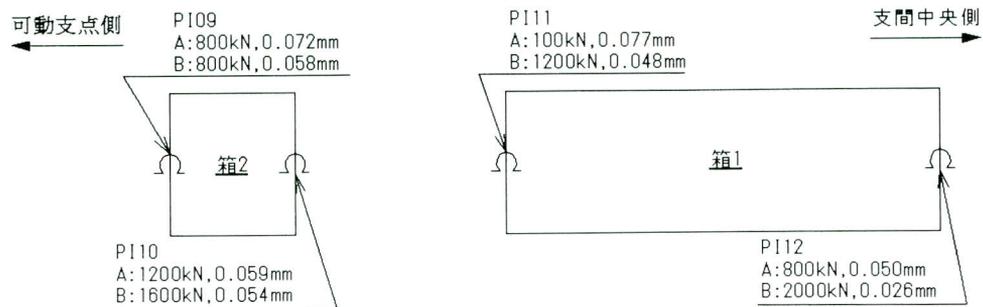


図-21 箱1,2におけるひび割れ発生荷重および設計荷重載荷時のひび割れ幅

と判断される。

### 3) ひび割れ発生後の曲げ挙動

図-22に設計荷重載荷時における鉄筋ひずみの横断面方向分布を示す。

箱1断面における上縁側の鉄筋の実験値に着目した場合、ひび割れの生じた箱抜き内の鉄筋DB3U5、6はひび割れの生じていない張出し部の鉄筋DB1U3、4、DB4U3、4とほぼ等しいひずみを示している。また、全断面有効の剛性を用いた解析値とも極端には違っていない。これより、箱抜きを有する断面において箱抜き内のひずみ分布、曲率はひび割れの生じていない一般部のひずみ分布、曲率と同様であると推察される。即ち、箱抜きを有する断面では箱抜き部と一般部とを合わせた全断面で、力の釣り合いがとられており、箱抜き内にひび割れが生じて一般のRC部材のように鉄筋に急激な応力増加が生じるものではないことが確認された。

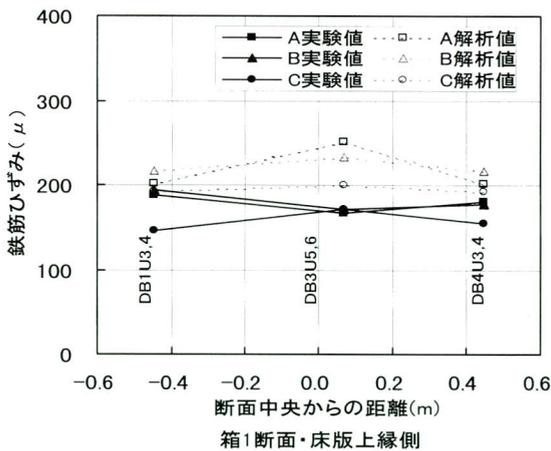
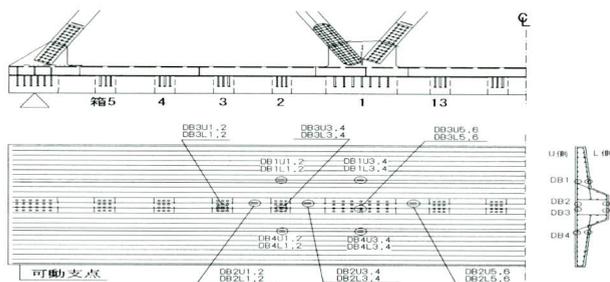


図-22 設計荷重載荷時における鉄筋の横断面方向ひずみ分布

### (8) PC床版の耐疲労性

各試験体とも200万回の繰り返し載荷において、箱抜き部および一般部におけるコンクリート、鉄筋、PC鋼材のひずみ振幅は一定であり、疲労荷重に対して安全であ

ることが確認された。

図-23に試験体A、Bの中間格点部（箱1）における打継目のひび割れ幅の推移を示す。

試験体A、Bにおいて箱抜き打継目に生じたひび割れ幅は、載荷回数の増加に伴い、僅かながらであるが徐々に広がった。しかし、200万回載荷後のひび割れ幅の増加量は0.02mm以下となっている。また、そのときの鉄筋ひずみの増加量は129~136 $\mu$ であり、ひび割れ幅の検討を省略できる場合の制限値(670 $\mu$ )以内であり、耐久性に關与する鋼材の腐食に対しても安全であることが確認された。

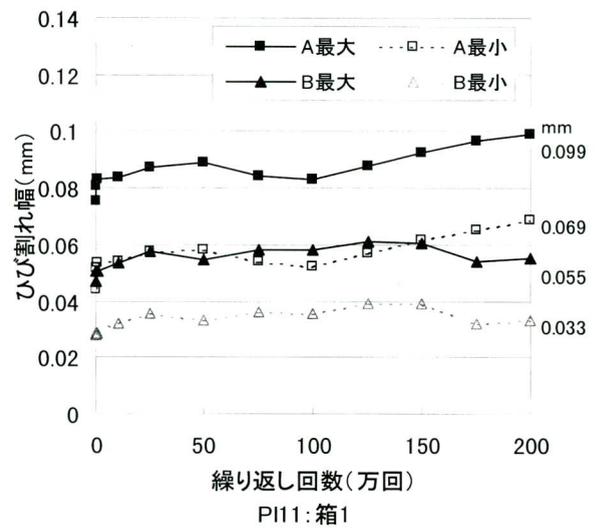


図-23 ひび割れ幅の推移

### (9) 終局荷重載荷時におけるPC床版箱抜き部の一体性

#### 1) 一体性

図-24に終局荷重載荷実験における床版張出し部上縁における荷重-コンクリートひずみ関係を示す。

試験体AおよびBの張出し部上縁(C17U)では、5400kN~5800kNおよび5000~5400kN時にひび割れが発生していると考えられる。このように、一般部のひび割れ発生は試験体Aより試験体Bの方が早かった。この原因は、箱抜き部打継目のひび割れの程度と関連付けて考えられる。即ち、試験体AとBを比較したとき、箱抜き部打継目のひび割れ幅の小さかった試験体Bは、箱抜き部と一般部の一体性が良く、力の伝達性が良い結果、ひび割れ発生が早まったものと考えられる。

#### 2) セン断伝達性能

図-20より、終局荷重載荷時に試験体A、Bでは、箱

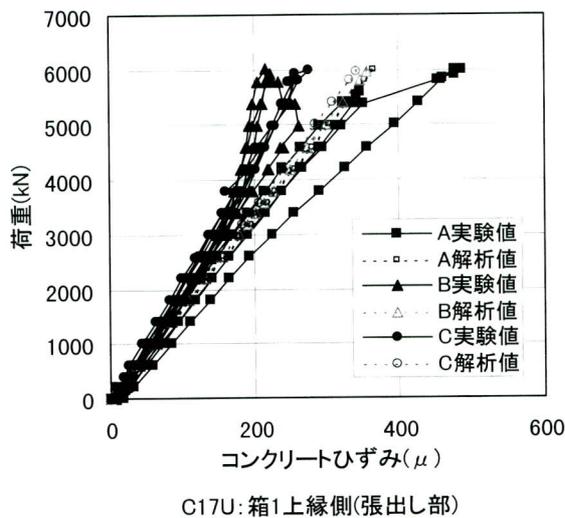


図-24 荷重—コンクリートひずみ関係

抜き部のせん断面の打継目において顕著なひび割れは生じず、即ち、せん断による滑りは見られず、せん断伝達性能は保持されていた。これより、箱抜き部のせん断面の打継目において設計せん断伝達耐力式を満足するように配置した橋軸直角方向鉄筋の量は、安全性を与えるものであることを確認した。

### (10) PC床版内部観察結果

終局荷重載荷実験終了後、PC床版の版厚方向のひび割れ状況ならびにスタッドと接触するコンクリート境界面の付着状況を調べる目的で、スタッド配置部を含む面で試験体を切断した。

図-25に箱1および箱2位置におけるスタッドの2列目と4列目の切断面に挟まれた部分の2列目側内部ひび割れ状況を示す。

#### 【試験体A、B】

a) 箱抜き内部（打継目以外）の曲げひび割れ

床版上面に見られた箱抜き内部のひび割れは全て、スタッドジベルの頭部に到達したものであった。

b) 箱抜き打継目のひび割れ

箱抜き打継目には付着切れと思われるひび割れが生じていた。ただし、(8)で述べたように、打継目におけるひび割れの程度は、部材の耐久性に悪影響を及ぼものではない。しかし、安全をみてその箇所には橋面防水工等、耐久性向上の処置を施す。

#### 【試験体C】

床版上面に見られたひび割れが、内部に進展している様子は見受けられなかった。これより、試験体Cはひび割れが表面に分散して発生したが、床版全体がPC部材で

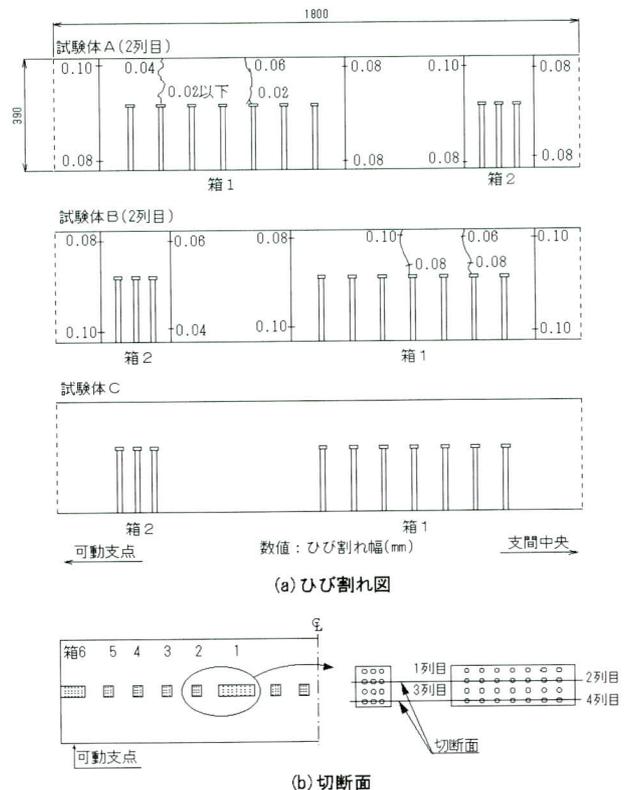


図-25 箱1,2における内部ひび割れ状況

あるために、内部へのひび割れ進展は、プレストレスにより制御できたものと考えられる。

次に、顕微鏡を使用したスタッド周辺の試験体内部観察より、以下の知見が得られた。

- ①一般にスタッドの耐力は、スタッド自身の降伏および周辺コンクリートの支圧限界により決定されるが、各試験体の終局荷重載荷後の内部観察では、スタッド基部のコンクリートに特に変状は認められず、コンクリートはスタッドからの支圧に対して十分な耐力を有していたと考えられる。
- ②スタッドと周辺コンクリートとの境界についても特に損傷は無く、またスタッド自身の残留変形や溶接部の亀裂等の損傷は見受けられなかった。したがって、スタッドは疲労荷重および終局荷重に対して十分な耐力を有していることが確認された。

## 5. まとめ

本実験では、スタッドを用いてトラス上弦材と場所打ちPC床版を合成した複合トラスである椿原橋の縮小部分モデルを用いて、設計における終局荷重までの静的載荷

および200万回の繰り返し載荷実験を行った。本実験結果より、上弦材とコンクリート床版の接合部は十分な耐疲労性、耐荷力を有していることが確認された。さらに、本橋で採用した有効プレストレスを高めるための施工方法の効果についても確認された。

本実験より得られた知見をまとめて以下に示す。

- ①スタッド部の箱抜きと上弦材上にゴムパッドを敷設することにより、床版はゴムパッド上を滑るため、床版の橋軸方向プレストレス時に鋼部材の抵抗により有効プレストレスが低下する現象をほぼ防ぐことが可能となる。
- ②本橋で採用した上弦材と場所打ちPC床版の接合構造は、スタッドのひずみ、上弦材と床版の相対変位、ひび割れ幅の計測結果および床版内部観察結果から、設計における終局荷重および疲労荷重に対して十分な耐力を有していることが確認された。さらに、終局荷重においても、構造全体としてはほぼ線形的な挙動を示していた。
- ③試験体A、Bは、比較のための試験体Cよりひび割れ発生荷重は小さかったが、ひび割れ幅は構造物として問題ない程度であり、それぞれ同等の耐荷力を有していると考えられる。
- ④箱抜き部に対する橋軸直角方向プレストレス時期を変化させた試験体A、Bの比較では、橋軸直角方向にプレストレスされた試験体Bは一般部と箱抜き部の一体性が高まることが確認された。さらに、箱抜き部の橋軸直角方向プレストレスが、特に境界面のひび割れ発生時期・ひび割れ幅の抑制に効果を有することが確認された。
- ⑤トラス部材から床版への軸力伝達は、主に格点部のスタッドのせん断力により行われる。また、この格点部に配置したスタッドに作用するせん断力の分担率（最大せん断力／平均せん断力）は1.2倍程度であった。最後に、本実験結果より得られた知見を、椿原橋におけるトラス上弦材と場所打ちPC床版の接合部の設計・施工に活用する。

## 6. おわりに

本実験は高速道路技術センターの「東海北陸自動車道、鋼トラス橋の合理化構造に関する調査研究委員会（依田照彦委員長）の指導の下に実施されたものであり、委員会メンバーによる多くの貴重な意見を頂きました。また、本実験は社団法人建設機械化研究所の大型疲労試験機を使用して行い、同研究所には多くの協力を頂きました。最後に本実験は、「東海北陸自動車道 椿原橋（鋼上部工）工事共同企業体」の受注工事の一環として実施されたものであり、実験実施にあたり、日本道路公団中部支社および清見工事事務所の方々には多大なるご指導を賜ったほか、設計部会、施工部会、ならびに実験部会の関係各位にはご尽力を頂きました。ここに、謝意を表します。

## <参考文献>

- 1) 三輪寛, 長澤徹, 依田照彦, 鈴木俊光, 熊谷洋司: ガセットプレートとスタッドを用いた複合トラス橋の格点構造に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1475~1484, 1998. 3
- 2) 日本鋼構造協会: 頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状, 1996
- 3) 水口和之, 小松秀樹, 小野辺良一, 宮地崇, 松野進: プレキャストPC床版用スタッドの強度特性に関する実験的検討一員弁川橋一, 土木学会第54回年次学術講演会, I-A156, pp.312~313, 1999. 3
- 4) (社)土木学会: コンクリート標準示方書 [平成8年制定] 設計編, 1996. 3

2001. 11. 27 受付

# マグ溶接における建築鉄骨柱－梁接合部の溶接入熱 およびパス間温度の工場溶接管理方法の検討

## A Method of Controlling Welding Heat Input and Interpass Temperature for Column-to-Beam Joint Connections for Building Steel Frame by Metal Active Gas Welding

大月 喜作\*<sup>1</sup> 千葉 正幸\*<sup>2</sup> 百瀬 善明\*<sup>3</sup> 大月 真一\*<sup>4</sup> 桜井 謙次\*<sup>3</sup>  
Kisaku OTSUKI Masayuki CHIBA Yoshiaki MOMOSE Shin-ichi OTSUKI Kenji SAKURAI

岩波 陽子\*<sup>4</sup>  
Yoko IWANAMI

### Summary

In the steel frame fabrication shop, qualification institution has a qualification requirement to control welding heat input and interpass temperature during the welding of a column-to-beam joint connection. A study was made on the method for measuring the welding heat input and the temperature with the aim of controlling the welding. A practical and rational control method was found that restrains the lowering of the working efficiency.

キーワード：溶接入熱量，パス間温度，溶接施工管理，温度チョーク，熱電対，積層図

### 1. まえがき

建築鉄骨の柱梁接合部の溶接において溶接入熱およびパス間温度に厳しい管理が求められている現状を踏まえ、別稿「軟鋼および高張力鋼用マグ溶接ソリッドワイヤYGW-11, 18を用いた溶接入熱・パス間温度の限界試験と管理値の提案」で一考察を行なった。

現状での溶接入熱およびパス間温度はJIS規定に定められた値を厳守して管理されている。ここでは工場での管理方法を検討するための試行を行なった。

### 2. 検討項目

溶接入熱およびパス間温度を工場で管理するために次の二点について検証を行なった。

#### ① パス間温度測定方法の比較

溶接施工の重要な要素であるパス間温度管理において、その測定には幾つかの方法があり、より正確な温度管理を行なうにはそれぞれの測定方法の特性を知る必要がある。幾つかの測定方法について表示温度および特性を比較し、溶接施工管理に反映する。

#### ② 溶接入熱量の計測方法

溶接入熱量算出には各パスにおける溶接電流、電圧および溶接速度を実測する必要がある。この中で溶接電流、電圧は計器により測定は比較的容易であるが、溶接速度は溶接長と各パス毎のアークタイムを求め算出することから煩雑な作業になる。精度と簡便な計測方法を決定する。

### 3. パス間温度測定方法

#### (1) 温度測定器の種類

パス間温度管理のための温度測定には下記の方法が考えられるが、今回は熱電対、接触式表面温度計、非接触式表面温度計（カメラ型放射温度計）、温度チョークについて試験を行なう。（◎印の項目）

- ◎熱電対（クラス2）
- ◎接触式表面温度計（接触子には熱電対を使用）
- ◎非接触式表面温度計（カメラ型放射温度計）
  - ・接触式表面温度計（小型放射温度計）
- ◎温度チョーク
  - ・示温材

\*<sup>1</sup>松本工場製造部次長兼製造課課長

\*<sup>2</sup>松本工場製造部製造課課長代理

\*<sup>3</sup>松本工場品質管理部品質管理課

\*<sup>4</sup>松本工場製造部製造課

(2) 基準温度の設定

幾つかの測定方法を比較する場合、基準となるべき温度を設定する必要がある。今回は熱電対Kを基準温度として設定する。基準温度として熱電対Kを設定すること

は、この測定機器の接続方法が放電式溶接によって行われるため熱損失が少ない。表-1に熱電対の特性を述べる。熱電対Kクラス2であれば400℃程度のパス間温度測定においては±3℃であり差支えないと判断される。

表-1 熱電対Kの仕様 (JIS C 1602 熱電対 抜粋)

種類	等級	測定範囲	誤差	備考
K	クラス2 (旧呼称0.75級)	-40℃ ~ +333℃ 333℃越え	±2.5℃ ±0.75℃	今回使用
	クラス1 (旧呼称0.4級)	-40℃ ~ +375℃ 375℃越え	±1.5℃ ±0.4℃	

(3) 測定方法

電熱器上に設置した銅板が一定温度になるように電熱器の出力をスライダックで調整し、熱電対Kの表示温度

を目的の試験温度に安定的に一定時間保持させ、それぞれの測定温度時の銅板面において測定を行なう。

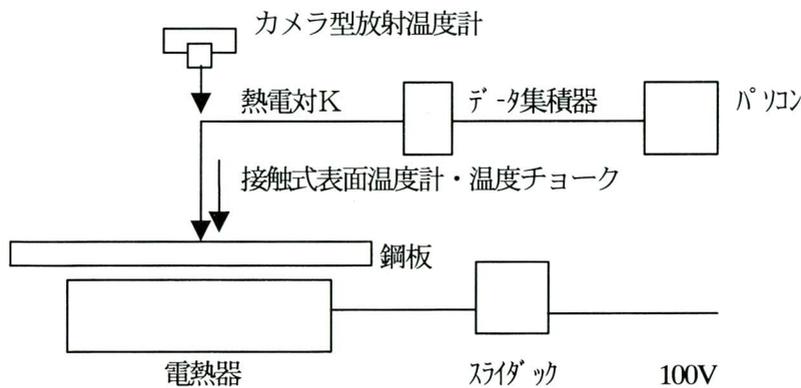


図-1 測定方法

(4) 測定事項

熱電対Kを基準温度として、表-2の種類について測定する。測定ステップは使用する温度チョーク (100, 110, 150, 240, 300, 345℃) に合せた。また、接触式表面

温度計については目的の測定温度を表示するまでの測定時間を計測し、温度チョークは目視でその溶融の有無を判断する。

表-2 測定事項

種類	表示温度	測定時間
熱電対K	基準温度	
接触式表面温度計	○	○
非接触式表面温度計 (カメラ型放射温度計)	○	
温度チョーク (100, 110, 150, 240, 300, 345℃)	○	

(5) 測定結果

表-3に測定結果を示す。

表-3 温度測定結果

熱電対K	接触式表面温度計		放射温度計表示温度 (°C)	温度チョーク 溶け開始温度(°C)
	表示温度 (°C)	測定時間 (秒)		
100	96	約10	103	91
110	100	〃	115	103
150	140	〃	156	143
240	231	〃	235	228
300	286	〃	302	295
345	339	〃	345	335

接触式表面温度計：鶴賀 Digi-Temper 3527A K-TYPE  
 放射温度計：ミノルタ AUTO FOCUS AF  
 温度チョーク：日油技研 サーモクレヨンM

(6) 考察および管理方法の決定

熱電対Kを基準温度として行なったそれぞれの機器の特徴をまとめ、管理方法を決定する。

- ①用いた接触式表面温度計も熱電対K-TYPEを使用し、被測定部位に対して接触により温度を測定するものである。接触式表面温度計は温度表示までにタイムラグがあり、今回の測定では約10秒必要であった。また約10°C低い温度を示す傾向が見られたが、別の報告によるとこの測定値の差は、測定温度が下がるに従い減少する傾向にあるとしている。接触式表面温度計は測定表面との接触の仕方により温度が変化するので接触子の密着に注意が必要である。
- ②用いた放射温度計は（補正機能付きで通常使用している鉄面の温度測定用に補正してある）ほぼ基準温度と同様の測定が可能である。測定は被測定部位に対して自動焦点で瞬時に測定される。注意する点は放射率を適正に合せることと被測定部位を正確にねらうことである。
- ③温度チョークの溶け始めのタイミングを厳密に判定することは難しいが、チョークの表示温度に対して5～12°C低目の温度で「溶け始める」と判断された。

それぞれの得失を整理し、工場管理に使用する機器を決定する。

・被測定部位に対して放電式溶接によって取付けられた熱電対は真に近い温度の測定が可能であり理想的である。しかしこの方法は工場製作時の測定に対しては作業性や機器の準備の点から実用的でない。しかし、溶接作

業中も含めた連続的な記録性に優れている。

・接触式表面温度計は利便性と精度の観点から現実的な工場製作時の温度管理に適している。

・放射温度計はほぼ基準温度と同様の測定が可能であるが、放射率を適正に合せることと被測定点を正確にヒットすることが重要である。今回用いたカメラ式は工場製作時の管理用としては作業性が悪く不向きであり、ハンディタイプの採用を検討する必要がある。

・今回の温度チョークの測定では約10°C低い温度を表示すると判断され、溶接パス間温度管理に対しては安全側にシフトしている。溶接作業者の自主チェックの方法としては最も現実的に適している。

従って、パス間温度の管理方法はそれぞれのツールの特徴を生かして表-4とする。

表-4 パス間温度の管理方法

管理者	主たる管理方法
溶接作業員	温度チョーク
溶接管理者	接触式表面温度計
詳細データ採取	接触式表面温度計 又 熱電対

4. 入熱量管理

(1) 入熱量の管理方法

入熱量を数値で管理するためにはその都度、各溶接パスの電流・電圧および溶接速度（アークタイムを計測し溶接長から溶接速度sを換算）を計測し入熱量 $J=60 \cdot A \cdot V / s$ により算出する必要がある。

- J : 入熱量 (J/cm)
- A : 溶接電流 (A)
- V : 溶接電圧 (V)
- s : 溶接速度 (cm/min)

しかし、実施工の中でこれらを行なう為には溶接作業者とは別に計測が必要になり現実的でない。一方、溶着量は定性的には溶接電流に比例し、溶接速度に反比例することから1パス当たりの溶着量をコントロールすれば、入熱量の制御が可能である。

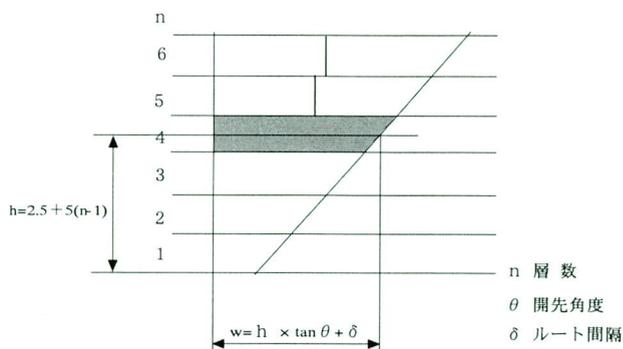


図-2 溶着量模式図

## (2) 標準積層図の設定

1パス当たりの溶着量を制御する手段として、標準溶接条件（電流、電圧、速度）と標準的な積層形状を設定する。別稿「軟鋼及び高張力鋼用マグ溶接ソリッドワイヤYGW-11, 18を用いた溶接入熱・パス間温度の限界試験と管理値の提案」で行なった、板厚36mmの溶接入熱30KJ/cm（15試験体）および40KJ/cm（24試験体）の結果より標準的な条件を設定するものとする。これらの試験体の積層状況を表-5に示す。

表-5 積層状況表

溶接入熱	層数	1層1パスの限界
30KJ/cm	7	2層目
40KJ/cm	7	4層目

今回の結果では、溶接ワイヤ1.2φを使用した下向き溶接（開先角度35°、ルート間隔7mm）において1層の平均溶接高さは約5.4mmである。また、30KJ/cmと40KJ/cmの1層1パスの限界はそれぞれ2層目と4層目であったので、平均溶接高さを安全側にシフトして5.0mmとし限界溶着量を計算すると、2層目61.25 mm<sup>2</sup>、4層目96.25 mm<sup>2</sup>である。概要を図-2および表-6に示す。また、標準溶接条件は上限電流400A、電圧40V、速度15~50 cm/minである。

これらの標準溶接条件（電流、電圧、速度）と標準的な積層形状を一例として表-7および表-8に提案する。積層の層数およびパス数をこの標準以上の数値で溶接することによりそれぞれの入熱量管理がなされる。また、パス間温度測定位置は規定された「溶接線の長手方向中央の開先端より10mmの位置」である。

なお、工場での多くの実測により、溶接ワイヤ径1.2φでの横向き溶接は入熱量が30KJ/cm以下での施工となり、パス間温度のみの管理でよいことが分かっている。

表-6 積層別パス数計算表 (40KJ/cm)

レ型35° 7mm 40KJ/cm						
板厚	層数	h	w	面積	面積/96.25	パス数
5	1	2.5	8.75	43.75	0.454545455	1
10	2	7.5	12.25	61.25	0.636363636	1
15	3	12.5	15.75	78.75	0.818181818	1
20	4	17.5	19.25	96.25	1	1
25	5	22.5	22.75	113.75	1.181818182	2
30	6	27.5	26.25	131.25	1.363636364	2
35	7	32.5	29.75	148.75	1.545454545	2
40	8	37.5	33.25	166.25	1.727272727	2
45	9	42.5	36.75	183.75	1.909090909	2
50	10	47.5	40.25	201.25	2.090909091	3
55	11	52.5	43.75	218.75	2.272727273	3
60	12	57.5	47.25	236.25	2.454545455	3
65	13	62.5	50.75	253.75	2.636363636	3
70	14	67.5	54.25	271.25	2.818181818	3
75	15	72.5	57.75	288.75	3	3
80	16	77.5	61.25	306.25	3.181818182	4
85	17	82.5	64.75	323.75	3.363636364	4
90	18	87.5	68.25	341.25	3.545454545	4
95	19	92.5	71.75	358.75	3.727272727	4
100	20	97.5	75.25	376.25	3.909090909	4

表一-7 標準積層例 (40KJ/cm)

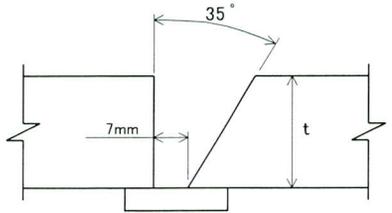
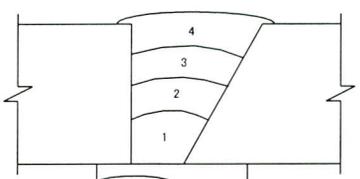
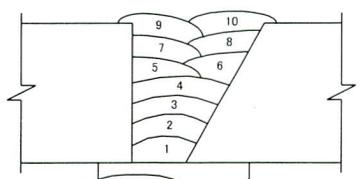
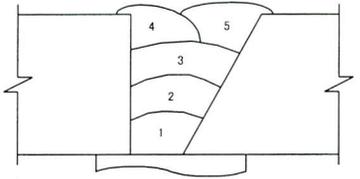
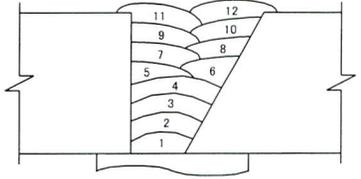
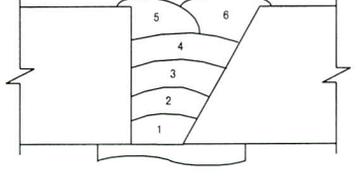
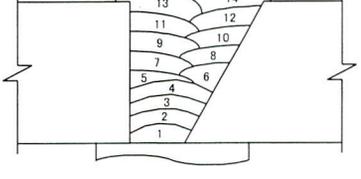
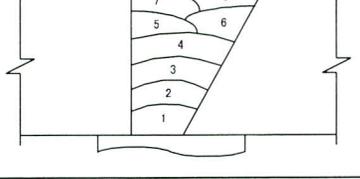
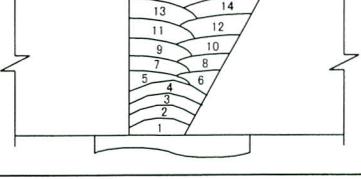
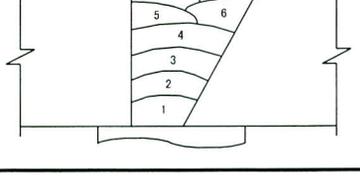
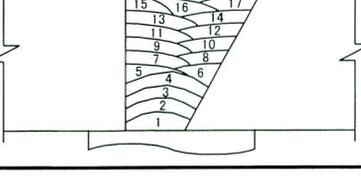
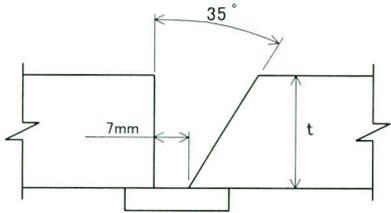
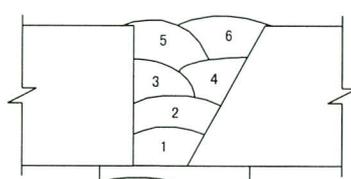
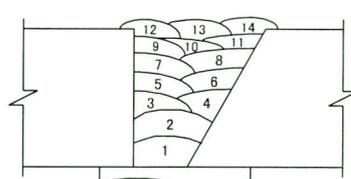
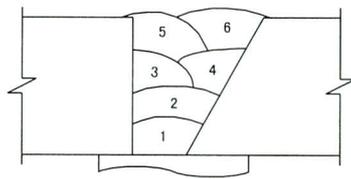
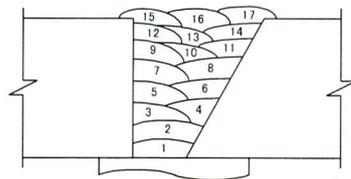
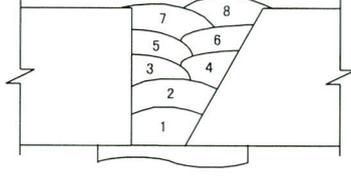
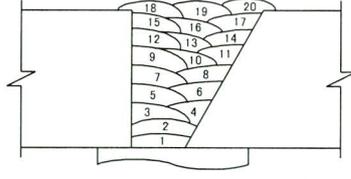
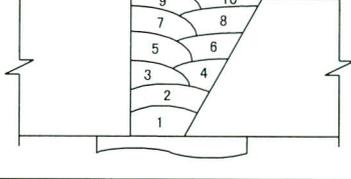
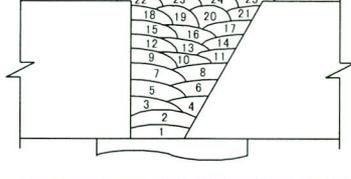
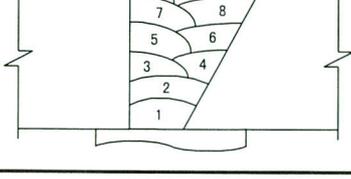
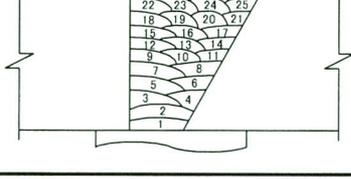
開先形状		溶接条件		入熱制限による積層方法	
		標準溶接条件 溶接電流：230～400(A) 溶接電圧：23～40(V)		下記以上のパス数で溶接を行う。 ・1～4層：1パス ・5～9層：2パス ・10～14層：3パス	
標準積層図(例)					
板厚	積層図	パス数	板厚	積層図	パス数
19		4層 4パス	36		7層 10パス
22		4層 5パス	40		8層 12パス
25		5層 6パス	45		9層 14パス
28		6層 8パス	50		10層 16パス
32		6層 8パス	60		12層 23パス

表-8 標準積層例 (30KJ/cm)

開先形状		溶接条件		入熱制限による積層方法	
		標準溶接条件 溶接電流: 230~400(A) 溶接電圧: 23~40(V)		下記以上のパス数で溶接を行う。 ・ 1~2層: 1パス ・ 3~5層: 2パス ・ 6~8層: 3パス ・ 9~12層: 4パス ・ 13~14層: 5パス	
標準積層図(例)					
板厚	積層図	パス数	板厚	積層図	パス数
19		4層 6パス	36		7層 14パス
22		4層 6パス	40		8層 17パス
25		5層 8パス	45		9層 20パス
28		6層 10パス	50		10層 25パス
32		6層 11パス	60		11層 31パス

## 5. 今後の課題

今後の課題として、工場での溶接作業におけるパス間温度を各溶接パラメータ（板厚・溶接長・姿勢等）により実測し、パス間温度上昇の傾向が定量的に整理できれば、スラグ除去の回数および連続可能な溶接パス数が設定可能になり、現在行なっている温度チョークによる管理の軽減が図られる。そのためには、表-9に従って溶接した溶接電圧-パス間温度時経図を図-3に示したが、このようなデータの採取が必要である。

図-3で溶接電圧（電流）は断続的に示され、温度は時間の経過と共に連続的に上昇して示されている。示された温度分布の内、谷部が各溶接パスの開始温度を示したパス間温度であり、ピーク時はそれぞれの溶接パス中の最高温度（パス間温度ではない）を示している。

データ集積器による測定状況を写真-1および写真-2に示す。なお、4.(2) 標準積層図の項で前述したが、工場での多くの実測により、溶接ワイヤ径1.2φでの横向き溶接は入熱量が30KJ/cm以下で施工されており、パス間温度のみの管理でよい。

表-9 溶接状況

項目	詳細
溶接方法	炭酸ガス半自動溶接 横向き溶接
溶接材料	YGW-18 1.2φ
鋼材材質	SN490B 板厚×幅=19×200
開先形状	レ形35° ルート間隔 7mm
溶接条件制限	入熱量 40KJ/cm以下 パス間温度 350℃以下

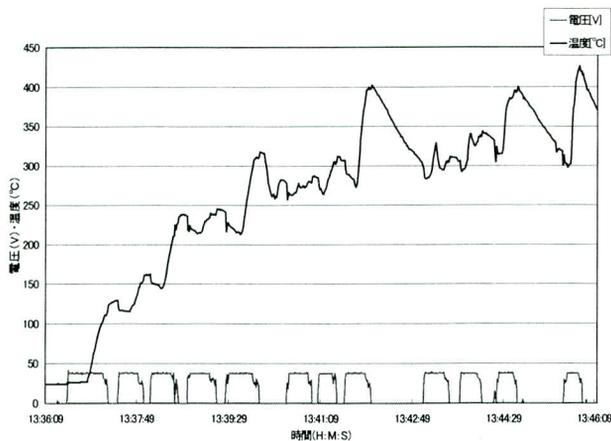


図-3 アークタイム-パス間温度図

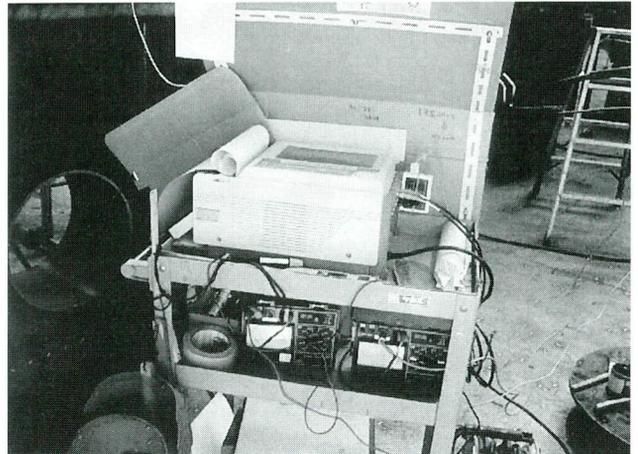


写真-1 記録計



写真-2 全景

## 6. まとめ

今回、工場溶接管理を溶接作業効率の低下と、管理コストアップを出来るだけ押さえながら実施する方法について検討を行なった。

結果は以下に要約される。

- 1) 溶接入熱量管理は標準積層形状の設定で行なう。
- 2) パス間温度管理について溶接技能者は温度チョーク、溶接管理者は接触式表面温度計で行なう。
- 3) 溶接管理者は溶接入熱量-パス間温度の詳細データを採取し、温度上昇の定量的整理を行ないパス間温度管理の軽減を図る。

今回決定した溶接入熱およびパス間温度管理方法について、社内教育を行う共に各溶接作業場に掲示し、日常の作業を徹底した。現在はこの管理方法の導入時期のため溶接作業者は管理シートを記入し、管理者がチェックする方法を採用している。すでに幾つもの工事に適用し

本方法で溶接施工を行えば、溶接入熱量およびパス間温度が所定の値に管理されることが確認された。

更に研鑽し建築鉄骨の製作メーカーとして品質の確保とコスト低減を目指し努力して行く所存である。微力ながら本報告が設計・監理サイドおよび製作サイドの一助になれば幸いである。

### <参考文献>

- 1) 倉持, 加賀美, 綱島, 吉澤: 溶接条件の適性化と溶接材料の特性に関する調査研究, 鉄構技術, 2001.7
- 2) 中込, 細井: 建築鉄骨における溶接施工管理パス間温度管理ツールの比較評価, 鉄構技術, 2001.8
- 3) 鉄骨建設業協会: 入熱、パス間温度の管理について
- 4) 中野, 高橋, 浜氏, 武井: 軟鋼および高張力鋼用マグ溶接ソリッドワイヤYGW-11, 18を用いた溶接入熱・パス間温度の限界試験および考察, 宮地技報 No. 17, 2001
- 5) 中込: 溶着金属の機械的性質に及ぼす溶接入熱・パス間温度の影響 (上), 鉄構技術, 2001.5

2001. 10. 1 受付

## グラビア写真説明

### 藁科川橋東（鋼上部工）工事

藁科川橋は国内最大規模の床版支間長（鈹桁部；L = 11.0 m, 箱桁部；L = 6.0 m）を有する長支間場所打ちPC床版・多径間連続鋼2主桁橋です。

設計・施工に当たっては、実物大の模型による床版施工の実験検証、移動型枠支保工設備の開発、ハーフプレキャスト工法（PCF床版）の開発等、構造の省力化・合理化、施工の省力化を推進するために数々の新技術を導入しています。

現在、本橋は場所打ちPC床版の施工に入っています。技術者必見の現場でありますので、一度見学されてはいかがでしょうか。 (菊地)

### 宍道湖大橋

都市計画道路「袖師大手前線」は国道9号と島根県庁・松江市役所など行政の中心地を結んでおり、さらに松江城・松江温泉への観光ルートでもあることから1日の交通量は32,000台にも上っている。

交通渋滞の緩和を目的として、宍道湖大橋区間700 mとその取付区間を4車線化することとなり、本工事は既設橋の下流側に車道7.5 m（2車線）、歩道4.5 mの新設橋として施工された。平成12年7月20日に新設橋は暫定供用され、現在は平成14年度完成を目指し既設橋の補強工事が進められている。

宍道湖は周囲47 km、面積 79.7 km<sup>2</sup>、全国で6番目に大きい湖で大橋川を経て中海とつながる真水と海水が混じった「汽水湖」である。

宍道湖大橋付近は宍道湖景観形成地域にあたり、委員会が設置され景観に配慮した色彩・デザインが宍道湖大橋にも採用され、湖水に浮かぶ「嫁ヶ島」を望む夕景の美しさに映えるものとなっている。 (山根)

# 鋼・コンクリート合成床版（QS Slab） の開発研究（その1）

## Development of a Steel / Concrete Composite Slab (QS Slab) : (Part 1)

佐藤 徹\*<sup>1</sup> 能登 宥 愿\*<sup>2</sup> 太田 貞 次\*<sup>3</sup>  
Toru SATO Hiroyoshi NOTO Teiji OTA

### Summary

Steel/Concrete composite slabs are being developed to satisfy the needs for reducing slab costs, simplifying the work of constructing slabs, and improving their structural performance.

Research aimed at the development of QS Slab is under way to meet the above purposes. Furthermore, a travel wheel-loading test was carried out to determine the durability of QS Slab. This paper outlines the test results and reports that the test shows that the QS Slab has excellent durability.

キーワード：合成床版，輪荷重走行実験，疲労耐久性

### 1. はじめに

橋梁の床版は、車両の大型化および増加に伴う過酷な使用条件で供用されており、鉄筋コンクリート床版（以下、RC床版）の損傷発生問題が指摘されてきた。また近年、コスト縮減要求に応えるための橋梁構造および施工の合理化が進められ、主桁本数を減らした少数主桁の鉸桁形式、箱桁の上フランジ構造を大幅に簡素化した開断面箱桁形式<sup>1)</sup>などが施工されるようになった。その結果、床版は床版支間の長支間化へ対応する必要が生じ、さらに高い耐荷力・耐久性が要求されるようになってきている。このようにコスト縮減、施工の合理化、床版支間の長支間化および高耐久性などを満足する新形式床版として鋼・コンクリート合成床版が注目され、開発が進められている。

合成床版は一般的に、以下のような特長を有している。

- ①鋼とコンクリートとの合成作用により、RC床版と比較して剛性が高く、耐荷力を減ずることなく床版厚を薄くできる。
- ②同様に、耐久性が向上する。
- ③底鋼板は軽量のプレファブ部材で、コンクリート打設時の型枠として十分な剛性を有する。
- ④架設が容易で、足場を削減できる。
- ⑤コンクリート打設時の型枠・支保工が不要で、現場作業の省力化および工期短縮が図れる。

当社が開発研究を進めている“QS Slab（図-1）”は、他の合成床版と同様の特長に加え、主鉄筋方向にT形断面の形鋼をリブとして配置することにより、床版の張出し長が長い場合など、床版上面側に大きな引張応力が作用することへの対応も考慮している。また、合成床版は鋼部材とコンクリートとのずれ止めが重要であり、他の合成床版にはスタッドなどのずれ止めが設けられている。QS Slabは、主鉄筋方向にはコンクリート内に埋め込んだ形鋼リブに設ける孔によって一体化し、配力筋方向にはこのリブを適当な間隔で配置することでジベル効果が発揮されると考えている。さらに、コンクリートの浮き上がりによる底鋼板との付着劣化は、形鋼リブの拘束および鉄筋の付着によって押さえると考えて、底鋼板にはスタッドを設けないものとしている。

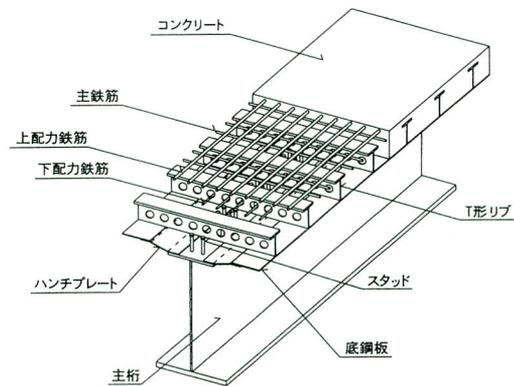


図-1 QS Slabの構造イメージ<sup>2)</sup>

\*技術本部技術開発部技術開発課課長代理  
\*技術本部技術開発部長

\*技術本部技術開発部技術開発課課長

RC床版の損傷メカニズムが明らかになるとともに、従来から行われてきた定点載荷による疲労試験に代わり、輪荷重走行実験によって実橋床版の損傷メカニズムが再現できることから、床版の耐久性の評価は輪荷重走行実験によって行われるようになってきている<sup>3)</sup>。QS Slabも将来の実橋への適用に際しては、輪荷重走行実験の実施が不可欠である。本稿ではQS Slabの特性および耐久性を確認するために実施した、輪荷重走行実験の概要を取り急ぎ報告する。

## 2. 試験概要

### (1) 輪荷重走行実験

走行実験は石川島播磨重工業(株)が神奈川県綾瀬市の試験研究所に所有する、輪荷重走行実験装置(図-2)を使用して行った。この実験装置の諸元は独立行政法人土木研究所の装置とほぼ同一の仕様である。実験装置の主要諸元を表-1に示す<sup>4)</sup>。

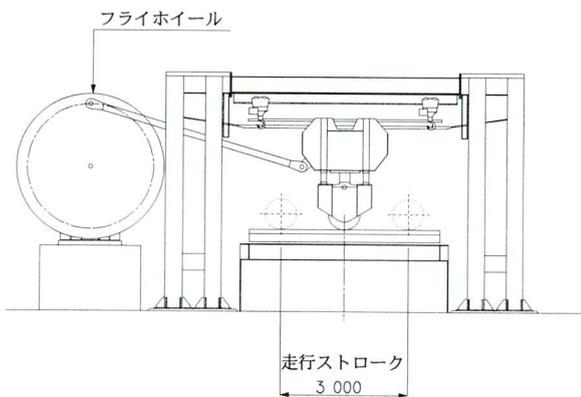


図-2 輪荷重走行実験装置

表-1 実験装置主要諸元

項目		仕様
形状・寸法	実験装置寸法	フレーム：高さ約5.8m×長さ約8m フライホイール：直径3.5m
	供試体寸法	標準：幅2.8m×長さ4.5m×厚さ0.16~0.35m (供試体最大幅5.3m)
	車輪の種類	鉄輪：直径750mm×幅320mm
駆動	電動機	90KW×6P×AC400V×f3×50Hz (インバータ制御)
	走行範囲	±1.5m (±0.5/±1.0/±1.25m対応可)
	フライホイール回転数	MAX 30rpm
載荷	載荷荷重	12tf ~ 50tf
	シリンダーストローク	400mm

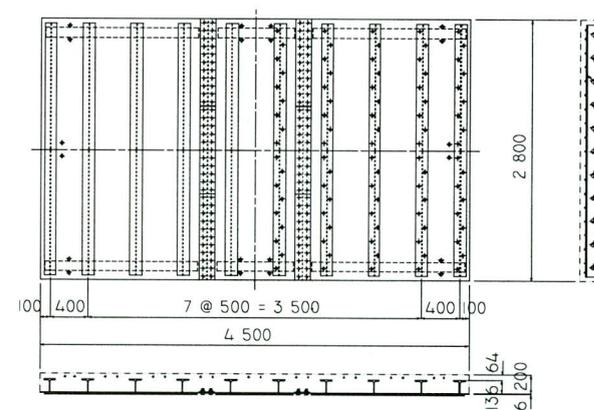
### (2) 試験供試体

#### 1) 供試体の設計

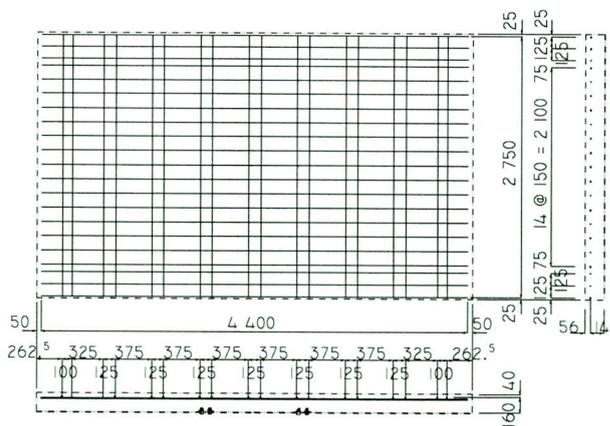
供試体は平成10年度に建設省土木研究所で行われた「道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究<sup>5)</sup>」と同様に、以下の条件により設計計算を行った。

- 1) 床版支間：L = 3.0 m (連続版の端支間)
- 2) 舗装厚：t = 8 cm
- 3) 床版コンクリート厚：hc = 2.5L + 10 ≥ 20 cm  
hc = 2.5 × 3.0 + 10 = 17.5、∴ hc = 20 cm とする
- 4) 設計荷重：P = 10,000 kgf (B活荷重)
- 5) 設計曲げモーメント：道路橋示方書、鋼橋編による曲げモーメントの割増係数：k = 1.0 + (L - 2.5) / 12 = 1.042

設計計算の結果、底鋼板はt = 6 (SM400)、補剛リブはI-250×125×7.5×12.5 (SS400、所定の高さで切断しT形として用いる)、主鉄筋および配力筋はともにD16 (SD295A) を用いることにした、供試体の概略形状・寸法を図-3に示す。



(a) 底鋼板

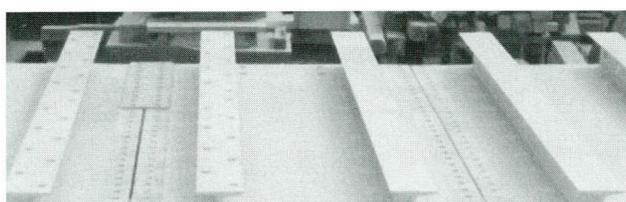


(b) 鉄筋配置

図-3 供試体の形状・寸法

## 2) 底鋼板の製作

QS SlabはT形の補剛リブを用いるため、フランジ下側へのコンクリート充填性に対する懸念がある。充填性を向上させるためには、フランジに孔をあけることが効果的である反面、製作コストは上がることになる。そこで、リブ構造とコンクリート充填性との関係、さらにはコンクリート硬化後の鋼とコンクリートとの付着性・一体性、および耐荷特性などへの影響を確認する目的で、1体の供試体の各1/2づつにフランジの孔あり、孔なしの2種類のリブ構造を設け、比較を行うことにした(写真-1)。



←フランジ孔あり      フランジ孔なし→  
写真-1 供試体のリブ構造

合成床版の特長の一つに現場での足場を削減できることを挙げたが、これは床版下側での作業をほとんど行わないことを前提としているため、底鋼板を足場代わりとして用いるなど、合成床版の施工は全て上側からの作業としたいと考えている。当然、底鋼板パネルの接合も上側からの施工とするために、他の形式の合成床版も継手構造をいろいろと工夫している<sup>6)</sup>。また、QS Slabは連続合成桁への適用を想定した場合、底鋼板を補強鋼材として有効断面に算定したいと考えている。したがって、底鋼板の継手は応力伝達を行える対応の構造として、現時点では高力ボルト摩擦接合を考えている。ただし、上面側からのみの作業とするために引張ボルトによる接合構造が適用されている例もあるが、今回の試験では接着剤を用いてあらかじめ高力ボルトを底鋼板に接着し、片面摩擦で上面側から添接作業を行う施工法とした(写真-2)。



写真-2 接着剤を用いた底鋼板継手部の施工

接着剤を用いた底鋼板の接合後(写真-3)、鉄筋の配筋を行った。QS Slabでは通常鉄筋は上段のみに設置し、下段の鉄筋はハンチ部など限られた位置のみへ配置する。鉄筋はT形リブのフランジに載せて配置できるため、配筋作業は非常に容易である。供試体の配筋後の鋼製部材完成状況を写真-4に示す。



写真-3 底鋼板組立後

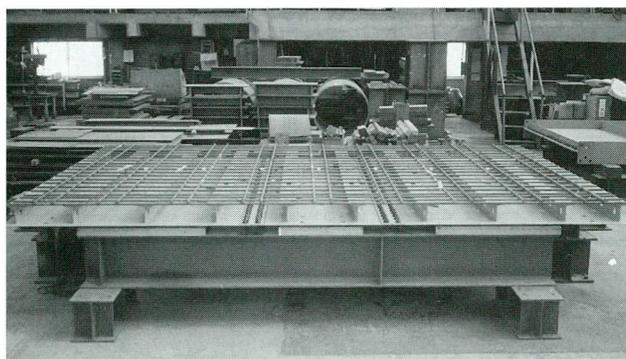


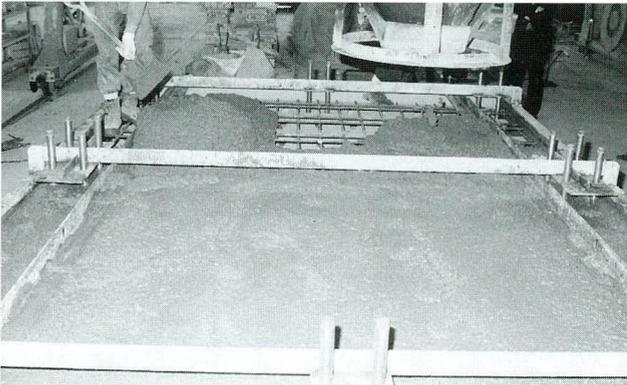
写真-4 鋼製部材完成状況

## 3) コンクリート施工

合成床版のコンクリートは、一般的に普通コンクリートが使用され、混和材として収縮補償のための膨張材が用いられている。QS SlabはT形補剛リブを採用しているため、リブのフランジがコンクリートの充填性を損なう要因となる恐れがある。充填性を確保するために流動化コンクリートの適用を検討してみたが、コスト面からは通常用いている範囲のスランブのコンクリートが望ましい。実験における充填性の評価は、コンクリート施工中の充填状況とともに、実験終了後の切断面の観察結果を合わせて判断するものとした。コンクリート配合設計はコンクリートのスランブを8~12cm、また実験開始時の圧縮強度が30N/mm<sup>2</sup>となるようにコンクリート呼び強度を27N/mm<sup>2</sup>として行った。コンクリート配合およびコンクリート試験結果を表-1に示し、写真-5にコンクリート打設状況を示す。

表一-1 コンクリートの配合および試験結果

配 合	粗骨材最大寸法	20 mm
	スランプ	12±2.5 cm
	空気量	4.5±1.5 %
	水セメント比 (W/C+E)	53.0 %
	細骨材率 (s/a)	46.1 %
	水 W	170 kg/m <sup>3</sup>
	単 位 量	
	セメント C	291 kg/m <sup>3</sup>
	混和剤 (AE減水剤) A	4.173 kg/m <sup>3</sup>
	混和材 (膨張材) E	30 kg/m <sup>3</sup>
試 験 結 果	スランプ	9.5 cm
	空気量	3.4 %
	コンクリート温度	25.7 °C
	塩化物含有量	0.035 kg/m <sup>3</sup>

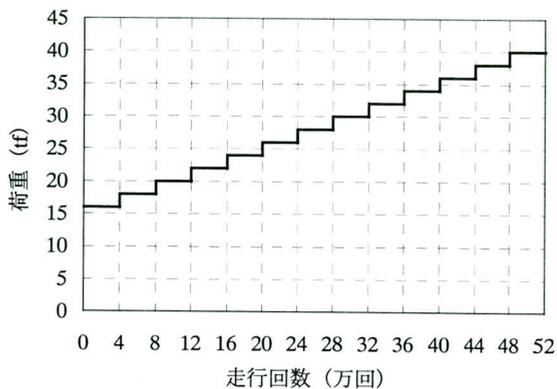


写真一-5 コンクリート打設状況

### (3) 実験要領

#### 1) 荷重載荷要領

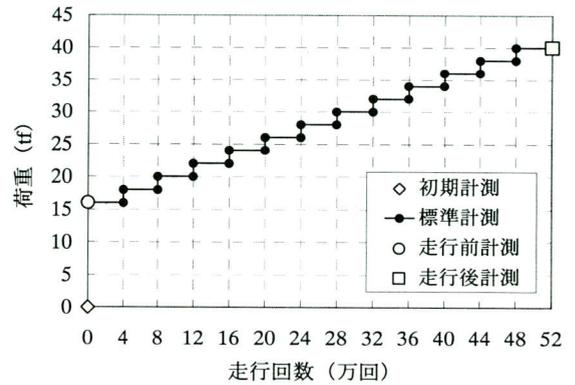
土木研究所における階段状荷重漸増載荷と同様に、初期荷重を16 tfとし、4万回走行毎に2 tfづつ荷重を増加させながら、最終的に走行回数52万回・載荷荷重40 tfまでの載荷を行った。載荷要領を図一-4に示す。



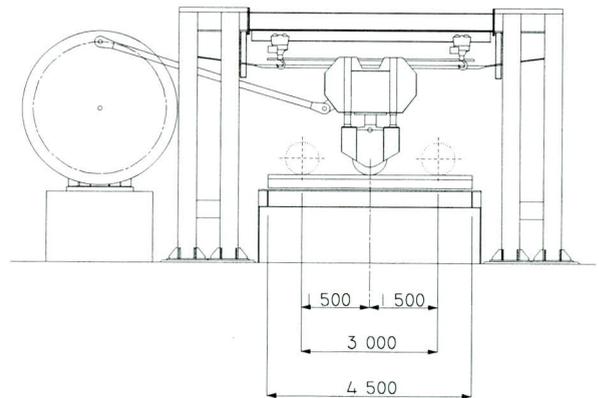
図一-4 載荷荷重—走行回数の関係

#### 2) 静的載荷実験

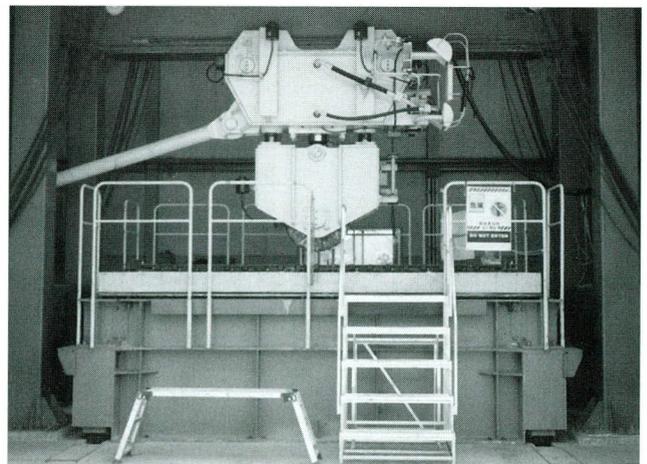
静的載荷実験は荷重載荷前の無載荷時を初期値とし、以降の各階段載荷において同一荷重の載荷開始時および載荷終了時（走行回数4万回毎）に、供試体の中央に輪荷重を載荷した状態で実施した。図一-5に静的載荷実験要領、図一-6に荷重載荷要領図、また写真一-6には実験状況をそれぞれ示す。



図一-5 静的載荷実験要領



図一-6 荷重載荷要領図



写真一-6 実験状況

### 3. FEM解析概要

実験結果の検証を目的とする3次元FEM解析は、当社が所有する汎用有限要素法プログラム「MARC」を用い、下図に示すように供試体の橋軸中心線上で対称とする境界条件を与えた1/2モデルにより行った。

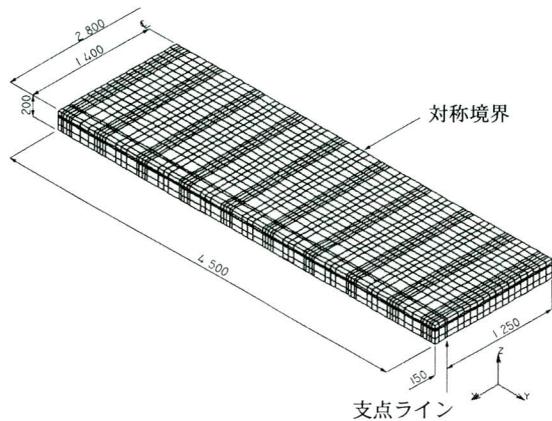


図-7 解析モデル

材料要素は、鋼板にシェル要素、コンクリートにソリッド要素、鉄筋にトラス要素を用いている。また、底鋼板は添接部で分離し、添接板と高力ボルトを介して接合している。高力ボルトはすべりを生じないと仮定し、3次元はり要素を用いてモデル化している。

荷重は実験に合わせ、床版中央に載荷版の分布荷重として $P = 16\text{tf}$  から $40\text{tf}$  まで $2\text{tf}$  毎の漸増荷重を与えている。

### 4. 実験および解析結果

#### (1) 変位性状

##### 1) 走行回数-変位関係

静的載荷実験の荷重を図-7に示し、供試体の中心位置(図-8)における走行回数-鉛直変位関係を図-9に示す。

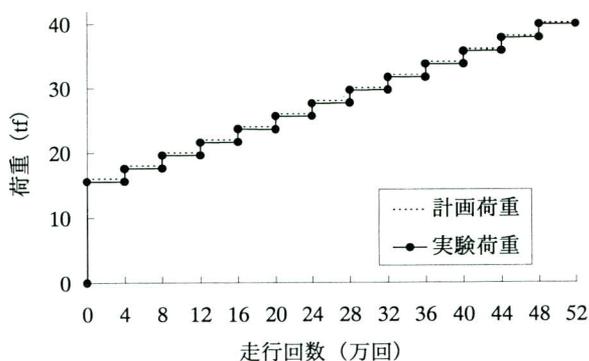


図-7 静的載荷実験荷重

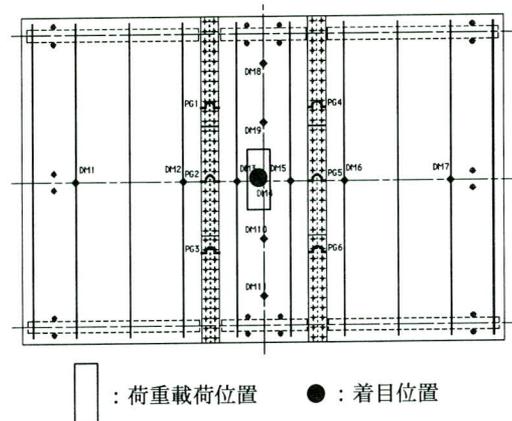


図-8 荷重位置と着目位置

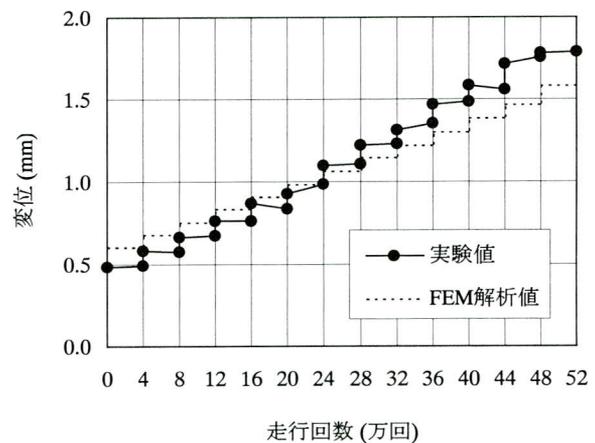


図-9 走行回数-変位関係図

##### 2) 荷重-変位関係

図-9に示した走行回数と変位との関係を荷重と変位との関係に置き換えて、図-10に示す。

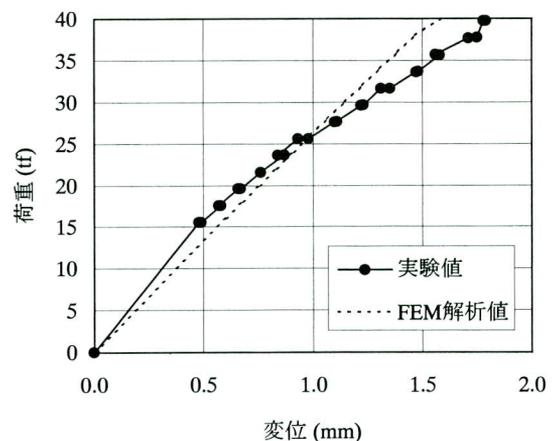


図-10 荷重-変位関係図

### 3) 変位分布

初期荷重である $P = 16 \text{ tf}$ 、および最大荷重である $P = 40 \text{ tf}$ における変位分布を以下に示す。

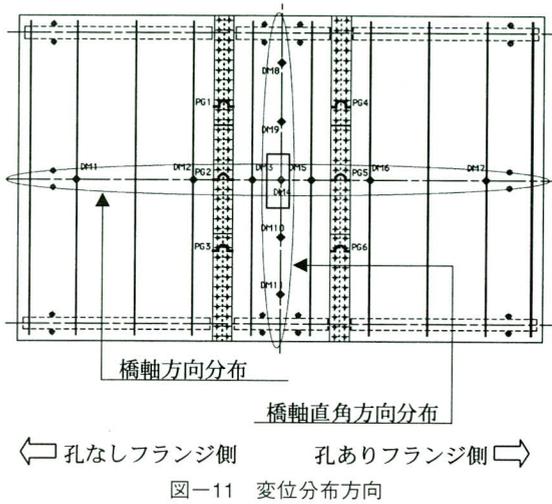


図-11 変位分布方向

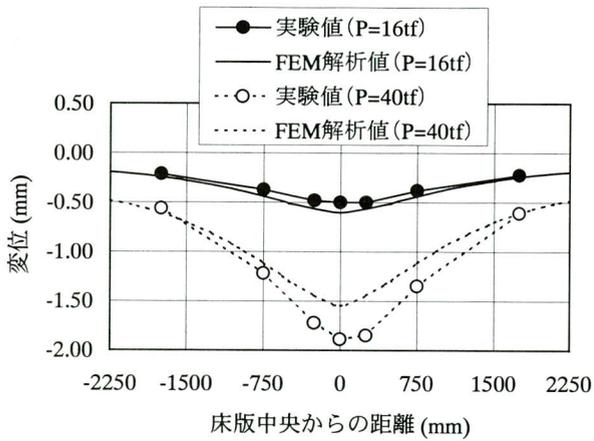


図-12 橋軸方向分布

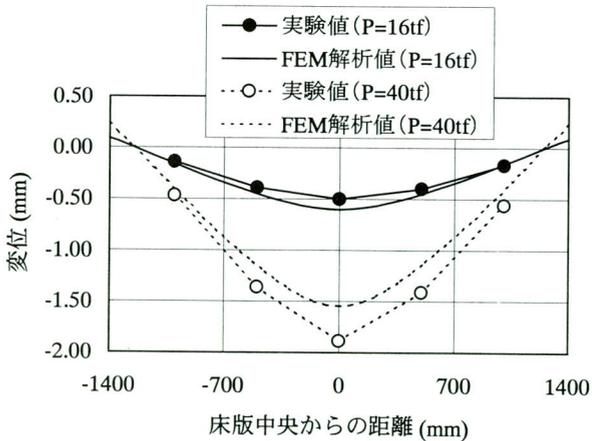


図-13 橋軸直角方向分布

### (2) ひずみ性状

#### 1) 荷重-ひずみ関係

##### (a) 底鋼板ひずみ

ひずみの着目位置、主鉄筋方向（橋軸直角方向）のひずみ測定結果、配力筋方向（橋軸方向）のひずみ測定結果をそれぞれ図-14～図-16に示す。

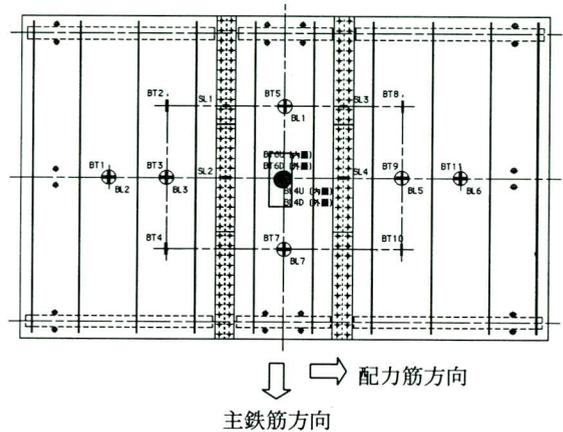


図-14 ひずみの着目位置

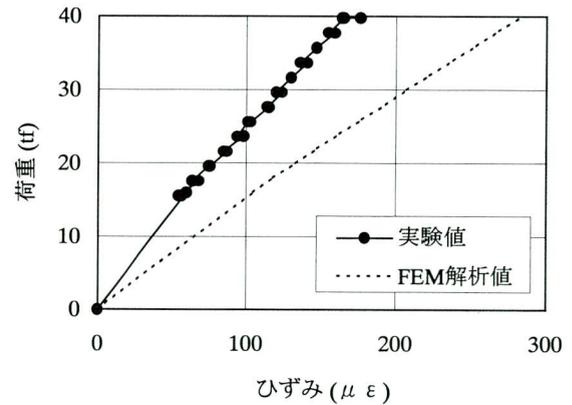


図-15 主鉄筋方向ひずみ

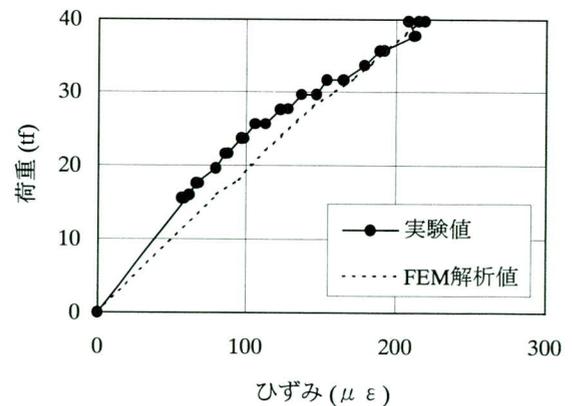
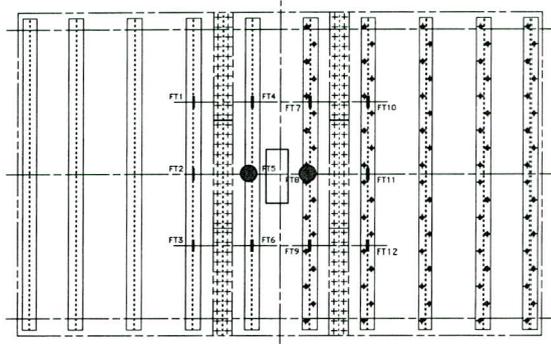


図-16 配力筋方向ひずみ

(b) Tリブフランジひずみ

ひずみの着目位置、孔なしフランジの軸ひずみ、孔ありフランジの軸ひずみの測定結果をそれぞれ図-17～図-19に示す。



← 孔なしフランジ側      孔ありフランジ側 →

図-17 ひずみの着目位置

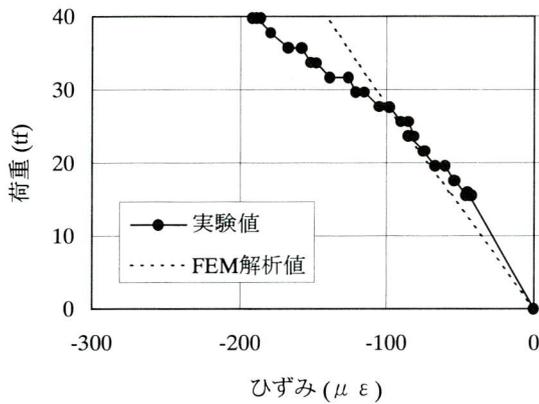


図-18 孔なしフランジのひずみ

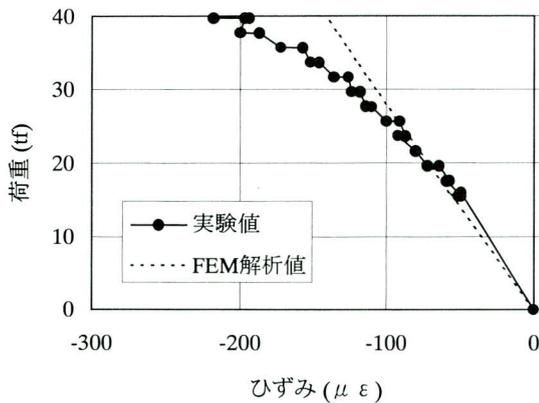
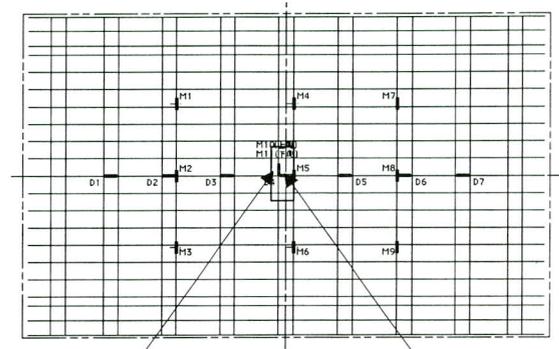


図-19 孔ありフランジのひずみ

(c) 鉄筋ひずみ

ひずみの着目位置、主鉄筋の軸ひずみ、配力筋の軸ひずみの測定結果をそれぞれ図-20～図-22に示す。



主鉄筋      配力筋

図-20 ひずみの着目位置

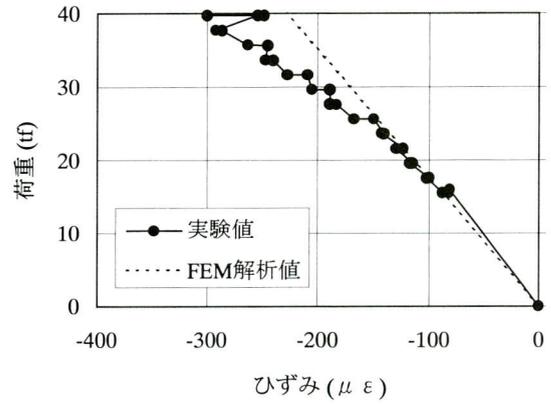


図-21 主鉄筋ひずみ

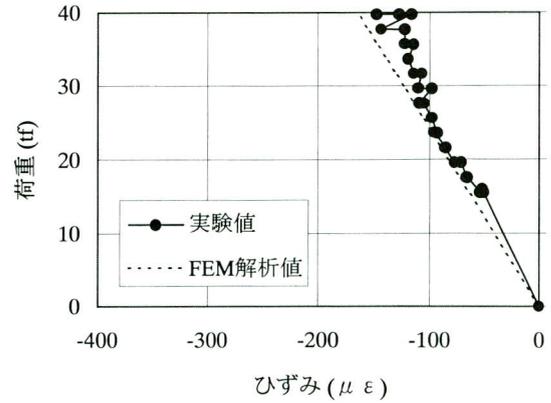


図-22 配力筋ひずみ

(d) コンクリートひずみ

ひずみの着目位置、主鉄筋方向（橋軸直角方向）のひずみ測定結果、配力筋方向（橋軸方向）のひずみ測定結果をそれぞれ図-23～図-25に示す。

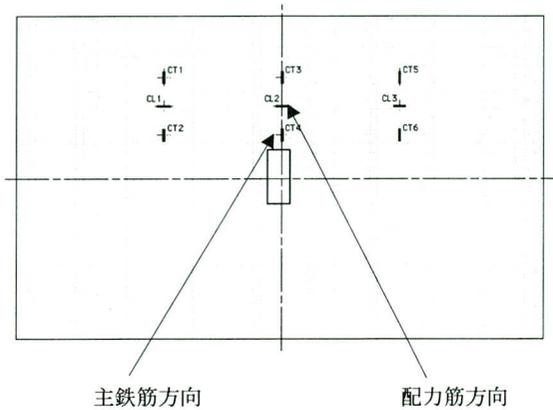


図-23 ひずみの着目位置

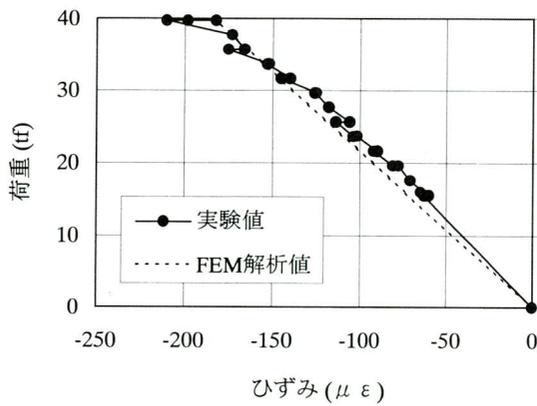


図-24 主鉄筋方向ひずみ

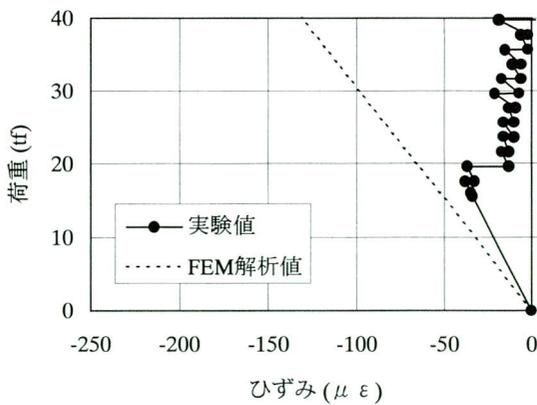
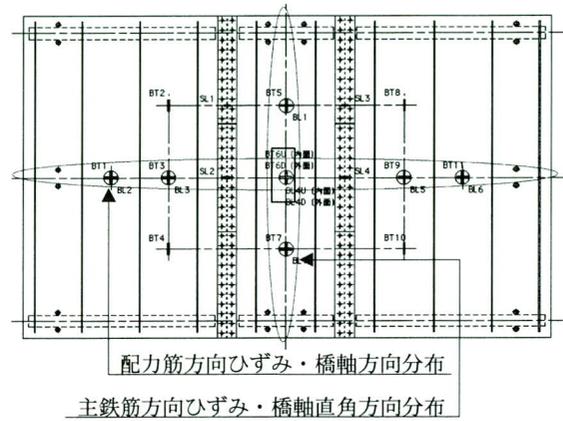


図-25 配力筋方向ひずみ

4) ひずみ分布

P = 16tf および P = 40 tf 载荷時のひずみ分布を示す。

(a) 底鋼板



◁ 孔なしフランジ側      孔ありフランジ側 ▷

図-26 ひずみ分布方向

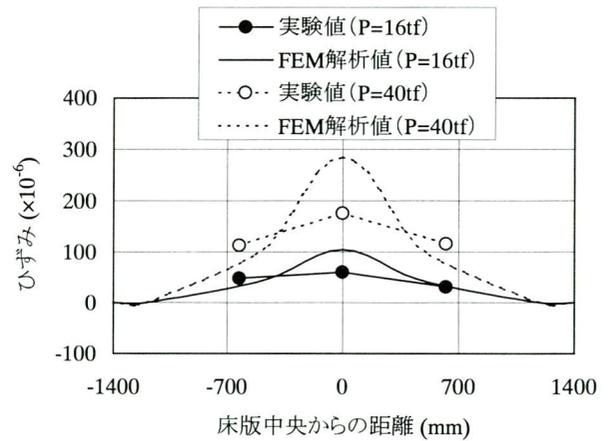


図-27 主鉄筋方向ひずみ・橋軸直角方向分布

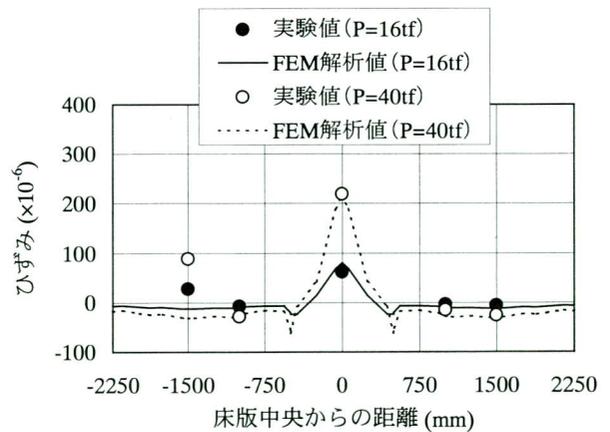


図-28 配力筋方向ひずみ・橋軸方向分布

(b) Tリブ

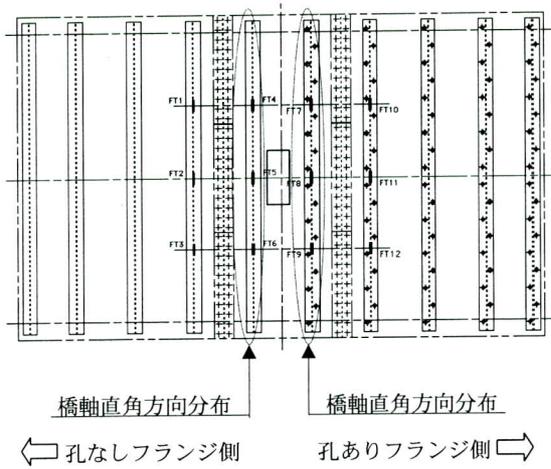


図-29 ひずみ分布方向

(c) 鉄筋

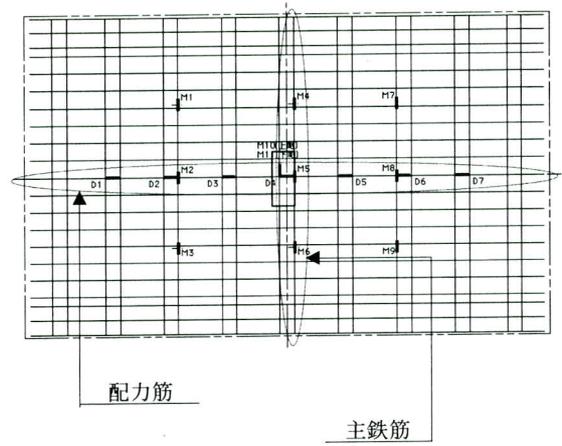


図-32 ひずみ分布方向

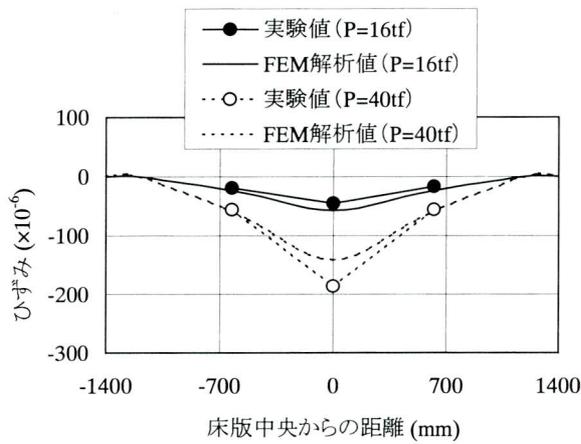


図-30 孔なしフランジ

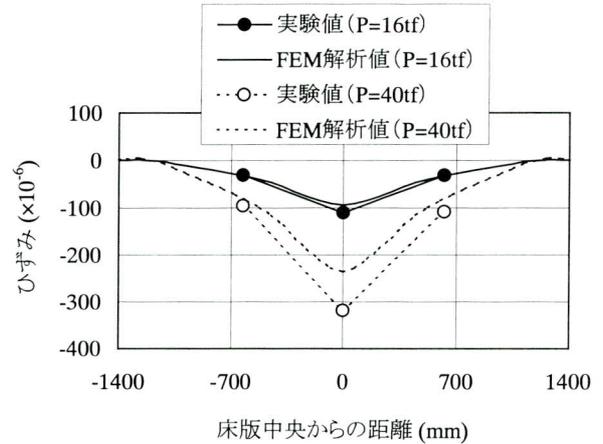


図-33 主鉄筋

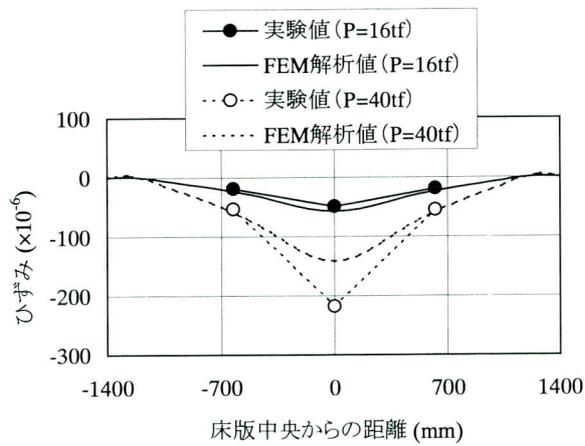


図-31 孔ありフランジ

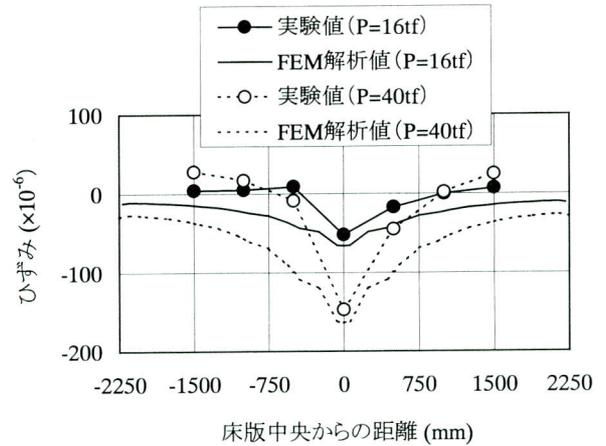


図-34 配力筋

(d) コンクリート

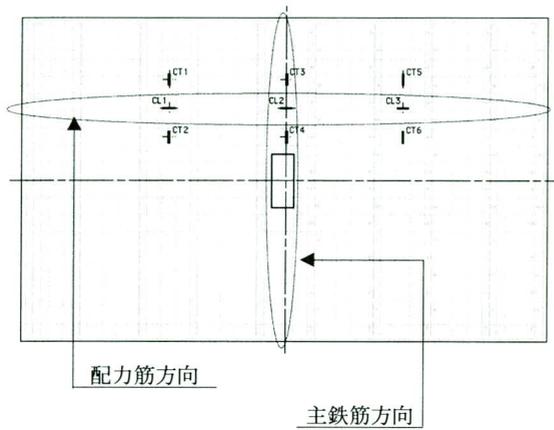


図-35 ひずみ分布方向

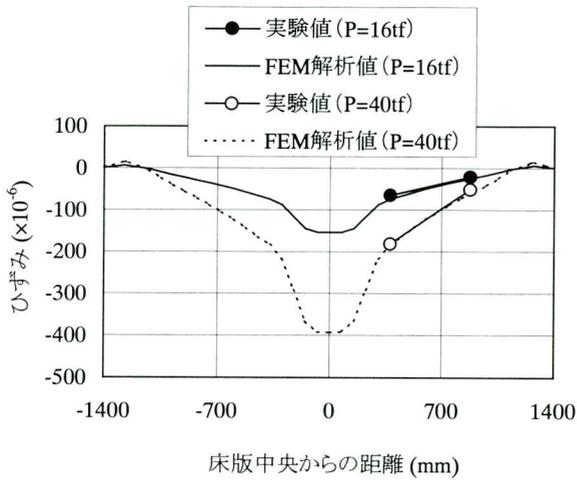


図-36 主鉄筋方向

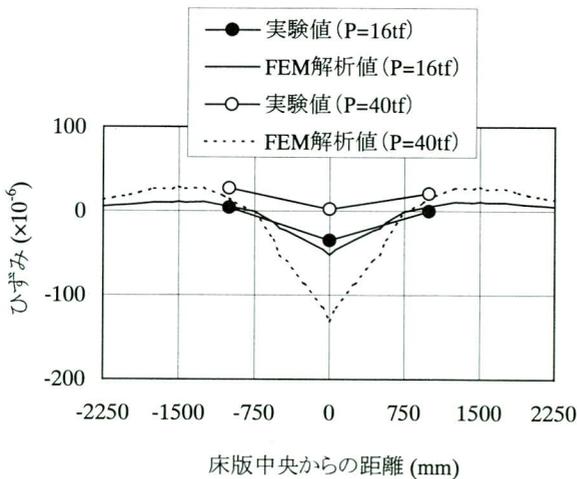


図-37 配力筋方向

(3) ひびわれ性状

ひびわれ発生の変化が見られた走行回数36万回から40万回、および所定の走行回数である52万回走行後の供試体上面および側面のひびわれ観察結果を図-38に、供試体の切断後の断面観察結果を図-39に示す。

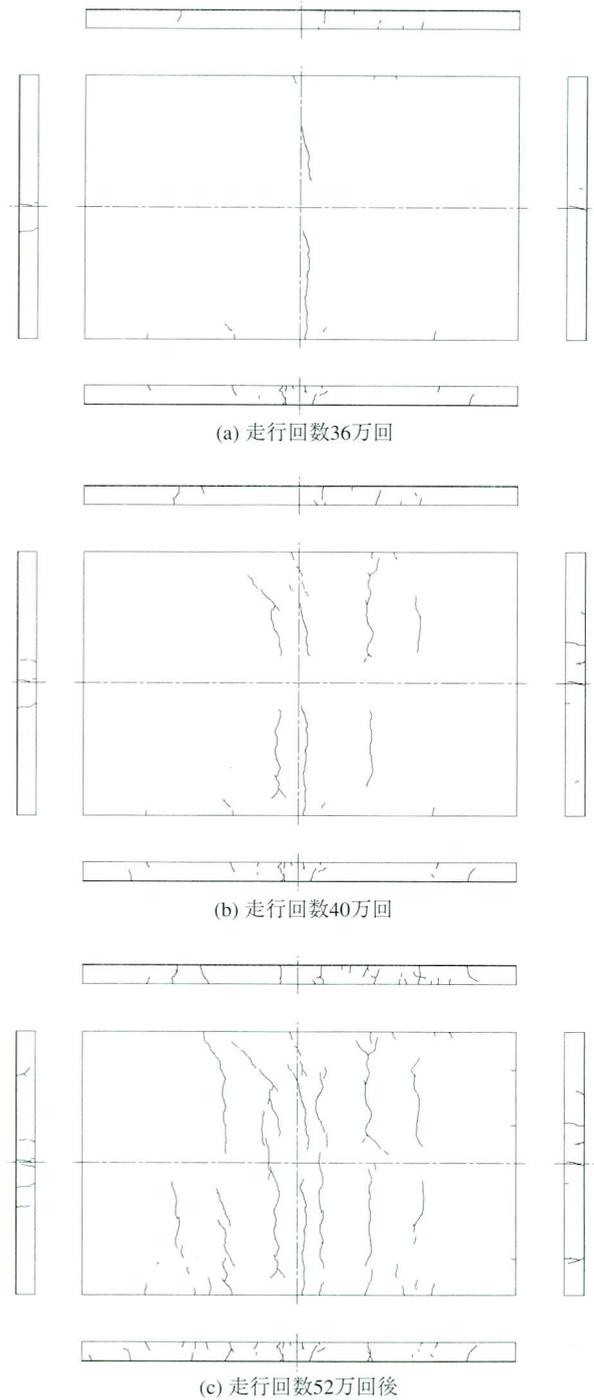


図-38 クラックマップ

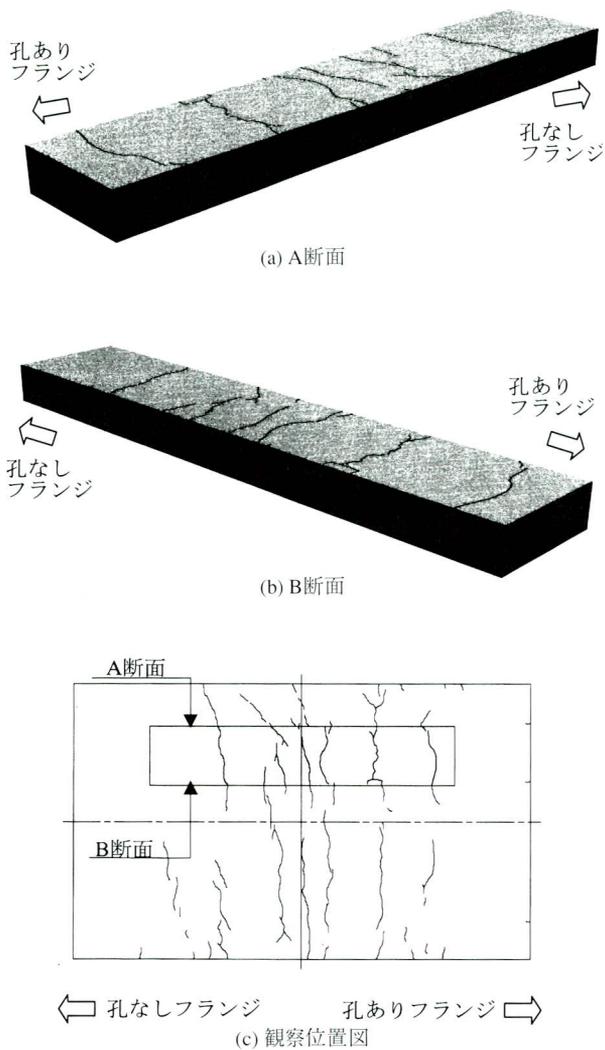
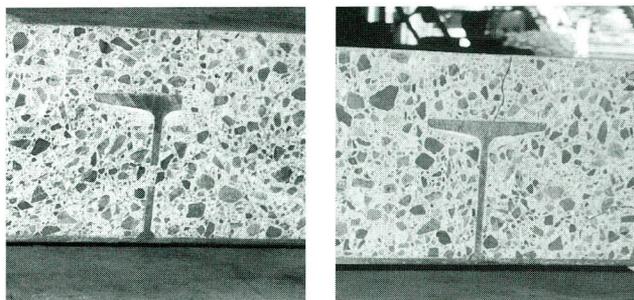


図-39 断面の観察結果

また、Tリブフランジ下側へのコンクリート充填状況の観察結果から、孔ありフランジ部、孔なしフランジ部の切断面の写真を以下に示す。



(a) 孔ありフランジ

(b) 孔なしフランジ

写真-7 Tリブ下側のコンクリート充填状況

#### (4) 実験・解析結果の考察

##### 1) 変位性状

静的荷重実験の荷重は、計画値に対して1~3%低い値であり、概ね一致していた。床版中央の鉛直変位の実験値は、走行実験での初期段階において解析値より小さく、走行回数の増加とともに変位も大きくなる傾向が見られた。最終荷重では、実験値は解析値に対して約20%大きい結果となっている。P = 20 tf の段階で床版上面のひびわれ発生が確認されていること、解析ではひびわれが考慮されていないことから、このような結果はひびわれによる剛性低下の影響であると思われる。全体的に床版の変位は、実験値と解析値は概ね整合しており、変形形状もよく一致している。

##### 2) ひずみ性状

各部材のひずみ性状もまた、変位性状と同様の傾向を示している。荷重-ひずみ関係は一部のデータを除き、実験値と解析値は比較的よく合っている。底鋼板の主鉄筋方向ひずみは、荷重載荷点の直下のゲージが解析値に比較して小さくなる傾向が表れている。この現象は載荷位置を変えた場合の荷重載荷点直下でも表れるため、原因について分析を行っているところである。コンクリート配筋方向ひずみ(図-25)は、P = 20 tf で急激なひずみの変動が表れているが、ひずみゲージの近傍にひびわれが発生した段階と一致しており、ひびわれにより測定位置のひずみが解放されたものと推定される。ひずみ分布に関しても、データの一部に不良箇所はあるものの、解析値は実験結果の性状をよく追跡できていると思われる。なお、実験の着目点の一つであるTリブフランジに設けた孔の影響に関しては、有意差は特に認められない。

##### 3) ひびわれ性状

床版上面のひびわれは、走行回数12万回 (P = 20 tf) 時に床版のほぼ中央部に発生した。このひびわれは走行回数36万回にかけて徐々に進展しており、この間は新たな位置のひびわれ発生は見られなかった。走行回数40万回 (P = 36 tf) 以降は床版の中央から端部に広がるようにひびわれが発生し、最終的には橋軸直角方向(主鉄筋方向)に大きく7本のひびわれが確認された。これらのひびわれは全てひびわれ幅が0.2mm以下である。そのほか、走行路盤の近傍で圧壊、せん断ひびわれ、橋軸方向(配筋方向)のひびわれは一切確認されなかった。また、走行実験終了後に供試体を切断し断面の観察を行ったところ、Tリブフランジの先端部、もしくは鉄筋位置からひびわれが発生している様子が見られた。ただし、

床版厚さ方向に貫通しているひびわれはなく健全な状態が保持されていることから、耐久性に全く問題はないものと思われる。

#### 4) その他

コンクリートの充填性については、コンクリート打設中の状況では、Tリブフランジに孔をあけた側で孔を通過してコンクリートが流動している様子が見られた。切断面の観察によれば、コンクリートは孔あり、孔なしともにTリブフランジの下側へも回っており、良く充填されていた。コンクリートのスランプは9.5cmであり、通常の床版コンクリートに用いるスランプ8cm程度のコンクリートによる施工にも十分対応可能である。切断面では両者ともエアの残留している箇所が一部に見られ、フランジに孔を設けることによる充填性への効果は確認できなかった。

また接着剤を用いた底鋼板の高力ボルト継手部は、すべりは全く生じなかった。合成床版継手部への接着剤の適用に関しては、耐荷性能および耐久性に問題のないことが確認できたため、費用対効果など今後さらに検討を行った上で判断したいと考えている。

## 5. まとめ

QS Slabの輪荷重走行実験により、以下の項目を確認した。

- ① QS Slabは実験の最終段階（P = 40 tf、走行回数52万回）においても破壊しなかった。また、破壊の予兆となるようなひびわれは認められず、健全な状態が保持され優れた疲労耐久性を有している。
- ② 荷重載荷による床版の変位および各部材のひずみは、解析により予測される範囲内で推移しており、耐荷力の低下は見られない。
- ③ 解析結果との比較によれば、QS Slabはスタッドシアコネクタを設けなくとも、合成構造として機能している。
- ④ コンクリートは鋼部材内に十分充填されており、通常のスランプのコンクリートを用いた施工が可能である。

⑤ Tリブフランジの孔の有効性は、力学性状およびコンクリート充填性とも特に認められなかった。

⑥ 実橋においては、雨水の浸入が重大な状況をもたらすため、防水性に対しては十分検討する必要がある。

QS Slabは優れた耐荷力と耐久性を有する合成床版であり、他の形式の合成床版との比較においても同等と評価することができた。今後は設計・施工マニュアルの整備を進めるとともに、さらに継手構造などの検討を行う予定である。

本実験を実施するに当たりまして石川島播磨重工業(株)、石川島建材工業(株)、リブコンエンジニアリング(株)の関係者の皆様には、多大なるご協力をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

## <参考文献>

- 1) 西川, 村山, 吉崎, 古賀, 田中, 八部: 鋼連続開断面箱桁における鋼・コンクリート合成床版の適用について, 第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp. 203 ~ 206, 平成12年10月, 土木学会
- 2) 日本橋梁建設協会: 新しい鋼橋の「鋼・コンクリート合成床版」橋建協標準合成床版, 平成13年1月
- 3) 内田, 西川: 既設道路橋床版の疲労耐久性に関する検討, 第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集, pp. 37 ~ 42, 平成10年11月, 土木学会
- 4) 鈴木, 石井, 森安, 松井: RC床版の輪荷重移動載荷疲労試験, 第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp. 155 ~ 160, 平成12年10月, 土木学会
- 5) 建設省土木研究所, 他: 道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書(その1) ~ (その3)
- 6) 松井, 金, 宮川: 梁供試体を用いた合成床版ボルト継手の挙動に関する実験的研究, 第4回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp. 231 ~ 236, 1999年11月, 土木学会

2001. 10. 29 受付

# 手延べ式縦移動によるローゼ桁の架設 ～大宮市連絡通路橋（大宮ほこすぎ橋）

## Erection of a Lohse Bridge by Launching with Longitudinal Transfer Method ～ The Connecting Bridge in the City of Omiya (Omiya Hokosugi Bridge)

菅井 衛\*<sup>1</sup> 中野 一夫\*<sup>2</sup> 佐直 信次\*<sup>3</sup>  
Mamoru SUGAI Kazuo NAKANO Nobutsugu SAJIKI

### Summary

The Connecting Bridge in the City of Omiya (Omiya Hokosugi Bridge) was constructed over a JR line as a part of a "New City Center of Saitama" development project of Saitama Prefecture, and leads to the Saitama Super-Arena. To meet its role as a symbol of the city center and landscape requirements, the bridge has new features everywhere. In addition, it was constructed by launching with longitudinal transfer, an erection method that had never been applied to arch Lohse bridge before. This paper outlines the construction of the bridge with emphasis on the longitudinal transfer of the girder.

キーワード：アーチリブパイプの溶接ロボットによる全自動溶接、  
亜鉛-アルミアーク溶射、ローゼ桁の手延べ式縦移動架設

### 1. まえがき

ここに報告する大宮市連絡通路橋ローゼ桁架設工事は、東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所の設計・施工管理の元に施工され、桁架設は無事完了し、平成12年11月に竣工をむかえ、平成13年3月31日に開通記念式典が執り行われた。本工事は「さいたま新都心」を形成するプロジェクトの一環である「さいたまスーパーアリーナ」へ、JR線を跨ぎ、東西を結ぶ人道橋を架設する工事である。本橋梁はバスケットハンドル型鋼管アーチローゼ桁であり、工事の特徴として以下の点があげられる。

- ・アーチリブ（パイプ）の全周自動溶接に自走型全姿勢アーク溶接ロボットを採用した。
- ・塗装は新設橋梁として初めて、亜鉛-アルミニウム常温アーク溶射を採用した。
- ・アーチローゼ桁架設に手延べ式縦移動工法を採用した。
- ・桁縦移動架設時に支点反力の集中管理システムを導入した。

本文は、過去に施工例のないアーチローゼ桁の手延べ式縦移動架設を中心に、工事の概要を報告するものである。



写真-1 大宮ほこすぎ橋全景

\*<sup>1</sup>宮地建設工業(株) 東京本店計画部長

\*<sup>2</sup>宮地建設工業(株) 東京本店工事部現場代理人

\*<sup>3</sup>宮地建設工業(株) 東京本店計画部橋梁・土木グループサブマネージャー

## 2. 計画及び設計概要

大宮市連絡通路橋（大宮ほこすぎ橋）は、さいたま新都心地区の北側に位置し、新都心のシンボルであるさいたまスーパーアリーナと、JR線で分断される新都心の北側の地区を結ぶ歩行者と自転車専用の橋梁であり、氷川参道のけやき並木と新都心のけやきひろばまでを結ぶ「緑の回廊」をキーコンセプトに計画された。

本橋は、下部構造を含めて「さいたま新都心中核・中核施設建設調整委員会」より「ボリューム感を抑え視覚的にシャープな景観を創り出すアーチライズとし、またアーチ裏面とのコントラストを明確にし、歩行者への威圧感を和らげる効果を出すため、アーチリブの形状を鋼管とする」というデザインモチーフが示され、構造形式は景観デザインを考慮したバスケットハンドル型鋼管アーチローゼ桁に決定した。

## 3. 工法選定

架設地点周辺の状況は下記に示す通りである。

### ① 架設地点西側

- ・アリーナとP1橋脚間はペデストリアンデッキが架設済みであり、その支間は約17mと狭い。
- ・デッキ下には一般道路があり、工事期間中に供用開始となる。

### ② 架設地点下（JR用地内）

- ・橋梁とほぼ直角に東北線、京浜東北線等13線のJR線が通っている。
- ・支間中央部の上り機走線の両側は線間が比較的広く、架設地点南側の京浜東北線さいたま新都心駅用の工事用道路が通っている。

### ③ 架設地点東側

表-1 橋梁概要

形式	バスケットハンドル型 鋼管アーチローゼ桁
橋長	98.126m (CL上)
支間長	95.000m (CL上)
幅員	11.0m～15.0m (全幅員)
アーチ形状	円曲線 R≒88m
アーチライズ	13.000m
支間ライズ比	7:3
活荷重	群集荷重 (主桁:335kgf/m <sup>2</sup> 床組:500kgf/m <sup>2</sup> )
斜角	P1側:77°56'49" A1側:90°00'00"
横断勾配	1.031%      1.031% ←                      →
縦断勾配	(西側) 1.6% (東側) ←
鋼重	584.442 t

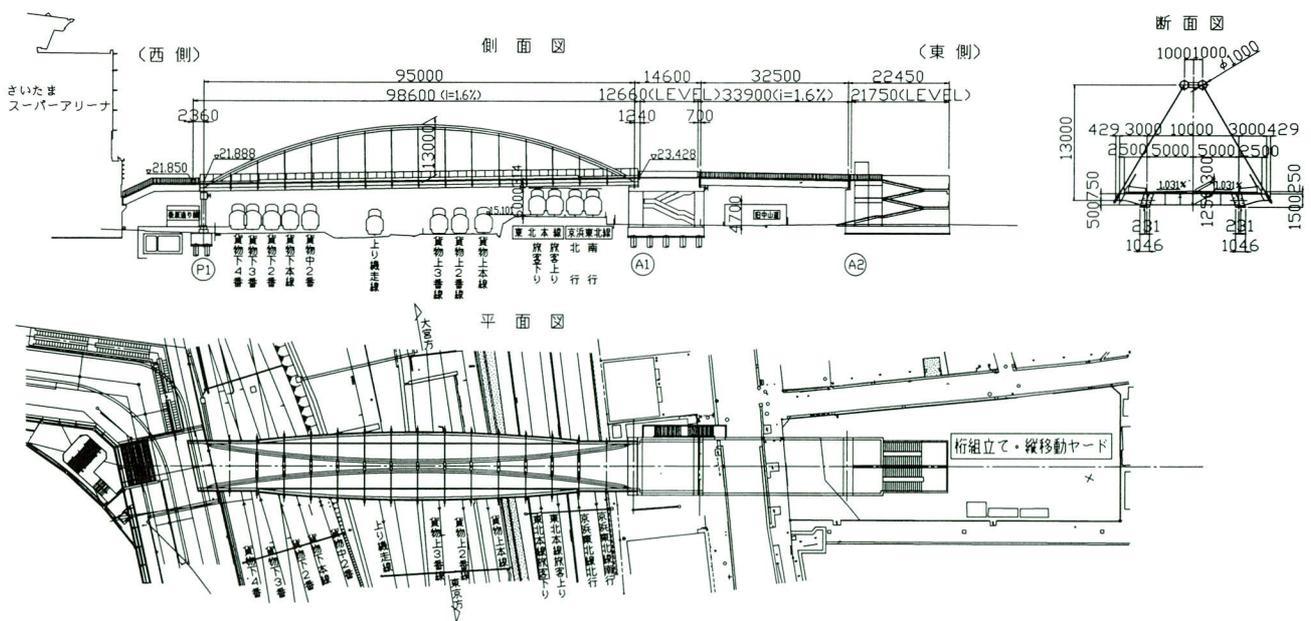


図-1 全体一般図

表-2 全体工程表

工事種類	平成11年		平成12年										
	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月
桁組立・縦移動ヤード設備工	組立											解体	
線間内ベント設備工				組立(軌道礎打設含む)					解体	軌道礎引続き			
手延機組立・解体工			組立						解体				
桁組立工				桁組立									
桁縦移動工				第1回縦移動(3/6)			第2~7回縦移動(6/16~22)						
桁降下工										桁降下			
床版工							床版パネル組立			床版パネル組立・調整		コンクリート打設(9/15・15)	

- ・ A1橋台とA2橋台間は旧中山道が通っており、その間の単純箱桁は、本桁の架設を考慮して後施工とした。
- ・ A2橋台は本連絡路への登り口として、階段及びエレベータが併設されるが本桁の架設を考慮して、これらを後施工とし、フーチング及びパラペットまでが施工済みとした。

以上の様な現地の状況下で架設方法は、架設地点東側のA1橋台後方に旧中山道をまたいで桁組立て・縦移動のためのヤードを構築して、その上で桁及び手延べ機を全て組み立てる。

また、並行してJR線間中央部のヤード内にベント及び軌条設備を設け、この2箇所をヤードを桁縦移動の軌条として、JR線夜間き電停止間合い作業で自走台車による手延べ式縦移動工法にて架設し、その後、ジャッキダウンにより桁を据え付ける工法を採用した。

#### 4. 施工要領

##### (1) 桁組立て・縦移動ヤード工

架設地点東側に設けた桁組立て・縦移動ヤードの諸元を以下に示す。

全 幅：20.000m

全 長：105.000m

工事桁：桁高2.0m~2.6m×4主桁(角レール付)

ベント：5基(コンクリート基礎)

このうちの旧中山道上空の24.0m分はあらかじめ工事桁を地組しておき、500t吊油圧クレーンを使用して、3時間半夜間道路の全面通行止めを行い架設した。

工事桁上面には直下を通る歩行者や車両の防護及び作

業床を確保するため、全面デッキプレート張りを採用した。(写真-2,3)



写真-2 桁組立て・縦移動ヤード



写真-3 工事桁架設

##### (2) 第1回桁組立て・手延べ機組立て

橋桁の組立ては手延べ機と桁の全長が116.8mと組立てヤードより長いため、2段階に分けて行った。

まず始めに手延べ機と橋桁の約3分の1を組み立てて、前方に縦移動し、手延べ機がJR京浜東北線の上に張り出

した状態で残りの3分の2の桁を組み立てた。

補剛桁断面 ウェブ高 : 1.500m  
ウェブ間隔 : 1.000m  
ウェブ傾斜角 : 72.9° (内側)

手延べ機は本桁の補剛桁と同一形状のものを延長して先端に22.0m取り付けた。(写真-4, 5)

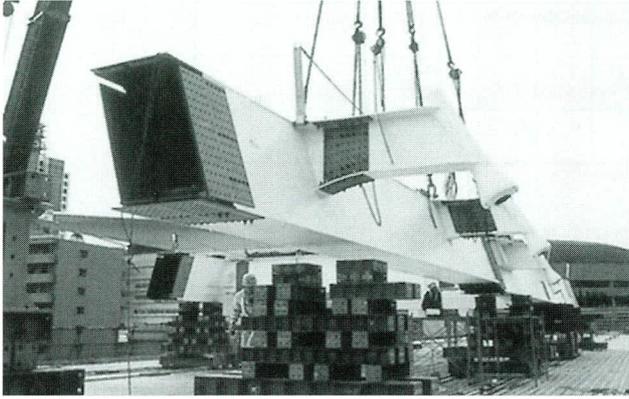


写真-4 補剛桁組立て状況

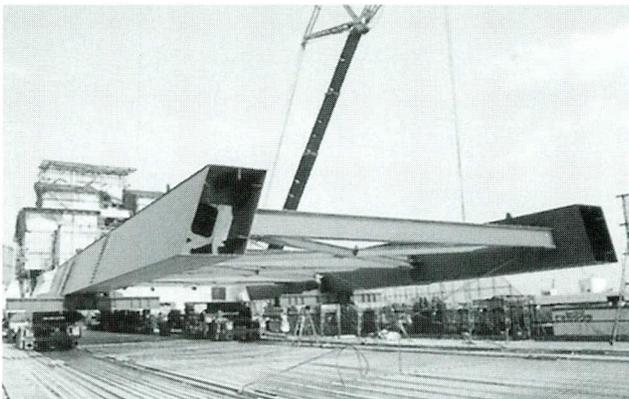


写真-5 手延べ機

### (3) 第1回桁縦移動

第1回桁縦移動は手延べ機及び桁全長分の組立ヤードスペースを確保するために行うもので、手延べ機先端が張り出す直下のJR京浜東北線のき電停止間合い時間内(53分)で45.0mの縦移動を行った。

縦移動の駆動力は自走台車を2台使用した。

自走台車諸元

- ・耐力 : 320t × 2台
- ・走行速度 : 1.6m/分

また、桁組立てが途中段階であるため、2台の200t耐力従走台車と6台の60t耐力従走台車で各格点を支持した。

### (4) 第2回桁組立て

第1回桁縦移動終了後、橋桁の残りの3分の2の組立てを行った。

この橋のイメージは古き良き時代と未来への架け橋として、さいたまスーパーアリーナとの調和を図るため、シンプルで軽快なイメージとし、歩行者への威圧感を和らげる効果のためアーチリブには直径1.0mの円形鋼管を採用している。

また、これらの部材の現場接合箇所は歩行者に見えない床版下面はボルト接合、床版上面のアーチリブは現場溶接接合が採用されている。

アーチリブの組立ては、1ブロック毎にベントと、桁縦移動時の受け点となる箇所には仮設支材を設けて行った。

また、アーチリブ現場溶接箇所には風防設備を18箇所設置した。(写真-6, 7)

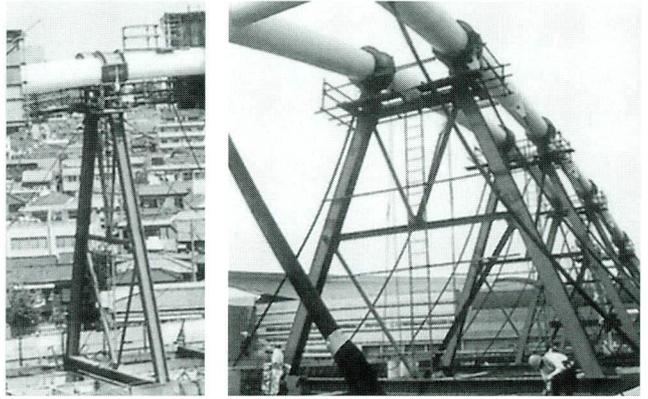


写真-6 アーチリブ仮設支材

### (5) アーチリブ現場溶接

アーチリブ鋼管の現場溶接は各箇所でも三次元的に角度が変わり、またその1箇所でも溶接姿勢が漸次的に変化する非常に難易度の高いものであった。

そこで溶接方法の確認、データ収集のため、製作工場で大物大のモデルを使用して現場溶接施工試験を実施した。詳細については「宮地技報 No.16 2000鋼管の現場全周片面溶接(大宮市連絡通路)」に記載されており、参照されたい。

溶接機械 : 可搬走行型全姿勢溶接ロボット

溶接方法 : 外面からの片面裏波全周自動溶接

半周ずつ振り分けの上進溶接

アーチリブ現場溶接は全36箇所の接合部に風防設備を

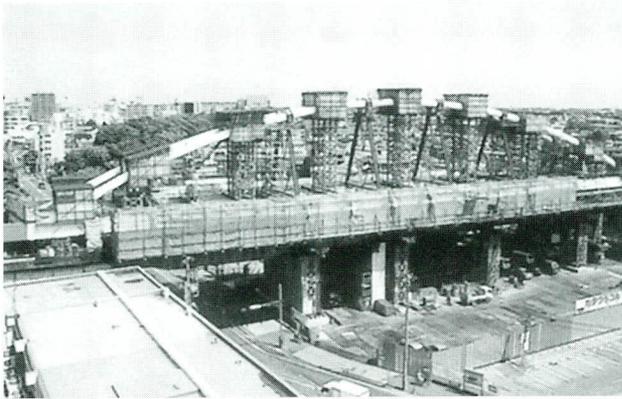


写真-7 アーチリブ溶接用風防設備

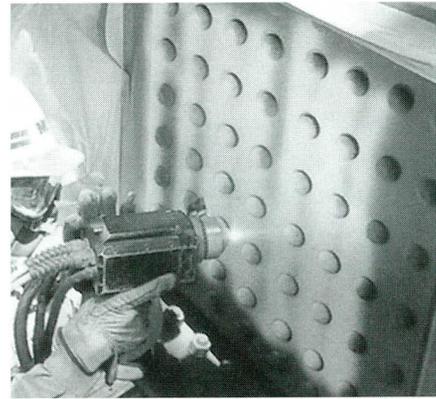


写真-8 亜鉛・アルミ擬合金溶射

設け、両端部からアーチ上部に向かって左右対称に、施工試験と同じ溶接ロボットを使用して行った。

### (6) 現場塗装

本橋梁の特徴の1つである塗装は、JR線上空をまたぐためメンテナンスフリーと、美観的な色彩の自由度から亜鉛—アルミニウム常温アーク溶射工法が採用されている。(現場継ぎ手部以外は同仕様で工場仕上げ済みである。)

これは専用の装置で亜鉛とアルミニウムとを同時に溶かし、圧縮空気で吹き付けるもので、その耐久性は50年以上といわれている。

現場継ぎ手部塗装の施工は

1. 素地調整
  2. 粗面形成材塗装  
(2液エポキシ樹脂系吹付常温硬化型)
  3. 亜鉛—アルミニウム常温アーク溶射
  4. 上塗り塗装 (厚膜型ポリウレタン樹脂上塗塗料)
- の順に行った。(写真-8)

### (7) ハンガーケーブル・仮設支材

ハンガーケーブル仕様を以下に示す。

- ・形式：鉛直吊りハンガー
- ・ケーブル：被覆平行線ストランド  
 $\phi$  70mm (SPWC55) - 26本  
 $\phi$  60mm (SPWC37) - 4本

また、桁の縦移動架設時には完成形と異なる支点で桁を受けるため、全体形状を保持する仮設支材を6箇所の間隔格点に設けた。この仮設支材は架設時に作用する引張り、圧縮の両方向の力に対して抵抗する構造とした。図-2にその構造と作用力を示す。

### (8) 線間ベント架設

桁縦移動の際の中間支点として重要な役割を持つ線間ベントは、橋桁組立てと並行して設置作業を行った。線間ベント諸元を以下に示す。

- ・ベント支柱： $\square$ 800-16本
- ・基礎型式：H鋼杭 (H400×10.0m) -64本
- ・上載工事桁：桁高2.0m×全長24.0m-4主桁
- ・上載設備：320t耐力自走台車-2台 (桁受用)  
300t油圧ジャッキ-4台 (盛替用)

この線間ベントは施工前にJRの「線路上空構造物架設計画の手引き (案)」が新たに適用され、大規模地震の1/2程度の地震力に対して倒壊しない構造が要求され、

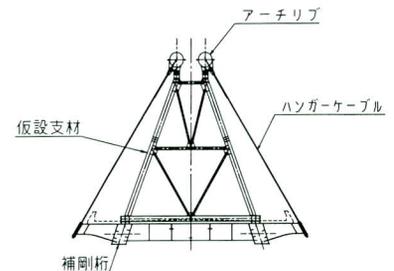
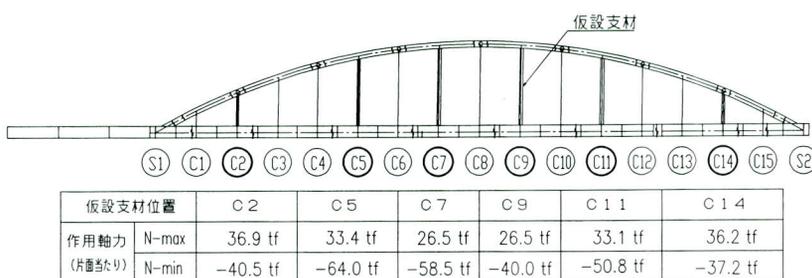


図-2 仮設支材作用力及び構造図

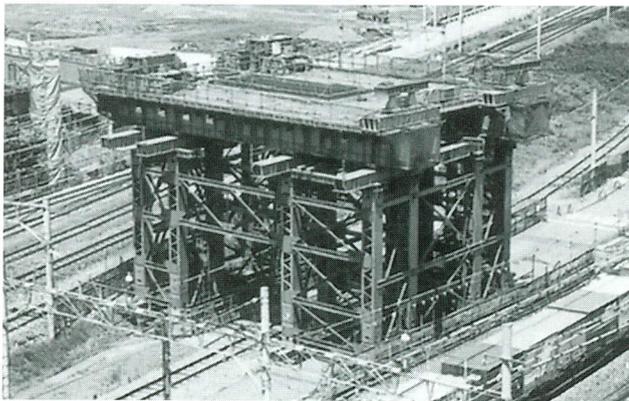


写真-9 線間ベント架設完了

全体剛性を高めるため、各構成材の補強を行った。(写真-9)

### (9) 床版パネル架設

床版型式は、架設後の線路上空作業を極力少なくするため、型枠と鉄筋が一体となったプレキャストGRC埋設型枠を採用している。これを桁縦移動前に全て取付けを行い、床版コンクリート打設は桁据えけ後に行った。

### (10) 桁縦移動時安全対策

桁縦移動作業時の安全確保に、地震時や異常時の緊急停止装置として、角レールクランプ装置を開発、装備した。

この装置は1台当たりの水平耐力30tで、各台車に合計8台をセットした。緊急停止は圧縮ガスを組み込み、瞬間的に油を送ることで、緊急時には瞬時に台車を停止、固定することが可能となった。この系統図を図-3に示す。(写真-10)

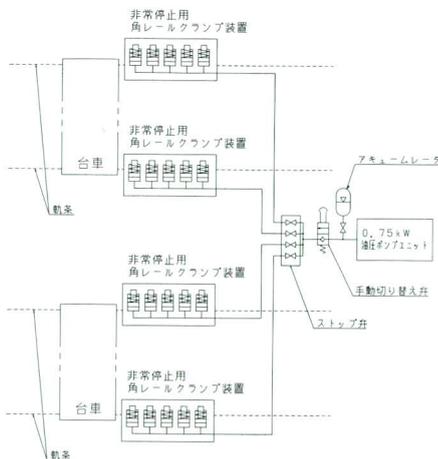


図-3 角レールクランプ装置系統図

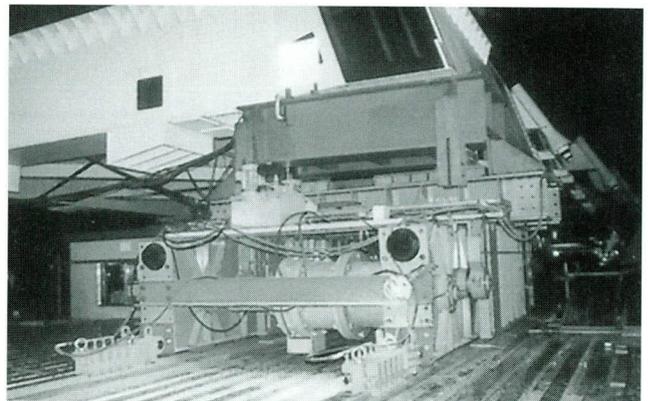


写真-10 自走台車と角レールクランプ装置

また、桁縦移動時の安全対策の一つとして、パソコンによる集中反力管理システムを導入した。

これは各段階での台車と仮受けジャッキの支持点反力を設計値と実測値を並べて画面表示させ、リアルタイムに比較しながら管理・調整を行うものである。

また、桁縦移動距離はレーザー式距離計により計測し、これも画面表示させ、この距離に応じて設計反力、桁縦移動状況図が変化するものである。(図-4)

各ステップでの設計反力及び計測結果を表-3に示す。計測の結果は、ほぼ設計値通りであった。

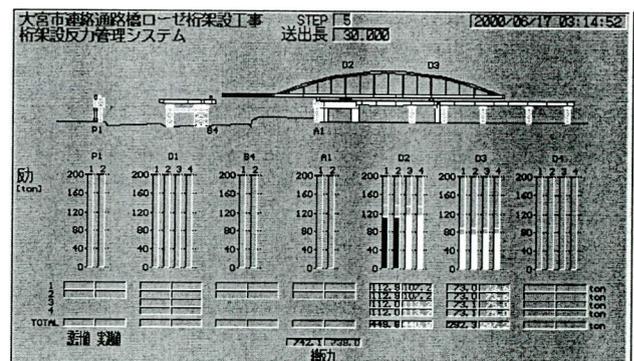


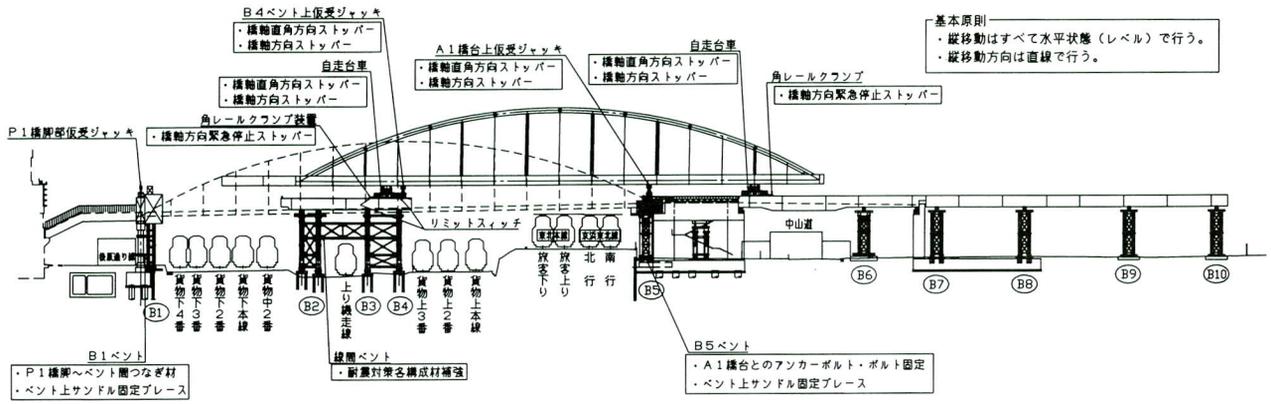
図-4 桁架設反力管理システム

桁縦移動時の地震等に対する安全設備の一覧を図-5に示す。

### (11) 第2～7回桁縦移動

桁組立て完了後、桁縦移動を行った。延べ縦移動距離は103.0mで、全てき電停止間合いで6回に分けて行った。桁縦移動ステップを図-7に示す。

(320t自走台車-4台使用)



P1橋脚部B1ベント	線間ベント	A1橋台部B5ベント	台車設備
1. P1橋脚支柱へベント支柱間のつなぎ材取付 2. ベント上サンドル設備の固定ブレース材取付	1. 線間ベント各構成材の補強  B4ベント上仮受ジャッキ	1. フーチング埋め込み受梁とベント支柱基部のボルト固定 2. ベント上サンドルと橋台とのアンカーボルト固定 3. ベント上サンドル設備の固定ブレース材取付  B5ベント上仮受ジャッキ	1. 横軸及び橋軸直角方向ストッパーの取付 2. 緊急停止用角レールクランプ装置の取付 3. 橋体と台車との固縛 (ワイヤーロープ、レバーブロック等使用)

図-5 桁縦移動時安全対策一覧図

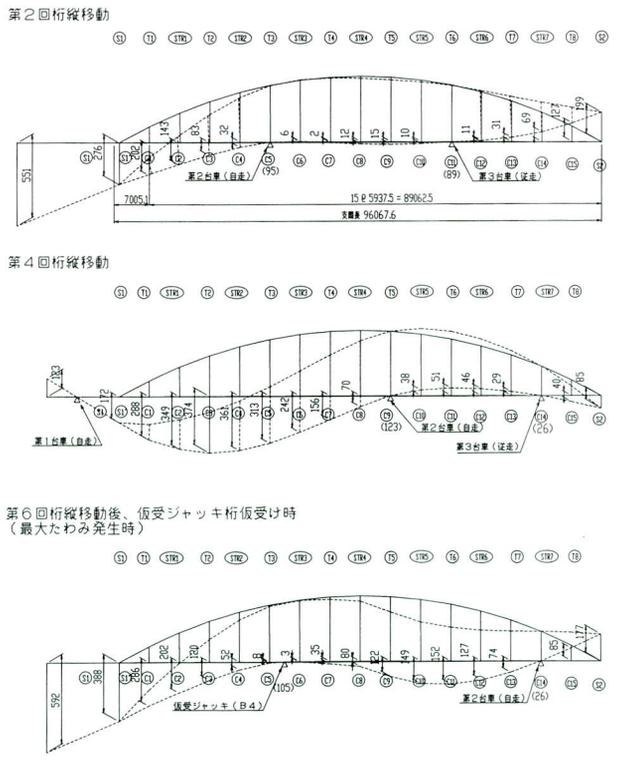


図-6 桁縦移動時たわみ図

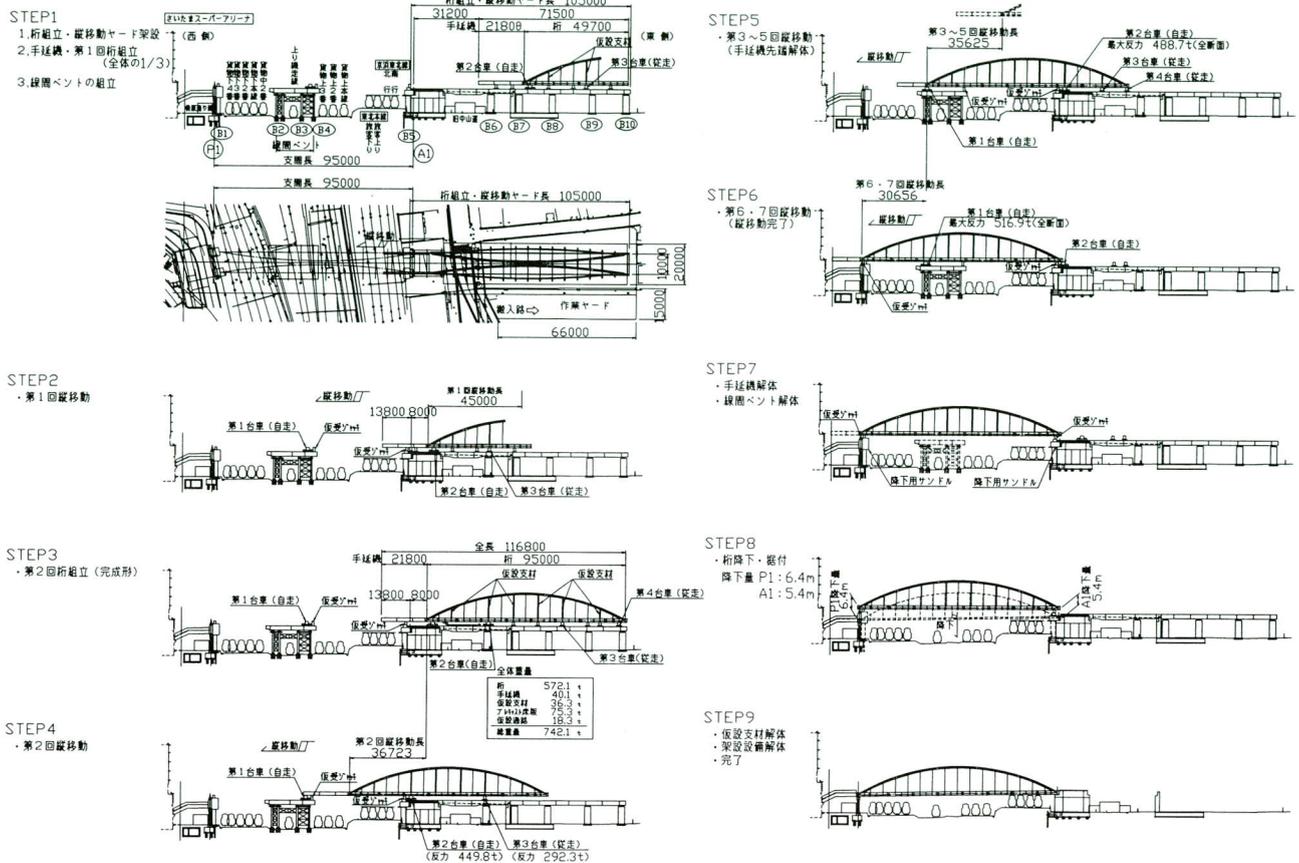


図-7 桁縦移動ステップ図

表-3 桁縦移動時支点反力計測結果

縦移動ステップ	日付	時刻	STEP	送出長 (m)	第1台車			第2台車			第3台車			第4台車			総反力		
					実測値 R (tf)	設計値 R <sub>s</sub> (tf)	比率 R / R <sub>s</sub>	実測値 R (tf)	設計値 R <sub>s</sub> (tf)	比率 R / R <sub>s</sub>	実測値 R (tf)	設計値 R <sub>s</sub> (tf)	比率 R / R <sub>s</sub>	実測値 R (tf)	設計値 R <sub>s</sub> (tf)	比率 R / R <sub>s</sub>	実測値 R (tf)	設計値 R <sub>s</sub> (tf)	比率 R / R <sub>s</sub>
第2回桁縦移動	2000/6/17	3:26:16	5	36.67	-	-	-	456.6	449.8	1.02	283.9	292.3	0.97	-	-	-	740.5	742.1	1.00
第3回桁縦移動	2000/6/18	1:52:25	10	36.66	50.4	51.4	0.98	494.8	488.6	1.01	195.7	202.1	0.97	-	-	-	740.9	742.1	1.00
第4回桁縦移動	2000/6/20	2:31:59	21	60.65	145.0	164.4	0.88	453.3	421.0	1.08	125.7	140.7	0.89	-	-	-	724.0	726.1	1.00
第5回桁縦移動	2000/6/21	2:14:35	28	72.46	345.1	347.5	0.99	152.2	143.5	1.06	-	-	-	226.8	235.1	0.96	724.1	726.1	1.00
第6回桁縦移動	2000/6/22	2:16:28	35	87.27	398.1	404.5	0.98	325.9	321.6	1.01	-	-	-	-	-	-	724.0	726.1	1.00
第7回桁縦移動	2000/6/23	3:15:48	41	103.13	550.8	554.9	0.99	173.2	171.2	1.01	-	-	-	-	-	-	724.0	726.1	1.00

## (12) 桁降下工

橋桁の縦移動完了後、線間ベントを解体し、橋桁を所定の高さに据え付けるためのジャッキダウンを行った。

桁の縦移動時は据付高さよりP1橋脚で6.4m、A1橋台で5.4m高い位置で行っており、この分を1回の降下量を150mmずつ、200t耐力の油圧ジャッキ8台を使用して行

った。

## 5. あとがき

本工事はJR線上の厳しい環境下で、アーチローゼ桁形式では過去に例のない手延べ式縦移動工法による施工であり、かつその構造は景観、利便性、維持管理、施工性、



写真-11 第2回桁縦移動完了



写真-12 第7回桁縦移動完了

経済性等を考慮した設計がなされ、多方面から非常に注目された工事でありました。

そのため、橋体設計と並行して、架設設計を反映するなど、万全の事前計画で対応を図り、その結果現地施工に大変役立ち、改めて事前計画の重要性を再認識した次第であります。

また、施工の途中段階でJRの「線路上空構造物架設計画の手引き（案）」が新たに適用され、架設時の地震荷重に対する安全性が求められ、非常に難易度の高い工事でした。今後、同橋梁型式の架設工法の選択肢のひとつとして参考になれば幸いです。

最後に本工事の計画、施工に当たり監督御指導頂いた、JR東日本東京工事事務所工事管理室、同東北担当課、同大宮工事区、並びにジェイアール東日本コンサルタンツ（株）、（株）日建設計の関係各皆様方に深く感謝し、紙上を借りて御礼申し上げます。

#### <参考文献>

- 1) 村上貴紀, 瀬木純一, 鶴岡毅: 鋼管の現場全周片面溶接 (大宮市連絡通路) 宮地技報 No.16, pp.4~10, 2000  
2001. 12. 28 受付

# 剥離剤で塗膜を除去した 高力ボルト摩擦接合面のすべり係数

## Slip Coefficient of Surface Stripped of Painted Film Using Remover

辻 幸 佐\*<sup>1</sup> 青 木 清\*<sup>2</sup> 戸 田 崇\*<sup>3</sup>  
Kosuke TSUJI Kiyoshi AOKI Takashi TODA

### Summary

When a new steel member, such as a bracket, is attached to an existing member with a high strength friction bolt joint, the paint coating on the contact surface of the connection must be stripped. However, it is not desirable that a grinder or blaster is used for that purpose because they pulverize and scatter the paint, which puts harmful substances in the air and makes it difficult to recover the paint. Moreover, the use of a paint remover is effective in stripping the surface up to the undercoat of paint, but is not effective at completely removing the primer coat.

Measurements of the slip coefficient were performed on the connection surface of an existing member coated with zinc-rich primer but having the surface coat of paint removed and a newly spliced plate freshly coated with the thick-film-type, inorganic, zinc-rich paint 75- $\mu$  m thick. The measurements were to determine if the slip coefficient were greater than or equal to 0.4 ( $\mu \geq 0.4$ ) when they were connected together by high strength friction bolt joint. For comparison, slip tests were carried out on a specimen that was prepared by removing zinc-rich primer after removing the printed film. To allow measurement relaxation, the latter tests were done one week after the high strength bolts were tightened.

キーワード：すべり係数, 剥離剤

### 1. まえがき

新規部材と既設部材との摩擦接合は、すべり係数確保の観点から既存の塗膜除去が必要となり、グラインダ等を用いた方法で行われるのが一般的である。

補修あるいは追加工事において、新規製作した部材を既設部材に取付ける方法として、高力ボルト摩擦接合で行う場合、既存塗膜を従来のグラインダ等のパワーツールによる塗膜除去法では、粉末化した塗料の飛散が問題となる。そのため、塗膜に剥離剤を塗布して除去することを計画した。上・中・下塗り塗料は剥離剤で除去可能だが、初層に施されたブラスト面に強固に付着した原板ジンクリッチプライマーは残存する可能性があった。

本報告書は、剥離剤による塗膜除去面に初層の原板ジンクリッチプライマーが残った状態の既設桁（母材）側と、厚膜型無機ジンクリッチペイント75 $\mu$ を塗布した新たな添接板との間に、高力ボルト摩擦接合面のすべり係数 $\mu \geq 0.4$ 確保が可能かどうかを確認するために行った。

また、剥離後に残ったジンクリッチプライマー（母材側）をグラインダで除去した試験体も併せて行い、すべり係数を比較した。なお、ボルト締付け後は、リラクゼーションを1週間計測し、その後にすべり試験を行った。

### 2. 試験体形状と塗装仕様

試験体形状は図-1に示すとおりで、母材は既設桁に相当し、添接板は新規の添接板に相当する。

既設桁の塗装は、ジンクリッチプライマー（15~20 $\mu$  m）を下地とし上・中・下塗り塗料は、塗膜の飛散が最も問題になると考えられる塩化ゴム系とした。なお、乾燥期間は、上塗り塗装完了から30日間とした。

添接板は、ブラスト施工し厚膜型無機ジンクリッチペイント75 $\mu$  mを塗布する。この試験体を6体製作した。塗装仕様は、表-1に示すとおりとする。

\*技術本部設計部

\*<sup>1</sup> 株宮地総合メンテナンス 常務取締役

\*<sup>2</sup> 株宮地総合メンテナンス 工事部計画課

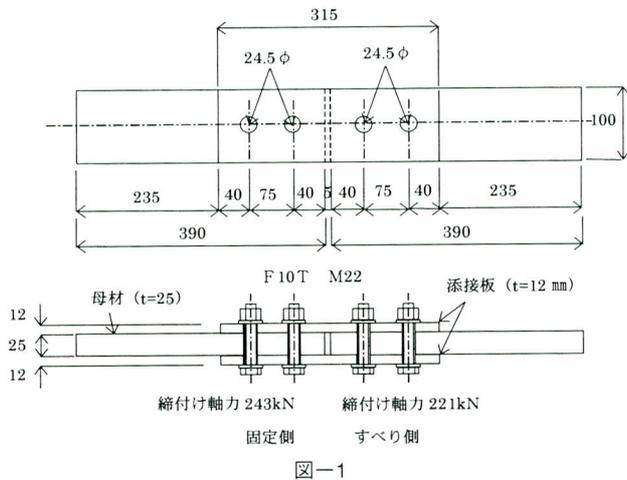


図-1

表-1 塗装仕様

部位	塗装仕様
母材 (既設部材)	原板無機ジンクリッチプライマー (15 $\mu$ m~20 $\mu$ m)
	塩化ゴム系下塗り
	〃 下塗り
	〃 中塗り
添接板 (新規部材)	プラスト
	原膜型無機 ジンクリッチペイント (75 $\mu$ m)

### 3. 試験体材料

#### (1) 鋼材

本試験で使用した鋼材を表-2に示す。

表-2 使用鋼材

	材質	寸法 (mm)	数量
母材	SM400A	100×25×390	12
添接板	SM400A	100×12×315	12

#### (2) 高力ボルト

本試験で使用した高力ボルトM22を表-3に示す。

表-3 使用ボルト

	材質	径×長さ	本数	工場トルク係数值
固定側	F10T	M22×90	12	0.133
すべり側 (ゲージ付)			12	0.132

### (3) ひずみゲージ

すべり側となるボルト軸部には、2枚のひずみゲージを対称面に平行に貼り、ボルト軸力を計測した。なお、2枚のゲージの平均値を用いてそのボルト軸力とした。本試験で使用したゲージを表-4に、貼付位置を図-2に示す。

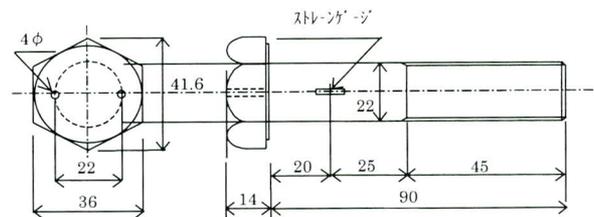


図-2

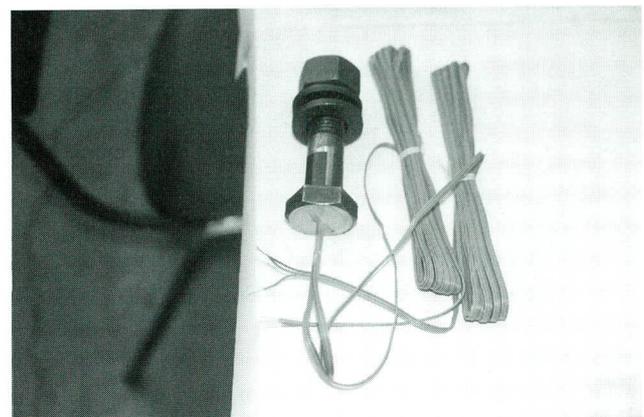
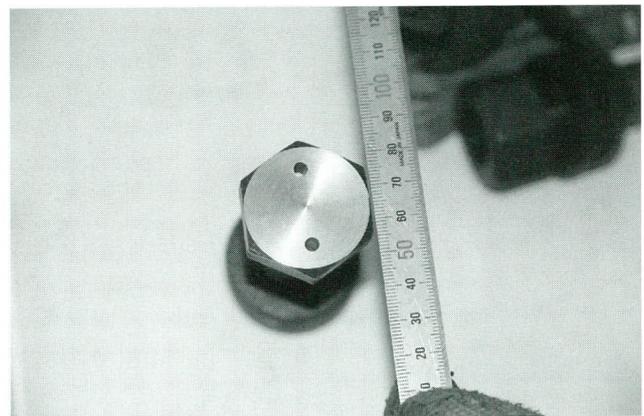
表-4 使用ゲージ

単軸ゲージ	ゲージ長さ	ゲージ幅	リード線長さ	枚数	ゲージ率
FLA-2-11-SLT	2mm	1.5mm	5mm	24	2.13

### (4) 剥離剤

本試験で使用した剥離剤を下記に示す。

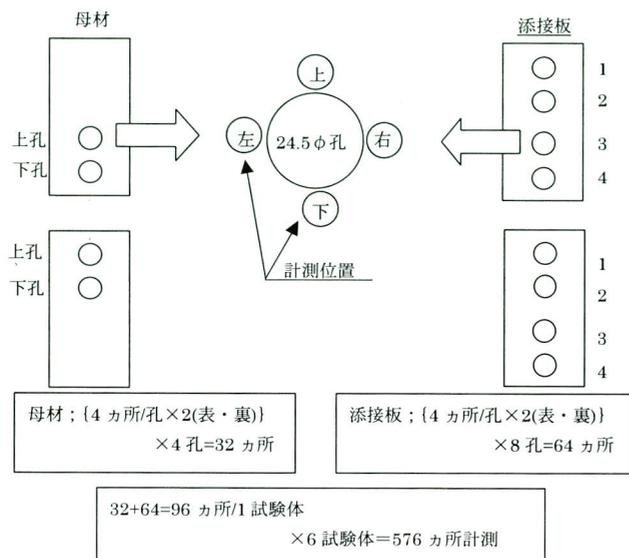
メーカー	日本ペイント
商品名	剥離Z1000番デラックスEU



#### 4. 塗装膜厚計測結果

孔の上下左右の位置で剥離前の合計膜厚を計測した。

##### (1) 塗装膜厚計測位置



##### (2) 塗装膜厚計測結果

次頁の表-5に結果を示す。

#### 5. 母材側塗膜剥離手順

具体的な剥離手順は以下による。

- ① 母材表面に剥離剤を塗布する。
- ② 剥離剤を浸透させるため5分~10分保持し、その後「ヘラ」でそぎ落とす。  
→この作業で上塗りと中塗りが取れ、表面に下塗りが出てくる。
- ③ 下塗りの上にもう一度剥離剤を塗布する。
- ④ ワイヤブラシでゴシゴシと下塗りを落とす。  
→原板プライマー面が出てくる。
- ⑤ ウェスで汚れを拭取る。
- ⑥ 表面に原板プライマーが残存している状態となる。  
→<type-A> 6体中3体はこれですべり試験を行う。  
表面粗さは、Rz=16.8μm (10点平均)
- ⑦ 残りの3体は、プライマーをグラインダで除去する。  
→<type-B> 3体はこれですべり試験を行う。

#### 6. ボルト軸力導入

(1) すべり側は、設計ボルト軸力 (201kN ; M22) の10%増し(221kN)をひずみ値に換算し、ひずみゲージの値を監視しながら所定の軸力を導入した。

$$\varepsilon = \sigma / E = (201\text{kN} \times 1.1 \times 1000 / 380) / 206 \times 10^3 = 2824 \mu$$

(2) 固定側は、すべり側の軸力 (221kN) の10%増し(243kN) を目標とし、トルク法で軸力を導入した。

$$T = k \cdot D \cdot N = 0.133 \times 22.0 \times (201\text{kN} \times 1.1 \times 1.1) = 712\text{N} \cdot \text{m}$$

すべり係数  $\mu = P / (m \cdot n \cdot N)$

P : すべり荷重(kN)  
m : 摩擦面数 (=2)  
n : ボルト本数(=2)  
N : 導入軸力 (kN)

#### 7. ボルト締付け手順

締付け手順は、固定側を先行しすべり側を後から施工した。また、各ボルト共60%程度の予備締めの後、所定の軸力に締付けた。

すべり側ボルトに導入軸力の100%が入ったのを確認したら、導入直後のデータを採取し、1週間後のすべり試験まで計測を継続した。計測間隔は、表-6に示すとおり。

表-6 計測間隔

	計測間隔	計測回数	計測時間	累計時間
Step-1	1分	60回	1時間	—
Step-2	10分	12回	2時間	3時間
Step-3	30分	6回	3時間	6時間
Step-4	60分	10回	6時間	12時間
Step-5	120分	12回	24時間	36時間
Step-6	240分	30回	120時間	156時間

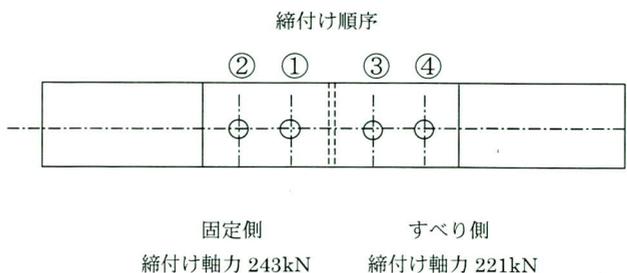
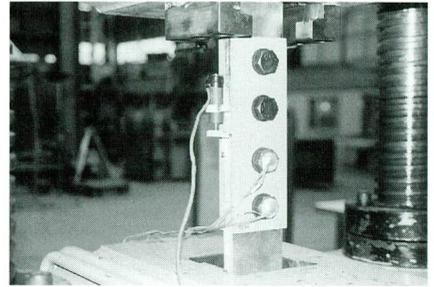
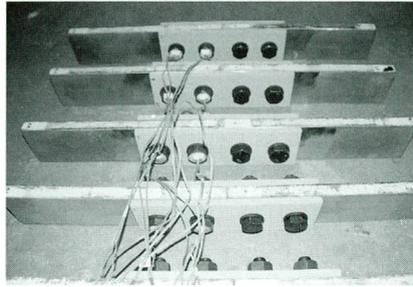
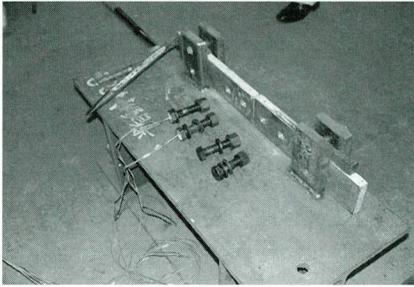


図-3

表-5 塗装膜厚計測結果表

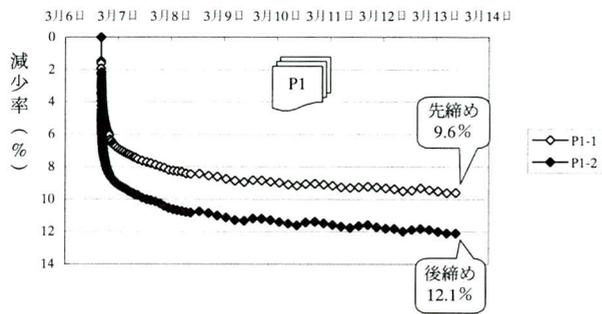
単位：μm

		表					平均値	標準偏差	裏						
		上	右	下	左	上			右	下	左	平均値	標準偏差		
母材 原板無機ジンクリッチプライマー 塩化ゴム系下塗り 〃 下塗り 〃 中塗り 〃 上塗り	P1	B1	上孔	132	111	127	151	119	17	147	82	88	117	109	20
			下孔	124	99	95	115			118	102	121	100		
	B2	上孔	91	77	131	88	99	16	140	111	109	105	118	13	
		下孔	104	95	94	114			102	121	131	128			
	P2	B3	上孔	103	133	107	132	108	16	99	106	112	103	105	10
			下孔	95	100	83	113			99	95	128	95		
	B4	上孔	119	106	148	84	116	17	82	92	101	95	102	17	
		下孔	122	125	120	106			103	138	89	119			
	P3	B5	上孔	105	129	111	114	114	16	113	109	91	95	101	11
			下孔	118	94	146	98			102	86	121	94		
	B6	上孔	119	107	75	101	108	17	80	103	94	115	103	13	
		下孔	94	118	111	138			100	120	94	116			
P4	B7	上孔	101	101	100	85	92	10	99	99	103	119	95	13	
		下孔	80	85	107	80			71	89	85	94			
B8	上孔	71	72	64	77	78	9	81	107	81	98	89	13		
	下孔	88	81	90	84			92	89	64	99				
P5	B9	上孔	69	108	63	114	81	19	67	86	61	74	73	7	
		下孔	58	83	84	70			70	79	79	69			
B10	上孔	77	74	117	69	80	18	89	94	80	92	96	16		
	下孔	97	68	53	83			107	101	74	129				
P6	B11	上孔	74	99	64	106	89	14	72	97	70	77	82	10	
		下孔	92	104	80	95			77	98	79	82			
B12	上孔	100	89	77	83	91	14	94	92	106	89	94	10		
	下孔	75	109	79	114			92	93	110	75				
添接板 ブラスト 厚膜型無機ジンクリッチペイント	P1	S1	1	136	126	147	133	125	12	118	120	134	140	136	11
			2	98	114	112	135			139	147	143	151		
			3	126	124	138	123			134	133	138	157		
			4	121	119	115	133			129	128	117	142		
	S2	1	112	109	91	91	108	11	151	154	159	146	149	12	
		2	102	118	113	88			162	159	161	152			
		3	104	108	105	103			144	154	150	153			
		4	114	112	123	128			138	148	120	125			
	P2	S3	1	155	147	138	150	148	10	142	150	159	140	146	15
			2	151	140	147	122			164	156	168	153		
			3	148	139	161	140			158	144	156	144		
			4	152	149	165	159			130	125	126	114		
	S4	1	141	135	142	133	137	9	169	154	153	155	164	8	
		2	135	120	126	131			171	177	165	166			
		3	121	131	146	146			170	158	173	170			
		4	151	147	134	150			170	147	161	158			
	P3	S5	1	149	133	126	138	137	12	138	136	136	118	144	14
			2	125	128	111	134			171	162	166	155		
			3	146	134	148	131			148	154	142	140		
			4	142	139	162	147			141	137	125	140		
	S6	1	133	124	122	128	126	6	150	132	141	142	150	9	
		2	123	128	118	121			132	150	148	156			
		3	124	121	120	122			151	159	156	164			
		4	131	131	143	126			158	157	155	152			
	P4	S7	1	147	123	159	144	141	12	128	128	116	117	136	10
			2	141	158	138	134			143	145	149	145		
			3	123	117	133	141			132	130	138	145		
			4	140	146	155	155			134	137	144	141		
	S8	1	127	136	108	128	124	9	137	147	138	160	154	13	
		2	139	137	125	124			141	144	154	182			
		3	114	122	121	120			167	173	139	161			
		4	117	113	135	124			149	156	166	154			
	P5	S9	1	141	143	158	161	158	14	125	133	130	137	134	8
			2	133	149	154	157			146	133	144	130		
			3	147	149	179	156			146	127	124	133		
			4	168	187	175	164			126	138	129	148		
S10	1	112	139	123	141	133	11	134	144	145	134	146	8		
	2	133	125	149	143			154	157	164	147				
	3	125	145	123	149			144	147	151	153				
	4	136	135	139	118			141	139	137	152				
P6	S11	1	122	123	143	111	130	13	137	146	138	126	141	11	
		2	129	109	126	135			144	158	144	147			
		3	112	133	124	127			110	147	148	137			
		4	134	138	153	155			133	150	155	137			
S12	1	124	130	133	134	133	9	135	134	145	133	140	11		
	2	120	147	122	123			136	145	158	147				
	3	143	128	131	129			165	141	127	147				
	4	133	154	136	142			132	124	131	133				

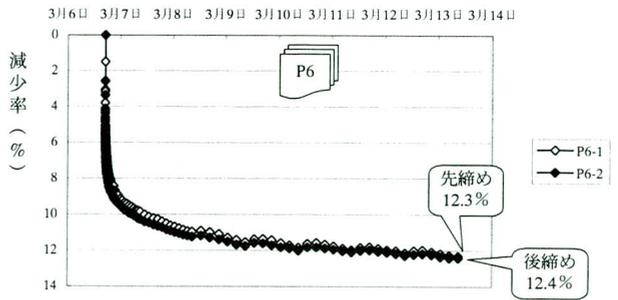
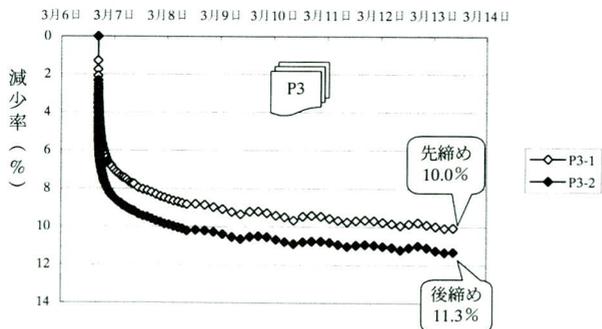
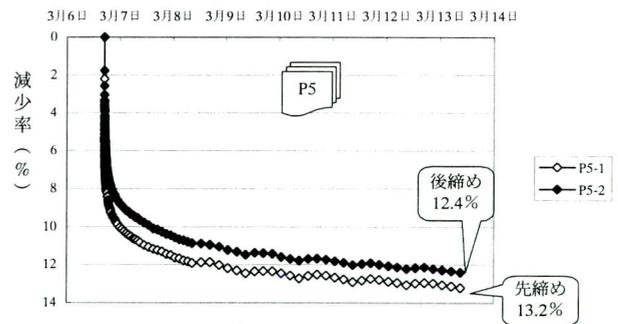
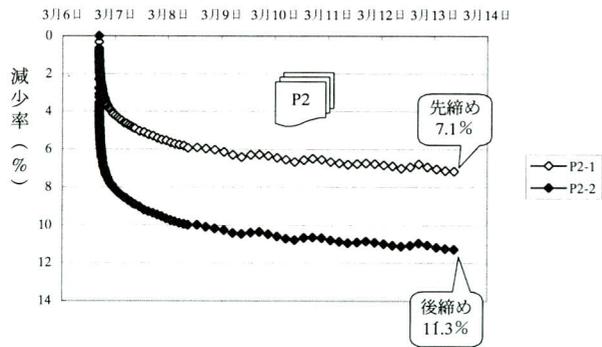
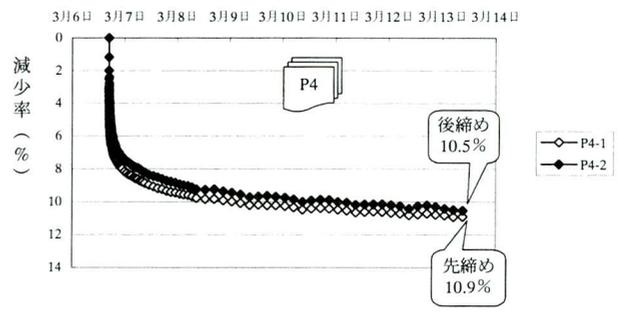


## 8. ボルトリラクゼーション計測結果

P1, P2, P3  
母材 (原板ジンクリッチプライマー) + 添接板 (厚膜型ジンクリッチペイント)



P4, P5, P6  
母材 (ケライン®面) + 添接板 (厚膜型ジンクリッチペイント)



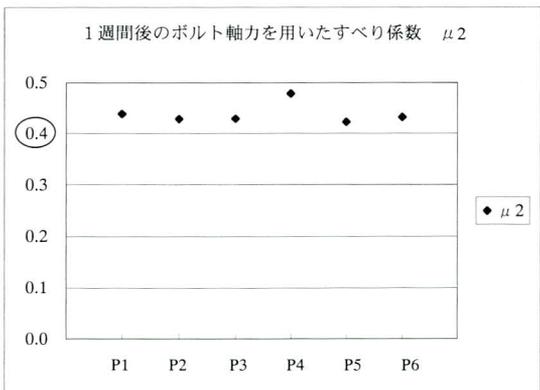
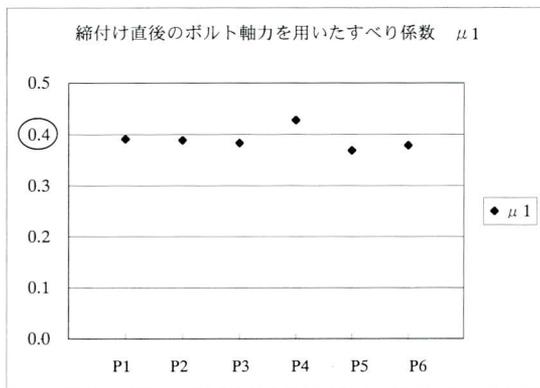
注意) グラフ中の先締めは試験体中心側のボルトを示し、後締めは端部側のボルトを示している。

## 9. すべり試験結果

			ひずみ $\mu$		初期軸力 kN		1週間後軸力 kN		リラクゼーション		すべり荷重		すべり係数			
			初期2824 $\mu$	1週間後	目標221kN	平均	軸力 kN	平均	減少率%	平均%	kN	tf	初期 $\mu$ 1	平均	1週間後 $\mu$ 2	平均
TYPE-A <母材> 原板無機ジンクリッチプライマー + 厚膜型無機ジンクリッチペイント <添接板>	P1	1	2832	2560	221.6	221.7	200.4	197.7	9.6	10.2	347.0	35.4	0.391	0.388	0.439	0.432
		2	2833	2490	221.7		194.9		12.1							
	P2	1	2741	2545	214.5	219.2	199.2	199.0	7.1		341.0	34.8	0.389		0.428	
		2	2861	2539	224.0		198.8		11.3							
	P3	1	2780	2501	217.6	219.6	195.8	196.2	10.0		337.0	34.4	0.384		0.429	
		2	2831	2511	221.6		196.6		11.3							
TYPE-B <母材> グラインダー面 + 厚膜型無機ジンクリッチペイント <添接板>	P4	1	3000	2673	234.8	231.1	209.2	206.3	10.9	12.0	395.0	40.3	0.427	0.392	0.479	0.445
		2	2905	2599	227.4		203.4		10.5							
	P5	1	2705	2348	211.7	218.4	183.8	190.5	13.2		322.0	32.8	0.369		0.423	
		2	2875	2519	225.1		197.2		12.4							
	P6	1	2772	2430	217.0	220.3	190.2	193.1	12.3		334.0	34.1	0.379		0.432	
		2	2858	2503	223.7		195.5		12.4							

注)  $\mu$ 1: 締付け直後のボルト軸力を用いて算出したすべり係数。  
 $\mu$ 2: 1週間後のボルトの軸力を用いて算出したすべり係数。

すべり係数グラフ



ボルトリラクゼーションは、ジンクリッチプライマーが残存しているものとそうでないものを比較した場合、ボルトの先締め（中央側）と後締め（端部側）の軸力減少率に顕著な差が表れている。ジンクリッチプライマーが残存している試験体は、3体全てにおいて先締めより後締めのボルトの方が減少率が大きく、その差は最大で4.1%である。一方、プライマーをグラインダーで除去した試験体は、先締めと後締めの減少率の差が全て1.0%以内であり、大きな違いは見られない。これは、ボルトを締付けた時の板と板のなじみなどが考えられるが、本試験では3体ずつと試験体数が少ないため、もう少し試験体数を増やし、その傾向を観察する必要がある。よって、さらに多くの試験体を用いて試験を行うことが、今後の課題でもある。

本試験の結果より、現場において（設計）すべり耐力を確保するためには、軸力減少率が10%を超えることから、初期導入軸力を15%程度増し、軸力低下後のすべり耐力を確保するか、あるいはより締付け軸力の大きい耐力点法を採用することが考えられる。また、導入軸力はそのままで、設計時よりボルト本数を増やすことも策の1つであると考えられる。

## 10. まとめ

すべり係数  $\mu$ 2（1週間後の軸力を用いた値）は、TYPE-Aの平均0.432、TYPE-Bの平均0.445とともに0.4を満足した。しかし、すべり係数  $\mu$ 1（締付け直後の軸力を用いた値）は、TYPE-Aの平均で0.388（0.4に対して97%）、TYPE-Bの平均で0.392（0.4に対して98%）と、ともに0.4を確保出来ない。全体的に値のばらつきも小さいので、信頼性はあると考えられる。

## <参考文献>

- 1) 成宮隆雄, 百瀬敏彦: 高力ボルト摩擦接合継手の設計と耐力, 宮地技報 No.4, 1988
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 平成8年12月
- 3) 日本橋梁建設協会: 高力ボルト施工マニュアル

2001. 12. 3 受付

# アーチリブへのコンクリート充填とアーチ基部固定化 を実施した鋼ローゼ橋補強工事（上輪橋）

## Reinforcement of a Steel Lohse Bridge by Filling Arch Ribs with Concrete (Agewa Bridge)

北原 稔\*<sup>1</sup> 太田 貞次\*<sup>2</sup> 宮沢 智明\*<sup>3</sup> 小原 久\*<sup>4</sup>  
Minoru KITAHARA Teiji OTA Tomoaki MIYAZAWA Hisashi OHARA

### Summary

This paper reports on the reinforcement of the Agewa Bridge by filling its arch ribs with concrete and by fixing its springing section using concrete. The arch ribs were satisfactorily filled with high-fluidity, self-compacting, lightweight aggregate concrete that was developed for this purpose. In fixing the springing section, the displacement of the arch ribs caused by traffic vibrations was controlled while the concrete was cast. It was confirmed that the displacement, of which the measured value agreed well with the value predicted by analysis, neither had an effect on the quality of the concrete nor posed a problem with its durability.

キーワード：アーチリブへのコンクリート充填，軽量自己充填コンクリート，アーチ基部固定化，コンクリート打設時の変位抑制

### 1. はじめに

上輪橋は、一般国道8号の新潟県柏崎市上輪地先に架橋されたアーチ支間120mの上路式鋼ローゼ橋である。この付近の国道は昼夜を分かたず大型車の通行が多い交通の要所になっており、一方では日本海沿岸から300mほどしか離れていないV字谷（上輪溪谷）に架橋されているためかなりの強風にさらされる状況になっている。よって、上輪橋は、近年の交通量の増大や車両の大型化による影響および強風による横揺れや海塩粒子の飛散に

よる部材の腐食により、床版部材、鋼部材とも応力的に過酷な状況に置かれている。

このため、昭和40年に建設されて以来今日まで、縦桁増設、塗装塗替、アーチ～補剛桁間の垂直材間への斜材挿入、溶接部クラック補修など多くの補修・補強が施されてきたが、今回、**図-1**に示すような、より抜本的な補強を行って耐荷力と耐震性の向上を図ることにした。

ここでは、これらの補強工の内アーチリブへのコンクリート充填とアーチ基部固定化の施工について報告する。

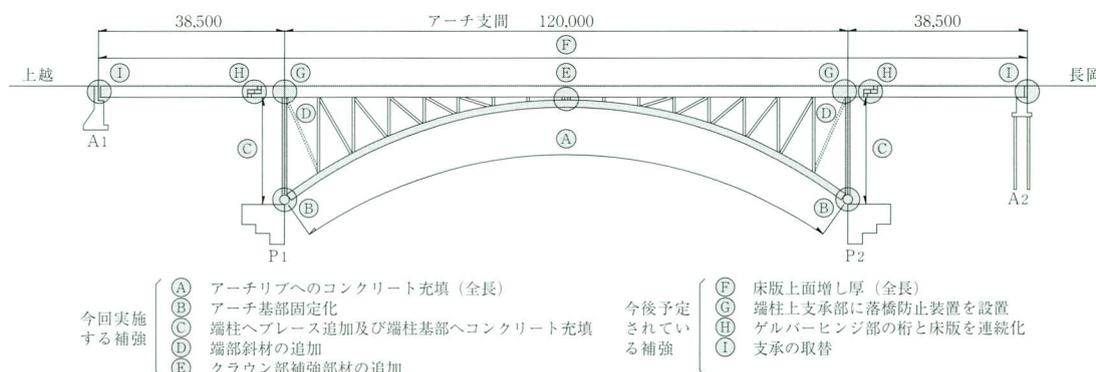


図-1 上輪橋の補強工

\*技術本部工事部技術管理課課長

\*技術本部技術開発部技術開発課課長

\*技術本部技術開発部設計技術課課長代理

\*技術本部工事部工事課（上輪橋補強工事現場代理人）

## 2. アーチリブへのコンクリート充填

アーチリブへのコンクリート充填は、アーチリブの局部座屈を防止するとともに鋼・コンクリート合成による剛性増加を期待して、アーチリブ全長にわたって施工する。このような補強工は今までにない新しい工法なので、特に充填に適したコンクリートの開発と打設作業性の検討、一般交通供用下におけるコンクリート打設中の橋体の構造不安状態を防止することが重要なテーマであった。

### (1) コンクリート施工試験

充填するコンクリートは、地震時慣性力の低減とアーチリブ内に隙間なく充填される必要性から軽量高流動コンクリートを使用するが、このコンクリートは使用実績の少ない新しいタイプのものなので、事前にコンクリート施工試験を行って、この工事に適したコンクリートの開発と充填性や作業性の確認を行うことにした。

次に、事前検討から施工計画に至るステップに沿って、それぞれの概要を示す。

#### ステップ1：事前検討

- ・ 軽量高流動コンクリートに関する文献調査および高流動コンクリート（自社施工を含む）に関する文献調査
- ・ コンクリート工学系大学の先生からのご教示およびセメント会社や建設会社の研究機関からのヒアリング
- ・ 問題点の把握、対策案の検討および施工計画案の作成

#### ステップ2：コンクリート施工試験

**配合選定試験** 実施日（場所）：平成12年12月（太平洋セメント(株)中央研究所）

##### (a) 目的

- ・ 下記の3種類のコンクリートについて試験を行って流動性、充填性、材料分離抵抗性を評価し、さらに現場施工性を考慮して最終的に採用する配合を決定する。

軽量高流動(1) … 目標スランプフロー  $50 \pm 10\text{cm}$ 、  
増粘剤なし

軽量高流動(2) … 目標スランプフロー  $50 \pm 10\text{cm}$ 、  
増粘剤あり

軽量自己充填 … 目標スランプフロー  $65 \pm 5\text{cm}$ 、  
増粘剤あり

##### (b) 試験概要

- ・ 供試体（型枠）の断面寸法は1/4モデル程度、長さは1.0mとする。
- ・ フレッシュコンクリートおよび硬化コンクリートの測定・試験による定量的な確認を行う。
- ・ 型枠にコンクリートを投入し、フレッシュコンクリートの流動、充填、材料分離状況を透明アクリル面から観察する（写真-1）。
- ・ 硬化コンクリート表面の状態を観察し、さらに水平、垂直に切断して供試体内部の切断面の骨材分布状況を観察する。

##### (c) 試験結果および考察

- ・ 軽量高流動(1),(2)は、供試体角部の粗骨材露出や部分的な未充填状況があり、切断面の観察でも一部粗骨材の分布が少ない箇所があったため、自己充填性は低い。
- ・ 上記の充填性を補う手段としてバイブレータの使用が考えられるが、その効果は局所的であり、狭隘なアーチリブ内での作業性も悪いことから、採用は難しい。

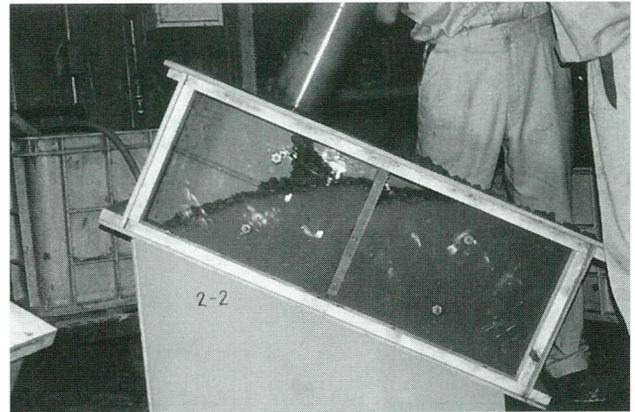


写真-1 型枠へのコンクリート投入

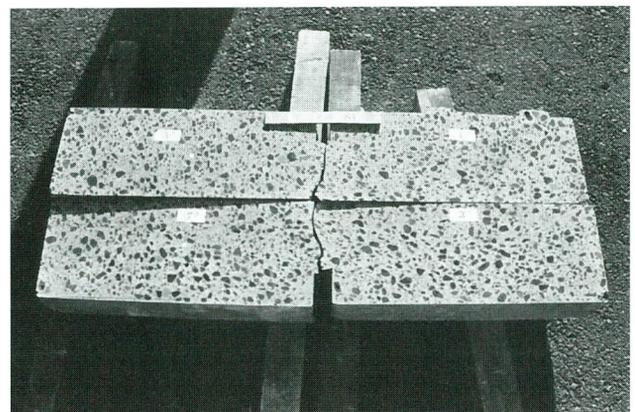


写真-2 「軽量自己充填」の切断面

- ・ 軽量自己充填は、供試体表面はなめらかで角部も良く充填されており、切断面の観察でも粗骨材が一樣に分布していたため、自己充填性に優れている（写真-2）。
- ・ 以上より、本工事では軽量自己充填コンクリートの使用が最も望ましい。

- ・ 供試体（型枠）の断面寸法は1/2モデル程度、長さを実橋における流動距離と同じ7.5mとする（写真-3）。

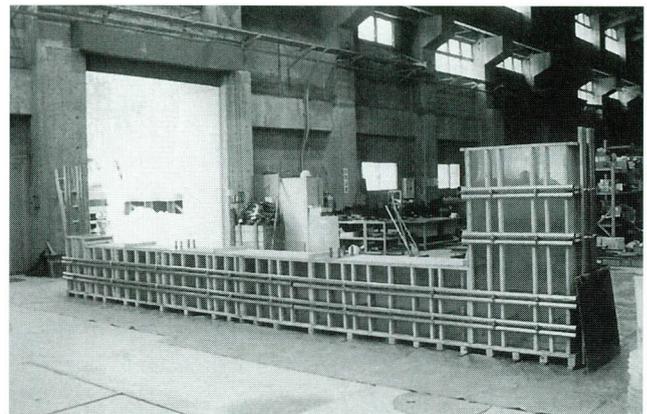


写真-3 枠型の全景

**充填性試験** 実施日（場所）：平成13年1月（現地生コン工場、長岡技術科学大学）

(a) 目的

- ・ 軽量自己充填コンクリートにおいて、現地生コン工場の製造能力、アーチリブ内の流動性および材料分離抵抗性、下向きポンプ圧送（約8m）時の作業性及びコンクリートの品質などに問題がないか確認する。
- ・ 実橋施工時のコンクリート品質管理における管理頻度を決定する。

(b) 試験概要

- ・ 現地生コン工場の実機ミキサーで練られたコンクリートを使用し、ブーム付ポンプ車による圧送打設を行う（表-1、表-2、図-2）。

- ・ フレッシュコンクリートおよび硬化コンクリートの測定・試験による定量的な確認を行うが、品質の変化を確認するために、出荷時、荷降し時、ポンプ圧送後それぞれにおいて測定・試験を行う（表-3）。

表-1 コンクリートの使用材料

使用材料	記号	材料名	物性および成分
セメント	C	普通ポルトランドセメント	密度；3.16
粗骨材	G	膨張頁岩系非造粒型人工軽量粗骨材	表乾密度；1.67（絶乾密度；1.29, 含水率；29.6%）
細骨材	S	膨張頁岩系非造粒型人工軽量細骨材	表乾密度；1.84（絶乾密度；1.53, 含水率；20.5%）
フライアッシュ	FA	—	密度；2.27, 比表面積；4000cm <sup>2</sup> /g程度
高性能AE減水剤	SP	—	ポリカルボン酸エーテル系複合体
増粘剤	VIS	—	ウェランガム系増粘剤

表-3 フレッシュコンクリート性状及び圧縮強度測定結果（充填性試験）

	スランプフロー（mm）	500mmフロー時間（秒）	単位容積質量（t/m <sup>3</sup> ）	空気量（%）	コンクリート温度（℃）	V75漏斗流下時間（秒）	U形充てん試験（障害R2）	圧縮強度（材齢28日）
目標値	650±50	3~15秒	1.8t/m <sup>3</sup> 以下	6.0±1.5%	—	13±5秒	300mm以上	18N/mm <sup>2</sup> 以上
出荷時	635	6.1	1.73	5.2	9.5	11.8	—	—
荷降し時	640	5.3	1.73	5.5	10.0	14.3	350	26.7
圧送後	580	5.6	1.74	4.7	9.0	14.0	340	29.8

表-2 コンクリート配合（充填性試験）

s/a (%)	W/C (%)	単位量（kg/m <sup>3</sup> ）					高性能AE減水剤SP（P*%）	増粘剤VIS（W*%）
		水W	セメントC	フライアッシュFA	軽量粗骨材S	軽量粗骨材G		
46.0	55.0	165	300	281	471	501	0.9	0.05

注）P=C+FA

- ・ 型枠にコンクリートを打設し、フレッシュコンクリートの流動、充填、材料分離状況を透明アクリル面から観察する。
- ・ 30秒毎のコンクリート天端高を計測し、流動状況を作画する（図-3）。

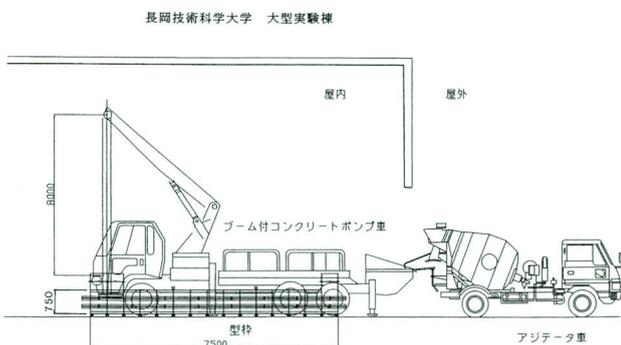


図-2 充填性試験の概要

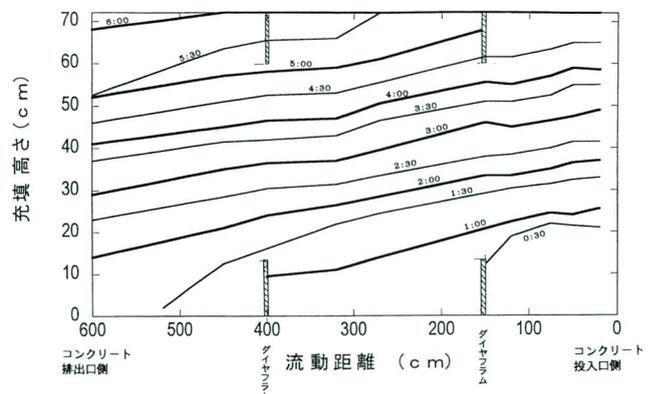


図-3 コンクリート流動状況（30秒毎）

- ・硬化コンクリート表面の状態を観察する(写真-4)。

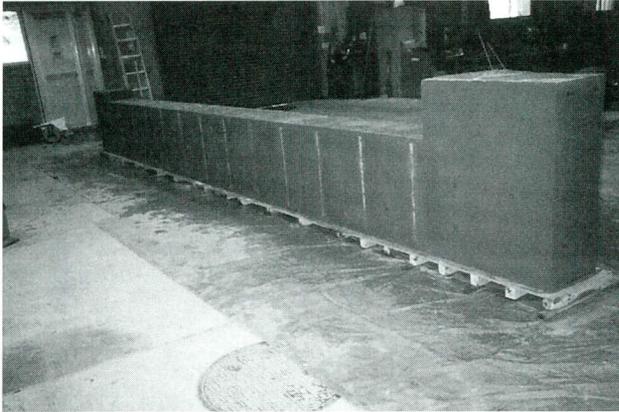


写真-4 脱型後の状況

(c) 試験結果および考察

- ・荷降し時のフレッシュ性状および圧縮強度はすべて目標値を満足しており、所要の性能を持つコンクリートが得られたことから、現地生コン工場の製造・運搬能力に問題はない。
- ・ポンプ圧送後ではスランブフローが多少目標値より小さくなったが、その他の項目では目標値を満足しており、型枠内での流動状況や脱型後の観察による充填状況から判断して、下向きポンプ圧送によるコンクリートの品質に問題はない。
- ・圧送時のコンクリートは筒先から連続して吐出されており、配管内で閉塞する可能性は少ない。
- ・コンクリートが型枠内をスムーズに流動して順調に充填されたことから、アーチリブ内の実際の流動性や材料分離抵抗性に問題はないと考えられる。
- ・空気孔からコンクリートが良く排出されており、脱型後の供試体でもダイヤフラム周りは空隙なく充填されている状況が観察されたので、この空気孔は良好な充填に有効である。
- ・供試体上面にブリージングや粗骨材の露出が見られなかったため、実橋施工時においてコンクリート打ち継ぎ目の処理は不要と考えられる。
- ・各段階でのフレッシュコンクリートの品質の変化が把握できたため、実橋施工時における現場でのコンクリート品質試験は、荷降し時についてのみ行えばよいと考えられる。

配合確認・上向き圧送試験

実施日(場所)：平成13年6月(現地生コン工場、上輪橋現地)

(a) 目的

- ・充填性試験時との温度差を考慮し、コンクリート配合の確認と修正を行う。
- ・上向きポンプ圧送(約30 m)打設時のコンクリートの品質や作業性に問題がないか確認する。

(b) 試験概要

- ・橋下道路から橋面へポンプ圧送打設し、試料を採取する。
- ・フレッシュコンクリートの品質試験による定量的な確認を行うが、品質の変化を確認するために、出荷時、荷降し時、ポンプ圧送後それぞれにおいて試験を行う(表-4、表-5)。

表-4 コンクリート配合(修正後)

s/a (%)	W/C (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )					SP (P*%)	VIS (W*%)
		W	C	FA	S	G		
46.0	55.0	170	309	263	471	489	1.4	0.05

注) P=C+FA

表-5 フレッシュコンクリート性状測定結果(上向き圧送試験)

	スランブフロー(mm)	500mmフロー時間(秒)	単位容積質量(t/m <sup>3</sup> )	空気量(%)	コンクリート温度(℃)	V75漏斗流下時間(秒)	U形充てん性試験(障害R2)
目標値	650±50	3~15秒	1.8t/m <sup>3</sup> 以下	6.0±1.5%	-	13±5秒	300mm以上
出荷時	695	3.3	1.68	7.2	25.0	-	-
荷降し時	728	3.0	1.68	7.2	25.5	9.9	360
圧送後	663	2.9	1.70	6.0	26.0	6.7	365

(c) 試験結果および考察

- ・充填性試験時の配合では、コンクリート温度の相違(10→27℃)や軽量骨材の表乾密度の相違により、所要のコンクリート性状が得られなかったため、配合修正を行った。
- ・上向き圧送試験で、荷降し時のスランブフローが目標値を若干上回る結果となった。これは運搬中の高性能AE減水剤の働きによるものと考えられるが、そのほかの試験項目では目標値を満足しており、コンクリートの充填性には特に問題ないと判断した。
- ・上向き圧送試験で、圧送後のスランブフローが荷降し時に対して65mm低下したが、調査した結果、このスランブフローの低下はポンプ圧送による影響は小さく、上向き圧送試験における経過時間等による影響が大きいことがわかった。
- ・筒先からのコンクリートは連続して吐出されており、上向き圧送時に配管内で閉塞する可能性は少ない。
- ・以上より、荷降ろし時の品質管理試験で所要の性状

を有することが確認できれば、ポンプ圧送を行ってもアーチリブ内への良好なコンクリート充填が出来るかと判断される。

### ステップ3：施工計画

- ・ 施工試験の結果を踏まえてコンクリート品質管理要領およびコンクリート打設要領を計画する。
- ・ 施工試験の結果を踏まえて空気孔の配置と充填状況の確認方法を策定する。

### (2) 現場施工

コンクリート施工試験結果、充填コンクリートの側圧によるアーチリブの変形、現地生コン工場のコンクリート製造能力等を勘案して施工計画を策定し、現場施工を実施した。

#### 1) 施工概要

充填コンクリートは、**図-4**に示すように、アーチ支点から両側それぞれ4パネルは橋下道路からの上向きポンプ打設とし、残りのアーチ中央部8パネルは橋面国道からの下向きポンプ打設とした。また、コンクリート打設はアーチ支点から中央部に向かって順次行い、コンクリートがアーチリブに対して偏載しないよう、同じ打設順番の4ヶ所（上越側、長岡側、山側、海側）を1日で打設した。なお、充填コンクリートの側圧によるアーチリブ腹板のはらみを防止するため補強材をアーチリブ全長にわたって設置したが、さらにアーチ支点から2パネルはパネル区間を2回に分けて打設することにより、打設高を抑えることにした。

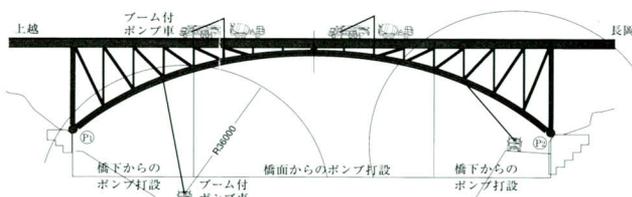


図-4 コンクリート打設方法

#### 2) コンクリートの打設および品質管理要領

コンクリートの打設要領は下記とした。

- (a) 高低差が大きい区間は、フレキシブルホースを打設孔に挿入してコンクリートを投入する流し込み打設方法とする。

- (b) 高低差が小さく水平に近くなる区間は、ポンプ車の圧送力を利用した圧入打設方法とする。ただし、圧送を止めたときにアーチリブ内のコンクリートが下がって空隙が生じる恐れがあるため、圧力用パイプと打設用パイプをアーチリブに設置し、パイプ中のコンクリート自重による圧力を持続させる。
- (c) コンクリートポンプ車は、粘性の大きいコンクリートを圧送するためピストン式とし、圧送能力に余裕のある機種を選定する。
- (d) 充填中の状況と充填完了を、空気孔からのコンクリートの溢れと打音により確認する。

また、コンクリートの現場品質管理要領は下記とした。

- (a) 荷卸し時のコンクリートについて、①スランプフロー②空気量③単位容積質量の測定を午前、午後それぞれ1回行う。また、圧縮強度については、午前1回試料を採取する。
- (b) 流し込み打設区間においては、打設完了後のアーチリブ内コンクリート打継ぎ目について、表面の状態を目視にて確認する。

#### 3) 実施工程表

実施工程表を**表-6**に示す。また、**写真-5**、**写真-6**にコンクリート打設状況を示す

表-6 実施工程表

箇所	打設量 (m <sup>3</sup> )	平成13年6月													
		8日	9日	10日	11日	12日	13日	14日	15日	16日	17日	18日	19日	20日	
①	18.0														
②	23.6														
③	17.6														
④	22.4														
⑤	38.0														
⑥	36.4														
⑦	35.2														
⑧	34.4														
⑨⑩	75.2														
備考			休日			雨天				休日	休日				

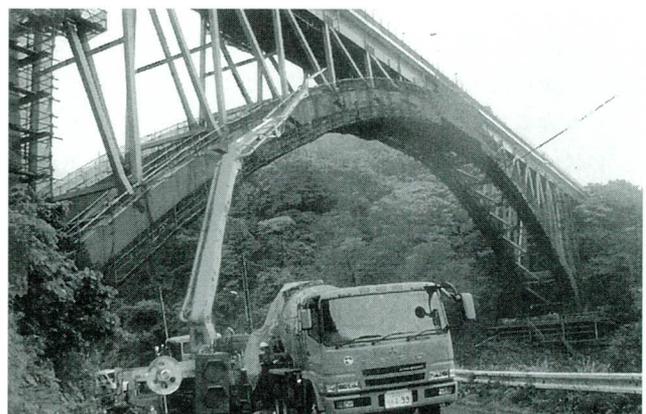


写真-5 橋下からのポンプ打設



写真一6 橋面からのポンプ打設

### (3) 打設中のアーチリブ変形管理

一般交通供用下のコンクリート打設作業のため、打設中の橋体の構造不安全状態を防止することは重要である。このため、先に述べたコンクリート打設順序および打設高の検討と側圧によるアーチリブのはらみ防止補強材設置の他に、打設ステップ毎の橋体部材の応力照査と打設中のアーチリブ変形管理を行った。ここでは、コンクリート打設中のアーチリブ変形管理について述べる。

充填コンクリート打設時の荷重増加によりアーチリブが変形するが、打設ステップ毎にあらかじめ設定した変位管理値と計測変位値を照合することにより、打設中のアーチリブ変形管理を行った。そのフローを示す。

#### (1) 変位予測値の算出

- ・ 硬化途中の充填コンクリートのヤング係数を考慮した鋼・コンクリート合成断面としたアーチリブ剛度を用いて構造解析を行い、打設ステップ毎の断面力および変位を算出する。この変位（鉛直たわみ）を変位予測値（ $\delta_{co}$ ）とする。

#### (2) 変位管理値の設定

- ・ 各打設ステップ毎に、最も条件の厳しい部材の応力度が下記の状態になるときの変位（鉛直たわみ）を算出し、変位管理値（ $\delta_1$ 、 $\delta_2$ 、 $\delta_3$ ）とする。
  - ・ 応力度が許容の1.00（常時）倍になるときの変位： $\delta_1$
  - ・ 応力度が許容の1.25（施工時の割増係数）倍になるときの変位： $\delta_2$

応力度が許容の1.50（地震時の割増係数）倍になるときの変位： $\delta_3$

- ・ 変位管理値は、計測変位値を記入して照合しやすいように、変位管理図に表す。

#### (3) 打設中の変形管理

##### 1) 変位管理値と計測変位値の照合

- ・ 計測変位値が $\delta_2$ を超えないうちは打設作業を続行する。
- ・ 計測変位値が $\delta_2$ を超える場合は打設作業を中断し、部材損傷有無の総点検を実施する。その結果
  - a. 損傷が確認された場合は、補修実施後、打設を再開する。
  - b. 部材の損傷が認められない場合は、変位予測値および変位管理値の再検討を行う。

##### 2) 変形管理の対象範囲

- ・ 計算精度や計測誤差を考慮すると、変位管理値の小さい値のものまで変形管理の対象にするのは無理があると思われるので、変位管理値 $\delta_1$ が5mm以上になる打設ステップを変形管理の対象範囲とする。

##### 3) 計測要領

- ・ 計測位置はアーチスパンの1/4点、1/2点、3/4点とする。
- ・ 各打設ステップ毎の計測は各打設日の翌日早朝に行い、橋面の地覆上で計測する。
- ・ 交通振動による計測誤差を防ぐため、短時間の全面交通止めを行う。
- ・ 計測変位値は、コンクリート充填前の初期高さと同打設ステップのコンクリート充填後の高さとの差とし、温度補正を行って算定する。

変位管理図に計測変位値をプロットしたいくつかを図一5に示すが、結果として、コンクリート打設作業を中断するような異常な変位は計測されなかった。なお、打設9回目（打設完了）の1/2点の計測変位値が $\delta_{co}$ （変位予測値）に対して差が大きかったが、これはこの箇所の打設量が比較的多くコンクリートの水和熱による影響が大きかったためと考え、打設完了日の2週間後に再計測した。その結果、計測変位値は $\delta_{co}$ にかなり近い値となった。

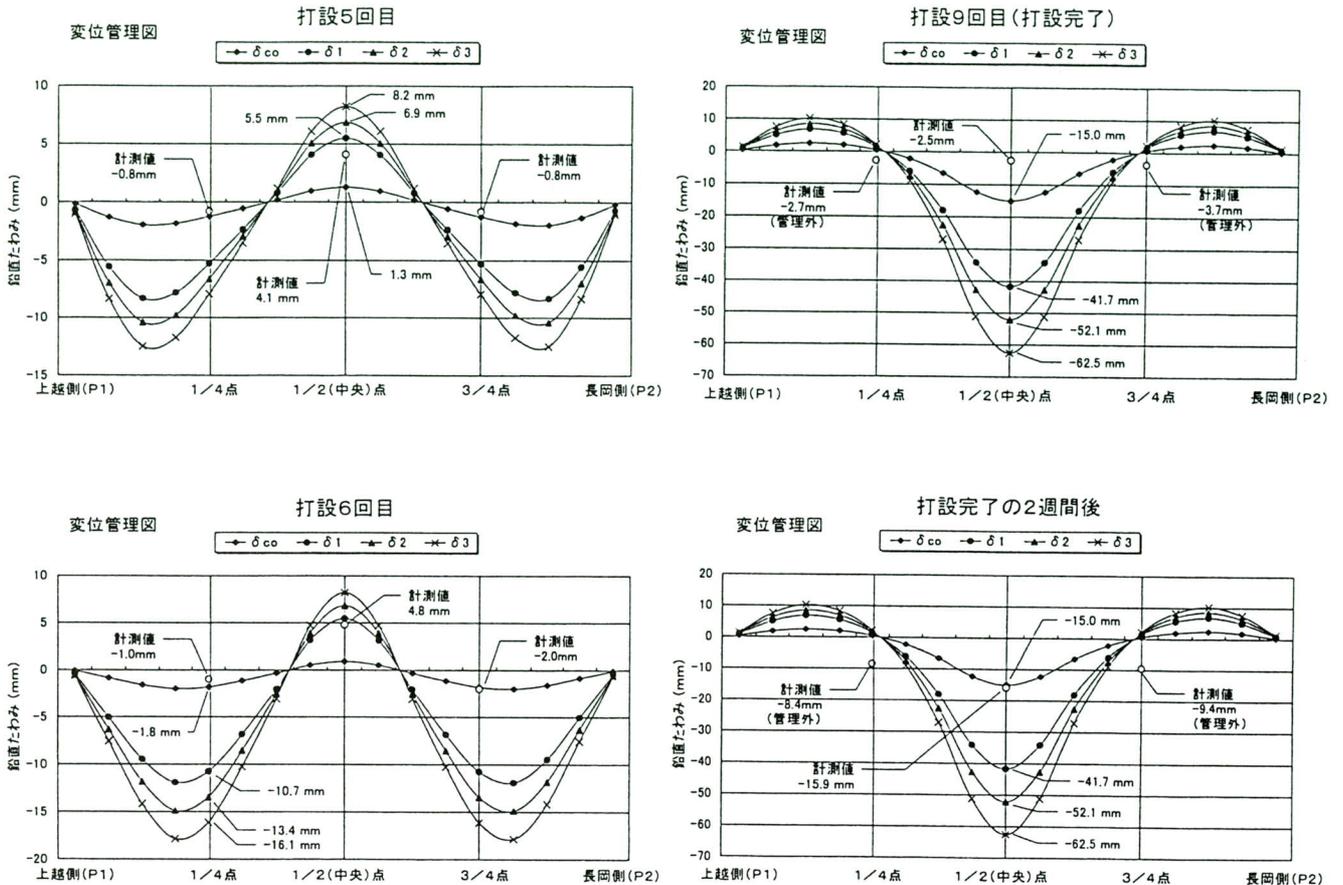


図-5 変位管理図 (計測値をプロット)

### 3. アーチ基部固定化

アーチ基部の固定化は、橋軸直角方向地震力が作用する際の大きな引抜力に現状のピン支承が耐えられないため、アーチ基部全体をコンクリートで巻きたて、引き抜き力はグラウンドアンカーで抵抗させる工法である (図-6)。これにより、耐震性が向上するとともに、ヒンジア

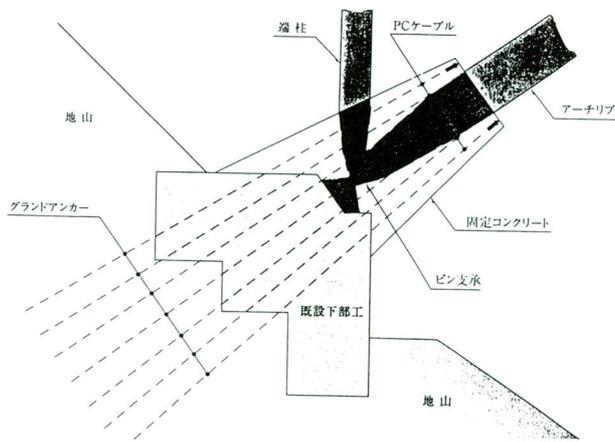


図-6 アーチ基部固定化

ーチが固定アーチになるため、通行車輛や強風による橋の変位が減少することが期待される。施工面からは、一般交通供用下のコンクリート打設のため、交通振動による打設中のコンクリートの品質に与える悪影響が心配される。ここでは、コンクリート打設時の交通振動によるアーチリブの変位抑制方法とその変位の計測結果について述べる。

#### (1) 打設時の変位抑制方法

当初、図-7に示す補強斜材を設置する方法について検討した。この方法は、端柱からアーチリブと下部工へそれぞれ斜材を渡し、下部工でアンカーをとることでありアーチリブの変位を抑えようとするものである。

しかしながら、道路橋示方書に規定される活荷重を用いた構造解析による変位より実交通下での変位のほうが相当小さく、補強材を設置するのと同様またはそれ以上の変位抑制効果が得られる可能性がある。よって、アーチリブ基部付近の実際の変位量を把握するため、実交通下での変位計測を行うことにした。なお、計測時期に強

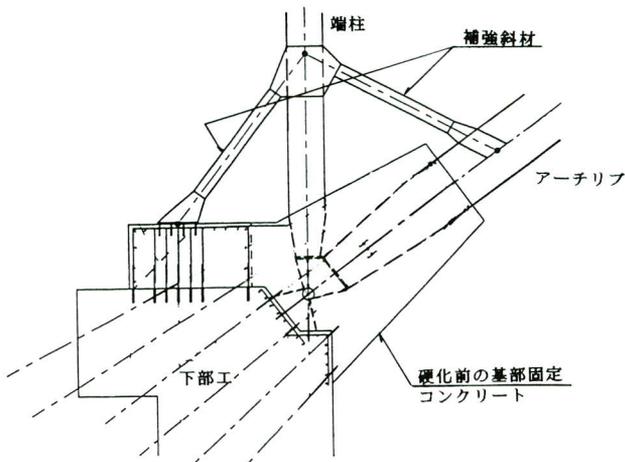


図-7 補強斜材設置(案)

風が見込まれたため、風速と風による変位の計測も同時に行った。計測位置は図-8に示すように、P2支点海側のアーチ基部とした。

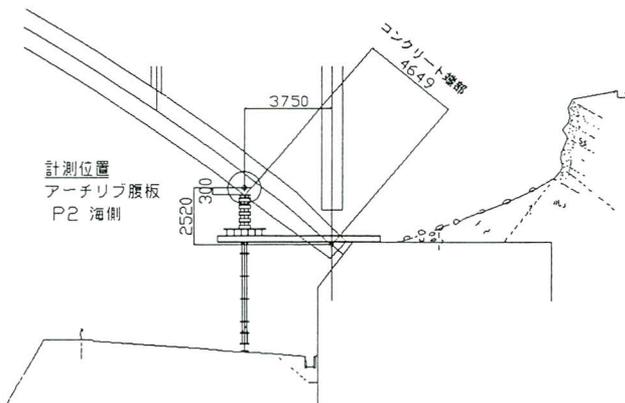


図-8 計測位置

### 1) 変位計測要領

まず、交通量と応答変位との相関関係を把握するために動的測定を行った。

- ・ 橋上の車両通行状況を確認し計測を指示
  - ・ アーチ基部の着目位置の変位（橋軸方向水平、橋軸直角方向水平、鉛直方向）をひずみゲージ式変位計により測定
  - ・ アーチクラウン付近に設置した風速計で10分間平均風速を測定
  - ・ デジタル動ひずみ測定器で測定データ（変位波形および風速）を連続したデジタル値として記録
- 次に、アーチ基部の着目位置の変位を24時間に渡って計測する頻度計測を行った。
- ・ 変位レベルの特定（予備計測）を実施
  - ・ アーチ基部変位（橋軸方向水平、鉛直方向）をひずみゲージ式変位計により計測（24hr自動計測）
  - ・ アーチクラウン付近に設置した風速計で10分間平均風速を測定
  - ・ ヒストグラムレコーダーで測定データを極大値・極小値法によりデジタル処理し、変位量および頻度数として記録

### 2) 変位計測結果

動的測定結果と頻度計測結果を表-7、図-9に示す。ただし、変位値の符号は下記とする。

鉛直変位において、正は上方向、負は下方向を示す。  
橋軸方向水平変位において、正はP2→P1方向、負はP1→P2方向を示す。

最大変位は24hr頻度計測の結果下記の値が計測された。

橋軸方向水平変位 +1.86mm～-0.70mm

鉛直方向変位 +1.13mm～-3.49mm

ただし、これらの最大変位には24時間で1回だけ突出して計測された値も含まれており、この値が今後多頻度

表-7 動的測定結果

Case	計測日	時刻 時:分:秒	風速 m/s MAX	鉛直変位 mm		橋軸方向水平変位 mm		橋軸直角方向水平変位 mm		備 考
				MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
1	12月20日	17:45:53	1.0	0.44	-0.54	0.26	-0.18	—	—	海側を走行する大型車両に着目：弱風時
2	12月20日	18:13:42	1.1	0.46	-1.25	0.63	-0.21	—	—	海側を走行する大型車両に着目：弱風時
3	12月20日	18:16:26	1.1	0.32	-0.59	0.30	-0.10	—	—	海側を走行する大型車両に着目：弱風時
4	12月20日	18:22:01	1.0	0.37	-0.65	0.50	0.01	—	—	海側を走行する大型車両に着目：弱風時
5	12月21日	10:09:35	10.1	0.24	-0.23	—	—	0.06	-0.19	車両無し：橋軸直角方向に着目：強風時
6	12月21日	10:31:35	10.8	1.11	-1.22	—	—	0.19	-0.21	海側を走行する大型車両に着目：橋軸直角方向に着目：強風時
7	12月21日	10:35:28	10.5	0.78	-0.69	—	—	0.20	-0.14	海側を走行する大型車両に着目：橋軸直角方向に着目：強風時
8	12月21日	11:10:33	9.7	0.64	-1.40	0.63	-0.35	—	—	海側を走行する大型車両に着目：強風時
9	12月21日	11:16:04	10.1	0.61	-0.87	0.41	-0.30	—	—	海側を走行する大型車両に着目：強風時
10	12月21日	11:21:34	11.1	0.56	-0.91	0.45	-0.24	—	—	海側を走行する大型車両に着目：強風時
11	12月21日	11:25:51	9.9	0.61	-0.99	0.48	-0.27	—	—	海側を走行する大型車両に着目：強風時
12	12月21日	12:30:34	9.2	0.37	-0.86	0.37	-0.22	—	—	山側を走行する大型車両に着目：強風時
13	12月21日	12:33:33	10.7	0.54	-0.58	0.33	-0.33	—	—	山側を走行する大型車両に着目：強風時
14	12月21日	12:37:17	9.0	0.47	-0.86	0.40	-0.19	—	—	山側を走行する大型車両に着目：強風時

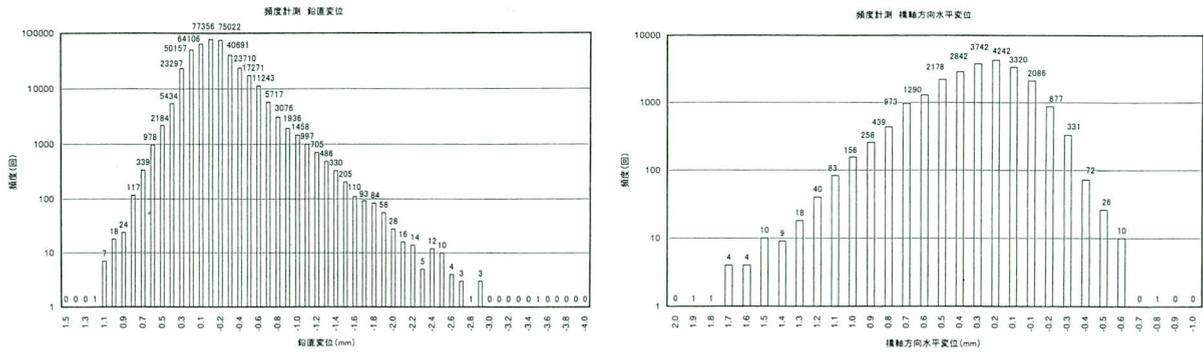


図-9 頻度計測結果

で生じる可能性が少ないので、コンクリート打設時の変位抑制を考えると、この異常値を除いた下記の値を用いるのが良いと思われる。

- 橋軸方向水平変位 +1.70mm～-0.70mm
- 鉛直方向変位 +1.13mm～-2.88mm

また、大きな変位は海側、山側の両車線同時に大型車が走行するときに生じるので、車線規制により片側通行にすれば変位を半減することができる。

動的測定による海側のみまたは山側のみ車線を大型車が走行したときの鉛直方向変位はあまり差がなく、偏載された車輛荷重が両アーチにほぼ均等に荷重分配されている。

海側走行時(計測は海側)鉛直変位(平均) -0.90mm

山側走行時(計測は海側)鉛直変位(平均) -0.77mm

従って、コンクリートを打設するアーチ側の片側車線規制による変位低減効果は小さく、50%程度である。

風および活荷重による橋軸直角方向の変位は小さく、コンクリート打設に対して特に悪影響は与えないと思われる。

活荷重なし、風速10.1m/s時の橋軸直角方向水平変位 +0.06mm～-0.19mm

活荷重あり、風速10.8m/s時の橋軸直角方向水平変位 +0.19mm～-0.21mm

### 3) 変位計測値と解析値の比較

鉛直方向と橋軸方向変位について、計測値と解析値の比較を表-8に示す。

表-8 計測値と解析値の比較

	鉛直方向 $\delta y$ (mm)		橋軸方向 $\delta x$ (mm)	
	Min	Max	Max	Min
計測値	-3.49	1.13	1.86	-0.70
解析値	-8.10	7.39	5.80	-5.66
計測値/解析値	43%	15%	32%	12%

計測値は解析値の半分以下の値である。なお、鉛直方向の変位 ( $\delta y_{Max}$ ) と橋軸方向A2側への変位 ( $\delta x_{Min}$ ) は計測値と解析値の差がかなり大きい。これは、実橋において影響線 (+) 範囲 ( $\delta y_{Max}$ 、 $\delta x_{Min}$  の範囲) が計測位置と離れており、車両の走行速度も大きいため、変形が伝わるまでに車輛(荷重)がその先の影響線 (-) 範囲に寄ってしまうためと考えられる。逆に、鉛直下方向の変位 ( $\delta y_{Min}$ ) と橋軸方向P1側への変位 ( $\delta x_{Max}$ ) の計測値と解析値の差が前述した変位の場合に比べてそれほど大きくないのは、計測位置が影響線 (-) 範囲の直上であり車輛(荷重)の影響がダイレクトに変形として伝わったためと思われる (図-10)。

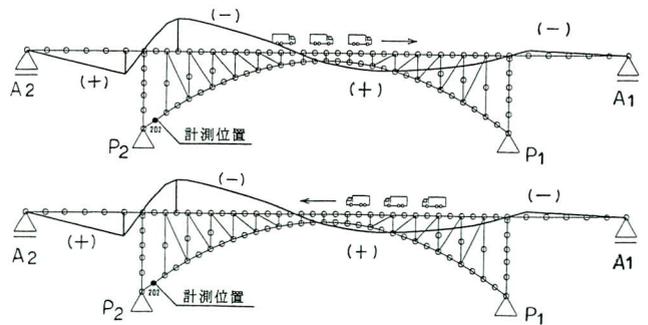


図-10 計測位置のたわみ影響線

### 4) 変位抑制方法

実交通下でのアーチ基部付近の変位量が把握できたので、この値を用いて下記の変位抑制対策を実施したときの変位量と補強斜材を設置したときの構造解析による変位量の比較を表-9に示す。

変位抑制対策(下記の低減率は解析により算出した)

- ① アーチリブへのコンクリート充填と端部斜材の追加(計測値に対する低減率60%)
- ② 打設中の車線規制による一車線走行(①を実施後の変位に対する低減率50%)

表-9 変位抑制効果表

	鉛直変位 (mm)		橋軸方向変位 (mm)	
	Max	Min	Max	Min
① 計測値	1.13	-2.88	1.70	-0.70
② コンクリート充填、端部斜材施工後 〔①×(1-0.6)〕	0.45	-1.15	0.68	-0.28
③ 車線規制後 〔②×(1-0.5)〕	0.23	-0.58	0.34	-0.14
④ 補強斜材設置し、車線規制後	0.53	-0.73	0.48	-0.45

上表より、補強斜材を設置したときの変位量④は計測値に対し変位抑制対策を施したときの変位量③を上回ることで、変位抑制方法として補強斜材の設置は行わないことにした。また、実交通による計測変位に対して変位抑制対策を施したときの予想変位量は最大0.58mmと小さいので、打設中のコンクリートの品質に与える悪影響は少ないと判断した。

(2) 打設中の変位計測結果

鉛直変位頻度計測を上越側、山側のアーチ基部で7月30日の夜から8月1日の午後にかけて行い、変位データは15分毎の度数分布で整理した。変位計測要領を図-11に示す。

1) 変位計測結果および考察

アーチ基部固定コンクリート施工前後の鉛直変位計測結果を表-10に示すとともに、考察を加える。

(a) 交通規制開始前 (7月31日, 7:45 ~ 8:00)

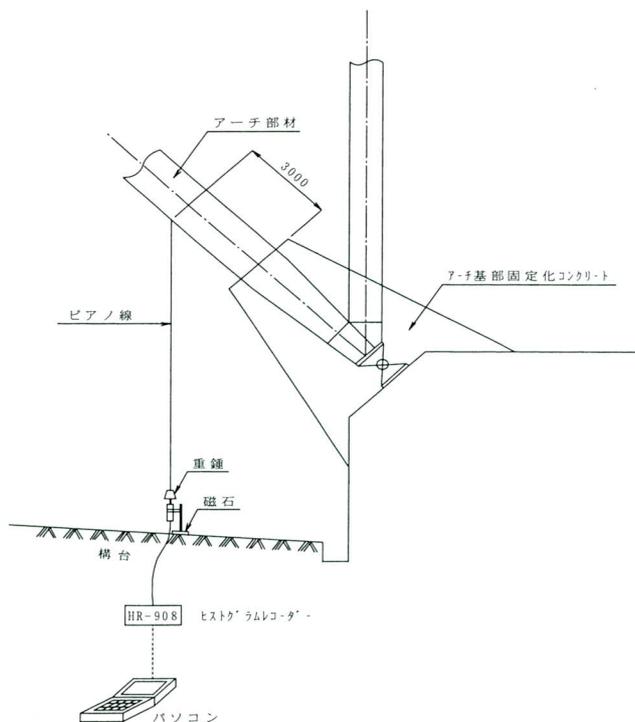


図-11 変位測定要領

事前検討では、端部斜材の追加とアーチ部コンクリート充填施工後の予想鉛直変位は最大変位0.45mm、最小変位-1.15mmであったが、頻度計測結果から98.3%がこの範囲に収まるものの、最大変位0.8mm、最小変位-1.7mmと5割以上大きな変位も生じることがわかった。

(b) 片側交通規制、コンクリート打設前 (7月31日, 8:45 ~ 9:00)

最大変位0.23mm、最小変位-0.58mmが予想値であったが、最大変位0.5mm、最小変位-1.2mmと2倍程度の大きな変位が生じることがわかった。この時の予想値を逸脱する割合は10%程度であった。

(c) 片側交通規制、コンクリート打設中 (7月31日, 15:00 ~ 15:15)

ヒンジ支承部分がコンクリートに巻立てられた状況である。最大変位0.4mm、最小変位-1.0mmと多少変位は小さくなるが、顕著な変化は認められない。

(d) 片側交通規制、コンクリート養生中 (7月31日, 19:00 ~ 19:15)

18:20に全てのコンクリートの打設が終了し養生を開始した状況である。最小変位は-0.7mmであり予想値(-0.58mm)より大きい、その発生割合は2%と小さい。このことから、コンクリート硬化時の鉛直変位量は当初想定した範囲にあると判断される。

(e) 片側交通規制、コンクリート養生中 (8月1日, 8:00 ~ 8:15)

コンクリート打設終了後約14時間経過して、最大変位0.2mm、最小変位-0.4mmと予想値に収まっている。すでにコンクリートは硬化が進んでいるが、基部コンクリートとアーチ部材の間には多少のすき間が生じており、今後コンクリートの強度が増加しても同程度の変位量が生じるものと推測される。

(f) 交通規制解除、コンクリート養生中 (8月1日, 14:15 ~ 14:30)

コンクリート打設終了後約18時間経過した段階で午後2時に片側交通規制を解除し、交通規制解除後2回目の頻度計測結果である。最大変位0.2mm、最小変位-0.6mmと交通規制を解除しても大きな変位量の増大は見受けられなかった。

2) アーチ基部固定コンクリートとアーチ部材間のすき間計測

コンクリート硬化後にアーチ部材とコンクリート接触

表-10 鉛直変位測定結果

測定時間	変位頻度分布	備考
7月31日 7:45 ~ 8:00		・コンクリート打設前 ・交通規制開始前 最大変位： 0.8mm 最小変位： -1.7mm
7月31日 8:45 ~ 9:00		・コンクリート打設中 ・片側交通規制 最大変位： 0.5mm 最小変位： -1.2mm
7月31日 15:00 ~ 15:15		・コンクリート打設中 ・片側交通規制 最大変位： 0.4mm 最小変位： -1.0mm

測定時間	変位頻度分布	備考
7月31日 19:00 ~ 19:15		・コンクリート養生中 ・片側交通規制 最大変位： 0.4mm 最小変位： -0.7mm
8月1日 8:00 ~ 8:15		・コンクリート養生中 ・片側交通規制 最大変位： 0.2mm 最小変位： -0.4mm
8月1日 14:15 ~ 14:30		・コンクリート養生中 ・交通規制解除後 最大変位： 0.2mm 最小変位： -0.6mm

面のすき間を計測した。すき間ゲージの深さ方向への挿入量を表-11に示す。

表-11 すき間計測結果

すき間 ゲージ厚	挿入量(cm)		
	上 面	側 面	下 面
0.1mm	-	-	5.5
0.2mm	-	-	4.5
0.3mm	-	-	4.0
0.4mm	-	-	3.0
0.5mm	-	-	-

上表より、アーチ部材の上面と側面にはすき間は生じておらず、下面のみ最大0.4mmのすき間が発生した。しかし、その挿入量は0.1mmのすき間ゲージでも5.5cm程度と小さいものであり、幅方向にはアーチ部材中央付近の10cm程度の範囲に収まった。

3) まとめ

(a) アーチ基部固定コンクリート施工に際してアーチ基部で鉛直変位頻度計測を行い、コンクリート硬化時の通過車両ともなう変位量を計測した。片側交通規制を実施した事もあり、コンクリート硬化開始時の変位は下方方向に最大0.7mm程度と小さく、また硬化が

進むにつれて0.4mm程度に減少する結果となった。

(b) アーチ部材の振動にともないアーチ基部固定コンクリートとアーチ部材との間にすき間が生じたが、上面と両側面には発生せず、下面のみに最大0.4mm程度のすき間が幅方向で10cm程度、奥行き方向で5cm程度生じたのみであった。この程度のすき間であればこの部分をシールすることで固定コンクリートの耐久性に問題はないと思われる。写真-7にアーチ基部固定コンクリート施工後の状況を示す。

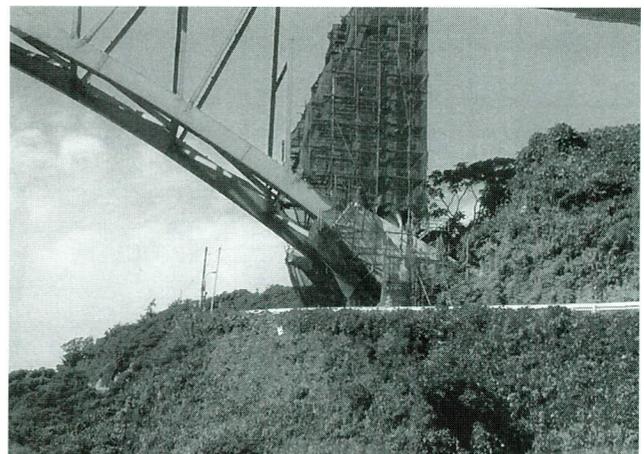


写真-7 固定コンクリートの状況

#### 4. おわりに

コンクリート施工試験により、アーチリブへ軽量高流動コンクリートを充填するという新しい補強工法に適したコンクリートを開発することができ、このコンクリートを使用した実施工において特にトラブルもなく、順調に打設作業を行うことができた。また、アーチ基部の固定コンクリート打設時の変位抑制についても、ほぼ見込み通りの変位抑制効果が得られた。今後この報告が、同様の補強工事等の施工に際して参考になれば幸いです。

なお、今回実施した補強工の橋全体に対する補強効果の確認（補強前と補強後の比較）については、現在計測結果等をまとめている段階であり、次号への掲載を考えている。

最後に、本工事の施工にあたりご指導いただいた国土交通省長岡国道事務所の皆様、上輪橋・米山大橋補修工法検討委員会の皆様、コンクリート施工試験に際して大型実験棟の使用許可と試験のご指導をいただいた長岡技術科学大学の皆様、さらにコンクリート施工試験の担当と施工計画のアドバイスをいただいた太平洋セメント(株)中央研究所および鹿島技術研究所の皆様に深く感謝いたします。

2001. 11. 27 受付

### グラビア写真説明

#### 尾瀬古仲橋

尾瀬古仲橋は、日光国立公園の「尾瀬」に向かう幹線道路の国道401号「土出・戸倉バイパス」の一部として、群馬県土木部より発注された橋梁です。平成12年度の「全建賞」を受賞いたしました。群馬県片品村の片品川に架けられたアーチ式の斜張橋であり、主塔となるアーチが主桁と鋭角に交差した、全国的にも珍しい構造的な難易度の高い橋梁となっています。また、幅員の狭い交通事故多発地点を解消し、片品村のランドスケープとして地元住民はもとより、「尾瀬」への観光客・スキー客にも好評であります。21世紀への架け橋として地域の活性化に大きな期待が寄せられています。

(粕谷)

#### 東西水路横断橋

本橋は、東京都の物流機能の沖合展開と臨海副都心の開発・整備に伴う交通需要に対応するために「東京港臨海道路」の第一工区（一部）として、中央波提内側への分岐～東京港第二海底トンネルを通り江東区青梅へ通じる道路の一部として東西水路に架けられました。この「東京臨海道路」は、沖合埋立部相互利用のための道路として計画されたものであり、将来的には大田区城南島から東京西航路・東航路を横断して江東区若洲に至る総延長8kmの道路となります。

(吉野)

# 反力分散支承設計時における剛性の小さい橋脚の評価法 (モデル化) についての一考察 (北崎高架橋)

## Evaluation of Bridge Piers with Small Rigidity for the Design of Reinforced Elastomer Bearings (Kitasaki Viaduct)

小林 裕 輔\* 桑 山 豊 六\* 井 上 雄 城\* 堀 大 佑\*  
Yusuke KOBAYASHI Toyomu KUWAYAMA Yuki INOUE Daisuke HORI

### Summary

When reinforced elastomer bearings are used on a bridge, how such bearings share the horizontal forces from each pier during an earthquake should be calculated using an appropriate model of the structure including the foundation of the bridge. The Chubu Regional Bureau of Japan Highway Public Corporation specified that whether a detailed model or a simplified model, which is independent of the inertia force of the pier itself, will suffice for the analysis should be determined by the ratio between the rigidity of a pier and that of a corresponding bearing. Because the Kitasaki Viaduct had high steel piers, the pier-bearing rigidity ratio was near the specified value in the above specification. Accordingly, analysis results from the simple and the detailed models were compared. This comparison indicated that the design based on the simple model would have no problem. This is because the simple model predicted a smaller natural period and a larger lateral seismic factor than the detailed model. This paper deals with the investigation and consideration on the modeling of the bridge for Kitasaki Viaduct.

キーワード：反力分散支承，固有周期，動的解析

### 1. はじめに

反力分散型ゴム支承を橋梁に用いる場合、各橋脚が負担する地震時水平力を求めるには、基礎工を含めた構造の骨組みなどを適正に評価したモデル化を行い、解析する必要がある<sup>1)</sup>。日本道路公団名古屋建設局（現、中部支社）では、解析にあたり橋脚自体の慣性力を無視し得る範囲を、橋脚とゴム支承の剛性の比で規定している<sup>2)</sup>。すなわち、支承のせん断ばね定数と橋脚の等価ばね定数の比  $\mu$  が1:5以上の場合（支承のせん断ばね定数がある程度小さい場合）、支承のせん断ばね定数と橋脚の等価ばね定数の合成剛性を用いた簡易モデルで行うことを文

献2)の中で認めている。

北崎高架橋は高い鋼製橋脚上に載る鋼床版箱桁橋であり、橋脚と反力分散型ゴム支承の剛性の比は比較的小さいが、基本設計時点では  $\mu$  が1:5以上であったため、簡易モデルにて設計を行っていた。しかし、詳細設計時に支承高を低くする必要が生じたことから、ゴム支承の剛性が大きくなり、 $\mu$  が1:5以下となった。また、本橋は門型ラーメン橋脚に上下線の上部工が分離して載る構造となっており、基本設計において反力分散支承は上下線単独のモデルで設計を行っているが、上下線の相互作用の影響が考慮されていない。

以上のことから、支承と橋脚に上下線の上部工を含め

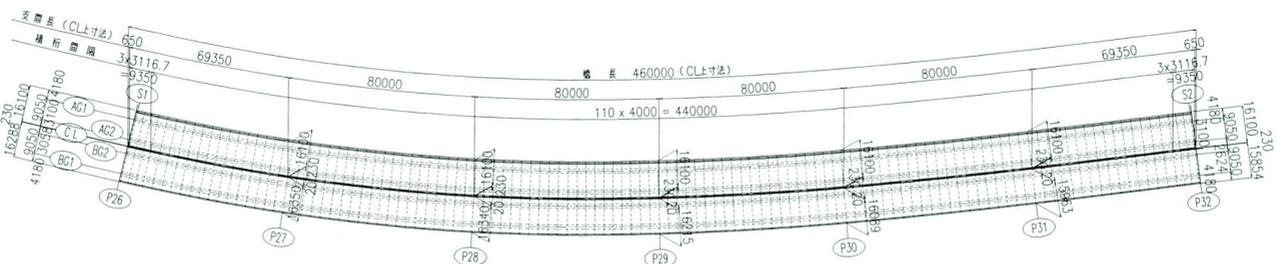


図-1 上部工平面図

\*技術本部設計部設計二課

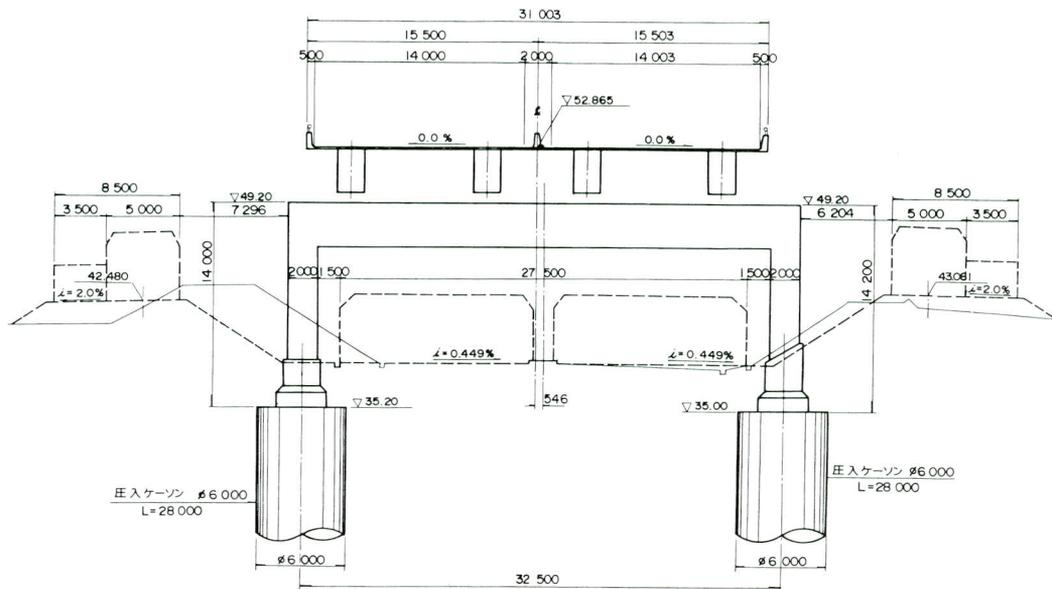


図-2 P32橋脚上断面図

た立体モデルでの動的解析と、簡易モデルによる結果を比較することとした。

## 2. 北崎高架橋の概要

北崎高架橋（鋼上部工）東工事は、第二東名高速道路が国道23号線の直上に計画された区間に位置し、P26～P32橋脚間の6径間連続、橋長は460mである（図-1）。構造形式は鋼床版箱桁橋であり、図-2に示すように、上下線分離の2主桁となっている。材片数を減らして合理的な構造とするために、従来の鋼床版よりデッキ厚を厚くしトラフリブ（Uリブ）を大型化した合理化鋼床版を採用しており、総鋼重は上下線で約7000tである。

桁架設は、国道23号線脇の架設ヤード上に設けた構台（ステージ）にて、主桁、中鋼床版、側鋼床版部を全て組み立て、上下線をそれぞれP26～P29間、P29～P32間に2分割して国道23号線上に横取り架設する工法とした。

なお、橋脚は全て国道23号線を跨ぐ門型であり（図-2参照）、柱の高さは14m～16m程度である。

## 3. ゴム支承の設計方針

### (1) 基本方針

橋軸方向は、震度法時、保耐法時とも全支点で水平力を分散させる。橋軸直角方向は、震度法時全支点固定とし、保耐法時には全支点に水平力を分散させる。

### (2) 上部工慣性力の分散計算

地震時における上部工慣性力の分散および固有周期の算定には、支承、橋脚および基礎のバネを考慮する。

各橋脚が負担する地震時慣性力の比率は、文献2)に準じ、[1]式により算出する。

$$\alpha_i = K_i / \sum K_i \cdots \cdots [1]$$

ここに、 $\alpha_i$ ：橋脚  $i$  が負担する慣性力比率。

$K_i$ ：橋脚  $i$  上の支承のせん断バネ定数  $K_{Bi}$  と [3] 式で算出される橋脚  $i$  の等価バネ定数  $K_{Pi}$  の合成剛性であり、[2] 式で算定する。

$$K_i = 1 / \{ (1 / K_{Bi}) + (1 / K_{Pi}) \} \cdots \cdots [2]$$

なお、保耐法時の橋脚バネの算出には橋脚の降伏剛性を用いる。

### (3) 設計水平震度

保耐法時の等価水平震度の算定に用いる橋脚の許容塑性率は、タイプIIでは文献1)より  $\mu_a = 3$ 、タイプIでは橋脚の事前検討結果より  $\mu_a = 2$  を用いる。

### (4) 下部工バネの算出

橋脚の剛性および基礎のバネを考慮したラーメン部材の天端（支点位置）に単位荷重を載荷し、平均バネ定数  $KP$  を算出する（図-3参照）。 $KP$  に上下線の重量比を乗じたものを、それぞれ上下線の下部工バネとする。

$$KP = 4 \cdot P / \delta' \cdots \cdots [3]$$

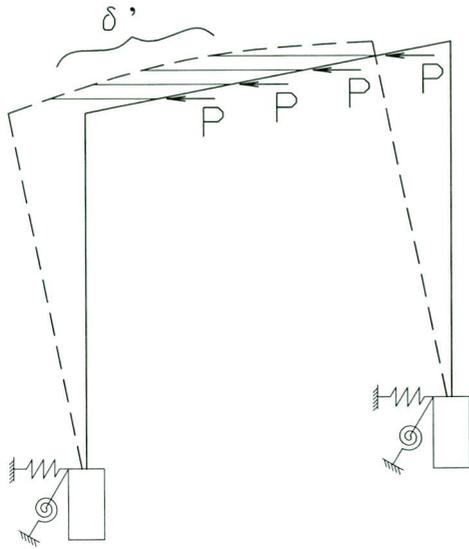


図-3 下部工バネの算出モデル

表-1 支承設計方針一覧表

照査項目	照査内容		許容値	
	橋軸方向	最大圧縮応力	許容値	10S (全支承S>8)
応力振幅の照査			65kg/cm <sup>2</sup> 以下	
せん断ひずみの照査		常時		70%以下
		地震時		250%以下 (保耐時)
座屈安定性の照査			免震マニュアルによる	
回転に対する照査			ひずみ回転照査 $\gamma c > \gamma r$	
震度				1質点系として固有周期を算出
		常時		$\gamma c + \gamma s + \gamma r \leq \gamma ta$ (安全率1.5)
局部せん断ひずみ		常時		$\gamma c + \gamma s \leq \gamma ta$ (安全率1.2)
		地震時		$\gamma c$ はRLを考慮した荷重から算出
橋軸直角方向	震度		保耐時は分散設計による (1質点系として固有周期を算出) 震度法時は固定→ $Kh=0.25$	
	水平力の算定		1質点系モデルとし、上部工は剛体として下部工/支承のばね比によって水平力を分配する	
	地震時RL, RUの算出		道示V12.2による算出方法	
	せん断ひずみの照査		250%以下 (保耐時)	
	局部せん断ひずみの照査		$\gamma c + \gamma s \leq \gamma ta$ (安全率1.2) $\gamma c$ はRLを考慮した荷重から算出	
	引張応力度		$V = -0.3Rd$ に対して照査 ( $\leq 20$ ) = (G10) ( $\leq 16$ ) = (G8)	
	取付金具の設計			
せん断キー		支圧/せん断応力の照査		
セットボルト		引張 (0.3Rd) / せん断応力の照査		
六角穴付きボルト (ゴム取付ボルト)		引張 (0.3Rd) / せん断応力の照査		
サイドブロック	ウェブ付け根		曲げ/せん断/合成応力度	
	ベース部		照査なし	
サイドブロック取付ボルト	引張応力度		モーメントアーム式	
	せん断応力度		谷径に対し照査	
	合成応力度		<1.2	
下査	ノッチ部		ノッチなし	
	めネジ部		0.8d以上ねじ込み	
下査			モーメントアーム式	
下査下面の溶接部			引張 (0.3Rd) / せん断応力の照査	

温度変化	0.36L (30×1.2)
最大支圧	風時: (D+L+W) $\leq 1.25 \times \delta ba$ 常時: (D+L) $\leq 1.00 \times \delta ba$
サイドブロック照査水平力 (ジョイントプロテクター)	$kh \times \Sigma Rd / n$ $= 0.25 \times \Sigma Rd / 2$

表-2 下部工バネ (平均バネ定数) の算出

橋脚	荷重 P (tf)	たわみ (mm)					バネ定数 Kp (kgf/cm)
		$\delta AG1$	$\delta AG2$	$\delta BG2$	$\delta BG1$	$\Sigma \delta / 4$	
P26	100	58.150	71.944	72.895	62.030	66.255	60373
P27	100	39.154	50.967	50.327	38.340	44.697	89492
P28	100	36.077	48.042	48.639	38.798	42.889	93265
P29	100	39.284	52.324	53.675	44.755	47.509	84194
P30	100	41.712	55.138	56.659	47.822	50.333	79471
P31	100	33.404	45.534	46.520	35.998	40.296	99265
P32	100	28.003	36.671	37.070	29.245	32.747	122148
地震時<震度法>							
橋脚	荷重 P (tf)	たわみ (mm)					バネ定数 Kp (kgf/cm)
P26	100	56.748	70.505	71.430	60.529	64.803	61726
P27	100	38.272	50.036	49.361	37.324	43.748	91433
P28	100	35.181	47.096	47.658	37.767	41.925	95408
P29	100	38.082	51.108	52.451	43.519	46.290	86412
P30	100	40.376	53.687	55.127	46.171	48.840	81899
P31	100	32.226	44.133	44.672	34.100	38.782	103139
P32	100	26.929	35.607	36.013	28.198	31.687	126236
地震時<保有水平耐力法>							
橋脚	荷重 P (tf)	たわみ (mm)					バネ定数 Kp (kgf/cm)
P26	100	66.818	79.687	79.955	68.103	73.641	54318
P27	100	42.565	54.544	54.015	42.198	48.331	82763
P28	100	38.932	50.833	51.363	41.439	45.642	87639
P29	100	41.842	54.927	56.292	47.394	50.114	79819
P30	100	44.336	57.752	59.255	50.394	52.934	75565
P31	100	37.164	49.012	49.499	38.857	43.633	91673
P32	100	29.962	38.618	39.009	31.172	34.690	115306
地震時<保有水平耐力法>							
橋脚	荷重 P (tf)	たわみ (mm)					バネ定数 Kp (kgf/cm)
P26	100	26.380	26.396	26.234	25.964	26.244	152419
P27	100	10.614	10.653	10.538	10.394	10.550	379152
P28	100	11.654	11.752	11.647	11.479	11.633	343855
P29	100	12.900	13.023	12.944	12.793	12.915	309719
P30	100	13.466	13.596	13.545	13.401	13.502	296249
P31	100	11.135	11.260	11.226	11.081	11.176	357923
P32	100	13.411	13.551	13.553	13.419	13.483	296662

ここに、KP : 平均バネ定数

P : 単位荷重

$\delta'$  : 支点位置のたわみの平均値  
( $= \Sigma \delta / 4$ )

ゴム支承の設計方針一覧を表-1に、方針に基づいて算出した下部工バネ (平均バネ定数および上下線の各バネ定数) を表-2、3に示す。

#### 4. 解析条件

解析条件は、次の通りである。

- ①全体座標系は、橋軸方向をX、橋軸直角方向をYとした右手座標系とする。
- ②基礎工のバネ値を表-4に示す。表-4以外は全て固定とする。
- ③支承バネ値を表-5に示す。ただし、Kzを固定とし、

表一三 支承設計用下部工バネ定数

常時		隣接工区との反力比	死荷重反力(tf)		バネ定数(kgf/cm)	
橋脚	平均バネ定数 Kp(kgf/cm)		上り線	下り線	上りKpA	下りKpB
P26	60373	0.54	460.5	407.0	17194	15198
P27	89492	—	1326.0	1161.1	47712	41779
P28	93265	—	1261.1	1101.5	49782	43483
P29	84194	—	1279.9	1109.6	45098	39096
P30	79471	—	1265.6	1086.3	42764	36708
P31	99265	—	1335.1	1133.0	53695	45570
P32	122148	0.49	464.4	398.0	32522	27872
地震時<震度法>						
橋脚	平均バネ定数 Kp(kgf/cm)	隣接工区との反力比	死荷重反力(tf)		バネ定数(kgf/cm)	
P26	61726	0.54	460.5	407.0	17579	15539
P27	91433	—	1326.0	1161.1	48747	42685
P28	95408	—	1261.1	1101.5	50926	44482
P29	86412	—	1279.9	1109.6	46286	40126
P30	81899	—	1265.6	1086.3	44070	37829
P31	103139	—	1335.1	1133.0	55791	47348
P32	126236	0.49	464.4	398.0	33610	28805
地震時<保有水平耐力法>						
橋脚	平均バネ定数 Kp(kgf/cm)	隣接工区との反力比	死荷重反力(tf)		バネ定数(kgf/cm)	
P26	54318	0.54	460.5	407.0	15470	13674
P27	82763	—	1326.0	1161.1	44125	38638
P28	87639	—	1261.1	1101.5	46779	40860
P29	79819	—	1279.9	1109.6	42754	37064
P30	75565	—	1265.6	1086.3	40662	34903
P31	91673	—	1335.1	1133.0	49589	42085
P32	115306	0.49	464.4	398.0	30700	26311
地震時<保有水平耐力法>						
橋脚	平均バネ定数 Kp(kgf/cm)	隣接工区との反力比	死荷重反力(tf)		バネ定数(kgf/cm)	
P26	152419	0.54	460.5	400.4	43740	38039
P27	379152	—	1326.0	1138.0	204038	175115
P28	343855	—	1261.1	1081.2	185130	158725
P29	309719	—	1279.9	1087.8	167426	142293
P30	296249	—	1265.6	1066.1	160795	135454
P31	357923	—	1335.1	1110.2	195423	162500
P32	296662	0.49	464.4	391.5	79593	67086
隣接工区			P26橋脚(P25側)		744.8	
死荷重反力(tf)			P32橋脚(P33側)		859.8	

表一四 基礎バネ値

位置	Kx (kN/m)	K/y (kN·m/rad)
P26	左柱 2.83E+06 右柱 2.37E+06	9.71E+07 8.42E+07
P27	左柱 2.85E+06 右柱 2.78E+06	9.99E+07 1.01E+08
P28	左柱 2.70E+06 右柱 2.29E+06	9.92E+07 8.69E+07
P29	左柱 1.81E+06 右柱 1.88E+06	7.85E+07 7.60E+07
P30	左柱 1.85E+06 右柱 1.44E+06	8.00E+07 6.33E+07
P31	左柱 2.07E+06 右柱 1.67E+06	8.53E+07 7.93E+07
P32	左柱 2.07E+06 右柱 1.67E+06	8.53E+07 7.93E+07

※座標系は、全体座標系と同様。

表一五 支承バネ値

位置	Kx (kN/m)	Ky (kN/m)
P26	上り線 5038 下り線 5279	5038 5279
P27	上り線 14126 下り線 11953	14126 11953
P28	上り線 14126 下り線 11953	14126 11953
P29	上り線 14126 下り線 11953	14126 11953
P30	上り線 14126 下り線 11953	14126 11953
P31	上り線 14126 下り線 11953	14126 11953
P32	上り線 5038 下り線 5279	5038 5279

※座標系は、全体座標系と同様。

回転は全て自由とする。

- ④ 橋脚および主桁の剛度を表一六に示す。
- ⑤ 橋脚および主桁の重量を表一七に示す。

動的解析に用いたモデルの骨組み図を図一四に示す。

## 5. 解析結果

### (1) 固有値解析

固有値解析により、固有周期を算出した。1次～10次モードまでを表一八に示す。震度法時における1次～5次モードのモード形状を図一五に示すが、1次、2次モードは主桁に同期（1次モードは上下線が同位相、2次モードは逆位相）、3次モード以降は各橋脚に同期した形状となっている。

表一六 橋脚および主桁の剛度

震度法時					
位置	断面積 (m <sup>2</sup> )	ねじり (m <sup>4</sup> )	Y軸回り (m <sup>4</sup> )	X軸回り (m <sup>4</sup> )	
橋脚	P26	0.4139	0.6015	0.4240	0.5066
	P27	0.4346	0.5497	0.4695	0.3958
	P28	0.3694	0.5541	0.4459	0.5541
	P29	0.3704	0.5540	0.4475	0.5540
	P30	0.3598	0.5356	0.4454	0.5356
	P31	0.3937	0.5523	0.4250	0.5523
	P32	0.3413	0.5862	0.3474	0.5862
主桁	10	—	1	17	
保耐法時					
位置	断面積 (m <sup>2</sup> )	ねじり (m <sup>4</sup> )	Y軸回り (m <sup>4</sup> )	X軸回り (m <sup>4</sup> )	
橋脚	P26	0.4139	0.6015	0.4240	0.4120
	P27	0.4346	0.5497	0.4695	0.3423
	P28	0.3694	0.5541	0.4459	0.3046
	P29	0.3704	0.5540	0.4475	0.3045
	P30	0.3598	0.5356	0.4454	0.2982
	P31	0.3937	0.5523	0.4250	0.3078
	P32	0.3413	0.5862	0.3474	0.4001
主桁	10	—	1	17	

表一七 橋脚および主桁の重量

橋脚	部 位	kN/m	備 考
	P26		58.0
P27		60.9	
P28		51.8	
P29		51.9	
P30		50.4	
P31		55.2	
P32		47.8	

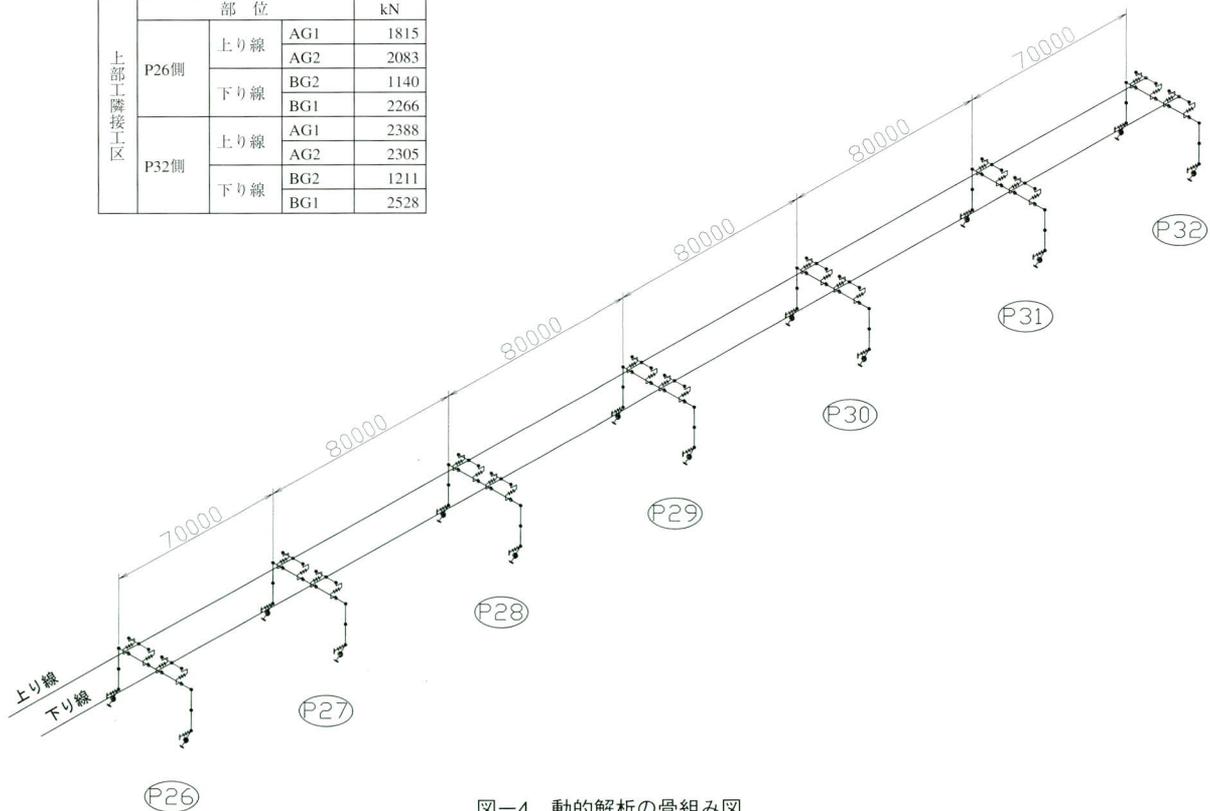
  

主桁	部 位		kN
	P26上	上り線	AG1
AG2			2343
下り線		BG2	1289
P27上	上り線	AG1	2700
		AG2	6708
	下り線	BG2	6288
P28上	上り線	AG1	3842
		AG2	7536
	下り線	BG1	6373
P29上	上り線	AG1	5985
		AG2	6478
	下り線	BG2	7116
P30上	上り線	AG1	6064
		AG2	3640
	下り線	BG1	7233
P31上	上り線	AG1	6398
		AG2	6005
	下り線	BG2	3527
P32上	上り線	AG1	7119
		AG2	6847
	下り線	BG1	6237
上部工隣接工区	P26側	AG1	1815
		AG2	2083
	P32側	下り線	BG2
上り線		AG1	2266
		AG2	2388
P32側	上り線	AG1	2305
		AG2	1211
	下り線	BG1	2528

表一八 固有値解析結果

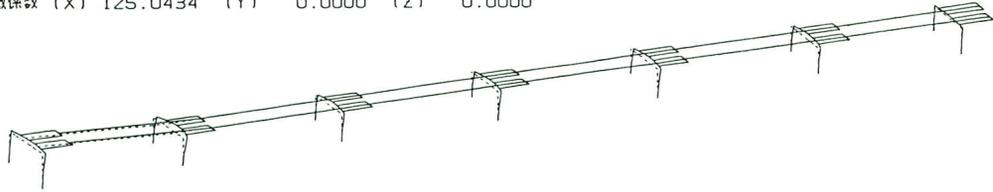
振動モード	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数	有効質量	累積有効質量比 (%)	
震度法時	1次	0.458	2.185	125.00	15640.0	88.1
	2次	0.493	2.026	4.50	20.2	88.2
	3次	3.257	0.307	14.94	223.1	89.5
	4次	3.831	0.261	8.67	75.1	89.9
	5次	4.289	0.233	13.50	182.1	90.9
	6次	4.993	0.200	-8.28	68.6	91.3
	7次	5.248	0.191	11.66	136.1	92.1
	8次	5.319	0.188	11.75	138.0	92.8
	9次	5.798	0.172	-12.32	151.9	93.7
	10次	5.831	0.171	13.82	191.0	94.8
保耐法時	1次	0.440	2.275	125.40	15730.0	88.6
	2次	0.491	2.035	3.33	11.1	88.7
	3次	3.012	0.332	15.00	225.0	89.9
	4次	3.578	0.280	7.80	60.8	90.3
	5次	4.099	0.244	-13.41	179.9	91.3
	6次	4.264	0.235	9.00	81.0	91.8
	7次	4.266	0.234	-13.87	192.3	92.8
	8次	4.608	0.217	12.49	155.9	93.7
	9次	4.702	0.213	13.92	193.7	94.8
	10次	4.827	0.207	-7.65	58.5	95.1

1次モードの有効質量比は震度法時：88%、保耐法時：89%と極めて高い。また、1次モードの固有周期と簡易モデルでの固有周期の差は、震度法時：3%、保耐法時：6%と小さく（表一九参照）、簡易モデルの方が固有周期が短い。

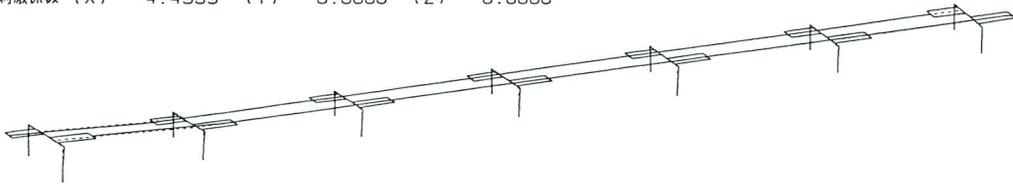


図一四 動的解析の骨組み図

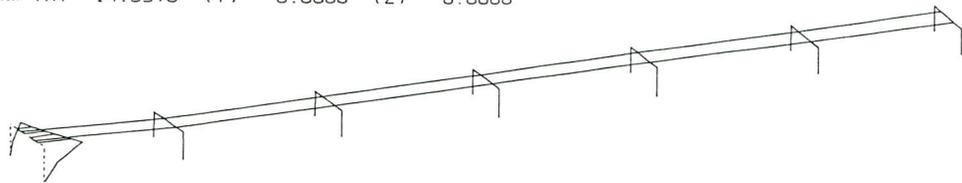
1次モード  $F = 0.458\text{Hz}$   
 刺激係数 (X) 125.0434 (Y) 0.0000 (Z) 0.0000



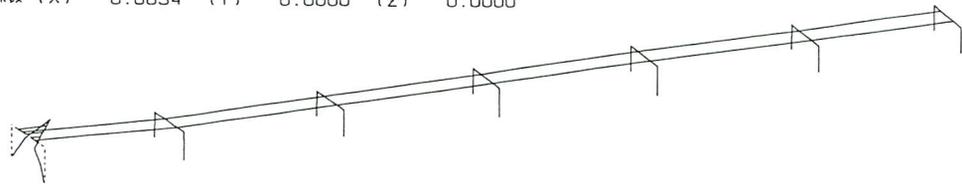
2次モード  $F = 0.493\text{Hz}$   
 刺激係数 (X) 4.4959 (Y) 0.0000 (Z) 0.0000



3次モード  $F = 3.257\text{Hz}$   
 刺激係数 (X) 14.9378 (Y) 0.0000 (Z) 0.0000



4次モード  $F = 3.831\text{Hz}$   
 刺激係数 (X) 8.6654 (Y) 0.0000 (Z) 0.0000



5次モード  $F = 4.289\text{Hz}$   
 刺激係数 (X) 13.4958 (Y) 0.0000 (Z) 0.0000

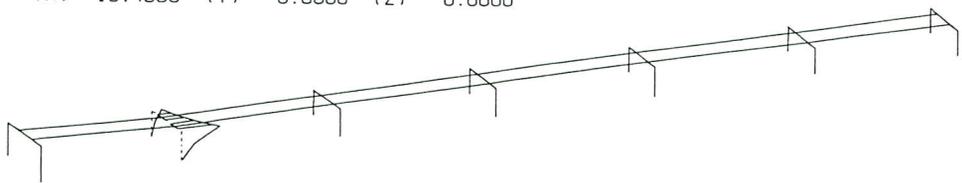


図-5 固有値解析による震度法時のモード形状

## (2) 応答スペクトル解析

次に、応答スペクトル解析により、震度法時の支承部における橋軸方向反力（バネ反力）を算出した。1次モードの反力および各橋脚の分担率を、簡易モデルとの比較とともに表-10に示す。

各橋脚の反力の分担率は、応答スペクトル解析による

端支点の分担率が簡易モデルより最大で20%高くなっており、その分、中間支点の分担率が低くなっている。そのため、応答スペクトル解析による橋軸方向反力は、全支点の合計が上り線で94%、下り線で89%と、簡易モデルよりも小さくなっているが、端支点では逆に応答スペクトル解析の方が大きくなっている箇所がある。

表一9 固有周期の比較

		固有周期 (sec)		
		動的解析	簡易モデル	比
震度法時	上り線	2.185	2.119	1.03
	下り線	2.185	2.121	1.03
保耐法時	上り線	2.275	2.143	1.06
	下り線	2.275	2.145	1.06

表一10 橋軸方向反力と各橋脚の分担率

位置		橋軸方向反力 (kN)			分担率 (%)		
		動的解析	簡易モデル	比	動的解析	簡易モデル	比
上り線	P26	820.8	835.9	0.98	6.7	6.4	1.05
	P27	2051.7	2250.0	0.91	16.8	17.3	0.97
	P28	2114.3	2272.9	0.93	17.3	17.4	1.00
	P29	2101.7	2222.2	0.95	17.2	17.0	1.01
	P30	2079.8	2195.2	0.95	17.0	16.8	1.01
	P31	2136.3	2318.9	0.92	17.5	17.8	0.98
	P32	902.8	945.2	0.96	7.4	7.2	1.03
	合計	12207.4	13040.3	0.94	100.0	99.9	1.00
下り線	P26	804.6	756.1	1.06	8.1	6.7	1.20
	P27	1658.4	1939.0	0.86	16.6	17.2	0.97
	P28	1680.2	1957.2	0.86	16.8	17.3	0.97
	P29	1644.1	1910.8	0.86	16.5	16.9	0.97
	P30	1625.0	1883.1	0.86	16.3	16.7	0.97
	P31	1686.4	1984.1	0.85	16.9	17.6	0.96
	P32	890.7	853.4	1.04	8.9	7.6	1.17
	合計	9989.3	11283.7	0.89	100.0	100.0	1.00

## 6. 考察およびまとめ

解析結果および簡易モデルによる結果から、以下のことが言えよう。

- ①動的解析における1次モードの固有周期と簡易モデルでの固有周期の差は、震度法時：3%、保耐法時：6%と小さいことから、今回の解析モデルにおける橋脚自体の慣性力の影響は相対的に小さいと言える。
- ②動的解析の固有周期の方が長く、固有周期が2秒を超える範囲では地震時の水平力は小さくなる方向であることから、簡易モデルでの設計の方が安全側になっている。動的解析の固有周期の方が長くなるのは、橋脚の慣性力の影響を評価しているためと考えられる。
- ③動的解析の1次モードと簡易モデルとの橋軸方向反力の比率は、上り線が下り線に比べ5%程度大きい。このことから、1次モードは上り線の主桁（下り線より重量が大きい）に同期した振動モードである（したがって、下り線主桁の有効質量に占める割合が小さい）と判断できる。

④簡易モデルにおける上下線の固有周期がほぼ等しいことから、下部工の平均バネ定数KPに上下線の重量比を乗じたものを、それぞれ上下線の下部工バネとすることに合理性はある。しかし、重量比の差が大きい場合、上記③の理由により、軽い主桁側のゴム支承が不経済な設計となる恐れがある。

⑤動的解析による端支点の分担率が簡易モデルより大きくなっているのは、簡易モデルが隣接橋との反力比によって下部工剛性を小さくしているのに対し、動的解析ではラーメン橋脚の梁の剛性や柱のねじれを評価する必要から、そのままの下部工剛性を用いたことが一因であると考えられる。また、今回は隣接橋の反力を端橋脚に直接载荷していることにも原因があり、バネ要素を用いるなど適切なモデルにて動的解析を行えば、より実際に近い値（端橋脚は小さい値）になると思われる。

以上のことから、本橋は支承のせん断ばね定数と橋脚の等価ばね定数の比 $\mu$ が1:5より小さいが、支承のせん断ばね定数と橋脚の等価ばね定数の合成剛性を用いた簡易モデルによる設計にて問題ないと判断できる。

また、今回の検討結果は限られたものであるが、本橋より支承のせん断ばね定数と橋脚の等価ばね定数の比 $\mu$ が更に小さい場合においても、固有周期が0.5秒以上であれば、簡易モデルにて安全側の設計を行えると考えられる。

最後に、本工事の設計にあたり御指導いただいた日本道路公団中部支社および名古屋工事事務所の皆様、ならびにゴム支承の設計に御協力いただいたオイレス工業(株)の皆様に感謝の意を表します。

## <参考文献>

- 1) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, (社)日本道路協会, 平成8年12月
- 2) 第二東名・名神高架橋反力分散型ゴム支承の設計基準(案), 日本道路公団名古屋建設局, 平成9年9月

2001.11.15 受付

# 軟鋼および高張力鋼用マグ溶接ソリッドワイヤYGW-11,18 を用いた溶接入熱・パス間温度の限界試験と管理値の提案

## Marginal Test of the Welding Heat Input and Interpass Temperature in Metal Active Gas Welding Using Solid Wire

中野 秀二\*<sup>1</sup> 高橋 亘\*<sup>2</sup> 浜氏 雅之\*<sup>3</sup> 武井 智彦\*<sup>4</sup>  
Shuuji NAKANO Wataru TAKAHASHI Masayuki HAMAUJI Norihiko TAKEI

### Summary

The revised Building Standards Law requires strict control over the welding heat input and interpass temperature for a column-to-beam joint section of a steel frame. The purpose of the control is to give the welded section a stable impact property and tensile strength so that it does not suffer brittle fracture during an earthquake. Because it has an influence on the construction costs, such control exercised by steel frame fabrication shops should be reasonable and should not increase shop costs. For this reason, a test was performed in which the parameters were the type of steel, the type of welding materials, the welding heat input, and the interpass temperature. The test clarified the limits of the parameters that produced the required welding quality.

キーワード：溶接入熱量，パス間温度，SN490，SM520，YGW-11，YGW-18

### 1. まえがき

1995年1月の阪神淡路大震災では建築鉄骨の柱梁溶接接合部に多くの被害が発生した。そのため建築鉄骨の接合部を地震による脆性的な破壊現象から回避するための安全性の高い溶接施工が要求され、1996年に「建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事」および「技術指針」が改定され柱梁接合部のウェブスカラップの改良や組立て溶接の位置に関する規定が見直された。また1998年6月には建築基準法が改正公布され「性能規定化」が計られ鉄骨工場認定制度が新しくなった。新しい制度では、特に柱梁接合部の溶接において溶接入熱およびパス間温度を管理することが条件付けられている。

当社が認定されているSプレートにおいては

1. 全ての建築鉄骨溶接構造に適応する。
2. 使用する鋼種および溶接材料に適合した、適切な作業条件を自主的に計画し、適切な品質のものを製作できる体制を整えている。
3. 鉄骨工場認定基準(3)項「工作基準の整備」には入熱およびパス間温度を管理規定に対し、「特別な調査研究により溶接部の性能が溶接される母材と同等以上

の性能を有すると認められた場合は、この限りではない。」と記されている。

そこでこの度、JIS Z 3312 のYGW-11およびYGW-18の溶接材料を用いて同規格、解説表1の制限を越えた条件で溶接し、溶接部の性能が溶接される母材と同等以上の性能を有する限界を確認した。これらの結果を踏まえ一考察を行なった。

### 2. 規定および試験変数

#### (1) JIS Z 3312規定と供試溶接材料

JIS Z 3312の解説表を表-1に示す。このうち、建築鉄骨で多く使用されるSN490鋼材とSM520鋼材を対象として、YGW-11とYGW-18の溶接材料について試験を行なった。(表-1中□)

溶接はすべて下向き姿勢で行ない、入熱量は溶接作業の実状に合わせて溶接パスの最大入熱量が所定の限界値以下となる様に設定した。パス間温度は溶接線中央で開先から10mmの位置で熱電対で計測する。

\*松本工場品質管理部品質管理課課長

\*\*松本工場製造部部长

\*\*松本工場品質管理部品質管理課課長代理

\*\*橋梁営業本部第一橋梁営業部

表-1 JIS規定 (JIS Z 3312)

□ は今回の試験対象

	溶接条件		適用鋼材の引張強さ					
	入熱 (KJ/cm)	パス間温度 (°C)	400N鋼材		490N鋼材		520N鋼材	
1	15~20	≤150	YGW-11 YGW-18	YGW-15 YGW-19	YGW-11 YGW-18	YGW-15 YGW-19	YGW-18	YGW-19
2	15~30	≤250	YGW-11 YGW-18	YGW-15 YGW-19	YGW-11 YGW-18	YGW-15 YGW-19	YGW-18	YGW-19
3	15~40	≤350	YGW-11 YGW-18	YGW-15 YGW-19	YGW-18	YGW-19	—————	

## (2) YGW-11と490N級鋼材の組合せ

YGW-11を用いて490N級鋼を溶接する場合、規定限界値が入熱30KJ/cm、パス間温度250°C以下となっているが、パス間温度が300°Cおよび、入熱40KJ/cmの継手性能を確認することを目的として試験を行なった。供試溶接材料は実施工に合わせてY社、M社、K社、三社のワイヤ径1.2φを用いる。

## (3) YGW-18と490N級鋼材の組合せ

YGW-18を用いて490N級鋼を溶接する場合、規定限界値が入熱40KJ/cm、パス間温度350°C以下となっているが、パス間温度が400°Cの場合の継手性能を確認する。

## (4) YGW-18と520N級鋼材の組合せ

YGW-18を用いて520N級鋼を溶接する場合、規定限界値が入熱30KJ/cm、パス間温度250°C以下となっているが、パス間温度が300°Cの場合および、入熱40KJ/cmの継手性能を確認する。

表-2a YGW-11と490N級鋼の組合せ

溶接材料	鋼材	入熱 (KJ/cm)	パス間温度 (°C)	試験記号	備考
Y 1.2φ	SN490B	30	200	No 1	
			250	No 2	規定限界値
			300	No 3	
		40	200	No 4	
			250	No 5	
			300	No 6	
M 1.2φ	SN490B	30	200	No A	
			250	No B	規定限界値
			300	No C	
		40	200	No D	
			250	No E	
			300	No F	

表-2b YGW-18と490N級鋼の組合せ

溶接材料	鋼材	入熱 (KJ/cm)	パス間温度 (°C)	試験記号	備考
Y 1.2φ	SN490B	40	300	No 7	
			350	No 8	規定限界値
			400	No 9	
M 1.2φ		40	300	No G	
			350	No H	規定限界値
			400	No J	
K 1.2φ		40	300	No 21	
			350	No 22	規定限界値
			400	No 23	

表-2c YGW-18と520N級鋼の組合せ

溶接材料	鋼材	入熱 (KJ/cm)	パス間温度 (°C)	試験記号	備考
Y 1.2φ	SM520B	30	200	No 10	
			250	No 11	規定限界値
			300	No 12	
		40	200	No 13	
			250	No 14	
			300	No 15	
M 1.2φ		30	200	No K	
			250	No L	規定限界値
			300	No M	
		40	200	No N	
			250	No P	
			300	No R	
K 1.2φ	30	200	No 24		
		250	No 25	規定限界値	
		300	No 26		
	40	200	No 27		
		250	No 28		
		300	No 29		

3. 試験体形状および試験の種類

試験体形状を図-1に、機械試験の種類を表-3に示す。

(1) 試験方法

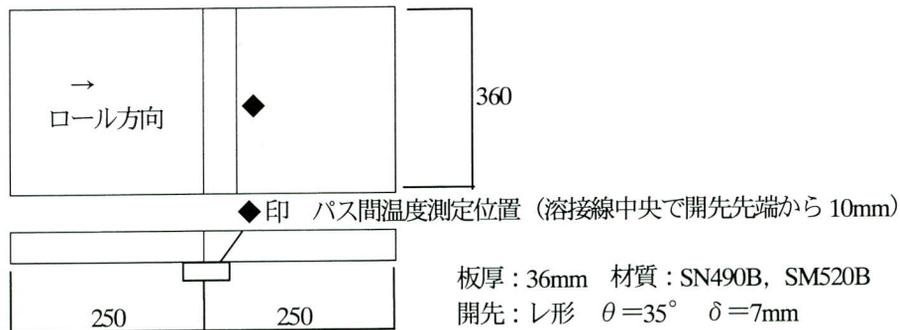


図-1 試験体形状

表-3 機械試験の種類

試験の種類		数量	試験片規格	採取部位	備考
引張試験	全溶着金属	3	JIS Z 3111	1/2t	摩擦圧接する
衝撃試験	Depo	3	〃	1/2t	
	HAZ	3	〃	1/2t, 直開先側	
マクロ試験		1	JIS G 0553準拠	全厚	
硬さ試験		1	JIS Z 3101準拠	1/2t	マクロ試験兼用

## (2) 供試鋼材

試験に用いた板厚36mmのSN490BおよびSM520Bの機械的性質を表-4に示す。

表-4 供試鋼材の機械的性質

鋼種	降伏点	引張強さ	YR	伸び	吸収エネルギー
SN490B	352	526	67	38	285
SM520B	385	551	70	35	282

降伏点, 引張強さ: N/mm<sup>2</sup> YR(降伏比): %

伸び, 降伏比: % 吸収エネルギー(試験温度0℃): J

## 4. 試験結果

判定基準は溶着金属の引張強さが母材強度以上、シャルピー吸収エネルギーが0℃で47J以上とする。

### (1) YGW-11と490N級鋼材の組合せ

YGW-11を用いて490N級鋼を溶接した場合の試験結果は表-5aに示す。

- ・各試験とも引張強さは入熱量40KJ/cm、パス間温度300℃まで十分である。

- ・衝撃値は30KJ/cm、パス間温度300℃までは十分であるが、40KJ/cmにおいては一部に低下(250℃で56.7J)が見られる。この結果は他の結果と比較してバラツキが大きいため再検証の必要がある。

### (2) YGW-18と490N級鋼材の組合せ

YGW-18を用いて490N級鋼を溶接する場合の試験結果は表-5bに示す。

- ・引張強さおよび衝撃値は入熱量40KJ/cm、パス間温度400℃まで十分な値を示している。

### (3) YGW-18と520N級鋼材の組合せ

YGW-18を用いて520N級鋼を溶接する場合の試験結果は表-5cに示す。

- ・引張強さおよび衝撃値は入熱量40KJ/cm、パス間温度300℃まで十分な値を示している。

### (4) マクロ試験および硬さ試験

いずれの試験体のマクロ試験も良好な結果であった。硬さ試験の結果は著しい硬化および軟化は見られず良好である。

表-5a YGW-11と490N級鋼の組合せ

各値は試験片3個の平均値

溶接材料	入熱	パス間温度(℃)	試験記号	0.2%耐力(N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ(N/mm <sup>2</sup> )	衝撃値DEPO	衝撃値HAZ
YGW-11 Y 1.2φ	30	200	No 1	489.5	583.4	134.7	254.7
		250	No 2	471.6	566.6	134.3	263.0
		300	No 3	466.5	560.9	151.3	143.3
	40	200	No 4	471.4	568.5	175.0	89.0
		250	No 5	469.0	564.8	86.0	56.7
		300	No 6	470.3	573.4	136.7	87.0
YGW-11 M 1.2φ	30	200	No A	533.1	611.7	150.0	238.7
		250	No B	510.2	599.1	139.7	172.3
		300	No C	489.7	584.8	169.7	245.3
	40	200	No D	519.9	599.5	147.0	245.7
		250	No E	508.3	594.5	106.7	151.7
		300	No F	497.1	592.4	95.0	114.7

表-5b YGW-18と490N級鋼の組合せ

各値は試験片3個の平均値

溶接材料	入熱	パス間温度 (°C)	試験記号	0.2%耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	衝撃値 DEPO	衝撃値 HAZ
YGW-18 Y 1.2φ	40	300	No 7	561.1	645.0	153.3	180.3
		350	No 8	524.5	620.1	114.3	167.0
		400	No 9	513.4	623.5	120.7	230.3
YGW-18 M 1.2φ	40	300	No G	508.3	594.9	157.3	262.0
		350	No H	504.3	590.6	182.7	241.7
		400	No J	479.8	572.7	125.3	210.3
YGW-18 K 1.2φ	40	300	No 21	551.1	611.1	119.3	181.7
		350	No 22	554.0	614.6	160.3	137.3
		400	No 23	548.7	614.1	138.7	158.3

表-5c YGW-18と520N級鋼の組合せ

各値は試験片3個の平均値

溶接材料	入熱	パス間温度 (°C)	試験記号	0.2%耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	衝撃値 DEPO	衝撃値 HAZ
YGW-18 Y 1.2φ	30	200	No 10	608.7	695.9	144.0	216.0
		250	No 11	576.1	653.3	128.3	168.3
		300	No 12	550.7	641.7	121.0	193.3
	40	200	No 13	603.6	674.5	137.7	152.0
		250	No 14	573.3	658.0	99.7	143.3
		300	No 15	562.0	651.0	122.0	156.0
YGW-18 M 1.2φ	30	200	No K	580.0	646.7	164.3	168.7
		250	No L	569.9	636.6	183.3	175.0
		300	No M	539.7	615.0	174.3	201.3
	40	200	No N	545.6	618.4	209.3	222.0
		250	No P	529.9	606.3	168.6	182.7
		300	No R	501.7	588.7	130.7	198.0
YGW-18 M 1.2φ	30	200	No 24	641.7	664.4	151.3	236.7
		250	No 25	620.6	646.2	168.3	192.3
		300	No 26	602.8	640.6	162.3	133.3
	40	200	No 27	614.6	647.9	127.7	208.3
		250	No 28	582.9	629.6	138.3	195.7
		300	No 29	574.7	623.8	177.0	183.3

表-6 提案管理値

使用鋼材	溶接材料		提案管理値		JIS規定値	
	規格	銘柄	入熱量 (KJ/cm)	パス間温度 (°C) 〔使用温度チョーク〕	入熱量 (KJ/cm)	パス間温度 (°C)
490N	YGW-11	Y 1.2φ M 1.2φ	30	300 〔290〕	30	250
490N	YGW-18	Y 1.2φ M 1.2φ K 1.2φ	40	350 〔345〕	40	350
520N	YGW-18	Y 1.2φ M 1.2φ K 1.2φ	40	300 〔290〕	30	250

## 5. 総括

今回の試験は試験体数が各1体と少ないことや板厚および溶接姿勢の比較がなされておらず、表-6に示した、使用鋼材と溶接材料の組合せによる入熱・パス間温度管理値は一提案として示したものである。いずれの溶接継手部の機械的性能は判定基準より相当に余裕のあるレベルであるが、試験結果から以下のように総括する。

① YGW-11およびYGW-18とSN490鋼材およびSM520鋼材の組合せによる入熱・パス間温度の管理値を表-6の様提案する。ただし、JIS規定値を越えて設定されている値を実工事に適用する場合は工事監理者にデータを提示し承諾を得る必要がある。

当工場としては490N級鋼の溶接に用いる溶接材料はYGW-18を原則とする。表-5bではパス間温度が400℃まで良好な値を示しているが溶接施工性を考慮して350℃を提案しており、この組合せはJIS規定値と一致している。

② 入熱量は標準溶接条件（電流・電圧・速度）を設定することで、下向き溶接の場合は積層形状管理により行なう。また、ワイヤ径1.2φを用いた横向き溶接では実状調査の結果、30KJ/cmを越えないので積層規定の必要がない。パス間温度は表-6中の〔 〕で示した温度チョークにより管理する。なお、入熱およびパス間温度の管理方法の詳細については、別の「マグ溶接における建築鉄骨柱-梁接合部の溶接入熱およびパス間温度の工場溶接管理方法の検討」を参考にして頂きたい。

前述したが、今回の試験は試験体数が各1体と少なく一部の結果にバラツキが見られるための再検証や、YGW-

18と520N級鋼の組合せを横向き溶接で施工する場合（入熱量を30KJ/cm以下としてパス間温度を高くすることが可能か）などの管理値を提案するため、引き続き試験をする必要がある。

## 6. まとめ

大地震時にも安全な建築鉄骨を製作することはメーカーとしての責務であり、そのためには柱梁接合部の脆性的な破壊を防ぐことが重要である。経済性をも満足させながらいかに、衝撃靱性と引張強さに代表される溶接継手部の機械的性質の向上を計っていくべきかを施工試験の実施と工場管理の観点から考察を行なってみた。微力ながら本報告が設計・監理サイドおよび製作サイドの一助になれば幸いである。

本試験を実施するに際し御協力頂いた関係各位に御礼申し上げます。

## <参考文献>

- 1) 倉持, 加賀美, 綱島, 吉澤: 溶接条件の適性化と溶接材料の特性に関する調査研究, 鉄構技術, 2001.7
- 2) 中込, 細井: 建築鉄骨における溶接施工管理パス間温度管理ツールの比較評価, 鉄構技術, 2001.8
- 3) 鉄骨建設業協会: 入熱、パス間温度の管理について
- 4) 大月, 千葉, 百瀬, 大月, 桜井, 岩波: マグ溶接における建築鉄骨柱-梁接合部の溶接入熱およびパス間温度の工場管理方法の検討, 宮地技報 No.17, 2001

2001. 10. 1 受付

# 架設桁を使用したトラス橋の解体（旧越路橋）

## Dismantling a Truss Bridge Using Erection Girder (Old Koshiji Bridge)

松田 繁夫\*<sup>1</sup> 吉田 友和\*<sup>2</sup>  
Shigeo MATSUDA Tomokazu YOSHIDA

### Summary

The old Koshiji Bridge was a 100-year old truss bridge that had been changed much more than other old bridge. Since it was completed in 1956 as a railway bridge for the Shin-etsu line, the bridge was remodeled into a road bridge, and then used as a bridge on a toll road. Because the new Koshiji Bridge was completed in 1998, the old Koshiji Bridge was dismantled. This paper describes the method of removing the bridge by means of erection girder.

キーワード：トラス桁，解体

### 1. まえがき

本橋は、直江津・新潟間に建設された「北陸鉄道」（私設鉄道で、後に国有の「信越本線」となった）において、1897年に信濃川橋梁として架けかえられた支間62.738mのトラス橋6連の内4連を、道路橋として転用したものである。

しかし、築後100年以上経過しているため老朽化も著しく、交通量の増加等の為、平成10年に完成した新越路橋に主役の座を譲り100余年の幕を閉じることとなった。

本報告はこの旧越路橋の撤去工事における現場施工に関する内容を記述する。

施工に関する主な制約条件は、以下のとおりであった。

- ・出水期に栈橋などの設置は不可である。
- ・撤去地点が一部を除き流水部上である。

このような状況下で事項に示す橋梁の撤去を行った。

### 2. 橋梁諸元

本橋の橋梁一般図を図-1に示す。橋梁概要は以下のとおりである。

形 式：下路プラットトラス

支 間：75.300m+4@62.738m+50.200m

幅 員：道路幅員6.000m

主構間隔：7.000m

主 構 高：7.800m

総 鋼 重：791.538tf

(168.023tf+4@135.806tf+80.291tf)



写真-1 旧越路橋全景

\*<sup>1</sup>宮地建設工業(株) 東京本店工事部現場代理人

\*<sup>2</sup>宮地建設工業(株) 東京本店計画部橋梁・土木グループ

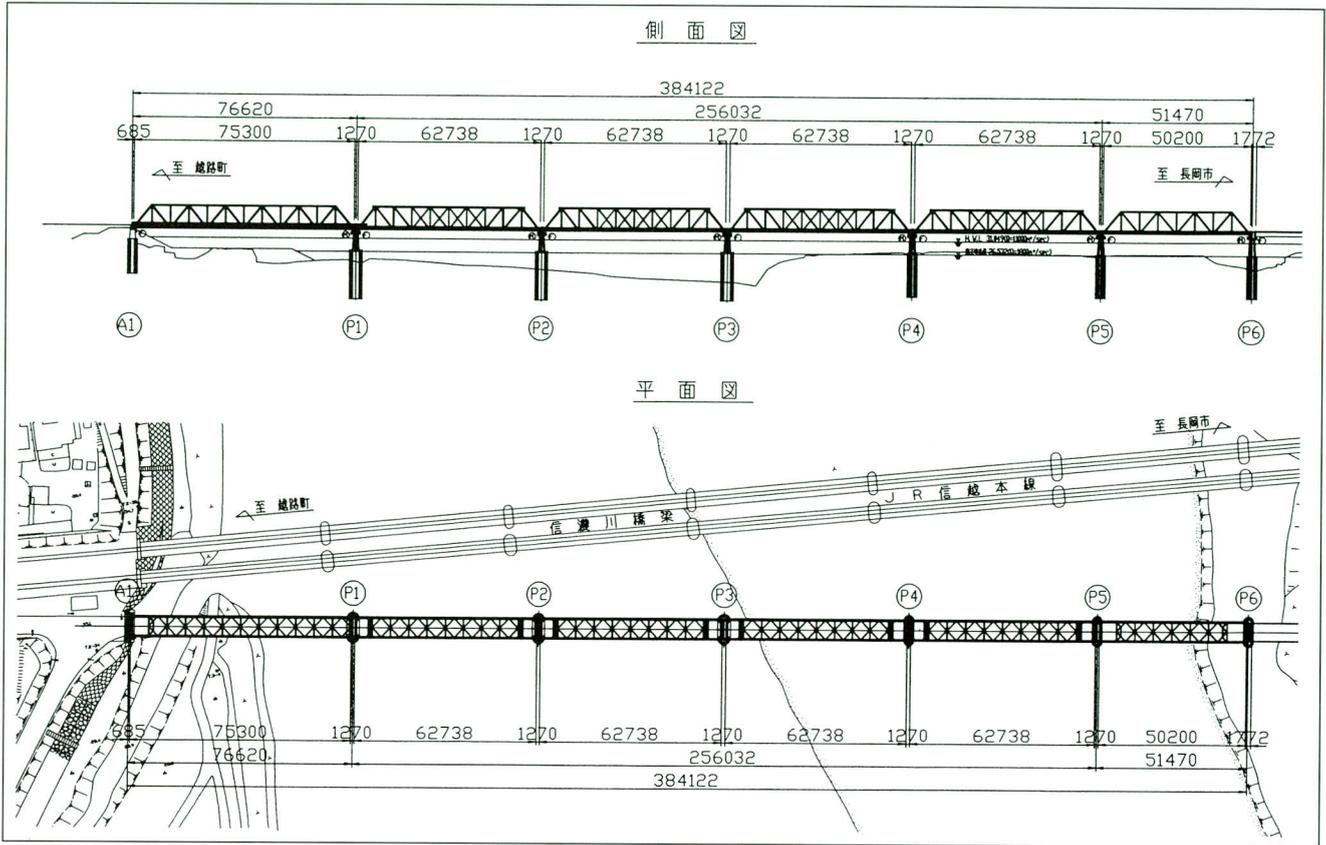


図-1 橋梁一般図

表-1 実施工程表

工事種別	平成11年		平成12年											
	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
準備工	準備工													
作業ヤード造成工	B1(外)取付倒土	手延機												
パト基礎工		パト基礎			撤去									
パト設備工			組立		解体									
桁上運搬台車組立解体工			組立											解体
軌条設備組立解体工			P1~P9組立	P1~P2解体	P2~P3解体			P3~P4解体			P4~P5解体	P5~P6解体		解体
架設桁・手延機組立解体工			架設桁組立	手延機組立										架設桁・手延機解体
架設桁上運搬台車組立解体工				組立										解体
ゾアクレーン組立解体工				組立										解体
ワイヤアラジ組立解体工								A1~P1解体			P2~P3解体	P3~P4解体		P4~P6解体
引戻し設備工			A1~P1	P1~P2		P2~P3		F3~P4			P4~P5	P5~P6		
架設桁・手延機引戻し工			A1~P1	P1~P2		P2~P3		P3~P4			P4~P5	P5~P6		
トラス桁吊下げ工			A1~P1	P1~P2			P2~P3			P3~P4	P4~P5	P5~P6		
トラス桁撤去工			A1~B1	B1~P1	P1~P2		P2~P3			P3~P4	P4~P5	P5~P6		

### 3. 撤去

#### (1) 工法選定

施工方法を選定するに当たり、本橋地点が流水部であり、栈橋工法等での施工を考えると渇水期施工（10/1～3/31）となり、工期的に施工不可になると判断したため、通年施工が可能である“架設桁吊込みジブクレーン小分割撤去工法”を採用した。

工法概要はトラス桁内に架設桁を設置し、橋脚間にて支持する。架設桁に設置した仮吊り設備により、トラス桁の格点（横桁部）を吊り下げ、架設桁上に設置したジブクレーン（Cap2.9t吊）にて部材の小分割撤去を行うものである。

#### (2) 施工要領

##### 1) ベント設備工

A1～P1間の支間は他径間と比べ長く（75.300m他62.738m、50.200m）架設桁の耐力上、ベント設備にて中間支持した。設置位置は一部陸上部がある地点のトラス桁格点間に設置し、トラス桁に干渉する部材は事前撤去をした。

##### 2) 桁上運搬台車・軌条設備の設置

本工事はA1側からA2側へ撤去していくため、撤去部材の運搬用として桁上に運搬台車を設置した。トラス桁内に軌条設備を敷設し動力は自走台車とした。また撤去部材の積み替えのためミニクレーン（Cap2.98t吊）を搭載する形とした。（写真-2）

##### 主要設備数量

桁上運搬台車：	クレーン（PC504XGK-D61-010）
	自走台車 30t×2台
	従走台車 15t×2台
軌条設備	：軌条梁 H300×2×360m
	レール 37kgレール×2×360m

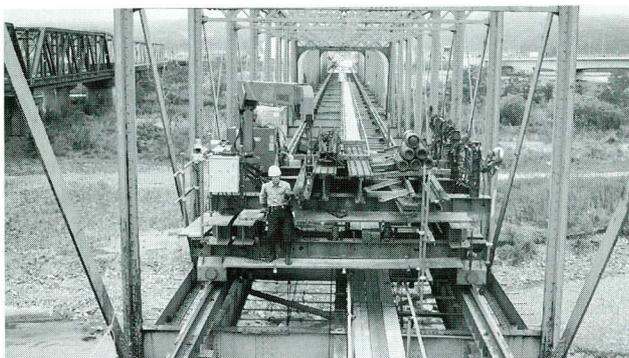


写真-2 桁上運搬台車、軌条設備設置状況

##### 3) 引戻し設備の設置

トラス桁撤去時、橋脚上にて架設桁を支持し施工を行う工法であるので各橋脚上に仮受け設備を設置した。また撤去後、次の径間に引き戻しを行うため各橋脚・横桁上にローラー設備を設置した。（図-2、写真-3）

##### 主要設備数量

橋脚上ローラー設備：	100tローラー×6台
横桁上ローラー設備：	40tローラー×8台

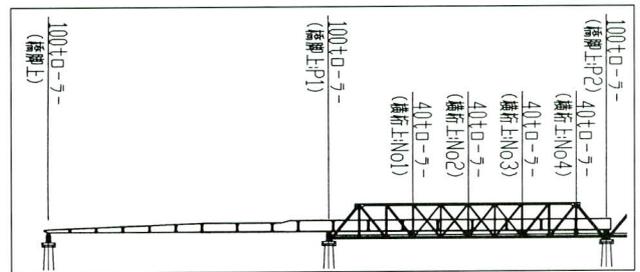


図-2 ローラー設備配置図

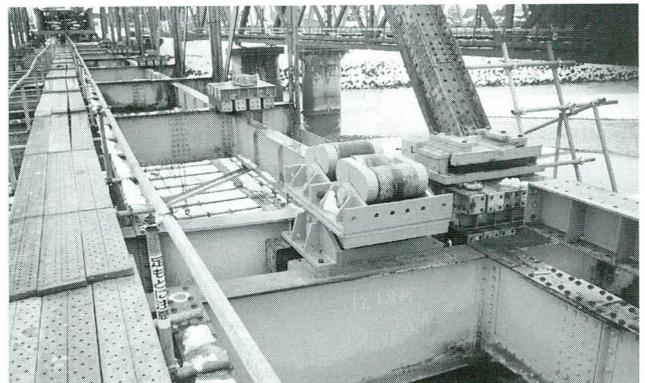


写真-3 引戻し設備

##### 4) 架設桁の組立

本工法の特徴である架設桁は94.0m、引き戻しの関係により手延機36.0mを後方に取り付け、2径間をまたぐ構造とした。（全長130.0m 主構幅5.1m）組立はA1橋台背面とし、ヤードの関係上数パネル組立後、順次引き戻しを行った。（油圧ウインチ Cap6.0t 引を使用）組立ヤードは県道及び町道が近接しており、交通規制を行い45t吊ラフタークレーンを使用し組立てた。（写真-4）

##### 主要設備数量

工事桁：	桁高2.6m	2主桁×72.0m
	桁高2.6-2.0m	2主桁×6.0m
	桁高2.0m	2主桁×16.0m
手延機：		2主桁×36.0m
つなぎ材：	1式	
総鋼重：	約220t	



写真-4 架設桁引き戻し状況



写真-6 荷重管理状況

### 5) トラス桁吊り下げ

架設桁引き戻し完了後、トラス桁横桁上のローラー設備撤去、橋脚上ローラー設備から架設桁用杏に盛り替えを行い、架設桁を固定した後、トラス桁の吊り下げ、緑切りを行った。

吊り下げには35tセンターホールジャッキ、PC鋼棒、受梁からなる構造で、トラス桁の各横桁（A1-P1間：5点、P1-P5間：4点、P5-P6間：3点）として吊り下げを行った。

トラス桁吊り下げ時について、構造面・施工面で特に留意した点を以下に示す。(写真-5, 6, 7)

- ・吊り下げ時の受点反力の不均等荷重を軽減させるため、計画段階にて吊り下げ点の反力を算出し、現場において各ジャッキ反力を荷重メーターにより集中管理し、吊り下げ・反力調整を行った。
- ・横桁の腐食が激しく（ウェブに孔が明いていた）危険だと判断し補強・養生などを行った。

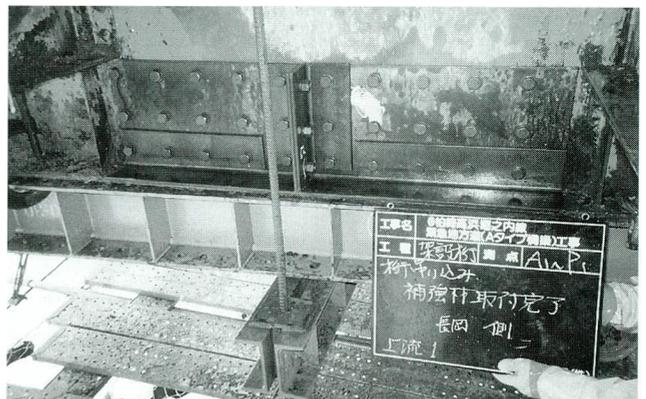


写真-7 横桁の補強



写真-5 トラス桁吊り下げ状況

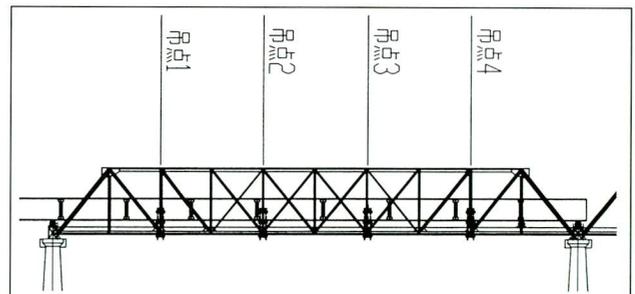
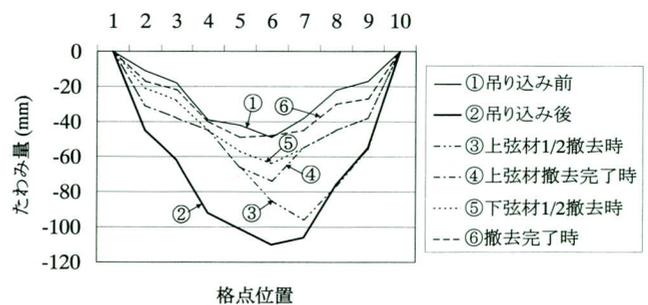


図-3 吊点配置図 (P1-P5間)

表-2 トラス桁解体時工事桁たわみ管理表 (P1-P2間)



6) トラス桁撤去 (A1-P1間)

A1-P1間の施工条件としては他径間と異なり一部陸上部があった。当初計画ではA1-B1間は45tラフタークレーン、B1-P1間は後述するジブクレーンにて撤去する予定であったが、河川内は濁水期施工であるため3/31迄にベント設備・基礎を解体しなくてはならぬ1工期面・施工面からみて200tトラッククレーンによる撤去とした。これにより大ブロックでの撤去が可能となり、工程短縮へとつながった。なお部材は全てガスにより切断した。(写真-8)

表-3 主要工種施工実績-1

施工内容	数量・日数	備考
主構撤去	2日	200tTC
床組撤去	5日	200tTC



写真-8 トラス桁の撤去

7) ジブクレーン・架設桁上運搬台車の組立

P1-P4間は完全に流水部となるので、全旋回式ジブクレーン (Cap2.9t吊) を架設桁上に設置し、ジブクレーンにより部材撤去を行う。また架設桁間の部材搬出用に架設桁上に運搬台車を設置する。(写真-9)

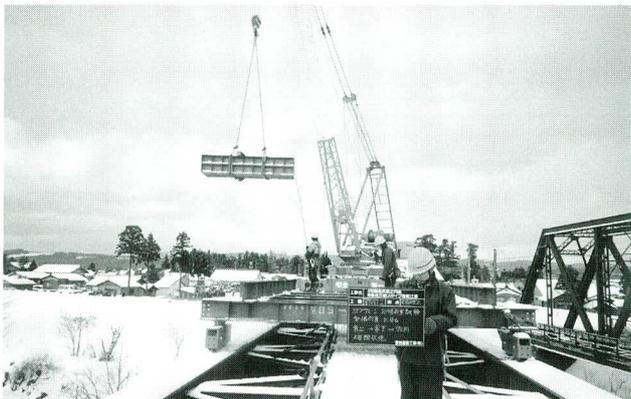


写真-9 全旋回式ジブクレーン据付状況

主要設備数量

クレーン：E-40 Cap2.9t吊

運搬台車：従走台車 15t×4台

表-4 主要工種施工実績-2

施工実績	数量・日数	備考
主構撤去	7日	ジブクレーン
床組撤去	7日	ジブクレーン

8) 手延機組立・引き戻し

A1-P1間トラス桁撤去完了後、手延機の組立を行った。組立は45tラフタークレーンを使用し、架設桁と同様順次引き戻しを行いながら組立てた。組立完了後P1-P2間まで架設桁を引き戻し固定した。

9) トラス桁撤去 (P1-P4、P5-P6間)

P1-P4、P5-P6間の撤去は、架設桁上に設置したジブクレーンにより行った。部材は格点位置にてガス切断にて撤去していった。撤去された部材は架設桁上の運搬台車により運搬、トラス桁上の運搬台車にて積み替えを行い仮桁上まで運搬した。(写真-10、11)

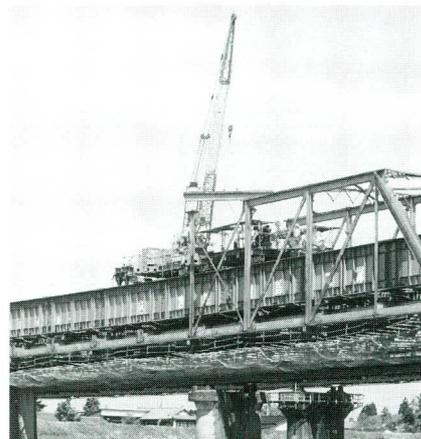


写真-10 トラス桁の撤去



写真-11 トラス桁ガス切断状況

10) トラス桁撤去 (P4-P5間)

本橋梁撤去に当たり保存しようという動きが地元町民からあり、ワークショップ等を開催し保存方法の検討が行われた。その結果撤去桁1連の半分を近接する公園に移設・保存する案が具体化された。それに伴い部材を撤去後工場にて修復・加工・塗装するため、なるべく大きなブロックで撤去し分割を行うことができるよう、陸上部であるP4-P5間を保存桁として使用することとした。撤去は100t吊トラッククレーンにてブロック撤去をし、陸上部に仮置き後、各部材ごとにリベット抜きを施し保存部材を工場へ運搬した。

- ・吊り上げ荷重は1.0tとする。
  - ・テルハの重量で架設桁及び手延機が応力オーバーを起こさないこと。
  - ・吊り上げた機材を架設桁の方へ運搬する方法。
- 以上のような事項を考慮しテルハの製作・設置を行った。

本工事のような工法は、必然的に脚上の受設備、ローラー設備の撤去方法が問題になるが、手延機先端のテルハによる各設備の撤去は非常に有効であった。

11) 橋脚上設備の撤去

トラス桁撤去後、橋脚上にはローラー設備、仮受け設備等の機材が残される。これらの機材は最大630kgにもおよび人力で撤去するのは不可能である。そこで、これらの設備を撤去するため、手延機先端にテルハ (Cap1.0t吊) を設置し、撤去を行うこととした。

テルハを製作・設置するために以下のことを考慮した。(写真-12、13、14)



写真-12 テルハ据付状況

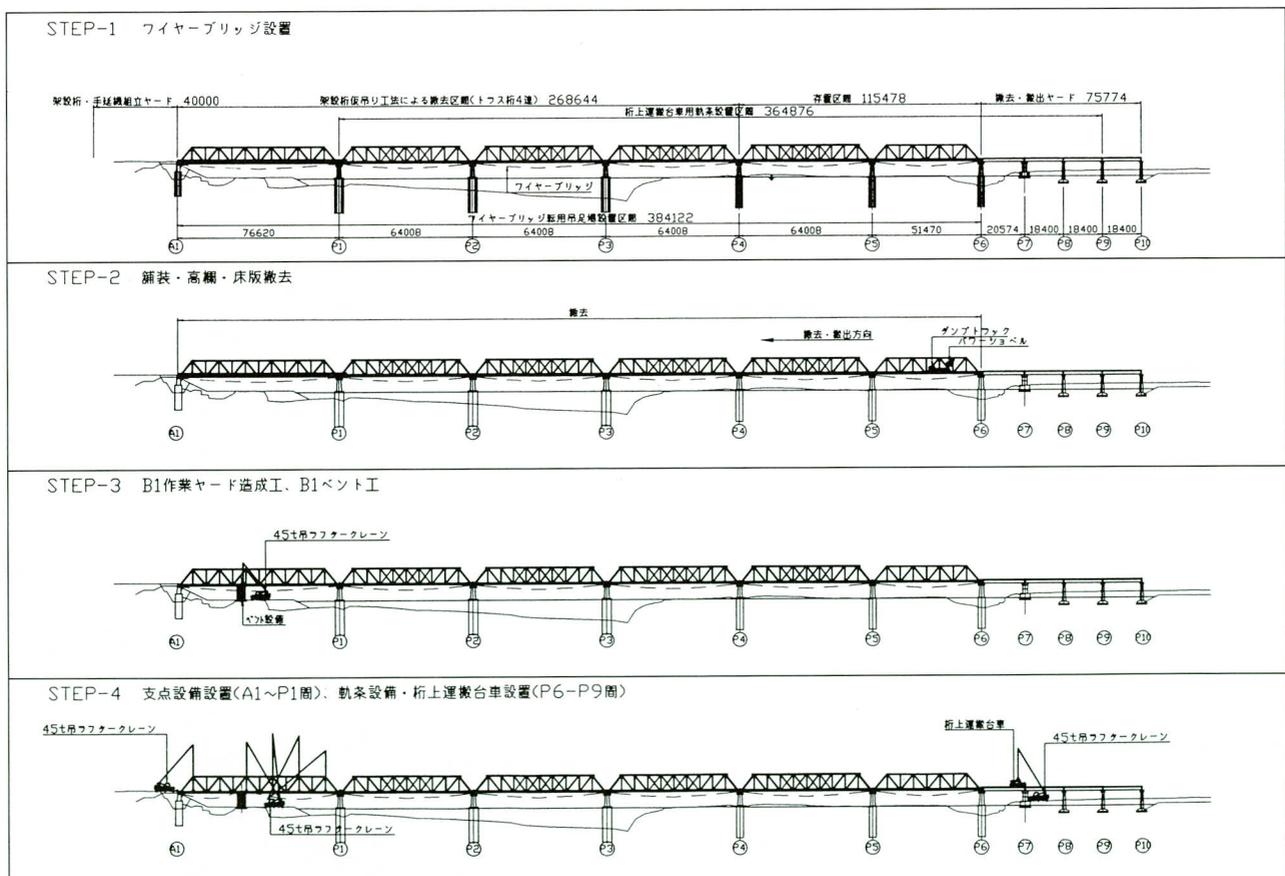


図-4 解体ステップ図 (その1)

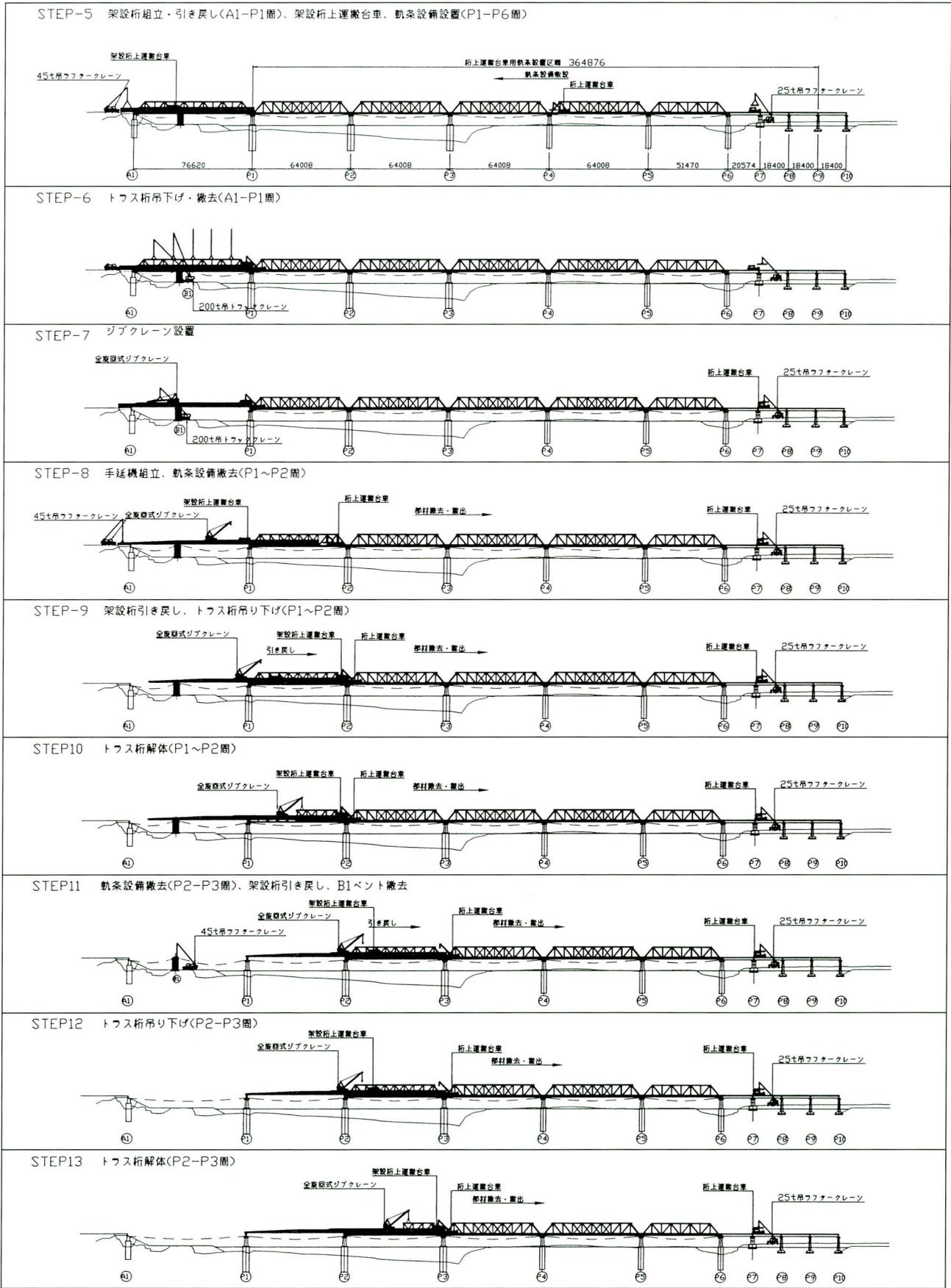


図-5 解体ステップ図 (その2)

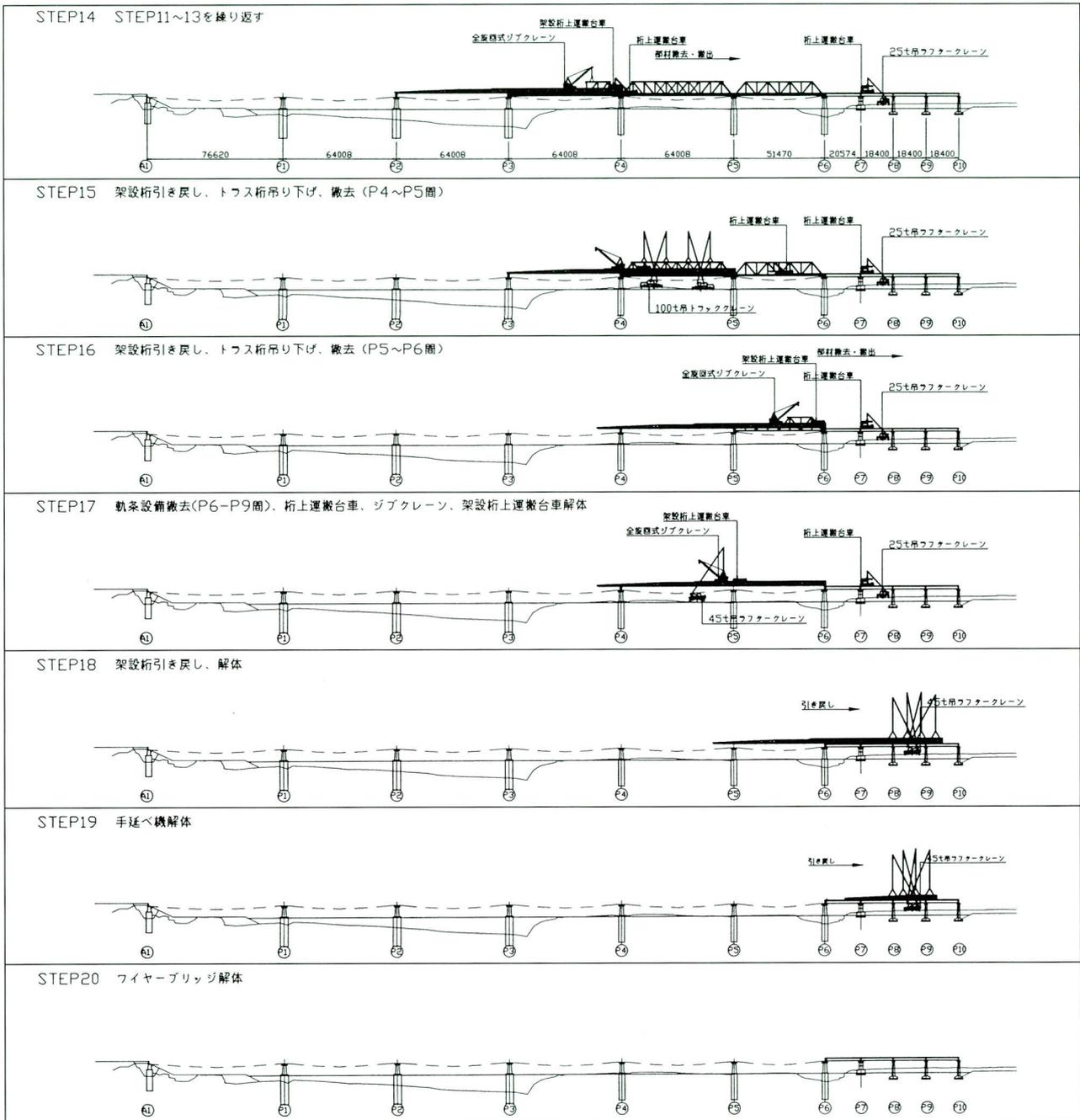


図-6 解体ステップ図 (その3)



写真-13 テルハ作業状況



写真-14 脚上機材運搬状況

#### 4. あとがき

ここに報告してきた旧越路橋の撤去工事は、非出水期間のみの栈橋を使用した解体工法が工程的に難しいと判断されたことにより、通年施工が可能である「架設桁吊込みジブクレーン小分割撤去工法」の採用を図り施工を行った。このように工期・現地状況的に今回行った工法を採用することも、通年施工が可能であるという点から見ても今後少なくないと思われる。明治31年に北越線の鉄道橋として完成して以来、道路橋への改造や有料道路

の時代など、類まれな歴史を歩みながら100年にわたって「町民の足」を支えてきた旧越路橋も新越路橋の完成に伴いその役目を終えた。しかしその中でこの旧越路橋を何らかの形で保存しようという要望があがり後世に残すことが決定した。

本工事の計画・施工に当たり監督ご指導頂いた新潟県長岡土木事務所、並びに協力会社の皆様に深く感謝をし、紙上を借りて感謝御礼申し上げます。

2001. 12. 28 受付

### グラビア写真説明

#### 北崎高架橋（鋼上部工）東工事

本橋は6径間連続鋼床版2主桁桁橋であるが、従来の鋼床版桁橋と較べて、「鋼床版の板厚を増し、横リブを廃止する」、「Uリブの大型化」といったことにより製作材片数を減らした構造である。

現場は中部圏の交通の要である国道23号線上であるため、周道上での架設作業は夜間全面通行止め時に限られる。2～3ヶ月に1回の夜間通行止めのため、作業は一発勝負であり、周到な計画、準備が必要である。（菊地）

#### 川縦高速線上部（その2）工事

本工事は、4車線供用中の一般国道409号（現道）の道路中央に川崎縦貫道路自動車専用部の高架橋上部工を施工したものです。

工事施工区間は、川崎市の臨海工業地帯であり、石油化学を主体とする大規模工場が連立していることにより大型車輛の通行が極めて顕著で、道路下には工業用水、高圧ガス等の各種管路が埋設され、加えて貨物専用鉄道である神奈川臨海鉄道および東京電力の架空送電線とも近接しているため、一般道路交通に対する配慮はもとより、列車の運転保安や工場の操業に不可欠なエネルギー供給施設への障害防止に関して特段の留意と関係機関および隣接工事との綿密な調整が要求された過酷な施工条件の工事でした。

このような困難な工事を設計照査、工場製作、架設各部門が連携し良好な施工体制を確立し工事に臨み、優良工事（局長表彰）、優秀工事技術者（局長表彰：佐藤純二）を頂いた輝かしい工事です。（関根）

#### 富国橋

平成12年9月に東海地区をおそった東海豪雨により単純トラス3連の内、中央径間を流失してしまった富国橋に緊急災害復旧橋梁としてMTブリッジを使用した工事です。供用期間が約5年と長いためリースではなく売り切り形式で契約をしています。

本橋は小中学校への通学路および生活道路となっており、流出し下流側に流されていたトラス橋の撤去から工期を短縮するための地組立、一括架設の検討などを急ピッチで行いました。

橋の一括架設は地元住民の方々が大勢、ギャラリーとして集まったり地元新聞社などが取材に来たりと、大歓迎ムードの中で行われました。供用期間が終わる頃には新しい富国橋も計画されています。（加

# コンピュータグラフィックスを用いた橋梁の色選定に関する一考察（続編）

## A Study on the Bridge Color Selection Using Computer Graphics (Part 2)

鳥羽 勇 造\*<sup>1</sup> 植田 純 一\*<sup>2</sup>  
Yuzou TOBA Jun-ichi WASADA

### Summary

A graphics program, which enables both color selection and coloring simulation, was created to simplify the selection of colors of a steel bridge. The program uses worksheets of spreadsheet software. When a basic concept and a coloring plan of the bridge are given as the initial input data, the likely paint colors are selected semi-automatically. Moreover, the program selects the colors by viewing the bridge at any angles, producing the drawings of landscapes.

キーワード：景観設計，橋梁塗装色，CG，色彩調和，景観図，三次元

### 1. まえがき

国土交通省のホームページで本省記事のみに限定し“景観”の文字検索を掛けると実に1200件がヒットする。また、「美しい国土づくり」を目指し、設計業務に景観を重視したプロポーザル方式が実施されるなど最近、景観重視の傾向が一段と強まっている。このように道路構造物の景観への配慮は、一時の過剰なまでの景観偏重は影を潜めたが、道路予算の削減にも関わらず弱まってはいない。中でも橋梁は、道路景観を構成する重要な要素となっている。

景観の印象を決めるのは80%が色彩と言われている。これらの景観検討には支援システムとしてコンピュータグラフィックス（以後CGと云う）の利用が有効である。しかし、CGはデータ作成に時間がかかるのが難点であり、塗装色選定には専門的な知識が要求される。

当社では景観設計の対象となる橋梁構造物の三次元入力を容易にするため、構成部品寸法をパラメトリック化（関数化）して登録し、それを組み上げる景観設計システムを開発した（宮地技報14号）。また、前号では景観コンセプトを設定しない中小橋梁塗装色の簡易的な選定方法について提案した（宮地技報16号）。

本稿では提案した手順のスプレッドシート化・プログラム化を図り、シート上で橋梁塗装色の自動的な選定を試みたので報告する。また、本手法を数件の色選定に適

用した事による手順の補足、さらに、現在試みている背景（三次元構造物をはめ込む風景写真部分をここでは云う）のフラクタル技法を用いた三次元化を含めて紹介する。

### 2. 選定手順のシート化・プログラム化

従来、塗装色の選定は景観色が把握できない、候補色の選定が難しい、時間と費用がかかるなど難しい作業となっている。これらの改善策として前号で紹介した手順をより実務的で使い易いものとするため、表-1、2、3に示すスプレッドシートを作成した。本シートの特徴としては

- ① 初期条件を与えれば手順に従った塗装色の候補が半自動的に、かつフロー形式でビジュアルに選定できる。
- ② シート上の窓で景観色と塗装候補色の配色シミュレーションが可能である。
- ③ 色相、明度、彩度の数値入力によりパソコン画面の色表示であるRGBに変換し、該当色の画面表示ができる。
- ④ シート全体がそのままカラープランニングのレポートとして出力できる。

などがあげられる。以下に各シートの機能を概説する。

\*<sup>1</sup>千葉工場生産設計部

\*<sup>2</sup>千葉工場生産設計部電算課

表-1 選定シート (その1)

塗装色選定シート(その1/3)



背景画

色コンセプトノ決定

基本コンセプト

- 1 目立たせる
- 2 景観と調和
- 3 目立たせない

橋色コンセプト

- 1 暖かい
- 2 クール

1 基本コンセプト

架橋位置と橋梁形式によるイメージ(参考数字は色コンセプト)

	桁橋	トラス橋	アーチ橋	ラーメン橋	吊橋と斜張橋
山間部	2	1	1	1	1
田園	2	2	1	1	2
海浜部	2	2	1	1	2
都市・工業	3	3	3	3	3
跨橋	3	3	3	3	3

構造イメージ

平面的リズム感 人工的	立体感 圧迫感 人工的 重々しい 大きい 力強い	立体感 大きい 重々しい リズム感 自然な	平面的 リズム感 人工的	立体感 リズム感 自然な 大きい
-------------	--------------------------	-----------------------	--------------	------------------

標準モデルへの当てはめ 配色の対象となる背景の代表を決める

構成背景	山間部			田園		海浜部	都市・工業	跨道橋
背景代表	山	山-空	山-河	空-山-田	空-河	空-海(湖)	空-町	空-道路
背景パターン								
	1	2	3	4	5	6	7	8

3 パターン

標準景観色

背景代表	山間部			田園		海浜部	都市・工業	跨道橋
	山	山-空	山-河	空-山-田	空-河	空-海(湖)	空-町	空-道路
標準景観色	緑系 10G4/8 st	青系 10B7/6 lt	緑系 10G4/8 st	黄緑系 7.5GY6/10 lt	青系 5B7/9 lt	青系 5B6/8 lt	灰色系 2.5PB7/2	---
一般的な適合色	山、空と類似色を使用し、自然環境との調和を図る。			田園と類似色を用いる穏やかな田園景観に溶けこませる。		海、河などと類似色を用いるがトーンを景観色よりやや上げ鮮やかさをつける。	都市景観になじませる明るい低彩色	安全面から目立たせない色、右下を明るく見せる色

配色の方針 基本コンセプトから配色方針を決める

基本コンセプト	配色方法	標準トーン	トーンイメージ	ポイント	代表色
1 対比色	同一トーン 類似トーン (明清色)	vv, lt, st, pl	際立つ 人工的な	明るい顔色系を使用し 色相差をつける 明度差はつけない	R、Y、YR、B、PB、RP、GY
2 同一色 類似色	対比トーン 類似トーン (清色)	pl, vp, lg, sf, dl, dp	まとまり 自然な	色相差はつけない 明度差をつける	Y、B、G、GY、PB、BG
3 同一色 類似色	同一トーン 類似トーン (高明度)	lg, vp, pl	溶け込む 穏かな	色相差はつけない 明度差はつけない	Y、R、G、GY、PB、BG、YR

背景景観色を決定する

使用する:0 標準色      使用しない:1 標準色

上の表より選定

景観色	色相	トーン
10G	st	明度 4 彩度 8

塗装色見本と比べて近似色を選定

景観色	色相	トーン
		明度 彩度

表左端の背景景観色と「基本コンセプト」から配色の候補となる色相を抽出する。

景観色	類似色				対比色																			
	1	2	3	4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17			
赤	02 2.5R	10R	2.5YR	2.5RP	5RP	2.5GY	5GY	7.5GY	10GY	2.5GY	5GY	10G	2.5BG	5BG	7.5BG	10BG	2.5B	5B	7.5B	10B	2.5PB	5PB		
黄赤	07 7.5R	5YR	7.5YR	10RP	10RP	7.5GY	10GY	2.5G	5G	10G	2.5BG	5BG	7.5BG	10BG	2.5B	5B	7.5B	10B	2.5PB	5PB	6.25PB	7.5PB		
黄	12 2.5YR	10YR	2.5Y	2.5R	5R	2.5GY	5GY	10G	2.5BG	5BG	7.5BG	10BG	2.5B	5B	7.5B	10B	2.5PB	5PB	6.25PB	7.5PB				
黄緑	15 5YR	2.5Y	5Y	5R	7.5R	5G	10G	2.5BG	5BG	7.5BG	10BG	2.5B	5B	7.5B	10B	2.5PB	5PB	6.25PB	7.5PB					
緑	17 7.5YR	5Y	7.5Y	7.5R	10R	10G	2.5BG	5BG	7.5BG	10BG	2.5B	5B	7.5B	10B	2.5PB	5PB	6.25PB	7.5PB						
青緑	19 10YR	7.5Y	10Y	10R	2.5YR	10G	2.5BG	5BG	7.5BG	10BG	2.5B	5B	7.5B	10B	2.5PB	5PB	6.25PB	7.5PB				2.5RP		
青	22 2.5Y	10Y	2.5GY	2.5YR	5YR	2.5BG	5BG	7.5BG	10BG	2.5B	5B	7.5B	10B	2.5PB	5PB	6.25PB	7.5PB					2.5RP	5RP	
緑	25 5Y	2.5GY	5GY	5YR	7.5YR	5BG	7.5BG	10BG	2.5B	5B	7.5B	10B	2.5PB	5PB	6.25PB	7.5PB					2.5RP	5RP	10RP	
黄緑	27 7.5Y	5GY	7.5GY	7.5YR	10YR	7.5BG	10BG	2.5B	5B	7.5B	10B	2.5PB	5PB	6.25PB	7.5PB					2.5RP	5RP	10RP	2.5R	
青	29 10Y	7.5GY	10GY	10YR	2.5Y	10BG	2.5B	5B	7.5B	10B	2.5PB	5PB	6.25PB	7.5PB						2.5RP	5RP	10RP	2.5R	
青	32 2.5GY	10GY	2.5G	2.5Y	5Y	2.5B	5B	7.5B	10B	2.5PB	5PB	6.25PB	7.5PB						2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	35 5GY	2.5G	5G	5Y	7.5Y	5B	7.5B	10B	2.5PB	5PB	6.25PB	7.5PB							2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	37 7.5GY	5G	7.5G	7.5Y	10Y	7.5B	10B	2.5PB	5PB	6.25PB	7.5PB								2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	39 10GY	7.5G	10G	10Y	2.5GY	10B	2.5PB	5PB	6.25PB	7.5PB									2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	42 2.5G	10G	2.5BG	2.5GY	5GY	2.5PB	5PB	6.25PB											2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	45 5G	2.5BG	5BG	5GY	7.5GY	5PB	6.25PB												2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	49 10G	7.5BG	10BG	10GY	2.5G	7.5PB													2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	52 2.5BG	10BG	2.5B	2.5G	5G														2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	55 5BG	2.5B	5B	5G	7.5G														2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	57 7.5BG	5B	7.5B	7.5G	10G														2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	59 10BG	7.5B	10B	10G	2.5BG														2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	62 2.5BG	10B	2.5PB	2.5BG	5BG														2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	65 5BG	2.5PB	5PB	5BG	7.5BG														2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	67 7.5BG	5PB	7.5PB	7.5BG	10BG														2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	69 10BG	7.5PB		10BG	2.5B														2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	72 2.5PB		2.5B	5B															2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	75 5PB		5B	7.5B															2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	77 7.5PB		7.5B	10B															2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
青	79 10PB		7.5B	10B															2.5RP	5RP	10RP	2.5R		
赤	92 2.5RP	10RP	2.5R																10G	2.5BG	5BG	7.5BG	10BG	2.5B
赤	95 5RP	2.5R	5R																10G	2.5BG	5BG	7.5BG	10BG	2.5B
赤	99 10RP	7.5R	10R																10G	2.5BG	5BG	7.5BG	10BG	2.5B

色相の絞り込み

候補調和色	類似色	対比色																					
7.5PB																							
2.5RP																							
10RP																							

抽出された色相候補から「橋色コンセプト」により色相を絞り込む

採用 ○×△採入      ○採用      ×不採用      △やや合わないが採用

4. 色相の絞り込みが完了 → 相込み完了

(その2)へ

入力の流れ

1. 基本コンセプトを選択
2. 背景パターンの選択
3. 標準色景観色を使用するしない

入力完了

橋色コンセプトによる絞り込み

- ① 暖かい R、YR、Y、GY、RP 又天な、活刀、溫和
- ② クール G、BG、B、BP 新鮮な、沈静、清涼

表-2 選定シート (その2)

塗装色選定シート(その2/3)

**トーン分類図**

**意味**

vv 鮮やかな原色  
st 明るい薄薄い  
vp lg sf lt 明るい灰  
dl dp 柔らかい  
vv 濃い

**イメージ**

さえた動的な澄んだ、さえた柔らかい、軽い  
ソフトな、涼しい、淡白な  
静的な柔らかい  
しぶいこくのある

**推奨トーン**

目立たせる: vp, pl, lg, sf, lt, st, vv, dl, dp

景観と調和: vp, pl, lg, sf, lt, st, vv, dl, dp

目立たせない: vp, pl, lg, sf, lt, st, vv, dl, dp

その1から → 「配色方針」から配色トーンを決定する。配色トーンが景観色と異なる場合はムーン・スペンサーの方法により調和であることを検証する。

**選定時の候補 目立たせる**

環境色	vv	lt	st	pl
vv				
lt				
st				
dp				
pl				
sf				
dl				
lg				

**景観と調和**

環境色	vv	dp	st	pl	sf	dl	lg	vp
lt								
st								
dp								
pl								
sf								
dl								
vp								
lg								

**目立たせない**

環境色	vv	lt	st	pl	sf	dl	lg	vp
vv								
lt								
st								
dp								
pl								
sf								
dl								
vp								
lg								

選定された色相とトーン

**採用トーン**

採用色相	1	2	3	4
採用色相				
塗装色相記号				
近似明度				
近似彩度				
背景との明度差				
背景との彩度差				
美度係数				
判定				

**対比色**

採用色相	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
採用色相																		
塗装色相記号																		
近似明度																		
近似彩度																		
背景との明度差																		
背景との彩度差																		
美度係数																		
判定																		

**調和・不調和のチェック (ムーン&スペンサーによる)**

色相の美度係数	1	2	3
同一	1.5		
類似	1.1		
対比	1.7		

色相

明度差	1	2	3	4	5
0	-1.3				
1~	-1				
0.5~	0.7				
1.5~	-0.2				
2.5~	3.7				

明度の美度係数

彩度差	1	2	3	4	5
0	0.8				
1~	0				
3~	0.1				
5~	0				
7~	0.4				

彩度の美度係数

美度の計算

色相	1.7
明度差	3
彩度差	2

計算美度: 1.08 > 0.5 のとき美度が高い(調和する配色)

**配色の検討**

景観色

候補色

左表にはプログラムが組み込まれている色相、明度、彩度の区分け範囲値を入力すると美度を計算する。

色相、明度、彩度の入力により色彩を表示(別プログラム)左枠にコピーして検討する

その3

**一次候補色(上表から調和にあるもののみを抽出)**

採用色相	10R	類似色
採用色相記号	Y29	
近似明度	80D	
近似彩度	80D	
塗装トーン記号	80D	
採用色相 <th>5RP</th> <th>対比色</th>	5RP	対比色
採用色相記号	Y95	2.5R Y02
近似明度		7.5R Y07
近似彩度		10R Y09
背景との明度差		2.5YR Y12
背景との彩度差		5YR Y15
美度係数		7.5YR Y17
判定		10YR Y19

表-3 選定シート (その3)

塗装色選定シート(その3/3)

その2から

一次候補色(前ページで決定された表)

		類似色				対比色										
採用色相	塗装色相記号	10R	Y29			採用色相	塗装色相記号	5RP	2.5R	7.5R	10R	2.5YR	5YR	7.5YR	10YR	
It	80D					st			Y02		Y07	Y09	Y12	Y15	Y17	Y19
It	80D					vv		50V			50V		50V			
It	塗装トーン記号	80D				lt	塗装トーン記号			70T		70T	70T		70x	75x
It		80D														
It		80D														

トーン記号

付加条件(参考とする程度でもよい)

地域嗜好色

地区	嗜好色の傾向	使用トーン	嗜好色	
北海道	道東(太平洋側)	濁、寒、暗	dl	B, PB
	道南(日本海側)	清、寒、暗	dp	B, BG
東北	東(太平洋側)	清、寒、暗	dp	B, BG
	西(日本海側)	濁、寒、暗	dl	B, BG, G
関東	—	清、寒、暗	dl	B, BG, G, YG
中部	—	清、暖、明	vv, lt, pl, vp	R, YR, Y
山陰	—	濁、暖、明	lg, sf, st	R, YR, Y
近畿	—	清、暖、明	vv, lt, pl, vp	R, YR, Y
南日本	山陽、四国、九州	清、暖、明	vv, lt, pl, vp	R, YR, Y
沖縄	—	清、暖、明	vv, lt, pl, vp	R, YR

橋梁構造

条件	配色
径間数の多い橋 桁高が低い ルートとして統一 床版張りだし大 下路トラス・アーチ	高い明度域の色 低明度域の色  明度を上げる 目立つ色は避ける

維持管理

経年変化と配色

汚れ 白、黄色

耐黒変性

変色・退色

- 暖色は寒色・無彩色に比べやすい
- 淡色系のトーンはしやすい
- 赤色系の淡色はしやすい
- 黄色系はしやすい
- 濃い色の方がしやすい
- 灰色系はしにくい
- 青、緑色系は目立たない

採用事項

架設位置は和歌山県であり、近畿圏、暖色系で使用トーンはvv、lt、stでありほぼ一致している

採用事項

上路アーチであり、目立つ色としても走行車には影響しない

採用事項

赤系の濃い色は変色しやすいのでst、vvよりもlt系を優先して選定

二次候補色

		類似色				対比色					
採用色相	塗装色相記号	10R	Y29			採用色相	塗装色相記号	2.5R	10R	2.5YR	
It	80D					st		Y02		Y09	Y12
It	80D					vv					
It	塗装トーン記号	80D				lt	塗装トーン記号	70T		70T	70T
It		80D									
It		80D									

トーン記号

橋梁景観図の作成

作成時の注意

- ここでの桁色塗装色はアーチ部材及び補剛桁、吊材、横桁、縦桁に適用する。
- パソコン画面、プリンター出力は機器によりやや色変わりするため、色調整を要する。調整は色見本と比較し、実施する。

評価

色彩案 1(Y02-70T)				色彩案 2(Y09-70T)				色彩案 3(Y12-70T)				
色コンセプト		①目立たせる ②景観と調和 ③目立たせない		色コンセプト		①目立たせる ②景観と調和 ③目立たせない		色コンセプト		①目立たせる ②景観と調和 ③目立たせない		
橋色のイメージ言葉		①暖かい ②クール		橋色のイメージ言葉		①暖かい ②クール		橋色のイメージ言葉		①暖かい ②クール		
評価項目		評価		評価項目		評価		評価項目		評価		
配点		2	1	配点		2	1	配点		2	1	0
美しい		良い	やや良い	美しい		良い	やや良い	美しい		良い	やや良い	あわない
色どり		良い	やや良い	色どり		良い	やや良い	色どり		良い	やや良い	あわない
明るさ		良い	やや良い	明るさ		良い	やや良い	明るさ		良い	やや良い	あわない
上品な		良い	やや良い	上品な		良い	やや良い	上品な		良い	やや良い	あわない
落ち着いた		良い	やや良い	落ち着いた		良い	やや良い	落ち着いた		良い	やや良い	あわない
周囲の景観と違和感はない		良い	やや良い	周囲の景観と違和感はない		良い	やや良い	周囲の景観と違和感はない		良い	やや良い	あわない
橋梁形式との調和		良い	やや良い	橋梁形式との調和		良い	やや良い	橋梁形式との調和		良い	やや良い	あわない
色コンセプトに合っているか	① 派手な、個性的な風格のある、ダイナミックな	的確	ほぼ当てはまる	色コンセプトに合っているか	① 派手な、個性的な風格のある、ダイナミックな	的確	ほぼ当てはまる	色コンセプトに合っているか	① 派手な、個性的な風格のある、ダイナミックな	的確	ほぼ当てはまる	不適格
	② 自然な、調和した静かな	的確	ほぼ当てはまる		② 自然な、調和した静かな	的確	ほぼ当てはまる		② 自然な、調和した静かな	的確	ほぼ当てはまる	不適格
	③ 柔和な、やさしい安全な、大人しい	的確	ほぼ当てはまる		③ 柔和な、やさしい安全な、大人しい	的確	ほぼ当てはまる		③ 柔和な、やさしい安全な、大人しい	的確	ほぼ当てはまる	不適格
総合点		良い	やや良い	総合点		良い	やや良い	総合点		良い	やや良い	あわない
総合的に良い		良い	やや良い	総合的に良い		良い	やや良い	総合的に良い		良い	やや良い	あわない

最終決定

色彩案 Y02-70T

付属品は橋体と同系色相とし明度差をつける

### 1) シート1 (表-1参照)

基本コンセプト、橋色コンセプトを入力し、景観色に調和した色相の候補を選出する。

- ① 最上段左の背景画ボタンにより修整が完了した背景写真をシート枠内に取り込む。
- ② 基本コンセプトが無い場合、右表の「架橋位置と橋梁形式によるイメージ」を参考として基本コンセプトを選定する。
- ③ 背景写真から配色の対象となる背景の代表を決め、背景パターンへ当てはめる。
- ④ 基本コンセプトから配色方針が自動選定される。
- ⑤ 背景パターンの標準色を使用する場合は標準景観色が左表より自動選定され、使用しない場合は背景写真から色見本などを参考として景観色(色相・トーン)を入力する。
- ⑥ 配色方針と色彩調和論に従って色相候補が自動選定される。
- ⑦ 橋色コンセプトから色相候補を絞り込む。

### 2) シート2 (表-2参照)

基本コンセプトから推奨トーンが決められ、シート1の色相候補と組合せ一次候補色を選定する。

- ① 配色方針から適合するトーン範囲が自動選定される。
- ② 色相候補と組み合わせて塗装候補色が自動選定される。
- ③ このとき環境色と塗装候補色の明度差、彩度差が自動計算される。
- ④ 配色トーンが景観色と異なる場合、下欄の調和・不調和のチェックシート欄で計算美度係数が0.5より大きいことを確認する。
- ⑤ 配色検討ウインドウで候補色と景観色の配色チェックを実施する(必要時)。
- ⑥ 以上から一次候補色を選定する。

### 3) シート3 (表-3参照)

一次選定色を付加条件から見直し二次候補色を選定し、作成したCG図より評価し、最終決定する。

- ① 地方嗜好色、橋梁構造、維持管理面から一次候補色を検討する。
- ② 二次候補色を3案程度を選定する。
- ③ 二次候補色についてCG図を作成し、評価を実施し、最終案を選定する。

シート3の「付加条件」の考慮部分については今後、さらに利用し易いように改良を加える所存である。

## 3. 色選定手順の要点

### (1) 背景とコンセプト

コンセプトや配色方針および標準景観色を決める際、背景の代表的な背景パターンへの当てはめが必要となる。この時、主たる背景として何が該当するかが明確とならないケースが多々ある。特に中小橋梁で事例が多い平野部の河川に架かる橋の場合、構成背景は空・前景の草木・堤外の建物・河床・護岸コンクリートなど、様々であり背景代表が決めにくいことがある。

橋梁と背景の調和に関し構図的側面からの研究として参考文献1)があげられる。造形論における構成感覚には基調と強調とがあり、単調・平凡で広がり感のあるものが基調であり、目立ち感、アクセント感が強調である。変化がなく穏やかな平野部や海岸部が基調であり、山や島などが加わる毎に強調の割合が増えていく。一方、橋梁構造物の場合、桁橋は基調であり、上路アーチ、下路アーチ、トラス、斜張橋、吊橋と強調の割合が増えていく。

これらを合成した場合、お互いの基調と強調との割合によって、強調になる橋梁(目立つ)か、基調になる橋梁(目立たせない)かの選定により見栄えのする橋梁景観を創造することができる。基調と強調が良い具合に混ざっているとひきしまった良い構図になる。

前述の判断が難しい景観のように多くの強調因子が存在する背景はどちらかと言うと都市部に近い背景色に属すと判断され、構造物は目立たせない方が調和すると言える。

### (2) カラーチャートの色

塗装色は塗装見本標準色を元に橋梁塗装色カラーチャートを作成した。最近、橋梁色として比較的明度が高く彩度の低い淡色系が良く使用され、橋をあまり強調せず、

表-4 追加塗装色

色名	マンセル値	色名	マンセル値
紅梅色	2.5R6.5/7.5	浅葱	2.5B5/8
新橋色	2.5B6.5/5.5	空色	9B7.5/5.5
藍鼠	7.5B4.5/2.5	若草色	3GY7/10
クリーム色	5Y8.5/3.5	白緑	2.5G8.5/2.5

溶け込ませる傾向がある。また、塗装標準色では色相により使える色が少ないものもある。そこでカラーチャートにJIS慣用色名で比較的良く使用される幾つかを塗装見本標準色にこだわらず追加した(表-4参照)。

### (3) 付属物の色選定

橋梁設計では本体構造物に力を注ぐあまり付属物は後回しにされ、トータル的な検討がなされず結果として景観上違和感を与えてしまうことがある。高欄や排水管は景観を大きく左右する重要因子である。一般的には参考文献2)でも示されているように主橋体の色彩に対して付属品は同系色とし、明度差をつけることにより調和が図れる。

1) 橋梁景観を台無しにしている排水管の例はあまりにも多い。デザイン面での工夫、排水管をアクセントとして逆に利用し、景観にプラスとなるようなアイデアも必要である。また、目立たないように配慮する場合には周囲の色と同色とし、桁に溶け込ますか明度をやや下げ、排水管の持つ違和感の軽減を図る。いずれにしても排水管への塗装が要求される。

2) 高欄の景観は橋の外側からの見栄えと通行者からの見栄えに分けられる。通行者からの見栄えとしては装飾物としてのデザイン、舗装や照明とのバランスが重要となる。外側からの見栄えの場合、橋梁形式との関わりが重要であり、桁橋では高欄を強調する事により桁の線をより強調する。この場合、同系色で明度差を大きく付けるとまとまった景観が得られる。

アーチ系、トラス系の形式では主橋体の骨組み形状を強調し、これを壊さないように高欄は控えめな色、背景に溶け込ます色とする。

## 4. 背景の三次元化への試み

当初は物珍しさが先行したCG景観図だが、映画、ゲームを始めとするマルチメディア分野でCGが当たり前のように利用される今、その効果と成果について冷静に評価される段階にあると言える。こうした現状の中でより高い品質が求められるようになり、当社の景観設計システムも更なる進歩が望まれている。この節は景観設計システムの現状の問題点として背景の三次元化を取り上げる。

### (1) 景観設計システムの限界

本来、三次元CGは表現されているもの全てが、三次元座標点とそれから構成されるサーフェイスによって成り立っている。これにより「自由に位置を変えて鑑賞できる」と言う三次元CG一番のメリットが活用できる。

景観設計システムでは、メインとなる構造物は三次元CGとして作成し、背景は施工現場の写真である。この両方を合成し景観図として完成する。つまり背景写真と合成した時点で、三次元CGの最大の特徴「視点を変える」を失っている。写真はアップで見ると遠く離れて見る以外に視点を変えようが無いからである。視点は背景写真を撮影した視点に限定され、三次元CGとしての利点を活かしきれない。

### (2) 現場写真の問題点

景観図背景としての現場写真利用には以下の問題点があげられる。

#### 1) 撮影できる視点が限られる。

人が撮影する以上、撮影場所に人が入れなければならない。しかし人の出入りに制限が多いのが現場であり、その制限された場所の中から最も背景に適した撮影場所を選択しなければならない。多くの場合、その場所が構造物にとって最も見栄えのいい場所とは言えない。

#### 2) 写真の質は撮影者の技量に左右される。

写真撮影に卓越している人でない限り、ある程度の手ブレ、ピンぼけは覚悟しなければならない。しかしコンピュータによって描き出されるCGにはそのようなミスは起きない。従って、ちょっとしたピンぼけでも、三次元CGと合成するとその差は大きなものを感じられ、景観図自体の質を低下させてしまう。

#### 3) 写真には歪みがある

橋梁のように横に大きな広がりを持つ構造物の背景写真は広角な範囲を持つため、複数枚に分割撮影し画面上で貼り合わせる事となる。この場合、位置が微妙にずれたり、広角による写真の歪みにより、構造物との間に不協和が生じる。

これらの解決法として背景をも含めた三次元CG化が理想的となる。

### (3) 景観の三次元化

背景の三次元化を考える前にその対象を整理しておく必要がある。橋梁景観図の場合、山間部や都市部、海上など、その架設地点によって背景を構成する要素は変わってくる。ベースとなるのは中、近景である大地、河川、

護岸、遠景である構造物の背後に広がる山並みや街並などである。これら全てを橋梁と同じように三次元モデル化することが理想なのかもしれないが現実的ではない。背景要素を橋梁モデルと同じように一からひとつひとつモデリングしていたのでは膨大な工数を要してしまう。経済的工数でかつ、効果のある景観の三次元化手段について考察する。

#### (4) 風景CG作成ソフトウェア

物体を三次元化する手段として使用される一般的なソフトウェアはCADやCGモデラーである。これらのソフトウェアは機械、建築、土木など人工の構造物を対象としているが、自然風景の作成を対象としたCGソフトウェアも存在する。フリーソフトウェアの「カシミール」は良く知られており、数値地図からの風景CGの作成や3D世界を自由に移動して鑑賞する機能など、市販CGソフトウェア並みの機能を持っている。また市販風景CG作成ソフトウェアの中には、数値地図を利用せずにアルゴリズムプログラムによって幾何学的に山の稜線や断崖、溪谷を創造するの機能を持っているものもある。景観の三次元化手段としてこれら風景CG作成ソフトウェアの利用が有効である。

風景CG作成ソフトウェアのひとつである「VISTAPRO2」の機能を利用し、景観設計システムでの利用が可能か検討を試みた。「VISTAPRO2」はフラクタル幾何学を利用したアルゴリズムプログラムより、自然界に非常に近い景観CGを創造できるソフトウェアである。このソフトウェアは他の風景CG作成ソフトウェアと同様に数値地図の利用に加え、スキャナーで取り込んだ地図データを使用して三次元モデルを作成できる機能を持っている。

##### 1) 等高線の利用

「VISTAPRO2」はスキャナーで取り込んだ地図データ(画像)から等高線を指定し、全等高線の輪郭を認識させて高度与えると、三次元地形データを作成する(図-1参照)。作成された地形データは一般的なCADフォーマットであるDXF形式で保存されたため、他の三次元CGソフトやCADソフトで利用可能である。

橋梁図面には位置図や全体一般図に等高線が描かれていることがある。しかし高度が読み取れなかったり、等高線も限定された範囲でクローズしていないことが多い。問題は等高線を指定してプログラムに認識させる過

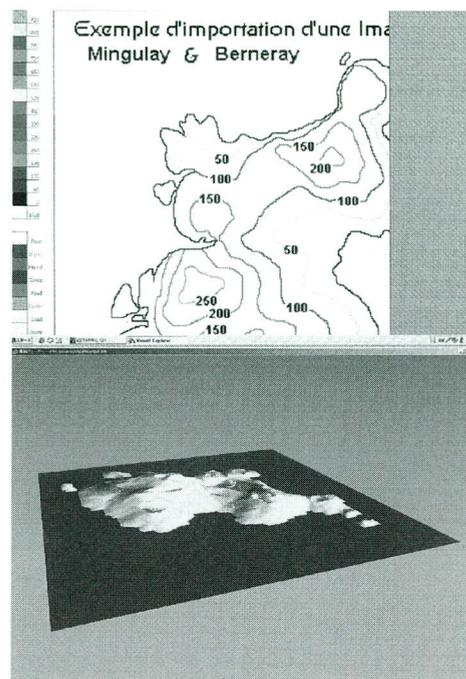


図-1 等高線の三次元表示

程で、等高線が途切れたり擦れた箇所があるとうまく認識しない点にある。認識できない箇所は手動での入力となり、範囲が広く複雑な地形図では認識作業だけで相当な工数になる。

##### 2) 数値地図の利用

三次元地形データ作成手段として数値地図の利用は最も一般的な方法である。国土地理院は日本全土の2万5千分1地形図のある間隔で区切り、方眼(メッシュ)中心点の標高を「数値地図(標高)」として公開し販売している。メッシュ間隔の違いにより、1km、250m、50mメッシュ地図の三種類がある。橋梁景観図での利用には最も詳細な50mメッシュ地図が考えられるが、精度が不足する。中小橋梁に50mメッシュ地図を利用すると橋梁支間がメッシュひとマスにすっぽり収まってしまう事となる。メッシュには中心点の標高しかなく、凹凸の少ないのっぺりとした地表上に橋梁が置かれる構図となり、地形三次元化の効果が得られない。このように数値地図の利用は三次元地形データを作成する最も安易な方法であるが、より詳細なメッシュ地図が公開されなければ鋼橋景観図への利用は難しい。

##### 3) フラクタル幾何学による景観創造

フラクタル幾何学による景観の生成は「VISTAPRO2」

本来の機能を用いた作成法である。最近ではフラクタル幾何学を利用したモデリングプログラムは一般化しつつあるが、「VISTAPRO2」は風景CGに特化しているため、四季の変化や天候、生成する樹木の種類、密度まで、あらゆる景観環境が再現可能である。フラクタルは最近考案された新しい数学体系とその結果を表すものである。フラクタル幾何学とCGの関係について以下に概説する。詳しくは参考資料3)を参照されたい。

1985年8月にフラクタルアルゴリズムによって描かれた奇妙に美しい抽象的なオブジェクトがサイエンス雑誌の表紙を飾った(図-2参照)。その後、多くのプログラマー達がフラクタルとフラクタル幾何学について興味を示すようになり、CGの分野でフラクタルはホットな話題として取り上げられるようになる。

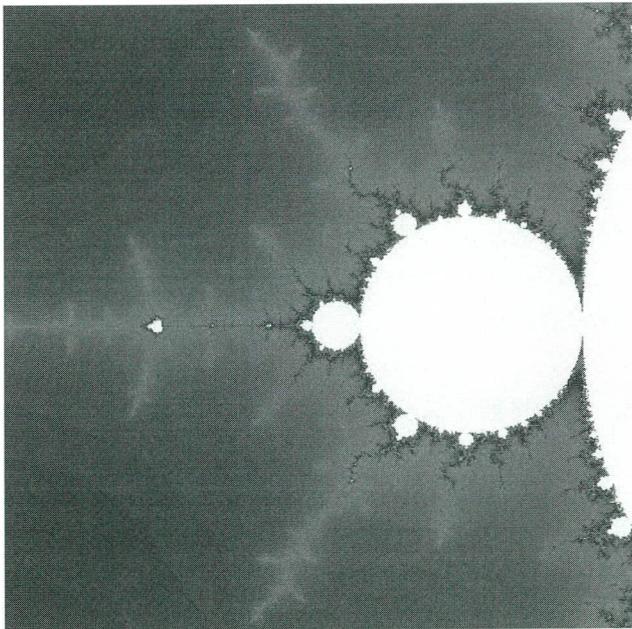


図-2 フラクタルオブジェクト(マンデブプロ集合)

抽象的な説明になってしまうが、フラクタル幾何学とは「対象物そのものを記述するのではなく、対象物をどのように作るかを示す計算の規則の集まり」と考えることができる。青写真のようにこれらの計算の規則は対象物そのものではなく、作りたい対象物をどのように作るかを完全に記述したものである。その形はどれだけ拡大しても同じように見える。つまりフラクタルで描かれた線形の拡大した小さな部分は、拡大していない全体の線形と同じように見える傾向にある(自己相似性と言う)(図-3参照)。

フラクタル幾何学のこの性質は、丘陵や海岸線の不規

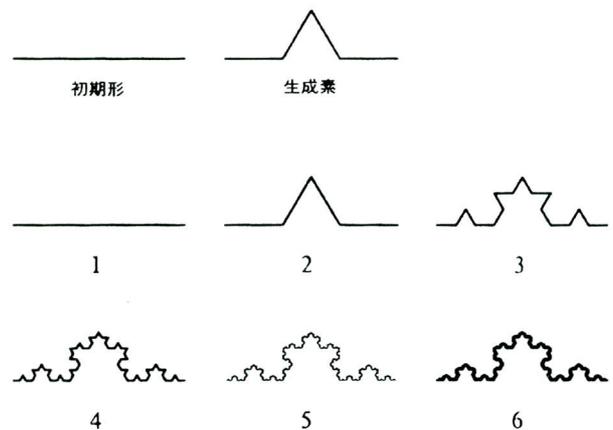


図-3 フラクタル線形の一例(コッホ曲線)

則なモデリングをシミュレートするのに適している。自然界の物体には、確かにある種の自然の秩序が働いており、海岸線はある程度まではランダムな形に見えるが、ランダムに描いたものが全て海岸線に見えるわけではない。丘陵や海岸線の不規則なモデリングを一般のCADやCGモデラーで行おうとするときわめて困難作業になる。CGで扱う対象物は、ほとんど全て正確に定義されている。多角形は平面的であり、全て直線の縁で囲まれている。曲面は定義上全てなめらかになる。ごつごつした岩だらけの海岸線を多角形によってモデリングするとしたら大変な作業になる。

フラクタル技法は、実際に存在する特定の山を、そのまま作成するようには使用できない。山のように見える形をどのように作成するかを記述する。もしある山を正確にモデル化したい場合は、やはり手作業で作成するしかない。しかし正確さにはこだわらないで、「山に見える」ことが大切であれば、フラクタルは早くてしかも簡単なモデリング技法を提供する。

景観設計システムで必要とされる地形データは、実際に存在する特定の地形データである。その目的からするとフラクタル技法は最適の手段とは言えない。しかし樹木で覆われた地形全体を正確に再現する必要はない。この意味から他のどの手段よりも簡単でよりリアルな見栄えのいい景観CGを作成することができる。

「VISTAPRO2」でのフラクタルの制御は簡単である。フラクタルの元になるパラメータはランダムに決定されるので、ユーザーはフラクタルの強度(フラクタルの山の高さ)と除数を与える。除数は値が大きいと多数の小さな山を形成し、値が小さいと少数の大きな山を形成する。こうして作られる地形データはランダムでありながら、自然界に働く秩序をうまく再現する。フラク

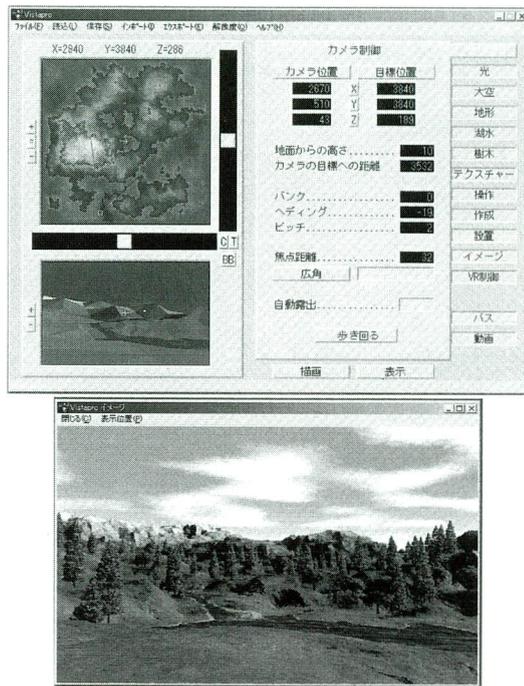


図-4 「VISTAPRO2」による風景CG

タルの制御の他に湖水や川、樹木の種類と密度、太陽の位置と角度を設定すると景観CGは完成する（図-4参照）。

もしこの技法で特定の地形をシミュレートしようとするれば、それに近い地形をフラクタルアルゴリズムが描き出すまで何度も計算を繰り返さなければならない。こうした欠点を持ちながら、フラクタル技法は三次元景観図の適応性に幅を持たせることになるのではないかと考える。本技法で作成した景観図を図-5、6、7、8に示す。これら地形の三次元化については今後さらにその有効性も含め、研究を進める所存である。

#### (5) 地形三次元化の将来

現在、建築・土木分野では建設CALs/ECへの対応に合わせ、CADデータの三次元化、プロダクトモデル化に向けて標準化が進められている。

日本道路公団では、道路設計のCADやCG作成で利用される地形データを、作業の上流段階から作成し、後作業全般で有効利用を図るため地形図の電子化と三次元化を進めている。平成13年10月には「デジタル地形データ作成要領（案）」が公開され、地形図の標準化した電子データの作成及び円滑なデータ交換についての仕様を定めている。

このように建設CALsが今後、進展すれば地方整備局

や公団、地方自治体でも三次元地形データの標準化が進むと思われる。

一方、国土交通省は国土地理院が80年代より進めてきた国土空間データ基盤整備をコアとして、情報通信ネットワーク上にバーチャルな国土を創り上げようとする「電子国土」構想を進めている。現実の国土に作られる道路や建造物などは設計・工事の進行と共に電子国土上にも同じように再現され、広く公開しようとする構想である。電子国土は現実の国土の忠実なモデルであり、国土に関する各種の施策についてあらかじめ電子国土の中でシミュレーションを行うことが可能になる。

このように将来的には建築・土木設計で作成された三次元地形データは情報通信ネットワーク上で電子国土に集約され、日本国土のあらゆる三次元地形データを自由に入手できるようになる。

現状では景観の三次元化には地形の三次元化と言う課題が残されており、現場写真と橋梁モデルの合成によるフォトモンタージュがしばらくは一般的な技法である。しかし電子国土構想に見られるように地形図の三次元化は時代の要求であり実現に向けて動き出している。景観図が今の紙と言う二次元表現から、やがては電子データとしてパソコン上で自由に視点を変えて眺められる日は近いと言える。

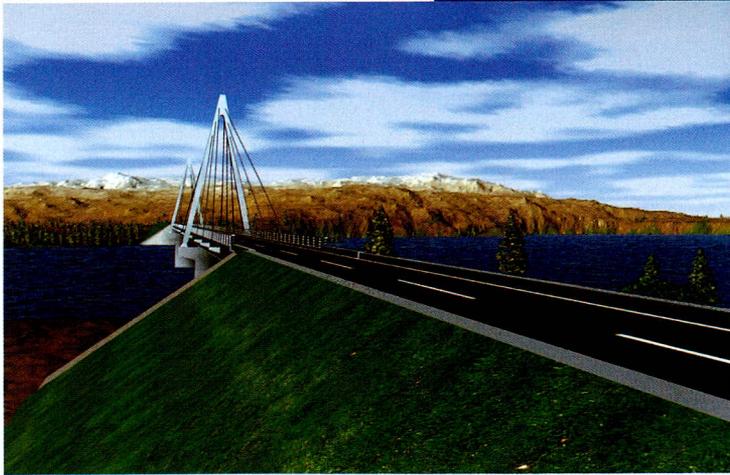
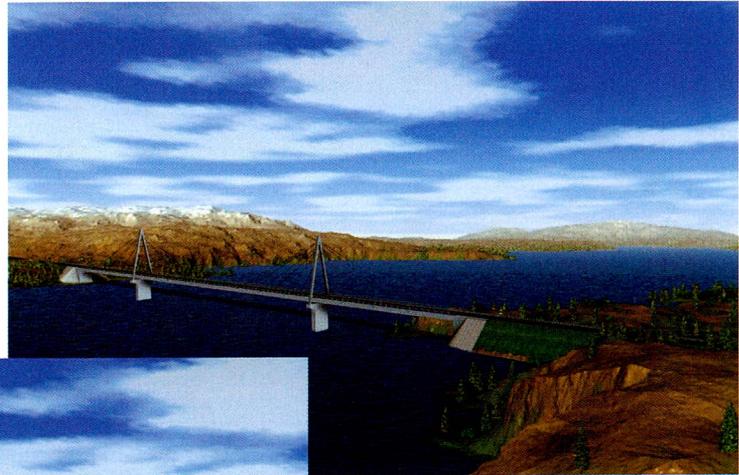
## 5. 橋梁景観システムの拡張

塗装色の選定に使用した景観設計システムは、当社で開発したソリッドモデルを使用した三次元表示システムである。本システムの今後としては

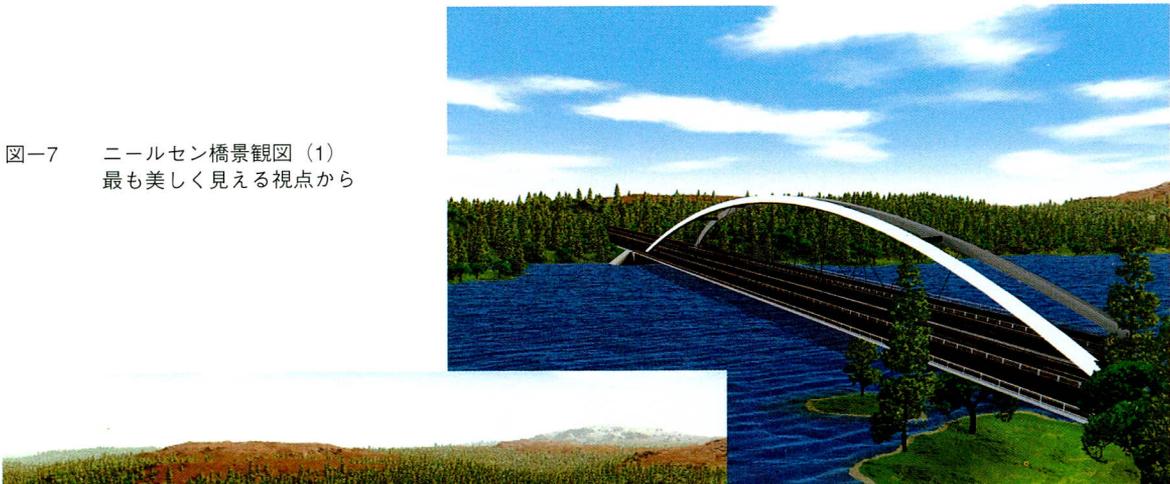
①景観部品のデータベース化：本システムには多くの部品が登録されており随時追加されている。部品の中には高欄・ガードレールや検査路、排水管なども含まれておりこれらのデータベース化を進める。景観データベースは景観画像を構成する様々な部品を蓄積し、景観シミュレーションにおけるデータ入力効率化や部品の拡充による質の高い画像の作成を目指したものである。この登録部材の使用によりアーチ、トラスなど部材数の多い橋梁形式の三次元モデルを主構造高や支間長、パネル数を与えることにより即座に作成し表示が可能となっている。

②部品寸法情報：部材断面の大きさを構造物の大きさによりクラス分けし、支間長など基本寸法の関数とし定義する。

図一5 斜張橋景観図 (1)  
遠景より



図一6 斜張橋景観図 (2)  
視点を覚えて近景より



図一7 ニールセン橋景観図 (1)  
最も美しく見える視点から



図一8 ニールセン橋景観図 (2)  
視点を上空に移行

この他、線形情報とのリンク、これらデータの解析用あるいは自動設計との連携も考慮しており、より幅広い活用が考慮される。また、本景観図からの一般図出力および一般図データからの連携なども計画中である。

## 6. あとがき

建築構造物は設計時にデザイン設計と機能設計が同等の比重で扱われるのに比し、土木構造物の機能設計への偏りは景観設計が注目を浴びる昨今でも変わらない。本来、構造物の構築は周囲環境に与える影響が大きいため、計画当初にコンセプトを設定し、コンセプトに基づいた設計を施工性や経済性、維持管理面などと調和させて一貫性を持たせることが理想的である。景観指定地区や大型構造物建設の場合、景観委員会などが設置され、定められたコンセプトに従い構築されるが中小橋梁の場合はコンセプトが定められることはまれである。

本考察はこのような中小橋梁を対象とし、色選定に多くの時間をかけず、色にそれほどの知識が無くても塗装色検討が可能なることをめざした。それには色彩論部分をブラックボックスとしたプログラム化が最適である。この種のシート化は前例が無く色彩選定が如何に難しいかを表している。

本配色法はかなりの独断を含むため、不備な点を多く認めるが今後さらなる改良を加える所存である。本考察においては色選定の要にムーン・スペンサーの調和論を採用しているが、このような色彩調和論は現在に至るまで数多く存在していることを最後にお断りしておく。

## <参考文献>

- 1) 松本他：橋梁と背景の調和に関する研究，構造工学論文集，Vol. 38A, 1992. 3
- 2) 武井他：群馬県橋梁色彩計画マニュアルにおける色彩計画手法の研究，構造工学論文集，Vol. 42A, 1996. 3
- 3) ANOREWS.GLASSNER：「最新3次元コンピュータグラフィックス」，(株)アスキー，1991年
- 4) 21世紀GIS－電子国土構築に向けて，JACIC情報No63，(財)日本建設情報総合センター，2001年
- 5) 「VISTAPRO2 User's Manual」，エー・アイ・ソフト(株)，1997年

2001. 12. 10 受付

## グラビア写真説明

### 荒川横断橋

本橋は、東京都の都市計画道路放射第16号線整備事業の江東区と江戸川区の境にある荒川に架かる橋です。

放射16号線の荒川横断橋梁を新たに整備することにより、江東区と江戸川区との人や荷物の流れを円滑するとともに、荒川上流側の葛西橋付近の交通渋滞を緩和するものと思います。将来的には、湾岸線との接続を良くし臨海部の交通を円滑にします。

営団東西線のすぐ下流側に位置しており、全長547 mで2本の主塔はそれぞれ高さ55 mと44 mからなる斜長橋です。

(武井)

# 建築構造用高性能590N/mm<sup>2</sup> 耐火鋼の母材特性 および溶接施工試験報告（その2：溶接施工試験）

## Base-Metal Property and Welding Procedure Test of 590N/mm<sup>2</sup> High-Performance Fire-Resistant Steel for Building Structure (Part 2: Welding Procedure Test)

中野 秀二\*<sup>1</sup> 武井 智彦\*<sup>2</sup> 平林 洋\*<sup>3</sup> 吉川 薫\*<sup>4</sup>  
Shuuji NAKANO Norihiko TAKEI Hiroshi HIRABAYASHI Kaoru YOSHIKAWA

### Summary

In preparation for the use of 590N/mm<sup>2</sup> fire-resistant steel for box columns of building steel frames, a welding procedure test with a full-scale box column was performed. The main purpose of this test was to better understand the conditions that should be dealt with during the welding of this steel. This test clarified the welding conditions, such as the preheating temperature, the interpass temperature, and the welding heat input, which are necessary for the production of steel frames.

キーワード：80キロ耐火鋼材，溶接施工試験，入熱量，パス間温度

### 1. まえがき

前報その1では、60キロ耐火鋼（SA440-FR）（商品名BT-HT440-FR新日本製鐵製）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の素材試験の結果を報告した。結果は機械的性能・化学成分等は材料仕様を十分満足している。その2では実施工に先だって行った、予備試験および実大四面ボックス柱梁施工試験の結果を報告する。

### 2. 材料仕様

60キロ（BT-HT440-FR）鋼材の機械的性能仕様を表-1に示す。

表-1 機械的性質

	降伏点又は 0.2%耐力 N/mm <sup>2</sup>	引張強さ N/mm <sup>2</sup>	降伏比 %	伸 び %	衝 撃 J	Z方向 絞 り %
常温	440～ 540	590～ 740	≤ 80	≥ 20	≥ 47	≥ 15/25
高温	≥294	—	—	—	—	—

衝撃試験温度：0℃ 高温：600℃

Z方向絞り：Each/Av

### 3. 試験計画

試験計画の内、予備試験の概要を項目3-(1)、実大四面ボックス柱梁施工試験の概要を項目3-(2)に示す。

#### (1) 予備試験

本鋼材が建築鉄骨に初めて使用されることから四面ボックス柱梁施工試験を実施するに当たり、入熱量の比較的大きいボックス角溶接部と柱梁接合部の二部位について、溶接入熱量とパス間温度を変数とした予備試験を実施した。

ボックス角溶接部は1.6φの溶接ワイヤを使用した炭酸ガス自動溶接でSA440級鋼材の溶接に多用され、通常パス間温度250℃以下、入熱量70KJ/cm以下に規定している。（建築構造用高性能590N/mm<sup>2</sup>鋼材設計・溶接施工指針）本試験Kシリーズにおいてパス間温度は同様の250℃以下とし、入熱量を変化させその上限値を求めた。柱梁接合部は1.2φの溶接ワイヤを使用した炭酸ガス半自動溶接であり、その適的な入熱量の限界値は40KJ/cm程度である。そこでBシリーズでは入熱量を40KJ/cm以下とし、溶接線が短い場合の溶接効率に影響の大きいパス間温度を変数とした。表-2に試験変数を示す。

\*1松本工場品質管理部品質管理課課長

\*2橋梁営業本部第一橋梁営業部

\*3鉄構事業本部鉄構営業部次長

\*4松本工場製造部製造課課長代理



## (2) 実大四面ボックス柱梁施工試験

実大四面ボックス柱梁施工試験は、実際に製作される代表的な部位を想定して柱長3.5mとし、また柱現場溶接部の試験も合わせて実施した。使用鋼材を表-4に、試験体形状を図-1に示す。表-5に使用した溶接材料を示す。

表-4 使用鋼材

部位	使用部材	材質
柱主材	□-1000×500×80×80	SA440C-FR
梁主材	BH-550×400×45×45	SN490B-FR
	BH-550×500×25×50	
	□-550×500×40×40	
ダイアフラム	PL-55	SN490B-FR

表-5 溶接材料

溶接方法	規格	銘柄	径 粒度	使用部位
非消耗式 エレスラ溶接	-	YM-50FRS YF-15I	1.6φ 20×200	内ダイアフラム
炭酸ガス 半自動溶接	JIS Z 3312	YM-60FR	1.2φ	梁フランジ 溶接
炭酸ガス 半自動溶接	JIS Z 3312	YM-60FR	1.2φ	柱現場 溶接
炭酸ガス 自動溶接	JIS Z 3312	YM-60FR	1.6φ	柱角溶接

メーカー：日鐵溶接工業（株）

## (3) 機械試験計画

機械試験計画の概要を表-6a、b、cに示す。

表-6a 柱梁接合部・角溶接部

	試験対象部位	記号	
引張試験	常温 柱梁接合部	T1, T2	
	〃 角継手溶着金属	T3~T5	
	高温 角継手溶着金属	T6~T8	
衝撃試験	エレスラ溶接	Depo	1
		Bond	2
		HAZ	3
	角継手	Depo	4
		Bond	5, 7
		HAZ	6, 8
	柱梁接合部	Depo	9
		Bond	10, 12
		HAZ	11, 13
マクロ試験	柱梁接合部・角溶接部	M~	
硬さ試験	柱梁接合部・角溶接部	H~	

高温試験：600℃

表-6b 柱現場継手部

	試験対象部位	記号	
引張試験	常温 柱現場継手溶着金属	T9~T11	
	高温 〃	T12~T14	
	常温 継手引張	T15, T16	
衝撃試験	柱現場継手	Depo	16
		Bond	15, 17
		HAZ	14, 18
マクロ試験	柱現場継手部	M~	
硬さ試験	柱現場継手部	H~	

高温試験：600℃

表-6c 角溶接とボックス梁溶接交差部

	試験対象部位	記号	
衝撃試験	角溶接と ボックス梁溶 接交差部	Depo	19
		Bond（柱側）	20
		1/2HAZ（柱側）	21
		HAZ3mm（柱側）	22
		HAZ5mm（柱側）	23
	柱主材（非熱影響部）	24	
マクロ試験	角溶接とボックス梁溶接交差部	M~	
硬さ試験	角溶接とボックス梁溶接交差部	H~	

## 4. 試験結果

各種溶接部位の溶接条件、溶接中の温度測定、製作における寸法測定結果および機械試験の結果を述べる。

### (1) Kシリーズ予備試験

パス間温度を250℃以下とし溶接入熱を変えて行ったボックス角溶接部の予備試験の結果について述べる。

#### 1) 溶接条件

予備試験の溶接条件を表-7に示す。

表-7 溶接条件

	下向き溶接
溶接ワイヤ（φ）	1.6
電流（A）	330 ~ 390
電圧（V）	32 ~ 36
速度（cm/分）	13 ~ 25
パス数	21（70KJ/cm）~ 26（40KJ/cm）

## 2) 機械試験

継手引張試験の結果を図-2、常温および高温溶着金属引張試験の結果を図-3、図-4、衝撃試験の結果を図-5に示す。

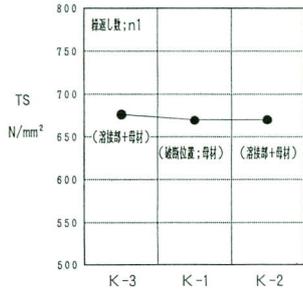


図-2 継手引張試験

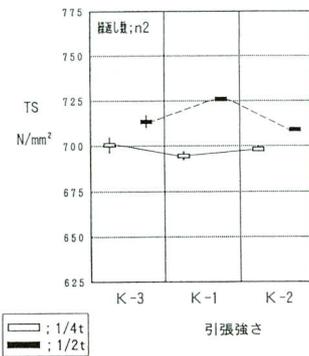


図-3 常温引張試験

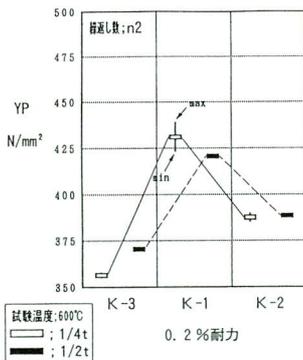


図-4 高温引張試験

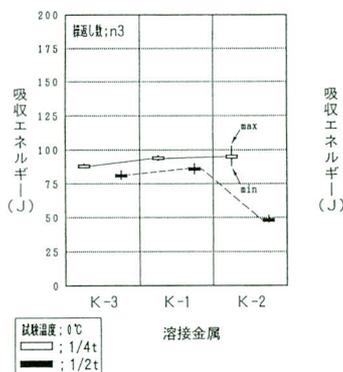


図-5 衝撃試験

## 3) 考察

引張試験結果の内、常温における継手および溶着金属引張試験の引張り強さの結果、高温における溶着金属引張試験の0.2%耐力の結果を示す。常温における引張り強さの結果は入熱量に対して大きな変化は見られない。また、試験片採取部位では常温引張試験に1/2t>1/4tの傾向が見られる。高温における0.2%耐力の結果に変動が見られるが、常温・高温いずれの結果も表-1に示す母材規格値を十分満足している。

衝撃試験の結果は、溶接入熱70KJ/cmでは溶着金属の衝撃値が50J程度であり、クレーター部分の溶着金属の結果も同様の傾向であった。ボンド部および熱影響部の結果はすべて100J以上を示した。硬さ試験およびマクロ試験の結果は良好である。

したがって角溶接の溶接条件は衝撃試験の結果から、衝撃値が70J程度以上確保される50KJ/cm以下を規定値とする。

### (2) Bシリーズ予備試験

溶接入熱を40KJ/cm以下としパス間温度を変えて行った柱梁接合部の予備試験の結果について述べる。

#### 1) 溶接条件

予備試験の溶接条件を表-8に示す。

表-8 溶接条件

	下向き溶接
溶接ワイヤ ( $\phi$ )	1.2
電流 (A)	290 ~ 320
電圧 (V)	36 ~ 37
速度 (cm/分)	17 ~ 42
パス数	20 ~ 21

#### 2) 機械試験

溶接長さ方向中央部の開先より10mmの位置で測定した溶接中の温度測定結果を図-6に示す。パス間温度150°C以下のB1は各パス毎、250°C以下のB2では2~3パス毎に待ち時間が発生し、350°C以下のB3では連続溶接となっている。常温および高温引張試験の結果を図-7、図-8、衝撃試験の結果を図-9に示す。

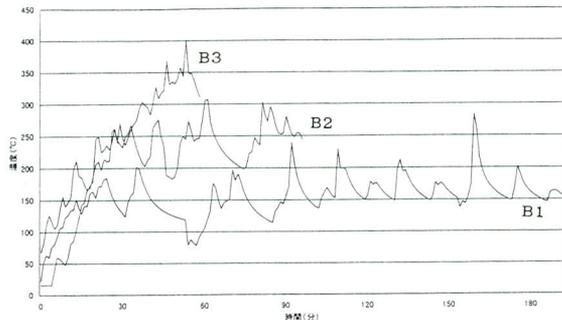


図-6 Bシリーズ温度測定図

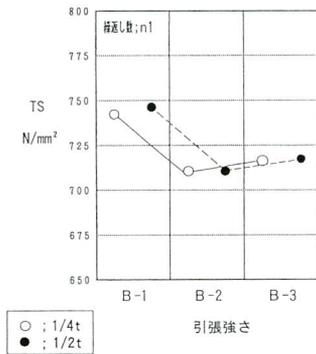


図-7 常温引張試験

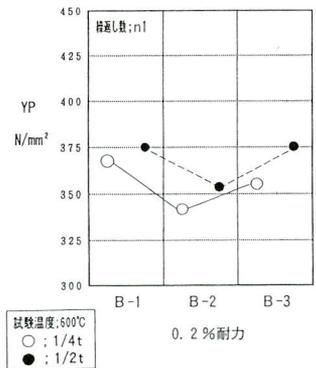


図-8 高温引張試験

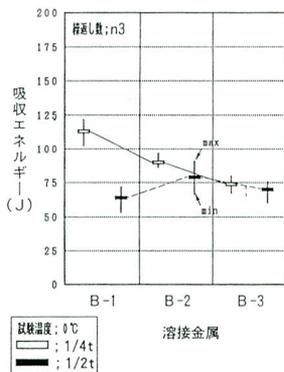


図-9 衝撃試験

### 3) 考察

引張試験結果の内、常温における溶着金属引張試験の引張り強さの結果、高温における溶着金属引張試験の0.2%

耐力の結果を示す。

常温における引張強さの結果はパス間温度を150℃としたB-1で高く、250℃と350℃のB-2 B-3ではほぼ同じ値を示している。試験片採取部位では、1/2t>1/4tの傾向が見られる。また、高温における0.2%耐力にはバラツキが見られるが、常温・高温いずれの結果も表-1に示す母材規格値を十分満足する。

衝撃試験の結果は、パス間温度350℃では溶着金属の衝撃値が70J程度である。また、クレーター部分の溶着金属も一般部と同様の傾向であった。ボンド部および熱影響部はすべて170J以上を示した。硬さ試験およびマクロ試験の結果は良好である。

したがって柱梁接合部の溶接条件は衝撃試験の結果から、パス間温度250℃以下を規定値とする。以上、予備試験の結果からボックス角溶接部と柱梁接合部の溶接条件を次のように設定する。

- ①角溶接部の溶接条件はパス間温度250℃以下、入熱量50KJ/cm以下とする。
- ②柱梁接合部の溶接条件は入熱量40KJ/cm以下、パス間温度250℃以下とする。

### (3) 実大ボックス施工試験

#### 1) 溶接条件

実大ボックス柱梁施工の溶接条件は予備試験の結果を反映し表-9に示す条件とした。

表-9 溶接条件

	角溶接部	柱梁接合部 柱現場溶接部	内ダイアフラム
溶接方法	CO <sub>2</sub> 自動	CO <sub>2</sub> 半自動	エレスラ溶接
角溶材料	YM-60FR 1.6φ	YM-60FR 1.2φ	YM-50FRS 1.6φ
溶接姿勢	F	F, H	V
パス数	26	F (15) H (110)	1
電流 (A)	330~ 380	280~320	380
電圧 (V)	33~37	30~36	55
速度 (cm/分)	16~24	17~60	1.3~1.4
入熱 (KJ/cm)	≤50	≤40	≤1000
予熱 (℃)	50	50	—
パス間温度 (℃)	≤250	≤250	—

## 2) 寸法測定

ボックス柱梁製作過程の溶接による寸法変化（組立時と製作完了時の差）を表-10に示す。

表-10 寸法変化

測定部位	寸法変化 (mm)
柱全長	-1.0 ~ -1.5
フランジ側 柱成 (D=500側)	0
ウェブ側 柱成 (D=1000側)	-4.5 ~ -5.0
梁長 (H型梁)	-0.5
柱現場溶接部	-2.25 ~ -3.75

試験体全長3.0mでの寸法変化は-1.0~-1.5mm、柱成ではフランジ側に変化はなく、ウェブ側で角溶接がフルペネの部分について-4.5~-5.0mmのマイナスが見られた。またパーシャル部について変化は見られなかった。梁仕口長は-0.5 mm、柱現場溶接部では-2.25~-3.75mmのマイナスが発生した。ここで、角溶接フルペネ部で発生した柱成-4.5~-5.0mmのマイナスは、ボックス角部での値であり柱成中央部では発生しない。角溶接によりボックス角部約100mmの範囲に部分的に発生する片側約2.5 mmの角変形によるものである。これは溶接施工法により多少の相違があるものの同部位では一般に見られる傾向である。また、80mmの柱現場溶接部の縮み代はおよそ2~4mmであることが分かった。

## 3) 機械試験

各部位の機械試験の結果を以下に示す。

### (a) 引張試験

柱梁接合部および柱現場継手の引張試験結果を示す。

表-11 溶接継手部引張試験

試験対象部位	記号	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断位置	規定値
柱梁接合部 (十字継手)	T1	530	梁側母材	≥490
	T2	535		
柱現場継手 (全厚)	T15	660	HAZ~母材	≥590
	T16	658		

表-12 溶着金属の引張試験

試験部位	試験温度	記号	0.2%耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	規定値
角溶接	常温	T3	621	723	引張強さ ≥590
		T4	619	718	
		T5	617	722	
	高温	T6	354	430	0.2%耐力 ≥294
		T7	362	435	
		T8	353	430	
柱現場溶接	常温	T9	645	753	引張強さ ≥590
		T10	639	757	
		T11	645	762	
	高温	T12	358	441	0.2%耐力 ≥294
		T13	358	439	
		T14	377	456	

試験温度 常温：22℃ 高温：600℃

### (b) 衝撃試験

各部位の衝撃試験の結果を示す。角溶接と梁溶接の重複部の試験片採取要領を図-10に示す。

表-13 衝撃試験

採取部位		記号	吸収エネルギー (J)	限界値/目標値
エレスラ溶接	Depo	1	63	27/40
	Bond	2	51	27/40
	HAZ	3	230	27/70
角溶接	Depo	4	89	27/70
	Bond (F)	5	113	27/70
	HAZ (F)	6	207	27/70
	Bond (W)	7	227	27/70
	HAZ (W)	8	231	27/70
柱梁接合部	Depo	9	117	47/70
	Bond (C)	10	206	47/70
	HAZ (C)	11	204	47/70
	Bond (G)	12	179	47/70
	HAZ (G)	13	215	47/70
柱現場継手	HAZ (開)	14	216	47/70
	Bond (開)	15	172	47/70
	Depo	16	164	47/70
	HAZ (直)	17	245	47/70
	Bond (直)	18	194	47/70
角継手梁溶接重複部	Depo	19	82	27/70
	Bond (C)	20	87	27/70
	1/2HAZ (C)	21	70	27/70
	HAZ3 (C)	22	71	27/70
	HAZ5 (C)	23	109	27/70
	母材	24	240	47/70

表-13 衝撃試験の採取部位の凡例は以下である。

- (F) : Flg側      (W) : Web側
- (C) : 柱側      (G) : 梁側
- (開) : 開先側    (直) : 直面側

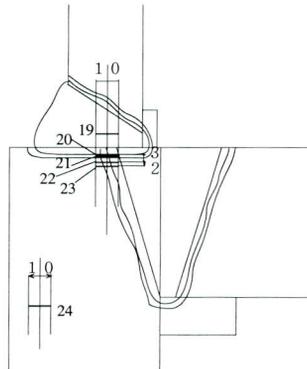


図-10 角溶接と梁溶接重複部試験片採取要領

(c) 硬さ試験

硬さ試験の結果の一例を示す。

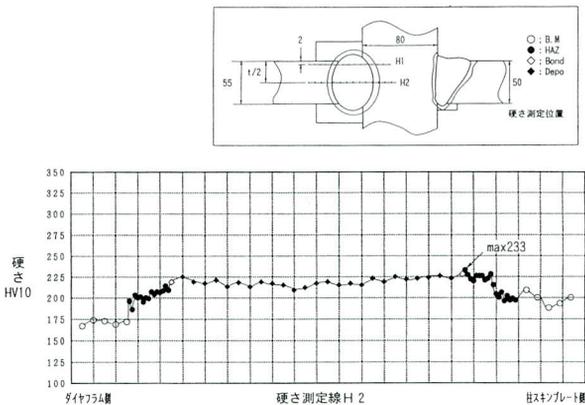


図-11 エレスラ溶接部硬さ分布図

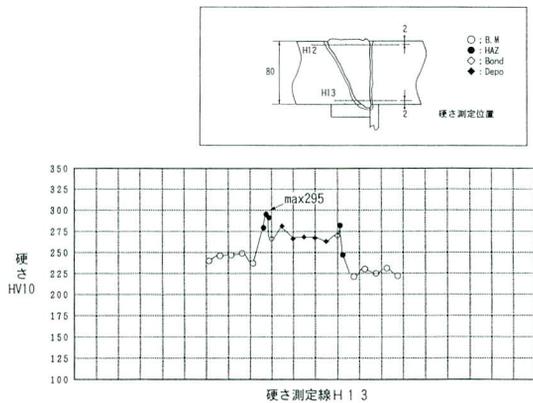


図-12 柱現場溶接部硬さ分布図

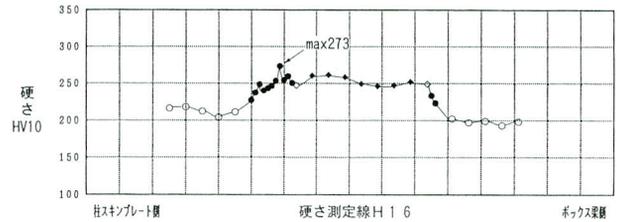
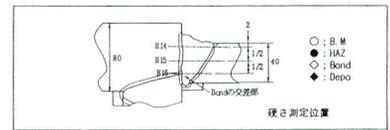


図-13 角溶接と梁溶接の重複部硬さ分布図

(d) マクロ試験

なお、事前に行った超音波探傷検査の結果は全て良好であった。マクロ試験試験片の一例を写真-1、2に示す。

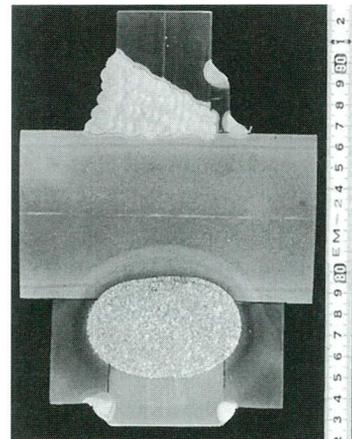


写真-1 柱梁接合部マクロ試験

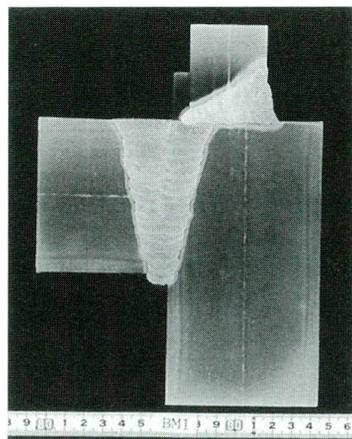


写真-2 角溶接と梁溶接重複部マクロ試験

## 5. 考察

本形状（80×1000×500mm）の四面ボックス柱の製作においては、柱長さは約0.5mm/mの縮みが発生する。また、部分的ではあるが完全溶込み角溶接によって溶接される方向の柱成が片側約2.5mm角変形することが明らかになった。しかし、本工法では避け難い現象であることと、梁の取合う中央部では発生しないことから精度に与える影響は少なく問題ないと考えられるが今後、出来るだけ少なくするよう工夫が必要である。

柱梁接合部引張試験はダイアフラム板厚が梁材より2サイズアップ設計のため破断は梁材側（SN490B）に発生し、十分な引張り強さを確保している。柱現場継手もSA440Cの引張り強さを十分満足した。また、角溶接部および柱現場継手の常温・高温引張試験はいずれも溶接入熱量の低い柱現場継手の方が高い引張り強さを示す傾向が見られるが、いずれもそれぞれの規定値を十分満足している。

衝撃試験ではエレスラ溶接のDepoとBondが従前と同様低い傾向を示しているが要求限界値および目標値を上回っている。また、角継手と箱梁溶接が重複する箇所においては1/2HAZとHAZ3mmが低い傾向を示すものの要求限界値および目標値を上回っている。その他部位の衝撃試験も良好な結果である。

硬さ試験結果においては、入熱量の大きいエレスラ溶接のHAZ部の最低値はHv190程度の値を示し軟化の発生はない。また、最高値は柱現場溶接の初層部で発生したHv295であり、判定値Hv350を十分満足する。角溶接と箱梁溶接が重複する箇所においても軟化および硬化の発生はない。

## 6. まとめ

60キロ耐火鋼材を建築鉄骨に使用するに当たり溶接条件を確認するための予備試験および製作方法を確認するための実大四面ボックス柱梁施工試験を実施した。目的の溶接条件は把握されまた、施工は適切に出来ることが確認された。各部位の機械試験の結果も良好であった。以下に実施工の条件をまとめる。

- ・ 予熱温度は50℃以上で行なう。
- ・ 炭酸ガス自動溶接でワイヤ径1.6φを用いて角溶接部を溶接する溶接条件はパス間温度250℃以下、入熱量50KJ/cm以下とする。
- ・ 炭酸ガス半自動溶接でワイヤ径1.2φを用いて柱梁接合部を溶接する溶接条件は入熱量40KJ/cm以下、パス間温度250℃以下とする。この条件は柱現場溶接にも適用する。
- ・ 内ダイアフラムの溶接は一般に用いられている非消耗式エレクトロスラグ溶接を適用する。
- ・ 柱の長さ方向の縮み代は0.5mm/mとする。
- ・ 柱成の縮み代は考慮しない。
- ・ 梁長（ブラケット）の縮み代は考慮しない。
- ・ 柱現場溶接部の縮みの影響は各工程毎の現場架設後の結果による高さ調整による。

以上で60キロ耐火鋼材に関する素材及び溶接施工試験の報告を終了する。鉄骨製作は本試験で得られた結果を踏まえ施工するものとする。

本施工試験に対してご協力頂いた、株式会社大林組、新日本製鐵株式会社、日鐵溶接工業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) 武井, 平林, 中野, 吉川: 建築構造用高性能590N/mm<sup>2</sup>耐火鋼の母材特性および溶接施工試験報告 (その1: 母材特性), 宮地技報 No.16, 2000

2001. 9. 4 受付

# 既設橋脚と新設橋脚が一体となる鋼製ラーメン橋脚の計画 (大高南工区)

## Plan of a Rigid Frame Steel Pier for Integrating an Existing Pier and a New Pier (Odaka Minami Bridge)

山田 勝彦\* 小林 裕輔\*\* 栗田 裕之\*\* 大島 博之\*\*  
Katsuhiko YAMADA Yusuke KOBAYASHI Hiroyuki KURITA Hiroyuki Ohshima

### Summary

In the Odaka Minami Bridge, a new bridge will be built that connects the in-service Nagoya expressway with the Second Tomei expressway of the Japan Highway Public Corp. that is now under construction.

In the work, to extend the main line from the access road that is temporarily used as a starting and ending point of the main route, additions and alterations must be made to the existing superstructure and substructure. This demands an extraordinarily elaborate plan. This paper describes a rigid-frame pier into which an existing and a newly added pier are integrated.

キーワード：ラーメン橋脚，耐震設計

### 1. まえがき

本工事は現在供用中の名古屋高速道路の市道高速2号大高線とJH第二東名高速道路の名古屋南JCTを結ぶ高架橋である。大高線は建設当時、本工事を視野に入れた計画がなされており、既設部分が1期施工（竣工は昭和50年）、本工事が2期施工となる。

今回の2期施工は現在暫定的に路線の始点、終点となっている出入路から本線を延伸するために、橋脚の増改築、上部工の拡幅、本線となる新設の少数主桁橋を施工するものである。本報告では既設橋脚に新設橋脚を増設して1基の橋脚に改造するラーメン橋脚について報告する。

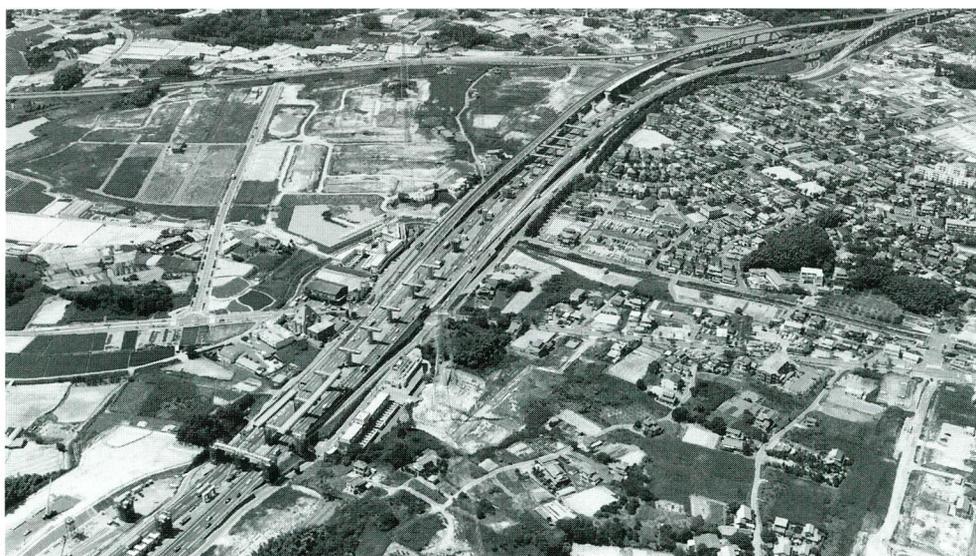


写真-1 大高南工区全景

\* 千葉工場生産設計部生産設計課

\*\*技術本部設計部設計二課

## 2. 工事概要

本工事の全体概要を図-1に示し、以下に概要をまとめる。

- 1) 工事名 市道高速2号大高南(その1)工区上部工事
- 2) 路線名 名古屋高速道路 市道高速2号
- 3) 工事場所 愛知県名古屋市緑区大高町
- 4) 橋脚形式

・鋼製ラーメン橋脚(既設橋脚+新設橋脚)：8基  
(P324, P325, P326, P327, P321', P322', P323', P324')

・鋼製T型橋脚：2基  
(P328, P329)

・鋼製逆L型橋脚：1基  
(P325')

- 5) 橋脚基部の形式

・既設橋脚：アンカーフレーム方式  
・新設橋脚：直接定着方式

- 6) 上部工形式

・単純合成鈹桁(改良増設桁)：8連  
(S314U, S315U, S316U, S317U, S319U, S320U, S318D,

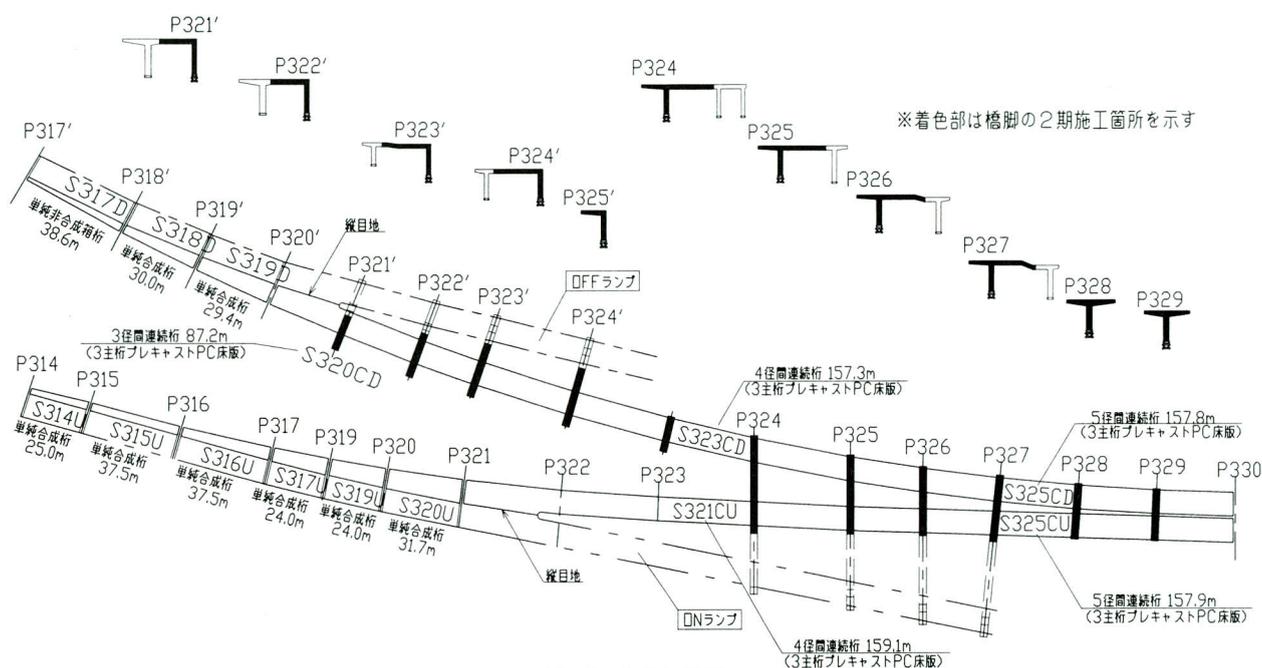


図-1 全体概要図

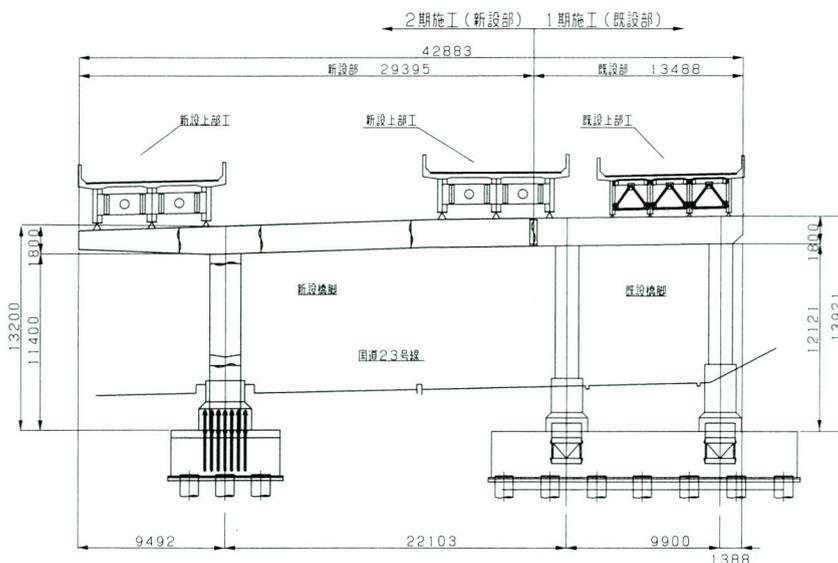


図-2 P324橋脚 一般図

- S319D)
- ・単純非合成箱桁（改良増設桁）：1連  
（S317D）
- ・3径間連続鈹桁（新設）：1連  
（S320CD）
- ・4径間連続鈹桁（新設）：2連  
（S321CU, S323CD）
- ・5径間連続鈹桁（新設）：2連  
（S325CU, S325CD）



写真-2 P 324橋脚

### 3. 設計

ラーメン橋脚の設計に関する特筆すべき点は以下の通りである。

#### 1) 常時・震度法時の設計

今回のラーメン橋脚は1期施工と2期施工に分かれており、1期施工時（昭和50年）には今回の2期施工を考慮した設計がなされていた。しかし、その後の道路橋示方書の改訂により設計荷重が変わったことから、今回の構造解析には各施工段階の死荷重の載荷状態を考慮する必要があり、解析モデルを①1期施工系、②2期施工系に分けて構造解析を行った。（図-3参照）

#### 2) 耐震設計

耐震設計上の橋脚の基本構造は、柱基部にコンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚とし、土木学会・耐震設計研究WGにより提案された「コンクリートを基部に部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法」<sup>1)2)</sup>に基づき規定された、耐震設計基準<sup>3)</sup>に従って地震時保有水平耐力の照査を行った。

地震時保有水平耐力法は、動的な地震動を静的な地震

	荷重	解析モデル
① 1期施工系 Case 1	既設橋脚自重 既設上部工の死荷重反力	
② 2期施工系 Case 2	新設橋脚自重 新設上部工の死荷重反力	
死荷重合計 Case 3	Case 3 = Case 1 + Case 2	

図-3 施工段階を考慮した死荷重の解析モデル（P 324橋脚）

力に置き換えて行う耐震設計法のひとつであり、地震時の挙動が複雑ではない橋に対しては、実用上十分な精度で地震時の橋の挙動を簡便に表すことができる。しかし、今回の既設橋脚と新設橋脚が一体となるラーメン橋脚は、特殊な構造を有する橋脚であると判断し動的解析を行うこととした。

動的解析には、橋脚および免震ゴム支承の材料非線形の影響を反映させるため、非線形時刻歴応答解析を用いた。解析モデルは実際の構造物の振動特性を高い精度で再現するために多自由度系とし、応答値が非線形域に達すると予想される柱基部と免震ゴム支承は、1次剛性と2次剛性からなるバイリニア型モデルで履歴特性を考慮した。応答断面力は3波形の入力地震動に対する動的解析結果の平均値を用いることとした。入力地震動は道路橋示方書V<sup>9)</sup>に準じ、標準加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振幅調整された加速度波形を用いることとし、架設現場の地盤種別がⅡ種地盤であることから地震時保有水平耐力法タイプⅡのⅡ種地盤用の加速度波形として以下に示す3波形を用いた。

- ① JR西日本鷹取駅構内地盤上 N-S
- ② JR西日本鷹取駅構内地盤上 E-W
- ③ 大阪ガス葺合供給所構内地盤上

#### 4. 既設部と新設部の連結方法

橋脚の架設は、柱部を架設した後にあらかじめ地組立てを行った梁を、下路の国道23号線を夜間全面通行止め

にし一括架設する工法を採用している。

製作工程および架設工程の都合上、既設梁と連結する新設梁は最終の現場実測を行う前に製作する必要があった。そこで新設梁の連結部仕口を以下の要領で製作した。(図-4参照)

- ① 連結方法は、フランジ・ウェブ・縦リブとも高力ボルト継手とする。
- ② ボルト孔は、誤差吸収の観点から新設梁、既設梁ともに拡大孔(φ26.5孔)を用いる。
- ③ ボルトの孔明は、新設梁は工場孔明、既設梁は現場孔明とする。
- ④ 連結部の遊間は10mmとする。(図-5、6参照)
- ⑤ 現場実測は以下に示す通り2回実施し、新設梁の製作寸法へ反映する。

1次実測として、現場作業を行う前に新設柱と既設梁の位置関係を実測する。

最終実測として、既設梁の連結部の仕口出来形と、既設仕口と新設柱天端のスパン等の実測を行う。

- ⑥ 新設梁の部材長は、最終実測の結果にて決定するため、製作時は50mmの余長を付加する。このとき、新設梁のボルト孔は先行孔明けとし、±25mmの誤差を吸収できる配置とする。(図-5、6参照)
- ⑦ 添接板は、最大中心間隔(145mm)時の寸法にて形状を決定し、新設梁側は工場での先行孔明け、既設梁側は最終実測の結果をふまえて孔位置を決定し、工場にて孔明けを行う。(図-5、6参照)

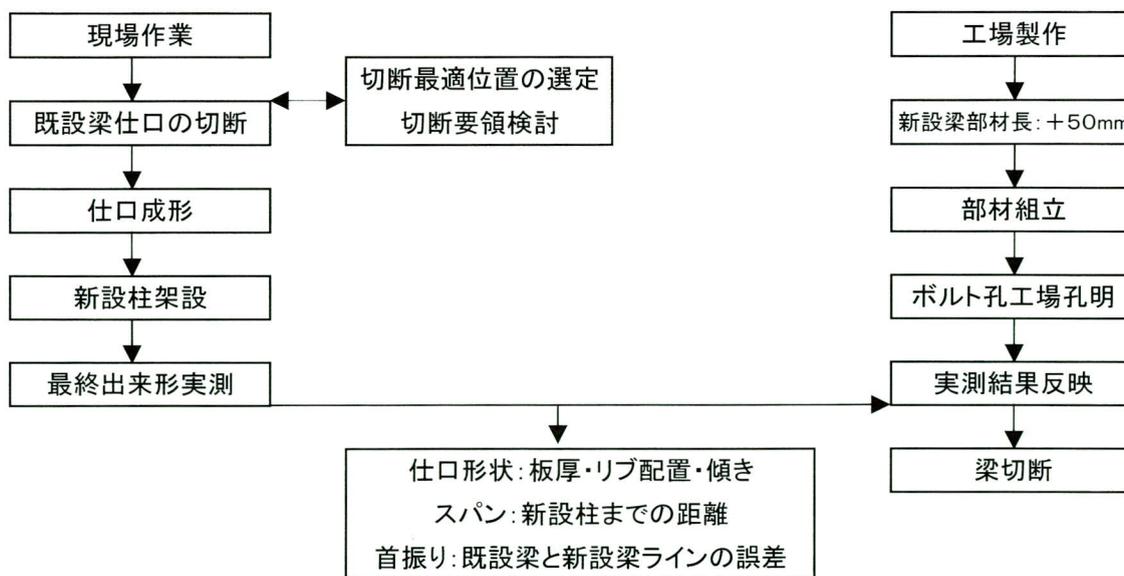


図-4 新設梁の仕口製作フロチャート

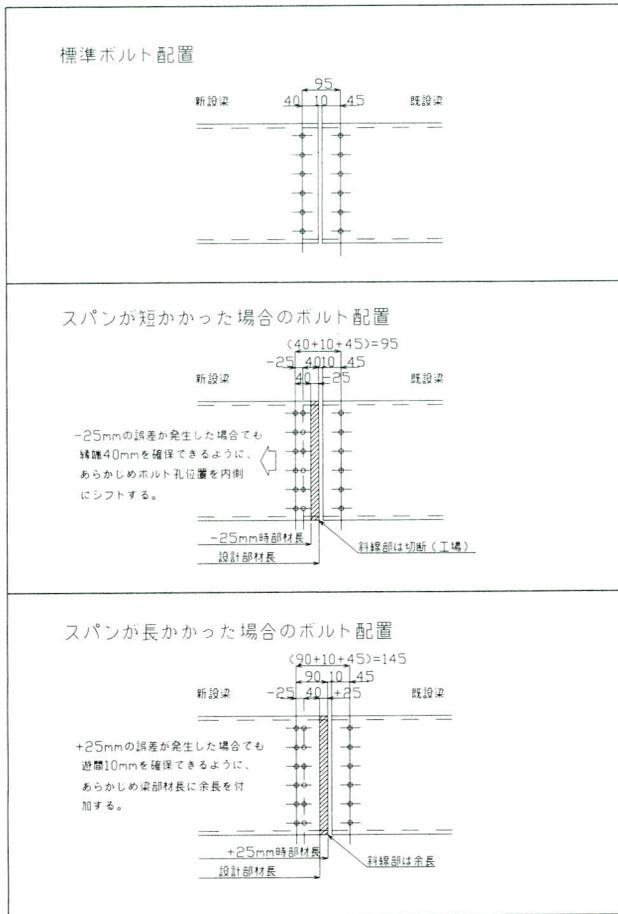


図-5 ボルト配置の検討

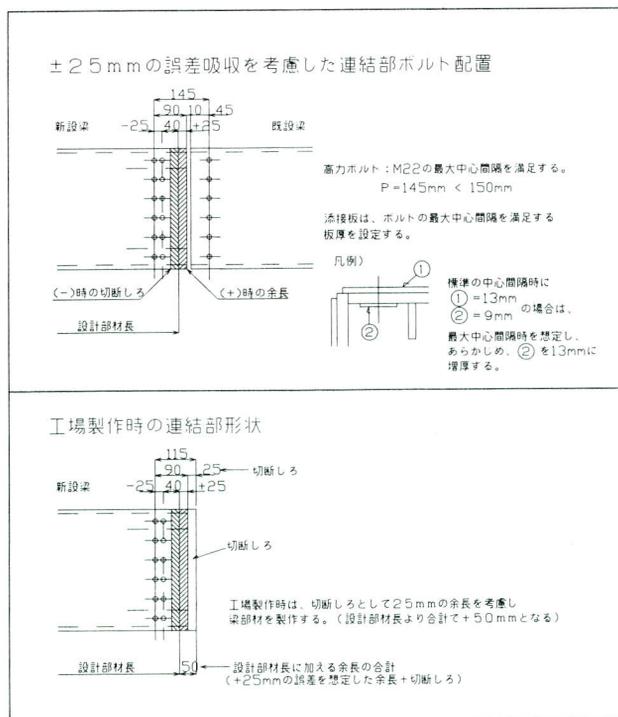


図-6 連結部の構造

## 5. あとがき

今回、既設構造物を改造、補強するにあたって以下の事柄に注意をし、作業を進めることが重要であると感じた。

### ①既設構造物の現状確認

確認作業としては、既設構造物の竣工図書の収集、図面と構造物の照らし合わせ、座標系の確認等が挙げられる。竣工後に補強工事などが行われている場合は特に注意が必要である。

また、収集した情報は膨大な量になると考えられる。これを汎用性の良い整理を行うことで、後作業での有効活用が容易となる。

### ②架設現場の周辺状況の確認（特に街路状況など）

補強部材は荷扱いによって部材寸法が決まることがある。また、撤去材料がある場合は特に注意が必要となる。

### ③既設構造物の耐力の確認

設計を行うにあたり、既設構造物が現在の設計基準に照らし合わせてどの程度の耐力を有しているかを確認する。

このとき、1橋脚単位に着目するのではなく、1橋梁単位もしくは1工事単位での全体的な現状把握が重要となる。

全体像を把握した上で基本となる設計方針もしくは補強方針を立案し、その後、設計方針から外れてしまう箇所について個々に検討を加える。

### ④橋梁全体系での耐力向上

ときとして、橋脚の補強のみでは必要な耐力の向上が見込めない場合も考えられる。免震支承を採用するなど、橋梁全体系での耐力向上も視野に入れておく必要がある。

以上4点を列挙したが、実際は設計作業を進めて行くにつれて、予期せぬ結果が出る場合も十分に考えられる。このときどの様な検討、対処を行うかが既設構造物の改造、補強を行う上での難しさ、ポイントのようである。

最後に、本工事は橋脚の架設が終了し、上部工の架設が終盤に差し掛かりつつある。設計・施工に際してご指導、ご協力いただいた名古屋高速道路公社をはじめ多くの方々へ深く感謝の意を表します。

## <参考文献>

- 1) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，平成8年7月
- 2) 宇佐美勉，鈴木森晶，Iraj H.P.Mamaghani，葛漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集，No.525/I-33,pp.69～82, 1995年10月
- 3) 名古屋高速道路公社：耐震設計基準，平成10年4月
- 4) 名古屋高速道路公社保全部：既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領（案），平成9年9月
- 5) 建設省：既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案），平成6年4月

2001. 12. 26 受付

## グラビア写真説明

### 秋田大橋上部工工事

旧秋田大橋は、雄物川を跨ぐ国道7号有数の長大橋（ $L = 578.4$  m）です。昭和9年開通以来、日本海沿岸の主要都市を結ぶ重要なかけはしとして、地域経済の発展や人的交流に大きな役割を果たしてきました。

60有余年もの間、日本海からの風雪による厳しい気象条件と、通過交通の増大や車輛の大型化に伴い橋梁に損傷が表れたことから、補強補修を行ってきたが、補修作業が困難となったため平成6年度に架け替え事業として事業着手し、平成9年から下部工を施工し本上部工は平成11年2月より着手し13年3月に完成したものであります。

工事内容としては、4径間連続鋼箱桁1連を冬期間日本海からの風雪の厳しい時期の渇水期（10月～3月）に架設するハードな施工期間となった。

それに加え、幅300 m水深1 m～2 mの雄物川を半分ずつ約70,000の土砂で築島を施工し、その築島上からトラックレーンにより架設した。

本工事は契約後VEであり、架設については地租立てを取りやめ単材張出架設を行った。また工場においては、塗装仕様を厚膜型塗料に変更しVE提案し74,000,000円を減額した。

終わりに新秋田大橋開通後には旧橋以上に機能を発揮することを望むものであります。

追記：本工事は局長表彰を受賞しています。

（佐々木）

### O J 2 1 工区

首都高速中央環状王子線の西巢鴨に架けられた「3径間連続鋼床版箱桁」である。本橋は、上下2層式で桁と脚が剛結されている。また、上部工の桁下面には裏面吸音板を取付けて、脚コーナー部をR加工するなど、環境・景観に配慮した構造を採用している。

現場は多数の建造物間で、主要道路上のため大型ベント（工事桁）を使用した。また、夜間架設が大半を占め、R=200の曲線桁の剛結構造であり誤差の調整が難しく併合には労を要した。

本工事は平成3年に受注し、製作後工場にて長期保管する事となった。この間、道路橋示方書の改訂や、耐震補強工の追加など色々ある工事であった。

（清水）

# OSMOSの使用法とその特徴

## Usage and its Features of the Optical Strand Monitoring System (OSMOS)

能 登 宥 愿\*  
Hiroyoshi NOTO

### Summary

Monitoring is a measurement system, which pursues the variations of the condition for time being and exhibits the progress situation to the ultimate state of a structure (a steel bridge with a concrete floor slab is described mainly in this paper), at need. The "OSMOS" system uses optical strands of twisted optical fiber cables to monitor statically or dynamically the deformation of the structure by its expansion or shrinkage. This paper outlines the followings;

- (1) features of "OSMOS" usage
- (2) long term observation method for varied condition of a structure
- (3) comparisons with the ordinary method using strain gauges
- (4) evaluation method for the security of a structure
- (5) applied usage of "OSMOS"

キーワード：モニタリング，計測，光ファイバーケーブル

### 1. まえがき

モニタリングシステムは、一般に構造物（本文では主にコンクリート床版を有する鋼橋）の変状を経時的に捉え、必要に応じ構造物の終局状態への進行状況を明示するものである。“OSMOS”は、光ファイバーを撚った光学ストランドを利用し、構造物の変形を静的に、または連続して動的に計測するシステムである。本文では①“OSMOS”の使用法の特徴、②変状の追跡方法、③ひずみゲージとの比較、④構造物の安全性評価法、⑤応用的利用法等について述べるものとする。

### 2. “OSMOS”の使用法の特徴

構造物を構成する部材のモニタリング対象とする部位を挟んで、固定された端子間の光学ストランド（又は光学伸縮計）で、伸び、縮みの連続的な変位の変化を計測する。

まず、光学ストランドの荷重－変位の相関係数を求める。この係数は広い範囲で完全な線形性を表す訳ではない。高い精度を追求する場合は、使用するひずみの範囲

の中心付近で相関係数即ち校正係数を作成する。こうすることにより、高い精度でデータを得ることができる。

センサーの使い分けは、部材の広い範囲には光学ストランド（標準の長さ：2m、5m、10m）を使用する。鋼橋の部材には2mのストランドを使用することが多い。局所的な部位には光学伸縮計を使用し、適材適所に使い分ける。これらのセンサーは、亀裂が発生していない箇所のみならず、既に亀裂が発生している箇所を跨いで設置し、測定することができる。

次にセンサーとしての光学ストランドに対する温度影響を考える。構造物を構成する部材の材料は、一般的に鋼またはコンクリートである。これらの材料のおよその線膨張係数は $1.2 \times 10^{-5}$ または $1.0 \times 10^{-5}$ である。これに対しガラス繊維のストランドの線膨張係数はおよそ構造物材の十分の一である $1.0 \times 10^{-6}$ 位である。そこで構造物に対する温度影響は考慮すべきであるが、センサーに対する温度影響は考慮する必要がないと考えられる。また、特殊な外部条件、使用法は、本技報前号に記述しているので参照して頂きたい。

\*技術本部技術開発部部长

### 3. 変状の追跡法

本システムは基本的に構造物のポイントとなる箇所にセンサーを設置し、その寿命をマクロ的に捉えるものである。

センサーを貼付した着目範囲の測定（静的測定）は一定間隔（例えば30秒間隔）で行う。但し、急激な変形や衝撃が生じた時は、静的測定と平行して、自動的に20Hzで動的測定も行うシステムとなっている。その測定値は連続的にコンピュータに収録される。その結果、データとしての加工は静的（いくつかのデータの平均値をとる）にも、動的にも処理することができる。

着目範囲の測定値（変形量）には、弾性ひずみ、塑性ひずみ、クラックが混在することもある。しかし、長期的にデータを収録していけば、ある程度各々の値を分離することができる。弾塑性ひずみは、必要に応じて貼付したひずみゲージで特定することができる。クラック発生時は衝撃値がプラスされクラック幅よりその分だけ大きくなる。このことより、クラックの位置および発生時刻（または発生荷重）を知ることができる。しかし、この衝撃値は瞬間的な値であり、その後はクラックとひずみ（一部はクラック解放後のひずみ）を合計した変形量となる。

構造物の温度変化による挙動を知るには、昼間部のデータを採るだけではなく、構造物全体の温度分布が一定となる夜間のデータを採取して比較すれば可能となる。また構造物全体の一定温度差に対する影響は、夜間の一定温度の異なるデータを採取することにより明確になる。但し、この場合二時点の残存亀裂、影響を与える荷重が同一である条件が必要である。長期測定（異なる温度時点の測定）が困難な時、概略の温度影響値を知りたい時には、構造モデルに温度変化を与えて解析的に求めることにより可能である。

### 4. ひずみゲージとの比較

光学ストランドとひずみゲージとの比較を示す。対象構造物はPC床版を有する開断面鋼2箱桁モデルである。図-1に示すように床版下面の中央部に、橋軸方向3センサー（中央センサーに2センサーをラップさせて）、橋軸直角方向1センサーを設置した。

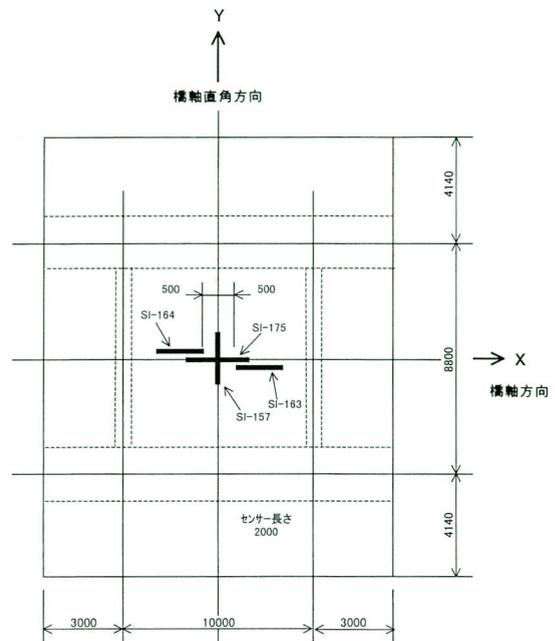


図-1 OSMOSセンサーの設置位置

両方向の中央センサーの変形量に大差はないが、変形量のより大きい橋軸直角方向センサーの測定値について詳細に説明する。（図-2、-3、-4）

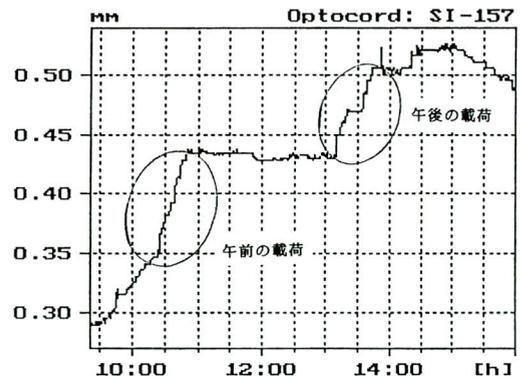


図-2 Y方向センサーの荷重（時刻）-変位

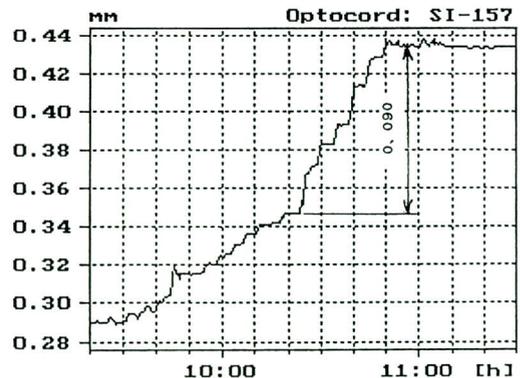


図-3 午前のY方向センサーの荷重（時刻）-変位

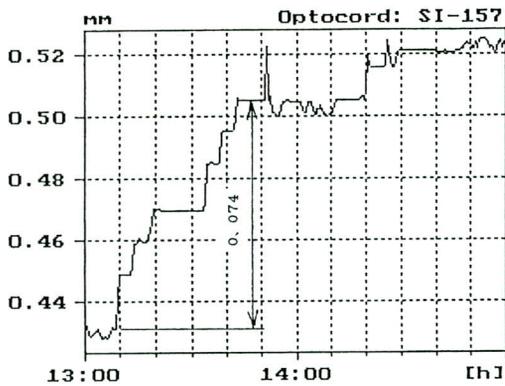


図-4 午後のY方向センサーの荷重(時刻)ー変位

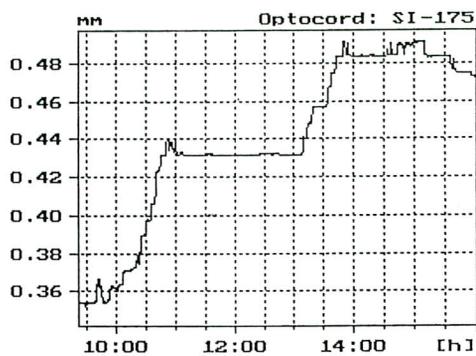


図-5 X方向中央センサーの荷重(時刻)ー変位

図-3、-4で示すように両者とも6段階で荷重増加(5ton/段階、載荷位置は異なる)していることが読みとれる。また図-3の載荷前の変化部は温度影響値である。同様に橋軸方向の中央センサーについて図-5に示

す。荷重段階は図-2と同じように各6段階(合計12段階)で変化している。

表-1 OSMOSとひずみゲージの比較

	ひずみゲージ		OSMOS	
	TOTAL	差分	変位	平均ひずみ
第1ST	-661.0	—	0.344	—
第1EN	-604.9	56.1	0.434	45
第1ST	-612.0	—	0.43	—
第1EN	-570.2	41.8	0.51	40

但し、平均ひずみ=(0.434-0.344) / 2000=45×10<sup>-6</sup>

ひずみゲージとの比較値を表に示す。クラックの発生する前では、コンクリートひずみは多少バラツキがあるが、良く対応していることが分かる。

## 5. 構造物の余寿命の評価法

構造物の部材断面が腐食等により損耗した場合、今後どのくらいの余寿命があるかを見積もることは、非常に重要なことである。そこで、まず現状の死荷重でどのくらいの応力が発生しているかを調べる必要がある。磁歪法等の計測による方法もあるが、精度等を考えると解析的に求める方が現状では良いようである。この場合に、応力は変化をみるために原断面と損耗断面の両方で計算して求める。但し、死荷重応力として使用するのは、損耗断面のほうである。次に現状以降の応力はOSMOSに

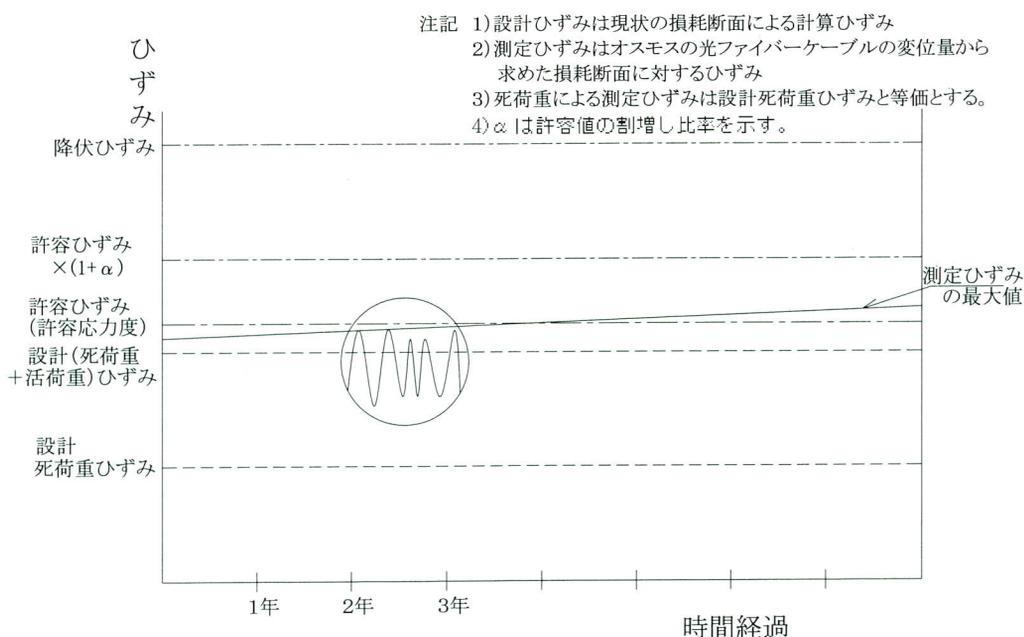


図-6 設計ひずみとモニタリングによる測定ひずみ

- 注記 1) 設計ひずみは現状の損耗断面による計算ひずみ  
 2) 測定ひずみはオスモスの光ファイバケーブルの変位量から求めた損耗断面に対するひずみ  
 3) 死荷重による測定ひずみは設計死荷重ひずみと等価とする。  
 4) αは許容値の割増し比率を示す。

より変形量（ひずみ量）から求める。もちろん、変形量がどのような割合で進行するかを経時計測で確認していく。前述の死荷重応力と現状以降の応力を加算して合計応力を求める。これを許容される応力（設定応力：許容応力 $\times(1+\alpha)$ ）と対比して、その変化率から余寿命を推定することになる。但し、この変化率が時間とともに変化していくのでこの値を利用することにより、余寿命はさらに精度の良いものとなっていく。

## 6. 応用的な利用法

応用的利用法として、変形量（またはひずみ量）そのものの測定は目的でないもの、ひずみ量とその波形形状の波数の相関関係を求めるもの等がある。

例えば前者は、重要なものを貯蔵する時に温度管理を必要とする場合である。貯蔵庫内に線膨張係数が明確な材料の棒部材をセットし、これに光学ストランドを設置し温度変化を測定する。このとき変形量から許容温度を報知するようにする。

後者は動的なデータを利用することである。ケーブル支持構造物のケーブルに光学ストランドを設置し、ケーブルの振動を表す変形量の変化波数からケーブルの死荷重張力を算定する。但し、活荷重張力は変形量（またはひずみ量）からも求められる。他の例として、ひずみ量の値と発生頻度数をカウントし、これらの二値を利用する頻度計測がある。その他にも応用的利用法には、いろいろなことが考えられる。

## 7. あとがき

本システムはトンネルのクラック調査、護岸の迫り出し、近接施工の地盤の変状調査等に使用され、有効性が認められている。我々が携わっている鋼橋も東京オリンピックに向けて架設されたものは、40年を経ている。その間、当初想定した車両荷重に対する重量増、走行車両の頻度増加等にもより、橋は老朽化が進んできている。橋の新設が難しい中、維持管理が必須になってきている。このための適切な管理に、モニタリング技術は有効と考えられる。この“OSMOS”は簡易でかつ、非常にタフなシステムなので現場には非常に適していると思われる。

### <参考文献>

- 1) 能登, 中島, 渋谷: 光センサーによるモニタリングの特徴と有効性, 宮地技報No. 16, pp. 80~82  
2001. 12. 28 受付

## グラビア写真説明

### 香椎かもめ大橋

外字コンテナ埠頭、親水緑地等の整備により、博多港の一大拠点として総合的な港湾空間となることが計画されている香椎ポート地区や博多湾東部につくられる未来都市のアイランドシティ地区における国際外貿コンテナターミナルの物流交通の連絡強化を図るために計画されている幹線臨港道路の一部で、平成6年春に片側三車線で暫定供用、現在は六車線化に向けて施工中で14年12月には全線で供用する予定となっている。

大きくはばたく「かもめ」、優美な曲線美（橋の連続性）をイメージしたデザインで福岡市で一番長い橋になり、幹線ルートとして機能するだけでなく周辺地域の交通利便性の向上に寄与し、湾西群の福岡タワー、荒津大橋とならんで湾東部の新しいシンボルとなることが期待されている。  
(矢野)

# 部材計測システム（Super Brahms）の概要

鬼頭 省吾\*  
Shogo KITO

## 1. はじめに

10年ほど前から主に鋳桁を対象として、数値仮組が採用されることが多くなってきた。発注者によってはすでに技術基準や仕様書に明文化されているところもあり、また道路橋示方書改訂（案）では要求性能が保証できれば仮組立は必須ではないとの考え方から仮組立の条文がない。これにより、今後は鋳桁だけでなく箱桁にも採用され、数値仮組が通常に行われるようになると推定される。

数値仮組を通常に行うには、部材寸法を精度よく効率的に測定することが重要である。これに対応するため、千葉工場に部材計測システム（Super Brahms）を導入し平成13年6月に完成した。ここに、導入した部材計測システムを紹介する。

## 2. 部材計測システム

### (1) システム構成

原寸から仮組シミュレーションまでの全体の流れを図-1に示す。部材計測システムは、全体をコントロールするEWS、計測ロボットを制御するパソコンおよび2台の計測ロボットで構成される。EWSは上流システムから計測点指示データを受取り、必要な場合はこれを編集して2台のロボットにどの点を計測するかを配分し指令する。

計測ロボットは部材を挟むように2台あり、それぞれ独立して制御されていて、割当てられた計測点を同時に計測していく。図-2に示すように部材長手方向（X軸）に走行する台車上に柱（Z軸）が立ち、それに部材幅方向（Y軸）に伸縮する腕があり、その先端に3次元視覚センサーが取り付けられている。視覚センサーは、半導体レーザー発振器とレーザー光が照射された点の陰陽状態を撮影するCCDカメラからなる。

### (2) 計測方式

計測は前述の直交式ロボットとハンド先端にある3次元視覚センサーにより、着目点の3次元座標値が計測される。3次元視覚センサーは、計測点から10cm離れた位置より8パターンの縞模様レーザー光を計測点を含む10cm四方に45度斜め方向から照射し、着目点におけるパター

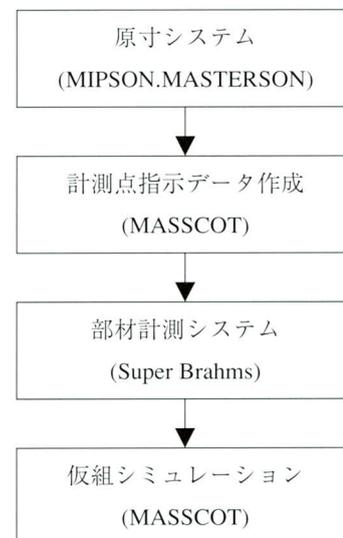


図-1 システム全体の流れ

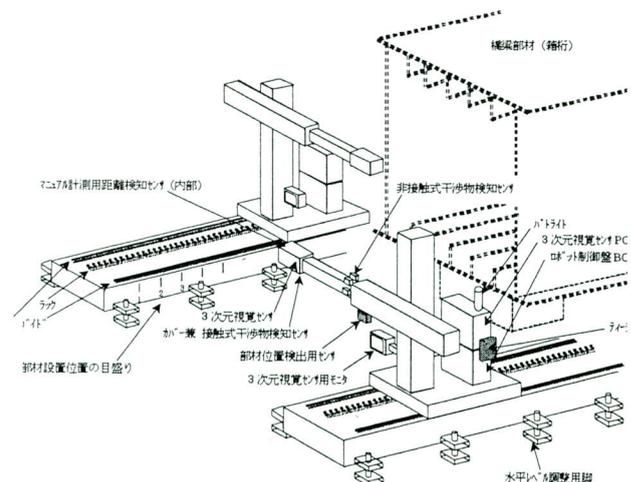


図-2 計測ロボットの構成

\* 技術本部生産技術研究所所長

ンごとの陰陽をCCDカメラによって撮影し、これから座標値を得るものである。この視覚センサーは、非接触式でありかつ計測点には何もターゲットを取付ける必要はない。

視覚センサーを含めた総合的な繰返し精度は、±0.3mm (1σ) 程度である。

### (3) 計測手順

#### 1) 計測準備作業

部材を2台のロボットの中央付近に安定した状態でセットした後、EWS画面に表示されている部材一覧表の中から計測部材名を指定し、部材がセットされた概略位置および気温を入力する。

#### 2) 自動計測

計測開始を起動すると計測が開始され、途中で操作者が介入することなく最後まで計測される。最初に部材概略位置までロボットが早送りで移動し、部材位置を検出する。部材位置を確認後、2台のロボットが同時にそれぞれに割り当てられた点の計測を行う。計測が終わればロボットは原点に戻る。

#### 3) 罫書き点処理

自動的に座標値が得られるのは、表面に凹凸があるボルト孔や面と面の交点である。表面に凹凸がない罫書き点は、撮影画像をEWS画面に表示し、カーソルを計測点に置いてクリックする。

#### 4) 計測結果データを確認、転送

EWS画面上で計測結果を確認する。指示データと大きく異なる点は赤色表示されるので、異なる原因を検討する。再計測が必要な場合は、再計測点を編集して計測開始を起動する。計測結果に異常がなければ結果をMASSCOTに転送する。

### (4) 主な仕様

#### 1) 適用可能構造

鋸桁および箱桁(台形断面を含む)の直線桁、曲線桁、折れ桁で桁高が変化していても適用可能であり、また、現場継手はボルト・溶接どちらにも適用できる。対象部材は、主桁のほかに縦桁、横桁、対傾構およびブラケットである。横梁、支承、伸縮継手および排水装置や検査路などの付属物・添架物は現在のところは対象外である。

#### 2) 部材寸法

計測できる最大部材寸法は、幅3.5m×高3.5m×長20mである。この寸法は、千葉工場の生産実績から見てRC床版桁の99%の部材をカバーする。

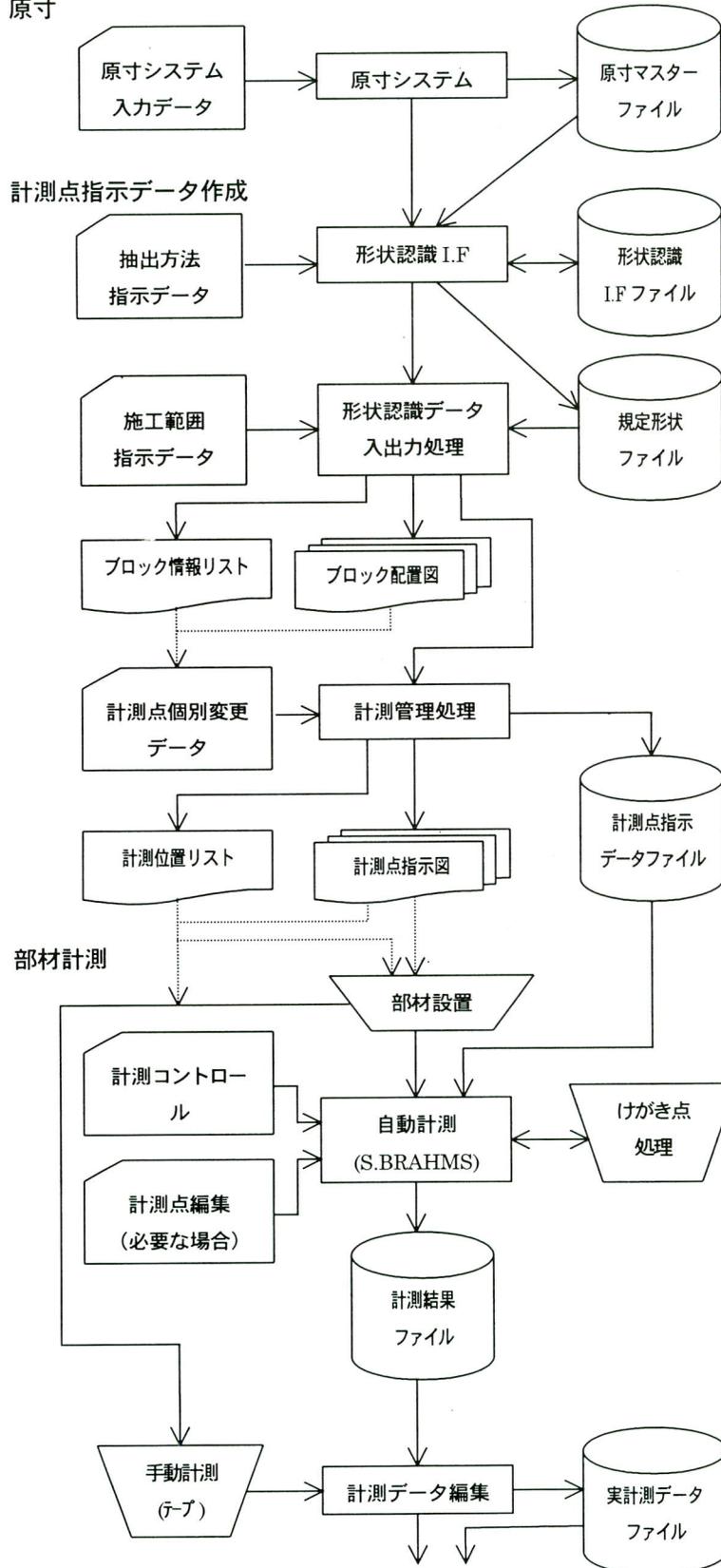
## 3. 仮組省略システム全体の手順

仮組省略システムの全体手順の詳細を図-3に示す。これを見ていただければ全体の概要を理解していただけると思う。

最後に、シミュレーションシステム(MASSCOT)は日本構研情報(株)と同業ファブとの共同開発、計測システム(Super Brahms)はこれに(株)オーガス総研、コマツおよびコマツエンジニアリング(株)が加わった共同開発の成果である。

2001. 11. 28 受付

原寸



- ・ MIPSON、MASTERSONその他原寸システム処理。マスターファイル作成。

- ・ 原寸システムインタフェースサブシステムにより、部材精度照査および仮組シミュレーションとその精度照査に必要なデータを抽出。
- ・ 必要な場合施工範囲を検討して入力。

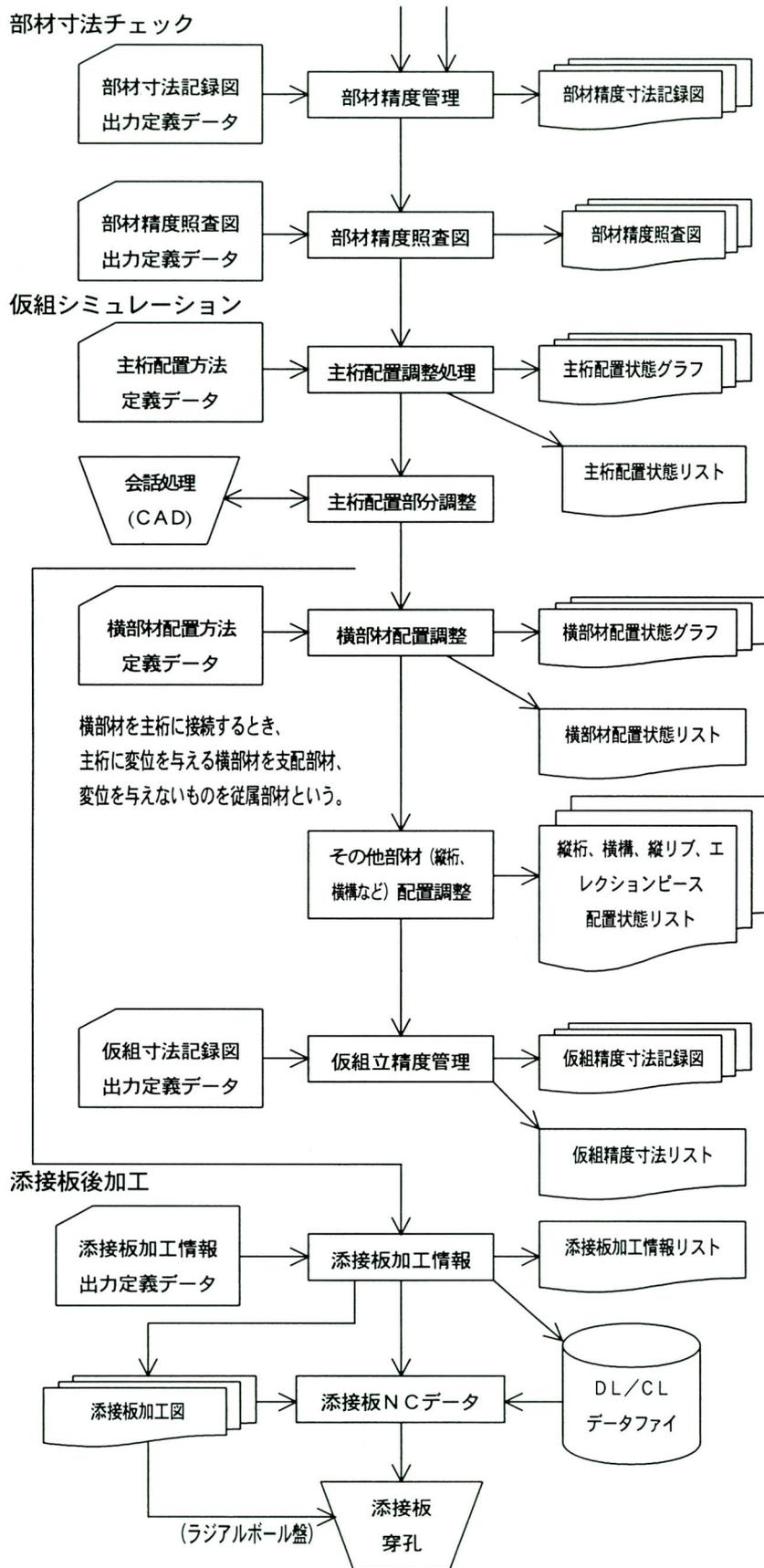
- ・ ブロック配置図、ブロック情報リストを参照して計測位置、計測方法を検討し、計測点選択初期値ファイルを編集。
- ・ バッチ処理で選択された計測点のうち、変更する点を指示。
- ・ 計測点指示図、計測位置リストにより間違いがないことを確認する。

- ・ 部材の搬入・搬出は、工場と部材置場間は内運班、部材置場と計測間は計測班。

- ・ 計測部材データを選択。干渉物がある場合はマニュアルモードに変更。
- ・ けがき点計測がある場合は、計測前にけがき点処理。
- ・ 部材概略位置と気温を入力して計測開始。

- ・ 計測ミスの有無確認（誤差大は赤色表示）計測ミス点はデータ編集して再計測。

- ・ テープ計測距離はパソコンに入力。



- ・ 部材精度許容値テーブルを編集して、部材精度許容値を設定。
- ・ 出力する寸法図の種類、表示する寸法を指定 (出力されるのは、主桁のみ)。
- ・ 照査図出力は主桁、横桁、対傾構およびブラケット。部材精度照査図出力定義データは省略してもよい。
- ・ シミュレーション管理指標値テーブルを編集。部材合わせ点、調整モード、固定支点、工区境部材、調整部材等を指定。主桁配置調整はバッチ処理。
- ・ 主桁配置状態グラフ図を見ながら、CAD上で部分調整をする。調整は、部材上下移動、橋軸方向移動、キャンバーおよび平面曲り。
- ・ 基準主桁間または基準主桁、横部材合わせ点・位置、支配部材を設定する通り、支配タイプおよび従属部材設定通りの変更情報を指示。
- ・ 横部材配置調整はバッチ処理。
- ・ 主桁、横部材の基本形状は上記までで固定され、その他部材では調整しない。その他部材配置状態でのボルト孔ずれ量等を出力。
- ・ その他部材配置調整はバッチ処理。
- ・ 仮組立精度許容値テーブルを編集。
- ・ 出力図面名、寸法測定箇所、寸法計算方法、表示方法および誤差表示方法等を指定。
- ・ シミュレーション後の主桁添接板ボルト孔配置を出力。
- ・ ずれ量許容値、DL/CL出力の有無、対象添接板等を指定。
- ・ 添接板加工図、DL/CLデータを参照してNCデータを作成。
- ・ 添接板穿孔。

図-3 仮組省略システム全体の運用手順

# ストラットアンドタイ方式による 複合ラーメン橋の設計・施工（浅見川橋）

## Design and Construction of a Composite Rigid Frame Bridge Using Strut-and-Tie Method (Asamigawa Bridge)

佐藤 徹\*<sup>1</sup> 安中順策\*<sup>2</sup> 鈴木敏弘\*<sup>3</sup> 坪井幹男\*<sup>4</sup> 山下久生\*<sup>5</sup> 市毛滋之\*<sup>6</sup>  
Toru SATO Junsaku ANNAKA Toshihiro SUZUKI Mikio TSUBOI Hisao YAMASHITA Shigeyuki ICHIGE

### Summary

The Asamigawa Bridge is a viaduct on the Joban expressway in Fukushima prefecture. This bridge consists of two types of bridges, a box-girder and a plate-girder. The plate-girder bridge is steel girder-RC pier composite rigid frame structure. The composite rigid frame structure of the Asamigawa Bridge was designed by a method called the strut-and-tie method that is based on the results of research that the authors had conducted. Also, a new construction method was used to construct the rigid joint connections using medium-fluidity concrete.

キーワード：複合ラーメン橋，ストラットアンドタイ方式，中流動コンクリート

### 1. はじめに

浅見川橋は、常磐自動車道の次期開通区間であるいわき四倉IC～広野（仮称）IC間に位置する、5径間連続鋼箱桁橋と7径間連続複合ラーメン鋼桁橋の2連からなる高架橋である（写真-1）。

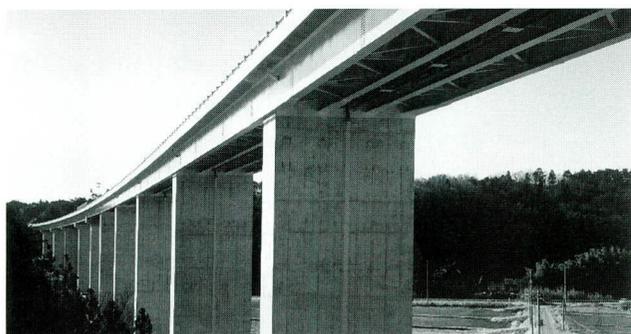


写真-1 浅見川橋

浅見川橋の複合ラーメン鋼桁橋の剛結部はスタッド方式による接合とは異なり、これまでの研究成果<sup>1), 2)</sup>を基にしたストラットアンドタイ (strut and tie) 方式と呼ぶ設計法にまとめ、これを適用している。本稿ではストラットアンドタイ方式による設計法の概要とともに、浅見川橋の複合ラーメン橋剛結部の設計と、剛結部のコンクリート施工を中心とした施工概要について報告する。

### 2. 橋梁概要

浅見川橋の橋梁諸元を表-1に、一般図を図-1に示す。

表-1 橋梁諸元

道路区分	第1種 第2級 B規格
橋梁形式	5径間連続鋼箱桁橋 (2主桁) 7径間連続複合ラーメン鋼桁橋 (4主桁)
設計荷重	B活荷重
橋 長	610.5 m
支 間 長	51.30+66.25+66.25+72.00+51.40 m 42.90+5×43.50+40.40 m
有効幅員	9.790 m
平面線形	R = 4000 m ～ クロソイド曲線区間
縦断勾配	-1.00 ～ 2.40 ～ 1.20 %
横断勾配	2.50 ～ 3.25 % (片勾配)
床 版	鉄筋コンクリート床版 (床版厚24 cm)

\*<sup>1</sup>技術本部技術開発部技術開発課課長代理

\*<sup>2</sup>技術本部工事部工事課課長

\*<sup>3</sup>技術本部工事部工事課

\*<sup>4</sup>宮地建設工業(株) 東京本店計画部マネージャー

\*<sup>5</sup>技術本部技術開発部技術開発課

\*<sup>6</sup>技術本部生産技術研究所

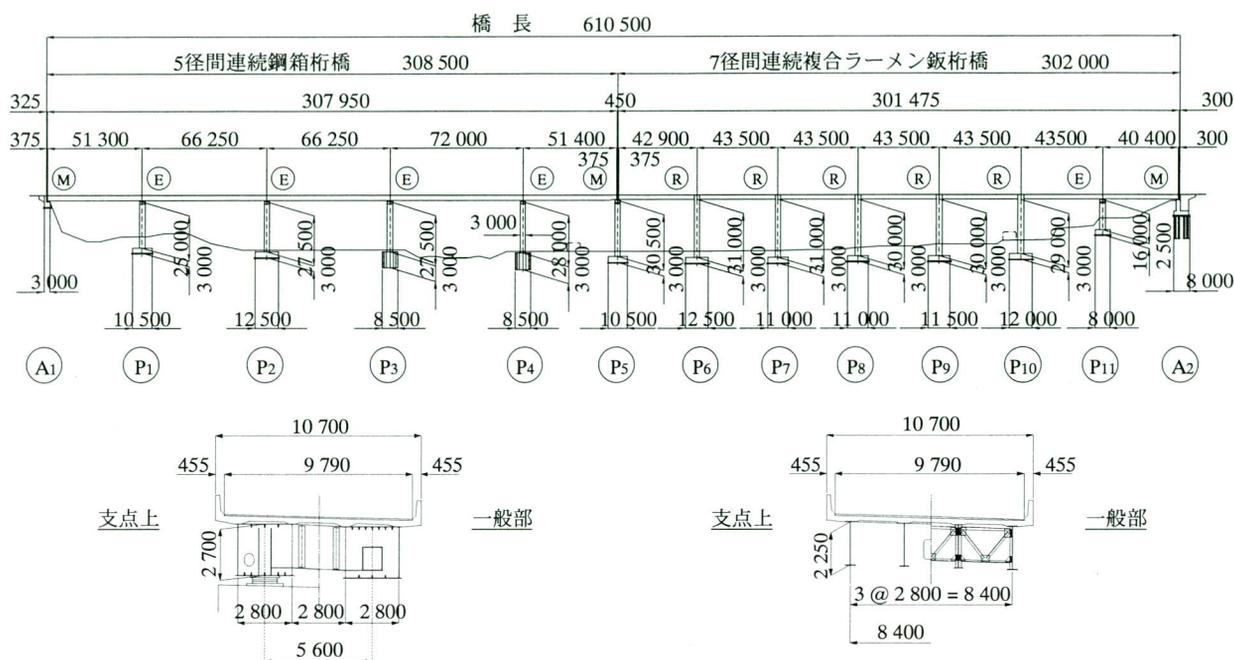


図-1 浅見川橋の一般図

### 3. 設計

#### (1) 設計法の概要

ストラットアンドタイ方式による複合ラーメン橋剛結部の設計法は、実験および解析により確認された力学的性状や実際の挙動を反映したもので、応力伝達機構をコンクリート構造のトラス理論<sup>3)</sup>に基づいてモデル化し、剛結部の耐荷力をせん断耐荷力として評価する考え方である。この方式では上部工への作用力は、基本的に鋼部材の支圧抵抗によって下部工へと伝達されると考えている。剛結部では主桁、横桁などの鋼部材がコンクリートを取り囲むことでコンクリートの回転および鋼とコンクリートとのずれが拘束されるため、せん断力・軸方向力は、鋼とコンクリートとの接触面から直接的に支圧応力として橋脚へ伝わる。また曲げモーメントは、鋼部材が回転による反力を受けることによって、剛結部内に対角方向の圧縮ストラットと引張タイを形成して釣り合い、圧縮力は鋼部材からの支圧応力として橋脚コンクリートへ伝達され、引張力は主桁ウェブのせん断抵抗によって剛結部内コンクリートへ、さらに主鉄筋の定着によって橋脚へと伝達される。以上のことから、このような耐荷メカニズムをストラットアンドタイ方式と呼んでいる(図-2)。このようにトラスモデルによる耐荷機構が形成される場合、耐荷力はせん断耐荷力として評価する方法が鋼-コンクリートサンドイッチ構造で示されているこ

とから<sup>4)</sup>、浅見川橋では剛結部の終局耐荷力を(1)式に示すように、圧縮ストラットである剛結部コンクリートの圧壊耐力と、引張タイである主桁ウェブのせん断降伏耐力との累加耐力として、終局断面力に対する照査を行うこととしている。

$$V_{ud} = V_{ucd} + V_{usd}$$

$$= 1.25\sqrt{f'_{cd}} \cdot b \cdot D \cdot \frac{1}{\gamma_{bc}} + D \cdot t_w \cdot f_{syd} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\gamma_{bc}} \text{ (N)} \dots(1)$$

ただし、 $V_{ucd} > V_{usd}$  である。

ここに、

- $f'_{cd}$  : コンクリートの圧縮強度  
=  $f'_{ck}$  (設計基準強度) /  $\gamma_c$  (材料係数 = 1.3)
- $b$  : 耐荷厚 (橋軸直角方向の奥行き)
- $D$  : 耐荷幅
- $t_w$  : 主桁ウェブ厚
- $f_{syd}$  : 鋼材の降伏強度  
=  $f_{yk}$  (基準降伏応力度) /  $\gamma_s$  (材料係数 = 1.05)
- $\gamma_{bc}$  : コンクリートの部材係数 = 1.3
- $\gamma_{bs}$  : 鋼の部材係数 = 1.15

なお引張タイの一部である橋脚の主鉄筋は、剛結部内への定着長を確保する必要がある。

設計計算では、剛結部コンクリートの耐荷幅を主桁フランジに接する幅 (中桁の場合はフランジ幅) と考えたことから、コンクリート耐荷力を確保するために主桁フランジ幅の拡幅を行っており、このことが本橋の剛結部の特徴的な形態となっている (図-3)。

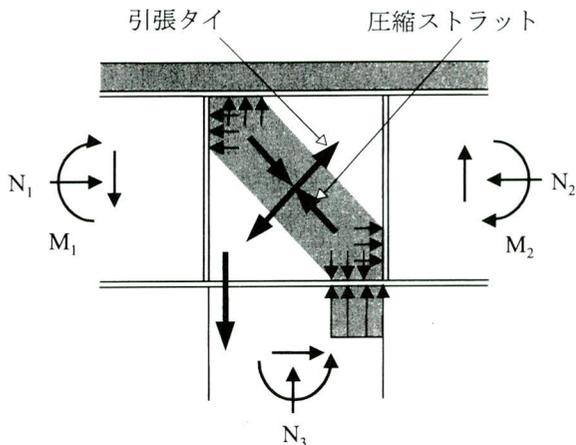


図-2 剛結部の耐荷機構

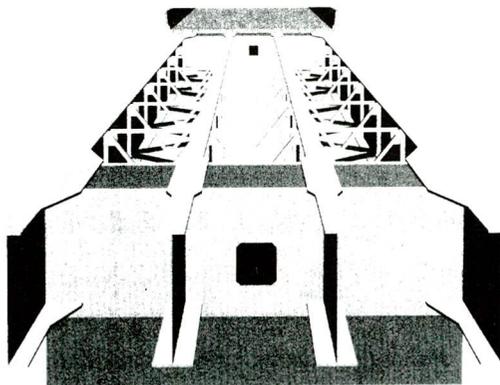


図-3 浅見川橋の剛結部構造イメージ

ストラットアンドタイ方式では、剛結部での鋼とコンクリート間の応力伝達は主に支圧によると考えているため、コンクリートは十分に充填され、鋼部材とコンクリートとは支圧応力を伝えられるよう十分に接触している必要がある。しかしながら主桁上下フランジの下面側などは、鉄筋の配置やフランジ幅の奥行きなどの構造的な問題に加え、ブリーディングやエアの残留など、コンクリートの材料または施工に起因する充填不良の恐れも予想される。したがって鋼部材の配置、充填コンクリートの品質性能に対しては十分留意する必要がある<sup>5)</sup>。このような問題点に対して浅見川橋では、流動化コンクリートを用いることで解決する方策を試みている<sup>6)</sup>。なお本橋でも、鋼部材とコンクリートとの接触面にはシアコネクタとしてスタッドを設けているが、これまでの方式のようにスタッドのせん断伝達機構による設計とは異なり、粗く疎らに配置している。これはスタッドを主たる応力伝達部材と考えていないためであり、スタッドには充填不良による機能低下を防ぎ、鋼とコンクリートとの接触面の付着を補う、あるいは付着力を付加するなど、円滑で効率的な応力伝達に貢献することを期待している。

## (2) 剛結部の設計

### 1) 設計断面力

ストラットアンドタイ方式による剛結部の設計は、終局限界状態における耐荷力を保証する設計法である。そのため剛結部の設計断面力は、耐震設計による断面力を用いている。なお本橋の耐震設計は、下部工は静的非線形解析を用いた地震時保有水平耐力法による照査、上部工は詳細設計を震度法 ( $kh = 0.2$ ) で行い、静的非線形解析により橋脚の降伏以前に主桁の降伏がないことを確認し、さらに非線形動的解析 (時刻歴応答) による照査を行っている。

本橋の設計断面力は安全側となるような配慮から、非線形動的解析による最大・最小応答断面力を用い、同時性を無視した最も不利な組合せを考慮した。非線形動的解析は4本の主桁を1本の梁にまとめた骨組構造モデルを用いて行っているため、各主桁毎の設計断面力は、常時の断面力比率に合わせて換算値を適用している。さらに設計断面力は、隅角部の力の釣合条件を基にせん断力に換算している。換算結果による1主桁当たりの設計断面力は、常時の支点上片側断面力と比較して約2倍の値となっている。剛結部に作用するせん断力を図-4に、せん断力の換算式を(2)式に示す。

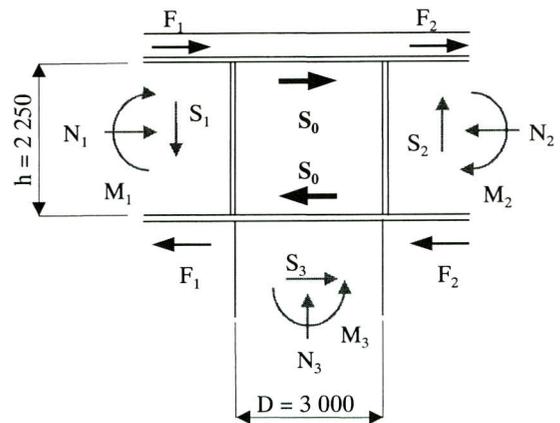


図-4 剛結部作用せん断力

$$F_1 = \frac{M_1}{h} + \frac{N_1}{2}, \quad F_2 = \frac{M_2}{h} + \frac{N_2}{2}$$

$$S_0 = F_1 + F_2 = \frac{(M_1 + M_2)}{h} + \frac{(N_1 + N_2)}{2} \quad (N) \quad \dots(2)$$

なお中桁では、換算断面力は非線形動的解析断面力の1主桁当たり平均断面力よりも小さくなるため、設計上は平均断面力を用いて照査を行っている。

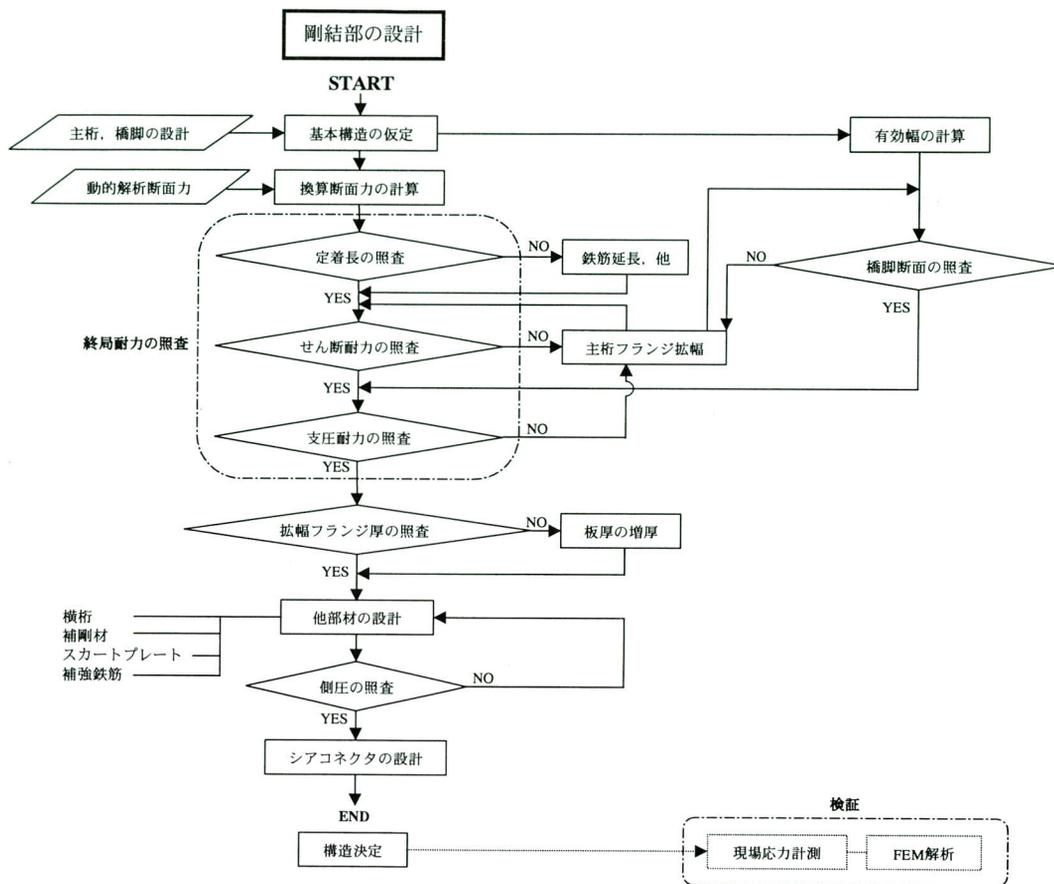


図-5 剛結部の設計フロー

## 2) 設計フロー

剛結部の設計フローを図-5に示す。

## 3) 終局耐力の照査

### (a) 定着長の照査

剛結部に定着されるRC橋脚の主鉄筋は、引張タイとしての機能が満足されるよう十分な定着長を確保する必要がある。定着長は「日本道路公団 設計要領第二集、橋梁建設編、9章 複合構造」により計算し、照査を行った。

$$l_0 = \frac{\sigma_{si}}{4\tau_{0a}} \phi \leq l \quad \dots(3)$$

### (b) せん断耐力の照査

剛結部は鋼とコンクリートの混合部材として、(1)式に示した耐力評価式を用いて、換算せん断力に対する安全性の照査を行った。

$$\frac{\gamma_1 S_0}{V_{ud}} \leq 1.0 \quad \dots(4)$$

ここに、 $\gamma_1$  : 構造物係数 = 1.1

$S_0$  : 設計せん断力 ((2)式参照)

$V_{ud}$  : 設計せん断耐力 ((1)式参照)

設計せん断耐力は、“コンクリートのせん断耐力 $V_{ucd}$  > 鋼のせん断耐力 $V_{usd}$ ”という条件を課しているが、これは鋼とコンクリートの耐力を累加するために、鋼の降伏後の耐力保持を考慮し、鋼部材を先行して降伏するような関係とするためである。浅見川橋では既往の実験におけるコンクリートの破壊性状を参考に、主桁フランジ幅を耐荷幅と考えている。したがってコンクリート耐力を増すために、主桁フランジの拡幅という構造的な対処を行っている。この耐荷幅に関しては横桁の効果を考慮し、評価方法を改めて検討したいと考えている。

### (c) 支圧耐力の照査

剛結部で最も損傷または破壊の恐れがある位置が、主桁とRC橋脚との境界部であろうと思われる。特に主桁ウェブ直下では応力集中の可能性が考えられるため、支圧耐力の照査を行っている。

$$\frac{\gamma_i P_d}{P_{ud}} \leq 1.0 \quad \dots(5)$$

ここに、 $P_d$  : 応力集中を考慮した橋脚コンクリートの支圧力 (N)

$P_{ud}$  : 支圧耐力 (N)

## 4. 現場施工

### (1) 鋼桁の架設

7径間連続複合ラーメン鉄桁橋のうち剛結する橋脚はP6～P10の5脚で、剛結径間は4径間である。剛結部の主桁は、まず橋脚上に設置した架台により仮固定するが(写真-2)、剛結径間の鋼桁を全て連結した場合、温度変化による影響で架台を固定するアンカーボルトが許容応力度を超過してしまうため、剛結径間の両端であるP6橋脚とP10橋脚を先行して剛結し、その後、鋼桁を全径間架設する順序とした(図-6)。鋼桁の架設は、トラッ

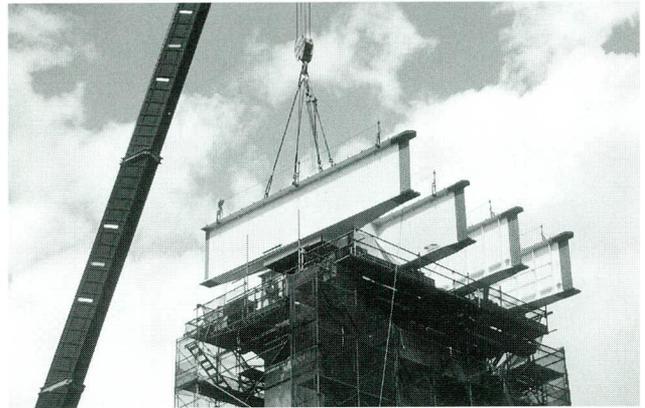


写真-2 剛結部の架設状況

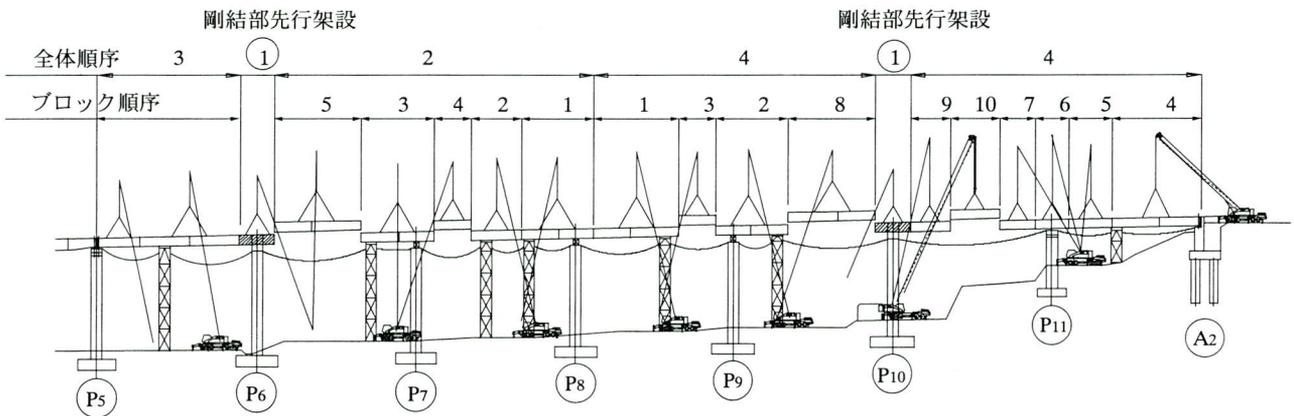


図-6 複合ラーメン橋架設順序

ククレーンベント工法により行っている。

### (2) 剛結部のコンクリート施工

#### 1) コンクリート施工試験

##### (a) 配合選定試験

剛結部コンクリートに要求される性能には、鋼桁とコンクリートとの一体性が保たれるための充填性・附着性、および鋼材が錯綜する箇所への流動性が特に要求される。これら为了满足するためには高流動コンクリートを使用することが望ましいが、コンクリートの製造・品質管理が煩雑で高コストとなるなどの問題もある。そこで浅見川橋では、普通コンクリートと高流動コンクリートとの中間的な品質で、自己充填ではなく締固めを行うことで充填性と流動性が付与される、高流動コンクリートに準ずる流動化コンクリート(以下、中流動コンクリート<sup>7)</sup>)の適用を検討した。中流動コンクリートの仕様は、高性能AE減水剤、増粘剤、膨張材を使用し、スランプフロー45cmで設計基準強度を24N/mm<sup>2</sup>とする条件の基に、配合を決定するための配合選定試験を行った(写

真-3)。試験ではコンクリートの物性とともに入型供試体への充填性を確認しており、普通コンクリート(スランプ8cm、18cm)と高流動コンクリート(スランプフロー65cm)との比較検討により、中流動コンクリートの特性を評価している。配合選定試験の結果は次ページの表-2に示すとおり、締固めを併用する中流動コンクリートが最も適しているという結果が得られた。表-3に配合選定試験による決定した、本橋仕様の中流動コンクリートの配合を示す。



写真-3 配合選定試験

表-2 配合選定試験結果

(1) 物性試験

種別	スランブ (cm)	スランブ フロー (cm)	水セメント 比 (%)	圧縮強度 $\sigma_{28}$ (N/mm <sup>2</sup> )	ブリーディ ング率 (%)	沈降量 (mm)	物性の評価
普通コンクリート①	8	—	55	40.4	4.79	1.72	△
普通コンクリート②	18	—	55	33.9	6.00	1.76	△
			48	36.0	4.29	1.34	
中流動コンクリート	21	45	55	43.3	0.47	1.22	○
			48	45.1	0.00	0.92	
高流動コンクリート	—	65	55	38.3	0.00	1.37	○

(2) 充填性試験

種別	締固め	充填状況	充填結果 (気泡分布図)	充填性の評価
普通コンクリート①	有	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリートに流動性なく、振動締固めによって流動する。</li> <li>・打込み後、ブリーディング水の浮上が見られた。</li> </ul>		大きく深い気泡が多数あり △
普通コンクリート②	有	<ul style="list-style-type: none"> <li>・若干の流動性有り。</li> <li>・ブリーディングが多く、沈降が進行した。</li> </ul>	—	コンクリートがフランジ面に接触していない ×
中流動コンクリート	有	<ul style="list-style-type: none"> <li>・無振動時にも流動性があり、振動締固めによって閉塞部でも流動することを確認した。</li> <li>・ブリーディングはほとんど無い。</li> </ul>		気泡が少なく良好 ○
高流動コンクリート	無 (自己充填)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリートの流動性は最も優れるが、締固めなしではコーナー部に気泡が残留する。</li> </ul>		未充填部と小さく浅い気泡が多数あり △

※水セメント比55%の場合、●は空気抜き孔 (60φ)

表-3 中流動コンクリートの配合

水セメント比 W / (C+E) (%)	細骨材率 s / a (%)	スランブ (cm)	スランブ フロー (cm)	空気量 (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )			混和剤量 (kg/m <sup>3</sup> )	
					セメント C	膨張材 E	水 W	高性能 AE減水剤	増粘剤
55	48	21	45	4.5	288	30	175	(C+E)×1.5(%)	W×0.1(%)

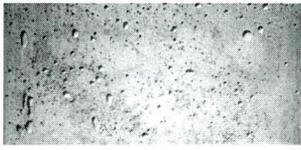
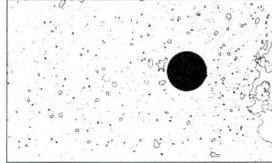
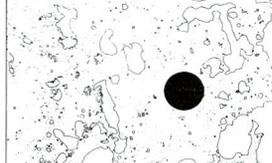
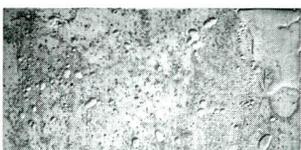
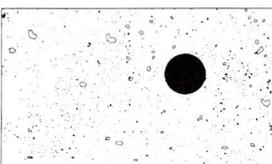
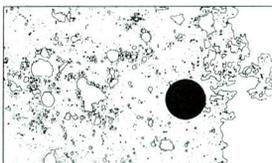
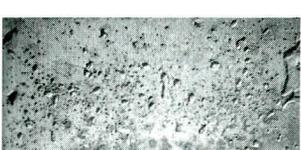
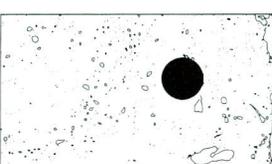
(b) 現場施工試験

配合選定試験の結果を基に、コンクリート配合を製造プラントでの試験練りによって修正し、品質管理が容易なスランブ21cmのコンクリートとして最終的な配合を決定した。このコンクリートを使用し、実際の施工を想定して剛結部の縮小モデル型枠供試体に充填する現場施工試験を実施した。試験目的は中流動コンクリートによる剛結部コンクリートの施工性を確認することにあることから、スランブロスなどコンクリート性状の変化が施工性・充填性に及ぼす影響を定量的に把握するために、スランブ15cm、18cm、21cmの3種類のコンクリートによる比較検討を行った。また、剛結部の構造的な対処方法も

合わせて確認するために、空気抜き構造の有無による違いにも着目した。コンクリートの充填性はフレッシュコンクリートの流動状況、およびコンクリート硬化後のフランジ裏面における空隙状況の観察結果から評価を行った。現場施工試験結果の一覧を表-4に示し、試験状況を次ページの写真-4に示す。

試験ではスランブ21cmのコンクリートで空気抜きを有する構造の作業性、充填性が最も良好であることから、実施工の仕様をスランブ21cmと決定した。また、スランブロスが起こった場合に充填性が低下するという傾向が見られたことから、実施工時の入念なスランブ管理を行う品質管理体制により対応することとした。

表-4 現場施工試験結果

No.	スランブ (cm)	下フランジ 空気抜き孔	充填結果 (気泡分布)		充填性の評価
			上フランジ (写真)	下フランジ (スケッチ)	
①	21	有			上フランジ： 比較的良好 ○
			下フランジ： 一部沈降気味 △		
②	21	無			上フランジ： 大きな気泡が 一部に残留 △
			下フランジ： 大きな気泡が 全体に残留 ×		
③	18	有			上フランジ： コーナー部に 充填不良 ×
			下フランジ： 比較的良好 ○		
④	18	無			上フランジ： 微細な気泡が 無数に残留 △
			下フランジ： 気泡とともに 一部充填不良 ×		
⑤	15	無			上フランジ： 気泡とともに 一部ひびわれ ×
			下フランジ： 大きな気泡が残留 △		

※下フランジの●位置は、鉄筋貫通孔 (60φ)。



写真-4 現場施工試験状況

## 2) 現場施工

コンクリート施工試験の結果を受けて、浅見川橋の剛結部ではスランプ21cmの中流動コンクリートによる施工を行った。コンクリート打設は製造プラントからの出荷時、トラックアジテータからの荷卸しに加え、ポンプの筒先で採取したコンクリートでもスランプ管理を行い、コンクリート性状の変化を確認しながらの打込み作業とした。コンクリート運搬によるスランプロスは、運搬時間約30分で平均1.2cm、ポンプ圧送によるスランプロスは平均0.7cmであり、出荷時のスランプを管理目標値とすることで打込み時に良好な性状のコンクリートが得られている(図-7)。

主桁上フランジ側は、コンクリートをオーバーフローさせることが構造上困難であり、高低差によるヘッド圧を加えて充填を促進することが不可能であるため、充填状況の確認に対する懸念があった。ストラットアンドタイ方式は、コンクリートの充填性を保証することが剛結部の設計法と機能を満足させる上で不可欠の条件である。そのため未充填部分が残留しないように、工場製作の段階で剛結部のコーナーに沿って空気抜き用の樋を設けておき(写真-5)、最終的にはこの樋から無収縮モルタルを圧入することで充填性を確保している。

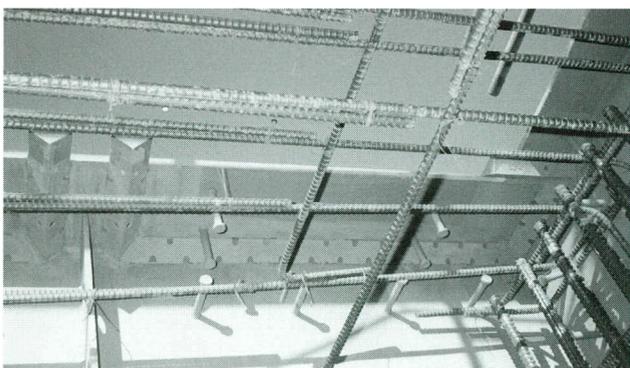


写真-5 コーナー部の空気抜き兼モルタル充填用樋

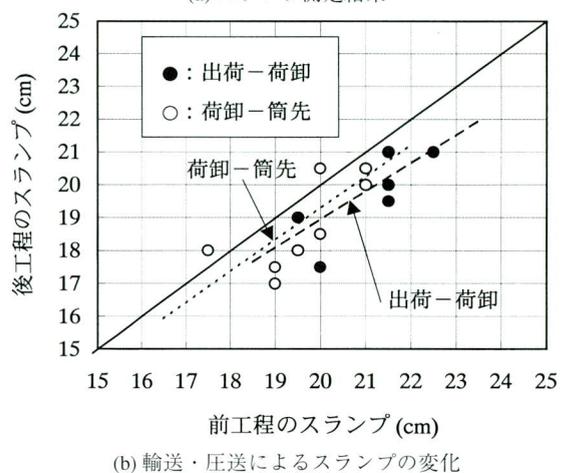
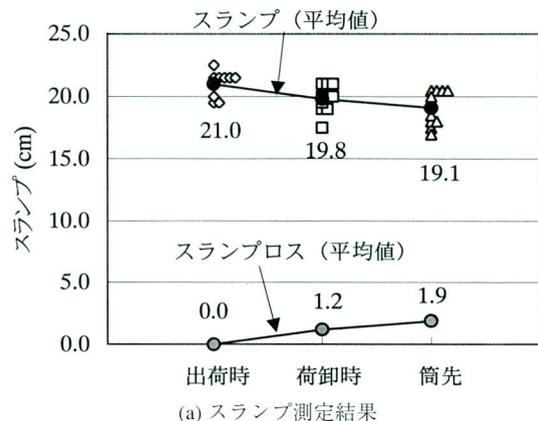


図-7 剛結部コンクリート・スランプ管理結果

中流動コンクリートは流動性と粘性とのバランスが微妙で、コンクリート性状の変化が施工性を左右する大きな要因となる。しかしながら、適切な管理下で実施する中流動コンクリートによる施工は、効率的な作業性で良好な充填性が保証できる優れた施工法であると思われる。今回の中流動コンクリートを用いた剛結部のコンクリート施工に関しては、全体的にはコンクリートの品質は概ね良好であり、比較的安定した施工ができた。写真-6に剛結部コンクリートの施工状況を示す。

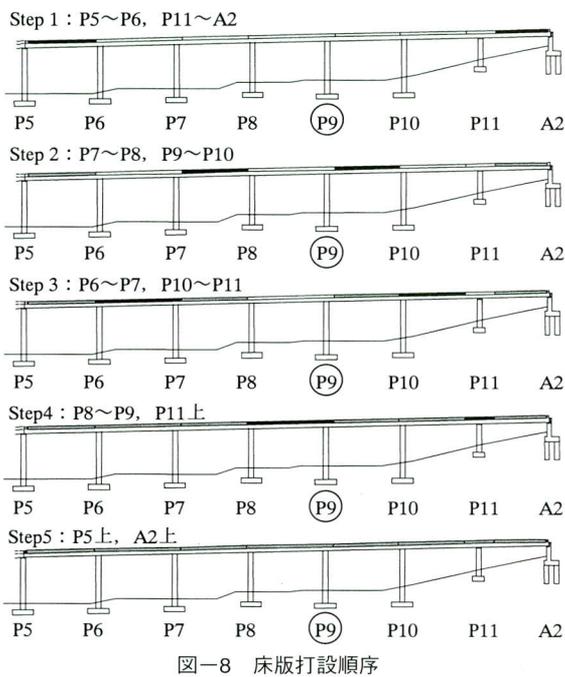


写真-6 剛結部コンクリート施工

## 5. 応力計測およびFEM解析

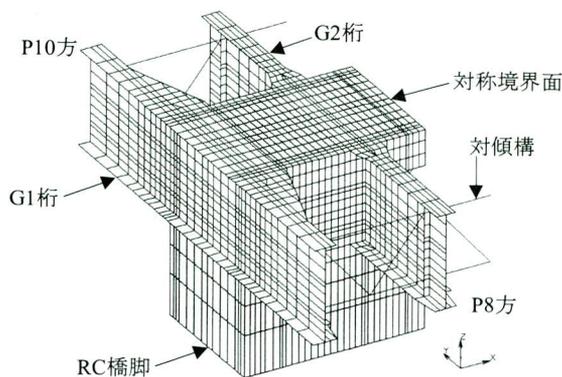
### (1) 応力計測要領

実橋でのストラットアンドタイの形成を確認する目的で、P9橋脚の剛結部において応力計測を実施した。応力計測時の荷重荷重は、RC床版施工時のコンクリート死荷重であり、床版打設順序(図-8)に従い、コンクリート打設による剛結部内主桁フランジ・ウェブ、横桁ウェブ、主鉄筋およびコンクリートのひずみ挙動を計測した。



### (2) FEM解析要領

P9剛結部を橋軸中心線上で対称とした1/2断面モデルを用いた3次元FEM解析<sup>8)</sup>により、実橋応力計測の検証を行った。解析モデルを図-9に示す。



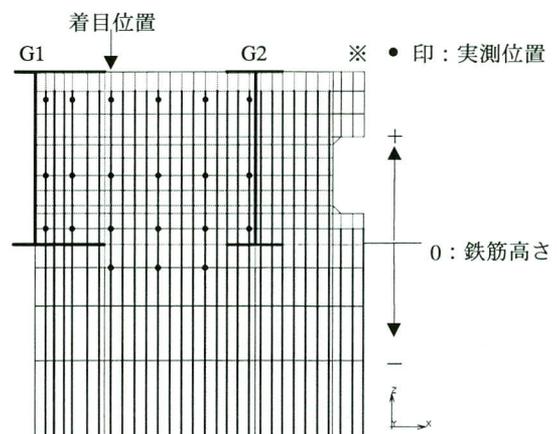
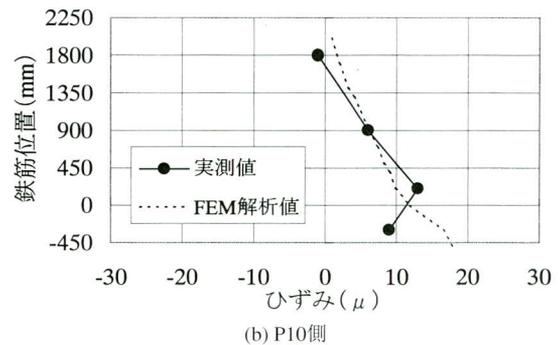
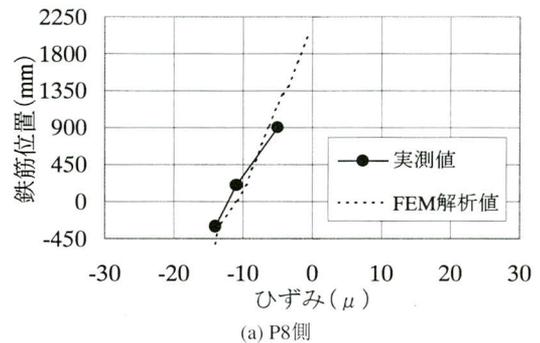
また解析における荷重は別途骨組構造解析を行い、床版打設計画に合わせた各荷重ステップの断面力を計算し、曲げモーメントおよびせん断力を節点集中荷重に換算して、解析モデルの主桁先端部に荷重している。

### (3) 応力計測およびFEM解析結果

計測および解析結果の例として、P9橋脚の隣接径間であるP8~P9径間のコンクリート打設時 (Step4) におけるひずみ分布を以下に示す。

#### 1) 主鉄筋のひずみ分布

主鉄筋軸ひずみの鉛直方向分布図を図-10に示す。主鉄筋ひずみは三角形分布の形状であり、計測値と解析値は概ね一致している。



2) 主桁フランジのひずみ分布

主桁フランジの橋軸方向ひずみ分布図を図-11に示す。

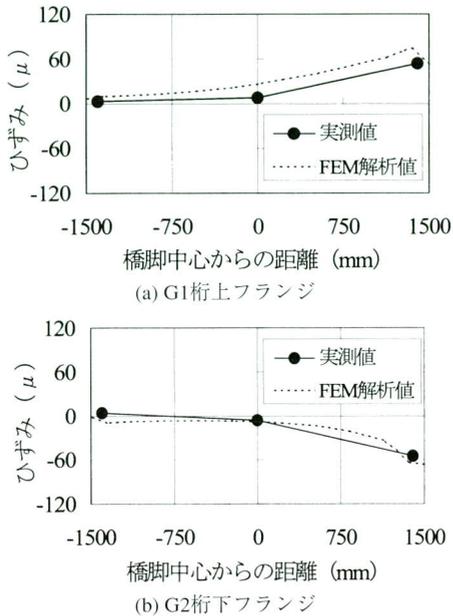


図-11 主桁フランジひずみ分布

3) 主桁ウェブの主ひずみ分布

主桁ウェブの主ひずみ分布図を図-12に示す。

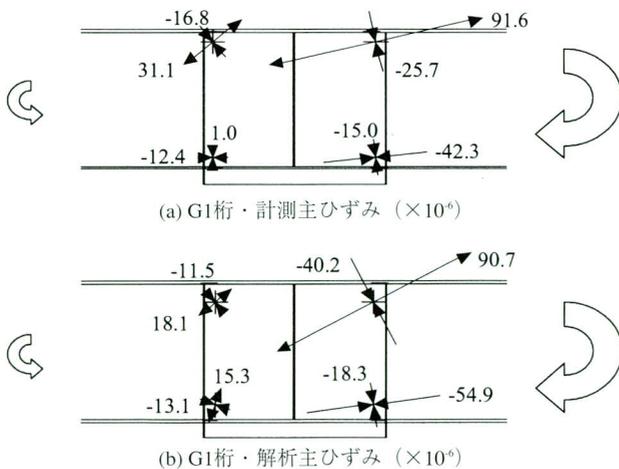


図-12 主桁ウェブ主ひずみ分布

4) 主ひずみコンター図

FEM解析結果から、剛結部コンクリートにおけるひずみ分布として、図-13(a)には3次元的な広がりコンター図、図-13(b)にはストラットとタイの形成状況を示す。

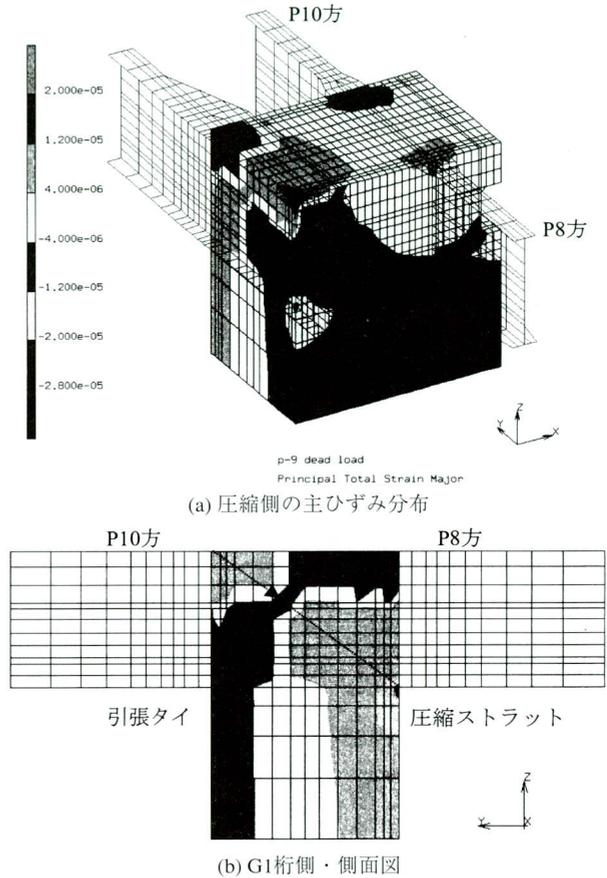


図-13 コンクリート要素主ひずみコンター図

この図によれば、コンクリートの引張領域は、大きな負曲げモーメントが作用しているP8方の上フランジ側コーナーから対角方向のP10方下フランジ側へ、斜め方向に分布している様子がわかる。同様に圧縮領域は、P10方の上フランジ側コーナーからP8方下フランジ側コーナーへ向かっての対角方向に分布している様子が見られる。このように引張タイと圧縮ストラットの形成がFEM解析では確認でき、さらに図-12に示した主桁ウェブの主ひずみ分布により、実測値と解析値が良く一致していることから、実橋においても圧縮ストラットと引張タイが形成されていると推定できる。また、鋼とコンクリートが付着しているとした解析と実験結果が整合していることにより、実橋のコンクリート施工においても、設計法を保証し剛結部の機能を満足するに十分なコンクリートの充填性が確保されており、施工上も不都合がなかったものと判断される。

## 6. まとめ

浅見川橋では、これまでに実施された載荷実験およびFEM解析等から得られた知見を応用し、ストラットアンドタイ方式と呼ぶ設計法にまとめ、詳細設計への適用を行った。この方式での応力伝達機構の妥当性は、実橋における応力計測を実施することで検証し、設計法の概念と実際の挙動が良く一致していることを確認できたことは大きな成果であると言える。この設計法の適用は初めてであるため、設計断面力に非線形動的解析による終局断面力を用いること、コンクリート耐荷幅を主桁フランジ幅と考えたことなど、安全側の評価を行っている。ストラットアンドタイ方式をより合理的で経済性も追求できる設計法として確立するためには、過度に安全側とはならないように配慮する必要があり、設計断面力の取り扱い、コンクリート耐荷幅の評価などは経済性に影響する解決すべき課題であることがわかった。なお、今回は多主桁橋への適用であったが、将来的には少数主桁橋への適用も十分可能であるとも考えている。

また、ストラットアンドタイ方式による剛結部設計法を保証するために、浅見川橋では中流動コンクリートによる剛結部のコンクリート施工を行った。中流動コンクリートを用いた施工は、普通コンクリートが多く使用されているこれまでの事例と比較した場合、経済性の面では若干のコストアップとなるものの、良好な充填性、ブリーディングの低減など品質および耐久性の観点も合わせて考慮すれば、十分コストに見合うものと考えている。ただし、中流動コンクリートの製造および施工に関しては、このコンクリートの特性を活用し、機能を十分に発揮させるためには適切な管理を要することもわかった。今後はより合理的な設計法の確立を目指し、設計上の課題を解明するための研究とともに、施工性・充填性を向上させるためのコンクリート仕様、孔の増設、主鉄筋と

鋼桁との取合いなどの構造細目の対処方法など、本橋の経験を生かした検討や施工要領の整備を行っていきたいと考えている。

本工事の設計・施工にあたり、監督・御指導をいただいた日本道路公団東北支社構造技術課、およびいわき工事事務所の皆様に深く感謝申し上げます。埼玉大学・町田篤彦教授には設計から施工に亘り、様々な問題に対して多大なる御助言をいただきました。また、(株)ポゾリス物産、(株)八洋コンサルタント、双葉住コン(株)の皆様には、コンクリート施工試験にご協力いただきました。ここに深く感謝の意を表します。

### <参考文献>

- 1) 佐藤, 清水, 太田, 町田: 複合ラーメン橋の接合部設計法に関する一提案, 構造工学論文集 Vol. 45A, 1999年3月
- 2) 長谷, 井ヶ瀬, 紫桃, 清水, 佐藤: 鋼桁-RC橋脚剛結部の応力伝達と耐荷機構に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol. 46A, 2000年3月
- 3) 田辺, 檜貝, 梅原, 二羽: コンクリート構造, 1985年6月, 朝倉書店
- 4) 土木学会: 鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案), 平成4年12月
- 5) 土木学会: 複合構造物設計・施工指針(案), 平成9年10月
- 6) 土木学会: 高性能AE減水剤を用いたコンクリートの施工指針(案), 平成5年7月
- 7) 末岡, 松本, 佐野, 清宮: 振動を受けた中流動コンクリートの基礎性状について, コンクリート工学年次報告集 Vol. 21, 1999年
- 8) 日本マーク株式会社: マークマニュアルK7  
2001. 10. 29 受付

### グラビア写真説明

#### 浅見川橋(鋼上部工)工事

浅見川橋は、三郷JCTを起点として太平洋沿岸を北上し、仙台市へと至る常磐自動車道のいわき四倉IC~広野(仮称)間に位置し、5径間連続箱桁と、7径間連続複合ラーメン鋼桁橋の2連から成る高架橋であり、鋼上部工と鉄筋コンクリート橋脚とを一体化した構造である。  
(宮本)

### 荒島高架橋

「安来道路」は中海新産業都市地域に指定されている松江市～米子市間の都市化による、一般国道9号の交通渋滞に対処するバイパスとして計画された。昭和62年に高規格幹線道路の計画決定に伴い、「安来道路」は西に続く「松江道路」とあわせて自動車専用道路として一体整備を図るよう計画変更されることとなった。

平成13年3月24日に「安来道路」は「松江道路」ともども全線開通され、一般国道9号の交通混雑の緩和はもとより、他の高速交通ネットワークとの連携によって地域間の時間距離短縮を図ることにより、地域経済の発展・活性化に寄与するものと期待されている。  
(山根)

### 石狩川橋りょう

昭和9年暴れんぼう川石狩川に、難工事の末、札幌から沼田間を結ぶ、札沼線として初代石狩川橋りょうが完成しました。鉄道橋としては、道内1の橋長を有し、全国においても有数の橋長を誇ります。しかし、平成9年より石狩川の河川改修にともない、架替えとなり平成13年10月19日に無事、開通いたしました。2代目石狩川橋りょうは、橋長 1,064 m、主構高16mの雄姿を石狩川に映し出しています。  
(齋木)

### 〔仮称〕丸ノ内ビルディング新築工事

東京駅丸の内側の通称[丸ビル]は、東京の名所の1つであった。柱、梁の建設資材が外国からの輸入であり、日本で最初の本格的なオフィスビルである事から、言ってみれば、日本のビル建築の原点であった。

その「丸ビル」が今回の新築により、高さ180 m、34階の超高層ビルに生まれ変わった。周囲の高層ビルからも抜きん出て威容を誇っている。このビルがここ丸の内地区で計画されている再開発計画の最初の事業であり、今後の「丸の内地区」を予測させるビルとも言える。SA440C材が20%を占め、高強度鋼に対する高い溶接技術が求められたが、綿密な協議、試験等の上、無事クリアする事ができた。  
(西原)

### 電通新社屋建設プロジェクト（新本社オフィス棟）

新橋駅の東方、旧国鉄の貨物駅跡地である汐留開発地区A街区に偉容を誇る(株)電通の新社屋ビルです。汐留再開発地区は他にも多くの高層ビルが建設中です。

本工事は、平面形状の複雑さに加え、BOX柱に高性能590N級耐火鋼（SA440C-FR、板厚80mm）を用いたこと、メガブレースや曲げダンパーといった複雑な部材があったこと等で工場製作は困難を極めました。建方工程に間に合わせるため、工場中を喧騒に巻き込んだことが記憶に残ります。  
(吉川)

### キャノン本社棟新築工事

東京都大田区下丸子の多摩川沿いに広大な建設地がある。ここに先端技術で世界に羽ばたく会社が「世界本社ビル」と銘打って、設計の段階から思い入れと熱意を込めて計画したビルである。SA440C材の使用、厚肉溶接等があり、製作上高い技術レベルで推移した。全面アルミカーテンウォールになっており、意匠に合わせてファスナーの種類と数の多かった事が思い出される。梁端部の水平リブの突合せ溶接では、パス間温度の管理と精度の確保に多大の留意をした。

多摩川沿いの見とおしの良いところにあり、遠くから見るとアルミの薄く柔らかなグレーの色が日の光に輝いているのが印象的である。

(西原)

### 〔仮称〕 明治生命さいたま新都心ビル新築工事

旧国鉄大宮操車場跡地を今新生さいたま新都心と命名され、合同庁舎や、スポーツや音楽が楽しめるスーパーアリーナやその他幾つものビルが林立している。当ビルはスーパーアリーナの横に建てられたスマートなビルである。

当社施工範囲は超高層を支える土台部の施工であった。土台部は5階と6階を一体化したスーパートラス組みであり、上、下弦材をはじめ支柱、斜材、鉄板壁で構成されている。部材はSA440B、C材を使用し、板厚も60mm～80mmを使用し、BOX-800×800×80およびBH-1200×800×60×80が主な部材であった。

(平田)

## 編集後記

本号の巻頭言は大阪大学の松井繁之教授をお願いいたしました。設計法と維持管理の重要性とともに、コンクリート床版に関する諸問題と対応策が述べられています。先生には御多忙のところ玉稿をお寄せいただき、誠にありがとうございました。誌面を借りまして厚く御礼申し上げます。

本号では編集委員会に異動があり、高崎顧問から成宮専務に委員長交代がありました。後任の副委員長には、新たに野田常務にご就任いただきましたことをご報告いたします。

執筆者をはじめ多くの方々のご協力により、無事発刊することができました。内容の一層の拡充を図るために時間が掛かりましたが、前号より論文数、ページ数とも大幅に増えています。宮地技報が今後とも宮地グループの技術の集大成として、創造的で高度な内容となることを編集委員一同希望しています。今年から優秀論文の表彰を行うことを検討しておりますので、皆様の技術の研鑽と奮闘の成果を多く発表していただき、技術の共有化とスキルアップに繋がることを期待します。

## 技報編集委員会

委員長	成宮隆雄						
副委員長	野田博章	太田武美					
委員	石川通陽	伊藤徳昭	金原慎一				
	小林稔	小林裕輔	佐藤徹*				
	坪井幹男	内藤章吾	永見研二				
	西垣登	能登宥愿*	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17号

発行日 平成13年12月25日

発行所 株式会社宮地鐵工所

〒103-0011 東京都中央区日本橋大伝馬町7番5号

(豊和大伝馬町ビル) TEL 03(3639)2111(代)

印刷所 望月印刷株式会社