



新四万十川橋

発注者 国土交通省 四国地方整備局
中村河川国道事務所
形 式 鋼 3 径間連続鋼床版ラーメン
箱桁橋
橋 長 696.600m(施工長242.600m)
幅 員 9.270~17.596m
鋼 重 1,387.9 t
路 線 一般国道56号中村宿毛道路
所在地 高知県四万十市不破～坂本
竣 工 平成18年 7月31日
説明文 p14





OE33工区上部工事

発注者 首都高速道路株式会社 東京建設局

形 式 3径間連続鋼床版狭小箱桁
3径間連続合成鋼桁
(合成床版(QS Slab)・少数主桁)

橋 長 472.0m

幅 員 14.2m

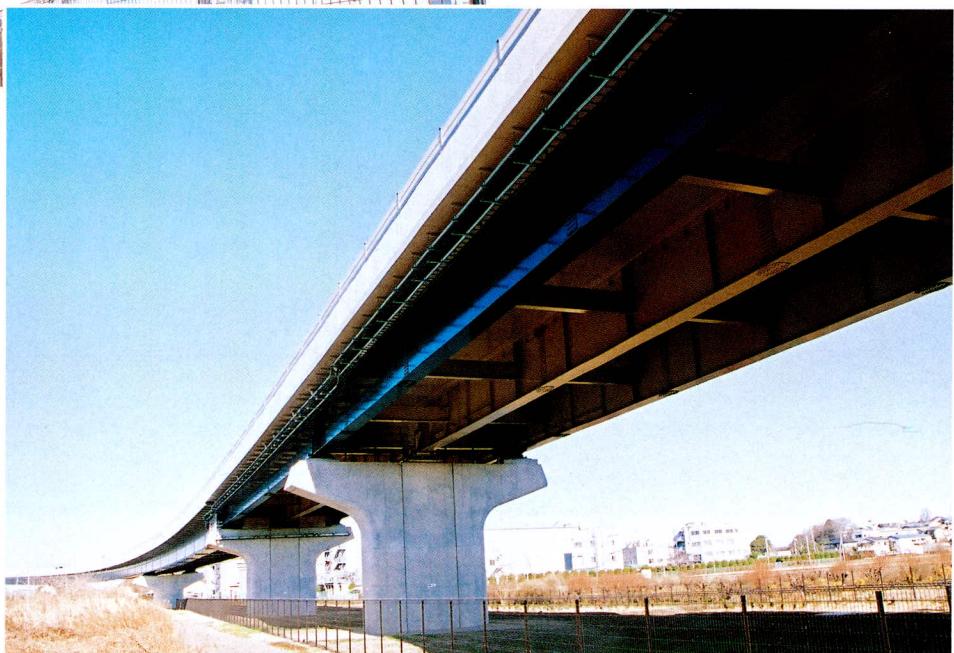
鋼 重 3378.0 t

路 線 高速大宮線

所在地 さいたま市大原四丁目～
上山口新田

竣 工 平成18年3月22日

説明文 p14



有松高架橋鋼上部工事

発注者 国土交通省 中部地方整備局

形 式 6径間連続鋼床版箱桁橋

橋 長 460.000m

幅 員 19.720m

鋼 重 5,483 t

路線名 東名阪自動車道

所在地 名古屋市緑区鳴海町御茶屋～

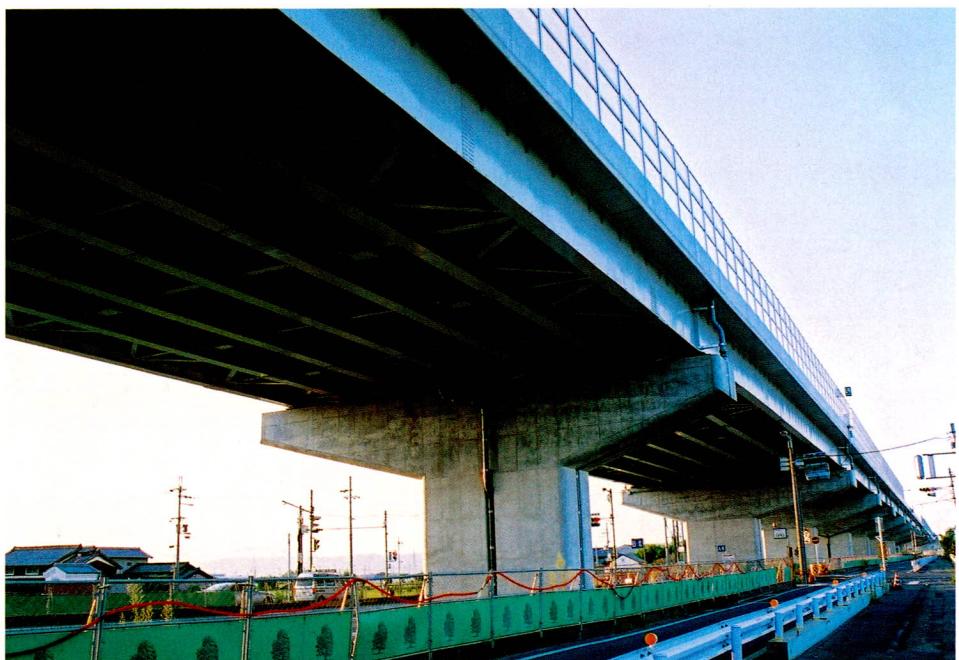
名古屋市緑区大高町北平部

竣工日 平成19年6月23日予定

説明文 p36

潮新町線橋梁上部工事

発注者 高知市役所
形式 F R P 合成床版橋
橋長 83.200m
幅員 22.60m (全幅)
施工面積 3,125m²
路線 高知広域都市計画道路潮新町線
所在地 高知市桟橋通四丁目他
竣工日 平成18年3月15日
本文 p36



十六面高架橋

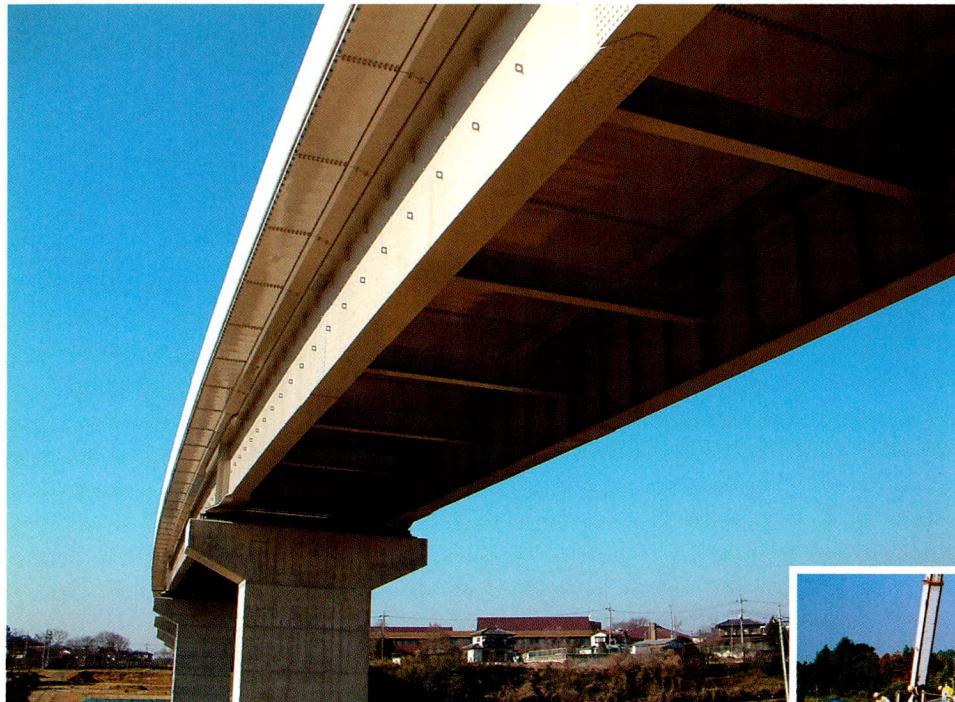
発注者 近畿地方建設局（奈良国道）
形式 6径間連続合成鋼桁橋
5径間連続合成開断面箱桁橋
5径間連続合成鋼桁橋
橋長 672.00m
幅員 22.6500m
鋼重 3923.099t
路線 一般国道24号京奈和自動車道
所在地 奈良県磯城郡田原本町十六面
地先
竣工日 平成17年11月30日
説明文 p79

十三曲橋

発注者 千葉県
形式 単純非合成箱桁橋
橋長 41m
幅員 12.0m
鋼重 136t
路線 一般県道 小田代勝浦線
所在地 千葉県夷隅郡大多喜町 粟又
竣工 平成18年10月
説明文 p96



亀泉高架橋工事



発注者 国土交通省 関東地方整備局
(高崎河川国道事務所)
形式 鋼少主桁橋十合成床版
(本線部 3径間+5径間+2径間, ランプ部 2径間)
橋長 367.1m
幅員 8.250~15.366m
鋼重 1480.0 t
路線 一般国道17号上武道路
所在地 群馬県前橋市亀泉町～
群馬県前橋市荻窪町
竣工 平成19年3月25日
説明文 p103

新白石大橋

発注者 国土交通省東北地方整備局
仙台河川国道事務所
形式 6径間連続非合成鋼桁橋
橋長 280.9m
幅員 8.0~11.25m
鋼重 821 t
路線 一般国道4号線白石バイパス
所在地 宮城県白石市福岡蔵本 地内
竣工 平成17年3月25日
説明文 p103



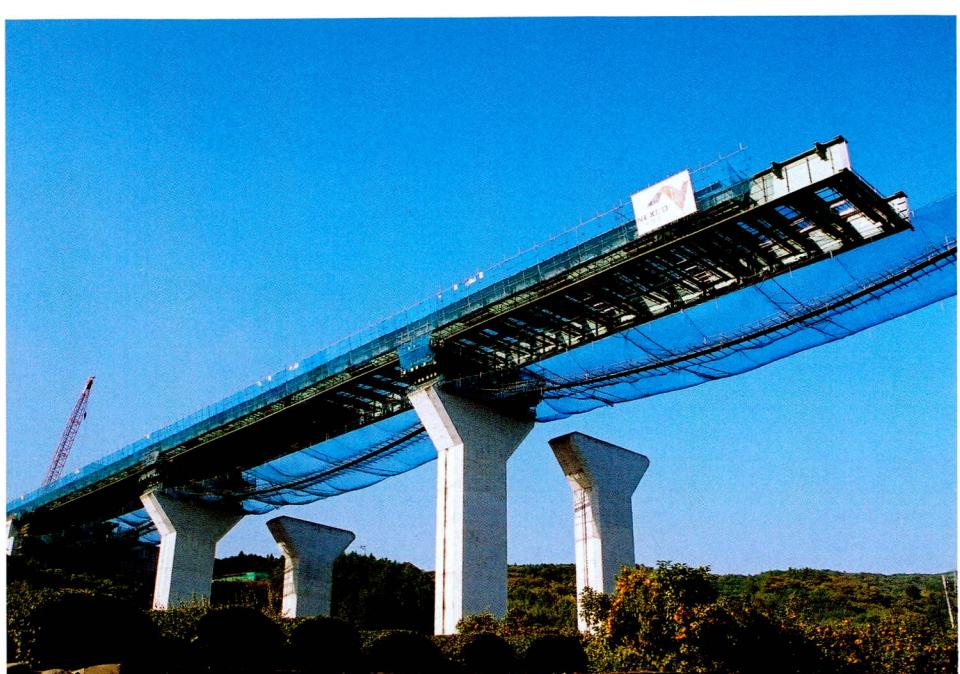
すんぶ夢広場

発注者 (株)福田組 (株式会社チャーミング
・リゾートすんぶ)
形式 レンズ型スペーストラス橋
橋長 40m200
幅員 4 m600
鋼重 30 t 800
路線 すんぶ夢広場内橋梁
所在地 静岡県静岡市駿河区古宿前山294外
竣工 平成18年3月31日
(開業平成18年7月)
説明文 p103



須津川橋

発注者 中日本高速道路株式会社 横浜支社
形 式 須津川橋：鋼13径間連続合成钣桁橋
比奈橋：鋼 3 径間連続合成钣桁橋
橋 長 須津川橋L=699.000m
比奈橋L=135.000m
幅 員 有効幅員B=11.375m（暫定 2 車線時）
B=16.500m（完成時）
鋼 重 約2,950 t（当初契約時）
路 線 第二東名高速道路
所在地 静岡県富士市比奈～富士市中里
竣 工 平成19年10月14日
説明文 p110



かぐら大橋（西東橋）

発注者 長野県
形 式 2 径間連続非合成钣桁橋
橋 長 101m
幅 員 8.0 (11.5) m
鋼 重 336 t
路 線 国道152号
所在地 長野県飯田市
竣工日 平成17年4月11日
説明文 p110

水無橋架替桁製作工事

発注者 渋谷区
形 式 合成床版橋（O.S.ブリッジ）
橋 長 37m
幅 員 7.2m
鋼 重 98 t
路 線 特別区道第622号線
所在地 渋谷区神宮前六丁目34番先～
神南二丁目1番地先
竣 工 平成18年3月
説明文 p114





米子JCT Cランプ橋上部工事

発注者 中国地方整備局
形 式 鋼 3 径間連続非合成鋼桁橋
鋼 4 径間連続非合成箱桁橋
鋼 3 径間連続非合成鋼桁橋
橋 長 129m・230m・148m
幅 員 6.25m~11.423m
鋼 重 1,307 t
路 線 淀江岸本線
所在地 鳥取県米子市赤井手~今在家地内
竣 工 平成17年12月20日
説明文 p138

押込橋

発注者 長野県白馬村
形 式 単純吊床版橋
橋 長 40m
幅 員 1.5m
鋼 重 10 t
所在地 長野県白馬村字大出
竣 工 平成17年11月15日
説明文 p138



鋼製橋脚隅角部補強工事 1 - 2 (東京)

発注者 首都高速道路株式会社 西東京管理局
形 式 鋼製橋脚隅角部の調査、補強、および
亀裂補修
対象橋脚 円柱35脚 角柱22脚
路 線 高速4号新宿線、高速5号池袋線
所在地 渋谷区初台一丁目他
竣 工 平成18年3月10日
説明文 p138



田浦FRP橋側歩道

発注者 京急建設株式会社
(京浜急行電鉄株式会社)
形 式 FRP橋側歩道
橋 長 17m
幅 員 0.68m
FRP重量 350kg (30kgタイプ1台、40kg
タイプ2台、60kgタイプ4台)
路 線 京浜急行電鉄田浦駅～安針塚駅間
所在地 神奈川県横須賀市田浦町
竣 工 平成18年7月27日
説明文 p138



新下タビ橋上部工

発注者 製作工事：高知県香美郡物部村
架設工事：高知県中央東土木
事務所
形 式 上路式単純トラス橋
橋 長 62.0m
幅 員 6.2m (全幅)、5.0m (有効幅員)
鋼 重 122.7 t
路 線 市道楮佐古線
所在地 高知県香美市物部町楮佐古
竣 工 平成19年2月28日
説明文 p138

開橋側道橋

発注者 京都府 山城南土木事務所
形 式 鋼4径間連続複合ラーメン鉄橋2連
橋 長 436.100m
幅 員 3.000m
鋼 重 430.2t
路 線 主要地方道枚方山城線
所在地 相楽郡精華町祝園～
山城町平尾地内
竣 工 平成18年7月15日
説明文 p139



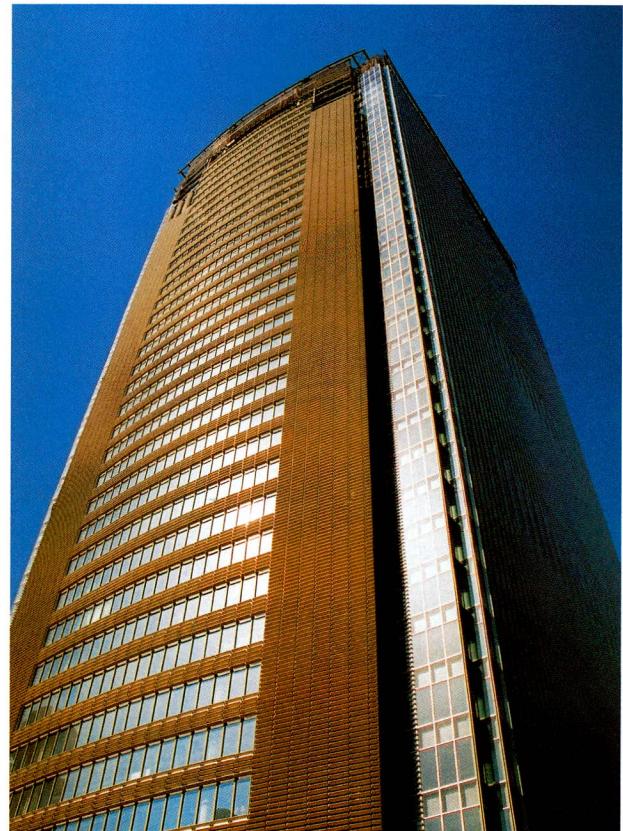
富士ソフト A B C 秋葉原ビル

発注者 富士ソフト秋葉原共同企業体
構 造 地下2階 地上31階+RFL
鋼 重 12,000 t
所在地 東京都千代田区神田練堀町
竣 工 平成19年10月
説明文 p139



赤坂五丁目 TBS 開発新築工事 A1業務棟

発注者 大林組、鹿島建設共同企業体
構 造 地下3階 地上39階
鋼 重 30,000 t
所在地 東京都港区赤坂5-2-8
竣 工 平成19年11月
説明文 p139



新横浜駅ビル（仮称）新設ほか

施 主 東海旅客鉄道(株)
発注者 大林・西松建設共同企業体
構 造 S造 B4 F19
所在地 横浜市港北区新横浜2丁目1番地
重 量 15,000t
竣 工 平成19年12月
説明文 p139

松本構内自由通路新設他

発注者 鉄建建設(株)
(東日本旅客鉄道(株)上信越
工事事務所)
形 式 自由通路
鋼 重 1041 t
所在地 松本市
竣 工 平成18年3月
説明文 p139



巻頭言

橋梁技術者の品格

法政大学 工学部 都市環境デザイン工学科 森 猛

先日、四谷の駅前で、路上禁煙に関して「マナーからルールへ、そしてマナーへ」といったことが書かれた看板を見かけました。喫煙者の私にとって耳（この場合は目でしょうか）の痛いものでしたが、納得もしました。一部の心無い喫煙者がマナーを守ることができないために、ルールができてしまったのでしょう。

読まれた方も多いかと思いますが「國家の品格」（藤原 正彦 著、新潮新書、2005年11月）という本が話題になりました。特にバブル崩壊以後、米国流の論理主義の仕組みが日本に浸透し、倫理・道徳に基づいていた日本の社会がますますおかしくなってきたのではないか、見直すべきではないか、というのがこの本の趣旨だと判断しました。日本人特有の道徳感、強者が弱者を攻めることは卑怯だとか、年長者を敬う、人目を気にするといったことが疎かになっているようにも感じます。また、貸し借りや口約束を大事するといったことも、軽視されるようになったように感じます。そのため、契約が大事にされ、またISOのような証拠主義が重用されるようになったものと考えています。大学では、教育の証拠を残し、それを審査するJABEE（日本技術者教育認定機構）という仕組みも一般化しました。もちろん、ISOやJABEEにもよいと思うことはたくさんありますが、そこまで人を信用しないのか、無駄な作業を増やしているのではないかと思うところもあります。先述の喫煙マナーや今話題の「不二家」問題などから考えると、一部の心無い人に対するためには、仕方がないのかも知れません。どちらがよいのかはわかりませんが、最近流行の言葉「モラルハザード」「法令順守」「技術者倫理」と並べてみると、論理主義・証拠主義に向かって行くのでしょう。また、現状ではそれを認めざるを得ないのでしょう。

技術者、技能者という言葉がよく使われます。中学2年生の娘に聞いたところ、技能者の方が“立派に聞こえる”とのことでした。鋼橋関係の業務を設計、施工、維持管理にわけて考えると、技術者、技能者とはどのような方でしょうか。人によってイメージは違うかと思います。スーパー大辞林によれば、技術は「①物事を巧みにしとげるわざ、②自然に人為を加えて人間の生活に役立てるようにする手段。また、そのために開発された科学を実際に応用する手段」、技能は「物事を行う腕前」とあります。私なり考えた技能者の役割・イメージは以下のようです。

設計技能者：基準にしたがって、設計ソフト等を使って間違いなく設計できる、また設計図を描ける者

施工技能者：溶接、塗装、検査などを決められた方法で確実に行える者

維持管理技能者：決められた方法で、確実に点検し、損傷のランク分けができる者

これらに関して、異存は少ないものと想像します。それでは、技術者はどうでしょうか。現在、技術者と呼ばれている方、称している方の多くは、技能者と区別できないのではないかでしょうか。また、技術の意味①に偏っているのではないかでしょうか。もちろん①の役目も、技能者としての能力をある程度身に付けることも大事でしょう。②については、どうでしょうか。②の意味で技術者に求められることは、当該分野に関する現在の知識を確実に身に付け、それを設計、施工、維持管理に活かすこと、新たな問題が生じたときに、その問題点を整理し、解決するためのアプローチの方法を見つけ、解決策を見出せる能力を有すること、また各業務に何が求められているか、なぜそれが求められているかを技能者に正確に伝えられること、そして技能者の業務（成果品）を正しくチェックできることではないかと私は考えます。

また家族の話ですみません。1年ほど前になりますが、女房と一緒にエアコンを買いに出かけました。もちろん機能と値段を気にしましたが、それよりも女房が優先したのはブランドでした。その理由を尋ねたところ、信用しているブランドの製品であれば、故障が少なく長持ちするという印象を持っている、これまでの経験からもそれが事実と思っているからだ、という答えでした。私は、表示されている性能や保障期間が同じであれば、安いほうがよからうと考えていましたが、決定権を有する女房の意見に従いました。ブランド作りに広報・宣伝が果たす役割も無視できないかと思いますが、安心して長く使える製品を作り出す技術者と技能者なくしてブランドを確立することができないのも事実でしょう。

品格とは「そのものから感じられる厳かさ」とのことのようです。近寄りがたい人を圧するような厳かさとは言いませんが、鋼橋関係の技術者には、先述の②のような能力と従来の日本独自の倫理観・道徳感、すなわち技術者としての品格を身に付けてほしいと願っています。それが、技術者としての誇りと組織・製品のブランドに繋がるのではないかでしょうか。そして、まさに人間の生活に役立つ、安心して長く使える橋を設計・施工・維持管理していただきたい。

最後に、余談ですが、研究とは「新しい知識を生み出すこと」と私は考えています。私も鋼橋関係の研究者の端くれのつもりですが、新しい知識を生み出し、多くの技術者とともに鋼橋の安全・安心のために少しでも役に立ちたいと願っています。

技術評論

宮地建設工業（株） 参与 太田 武美

国家財政縮小による公共事業のコスト縮減要請が引き続くなかにおいて、昨今の建設業界不祥事によるコンプライアンスの徹底や低入札価格問題等から公共調達制度の見直し・整備が進められているところである。

このような状況下、橋梁建設業界を取り巻く経営環境は、ますます厳しくなってきている。

橋梁架設に高層建築鉄骨・鉄塔等の建て方を主な生業としている当社に入社以来、早や40年余りの勤続となる。

「技術評論」の執筆依頼は、これまでの錚錚たる執筆者をみると甚だ失礼であり、また、雑学な私にとって荷が重いことと思いましたが、長年本誌の編集員として携わってきた者の義務と感じ、執筆することになりましたが大切な本技術紙面を汚すことをお許し願いたい。

思いだせば、本誌の創刊号において、当時工事に携わっていた本四連絡橋の大鳴門橋補剛桁架設工事の工事報告を投稿しており、その後も運良く工事に従事することとなった本四連絡橋の大島大橋、明石海峡大橋の補剛桁工事の工事報告を工事仲間とともに投稿させていただいた私にとっては、感慨深い技術誌のひとつとなっている。

私が本四橋等長大吊橋の現地架設工事に長年携わるようになったのは、水資源開発公団発注の早明浦ダム建設に伴う付け替え道路の橋梁工事であった中央スパン250mを有する上吉野川橋の吊橋工事からでした。本橋は、本四の実験橋に指定されていたため、ケーブル架設は一方をプレハブストランド工法（我が国では初めての採用。以下、PWSという）、他方をエアースピニング工法（以下、ASという）で実施し、施工性とケーブルの出来形について比較検討が行われた。補剛桁架設は、桁形式がトラス桁であったため、ケーブルクレーン直吊工法に準じた間詰ブロック架設とし、架設方向は中央から塔側へ施工している。

この施工経験を生かすためにその後、日本道路公団発注の関門海峡大橋（ケーブル工事：PWS工法と補剛桁工事：有ヒンジを有する面材架設による逐次剛結

工法）、長崎県発注の平戸大橋（ケーブル工事：AS工法）に従事、本四連絡橋の建設再開後は、大鳴門橋（補剛桁工事：面材架設による逐次剛結工法）、大島大橋（補剛桁工事：直下吊上げ工法）、明石海峡大橋（補剛桁工事：面材架設による逐次剛結工法）の3橋に従事した。このほか、我が社が参画した因島大橋（ケーブル工事：PWS工法）、大鳴門橋（ケーブル工事：PWS工法）、下津井大橋（ケーブル工事：AS工法と補剛桁工事：面材架設による逐次剛結工法）、南備讃瀬戸大橋（ケーブル工事：PWS工法）、来島第2大橋（ケーブル工事：PWS工法と補剛桁工事：直下吊上げ工法）には、前述の工事等とラップしたために従事できなく残念であったが、これらケーブル工事の渡海作業には、応援要員として参加している。

これら長大吊橋のケーブル工事、補剛桁工事に従事した施工経験から、私なりに感じた主要な施工技術の変換を述べさせていただく。

我が国における長大吊橋の架橋位置は、国土の地形条件から海峡部に建設されている。また、架橋位置の海峡は国際航路として利用されており、多くの船舶が航行するほか潮流も速いという条件下にある。したがって、施工方法は、このような社会的制約のなかにおいて、航行安全の確保が確実にできる施工法が求められた。

架設直下に航路を有する長大吊橋の補剛桁の架設工法は、補剛桁形式の構造特性と海面の使用条件そして架設時の断面力、施工性、工程、経済性等の総合的比較から決定される。どの補剛桁形式にも採用が可能な直下吊上げ工法は、架設工期及び経済性に優れ、かつ、吊橋の架設工法として合理的であることから、内外の工事で専ら用いられている工法である。本工法の架設順序は現場特性から、塔側から中央へ進める順序と中央から塔側へ進める順序があり、また、施工時の現場継手の処置をヒンジ結合とするか、逐次剛結とするかの組合せがある。これらの組合せは、架設時断面力、施工作業性、耐風安定性等によって決定される。

船舶航行の多い架橋位置における直下吊上げ工法の施工上での最大の課題が、一般航行船舶の安全確保を

図りながら潮流のある海面上に輸送台船をいかに定点保持を行い、いかに海面占有時間を短縮できるかである。この定点保持は一般的な4点アンカー方式から、揚錨船を用いた1点アンカー方式に移行し、国際航路上の架設となった来島海峡大橋では、全旋回推進器を台船の四隅に設けた自航台船の開発に発展し、さらに定点位置への自航台船の誘導方法も船位・方位を常時計測する自動追尾型光波測量装置及びジャイロコンパス等を装備した自動運転制御装置による操船やフック装置の自動化（クイックジョイントの開発）により大幅な輸送台船の定点保持時間の短縮が図られた。

海面上の使用が社会的条件や海象条件から直下吊上げ工法の採用が難しい場合に用いられる長大吊橋の架設工法として、桁部材を既架設した桁上を利用して供給するトラベラクレーンによる逐次剛結工法がある。本工法の架設順序は必然的に塔側から中央へとなり、架設先端への部材供給のために運搬台車を必要とするほか、架設サイクル毎にハンガーロープの定着作業が発生するため、ハンガー引き込み装置が必要である。これらの架設機械設備も関門橋建設時に較べると大幅な技術開発が行われてきた。

まず、トラベラクレーン設備の機種選定であるが、関門橋ではトラッククレーンの利用案も検討されたが、クレーン自重やアутリガーザーの反力対策による桁補強による重量増や移動方法の問題により、三脚デリッククレーンを用いた。大鳴門橋以後は主横トラスの補強を行う不利益より工程を優先した全旋回式の専用クレーンを開発し、作業性を大幅にアップさせた。

次に運搬台車であるが、駆動方式等において技術開発が行われた。関門橋では、架設桁勾配が5%以上となることから一般的な電動モーターによる自走方式は、安衛則の軌道装置の安全基準に抵触するために使用できず、作業性は劣るがウインチワイヤーロープ方式とした。大鳴門橋では、架設桁勾配が5%以上となる区間は、安衛則の安全基準をクリアするラック軌条による自走台車方式とした。明石海峡大橋では、無軌道走行となるタイヤ式エンジン駆動の大型搬送台車を使用し、工程短縮や作業性のアップを図った。

逐次剛結工法に必要なハンガー引き込み装置は、関門橋では、仮設ハンガー（ワイヤー繰り込み方式一架設進捗毎に仮ハンガー長の調整が必要なため）を用いる間接引き込み方式であり、これらの移動のためにケ

ーブル移動足場が必要となり、これらの移動作業には苦労させられた思いがある。大鳴門橋以後は、本ハンガーを利用した引き込み装置が開発され、ケーブル移動足場は不要となったもののハンガー引き込み装置の移動は、大変な作業であった。

また、短ハンガー区間の主構トラス面材の架設は、トラベラクレーンのブームとキャットウォークが干渉するため、仮ハンガーに一時仮吊りする盛替え架設の方法を下津井大橋まで行ったが、手間がかかるとともに危険な作業であった。このため、明石海峡大橋では、クレーン吊能力は大きくなるが特殊天秤を開発して、より安全な架設方法を取り入れた。

このように時代の要請にマッチした架設機械が関係技術者によって開発され、大幅な施工技術の変換が図られてきました。しかし、このように施工経験が幅をきかず施工技術の開発・継承は、橋梁一橋毎に立地条件が異なってくることと長大吊橋の施工物件が減少していることを考えると難しい状況にあり、技術者の育成を危惧するのは私だけでしょうか。

今後も社会的条件の変革そして要請に対応していくため、橋梁架設の施工技術も日進月歩で変化していくことが想像されます。この変化に対応していくためには、常日頃からの施工技術の蓄積とたゆまぬ努力が大事かと思います。

私たちが育った良き時代に較べ、何事も変化の激しくなった時代の技術者の皆さんにあっては、我がグループを含めた橋梁建設業界のために、何事にも甘んじることなく挑戦していく気概をもたれ、会社の宝となって利用する人達が喜んでくれる橋梁建築物を安全で品質の良いそして安価な施工技術の開発の研鑽をお願いし、筆を擱くこととします。

最後に、世紀の大プロジェクト事業であった本四連絡橋の建設工事に一員として数多く参画させてくださった関係各位に感謝するとともに、私にとっては「誇り」であるとともに「名誉」であり、ここで培ったこの人生経験をこの後にも生かしていければと思っている。

鋼材とFRPのハイブリッド型枠を用いた合成床版の開発

Development of FRP Composite Slab Using a Hybrid Permanent Form of Steel and FRP

久保圭吾^{*1} 河西龍彦^{*2}
Keigo KUBO Tatsuhiko KASAI

Summary

A steel-FRP-concrete composite deck was developed for replacement of deteriorated slab. The slab is composed of a FRP permanent form installed with steel pipes, which can strengthen and lighten the RC deck subjected to fatigue loading or corrosion. Durability of a model deck containing two types of joint was tested with the wheel running machine. In the paper, the fabrication method of the deck is introduced, and the load bearing characteristics of each section was observed by monitoring strain distributions. It can be concluded to have enough fatigue durability that the deck must be reinforced for shearing strength the slab is not divided into two layers of the upper RC part above steel tubes and the lower part.

キーワード：合成床版、繊維強化プラスチック、輪荷重走行試験、FRP継手

1. はじめに

既設橋梁のRC床版は、交通量の増加と交通荷重の増大により、劣化・損傷を受け、鋼板接着工法などによる補強が行われてきた。しかし、近年、補強後の床版で、アンカーボルトや補強鋼板などの腐食問題が生じ、打ち換えを余儀なくされる事例が増加している。また、海岸部や融雪剤を散布する積雪部橋梁の床版では、塩害による劣化が進行し、床版の打換えが増加しつつある。

現在、軽量で耐久性が高く、塩害に強い床版として、FRP引抜成形材を用いたFRP合成床版が実用化^①され、床版打ち換えにも適用^②されている。しかし、図-1に示す断面形状の、リブ・底板一体のFRP引抜成形材を用いていることから、リブ間隔が固定され、既設床版との取り合い部において、リブと鉄筋が干渉するなどの問題を残している。

このため、FRPの断面形状にある程度自由度を持った、軽量なFRP打換床版を開発した。図-2に、型枠パネルの断面形状を、図-3に本床版の構造概念図を示す。型枠パネルは、心材である角形鋼管をGFRPで覆い、底面にCFRPを配置した構造であり、角形鋼管内を中空することで、軽量化を図っている。また、荷重に対しては、

主として床版支間方向の剛性で支持する異方性版とし、配力筋方向の断面力をFRPで応力伝達する構造とすることにより、引張側配力鉄筋が省略され、現場施工性の向上を図っている。なお、本床版は、鋼とGFRP、CFRPのハイブリッド構造の型枠パネルと鉄筋コンクリートとの合成構造であり、それぞれの材料特性が異なるため、応力伝達機構も複雑となる。このため、本研究では、本床版の合成構造としての構造特性、静的基本強度、および疲労耐久性を確認するため、一連の実験を実施した。以下に、この実験結果について報告する。

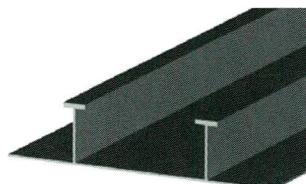


図-1 断面形状(引抜き材 R-13)

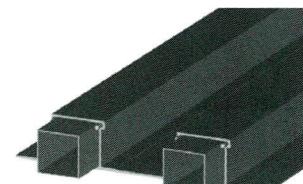


図-2 断面形状SPTP

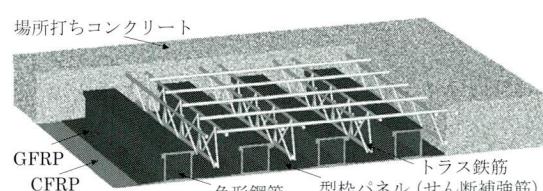


図-3 構造概念図

*1技術本部設計部設計グループ課長代理

*2生産本部工場管理部長

2. FRP型枠の製作方法

(1) FRP型枠の構造

FRP型枠はコンクリート打設時の死荷重を支持する剛性を確保するとともに、床版死荷重を軽減するため、角形中空鋼管を橋軸直角方向に配置し、防錆のためFRPを巻き付ける構造とした。なお、FRPとコンクリートの一体化を図るため、角形鋼管側面上端部に沿って丸鋼を溶接し、その上をFRPで覆うことで突起を設け、ずれ防止構造とした。

また、配力筋方向は、鉄筋を省略し、FRP底板で応力を伝達する構造とするため、FRP底板は、引抜き成形材のように異方性の高いものではなく、等方性となるよう、ガラス基材を配置した。

(2) FRPの成形方法

FRPの成形には、様々な方法があるが、本床版構造におけるFRP形状を成形可能なインフュージョン成形法を採用した。インフュージョン成形法とは、上型の代わりにフィルムやシリコンバックを用いて型を密閉し、真空圧にて樹脂を基材に充填・含浸させる閉塞型成形法であり、航空機部品や舟艇等の大型構造物を製作する手法として開発されたものである。**図-4**に、インフュージョン成形法の概念図を、以下にこの成形法の利点を示す。

- ① 高繊維含有率のFRPを成形できるため、高強度の材料が成形可能となる。
- ② 上型が柔軟であるため、アンダーカットがあるような複雑な形状も成形可能であり、リブ間隔の変更にも対応できる。
- ③ 下型（樹脂型）と真空ポンプにより成形可能で初期投資が低い。

(3) FRPと鋼材の付着特性

FRP型枠は、角形鋼管とFRPのハイブリッド構造であり、外力に対して合成断面として抵抗させるためには、鋼管とFRPが一体として挙動することが必要である。これには、鋼管とFRP間の接着強さが重要となるため、鋼管表面の処理方法を変えた供試体による試験を行い、接着強さの確認をおこなった。この結果を、**表-1**に示す。これより、パイプとFRPの接着面については、ショットブラスト+ウレタン系プライマーが最も接着強さが大きいが、サンディングなし+ウレタン系プライマーでも十分な強度が得られるため、施工性を考慮し、サンディン

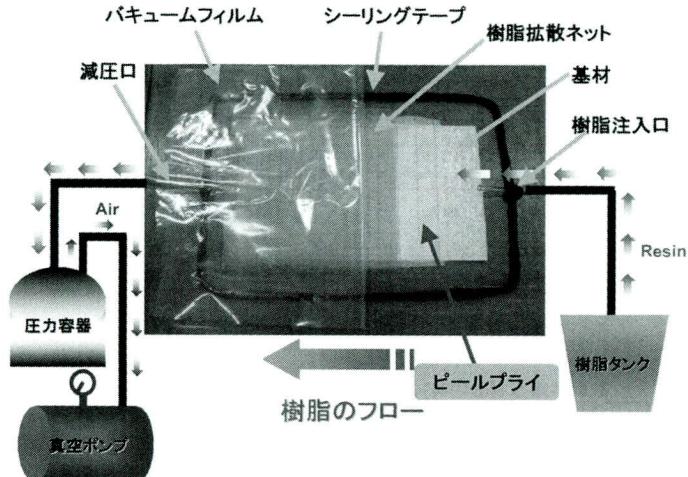


図-4 インフュージョン成形法

表-1 鋼管表面処理別の接着強さ

角形鋼管の表面処理	接着強さ(N/mm ²)
サンディング	9.08
サンディング+ウレタン系プライマー	16.44
ショットブラスト	14.35
ショットブラスト+ウレタン系プライマー	22.08
ショットブラスト+防錆プライマー(A)	2.60
ショットブラスト+防錆プライマー(B)	9.47
サンディングなし+ウレタン系プライマー	15.45

表-2 FRPの表面処理別の接着強さ

FRPの表面処理方法	接着強さ(N/mm ²)
サンディング	0.721
サンディング+砂接着	1.042
インフュージョン成形面 (ピールプライ剥離面)	1.001

グなし+ウレタン系プライマーを採用することにした。

(4) FRPとコンクリートの付着特性

FRPとコンクリートの接触面については、従来のFRP合成床版では、コンクリートとの付着を確保するため、FRPのコンクリート接触面に砂を接着しており、これにより、疲労耐久性が大幅に向かうことが確認されている³⁾。このため、本床版でも砂接着処理を行うことを考えたが、インフュージョン成形面（ピールプライ剥離面）でも表面が粗くなるため、引張せん断接着試験を行い、接着強さを調査した。この結果を**表-2**に示すように、FRP表面はインフュージョン成形のままのピールプライはく離面でも砂接着と大差ない接着強さが得られたため、FRPの表面は砂接着処理なし（インフュージョン成形面）とした。

3. はりの静的曲げ試験

(1) 実験概要

鋼材とFRPのハイブリッド構造を用いたFRP合成床版の曲げ特性を調べるために、図-5に示すように、支間方向にリブ2本を配置した供試体(SPTP)を製作し、曲げ耐荷力試験を実施した。なお、比較のため、従来の引抜き成形タイプ(R-13)の試験も行った。供試体の種類と名称を表-3に示す。なお、載荷は、油圧ジャッキにより、載荷フレーム、ローラー、載荷板を介して行い、荷重は20kN毎に除荷を繰り返しながら漸増させる方法とした。載荷時の測定項目は、はりのたわみ、コンクリート・鉄筋・FRPのひずみ、および端部のFRPとコンクリートのずれとした。なお、供試体構成材料の力学特性は表-4のとおりであった。

より、載荷フレーム、ローラー、載荷板を介して行い、荷重は20kN毎に除荷を繰り返しながら漸増させる方法とした。載荷時の測定項目は、はりのたわみ、コンクリート・鉄筋・FRPのひずみ、および端部のFRPとコンクリートのずれとした。なお、供試体構成材料の力学特性は表-4のとおりであった。

(2) 実験結果と考察

曲げ試験による各供試体の破壊荷重、破壊形態を表-5に示す。これより、鋼とFRPのハイブリッド供試体は、床版自重が約20%軽量化されるにもかかわらず、いずれも、引抜き材を用いた供試体の破壊荷重より大きく、耐荷力の向上が期待できることが分かる。なお、SPTP-1供試体は、角型鋼管外側のコンクリートが拘束されていないことにより、鋼管ウェブ外縁に沿ったひび割れが生じ、この部分のコンクリートが剥離する破壊形態となつたが、実際の床版では、配力筋方向に連続した版であることから、このような破壊は生じないものと考えられる。また、R-13供試体はせん断破壊したが、鋼とFRPのハイブリッド構造供試体は曲げ破壊している。これは、角型鋼管を入れたことで、せん断耐力が向上したためと考えられる。

表-5に、SPTPとR-13のひび割れ荷重、鋼材降伏荷重、および破壊荷重の計算値と実験値を示す。ここで、各荷重値は、計算ひずみ、実測ひずみが、それぞれの状態に達した時の値とした。なお、本表には、比較のため、床版支間3mで設計したときのRC床版の計算値も併記した。

これより、SPTP供試体の鋼材降伏荷重、破壊荷重が、計算値より小さくなっている。これは、コンクリートとFRP間にずれが生じたためと考えられる。R-13供試体の破壊荷重が計算値より小さいのは、破壊が、曲げ破壊で

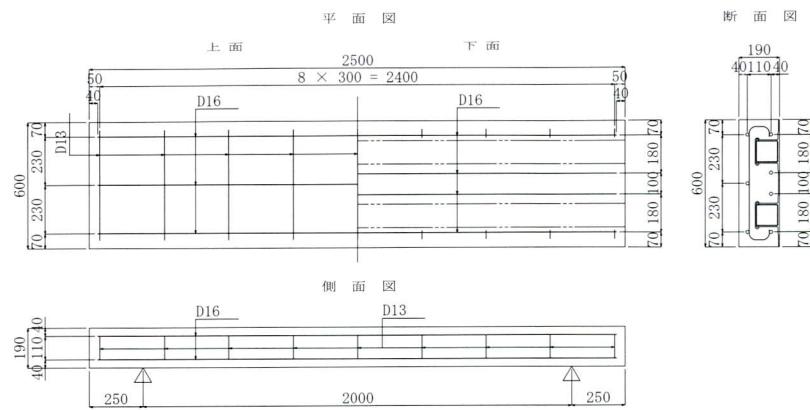


図-5 供試体詳細図

表-3 供試体の名称と破壊荷重

供試体名	成形方法	FRPのコンクリート接触面の表面処理方法	破壊荷重(kN)	備考
SPTP-1	インフュージョン	ピールプライ剥離面	296.5	曲げ破壊 ^{注)}
SPTP-2	インフュージョン	ピールプライ剥離面	363.5	曲げ破壊
R-13	引抜き	砂接着	274.4	せん断破壊

注) 角型鋼管外側のコンクリート剥離が先行

表-4 供試体構成材料の力学特性

	強度(N/mm ²)
コンクリート	30.2
GFRP	248
GFRP+CFRP	319
角形鋼管	420
鉄筋 D16	502

表-5 計算値と実験値の比較

供試体名	ひび割れ発生荷重(kN)	角形鋼管下縁降伏荷重(kN)	下側鉄筋降伏荷重(kN)	破壊荷重(kN)
SPTP (19cm)	計算値	45	285	355
	実験値	SPTP-1 30 SPTP-2 70	201 226	220 255
R-13 (19cm)	計算値	54	---	211
	実験値	60	---	200
RC床版 (24cm)	計算値	87	---	292
				307

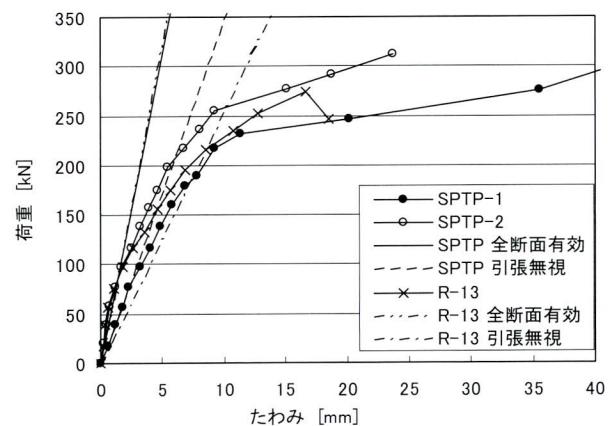


図-6 荷重一たわみ曲線

ではなく、せん断破壊したためである。SPTP供試体の破壊荷重は、計算値と比べ、若干実験値の方が小さくなるが、RC床版の計算値と比べ、床版厚がうすくなっているにも関わらず、破壊荷重は大きく、十分な耐荷力があることがわかった。また、SPTP供試体、R-13供試体では、鋼材降伏後から破壊荷重までの荷重差が、RC床版より大きくなっている。これは、鉄筋降伏後もFRPが荷重負担するためであり、鋼材降伏後の残存耐力が大きいことがわかる。

図-6に、各供試体の支間中央における荷重一たわみの包絡線を、床版の全断面を有効とした場合と、引張側コンクリートを無視した場合のたわみの理論値とともに

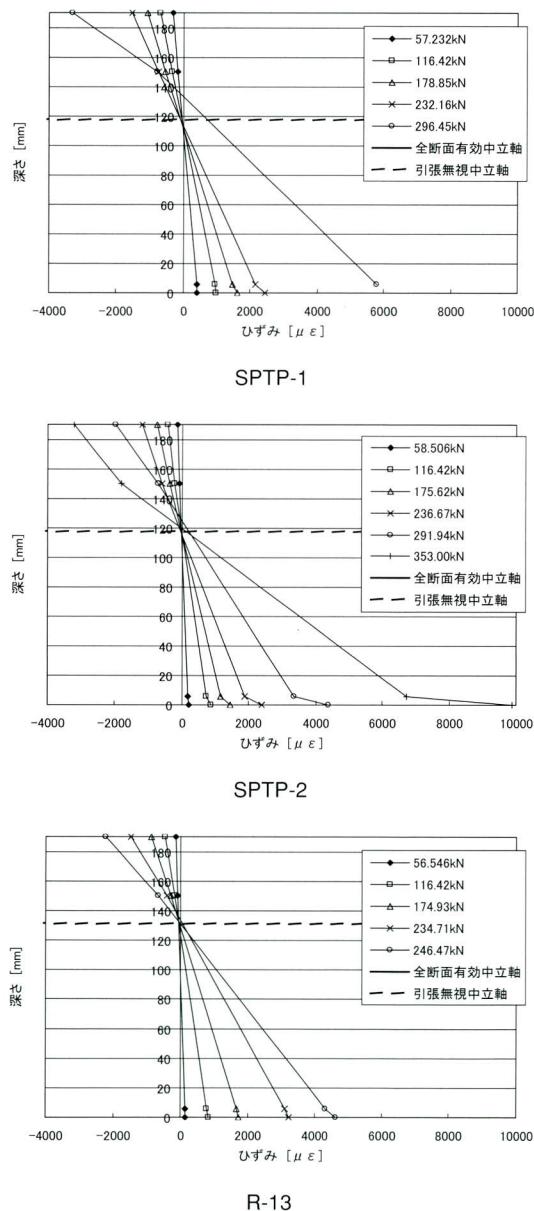


図-6 荷重一たわみの包絡線

示す。この図より、SPTP-2、R-13供試体は、80kN程度まではほぼ全断面有効の理論値に近い剛性を示し、その後、荷重の増加とともに引張り側コンクリートを無視した理論値に近づいてくるが、SPTP-2の方が、たわみの増加勾配が小さい。これは、引張側コンクリートを無視した理論曲線の傾きからも分かるように、ハイブリッド構造とすることで、引抜き材に比べ、曲げ剛性が大きくなるためであり、優れた耐荷性能を有していることがわかった。

一方、SPTP-1供試体は、載荷直後からたわみ曲線の傾きが引張無視の計算値に近い値を示している。これは、SPTP-1とSPTP-2が同一条件の供試体であることから推察して、供試体輸送時にFRPとコンクリート間で一部剥離が生じていたためと思われる。

なお、SPTP-2供試体は、型枠の中央部に樹脂の含浸不足による白化が見られたが、型枠載荷試験の結果、および曲げ試験の結果からは、剛性の違いは見られず、多少の含浸不足は問題とならないことがわかった。

図-7に、供試体中央位置における、総ひずみ分布を示す。これらのひずみは、ハイブリッド供試体では、コンクリート上面、上側鉄筋、GFRP上面、CFRP下面における測定値であり、R-13供試体では、コンクリート上面、上側鉄筋、GFRP上面、GFRP下面における測定値である。なお、本図には、全断面有効の場合と引張側コンクリートを無視した場合の中立軸の位置も併記している。

SPTP-1、R-13では、各荷重段階において概ね直線となっており、断面内で各構成材料が合成した挙動を示していることがわかる。また、載荷初期では、ほぼ全断面有効の中立軸の位置と一致するが、載荷とともに引張無視の中立軸位置に近づくことがわかる。SPTP-2では、床版下面のCFRPのひずみが大きい傾向にあるが、これは、型枠製作時の樹脂未含浸による白化の影響と考えられ、荷重一たわみ関係にはほとんど影響がないことから、この欠陥は局所的であると思われる。

4. 継手部の耐荷力と耐久性

本床版では、施工の簡略化のため、下側配筋を省略し、FRPの継手により応力伝達を行う構造としている。このため、FRP継手部のみを取り出した静的載荷試験、疲労試験を行い、継手部の応力伝達機構の検討を行った。

(1) 静的引張試験

本試験における継手構造の試験体形状を図-8に、仕様と破壊荷重を表-6に示す。なお、比較のため、継手を有しない母材のみの供試体（M）も行った。

従来のFRP合成床版の継手構造（L1）では、接着面が母材から偏心しており、リベットが継手中央に一列配置となっているため、載荷時の偏心曲げにより、接着面にはく離力が作用する。接着剤は、接着面に水平なせん断力と比べ、はく離力は小さいことから、母材のみと比べ大幅に破壊荷重が低下する結果となった。L1供試体では、最下層にカーボン繊維を配置していたが、カーボン繊維内への樹脂の未含浸により、カーボン層のはく離が生じ、継手強度の低下につながった。このため、FRPの成形性および経済性の観点から、床版底面には、CFRPを配置しない構造とした。なお、本試験においても、L1以外の供試体は、CFRPを省略している。

重ね継手長を長くしたL4供試体は、L1と比べ破壊荷重が大きく向上している。一方、母材の偏心がない添接

板形式の継手では、いずれもL1より破壊荷重が向上し、T42が最も高い破壊荷重であった。なお、t34は添接板が薄く、強度が母材強度より低かったため、添接板が先行破壊する結果となった。

(2) 引張疲労試験

FRPパネル継手部の疲労強度を調べるために、母材の偏心のない添接板形式の試験体について、引張疲労試験を行った。このときの最大荷重と破壊回数のS-N関係を図-9に示す。なお、載荷荷重は下限2kNのサイン波として与えた。

この結果、t34に比べてT42は低応力域での疲労耐力が小さい傾向にある。これは、T42は長手方向のリベット数が少ないため、荷重の偏心によるピーリング作用により母材に層間剥離が発生したためと考えられる。一方、t34では添接板で破壊しており、継手部の疲労強度が母材の疲労強度を満足していないことが分かった。ただし、応力が小さく繰返し数が100万回を越えた供試体では、

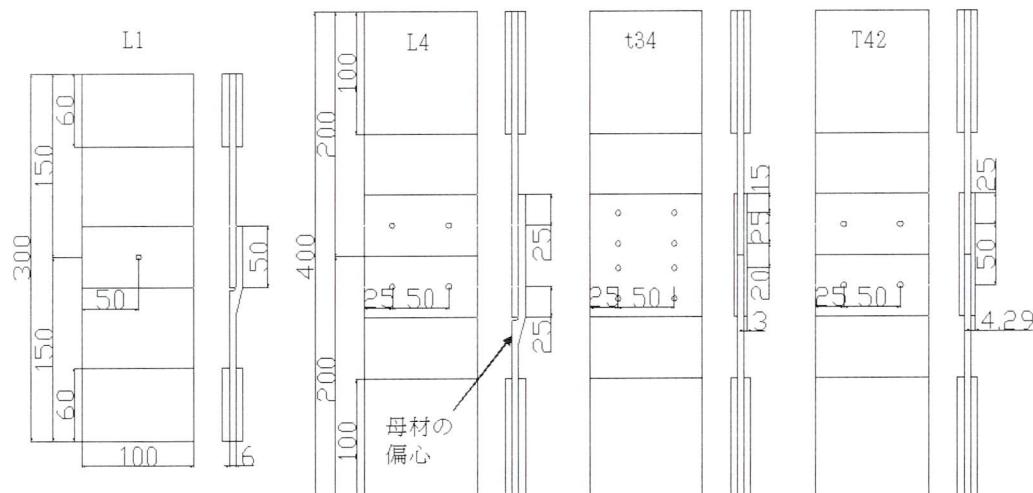


図-8 継手試験体の形状

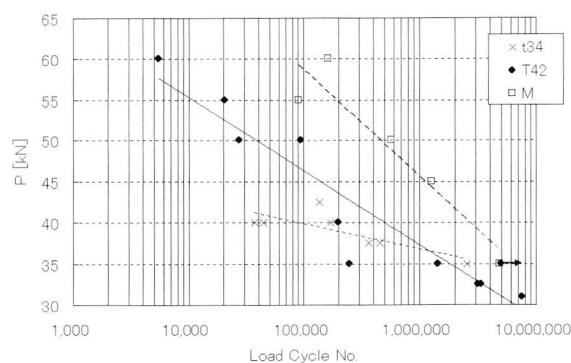


図-9 継手部のS-N曲線

表-6 試験体名と静的破壊荷重

試験体名	リベット数	添接板厚[mm]	添接板強度[MPa]	静的破壊荷重[kN]
L1	1	—	—	19.89
L4	4	—	—	70.95
t34	4	3	98	59.91
T42	2	4.29	248	88.59
M	—	—	—	134.66

$t=34$ 、 $T=42$ 共に、断面欠損部となるリベット部で母材破壊した。

また母材と比較すると $T=42$ は応力集中部が出来るために耐力が小さくなる。しかし低応力域では $T=42$ も母材と同等程度かそれ以上の耐力を有しており、応力集中度が低い場合には断面積が増加した分の疲労耐力増加が見込まれる。

以上から、いずれの継手構造も 35kN 以下の引張荷重下では、継手強度は母材強度に依存し、母材と同等程度の疲労耐力を有しており、実床版での継手部での作用力もこの程度以下であることから、両継手とも、十分な疲労耐久力を有していることが分かった。

5. 輪荷重走行試験

床版の版としての疲労耐久性を検証するには、実橋の荷重状態により試験を実施する必要がある。このため、実橋の移動輪荷重を再現できる輪荷重走行試験機により、実物大床版の疲労試験を実施した。

(1) 試験概要

試験は、大阪大学のクランク式輪荷重走行試験機を用いて行った。図-10に本試験に用いた供試体の形状寸法を示す。なお、図中の丸囲みアルファベットⒶ～Ⓛ及び丸数字①～⑤は、それぞれ、橋軸直角方向、橋軸方向の断面位置を示している。供試体は、ハンチを省略し、スタッダジベルを模したボルトにより、主桁に直接固定

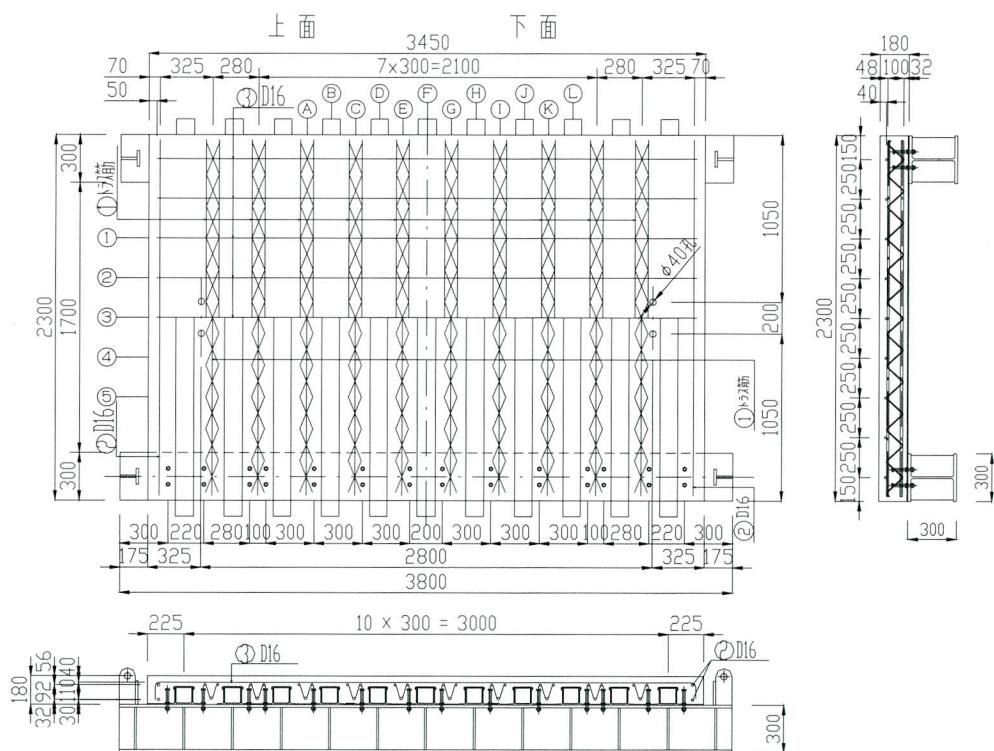


図-10 輪荷重走行試験試験体

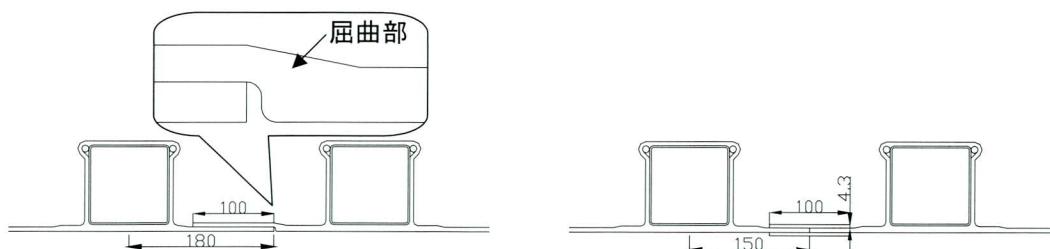


図-11 継手L(断面⑥)

した。また、桁端部は、横桁により弾性支持した。なお、供試体内には、継手形状の違いによる劣化挙動の比較を行うため、型枠パネルの2ヶ所（②断面・①断面）に形状の異なる2種類の継手を設けた。図-11に適用した継手形状と重ね継手の屈曲部位置を示す。載荷方法は、実際の車輪の接地面積20cm×50cmを辺長比で60%に縮小した12cm×30cmの載荷面積をもつ鋼ブロックを敷き並べた軌道にて載荷を行い、試験体中央から橋軸方向に±1000mmの範囲を繰返し走行させた。床版の性状変化を量量化するために、所定の走行回数毎に床版中央の④点に静的載荷することで、たわみ、ひずみの計測を行い、ひび割れと打音検査によるFRPとコンクリートのはく離状況も調査した。また、特定の載荷回数では、載荷履歴による構造系の変化（異方性化）を調べるために、①点側から③点側に、125mmピッチで荷重を移動させ、静的載荷することによって影響線を求めた。

（2）試験結果

1) たわみ

荷重載荷プログラムと床版中央④点における載荷回数-たわみ曲線を図-12に示す。なお、たわみは137kNに換算した活荷重たわみとしている。載荷は、道路橋示方書の輪荷重100kNに衝撃を考慮した、137kNにて40万回走行させた。その後、促進試験とするため157kNで10万回、それ以降は176kNで試験を行った。その結果、110万回程度からたわみの増加が見られたため、113.4万回で試験を終了した。一般に載荷荷重147kNにて80万回の走行は、実橋床版で50年の交通荷重に相当すると言われている⁴⁾。ここで、本床版は137kNから176kNの載荷荷重で計100万回以上の輪荷重走行に耐えており、たわみの急増が見られた105万回を使用限界と仮定すると、マイナーの累積被害則を用いて載荷荷重の違いを換算すると、これは147kNで611万回の載荷回数に相当する。したがって、本床版は実橋床版として、十分な疲労耐久性を有していることが確認された。

2) ひび割れ・剥離状況

図-13に床版上面のひび割れ状況、図-14に床版下面のはく離状況を示す。図中には、試験終了後の切断面②、①、③断面のひび割れ状況も併記している。

載荷軌道下及びその近傍上面のひび割れは、100万回走行直後に軌道ブロックをはずし、コンクリート上面を観察した際は観察されなかったことから、100万回以降に

生じたものと推察できる。これはたわみの急増が見られた載荷回数とはほぼ一致しており、載荷ブロック端に沿った押し抜きせん断ひびわれの影響により、たわみが急増したことがわかる。

図-14のコンクリート-FRP底板間のはく離状況より、②断面の重ね継手部には、早期からコンクリートとFRPのはく離が観察されていることがわかる。これは、重ね継手では、一方のGFRP底板が曲げ上げられており、この屈曲部における変形が、早期のはく離の原因になった

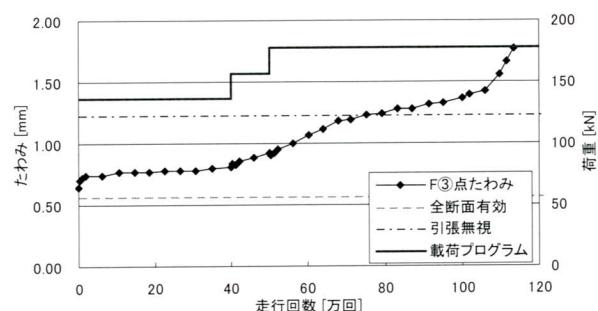


図-12 たわみーサイクル曲線

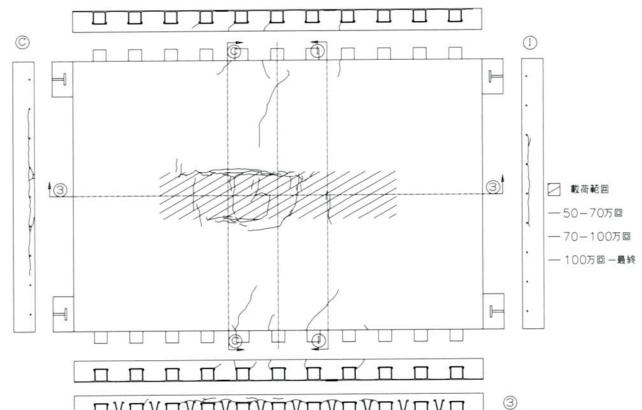


図-13 ひび割れ図

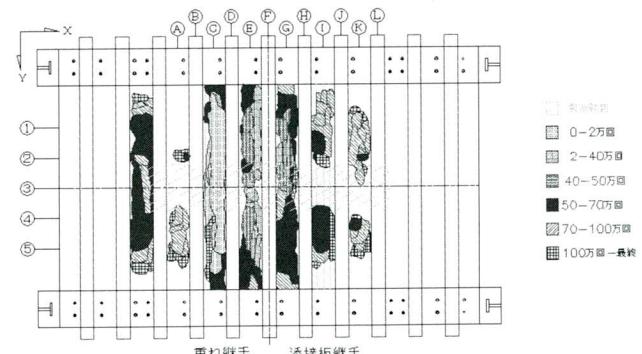


図-14 コンクリート-FRP底板間のはく離図

と思われる。一方、①断面の添接板継手部では、継手部以外の一般部とほぼ同じ時期にはく離しており、試験終了後の床版カット断面の観察においても、添接板と母材間の接着切れが見られなかったことから、継手として实用上問題ないことがわかった。

床版中央断面③の切断面において、角形鋼管上部のFRP突起部から上側配力筋を結ぶアーチ状のひび割れが生じており、橋軸直角方向断面②、①では、上側主鉄筋に沿った水平ひび割れが生じていることがわかる。このことから、このひび割れにより上側鉄筋より上のコンクリート部分が分離し、重ね梁化したものと推定できる。また、②断面では、載荷板の端部からせん断力による斜めひび割れが見られるが、このひび割れは上側主鉄筋に到達するとそれより下方には進展せず、上側鉄筋に沿ったひび割れとなっている。これは、本床版の下側部分にせん断剛性の高い角形鋼管やト拉斯鉄筋を配置しているため、この部分にせん断ひび割れが進展しなくなったと説明できる。ただし、上側鉄筋に沿ったひび割れにより重ね梁化しても、ひび割れ面より下側の断面で荷重をある程度支持できることから、RC床版のような急激な破壊は生じず、余剰耐力が期待できることがわかった。

3) たわみ分布

各載荷回数における、床版中央載荷時の橋軸方向たわみ分布と、コンクリートを全断面有効とした場合と引張側コンクリートを無視した場合の計算値を、図-15に示す。床版端部におけるたわみが、計算値と比べ実験値が大きくなる傾向が見られるのは、横桁と型枠パネルの間に隙間が生じていた影響である。この端部におけるたわみを除外すると、全断面有効の理論値は、走行開始前のたわみ値及び分布形状とほぼ一致している。なお、実験値では載荷回数の増加とともに⑤点のたわみが大きくなっているが、これは、②断面の継手部の剛性が低下したことによるものと考えられる。

4) ひずみ分布

図-16に、床版中央③位置載荷時の、①位置における橋軸直角方向の断面内ひずみ分布を、図-17に、②位置における橋軸方向の断面内ひずみ分布を示す。本図には、全断面有効の場合と引張側コンクリートを無視した場合の中立軸の計算値も併記している。

図-16より、載荷初期段階においては、平面保持が成立しており、中立軸の位置もほぼ全断面有効の計算

値と一致しているが、載荷繰り返し回数が増加するにつれて、鋼管上側のコンクリートが圧縮力を負担し、鋼管が引張力を負担する不完全合成の耐荷機構へ移行していくものと考えられる。

図-17において、載荷初期段階の中立軸は、全断面有効と仮定した中立軸の位置に比べて、若干低い位置にある。これは、本計算値が、梁による曲げ試験より求めた実験値であり、このときの試験体幅が小さかったため、床版内の実際の曲げ挙動と異なることに起因するものと思われる。また、引張側コンクリート無視の中立軸は断面計算により求めているが、実際には、突起つきの鋼管が、鋼管間のコンクリートを拘束する効果により、鋼管間コンクリートの剛性が寄与しているため計算値より低い位置にあるものと考えられる。

なお、橋軸方向のGFRP底板のひずみが、載荷と共に

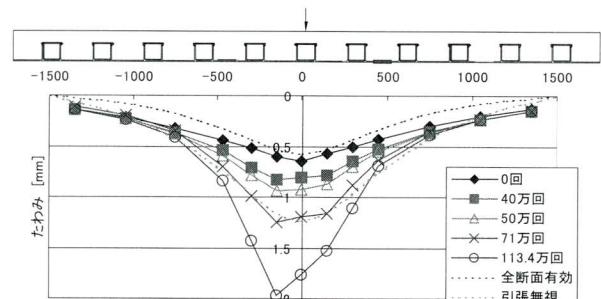


図-15 たわみの橋軸方向分布

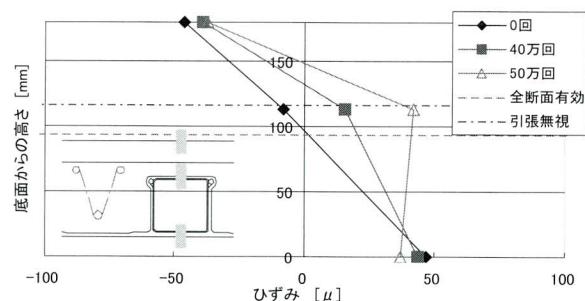


図-16 床版断面内橋軸直角方向のひずみ分布

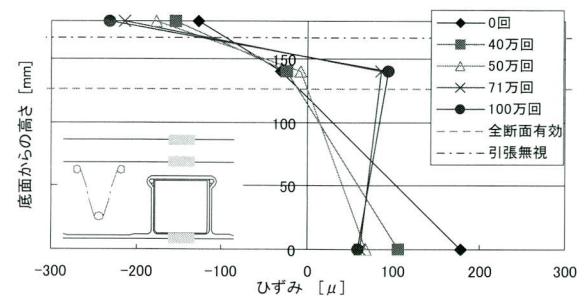


図-17 床版断面内橋軸方向のひずみ分布

小さくなっているのは、FRPとコンクリート間のはく離とコンクリートの曲げひび割れ発生に伴う直交異方性度が大きくなつたためであり、70万回以降、上側鉄筋のひずみが引張となつてゐるのは、重ね梁化の影響と考えられる。

5) 耐荷断面と耐荷性状

図-18に各載荷回数の床版中央⑤③位置におけるひずみの影響線を示す。ひずみ測定部位は、配力鉄筋(RX)、GFRP底板の橋軸方向(GX)、GFRP底板の橋軸直角方向(GY)、鋼管上面GFRP(PY)であり、載荷荷重を137kNに換算したひずみ値を示している。

床版中央断面⑤③における、FRPのひずみ分布は、載荷回数の増加と共に、橋軸方向ひずみ(GX)が減少し、橋軸直角方向ひずみ(GY、PY)が増加する傾向にある。これは、橋軸方向断面の荷重負担が減少し、その分を橋軸直角方向断面で補う構造系に変化していることを意味しており、載荷繰返し数の増加に伴つて、異方性度が大きくなつていくことが推察できる。

また、配力筋ひずみ(RX)において、50万回以降、床版中央部に引張ひずみが生じている。これは、この頃、図-14の⑤断面両隣の⑥⑦にはく離が観察されていることから判断して、⑤断面角形鋼管上においてコンクリートとFRP型枠パネル間にはく離が生じ、重ね梁化した影響と考えられる。

以上のことから、本床版の疲労損傷機構は、以下のように推察される。

載荷回数の増加に伴い、FRPとコンクリート間にはく離が生じることにより、橋軸方向断面の剛性が低下し、橋軸直角方向断面の負担が増加する異方性版の耐荷性状へと移行していく。その後、40～60万回程度で、せん断力と引張主応力の組合せ繰り返し載荷により、鋼管上側突起部よりアーチ状のひび割れが進展し、この水平ひび割れによる重ね梁化が進行していく。しかし、トラス筋でせん断補強された角形鋼管間のコンクリート部分の耐力により、70万回程度でたわみの増加が一旦緩慢となるが、105万回程度で、上側コンクリート部のせん断破壊が進むことでたわみが急増し、疲労破壊する。

6.まとめ

FRPと角型鋼管のハイブリッド構造の永久型枠を用いたFRP合成床版の一連の試験結果から、以下に示す事項

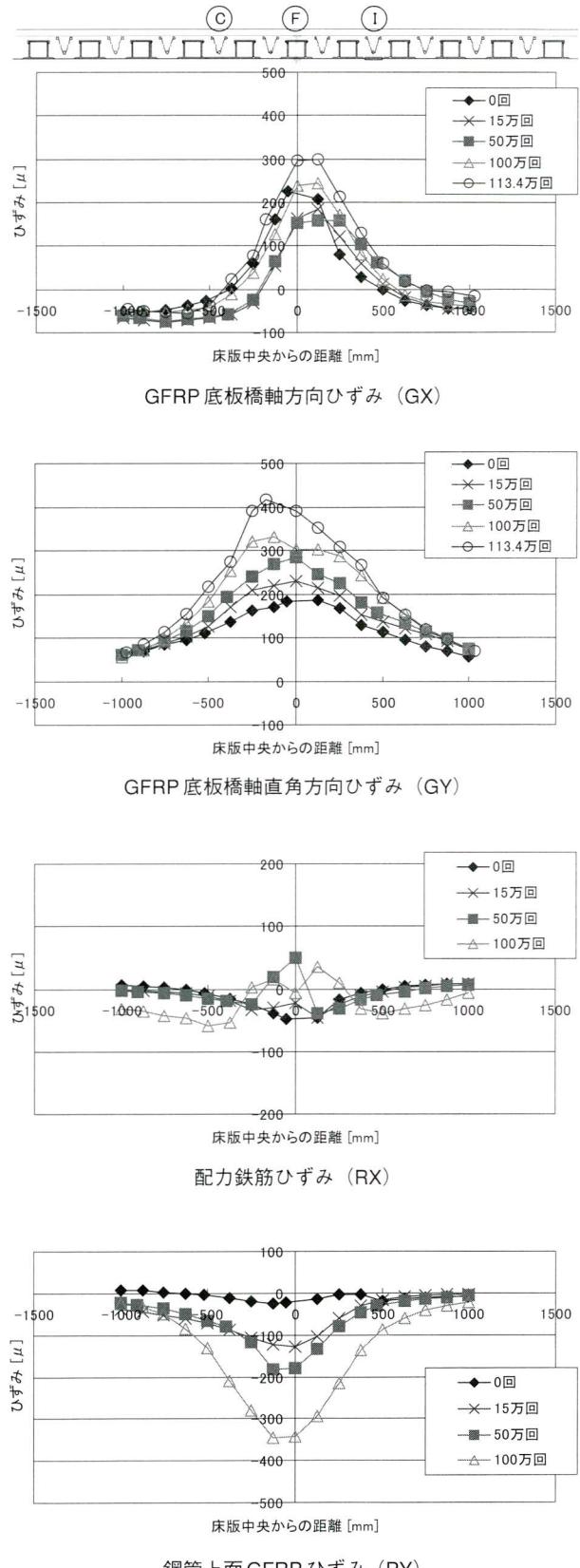


図-18 ⑤③点におけるひずみの影響線

が明らかになった。

- ① FRPと鋼管のハイブリッド構造は、従来の引き抜き成形材を用いたFRP合成床版と比べ、死荷重を約20%軽減できる上、静的耐荷力の向上も図れる。
- ② ピールプライ剥離面に直接コンクリートを打設した場合でも、十分な止め効果が得られることがわかった。
- ③ インフュージョン成形の際、部分的な樹脂の未充填部があつても、剛性に与える影響は少ないことがわかった。
- ④ 添接板形式の継手部は母材と同程度の性能を有しており、重ね継手は母材と比べると若干劣るが実床版に十分適用可能である。
- ⑤ 輪荷重走行試験の結果より、本床版が、実橋床版として使用できる疲労耐久性を有していることが確認できた。
- ⑥ 本床版は、疲労損傷に伴い、異方性度が大きくなる傾向が見られるが、橋軸方向の曲げに対してはFRP底板の引張り力で十分抵抗できる。
- ⑦ FRPの重ね継手は、輪荷重の繰返し載荷により、FRPパネルとコンクリート間のはく離を誘発し、

橋軸方向の応力伝達機能が低下するが、添接板継手は破壊時まで版としての連続性を確保できる。

最後に、本研究は、松井繁之教授（大阪工業大学）のご指導のもと、宮地鐵工所、日東紡、新日石、富士技建、大阪大学の共同研究として行われたものであり、ご指導頂いた共同研究の関係各位に、感謝の意を表します。

＜参考文献＞

- 1) 望月秀次、花田克彦、石崎茂、久保圭吾、松井繁之：FRP合成床版の実橋への適用例と疲労耐久性評価、土木学会第1回FRP橋梁に関するシンポジウム、pp.65-72, 2001.
- 2) 久保圭吾、松田芳昭、山口雅弘：FRP合成床版を用いた床版の打換え（兎尾橋）、宮地技報 No.21, pp.14-17, 2006.
- 3) 松井繁之・石崎茂・久保圭吾：FRP永久型枠を用いたRC床版の静的強度・疲労耐久性に関する研究、土木学会構造工学論文集 Vol.40A, pp.1413-1424, 1994.
- 4) 松井繁之：橋梁の寿命予測－道路橋RC床版の疲労寿命予測－、安全工学 vol.30 No.6, pp.432-440, 1991.

2007.2.27 受付

グラビア写真説明

新四万十川橋

一般国道56号中村宿毛道路は、清流「四万十川」を有する高知県西南部初の自動車専用道路であり、将来高規格幹線道路の一部として四国横断自動車と結ばれる予定です。本橋はその清流「四万十川」に架かる橋梁であります。全国でも知名度が高い河川である為、景観を損なわないよう様々な工夫が施されております。

桁断面にスマートな印象を持たせる為、斜めウェブ、全断面溶接を採用し、色彩も藍瓶を覗いた程度に少し染めた色「瓶覗」という珍しい色あいが用いられております。これから季節、現地では河川敷に菜の花が数多く咲き、大変心地のよい時期を迎えます。

（淵上 哲也）

OE33工区上部工事

本工事は、高速5号新宿線と東京外環自動車道が交差する美女木ジャンクションを起点とし、与野ジャンクションを経て第二産業道路に接続する高速埼玉新都心線の見沼田圃地区に位置する橋梁工事である。

本橋はコスト縮減を目指し鋼床版細幅箱桁と少数鉄筋で構成されており、少数鉄筋においては首都高速道路でも事例の少ない鋼・コンクリート合成床版が採用された。架設に際しては河川を跨ぐ径間があったため、当該径間にいて環境と工期に配慮してトラベラーケーンを利用した片持ち式架設工法を採用した。

（清水 達也）

FRP材を用いた橋梁付属物の紹介

Bridge Accessories Using FRP

稲田博史^{*1} 栗田繁実^{*2} 小林智則^{*3} 佐藤昌義^{*4} 久保圭吾^{*5}
Hiroshi INADA *Shigemi KURITA* *Tomonori KOBAYASHI* *Masayoshi SATOH* *Keigo KUBO*

Summary

Our company has been adopting FRP for bridges. We have already commercialized FRP composite floor-slabs as major structural membranes, and inspection access ways and manhole covers as bridge accessories. In this paper, we introduce our bridge accessory products and examples of their actual application.

キーワード：FRP、橋梁付属物 検査路、マンホール蓋

1. はじめに

FRP (Fiber = 繊維、Reinforced = 強化された、Plastics = プラスチック) は、ガラス繊維を強化材とし、熱硬化性樹脂を組み合わせた複合材である。現在では、軽量、高強度、高弾性、耐衝撃性、絶縁特性、耐候性などに優れているという特長から、航空機や自動車、船舶などのボディー、各種細部の部品などに採用されており、宇宙・航空機関係、自動車、船舶業界の他にも、身近なものとしてつり竿、家電部品、浴槽、屋根材等の幅広い分野で採用されている材料である。

当社では、橋梁分野におけるFRP採用を進めており、FRP合成床版は、国土交通省の新技術情報にも登録され、現在までに数橋の施工が行われている^{1), 2)}。この他にも橋梁付属物などにFRPを利用した構造も開発しており、補修・補強工事を中心に採用されはじめている。

本稿では、当社で開発したFRP製橋梁付属物の紹介とともに、採用した事例を報告する。

2. FRP製橋梁付属物について

当社では、橋梁付属物である検査路、マンホール蓋にFRPを採用した構造について製品開発を行っている。以下、これら製品について紹介する。

(1) 検査路

FRP製の検査路は、耐食性の向上と設置作業の軽減を主たる目的として開発されたものであり、写真-1に製品写真を示す。

本検査路は、FRPの中でも比較的高強度な材料を成形できるFRP引抜構造材を組み合わせた構造としている。ここで、FRP引抜成形法は、ガラス繊維基材に、不飽和ポリエステル樹脂を主成分とした樹脂配合物を含浸させ、金型内に連続的に供給させて成形する方法であり、平板、丸パイプ、角パイプ、アングル、チャンネルなどといった形材が成形可能である。

以下にFRP製検査路の特徴を示す。

- ① FRPは耐食性に優れた材料であるため、錆びない。
- ② 塩害に強い。



写真-1 FRP製検査路の製品写真

*1宮地建設工業(株)保全部技術グループ

*4技術本部保全部保全技術グループ課長

*2技術本部保全部保全技術グループ

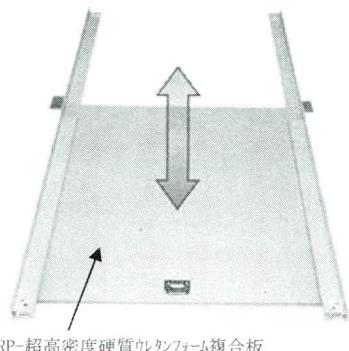
*5技術本部設計部設計グループ課長代理

*3工事本部工事部東京工事グループ

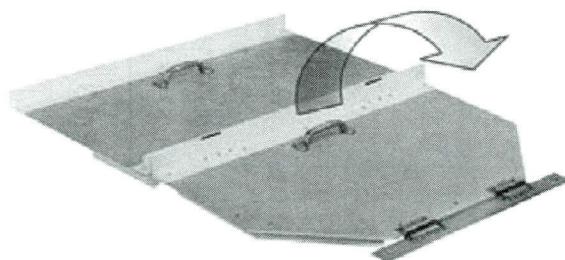
- ③ 鋼製の検査路に比べて軽量である。
- ④ 自由な着色ができる。
- ⑤ 重機を使用することがほとんど必要ないため、工費の節約ができる。
- ⑥ 軽量であるため現場施工性が良く安全である。

(2) マンホール蓋

FRP製のマンホール蓋は、作業性の向上とコストダウンを目的として開発された製品であり、蓋の材料には、前述のFRP引抜成形材の他に、軽量で高強度なFRP－超高密度硬質ウレタンフォーム複合板も採用している。**写真－2**にスライド式、**写真－3**にヒンジ式のマンホール蓋の写真を示す。



写真－2 FRP製マンホール蓋（スライド式）



写真－3 FRP製マンホール蓋（ヒンジ式）

FRP製マンホール蓋は、軽量で使用時の安全性が高いという特徴を有している。採用にあたっては、鋼構造のみならずコンクリート構造（コンクリート製箱桁のマンホールなど）に対しても適用されている。

3. 施工事例の紹介

本章では、FRP製橋梁付属物の施工事例について紹介する。FRP製橋梁付属物は、耐食性の利点から、腐食している既設構造の代替設備として、また、軽量であると

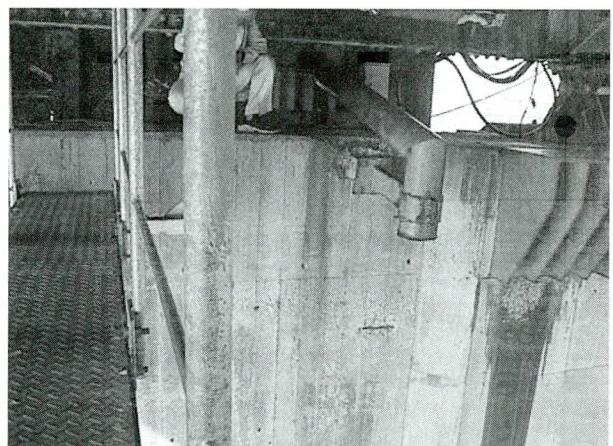
いう特徴から現場作業の容易さ（輸送、荷揚げの制約が軽減される）に着目した追加設備として、橋梁補修で採用される事例が多い。

(1) 銚子大橋（検査路）

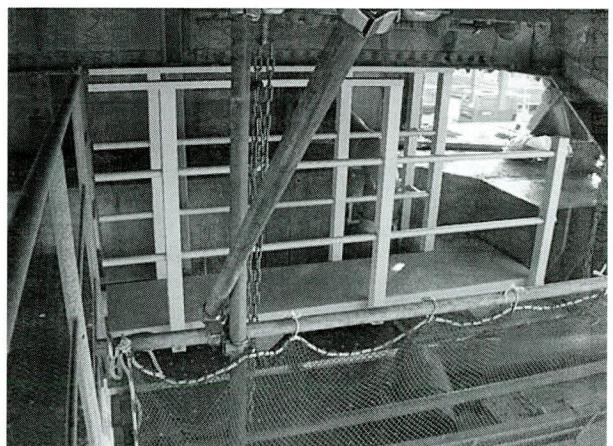
① 背景

銚子大橋は利根川の河口部に位置し、飛来塩分の影響を多大に受ける厳しい環境下にある。さらに供用後40年以上経過しており、著しい鋼材の腐食が発生していることから毎月点検が実施されている。この中で、桁下を点検する場合、橋軸方向に設置された既設検査路を使用しているが、**写真－4**のように橋脚と縦桁、また排水管のある狭い間を移動する必要があり、既設検査路へのアプローチ方法に困難を要していた。このため、平成17年度の工事において、橋脚の端部から中央の既設検査路へ移動するための検査路設置が盛り込まれた。

この検査路は、当初、既設検査路と同様に、溶融亜鉛メッキを施した鋼材を使用する計画であったが、潮風による既設検査路の腐食進行が早かったことから、耐食性



写真－4 検査路設置前状況



写真－5 FRP検査路の設置後状況

に優れているというFRPの特長に着目し、FRP製検査路を使用することになった。

② 製作

FRP製検査路は、先に紹介した製品を使用したが、写真-5に示すように、排水管を避けるため、検査路の歩廊はL字形状となっており、さらに、手摺りが横構と干渉するため、切り欠いた構造としている。これより、FRP製検査路は、FRP引抜構造材を組み合わせた構造としていることにより、製品ではあるが、鋼製検査路と同様に形状の自由度が高い。

また、FRPの素材色は一般的に薄い灰色であり、素地のまま使用することも可能で塗装工程を省くことができる。

③ 施工

今回設置した検査路は、写真-5に示すように既設橋脚および縁端拡幅プラケットに合わせた構造であったため、手摺りと歩廊を分解し、それぞれの検査路部品を橋面から荷下しした後、設置位置で各部材を組み立てる手順とした。

また、FRPは、比重が鋼やステンレスの約1/4と軽量であり、最も重い歩廊でも約26kgと、鋼製のものと比べ軽く、桁下への運搬や取り付けも容易に行うことができた。

(2) 脚補強1-2（鋼製橋脚マンホール蓋）

① 背景

首都高速道路株式会社では、約5年前より鋼製橋脚の隅角部に発生した疲労き裂に対して全線において点検調査を行い、損傷の激しい橋脚については、適切な補強および補修を行ってきた。

これら調査対象となった鋼製橋脚の一部において、鋼製橋脚と鋼製箱桁が剛結された箇所で、橋脚にマンホールがなく、箱桁のマンホールから内部に入り、調査対象隅角部まで移動する必要があった。この移動距離は最大で50mもあり、調査および後の補強を容易にするため、橋脚近傍の箱桁と横梁のウェブ面に新規マンホールを設けることとなった。

しかし、写真-6に示すように、適用箇所は、一般道の道路上にあり、重量物の施工は危険性が高い。そこで、新たに設けるマンホールの蓋にFRP製マンホール蓋を採用した。

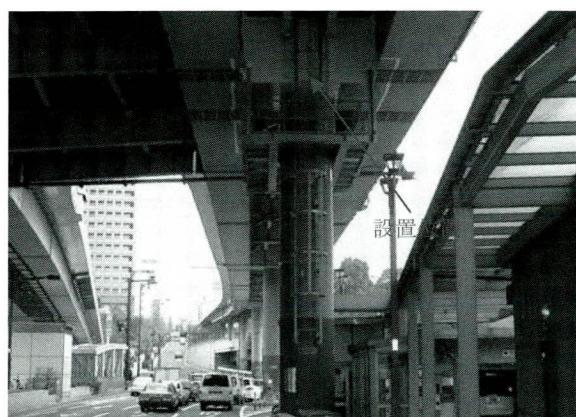


写真-6 鋼製橋脚写真

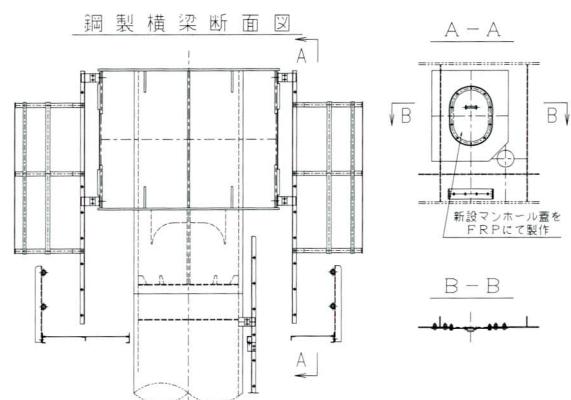


図-1 FRP製マンホール図

② 製作

本工事で設置したマンホール蓋は、先に紹介した製品と形状がことなり、開口部にボルトにて固定される小判形のマンホール蓋である。

また、既設箱桁と横梁のウェブ面に取り付き、路下から見えるため、既設構造と同様の塗装をFRP製マンホール蓋に行っている。

③ 施工

1個あたりの重量が軽く、重機を使用することなく人力で荷揚げすることが可能であり、容易にかつ安全に設置を行うことができた。また、維持管理時の作業性も鋼製のマンホール蓋とは異なり、簡単に取り外しが可能となる。

(3) 鶴見つばさ橋（隣接桁内昇降用踏み板）

① 背景

現在、鶴見つばさ橋耐震補強工事では、レベル2地震動に耐えうるように耐震補強を実施しているが、本橋は、すべての橋脚が海上にあり、ここへ調査に行くためには、

1径間となりの橋脚を上がり、箱桁内を移動する必要がある。

箱桁内には、ダイアフラム、横リブがあり、これらは下フランジから最大800mmほどの高さがあるため、アングルと丸鋼で構成されたステップが設けられている(図-2)。隣接橋の橋脚から鶴見つばさ橋の端橋脚までの距離は約135mあり、この区間を移動する際、丸鋼だけのステップでは、足を乗せる範囲が小さく、滑る、踏み外すなどの安全上問題がある状況であった。

そこで、本工事では、補強の前段として調査・補強箇所への移動を安全かつ容易にするため、ここに踏み板を設置した。

ここで、踏み板敷設は、すべての補強工種に先駆けて行われたため、荷揚げ設備がなく、前述のステップを、踏み板を持って移動する必要があった。そこで、現場作業を安全かつ短期間に使うため、1枚あたりの踏み板重量が軽いFRP製の踏み板を採用した。

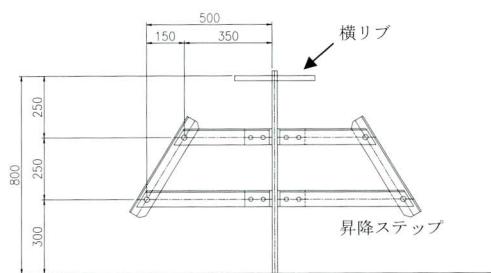


図-2 隣接箱桁内の横リブ状況

② 製作

踏み板は、FRP製マンホール蓋で紹介したFRP－超高密度硬質ウレタンフォーム複合板を踏み板形状に切断して製作している。基本工程としては、FRP板を切断するのみである。

③ 施工

1枚あたりの重量が1.5kgであり、重機を使用することなく、安全かつ短期間に施工することができた。施工前、施工後の状況を写真-7、写真-8にそれぞれ示す。

4. おわりに

幅広い分野で利用されているFRP材料を、様々な橋梁付属物で活用するのは、耐候性、施工性、施工後のメンテナンスなどを考えても有効的である。

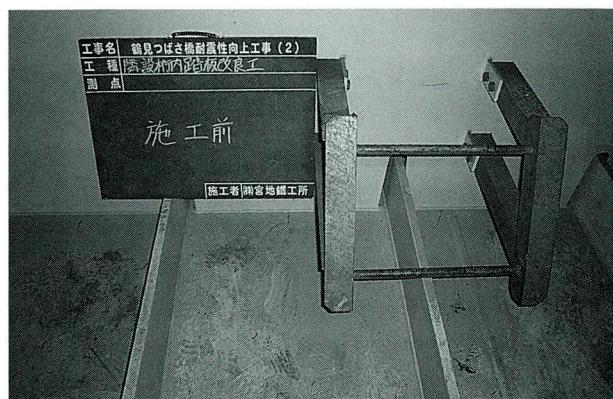


写真-7 FRP製踏み板設置前

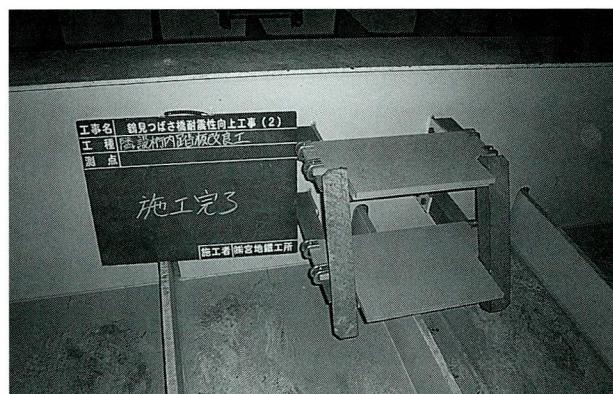


写真-8 FRP製踏み板設置後

銚子大橋に設置した検査路は、海上であるにもかかわらず、塩害の影響により錆びることがなく、強度も十分であり、さらに軽量であるため施工性にも優れており、非常に有効であった。また、マンホール蓋、踏み板についても軽量であるため、施工性に優れた材料であるといえる。

これら採用事例を振り返ると、設置箇所の環境が悪く、激しい腐食の危険性がある場合や、箱桁等の架設設備の搬入が困難な施工場所に有利であると言える。

また、鋼材に比べて軽量で耐候性に優れたFRPは、これら補修工事のみならず、橋梁付属物のいたる所に適用の可能性があり、これからも利用範囲が広がっていくものと思われる。

<参考文献>

- 1) 久保圭吾・古谷賢生・能登宥憲：FRP合成床版の紹介，宮地技報，2005.3.25
- 2) 久保圭吾・松田芳昭・山口雅弘：FRP合成床版を用いた床版の打換え（兎尻橋），宮地技報，2006.1.31.

2007.3.2 受付

低構造高橋梁の提案

Proposal for Bridge of Low Depth Structure

熱 海 晋^{*1} 奥 村 恭 司^{*2}
Shin ATSUMI Kyoji OKUMURA

Summary

The adoption of QS Bridges (composite slab bridges) has increased in recent years, but several problems related to these bridges must be solved to increase usage in the future. In this paper, we propose two types of methods to address the major problems of QS Bridges and clarify the applicable span length as a result of trial design of QSHFB for harsh corrosive environments. We also present a design summary for QSB II for long span lengths.

キーワード：低構造高、合成床版橋、FRP、少数主桁、合成床版

1. まえがき

我が国には近い将来耐用年数を迎える、補修補強や架け替えの検討を要する老朽化した橋梁が、数千から数万橋に上る^①と見られている。それらはほとんどが中小規模のもので、街路の一部を構成しており、架け替える場合、施工が容易で構造高を抑えることが求められる。すでに当社においては既報^②の通り、施工性に優れ低構造高に対応可能な構造として鋼・コンクリート合成の床版橋である「QS ブリッジ」を開発し、実績を増やしつつある。今後さらにその実績を増やすためには、コスト低減を図るとともに、以下の課題を克服することが必要である。

①合成床版橋はコンクリート製の床版橋に比べ、構造的には優れた面を有するものの、外面に鋼板が露出するため、防錆対策を要する。耐候性鋼材を使用した無塗装橋梁としての実績はあるが、適用可能な架橋位置は限定される。架橋位置、使用条件などの任意の腐食環境への対応。

②現状の適用支間は40m前後が適用限界であるが、さらに大きな40m～50m支間クラスへの対応。

③圧縮側となる上面をコンクリート床版、引張側となる下面を鋼板で構成する単純桁に最適な構造であるが、曲げモーメントが交番する連続桁構造への対応。

これらのうち本報では、上記①に対して、外面をFRP 製の型枠材で覆う「QSHF ブリッジ（仮称）」を提案する。

さらに上記②に対して、少数主桁と合成床版を組み合わせた中路式の合成構造橋梁「QS ブリッジⅡ（仮称）」を提案する。

2. QSHF ブリッジ（仮称）の概要

QSHF ブリッジ（以下 QSHFB と略す）は現行の QS ブリッジ（以下 QSB と略す）において、主桁に H 型鋼を使用し、また外気に触れる面を型枠と外装材を兼ねた FRP パネルで覆ったタイプの構造である（図-1～3）。

主桁に H 型鋼を採用することで材片数、加工数を大幅に削減することができる。また外気に触れる面をすべて FRP パネルとすることで塗り替えの必要が無くなり、LCC のうえで有利になると考えられる。また、塗り替えコストが掛からないが、架橋地域・外面色が限定される耐候性鋼材に比べ、適用自由度が高い。

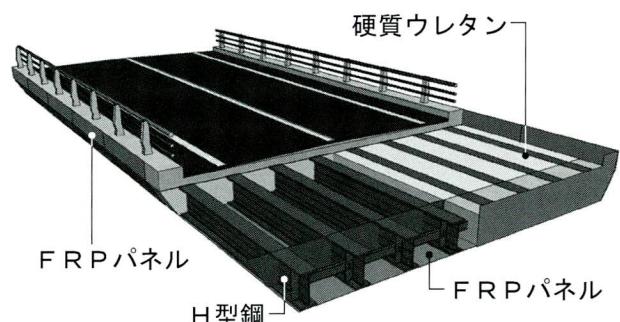


図-1 QSHF の概念図

*1技術本部設計部設計グループ

*2技術本部設計部次長

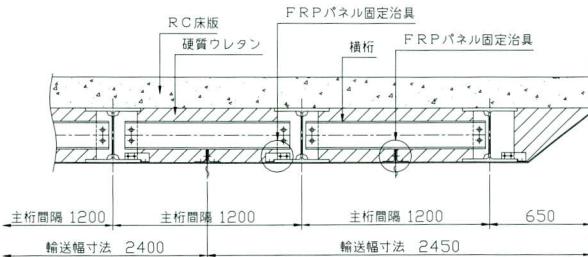


図-2 FRPパネル取り付け詳細

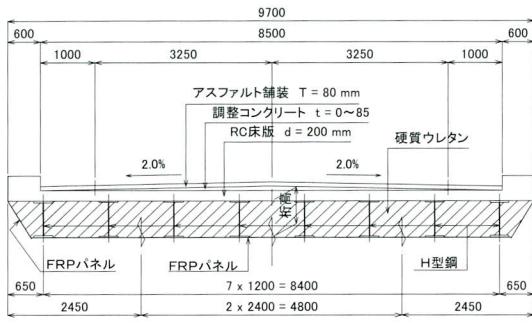


図-3 QSHFB断面図

3. 試設計

QSHFBの適用範囲を明確にするため、試設計を行った。比較対照として、従来のQSBの耐候性鋼材を使用した場合と、普通鋼材でC4塗装とした場合を取り上げた。

設計条件は一般的な市街地の河川に架橋することを想定し、表-1の通りとした。

表-1 設計条件

形式	単純合成鋼桁橋
活荷重	B活荷重
支間長	10m, 15m, 20m, 25m, 30m
桁端張り出し長さ	350mm
有効幅員	9.500m
横断勾配	0.2% (挿み勾配)
舗装	80mm
床版	200mm ($k_j=1.25$)

4. 経済比較

製品費においてQSHFBはFRPの単価が影響し、従来のQSBに比べコスト高となる傾向にある(図-4)。

架設費を含んだ総価(総工事費)で比較すると、QSHFBは鋼材が少なく、比重の軽いFRPを多用しているため架設重量が軽く、架設費を低く抑えることが可能で、製品費のコストが相殺される(図-5)。

LCCの比較では、塗装の塗り替えを必要とする塗装仕様のQSBがコスト高となる一方で耐候性鋼材を使用したQSBとQSHFBはほぼ同等のLCCであることが判った(図-6)。

また、支間20m程度の規模においてQSHFBの経済性のピークが認められた。

以上より、QSHFBの適用範囲は以下の通りであるといえる。

①適用支間 20m程度

②適用地域 耐候性鋼材を適用することができない地域。

すなわち、飛来塩分が多く耐候性鋼材の適用に制限を受ける沿岸部や、景観を重視または、耐候性鋼材では錆汁の落滴の懸念がある市街地のオーバーパスなど。

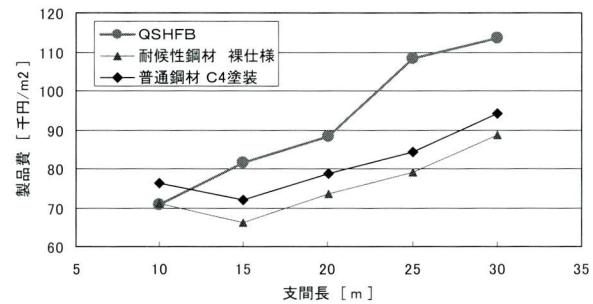


図-4 製品費比較

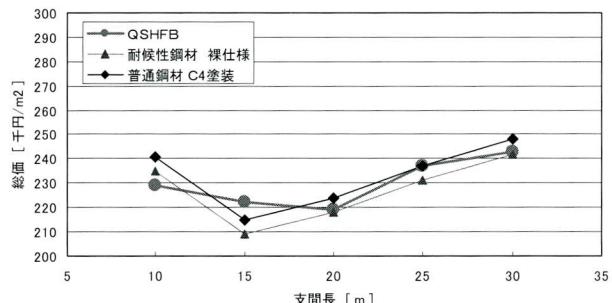


図-5 総価比較

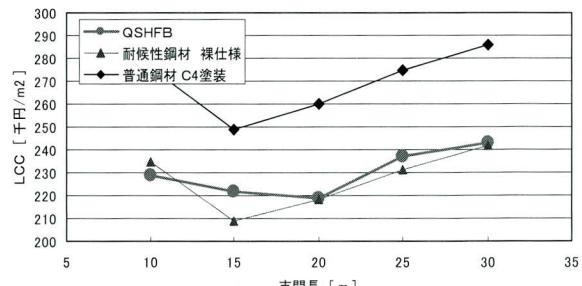


図-6 LCC比較

(※経済比較の算出単価は平成17年の単価を使用。)

5. QS ブリッジⅡ（仮称）の概要

QS ブリッジⅡは主に40m以上の長支間を対象とした中路橋で、床版に合成床版を用いる構造である。断面図を図-7に、イメージパースを図-8に示す。

従来のQSBは最適支間が25m前後である。支間が40m以上の範囲では構造高が1m以上となり、かつ鋼重が極端に増加し極めて不経済となる傾向があった。

本形式は、中路式とすることで沓座面高から路面高まで（構造高）を低く抑えつつ、桁高を上げることを可能としている。経済性については、それぞれが経済性に優れる2主少數鉄桁と合成床版の組み合わせとなるため、コストを低く抑えることが期待できる。

また、安全性や将来計画に対しても配慮している。主桁の外側にブレケットを取り付け歩道を設置することができる、歩車道が主桁により空間的に分離され、歩行者の安全が確保できる（図-9）。将来計画への対応については、主桁を増設する事で将来的な幅員拡幅に対応することが可能である（図-10）。

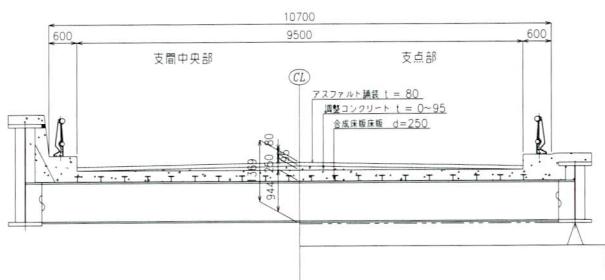


図-7 QSB II断面図

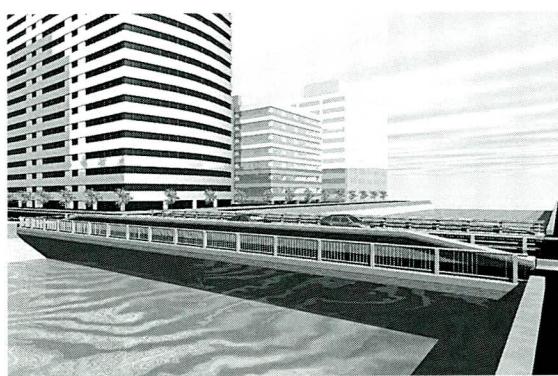


図-8 イメージパース

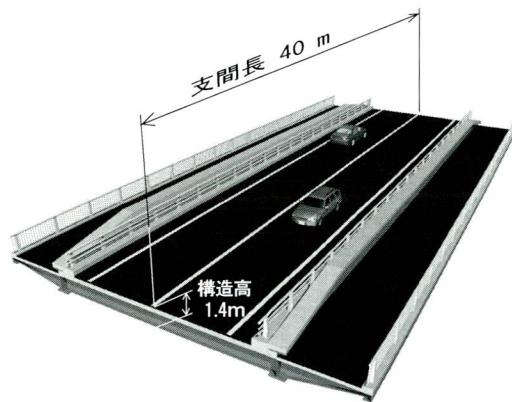


図-9 QSB IIの概念図（歩道設置）

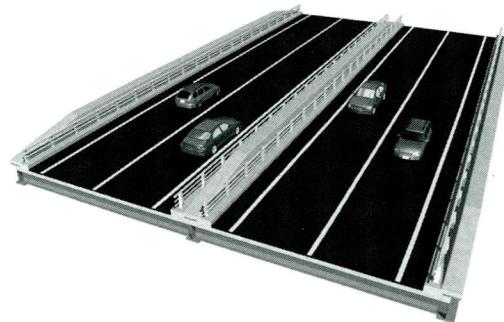


図-10 幅員増設時の概念図

6. 終わりに

本稿で提案した低構造高橋梁は、低構造高で低工費という設計条件を既存の技術要素の組み合わせで解決している。そのため、新たな実験や解析等の必要性は低い。また、従来のノウハウを活かすことが出来るため、製作・施工共に支障のない構造形式であると考えている。

ただし、実施行にあたっては詳細な検討を必要とする部分もあり、今後の課題であるが、ここで提案したコンセプトは十分実用に耐えると確信している。

＜参考文献＞

- 1) 西川：道路橋の寿命と維持管理、土木学会論文集 No.501 / I-29, pp1 ~ 10, 1994.10
- 2) 保呂, 奥村, 佐藤：合成床版（QS ブリッジ）の紹介、宮地技報 No.20 2005, pp17 ~ 22, 平成 17 年 3 月

2007.2.2 受付

コンクリート橋の鋼橋への架替工法

A Replacement Construction Method from Concrete Bridge to Steel Bridge

佐藤 徹^{*1} 清水 功雄^{*2}
Toru SATO Iao SHIMIZU

Summary

In cases where an existing elevated bridge is to be replaced, it is effective to use a steel bridge with due consideration given to rapid construction and environmental effects. If an existing bridge can be replaced without removal, the site construction period can be drastically reduced.

As a result of studies on replacement construction for concrete bridges, the authors introduce a method using steel bridges that was granted a patent.

キーワード：高架橋、架替工法、鋼床版桁、急速施工

1. はじめに

わが国の道路橋は、1954年の第1次道路整備五箇年計画以降盛んに建設が進められ、現在では橋長15m以上の橋数は約15万橋となっている。これらの橋梁のうち、1973年頃までの高度成長期に建設された橋梁は全体の30%以上となっており、供用年数40～50年を超える老齢化橋梁が今後は急激に増加していくことになる。そのため、道路予算が緊縮されていくなかで、合理的な更新や保全・維持管理が重要となってきている^{1)～3)}。

都市内高架橋の架替えにおいては、渋滞を引き起こすことなく交通機能が確保され、騒音・振動や粉塵などによる周辺環境への悪影響が少ない施工法が要求される。特に既設橋がコンクリート橋の場合は、解体・撤去が大掛かりとなることから、現場工期を短縮できる鋼橋による架替えが有効である。さらに、既設橋を完全に撤去することなく新設橋の施工を行うことができれば、通行止めや交通規制による社会的損失や工事費を大幅に削減することができるが、一般的にこのような施工法は非常に困難なものと思われる。筆者らはこのような課題に対する解決策の一つとして、既設コンクリート橋を新設の鋼橋で取り囲み、供用しながら解体を行うことで交通規制を最小とする架替工法を考案し、特許を取得したのでここに紹介する。

2. 架替工法の概要

本架替工法の施工手順の概要を以下に示す。

- ①既設コンクリート橋は、下部工の設計上部工反力を超えないよう新設桁の重量を考慮、かつ鋼桁の架設に支障となる部材のみを撤去する（図-2）。
 - ②存置した既設橋を覆うように、主桁および鋼床版を組み立てる（図-4、5）。
 - ③下フランジを組み立て、既設橋を鋼桁で取り囲む（図-6、7）。
 - ④道路を供用しながら既設コンクリート部材の解体・撤去を行い、鋼橋への架替えが完了となる（図-8）。
- この工法は、コンクリート部材を防護工を兼ねた鋼桁で取り囲むことにより、この作業空間内で解体・撤去を行うものである。したがって、高架下の一般道は、鋼桁架設まで急速施工を行うことで交通規制を短期間に留め、社会的損失や環境への影響を最小限に抑えることができる。高架道路をいち早く供用する必要がある場合には、鋼床版および主桁の組立を終えた段階で橋面工を施工し、交通解放することも可能である。また場合によっては、高架下の空間を効率的に利用するために、橋脚位置を変更（新設）し、新設桁を長支間化することも可能であると考えている。

*¹技術本部設計部技術開発グループ課長

*²工事本部長

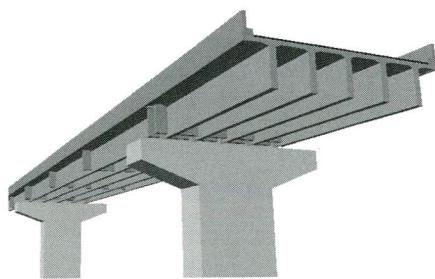


図-1 既設コンクリート橋

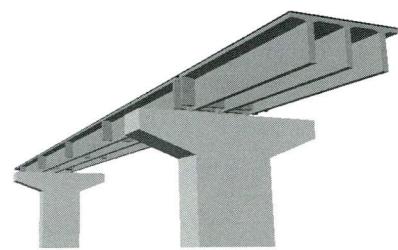


図-2 張出側部材撤去

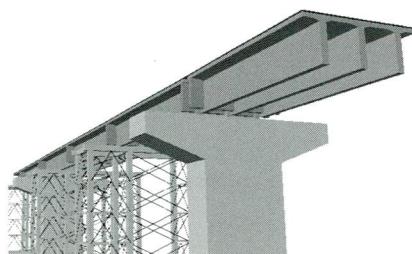


図-3 ベント組立

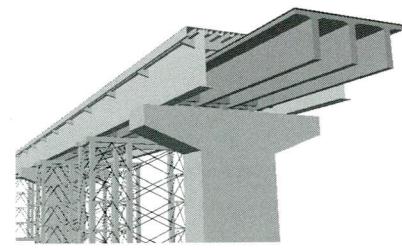


図-4 鋼床版・主桁組立

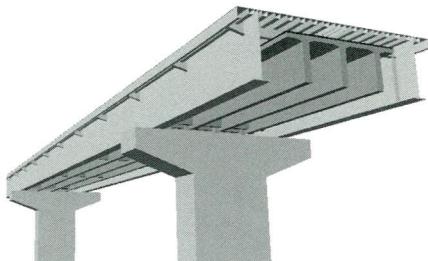


図-5 鋼床版・主桁組立完了、ベント解体

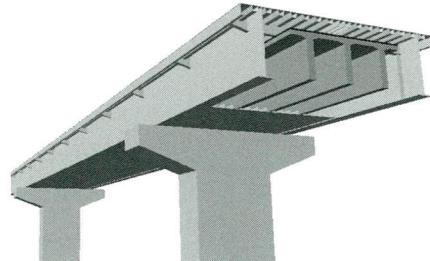


図-6 下フランジ組立

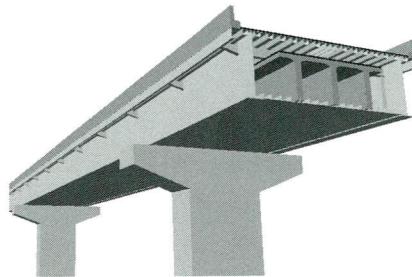


図-7 鋼桁架設完了

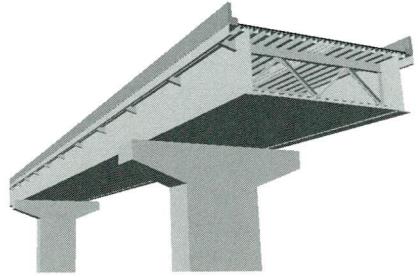


図-8 コンクリート部材撤去、架替え完了

3. おわりに

本工法を実用化するためには、工区境での路面高の摺り付け方法、箱桁内部でのコンクリート解体方法など、いくつか解決すべき課題がある。今後は現地での施工要領などを検討し、本工法の有効性の確認と実施工への適用に向けた取組みを行っていきたいと考えている。

<参考文献>

- 1) 西川和廣：道路橋の寿命と維持管理，土木学会論文集 No.11 / I -29, pp.1-10, 1994.10
- 2) 玉越隆史, 小林寛, 武田達也：道路橋の維持管理に関する取組み, 土木技術資料 48-11, 2006.11
- 3) 海洋架橋・橋梁調査会：道路橋マネジメントの手引き, 平成 16 年 8 月

2007.1.11 受付

「設計・施工一括発注方式」による 亀泉高架橋工事の報告（その2）

Reports on the Package Contract Including Design and Construction for Kameizumi Viaduct Construction (Part 2)

保呂秀次^{*1} 寺田喜昭^{*2} 上原正^{*3} 山下修平^{*4}
Hidetsugu HORO Yoshiaki TERADA Tadashi UEHARA Shuhei YAMASHITA

Summary

The construction of the Kameizumi Viaduct was ordered as design & build contract. This construct-system was adopted to utilize private-sector technology and to secure the functions and quality of this public structure, while reducing cost, even though this ordering system is relatively new for bridges in Japan. This paper presents a summary of the work up to deck slabs in superstructure work.

キーワード：設計・施工一括発注方式、合成床版、QS Slab

1. はじめに

亀泉高架橋工事は、国道17号バイパスの上部道路として計画され、上部工と下部工を分離しない設計・施工一括発注方式（デザインビルド方式）で、国土交通省関東地方整備局より発注された工事延長367.1mの高架橋である。

本工事は鋼コンクリート合成床版（以下、合成床版という）が国土交通省の直轄工事に採用された初の事例であることから、主に合成床版の道路橋床版としての要求性能に関する附帯条件が設定され、これらの検証および照査内容に対しては技術評価検討委員会による評価が行われている。技術提案から実施設計までの内容は既報のとおりであり^①、ここでは合成床版のコンクリート充填性を保証するための品質管理項目の確認を目的とした施工試験の概要とともに、亀泉高架橋工事の現場施工について、上毛電気鉄道や道路などの交差物件上の鋼桁架設および合成床版の施工について報告する。

2. 工事概要

橋梁形式：鋼連続非合成少歫橋

（本線：3連、ランプ：1連）

床版形式：合成床版（QS Slab）

橋 長：367.1m

支 間 長：本線 A1～P3 : 40.0m + 49.5m + 35.5m

本線 P3～P8 : 35.0m + 44.0m + 37.0m
+ 37.0m + 34.0m

本線 P8～A2 : 27.5m + 27.6m

ランプ P8～BA2 : 31.0m + 30.7m

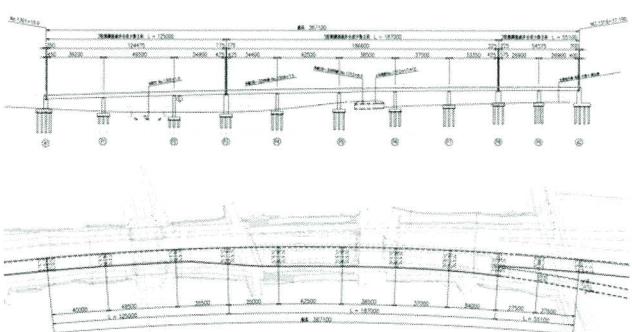


図-1 橋梁一般図

3. 合成床版コンクリート充填施工試験

合成床版のコンクリート充填性などの品質確保を保証するために、技術評価検討委員会の中で“コンクリートの充填性確認試験を行い、品質管理項目を確認する”ことを提案しており、床版コンクリートの施工時期、施工体制、施工要領などを検討し、実施工とほぼ同様の施工

*¹技術本部設計部設計グループ

*²工事本部工事部長

*³工事本部工事計画部次長

*⁴生産本部千葉工場生産設計グループ

条件の下で充填施工試験を実施した。供試体は本線部の標準的な形状・寸法により、実物大のモデル試験体とした。以下にコンクリート充填施工試験の概要を述べる。

(1) 試験の目的

合成床版の補剛リブ下面などの鋼板パネル内および主桁との取合い部に、コンクリートを確実に充填するための施工要領を確認し、品質管理項目を検討する。

(2) 試験要領

本試験ではコンクリートの充填性の確認に加え、合成床版の耐荷力および、維持管理方法の妥当性についても検証することとした。合成床版コンクリート充填施工試験の試験項目、供試体構造一般図および試験フローを以下に示す。

表-1 試験項目

着目点	項目	試験条件	確認方法	備考
①コンクリート充填性	(1) 充填状況	①一般部 ②ハンチ部 ③Tリブ裏側	切削面の観察	①床版厚 26 cm (支間長 6 m)
	(2) スランプ	① 8 cm ② 10 cm		①標準値 ②上限値
	(3) 振動時間	① 5 秒×1回 ② 3 秒×2回		①標準要領 ②施工工法
	(4) 打雜面処理	①せき板構造 ②処理方法 (接着剤)		①止水性 ②付着性
	(5) 鉄筋配置	①一般部 ②主桁部 ③壁高鋼部		一般部は中間支点附近の配筋
②合成床版の耐荷力	(1) たわみ	①支間部 ②張出部	変位計測	許容値: L/500
	(2) ひずみ	①Tリブ ②底鋼板	ひずみ計測	前死荷重応力
③維持管理上の課題	(1) 初期ひび割れ	—	ひびみ計測	膨張材の効果
	(2) 非破壊検査	—		損傷判定方法の確認
	(3) 補修方法	—	ウォータージエット工法	打換え要領
④その他	(1) 高力ボルト継付け	—	筋付き両ねじ 高力ボルト	施工要領
	(2) コンクリート温度	—	温度計測	養生管理

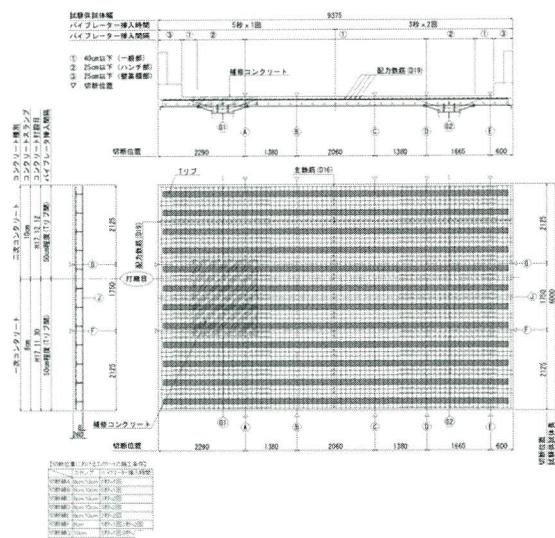


図-2 供試体構造一般図

「設計・施工一括発注方式」による亀泉高架橋工事の報告（その2）

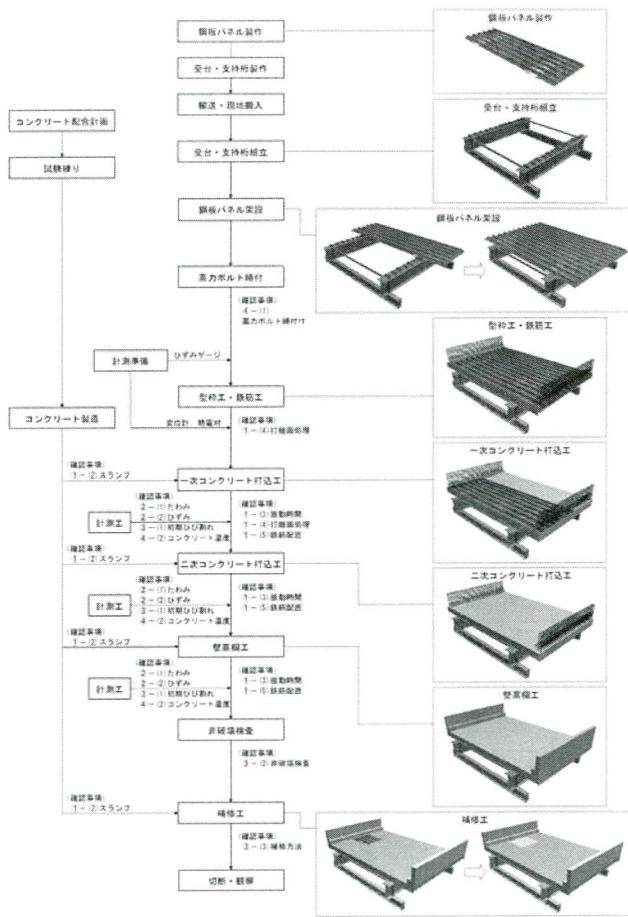


図-3 充填試験フロー

(3) 試験結果

a) コンクリート充填性

コンクリートの充填性は切削面の目視観察によって、試験で実施した要領で問題なく施工できることを確認できた。このような結果から実橋施工においては、コンクリートのスランプは8cm、バイブレータの振動時間は3秒×2回とするものとした。

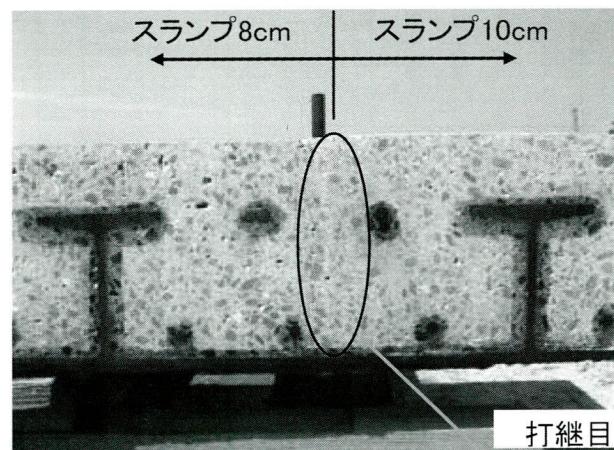


写真-1 合成床版切削面 (Tリブ部)

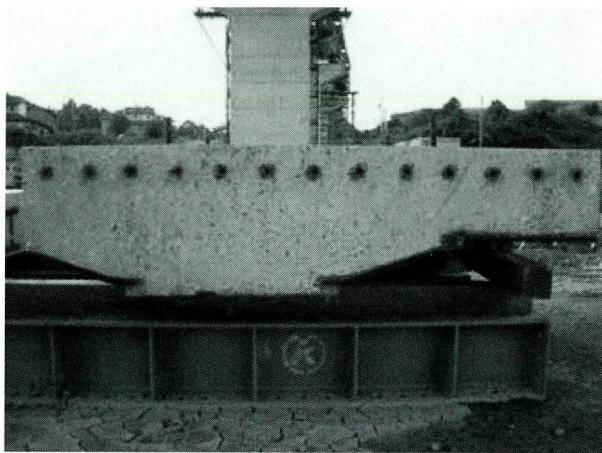


写真-2 合成床版切断面（ハンチ部）

b) 合成床版の耐荷力

コンクリート自重による鋼板パネルのたわみ、およびひずみ計測結果をそれぞれ図-4、図-5に示す。計測結果は解析結果とよく一致しており、設計で想定する耐荷性能が確保されているものと考えられる。

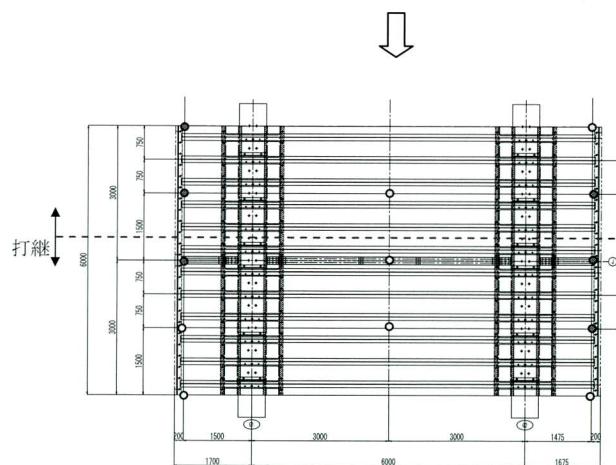
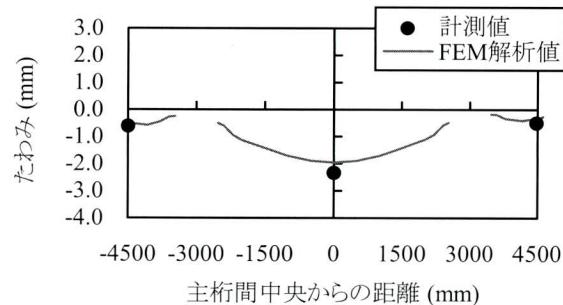


図-4 たわみ計測結果

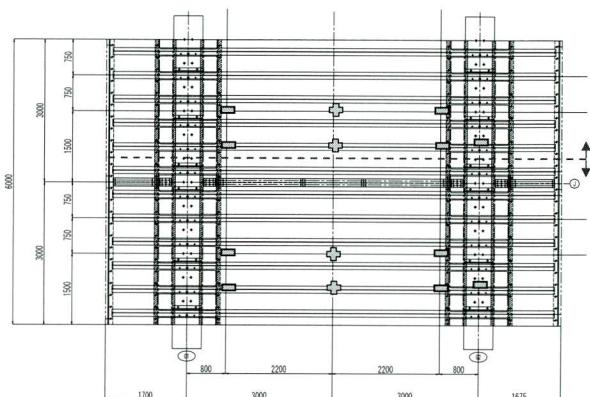
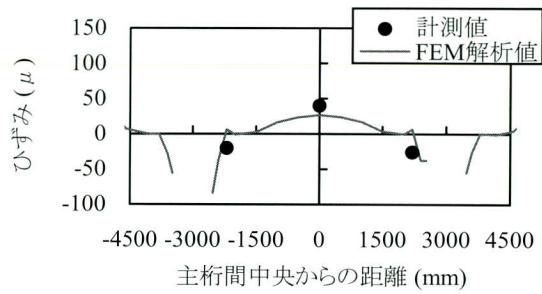


図-5 ひずみ計測結果の例

c) 維持管理上の課題

合成床版を適切に維持管理するために、コンクリートの損傷が進行して打換え補修が必要となった場合を想定した検討も合わせて行った。合成床版はコンクリート打込み時の型枠を底鋼板が兼用することで比較的容易にコンクリート施工を行うことができるため、交通機能は最小限の交通規制により確保した状態で、短時間での補修施工が可能となる。本試験ではウォータージェットマシンによりコンクリートをはつた後、高強度コンクリートを用いた再打込みまでを行った（写真-3）。最終的には切断面の観察により、新旧コンクリートが一体化しひび割れ等も生じていなかったことから、この方法は実橋合成床版の補修に対して十分に適用可能な工法であると考えている。



(a) ロボットによるはつり状況



(d) 新コンクリートの締固め



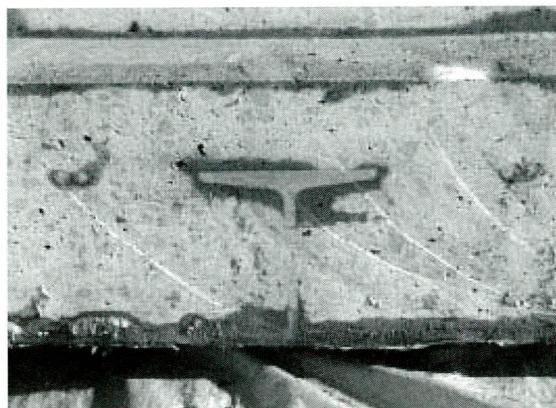
(b) コンクリートはつり後



(e) 試験体の切断



(c) はつり部への再打込み



(f) 切断面の観察

写真-3 ウォータージェット工法によるコンクリート部分打換え補修

4. 鋼桁の架設

(1) 交差物件

本工事では以下の交差物件が存在する。

- ①主要地方道前橋大間々桐生線（P9-A2間、BP9-BA2間）
切回し道路を設置し、片側交互交通の交通規制を行い主桁の架設を行う

②上毛電気鉄道（P5-P6間）

キ電停止時間（午後11:30～午前4:00）に主桁、合床版の架設を行う

③市道08-308号線（P5-P6間）

交通誘導員を配置し、作業を行う。

④市道08-308号線（P3-P4間）

交通誘導員を配置し、作業を行う。

⑤一級河川寺沢川

(2) 騒音振動規制区域

本工事の施工範囲には高齢者介護総合センターが隣接しており、介護センターの敷地境界より80mの範囲が騒音振動規制区域となっている。

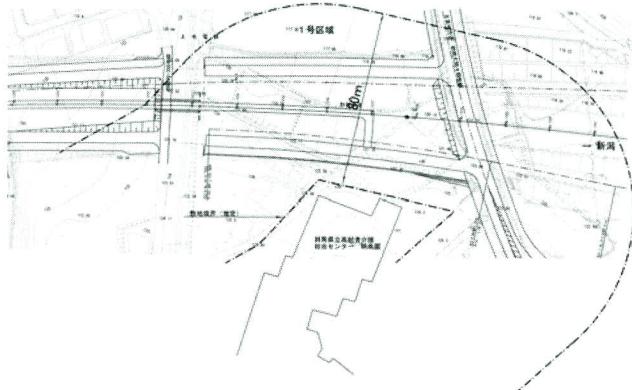


図-6 騒音振動規制区域図

(3) 架設要領

架設工法は、一般的な工法であるトラッククレーンベント工法を選定し、ベント設備はパイプで構成するパイプベントを各橋脚間に1基設置した。

桁架設は、120t、160t、200tおよび360tの油圧式トラッククレーンを施工条件に合わせて使い分けを行い、2～4ブロックを地組した後に架設した。

本工事においては一部を除き下面吊足場・中段足場を省略し、現場継手部の部分足場と、桁上の通路足場のみを設置することによりコストダウンを図った。また床版工事においては、合成床版の鋼板パネルが足場としても使用できるため、主桁の架設と現場継手部の塗装が完了した後、部分足場と通路足場を撤去することで、足場設置期間の短縮に努めた。



写真-4 主桁架設状況



写真-5 架設完了

(4) 上毛電気鉄道上の施工

上毛電気鉄道上は、桁下空間が僅かで架設後の作業が困難となるため、地組立ての際、添接部の高力ボルト本締めと塗装を完了させ、360t吊油圧式トラッククレーンにより一括架設を行った。また夜間作業であるため、先行架設した主桁との添接部には、防音パネルを設置し、ドリフトピンの使用を行わず静的な電動式のセンターピンに変更し作業を行うことで、近隣住民および介護センターへの騒音の影響を最小限に抑えるように配慮した。なお一般部と異なり下フランジ上面には板張り防護足場を設置し、鉄道への飛来落下防止の対策を講じた。

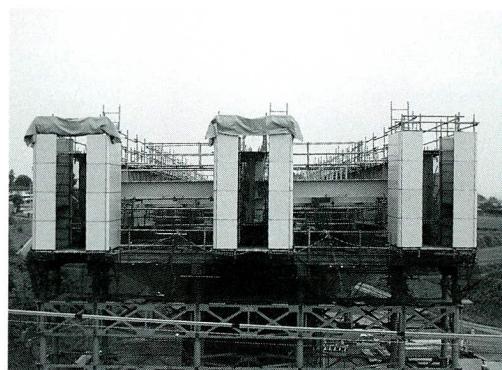


写真-6 添接部防音パネル設置状況-1

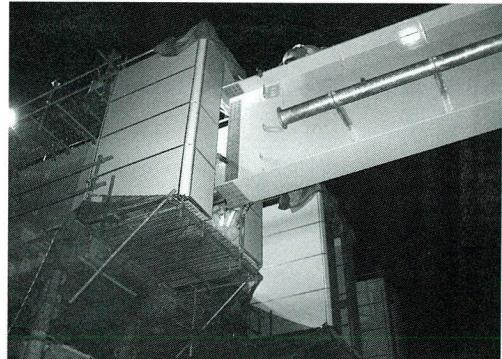


写真-7 添接部防音パネル設置状況-2

(5) 主要地方道上の施工

本線部のP9～A2間およびランプ部のBP9～BA2間に主要地方道である前橋大間々桐生線が通っていることから、この径間の架設時にはA2・BA2橋台の背面に切り回し道路を設置し、片側交互通行の交通規制を昼間に実施しながら、架設を行った。前橋大間々桐生線においては通勤、通学の時間帯は、非常に交通量が多いため、規制時間を午前9:00～午後4:00とし交通渋滞の緩和に努めた。また近隣住民には、工事概要の説明と工事案内を配布し、工事への協力をお願いした。

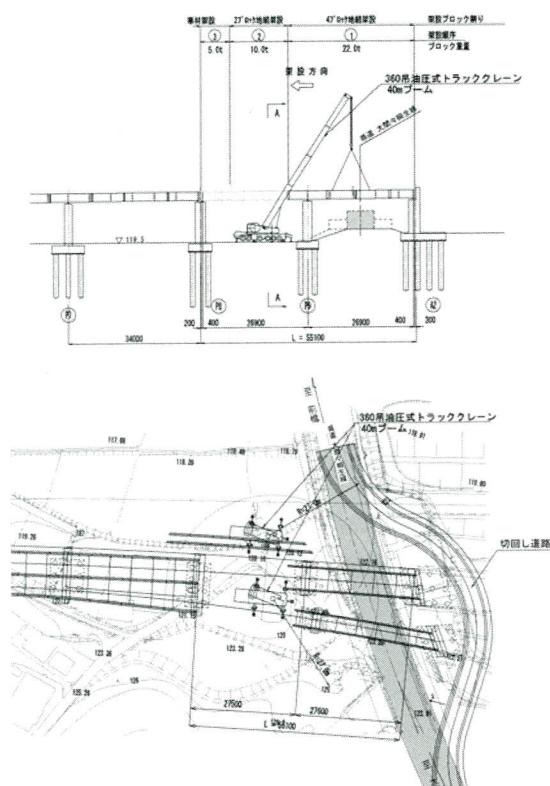


図-7 県道上架設計画図

5. 合成床版の施工

本工事における合成床版の施工フローを右図に示す。

(1) 準備工

主桁および鋼板パネルの出来形を確認し、合成床版の割付け位置を主桁上フランジへマーキングした。

(2) シール材取付工

止水を目的としたシールスポンジを上フランジに設置

した。主桁添接部は、施工途中の雨水の滲水防止と、供用後の漏水をモニタリングするためにシールスポンジに一部開口を設けた。但し、この開口部はコンクリート打設時にコンクリートの漏れがないようにテープ養生を行っている。

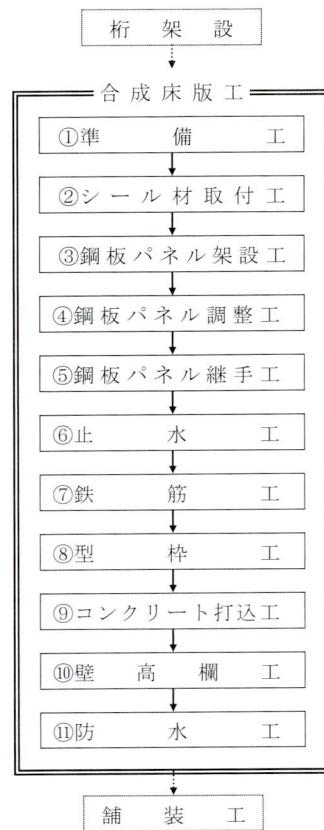


図-8 合成床版の施工フロー

(3) 鋼板パネル架設工

100t吊の油圧式トラッククレーンにより合成床版の鋼板パネル架設を行った。鋼板パネルの敷設は、主桁上のマーキングを目安に、添接板の取合いとパネル間の遊間を確認し設置した。また、架設前にクレーンで吊った状態で、壁高欄施工用の張出足場を取付けた後、パネル架設を行った。

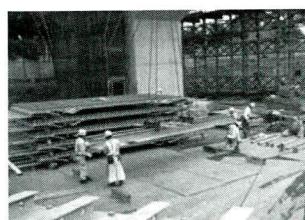


写真-8 張出足場取付

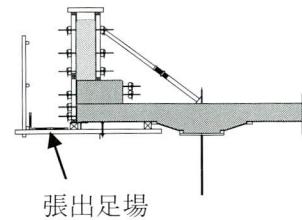


図-9 張出足場図



写真-9 合成床版架設状況-1



写真-10 合成床版架設状況-2



写真-11 節付両ネジ高力ボルト締付け管理

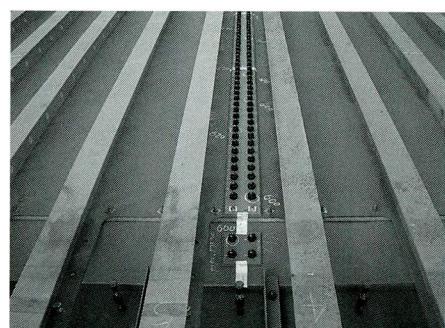


写真-12 添接部防水テープ養生

(4) 底鋼板のボルト継手工

鋼板パネル同士の継手部は底鋼板を配力筋方向の補強鋼材として有効断面に考慮しているため、高力ボルト摩擦接合としている。本工事では片面施工が可能な節付両ネジ高力ボルトを採用し、トルク法によるボルト締付け管理を行った。添接板が不連続の箇所は一部開口が生じることから、コンクリートのノロ漏れを防止するために防水テープにて養生を行うものとした。

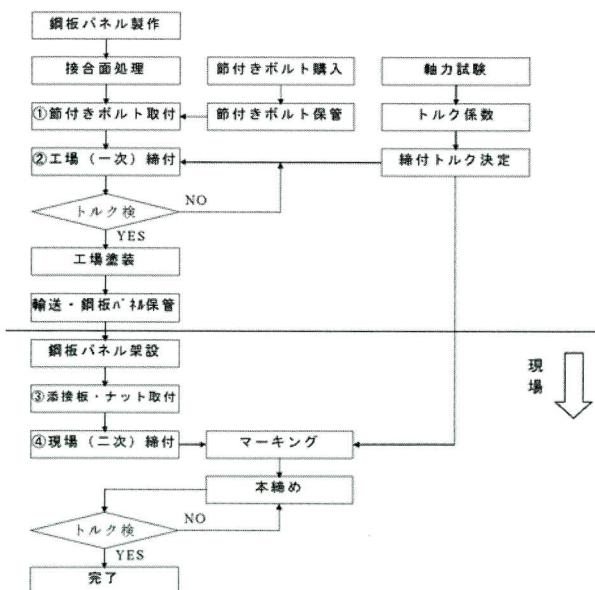


図-10 鋼板パネル継手工の施工フロー

(5) 鉄筋・型枠組立工

合成床版の配筋は、底鋼板が床版下側の補強鋼材となるため、通常はTリブ上に主鉄筋および配力筋を組立てるだけの施工となる。

本工事では、床版に浸水があった場合の速やかな排水と目視により漏水を確認できるように側鋼板は設けておらず型枠は、地覆および壁高欄用の型枠が必要となる。なお本工事では、床版と地覆の打継目からの水の浸入防止として地覆まで床版と一緒に施工する方法としているため、地覆の内型枠は浮型枠とした。

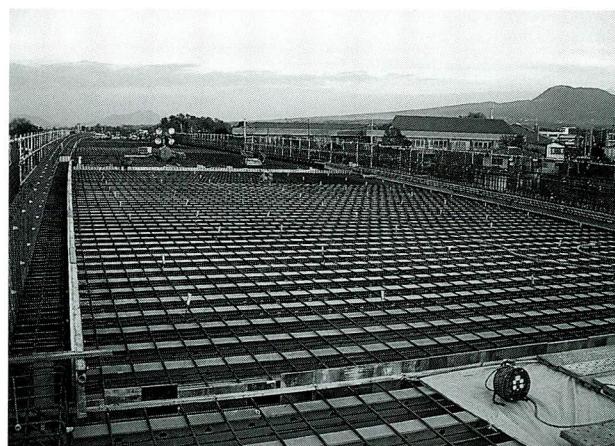


写真-13 鉄筋・型枠組立完了

(6) 床版コンクリート施工

コンクリートの打込みは、充填施工試験により確認した施工要領を踏まえ、打設順序や内部振動機の挿入間隔・振動時間等の管理の下に施工を行った。現地では品質管理者を配置しプロセス管理チェックシートにより準備から施工、コンクリート養生状況までを全体的にチェックできるような体制を整えた。以下にプロセス管理チェックシートの管理項目を示す。

表-2 コンクリート施工時のプロセス管理項目

管 理 項 目	概要
①人員配置の確認	適正な人員配置であることを確認。
②止水シール材部の隙間確認	コンクリート打込み前に主桁上フランジに設置した止水シール材部にノロ漏れの原因となる隙間がないことを確認。
③型枠内の確認	コンクリート打込み前に型枠内に結束線、木片および灌水のないことを確認。
④コンクリートのフレッシュ性状の確認	レディーミックスコンクリートのスランプ、空気量および温度が規格値内にあることを確認。
⑤ブロック施工順序、打込み方向の確認	施工計画書に示された施工手順が確実に実施されていることを確認。
⑥使用機械の仕様および台数の確認	使用機械の仕様および台数が確保されているかを確認。
⑦内部振動機の挿入間隔・時間の確認	施工要領が確実に実施されていることを確認。
⑧コンクリートの出荷から打込みまでの時間	外気温によるコンクリートの出荷から打込み完了までの制限時間内の施工であることの確認。
⑨コンクリートの表面仕上げ方法の確認	適切な表面仕上げが実施されていることを確認。
⑩コンクリート養生方法の確認	養生状況と養生期間について確認



写真-14 打設前状況

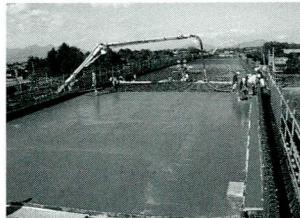


写真-15 コンクリート打設状況

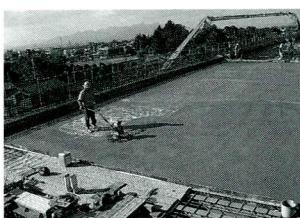


写真-16 仕上げ状況



写真-17 シート養生状況

5. おわりに

本工事は合成床版を採用したこと、主構造の部材数の減少と、床版施工用の足場、型枠支保の省略ができ、現場の省力化が図られたと考えられる。但し、全ての工事に採用できると言えない側面もあるので、現場の状態を把握し計画する必要がある。

平成18年11月現在の状況は、下部工の施工、主構造および合成床版の架設が完了し、床版コンクリート施工を行っている。今後は一部の壁高欄を除いて、平成18年12月末までにコンクリート施工は完了となる予定である。引続き防水層と舗装の施工となるが、防水層と舗装についても合成床版の品質に大きく影響する工種であるため、確実な施工管理を行い品質の高い構造物となるようにしたいと考えている、またこれまで無災害記録が続いているので、これを継続し竣工を迎えると思う。

最後に、本工事の発注者である国土交通省関東地方整備局高崎河川国道事務所および渋川国道出張所の関係者の方々には多大なる御指導をいただきおり、また異工種共同企業体の構成者である大豊建設の協力も頂き、紙上を借りてここに深く感謝申し上げます。

<参考文献>

- 1) 保呂、山下、奥村：「設計・施工一括発注方式」による亀泉高架橋工事の報告（その1），宮地技報 No. 21, pp.47 - 50, 平成18年1月
- 2) 山下、保呂、奥村、佐藤、永来：鋼コンクリート合成床版の要求性能と検証方法に関する一考察，第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.211 - 216, 平成18年7月, 土木学会
- 3) 永来、上原（勝）、上原（正）、山下、奥村、保呂：鋼コンクリート合成床版の品質管理および補修方法に関する検討－亀泉高架橋工事－，第61回土木学会年次学術講演会講演概要集, I - 125, pp.249 - 250, 平成18年9月, 土木学会

2006.12.23 受付

床版支間が8mを超える長支間合成床版 (QSスラブ) の設計

Design of Long-Span Composite Slab Exceeding 8 M (QS Slab)

相沢 太志^{*1} 小沼 靖己^{*2} 亀子 学^{*1}
Taishi AIZAWA Yasumi KONUMA Manabu KAMEKO

Summary

A composite slab comprising steel and concrete was adopted for the Katae viaduct above Fukuoka Expressway Route 5. The slab span of this bridge is a maximum of 8.3 m. According to the composite slab design-build manual prepared by Fukuoka-Kitakyushu Expressway Public Corporation, the calculation formula for bending moment due to T loads on the slab complies with the "Steel Structure Design Guideline PART B: Composite Structures" issued by the Japan Society of Civil Engineers. However, this calculation formula does not apply in a case where the slab span exceeds 8 m. Also, the applicable scope of the bending moment calculation formula for the expressway bridge specifications is a slab span of up to 6 m. Therefore, design bending moment due to live load of the slab must be studied when designing this bridge. We conducted FEM analysis and verified the propriety of the study results based on the relationship between the Guideline formula and the specifications for the expressway bridge. This article reports the results of studies on the design bending moment of a long-span slab exceeding 8 m.

キーワード：合成床版、FEM解析、曲げモーメント、スレンダー・ボックス構造

1. はじめに

福岡高速5号線は、月隈JCTから福岡市の西南部を経

由し福重JCTに至る延長18.1kmの路線である。本線は南片江交差点で立体交差する福岡市城南区南片江地内(5P196～5P200)に位置し、4径間連続合成鋼狭小箱桁

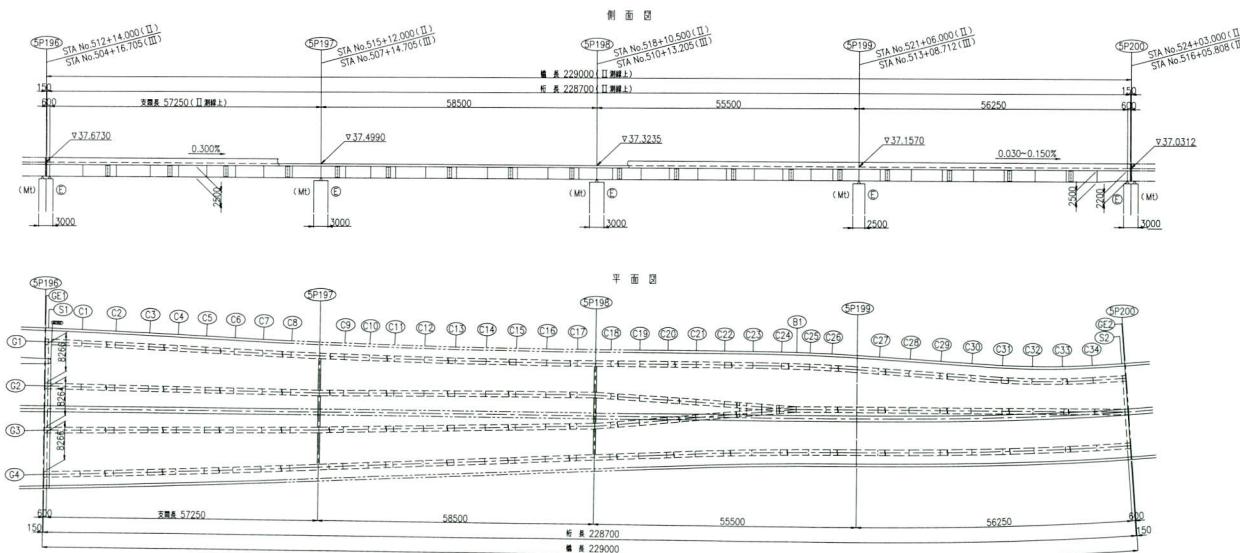


図-1 構造一般図

*1技術本部設計部設計グループ

*2生産本部千葉工場生産設計グループ

橋からなる全長 229m の区間である。本線部の構造一般図を図-1 に示す。

本線部では、建設コスト縮減の観点から、合成床版を用い中間横桁を省略した無補剛狭小箱桁形式であるスレンダーボックス構造^①が採用されている。スレンダーボックス構造では、合成床版に荷重分配機能を持たせるため合成床版の設計は床版としての作用、主桁の断面の一部としての作用とともに、仮想横桁としての荷重分配作用についてもそれぞれ安全であることを照査しなければならない。

また、本橋は道路幅員の変化に伴って床版支間が $0 < L \leq 8.3m$ に変化する。福岡北九州高速道路公社の「合成床版設計・施工マニュアル（案）」（以下、公社マニュアル^②）は、床版の活荷重曲げモーメント算出式は「鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物（土木学会）^③」（以下、PART B 式）に準拠しており、PART B 式の適用床版支間は $0 < L \leq 8m$ の範囲であることから床版支間長が 8m を超える場合は適用範囲外となる。一方、道路橋示方書 II^④ 鋼橋編 8.3.4 の床版の設計曲げモーメント式（以下、

道示式）は、床版支間が $0 < L \leq 6m$ の場合を対象としており、床版支間長が 6m を超える範囲は適用外となる。また、主桁形式が狭小箱桁であることからこれまでの床版の設計曲げモーメント算出において想定された主桁配置とは異なり、公社マニュアルの曲げモーメント算出式をただちに適用できないという問題点が発生した。

そこで本稿では床版支間および床版厚が変化することに伴う出来高管理の対策として、今回 QS スラブで採用した特徴的な構造を紹介するとともに、8m を超える長支間床版の活荷重曲げモーメントについて、スレンダーボックス構造の場合の FEM 解析による検討結果を報告する。

2. 合成床版の構造詳細

(1) 床版厚の変化方法

本橋では床版支間長が徐々に変化するため、床版支間の変化に応じて床版厚も変化することとなる。床版厚を 10mm 単位で変化させた場合は図-2 に示すように断面

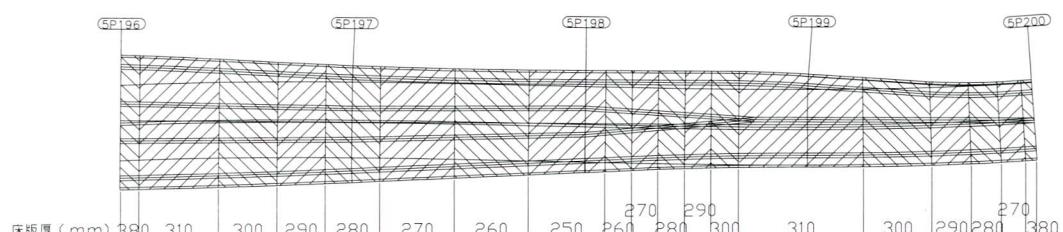


図-2 断面変化図（床版厚を 10mm 単位で変化させた場合）

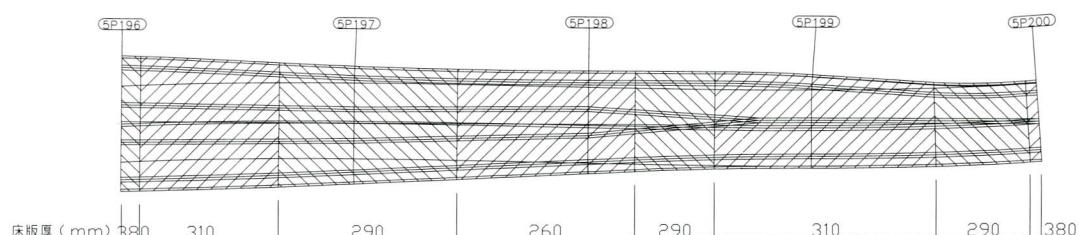


図-3 断面変化図（床版厚を 260mm, 290mm, 310mm に限定した場合）

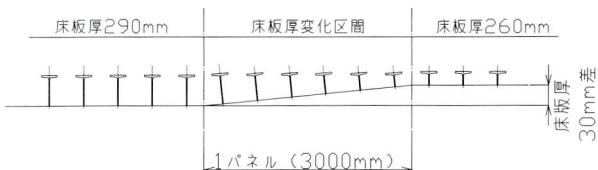


図-4 パネル間調整方式

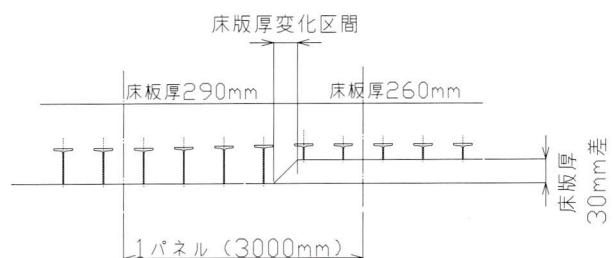


図-5 リブ間調整方式

変化が19断面と変化数が多いため、本橋では床板厚を260mm, 290mm, 310mmおよび桁端部打下し部の4断面に限定した場合でも合成床版の荷重増は2.5%と微少であることから、断面数を図-3に示すように8断面に抑えることとした。

また床板厚の変化方法については、図-4に示すような合成床版1パネルで床板厚を変化させるパネル間調整方式と図-5に示すような合成床版パネル内のリブ間で床板厚を変化させるリブ間調整方式の2通りの変化方法が考えられたが、製作性および景観性に勝るパネル間調整方式を採用した。

(2) 床版の移動量の調整方法

本床版では施工誤差調整用に床板パネルの据付位置の調整を上下左右方向にそれぞれ±30mm確保できるような構造とした。主桁とハンチプレートの間に高さ30mmのウレタンシール材を設けることで高さ方向の調整を可能にし、水平方向には図-6に示すように主桁に溶接さ

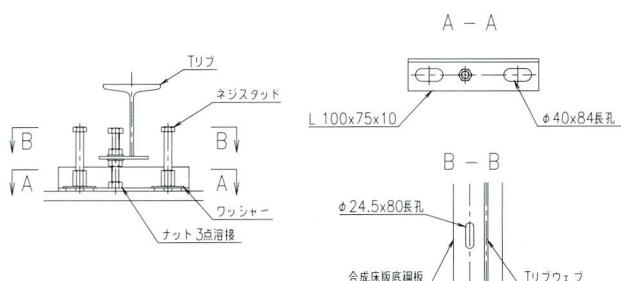


図-6 床版高さおよび水平方向の調整構造

れたねじ付きスタッドで合成床版底鋼板にボルトで固定されたL形鋼を押さえ込む構造とすることでL形鋼および底鋼板にあけた長孔により所定の移動量を確保できるようにした。

3. FEM解析による曲げモーメント式の算出⁵⁾

(1) FEM解析の目的

PART B式および道示式による活荷重曲げモーメント値が本床版の設計において妥当な値であるかを確認するために3次元FEM解析を実施し、両算出式との比較を行った。解析は汎用有限要素法プログラム「MSC.MARC Version2003」を使用している。

(2) 解析条件

解析条件を表-1に示す。床版支間は最大である8.3m

表-1 解析条件

支間長	58.5+58.5m	
床版支間	8.3m	
床版厚	320mm(底鋼板を含む)	
底鋼板	モデル化せず	
鋼桁	上フランジ	28mm
	ウェブ	21mm
	下フランジ	40mm
使用要素	床版	4節点厚肉シェル要素
	ハンチ	8節点3次元ソリッド要素
	鋼桁	4節点厚肉シェル要素
コンクリートの材料特性	ヤング係数	$E_c=2.0 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
	ポアソン比	$\nu=0.167$
鋼の材料特性	ヤング係数	$E_c=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
	ポアソン比	$\nu=0.3$
荷重	T荷重(1輪あたり100kN)	
支点条件	支点上の鋼下フランジを単純支持 (1-2を想定)	

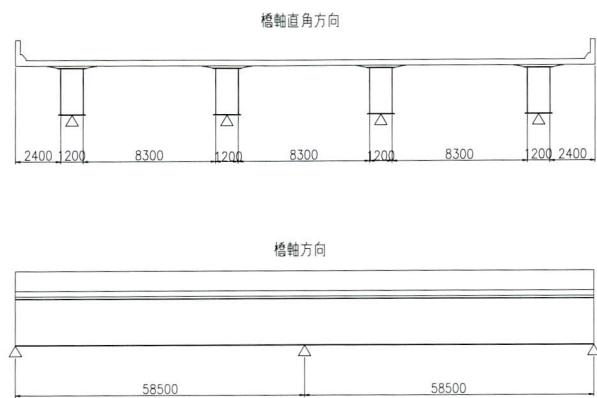
とし、主桁の支間は4径間のうち58.5m+58.5m2径間モデルとした。また、主桁の拘束条件が床版に与える影響を考慮するために床版だけでなく桁、ハンチについてもモデル化した。荷重はT荷重を最も不利となるように載荷し、載荷幅は舗装は考慮せずに500mm×200mmとした。なお、本線は上下線一体構造のため支間中央部に中央分離帯を設置するが、本解析について中央分離帯を考慮せずに荷重載荷位置を決定した。解析モデルを図-7に示す。

(3) 解析結果

FEM解析による床版の曲げモーメント分布を図-8、図-9に示す。中間支間部に着目したケースでは曲げモーメントの最大値は84.5kN·m/mとなり、支間中央で最大となった。また、中間支点上に着目したケースでは主桁腹板およびハンチ端部の位置で曲げモーメントが大きくなり、最大値はハンチ端部で-53.8 kN·m/mとなった。

次に、道示式、PART B式の支間長-曲げモーメント関係を図-10、図-11に示す。中間支間部では解析結果による曲げモーメントはPART B式をわずかに下回っていることがわかる。また、中間支点上では解析結果はPART B式を大きく下回る結果となった。

中間支点上で解析結果がPART B式を大きく下回った理由としては、ハンチをモデル化したことにより通常では床版の支点となる主桁腹板位置の剛性が高くなっていること、スレンダーボックス構造のため床版支間が不均等となり、隣接径間に載荷されたT加重の影響が大きく



(a) 主桁支間部着目ケース

(b) 中間支点上着目ケース

図-7 解析モデル

あらわれないことなどが考えられる。

4.まとめ

細幅箱桁に合成床版を用いた構造は、これまで床版の設計曲げモーメント算出において想定された床版の支持

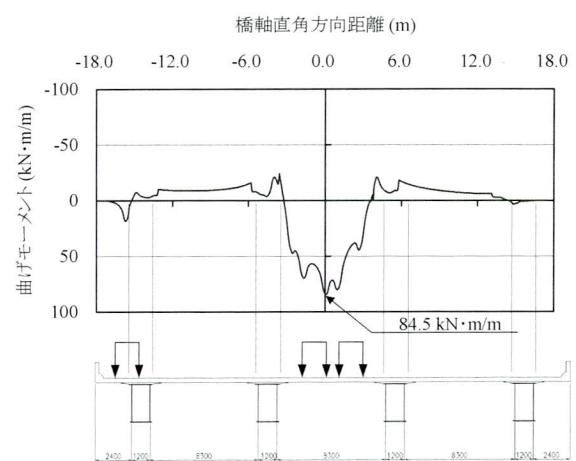


図-8 床版曲げモーメント分布図（支間部着目ケース）

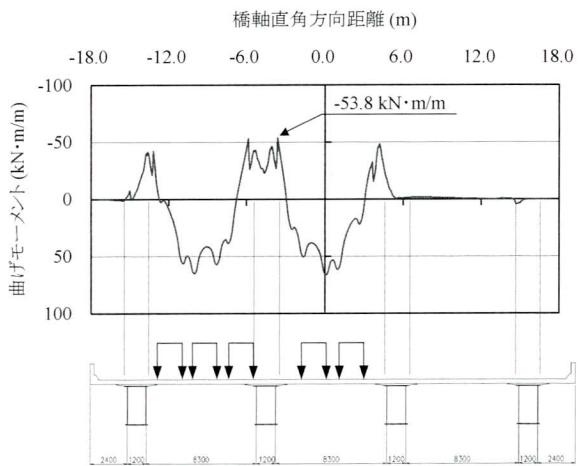


図-9 床版曲げモーメント分布図（支点上着目ケース）

条件、あるいは床版支間割りが異なることから、公社マニュアルの根拠となっている PART B 式に示された設計曲げモーメント式との整合性を確認するために、FEM 解析による検討を行った。解析により得られた結果を以下に示す。

- ・本橋の FEM 解析で算出した作用曲げモーメントは、支間部および中間支点上とも現行の設計曲げモーメントである PART B 式の値を下回る結果となった。
- ・道示式の曲げモーメント式との比較では、支間部ではほぼ同等と考えられるが、支点上の値はかなりの差があり大きな余裕がある。

床版の耐荷力および疲労耐久性など、床版として要求される所要の性能を満足するためには、適切な方法によって断面力を算出し設計照査を行う必要がある。今回実施した FEM 解析による検討から、床版支間 8m を超える片江高架橋の設計は、現行のマニュアルに基づくことを提案した。道路橋示方書では余裕量や床版支間長によっ

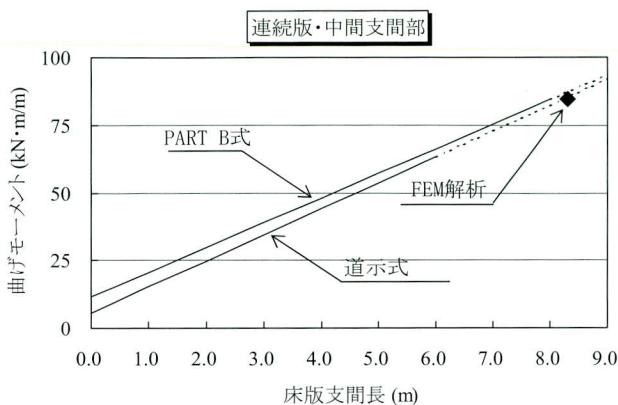


図-10 中間支間部の支間長一曲げモーメント関係
(衝撃考慮, 支間長による割増し無視)

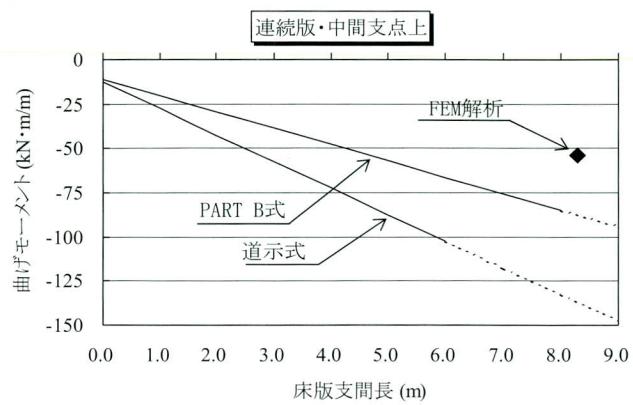


図-11 中間支点上の支間長一曲げモーメント関係
(衝撃考慮, 支間長による割増し無視)

て割増し係数を考慮するなど安全性を確保するための配慮がなされている。本橋の設計においては長支間の場合のT荷重の載荷確率など必要以上の安全率によって不経済とならないように土木学会PART B式を延長することとしている。このような余裕量の考え方については今後の課題の一つと考える。本報告が今後建設される長支間合成床版を使用した橋梁の設計の参考となれば幸いである。

最後に、本検討にあたりご指導いただいた福岡北九州高速道路公社をはじめとする関係者の方々に深く感謝申し上げます。

<参考文献>

- 1) 福岡北九州高速道路公社：鋼狭小箱桁橋の設計手引き（案），平成17年3月
- 2) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物，平成9年版, pp.89
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ・Ⅱ，平成14年3月, pp.259
- 4) 玉越, 川畑：鋼道路橋床版の設計と留意点－道路橋示方書改定について－, 第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.1～pp.8, 平成15年6月, 土木学会

2007.2.2 受付

グラビア写真説明

有松高架橋

安藤広重の浮世絵「東海道五十三次」の宿場町、鳴海宿で有名な有松絞りの歴史や文化が残された面影のある土地に有松高架橋は姿を現しつつあります。

路線は、東名阪自動車道（一般部は国道302号線）です。国道1号線と名古屋鉄道本線を跨ぐことから大型搬送車での一括架設、送り出し架設、ペント架設ありと高度な架設技術を求められています。製作では、現場溶接の品質管理を評価項目にされ安全に心がけ高品質な製品を目指しています。

また、現場付近には、織田信長が今川義元を奇襲にて破った「桶狭間の戦い」の跡地公園もあり、昨年12月には有松PR館もオープンしていますのでお近くにお越しの際は是非お立ち寄りください。
(関根 弘之)

潮新町線橋梁上部工事

高知市が計画を進める「高知広域都市計画道路潮新町線」の排水池上に架かる橋梁に、国内でも初となるFRP合成床版橋が採用されました。FRPとは強化繊維と樹脂からなる複合材料であり、耐食性、軽量、強度に優れた材料です。

本橋の架設位置は海上である為、潮の干満により、桁・足場などが海面に浸かるという大変厳しい環境条件の中での作業となりました。今現在、2期工事としまして、残りの部分の架設工事を進めております。
(淵上 哲也)

合成床版を有する中間横桁を省略した連続合成桁の設計 — 福北第503工区 片江高架橋 —

Design of Continuous Composite Girder Having Composite Slabs without Intermediate Cross Beams — Section No.503 of Fukuhoku Katae Viaduct —

小沼 靖己^{*1} 亀子 学^{*2} 相沢 太志^{*2}
Yasumi KONUMA Manabu KAMEKO Taishi AIZAWA

Summary

This bridge uses small-width box girders without cross beams, which is the basic structure of section No.503. This means that composite slabs are used for replacement omitting cross frames. Regarding the 6.3-m span of standard slabs of the section, we have already confirmed the validity of lattice analysis as a design technique. However, the span of the slabs of the bridge is larger than the standard span. Therefore, we must verify the omission of an intermediate cross frame where the slab span is 8258 mm at maximum, along with the safety during the design work using lattice analysis; these are important issues to be addressed.

The present paper reports the results of our studies on the cross-section force acting on the composite slabs having the small-width box girders without intermediate cross beams.

キーワード：連続合成桁、中間横桁、合成床版

1. 工事概要

本工事は、福岡都市高速の環状化を目指す路線の一部である。片側2車線の本線（上下線）標準幅員からONランプ・OFFランプの合流区間を加えた広幅員まで拡幅するバチ形状の路面を、中間横桁を省略した狭小箱桁で

支持する形状である。また、梁の長いT型橋脚2基と門型橋脚1基が施工範囲となっている。本線部の構造一般図を図-1に示す。

本橋の特徴として

- (1) 合成床版を用いた連続合成桁設計
- (2) 中間横桁を省略した狭小箱桁
- (3) 福岡北九州高速道路公社の鋼狭小箱桁橋の設計手

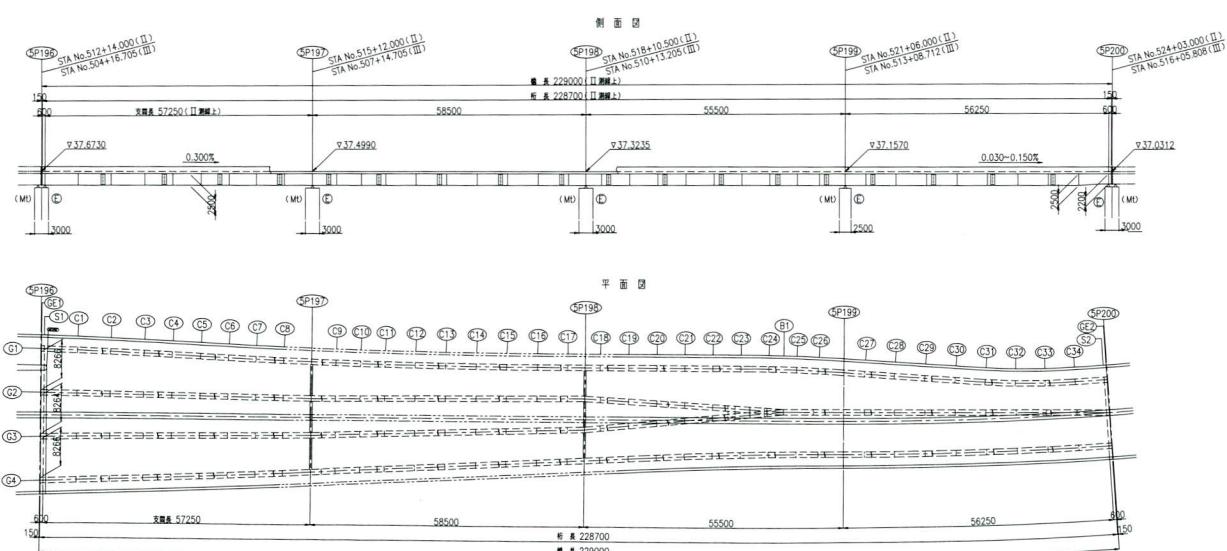


図-1 構造一般図

*¹生産本部千葉工場生産設計グループ

*²技術本部設計部設計グループ

引き(案)^①に基づき、ダイヤフラム間隔を腹板のアスペクト比が3.0以下となるように設定
(4) 床版支間8.3mの長支間合成床版の採用
(5) 金属溶射による外面防錆処理等があげられる。

2. 橋梁概要

(1) 工事概要

工事名：第503工区（片江）高架橋
上下部工（鋼橋）新設工事（その2）
路線名：福岡高速5号線
上下区分：上下線一体
工事箇所：福岡市城南区片江二丁目～南片江1丁目地内
発注者：福岡北九州道路公社 福岡事務所
工期：平成17年2月11日～平成20年1月31日
受注者：宮地・日橋・巴特定建設工事共同企業体

(2) 橋梁諸元

橋長：58.0m + 58.5m + 55.5m + 57.0m = 229.0m
橋梁形式：4径間連続狭小箱桁橋
幅員：34.357m ~ 20.550m

3. 中間横桁のない狭小箱桁の合成床版に作用する断面力の検討

(1) はじめに

本橋は503工区の基本構造とされている中間横桁のない狭小箱桁を採用している。これは、合成床版を代替することで、横桁を省略しているものである。標準床版支間6.3mについては、503工区の概算設計時にスレンダーボックスを対象とした解析を行い、狭小箱桁の中間横桁省略の実現性を示すと共に、設計手法としての格子解析の妥当性を確認している。

この解析での結論として、

- 1) 中間横桁を取り除いても床版のみで充分分配効果が見込め、中間横桁は省略可能である。
- 2) 分配剛度に床版の分担幅の合成を用いた格子解析を行い設計すれば、安全性が保証できる。
(格子解析値 > 一定せん断流パネル解析値 > FEM 解析値)

としている。

しかしながら、本橋は床版支間が標準支間より長い。

そのため、

- 1) 床版支間が最大8258mmの場合の、中間横桁省略の検証
- 2) 格子解析を用いた設計での安全性の検証。
という課題が挙げられる。

(2) 検討事項

上記2点について、下記検討を行った。

- 1) 床版支間が8258mmの場合でも、中間横桁省略が可能であることを検討する。具体的には、①床版曲げモーメント、②活荷重たわみ、③主桁曲げモーメント、それぞれについて、横桁の有無による解析値の違いを比較し、床版のみでも十分な荷重分配効果が得られることを明らかにする。
- 2) 床版支間が6mを大幅に上回る場合でも、格子解析で設計すれば安全であることを検討する。具体的には、床版の橋軸直角方向の曲げモーメントを算出し、一定せん断流パネル解析と平面格子解析結果とを比較して、格子解析値 > 一定せん断流パネル解析値であることを明らかにする。
- 3) 一定せん断流パネル解析により求められるT荷重による床版曲げモーメントと、鋼構造設計指針による床版曲げモーメント算出式とを比較し、床版支間が8mを超える場合でも算出式を適用できることを検討する。

(3) 一定せん断流パネル解析

構造解析は、一定せん断流パネルを用い鋼桁と合成床版を別々の部材にモデル化して行う。一定せん断流パネル部材は床版及び合成床版と主桁との間に挿入する。合成床版と主桁との間に挿入する一定せん断流パネル部材は、両者の偏心間隔を保持するとともにスタッズのずれ剛性を評価することもできる。通常であればこうした解析はFEMによらなければならないが、一定せん断流パネルを用いることによって床版と主桁との偏心結合の影響、床版の版構造としての特性などを効率よく解析できる。一定せん断流モデルを図-2に示す。

(4) 解析モデル

解析には桁の分岐、幅員変化の影響を排除するため、図-3のような直橋モデルとした。比較する格子解析モデルも直橋モデルとし、横桁の剛性として合成床版の剛度を使用した。

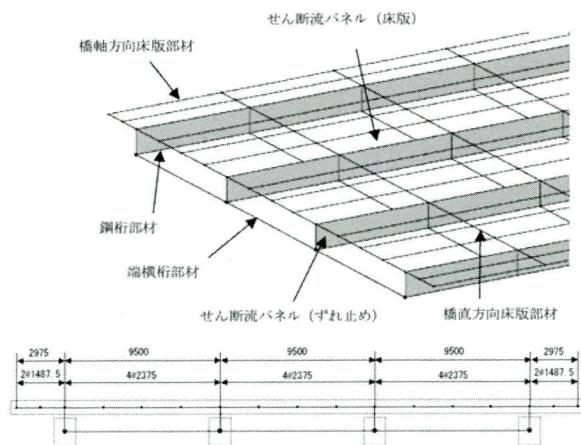


図-2 一定せん断流モデル

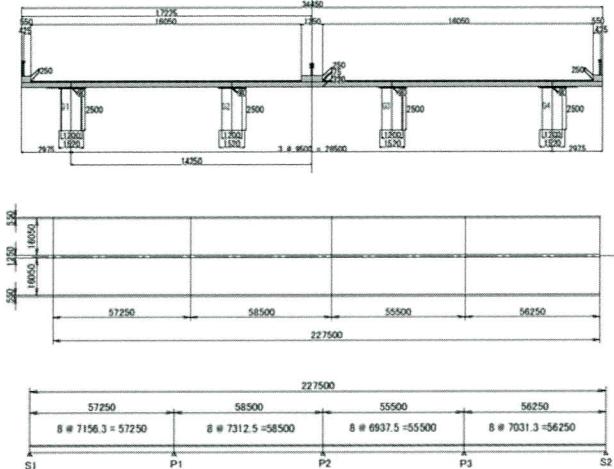


図-3 解析モデル

(5) 解析結果

1) 床版曲げモーメント

後死+活荷重（L荷重）を載荷した状態の、橋軸直角方向（主鉄筋方向）曲げモーメントを図-4に示す。この結果、活荷重Max、Minにかかわらず変形の形状は同じだが、横桁なしモデルは横桁ありモデルに比べて発生曲げモーメントが1.5倍程度となる。

2) 活荷重たわみ

活荷重（L荷重）による橋軸方向の主桁変形量を図-5に示す。この結果、活荷重Max、Minにかかわらず、横桁の影響が微小であることがわかる。

3) 活荷重載荷時の主桁曲げモーメント

後死+活荷重（L荷重）を載荷した状態の、橋軸方向（主桁）曲げモーメントを表-1に示す。この結果、活荷重Max、Minにかかわらず、横桁の影響が微小である

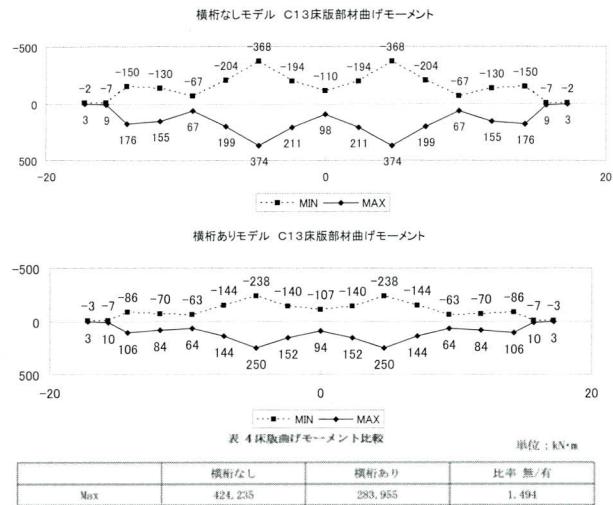


図-4 床版曲げモーメント図

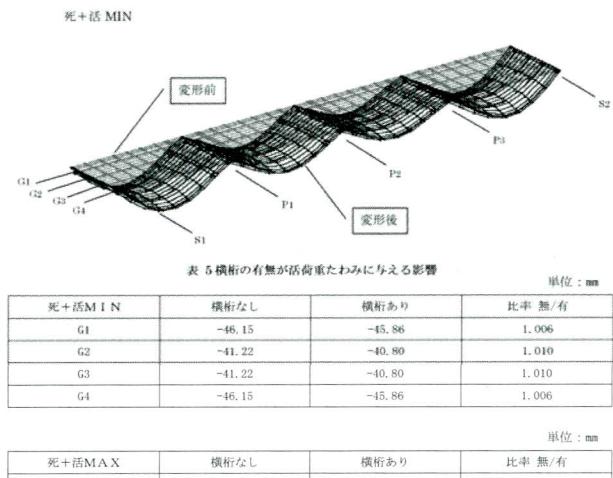


図-5 活荷重たわみの比較

ことがわかる。

4) T荷重載荷時の解析結果

中央径間の支間中央にT荷重を載荷した場合の床版部曲げモーメントについて、横桁の影響を検討する。

曲げモーメントは図-8に示すとおりであり、横桁があると支間部の正曲げモーメントが減少し、支点部の負曲げモーメントが増加する傾向がある。これは、横桁を設けることにより主桁が回転しにくくなり、主桁位置での床版の回転拘束度合いが高まるためである。

合成床版は、基本的に正曲げに強く、負曲げに弱いので、横桁のない構造は合成床版にとって好ましい傾向にある。また、床版と主桁とのずれ止めに作用する力も

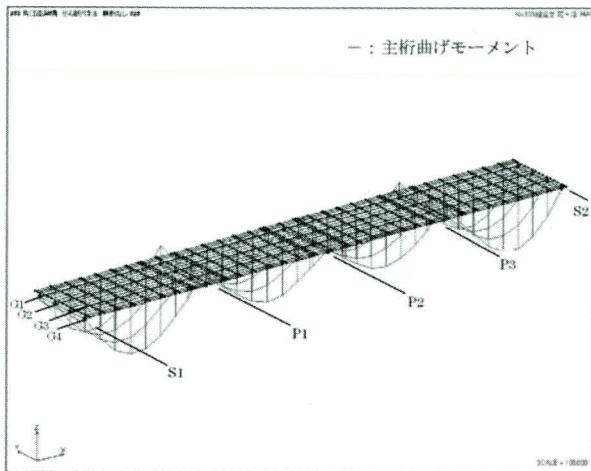


図-6 横桁なしモデル

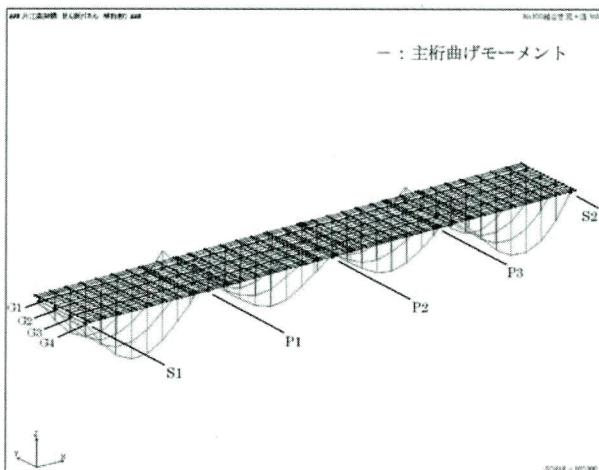


図-7 横桁ありモデル

表-1 主桁曲げモーメント比較

			横桁なし	横桁あり	比率 無/有
G1	Min	P1 支点上	-11918.2	-11861.1	1.005
	Max	P1-P2 支間中央	6240.2	6196.8	1.007
G2	Min	P1 支点上	-10778.9	-10668.4	1.010
	Max	P1-P2 支間中央	5588.6	5497.0	1.017
G3	Min	P1 支点上	-10778.9	-10668.4	1.010
	Max	P1-P2 支間中央	5588.6	5497.0	1.017
G4	Min	P1 支点上	-11918.2	-11861.1	1.005
	Max	P1-P2 支間中央	6240.2	6196.8	1.007

減少することになる。

5) 平面格子解析モデルとの比較

横桁相当断面力を算出するため、床版の橋軸直角方向の曲げモーメントを算出し、平面格子解析結果と一定せん断流パネルを用いた解析の結果を比較する。ここで、比較対象とするのは「後死荷重+活荷重」における床版橋軸直角方向の曲げモーメントである。曲げモーメント

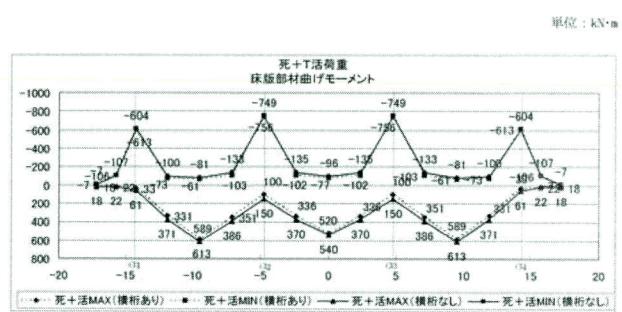


図-8 T荷重載荷時の解析結果

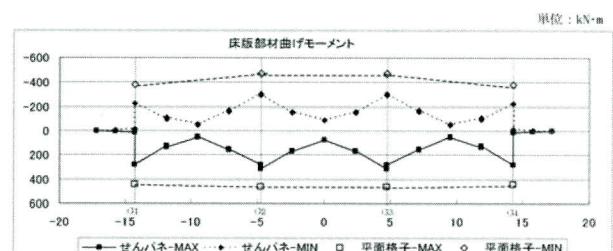


図-9 床版のC13橋軸直角方向曲げモーメント

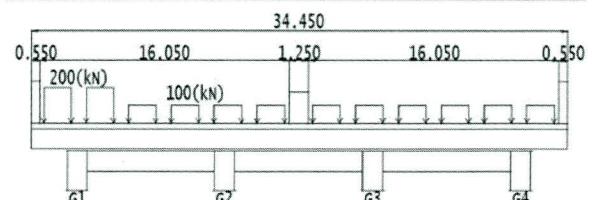
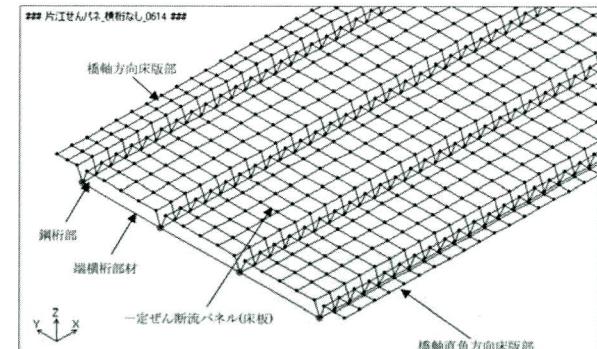


図-10 解析モデル

表-2 解析結果

			道示式	鋼構造式	解析値	
主 鉄 筋 方 向	Max	桁間中央			径間中央部	中間支点部
	Min	中間支点上	-176.8	-87.2	-121.21	-135.18
	Min	端主桁上	-68.3	-68.3	-69.66	-70.40
配 力 筋 方 向	Max	桁間中央	69.6	70.9	81.93	74.73
		張出先端部	35.9	35.9	45.70	39.64
	Min	桁間中央	-	-	-21.30	-27.10
		張出先端部	-	-	-18.06	-22.66

最大、最小を示すC13横断の結果を図-9に示す。格子解析>一定せん断流パネル解析値となる。

6) 活荷重床版曲げモーメントの算出

本橋梁では最大床版支間が8mを超えていたため、解析よりT荷重載荷時の床版曲げモーメントを算出し、道路橋示方書²⁾(以下、道示)の算出式、鋼構造設計指針³⁾の算出式と比較をする。

荷重としては、道示に基づくT荷重を床版縁部材の断面力が最大、最小となるように影響面載荷している。解析モデルを図-10に示す。これらの計算は、通常の道路荷重載荷プログラムと同様の処理であり、自動化されている。

なお、衝撃係数については、桁間部床版は主桁間隔、張り出し部は張出長を支間長とした道示に記載されている衝撃係数を考慮した。

一定せん断流パネル解析により求めたT荷重による床版曲げモーメントと、道示、鋼構造設計指針の床版曲げモーメント算出式による値とを比較すると、床版支間が8.3m程度の場合、主桁支点上の床版曲げモーメントが道示、鋼構造設計指針から算出した曲げモーメントを超過することがわかる(表-2)。

7) 検討結果

以上の検討により、次のことが言える。

- (a) 支間が6.0mを超え、8.3m程度の場合でも、①床版曲げモーメントの形状、②活荷重たわみ、③主桁曲げモーメントのそれぞれについて、横桁の有無による有意な差は見られず、床版のみでも十分な荷重分配効果が得られることが明らかになった。ただし、床版の橋軸直角方向曲げモーメントは1.5倍程度となる。

(b) 床版支間が6.0mを超え、8.3m程度の場合でも、床版の橋軸直角方向の曲げモーメントを算出して、一定せん断流パネル解析と平面格子解析の結果を比較したところ、格子解析値>一定せん断流パネル解析値であることが明らかになった。

(c) 一定せん断流パネル解析により求めたT荷重による床版曲げモーメントと道示、鋼構造設計指針の床版曲げモーメント算出式による値とを比較した。床版支間が8.3m程度の場合、主桁支点上の床版曲げモーメントが、鋼構造設計指針の曲げモーメント算出式を超過している。そこで、本橋では、中間横桁のない床版支間8.3mの細幅箱桁と床版を、FEMモデル化してT荷重を載荷した解析を行い、発生する床版曲げモーメントが道示、鋼構造設計指針の床版曲げモーメント算出式による値よりも小さくなることを確認し、鋼構造設計指針の床版曲げモーメント算出式を適用できることを確認した。解析の詳細については別稿の「床版支間が8mを超える長支間合成床版(QS)スラブの設計」に示す。

4. 中間横桁を省略した細幅箱桁合成桁のずれ止め設計に関する検討

(1) 検討方針

本検討では、中間横桁を省略し床版に荷重分配効果を期待した3主桁の細幅箱桁構造について、床版と主桁の接合部に生じる作用力を明らかにし、ずれ止めの配置方法およびずれ止めの設計方法について検討する。なお、本検討は本工区合同の検討課題として隣接工区が実施したものである。検討の手法については、実験およびFEM解析による検討が考えられるが、今回は時間的な制約があることより、後者の解析的手法により検討を進めることとする。なお、ずれ止め部材としては、最も一般的な頭付きスタッドを用いた検討とする。図-11にFEM解析を用いた検討の流れを示す。解析の対象とした構造は、今回の503工区での標準的な橋梁諸元である床版支間が6mかつ3本主桁の区間である。

(2) 解析モデル諸元

解析モデルの要素種別を表-3に示す。合成床版についてはコンクリート部材をソリッド要素、底鋼板をシェル要素とし、細幅箱桁の鋼板部材はシェル要素でモデル化している。なお、横桁については中間横桁がない構造

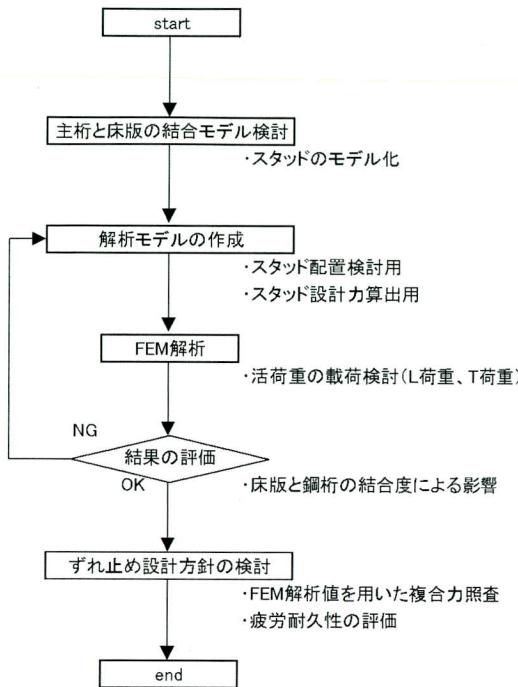


図-11 検討の流れ

表-3 解析モデルの要素種別表

部材	モデル化	要素種別	諸元		
			弾性係数 E(N/mm ²)	断面積 A(m ²)	断面2次モーメント I(m ⁴)
床版	コンクリート 1254	Solid	14 × 10 ⁴		
	底鋼板 16	Shell	2.0 × 10 ⁵		
	筋筋	x	-		
主桁		Shell	2.0 × 10 ⁵		
横幅	t12	Shell	2.0 × 10 ⁵		
ダイヤラム	t12	Shell	2.0 × 10 ⁵		
垂直補剛材	w150 × t12	Shell	2.0 × 10 ⁵		
スカット	φ 22 × 1150	Beam	2.0 × 10 ⁵	3.801E-04	1150E-08

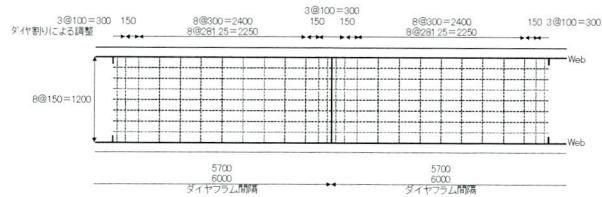


図-12 格点部引抜き力対策配置

そのため、支点上横桁のみのモデル化とする。

スタッドの配置検討については、検討の結果格点部引抜き力対策配置が最大引抜き力を抑える効果が顕著となった図-12に示す格点部引抜き力対策配置とした。

(3) 検討結果

FEM解析結果を基にしたずれ止めの設計方法に関する設計フロー図を図-13に示す。また、スタッドの疲労照査に関しては、今回のFEM解析値を用いて問題のないレベルであることを確認している。

(4) まとめ

中間横桁を省略した細幅箱桁合成桁のずれ止め設計に

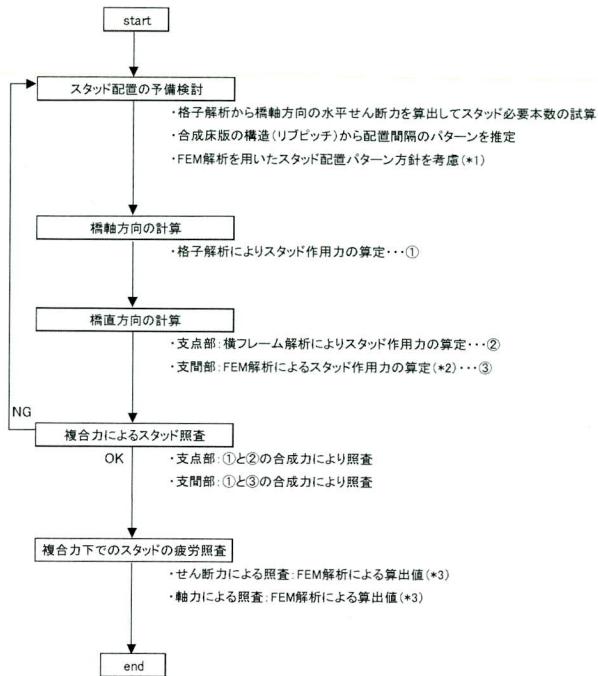


図-13 設計フロー図



写真-1 片江高架橋現場架設状況

対して、503工区の標準橋梁諸元の場合、道示の規定による従来の合成桁のずれ止め設計を踏襲しつつ、FEM解析によって算出したスタッド作用力を適用することにより、実務上合理的なずれ止め設計を行った。

<参考文献>

- 1) 福岡北九州高速道路公社：鋼狭小箱桁橋の設計手引き（案），平成17年3月
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説I・II，平成14年3月，pp.259
- 3) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物，平成9年版，pp.89

2007.2.2 受付

合成床版を横桁で支持する2主鉄桁橋の提案（その2） — 第二東名高速道路 須津川橋（下り線） —

Proposing the 2-Main-Girder Bridge with a Composite Slab Supported by Cross Beams in Consideration of Durability (Part 2)

— The New TOMEI Expressway SUDOGAWA Bridge (bound for Nagoya Line) —

川村 晓人^{*1} 栗田 繁実^{*2} 生駒 元^{*3} 永山 弘久^{*4}
Akito KAWAMURA Shigemi KURITA Motoshi IKOMA Hirohisa NAGAYAMA

Summary

Targetting bridges planned to have wider widths, proposing the 2-main-girder bridge with a composite slab supported with cross beams in consideration of durability. Conventionally, the cross beams were arranged in the middle or lower parts changed into the upper parts. Therefore some problems are concerned. In the vicinity of the intermediate fulcrum, a lower flange may do buckling. The fatigue durability of the main structure such as a principal beam, cross beam is not confirmed. When a vehicle runs, a principal beam and cross beam vibrate. This paper reports analytic inspection for these problems.

キーワード：合成床板、横桁上段配置、横倒れ座屈、車両振動、疲労、FEM

1. まえがき

須津川橋は、中日本高速道路株式会社が建設を進める第二東名高速道路の長泉沼津IC～富士IC間に位置し、図-1に示すような橋長699m、有効幅員11.625m（暫定2車線）の13径間連続合成鉄桁橋であり、床版には中間横桁でも連続的に支持された合成床版を採用している。この構造形式は施工性、経済性、安全性等に対して本工事（暫定2車線施工）ばかりではなく、将来の2車線化（有効幅員16.5m）まで考慮して総合的に決定したものである¹⁾。

本構造形式は、須津川橋で初めて採用する構造形式であるため、幾つかの解決すべき課題が指摘されていた。その中でも特に床版の疲労耐久性については、実物大相当の模型試験体を使用した移動載荷疲労試験を実施し、十分な疲労耐久性を有していることを確認した²⁾。また、他の課題として、

①主桁の横倒れ座屈に対する懸念

本構造は横桁を上段配置しているため、特に下フランジが圧縮側となる中間支点付近では、圧縮フランジの固定点間距離の考え方等、主桁の横倒れ座屈に対する検討が必要である。

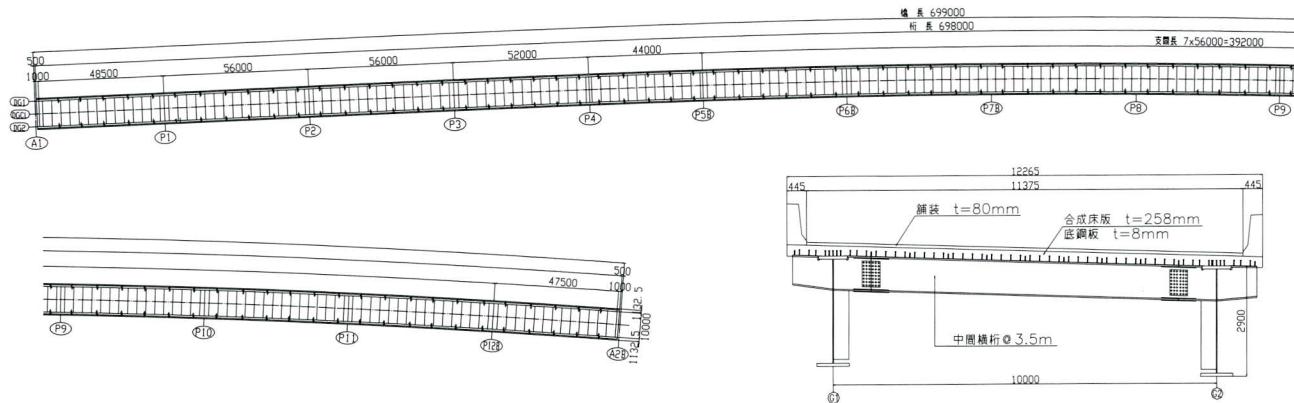


図-1 構造一般図

*1技術本部設計部設計グループ

*2技術本部保全部保全技術グループ

*3生産本部工場管理部工場管理グループ課長

*4技術本部設計部長

②床版を支持する鋼構造部の疲労耐久性

合成床版の疲労耐久性については、実物大疲労試験によりその耐久性を確認したが、床版を支持する鋼構造についても疲労に対する確認が必要である。

③横桁剛性が車両走行へ与える影響

3.5m ピッチで配置された横桁直上と横桁間で生じるたわみ差が車両走行へ与える影響について確認する必要がある。

等が挙げられたが、これらに対しては構造的提案およびそれに対する解析的検証を実施し、その安全性を確認している。本論では上記①～③の課題に対する構造提案について具体的に述べるものである。

2. 主桁の横倒れ座屈に対する検討

(1) 検討の目的

本橋は中間横桁が上段配置されているために、中間支点付近の下フランジが圧縮となる範囲では主桁の横倒れ座屈に関する検討が必要であると考えられる(図-2)。ここでは、設計で仮定した固定点間距離、安全率、座屈耐荷力についてFEM解析を用いて検証した結果を報告する。

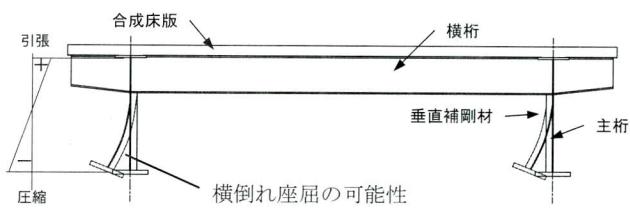


図-2 中間支点部の主桁応力状態

(2) 設計上の仮定と主桁の補強構造

鋼道路橋設計便覧³⁾(以下設計便覧)の『ポニートラスの圧縮弦材の座屈』に準拠し、下フランジが圧縮となる範囲内において、横桁・垂直補剛材の形状から求まるU形フレーム剛性(C)が必要剛性(C')を満足するように(C>C')垂直補剛材の形状を決定した。C及びC'の算出式を①、②に示す。必要剛性(C')を算出する際の α については設計便覧の表-5.2を参照した。

$$C = \frac{6EI_1I_2}{h^2(3BI_1 + 2hI_2)} \text{ (N/mm)} \quad \dots \text{①}$$

$$C' = \frac{\alpha}{\lambda} 2.0 \text{ N/mm} \quad \dots \text{②}$$

U形フレームの概略図を示す(図-3)。 I_1 : 垂直補剛材剛性、 I_2 : 横桁剛性、 B : 主桁間隔、 h : 横桁中心から圧縮フランジまでの距離を表している。 h の値が大きくなる(圧縮フランジと横桁の距離が長くなる)ほどU形フレーム剛性が小さくなる算出式であることがわかる。横桁が3.5m間隔で上段配置されている本橋では、圧縮フランジの固定点間距離を横桁間隔の1倍(3.5m)、2倍(7.0m)、3倍(10.5m)と仮定した場合に、1倍では垂直補剛材の必要剛性が大きくなり、3倍では圧縮フランジの許容応力度の低減が大きいため、2倍(有効長さ係数を2.0)とすると最も経済的な断面となることが試

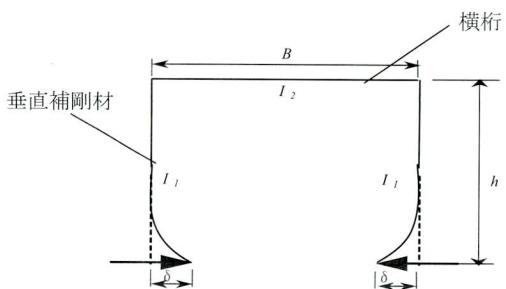


図-3 設計便覧のU形フレーム

固定点間距離(横桁間隔)	3.5m (1.0)	7.0m (2.0)	10.5m (3.0)
U形フレームの必要剛度	42452(N/mm)	12283(N/mm)	4558(N/mm)
主桁下フランジの許容圧縮応力度(SM570-H)	255(N/mm ²)	234(N/mm ²)	207(N/mm ²)
主桁下フランジ厚(mm)	80	91	106
垂直補剛材断面図			

図-4 固定点間距離と補剛材必要剛度との関係

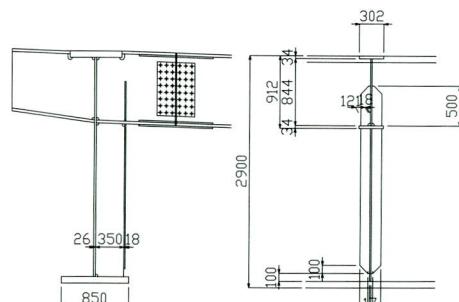


図-5 垂直補剛材の補強

算の結果分かった(図-4)。このため、圧縮フランジの固定点間距離を横桁間隔の2倍(7.0m)として設計を実施した。上記条件にて垂直補剛材の断面を決定し、矩形の垂直補剛材にフランジをつけて剛性を確保した構造(ニーブレース)を採用した(図-5)。

(3) FEM解析による設計の妥当性の検証

1) 概要

本橋では、設計便覧の(表-5.2) Holtの式に基づいて設計を実施したが、実際には中間支点に巻立てコンクリートがあることや主桁剛性が一律ではないことなどがHoltの式との相違点であるため、FEMを実施して検証することとした。

2) 解析モデル

死荷重+活荷重曲げモーメント分布を示す(図-6)。検討の範囲としては主桁下フランジが圧縮領域となる負曲げモーメント区間とする。解析モデル化の範囲は負曲げモーメント区間とし、使用要素は、圧縮力を受ける主桁下フランジ近傍をはり要素、U形フレーム剛性はばね要素を用いてモデル化した(図-7)。作用軸力は断面に作用する応力より算出したので、図-7に示すように中間支点が最大となるような分布で軸力を載荷した。

3) 解析結果

座屈固有値解析を実施し、その座屈固有値から固定点間距離、座屈安全率、座屈耐荷力を算出した。今回の解析ではU形フレーム剛性をパラメータとして解析を実施しており、U形フレーム剛性毎の固定点間距離、安全率、座屈耐荷力の解析結果を示す(図-8)。解析結果を設計で決定したU形フレーム必要剛性:12,583(N/mm)に着目してみると、固定点間距離については設計値7.0mに対して6.0m、安全率については設計値2.0に対して10.867、座屈耐荷力については設計値0.891に対して

0.918であった。

(4) 3次元弾塑性有限変位解析による安全性の検証

1) 解析モデル

解析モデルは中間支点を挟んだ10パネルとし、コンクリート部分はソリッド要素、鋼桁部分はシェル要素を用いてモデル化した(図-9)。コンクリート断面は全幅有効としており、床版部分はひび割れた時に橋軸方向と橋軸直角方向とで剛度差があることから異方性を考慮している。

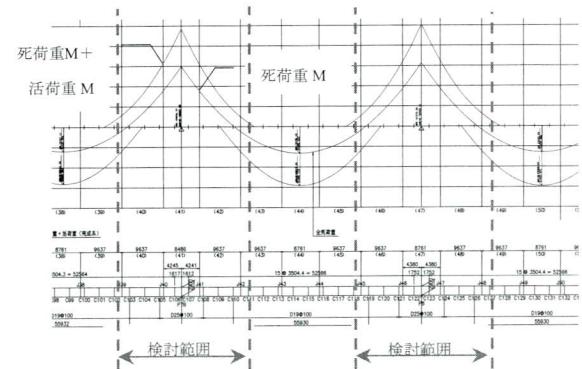


図-6 曲げモーメント分布と検討範囲

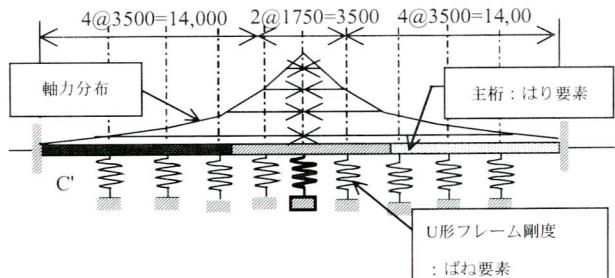


図-7 解析モデル

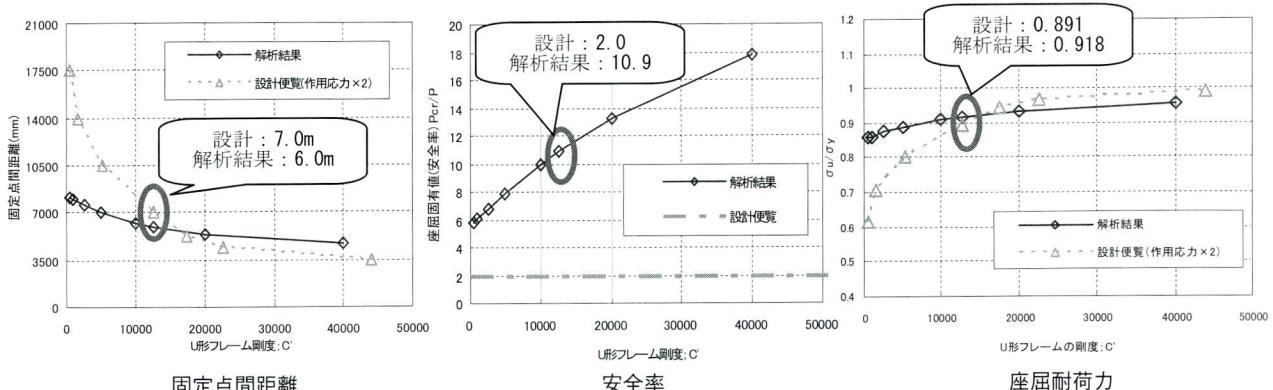


図-8 解析結果と設計便覧による算出結果の比較

2) 初期不整

主桁下フランジには、支間中央で最大 ($L/1000$) となる正弦波形の初期たわみを与えた。残留応力は考慮していない。

3) 載荷条件

死+活荷重の曲げモーメント分布において、中間支点上の曲げモーメントが常時荷重 ($D+L$) によるモーメントの3倍程度となるように解析モデルの両端に鉛直荷重を載荷した。

4) 境界条件

実構造物において中間支点部の下フランジは支承にて変位が拘束されることを考慮して、支承範囲内の全節点の鉛直方向変位を拘束し、中心の一点については3方向全ての変位を拘束した。

5) 解析結果

荷重-変位関係および荷重-応力関係を示す(図-10)。挙動としてはまずウェブの局部座屈が先行して発生し(②図)、その後中間支点近傍の下フランジ応力(④図)が降伏に達している(荷重倍率: 2.16)。下フランジの面外変形は線形的な挙動を示しており(①図)、横倒れ座屈は発生していない。④図中には降伏に対する安全度の照査の基準値(道示II-11.3.2)である $1.3D + 2.0L$ 時の荷重倍率(1.556)を示している。本解析結果における $1.3D + 2.0L$ 時での応力は 320N/mm^2 程度であり、降伏応力 420N/mm^2 (SM570, $t>75$)を下回っている。図-11は最終ステップ(荷重倍率: 2.16)での変形図を示しており、中間支点付近のウェブに大きな面外変形が現れているが横倒れ座屈は発生していないことが判る。

(5) まとめ

本検討では、主桁設計時に仮定した固定点間距離を満足するような必要剛性を有する補強構造を提案し、それに対して2次元FEM解析を実施してその妥当性を検証した。さらに3次元弾塑性FEM解析も実施して、提案した構造の横倒れ座屈に対する安全性を確認した。

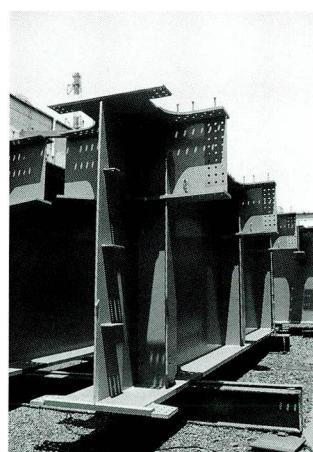


図-12 垂直補剛材の補強写真

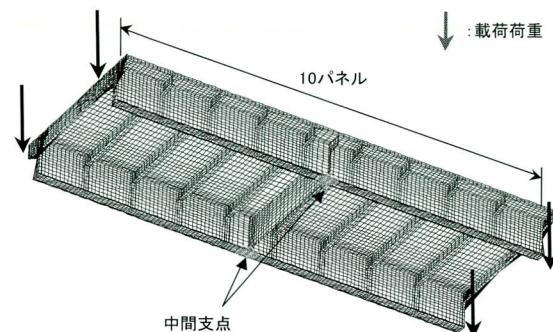


図-9 解析モデル

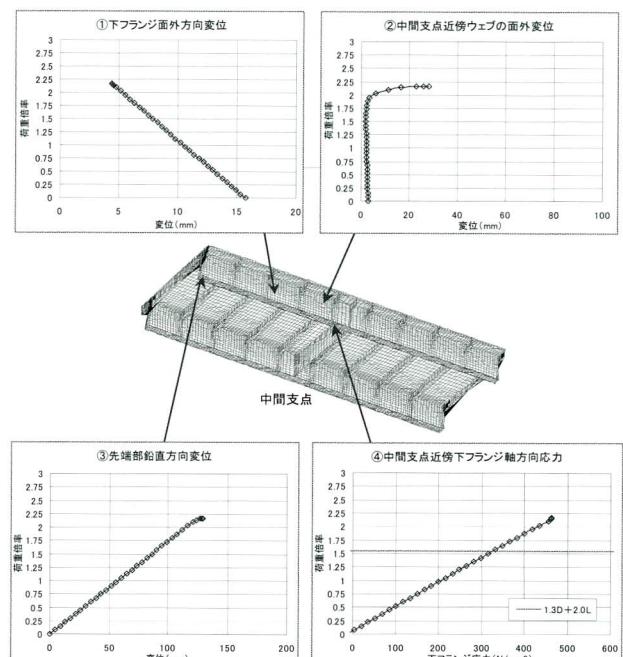


図-10 荷重-変位および荷重-応力関係

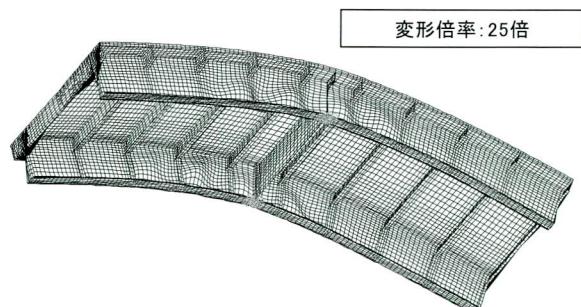


図-11 最終変形図(荷重倍率: 2.16)

3. 床版を支持する鋼構造部の疲労耐久性の検討

(1) 検討の目的

本橋は上段配置した横桁で合成床版を支持する新しい構造であるため、実物大相当の模型による疲労試験を実施し、合成床版の疲労耐久性は確認したが、それを支持する鋼構造部に対しても同様に疲労に対する安全性の検討が必要であると考えた。そこで本検討では、実験の際に比較的大きな応力振幅が計測された垂直補剛材の横桁下フランジ取り付け部に着目してFEM解析による疲労照査および構造改善を行ったので報告する。

(2) 着目位置

実験供試体は床版の疲労耐久性を確認するためであり、実橋とは主桁下フランジの拘束条件や主桁腹板高等が異なっている。着目箇所である垂直補剛材の横桁下フランジ取付部と、実験時のひずみ計測結果を示す(図-13)。着目位置の計測結果は最小主応力値で20.3MPaであった。実験の載荷荷重は200kNとしているので、疲労応力に換算すると60MPa以上となり比較的大きな値であると考えられるため、実橋モデルにて検討することとした。

(3) FEM解析モデルと構造改善案

1) 概要

垂直補剛材の横桁下フランジ取付部の疲労に対する安全性について、実橋を対象とした3次元FEMモデルを用いて検証した。比較のため、垂直補剛材の横桁下フランジ取付部の形状として矩形の場合とフィレットを用い応力の低減を図った場合とをモデル化した。矩形の場合をType-1、フィレットを用いた場合をType-2とした(図-14)。

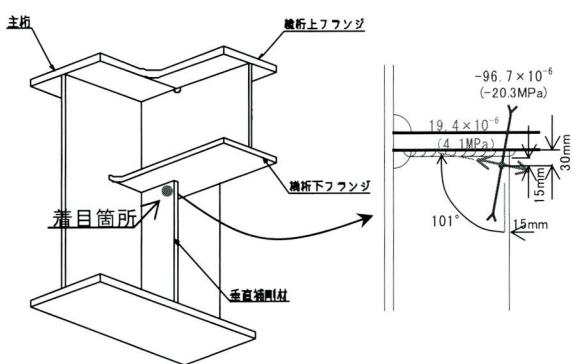
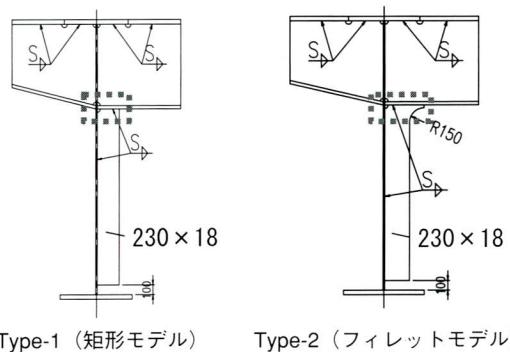


図-13 着目箇所と計測位置

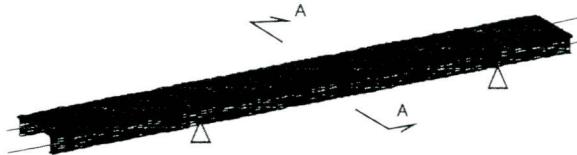
2) 解析モデル

須津川橋13径間のうち、橋梁中心の1.5径間を詳細モデル化範囲として、桁にシェル要素、床版コンクリートにソリッド要素を用いてモデル化した。その他の箇所については、簡略モデル化範囲としてはり要素を用いてモデル化した。着目箇所のメッシュ分割サイズは5mm×5mmとした(図-15)。

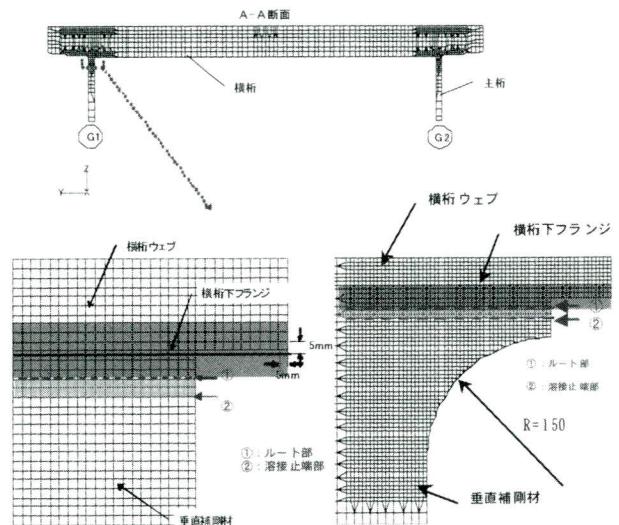


Type-1 (矩形モデル) Type-2 (フィレットモデル)

図-14 着目箇所の構造概要



橋梁中心の詳細モデル



Type-1 (矩形モデル) Type-2 (フィレットモデル)

図-15 解析モデル

3) 継手の種類と照査位置

想定している継手は荷重伝達型十字溶接継手のすみ肉溶接である。そのため、止端破壊の照査とあわせてルート破壊の照査も実施した。詳細位置はそれぞれ、①：ルート部、②：溶接止端部とした（図-15）。本照査位置は、横桁下フランジの板厚を考慮している。

（4）解析結果

着目箇所は高さ方向に主応力が分布しており公称応力による照査が困難であるため、ホットスポット応力を用いた照査を実施した⁵⁾。載荷荷重はT荷重の3倍である600kNとし、レーン載荷した。部位着目した部位の発生応力がもっとも大きい載荷ケース結果を図-16に示す。Type-1の止端部については②止端破壊の強度等級：非

仕上げの場合F等級（一定振幅応力の打ち切り限界；46MPa）に対して76Mpa、①ルート部についてはルート破壊の強度等級：H等級（一定振幅応力の打ち切り限界；23MPa）に対して71MPaであった。これに対し、垂直補剛材の横桁下フランジ取付部にフィレットを設け、回し溶接部に応力が集中しないように構造改善を行ったType-2では、溶接止端部の応力が17MPa、ルート部の応力が6MPaまで低減できた。

（5）まとめ

今回着目した垂直補剛材の横桁下フランジ取付部の応力低減策としてフィレット構造を用いることで、打ち切り限界以下の値となることを確認した。

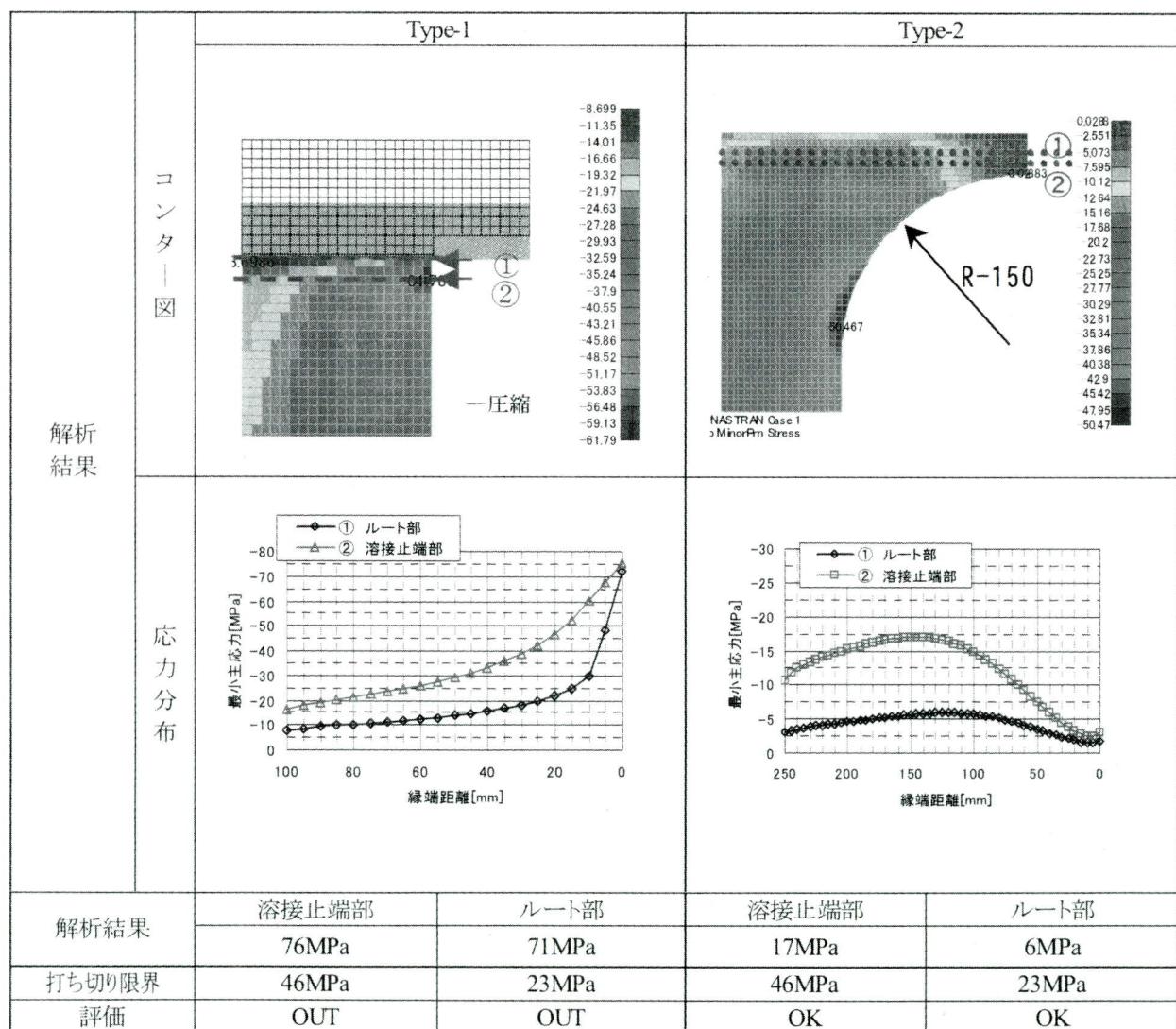


図-16 解析結果

4. 横桁剛性が車両走行に与える影響について

(1) 検討の目的

本橋は合成床版を横桁で支持する構造を採用しているため、中間横桁を上段配置している。このような構造の場合、車両が走行する際に横桁直上とそれ以外の箇所との剛性差によるたわみ差が生じる（図-17）。本検討では、まず静的たわみをFEM解析により算出し、本橋梁の静的たわみ分布を把握した。次に、車両が走行した時の橋梁および走行車の振動特性を、詳細にモデル化した車両モデルを用いた振動解析により把握することとした。

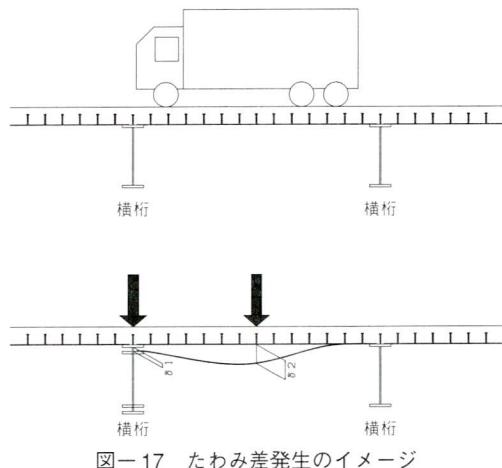


図-17 たわみ差発生のイメージ

(2) 静的たわみ分布

1) 概要

荷重を静的に作用させて床版のたわみ分布を算出することにより、横桁上と横桁間中央との床版のたわみ差を把握することにした。

2) 解析モデル

主桁作用及び連続桁の影響を考慮するために全13径間をモデル化する。着目している1径間分をシェル要素とソリッド要素を用いて詳細にモデル化し、それ以外ははり要素を用いてモデル化した（図-18）。

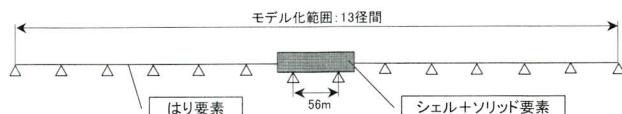


図-18 解析モデル（静的解析）

3) 載荷荷重

橋軸直角方向には主桁間中央位置に1組の荷重をレンジ載荷して、橋軸方向には支間中央から支点上へ載荷荷重を移動させた（図-19）。

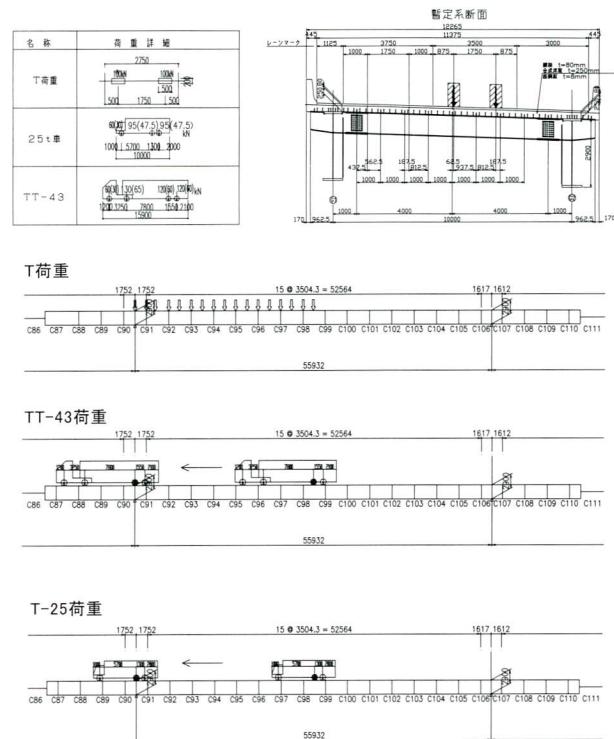


図-19 載荷モデル

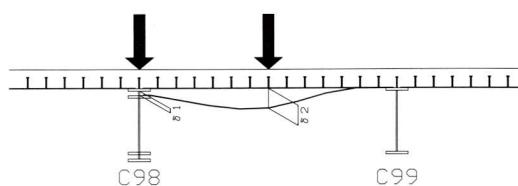
4) 解析結果

支間中央の床版作用によるたわみを δ_2 (C98-C99間)、その隣の横桁上 (C98) でのたわみを δ_1 とし、各載荷ケースでのたわみを示す（表-1）。

床版作用によるたわみは1mm以下と小さい。また支間中央における横桁間中央と横桁上とのたわみの差も0.2mm程度と小さいことがわかった。

表-1 静的たわみ一覧

	支間中央たわみ (mm)			支点上たわみ (mm)
	δ_1	δ_2	$\delta_2 - \delta_1$	
T荷重	0.65	0.84	0.19	0.76
TT-43	0.47	0.71	0.24	0.77
T-25	0.57	0.61	0.04	0.57



(3) 車両走行における振動特性について

1) 概要

前項にて検証した静的たわみ分布より、支間中央と支点上とのたわみに大きな差異ではなく、支間中央の横桁間と横桁上とのたわみ差が0.2mm程度ということがわかった。ここでは、そのたわみ差が車両に与える影響を振動解析により確認する。解析ソフトは(株)CRCソリューションズ所有のDYNA-VCを用いて振動解析を実施した。

2) 解析モデル

解析のモデル化の範囲は全橋梁区間とするが、P6～P7区間の82.5m区間を検討区間とし、シェル要素でモデル化した。それ以外の範囲については、はり要素を用いてモデル化した。なお、平面線形・縦断線形は考慮していない(図-20)。

3) 車両モデル

車両モデルについては、(独)土木研究所の「走行車両による橋梁振動の抑制手法に関する試験調査」⁶⁾にて示されているエアサスペンション式の25tfの車両諸元を再現した(図-21)。車両諸元を表-2に示す。

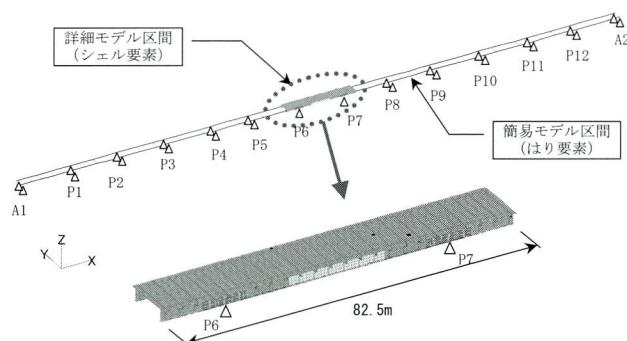


図-20 解析モデル

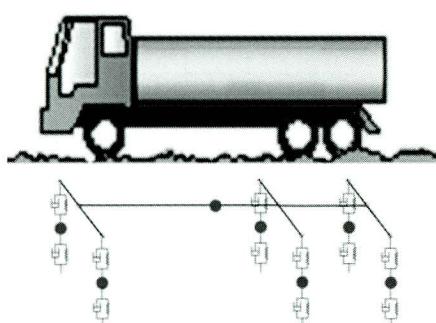


図-21 車両モデル

表-2 車両諸元

項目	単位	エアサス車両
ばね上質量(積載量は含む)	tf	22.1
前軸ばね下質量(タイヤ左右2個分を含む)	tf	0.725
後(後)軸ばね下質量(タイヤ左右4個分を含む)	tf	0.97
後(前)軸ばね下質量(タイヤ左右4個分を含む)	tf	1.23
ばね上重心軸まわり慣性モーメント(積載最大値)	tf·m ²	301
ばね上重心軸まわり慣性モーメント(空荷最小値)	tf·m ²	11
前軸ばね定数(軸左右合計)	tf/m	163(58.2)
前軸タイヤばね定数(タイヤ左右2個分)	tf/m	176
後(後)軸ばね定数(軸左右合計)	tf/m	143(51.2)
後(前)軸ばね定数(軸左右合計)	tf/m	143(51.2)
後前軸タイヤばね定数(タイヤ左右4個分)	tf/m	351
後後軸タイヤばね定数(タイヤ左右4個分)	tf/m	351
後軸ばね下重心軸まわり慣性モーメント	tf·m ²	-
前軸減衰定数(軸左右合計)	-	3.33
前軸タイヤ減衰定数(タイヤ左右2個分)	tf·sec/m	2.23(1.13)
後(後)軸減衰定数(軸左右合計)	tf·sec/m	4.96
後(前)軸減衰定数(軸左右合計)	tf·sec/m	4.96
後前軸タイヤ減衰定数(タイヤ左右4個分)	tf·sec/m	3.83(1.92)
後後軸タイヤ減衰定数(タイヤ左右4個分)	tf·sec/m	3.83(1.92)
前軸より重心までの距離	m	4.91
重心より後軸中心までの距離	m	0.655
重心より中軸までの距離	m	0.848
後前軸より後軸中心までの距離	m	-
後後軸より後軸中心までの距離	m	-

4) その他条件

その他条件を示す(図-22)。

- 車両速度: 100km/h
- 解析時間間隔: 0.01sec
- 解析時間: 2.97sec

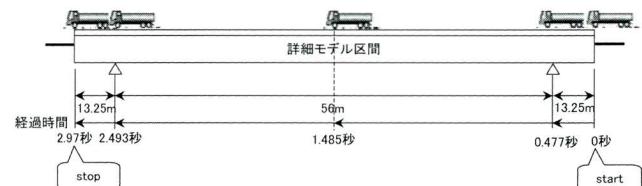


図-22 走行位置と経過時間

5) 固有値解析結果(橋梁モデル)

橋梁モデルの固有値解析結果および振動モードを示す(表-3)(図-23)。

表-3 橋梁モデルの固有値解析結果

モード次数	f[Hz]	T[sec]	有効質量[kg]		
			X	Y	Z
1	3.336	0.300	0.000	0.000	462.942
2	4.109	0.243	0.000	53.188	0.000
3	7.973	0.125	0.067	0.000	0.000
4	8.143	0.123	0.000	135.870	0.081
5	8.157	0.123	0.000	40.695	0.273
6	8.895	0.111	0.000	0.000	0.000
7	9.405	0.106	0.001	0.000	0.000
8	10.390	0.096	0.000	266.613	0.000
9	11.330	0.088	0.000	0.000	0.000
10	11.561	0.086	0.000	0.000	37.749

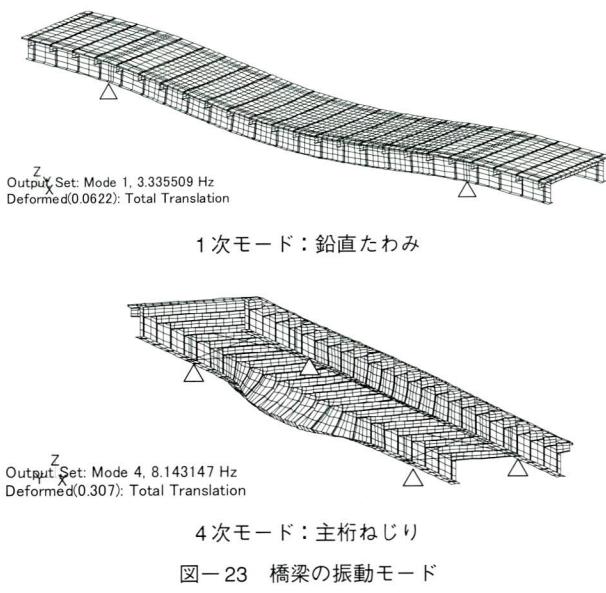


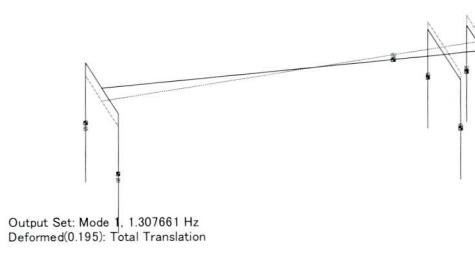
図-23 橋梁の振動モード

6) 固有値解析結果（車両モデル）

車両モデルの固有値解析結果および振動モードを示す（表-4）（図-24）。

表-4 車両モデルの固有値解析結果

モード次数	f[Hz]	T[sec]	有効質量[kg]		
			X	Y	Z
1	1.308	0.765	0.000	0.000	2.332
2	1.825	0.548	0.000	0.000	21.444
3	8.473	0.118	0.000	0.000	0.000
4	10.011	0.100	0.000	0.000	0.560
5	10.278	0.097	0.000	0.000	0.000
6	10.807	0.093	0.000	0.000	0.182
7	11.111	0.090	0.000	0.000	0.000
8	11.270	0.089	0.000	0.000	0.514
9	38.131	0.026	0.000	23.257	0.000
10	56.203	0.018	24.294	0.000	0.000



2次モード：1.82Hz（バウンジング）

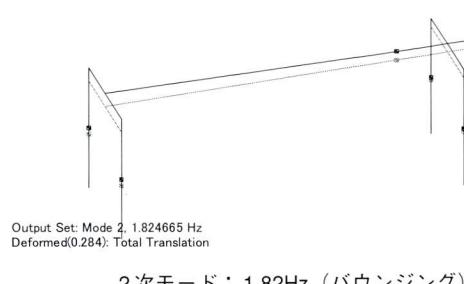


図-24 車両の振動モード

7) 応答変位

横桁下フランジの振動解析結果を示す（図-25）。支間中央の鉛直変位量の時刻歴応答波形、振動加速度波形のスペクトル図を示す。12～14Hz付近の卓越が認められるが、これは横桁の固有振動特性に起因するピークであると推定される。

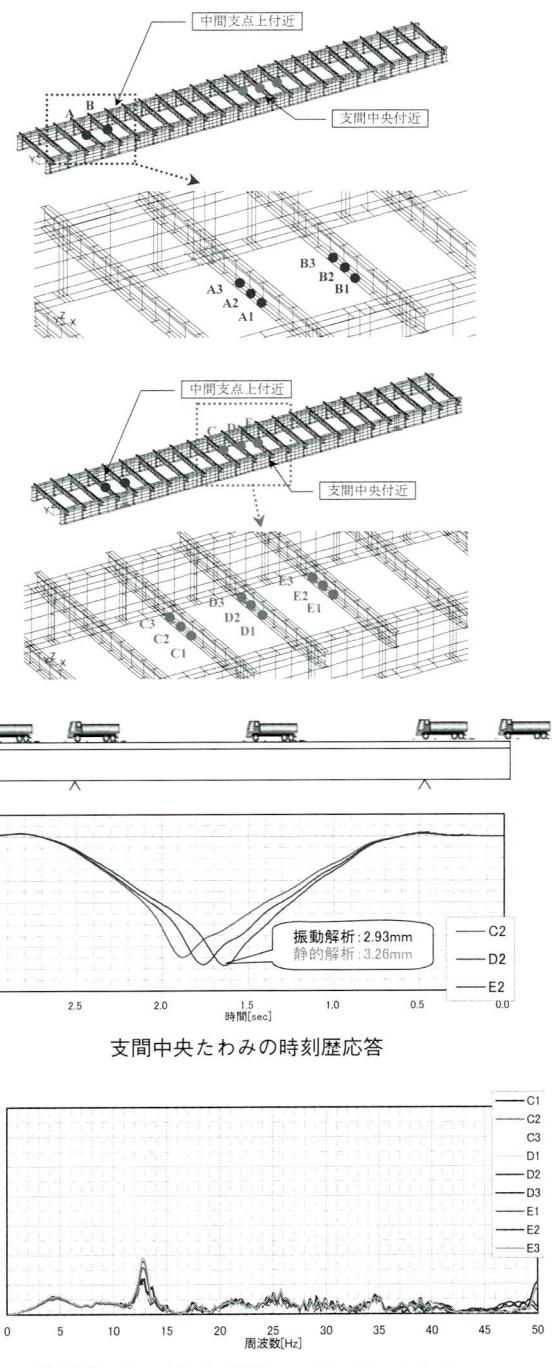


図-25 横桁下フランジの応答特性

8) 車両応答変位（ばね下質点）

車両（ばね下質点）の応答特性を示す（図-26）。時刻歴変位では、後輪の2軸は同じような挙動を示している。後方2軸の鉛直変位波形には横横位置の剛度差によって生じる鉛直変位量の差が明瞭に現れているが、その差は最大でも0.1mm程度の大きさである。時刻歴加速度では、横横間隔毎で変位する振動加速度の状況が明瞭に現れており、その振幅（半振幅）は120mm/sec²程度である。また加速度のフーリエスペクトルでは、8Hz付近に大きな卓越が認められる。これは剛性差の違う横横位置を通過することによる振動が現れたものと考えられる。

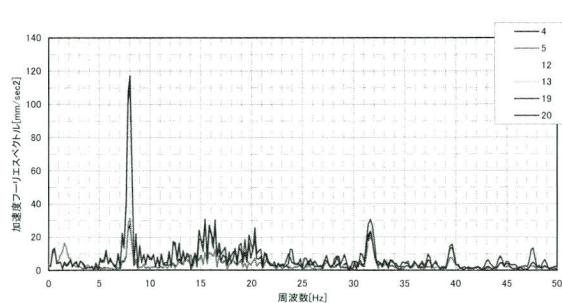
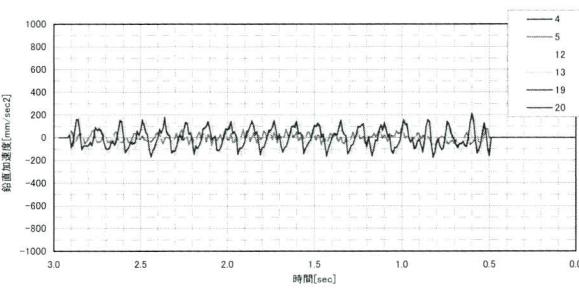
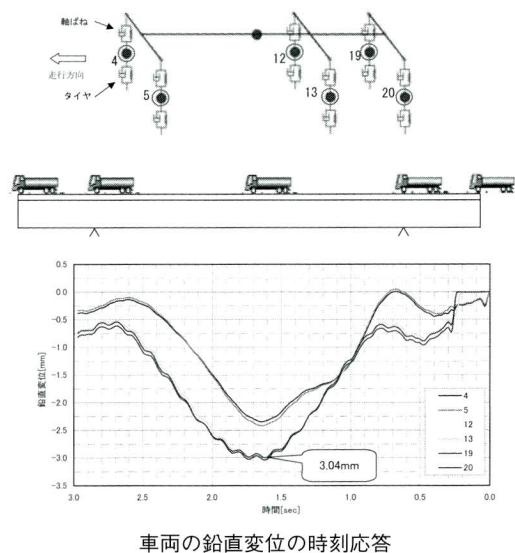


図-26 車両（ばね下質点）の応答特性

9) 車両応答変位（ばね上質点）

車両（ばね上質点）の応答特性を示す（図-27）。鉛直変位波形は滑らかな変位波形となっている。従って、車両が橋梁上を通過する際の横横直上とそれ以外の箇所との剛性差によって生じる鉛直変位量は、車両の鉛直方向の挙動としては小さい変位量である。時刻歴加速度では、0.6, 1.8 ~ 2.0, 8.0Hz付近に卓越が認められる。これらは、それぞれ車両によるたわみ、車両のばね上振動（バウンジング）、剛性差の違う横横通過による振動が現れたものと考えられる。また、それぞれの加速度は30mm/sec²程度である。

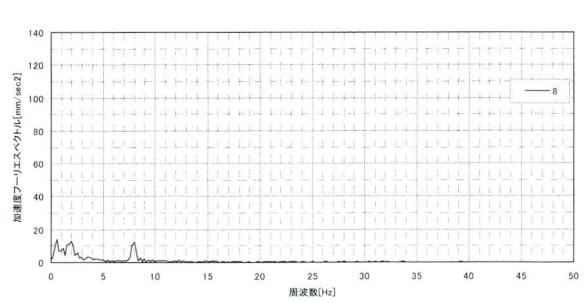
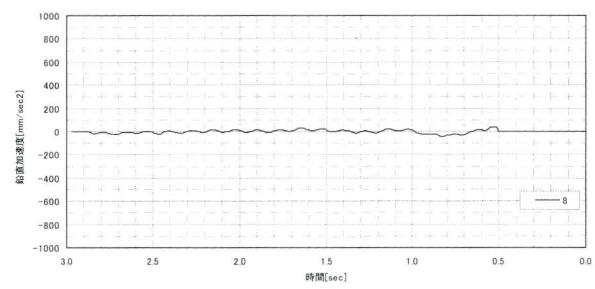
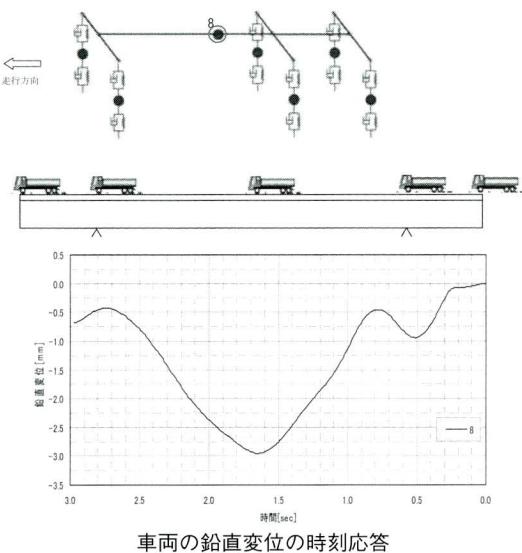


図-27 車両（ばね上質点）の応答特性

10) 乗り心地について

車両応答変位（ばね上質点）を対象に乗り心地について検討した。

剛度差の異なる横桁直上とそれ以外を通過することによって生じる鉛直変位量の差は0.2mm程度である。この剛度差の異なる横桁を通過することによって生じる振動は、100km/hの速度で走行した場合、約8.0Hzの卓越振動となる。従って、剛度差の異なる横桁を通過することによって生じる乗り心地の評価は、8.0Hz付近の振動について評価するものとした。

一般的に乗り心地の検討を行う場合、図-28に示すJaneway乗り心地係数⁷⁾1.5を超過しないことを目標としており、8Hzにおけるその振動加速度は0.05g程度である。一方、本解析結果で得られた車両（ばね上質点）における加速度は8Hzで30mm/sec²（≈0.003g）程度であり（図-27）、横桁剛性差による振動加速度は目標値に比べて十分に小さい値であった。このことから横桁剛性が車両走行に与える影響は小さいものといえる。

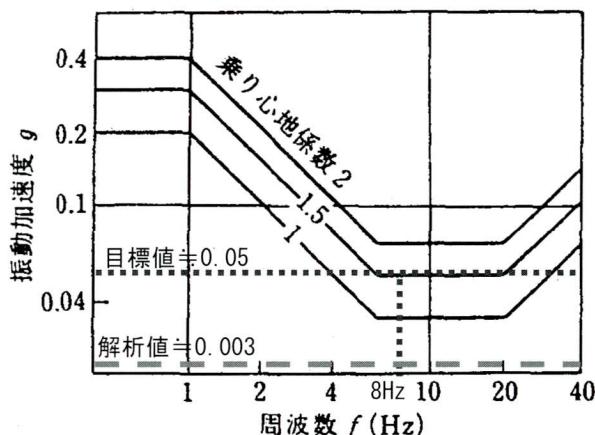


図-28 Janewayの乗り心地係数

(4) まとめ

- 設計要領第1集では縦断方向の凹凸の目標値を3.5mm(3mプロフィルメータ)としているが、それに対して横桁剛性差によるたわみは0.2mm程度と小さい値である。

- 乗り心地の目安であるJanewayの係数で比較すると、解析で得られた加速度は目標値に対して十分に小さい値であり、横桁剛性が車両走行に与える影響は小さいと言える。

5. まとめ

本橋梁形式は、比較的広幅員の橋梁を計画する場合に経済性を発揮する形式である。また、近年のコスト縮減の影響等を受け、減少幅員で暫定的に供用して、将来的に幅員拡幅を予定するような場合には、トータル的に考えるとさらに経済性において優れている形式であると思われるため、今後の採用の機会は少なくないと考えている。

本論では合成床版を横桁で支持する2主鉄桁橋が有する課題に対する解析的検討および構造改善について述べた。これらの課題の検討にあたっては、中日本高速道路株式会社横浜支社富士工事事務所、「合成床版を横桁で支持する鋼橋形式に関する技術検討委員会」（委員長：松井繁之大阪大学大学院教授＜現大阪大学名誉教授＞）のご指導を賜りました。紙面を借りてこれらの関係各位に厚く御礼を申し上げます。

<参考文献>

- 高橋（昭）、高橋（章）、栗田、永山、生駒、阪野：将来拡幅を考慮した橋梁の構造形式検討、第60回年次学術講演会2005、9月。
- 萩原、青木、栗田、阪野、永山：横桁で支持された合成床版の移動載荷疲労試験、第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集2006年、7月。
- 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧、昭和55年8月。
- 高橋、鈴木、築山、永山、生駒、阪野：上段配置した横桁で合成床版を支持する2主鉄桁橋の開発、第6回複合構造シンポジウム2005、11月。
- 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説、1993、4月。
- 村越、新井、長屋：走行車両による橋梁振動の抑制手法に関する試験調査、H14～H17。
- 土木学会：鋼構造シリーズ⑨A 鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物、平成9年版

2007.2.2 受付

合成床版を横桁で支持する2主鋼桁橋の送り出し架設 — 第二東名高速道路 須津川橋（下り線）—

**Launching Erection of the 2-Main-Girder Bridge with a Composite Slab Supported by Cross Beams in Consideration of Durability
— The New TOMEI Expressway SUDOGAWA Bridge (bound for Nagoya Line) —**

中山 裕 康^{*1} 川 村 曜 人^{*2} 上 原 正^{*3} 松 本 博 樹^{*4}
Hiroyasu NAKAYAMA Akihito KAWAMURA Tadashi UEHARA Hiroki MATSUMOTO

Summary

The Sudogawa Bridge above the 2nd Tomei Expressway is a steel bridge supporting a composite slab with cross beams. This type of steel bridge was developed and adopted after repeated studies focusing on construction properties, durability, economic efficiency, and future width increase/workability, assuming that the effective width will eventually be changed to 16.5 m for three lanes each way. Thus, the construction features of this type are different from the conventional type. This article reports the launching erection from the down-line work of the Sudogawa Bridge (steel superstructure work).

キーワード：鋼2主鋼桁、送り出し架設、キャタピラジャッキ、管理項目

1. まえがき

慢性的な渋滞や事故の多発で機能低下している現東名と交通機能の分担を行うことを目的に建設コストを縮減しながら整備が進められている第二東名高速道路のなかで、東海地震などの大規模災害が予想される静岡県内に

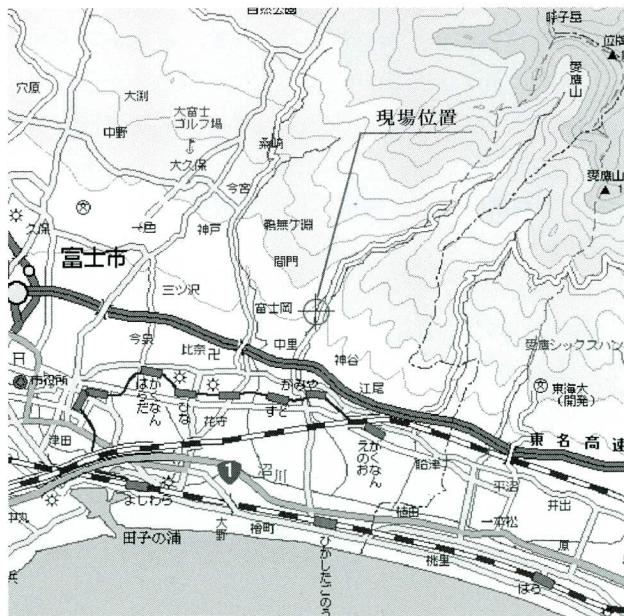


図-1 位置図

*¹工事本部工事計画部東京計画グループ

*²技術本部設計部設計グループ

ある須津川橋は、国道、高速道路及び鉄道が折り重なるように走っている東西交通の要の場所に位置する。

須津川橋下り線は、13径間連続2主合成鋼桁であり、構造的特徴は構造性、施工性、経済性に優れた「合成床版を横桁で支持する鋼橋形式」である。本形式では、ハンチレスの合成床版を採用するとともに、その鋼板パネルを横桁に直接、高力ボルトで連結する等、床版としての構造形式や応力伝達機構の面で従来形式とは異なる特徴を有している。

本稿では、須津川橋工事の内、現時点（平成18年11月17日現在）で施工の完了している送り出し架設について報告する。

2. 橋梁概要

須津川橋の断面図を図-2に示し、現況写真を写真-1, 2に示す。

橋梁諸元

発注者：中日本高速道路株式会社 横浜支社

工事名：第二東名高速道路 須津川橋（鋼上部工）

下り線工事

*³工事本部工事計画部次長（宮地・瀧上JV架設部会長）

*⁴工事本部工事部課長（宮地・瀧上JV現場代理人）

施工位置：静岡県富士市

橋梁形式：鋼 13 径間連続合成鋼桁橋

橋 長：699m

支 間：48.5 + 2@56.0 + 52.0 + 44.0 + 7@56.0 + 47.5m

有効幅員：11.625m

縦断勾配：- 2.0 %

横断勾配：- 2.608 % ~ 3.00 %

平面線形：A = 1000m ~ R = 4000m



写真-1 現況 (A1 橋台側)

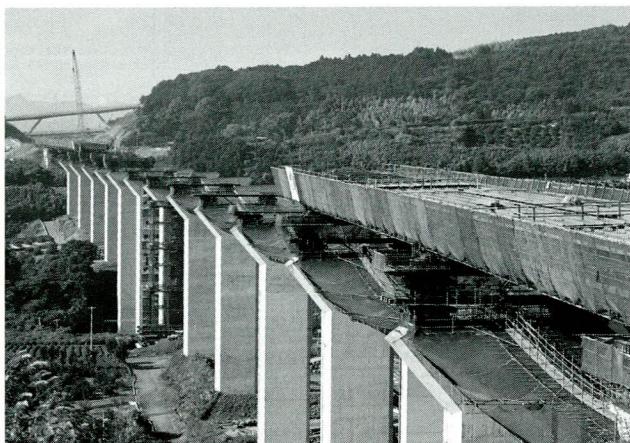


写真-2 現況 (A2 橋台側)

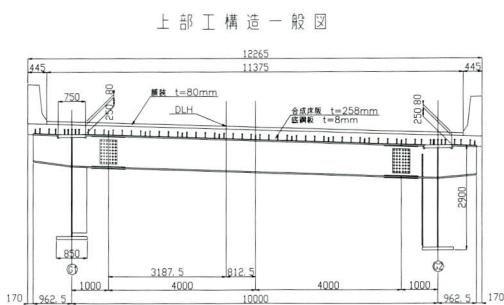


図-2 断面図

3. 架設工法

(1) 送り出し架設の概要

本橋は山間部に位置し、橋脚高が最大で 54m と高くなること、また、橋台背面ヤードの使用が可能であることから、架設工法は送り出し架設を採用した。

本橋で採用した多径間連続送り出し工法とは架設位置の隣接場所で、鋼桁の部分組立てまたは全体組立てを行って、順次送り出す方法であり、本橋の送り出し工法の施工フローを図-3 に、架設計画図を図-4, 5 に示す。

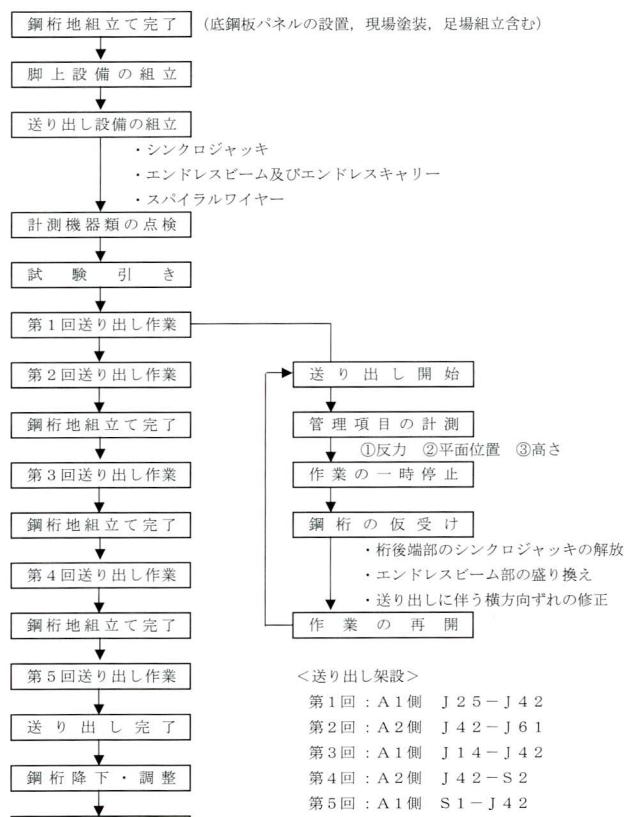
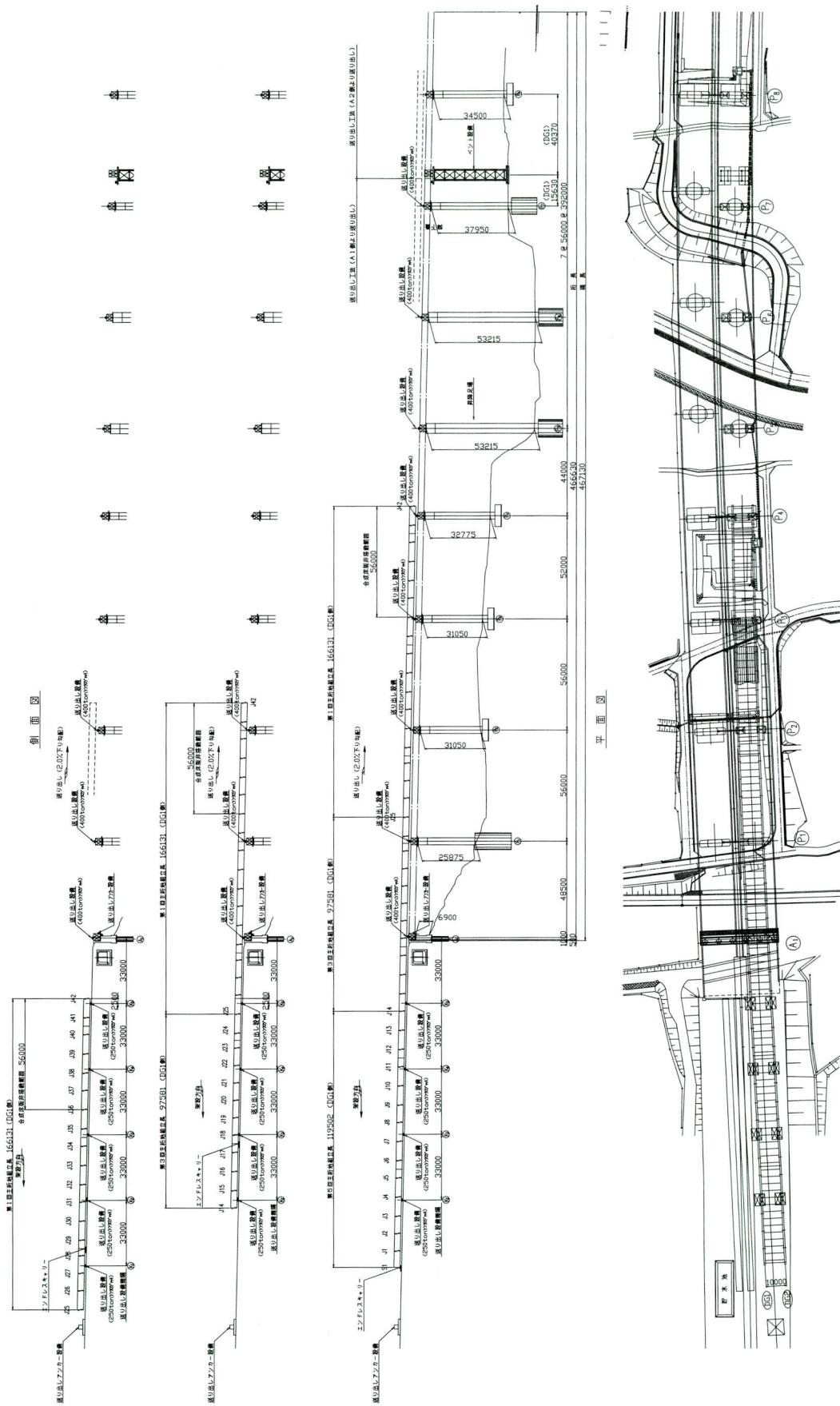


図-3 送り出しフロー

須津川橋 架設設計画図

A1(側)



図一4 架設設計画図（その1）

須津川橋 架設設計図

A2側

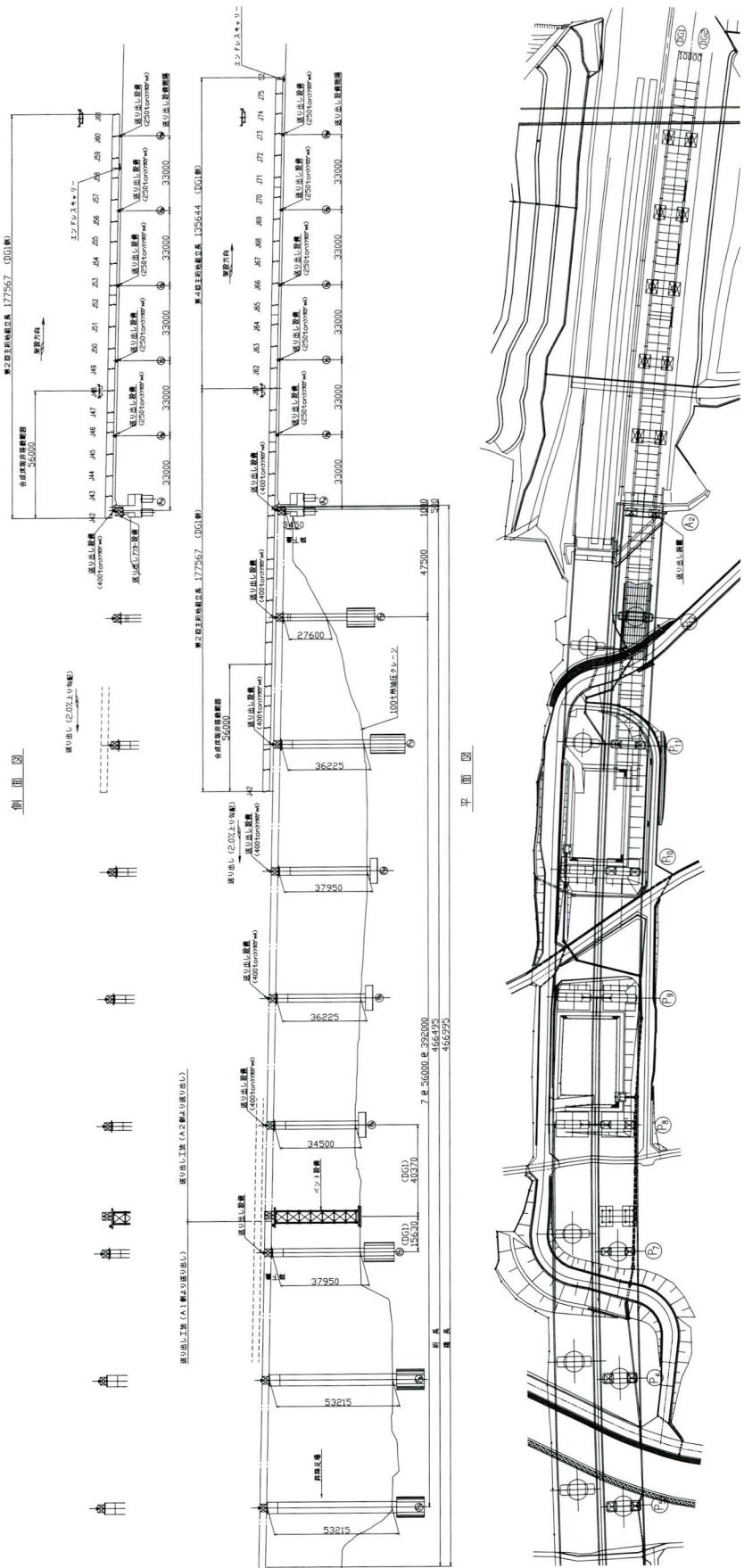


図-5 架設計画図（その2）

(2) 本橋の送り出し架設の特徴

本橋の送り出し工法の特徴は以下のとおりである。

① 分割送り出し

S字曲線を有する平面曲率の関係より、橋梁全長の一括地組立が困難なことから、本橋の送り出しは、各橋台からの計5回の分割送り出し工法を採用した。一般に全橋一括送り出しの方が工程面で有利とされるが、送り出しヤードをA1橋台とA2橋台の2箇所とし、並行作業を行うことで、現場工程の短縮に伴うコスト縮減を図った。

② 手延べ機を使用しない送り出し

一般的に送り出し工法では発生曲げモーメントを小さくする目的で先端部に手延べ機を取り付けることが多いが、閉合位置に先行送り出しされた鋼桁があり、手延べ機が干渉すること、高所での鋼桁余長部分の切断仕上げ作業が発生すること、及び鋼桁が高い曲げ剛性を有していることに配慮し、本橋においては手延べ機を使用しない工法が経済的に優位であるとの判断から手延べ機を用いないこととした。

③ 単円軌道の送り出し線形

本橋の道路平面線形がP2橋脚手前に変曲点をもつS字カーブ ($R = 10440m$: A1橋台、 $R = \infty$: P2橋脚手前、 $R = 4000m$: P7橋手前以降) を有する曲線であることから、送り出し線形は支点上の横ずれ量がもっと少なくなるように計画した。(図-7)

クロソイド曲線の影響があるA1側はクロソイド曲線上の任意の3点を通る単円上 ($R = 15000m$) とし、クロソイド曲線の影響がないA2側は橋梁平面線形と同じ単円上 ($R = 3990m$) とした。

④ 道路縦断線形と同じ送り出し勾配

送り出し作業時の不測の事態の中では勾配に起因するものも多く、条件が許す限り、水平に近い状態で計画することが基本であるが、送り出し後の鋼桁降下作業量を極力少なくする目的でA1側は道路縦断線形と同じ2%の下り勾配とした。その際、鋼桁の逸走防止に配慮し、送り出しアンカー設備を設置した。

A2側は橋台から約50mの後方位置にあるオーバープリッジの桁下空間と本橋地組時の高さとの関係から、水平ではなく、道路縦断線形と同じ2%の上り勾配とした。

配とした。

⑤ 鋼板パネルを設置した送り出し

合成床版の鋼板パネルは、床版コンクリート硬化後の後死荷重および活荷重に対して設計されている関係から、鋼板パネルの両端を横桁に完全固定すると、送り出し架設時に発生する橋軸方向の圧縮力により、鋼板パネルが座屈することが懸念された。そのため、送り出し前には鋼板パネルの片側のみ高力ボルトで固定し、圧縮力が作用しないように配慮した。

ただし、圧縮力が作用しない橋軸直角方向は固定とし、送り出し架設時の横方向の拘束効果を高め、鋼桁全体の安定性を向上させた。

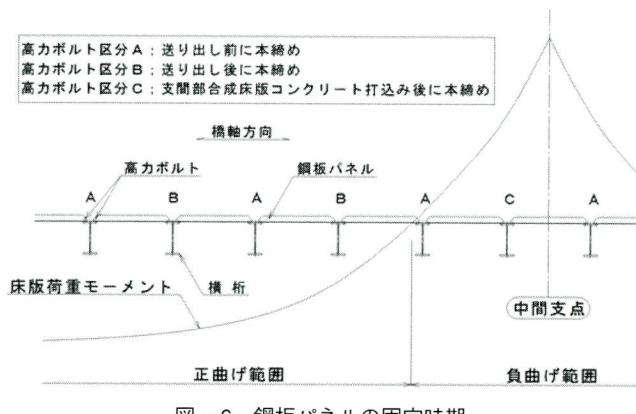


図-6 鋼板パネルの固定時期

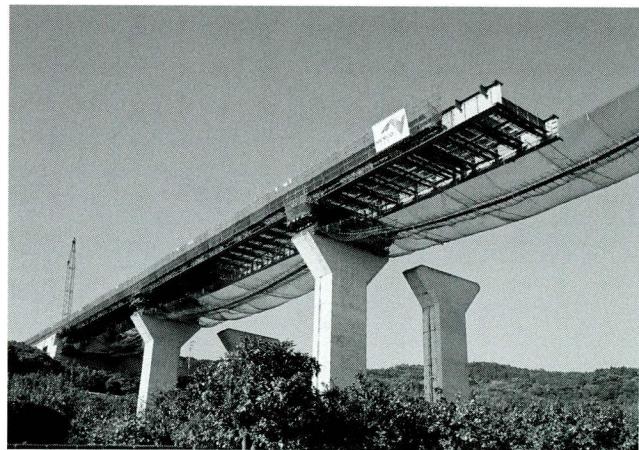
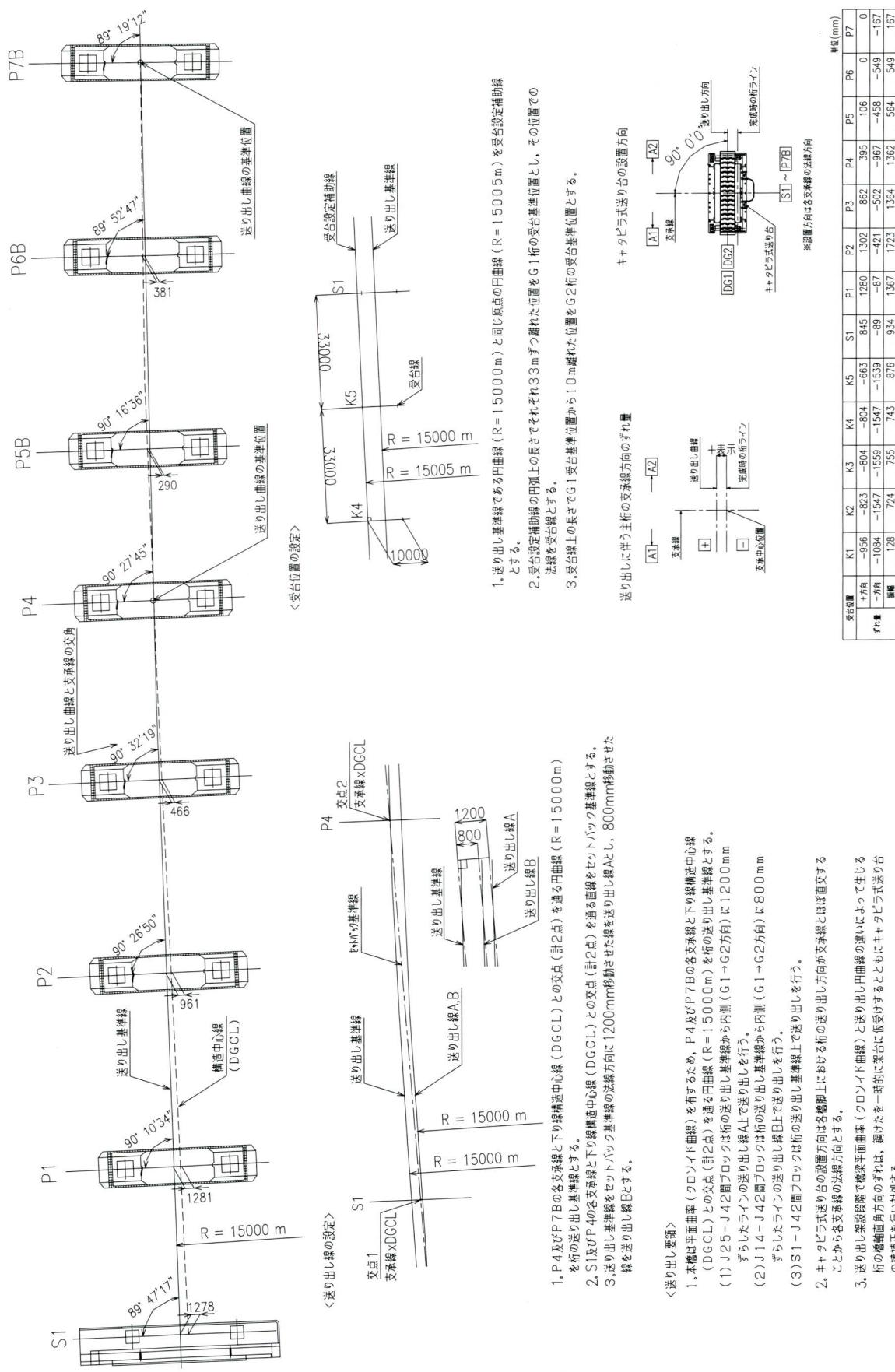


写真-3 送り出し状況

A1 橋台側からの送り出し (A1~J42間)



(3) 送り出し架設時の検討

① 腹板座屈の照査と鋼桁全体の安定照査

一般的に鋼桁の送り出し架設においては、完成系の断面力とは異なる架設系の断面力が主桁に発生するとともに、送り出し装置直上のウェブには大きな受点反力が作用することとなり、架設系の曲げモーメントおよびせん断力（以後M、Sという）に対する主桁断面の照査とM、Sおよび受点反力に対する主桁ウェブの座屈照査を行う必要がある。本橋では、手延べ機の有無も含めた架設系のMおよびSに対する断面補強と受点反力に対する比較検討を行い、最も経済的な架設補強方法（垂直補剛材を追加し、それでも所定の安全率が確保できないパネルは、ウェブを増厚する案）を採用した。

また、本橋の特徴である「合成床版を横桁で支持する鋼橋形式」では横桁が上段配置され、主桁下フランジの横倒れ座屈に対する横桁の拘束効果の低下が懸念されたことから、上述した従来の照査方法以外にFEM解析を行い、架設系における鋼桁全体の安全性を確認した。解析モデルは、腹板座屈の起こる危険性が高い最大張り出し支持状態とし、平面曲率は最も小さいR=4000mを考慮した。

② 横倒れ座屈に対する対策

送り出し時の鋼桁先端部（送り出し先端張出部）は、橋脚からの最大張り出し状態における受点反力が過大にならないよう合成床版鋼板パネルの載荷範囲を検討し、結果として送り出し先端張出部のみ、送り出し完了後に鋼板パネルを架設することとした。これにより、送り出し架設においては、その先端部は鋼板パネルによる拘束がなくなることで、橋体全体の剛性低下が懸念されたため、対傾構形式の仮設形状保持材を主桁に固定した。

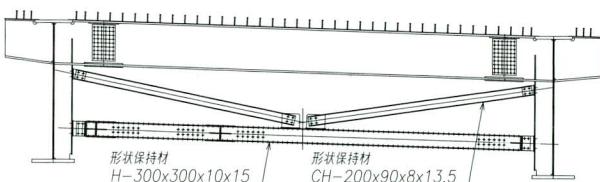


図-8 形状保持材

③ 横ずれ対策

クロソイド曲線の影響があるA1側は最も横ずれ量が少なくなるような送り出し線形を採用しても、最大

1.8mのずれが生じてしまう。そのため、A1側ではそれぞれの分割送り出し時に先立って、シンクロジャッキを使用した鋼桁の横取りを行い、受点と支承中心の横ずれ量が小さくなるようにするとともにシンクロジャッキ直下に剛な受梁を置くことで送り出し時の横移動にも対応できるようにした。

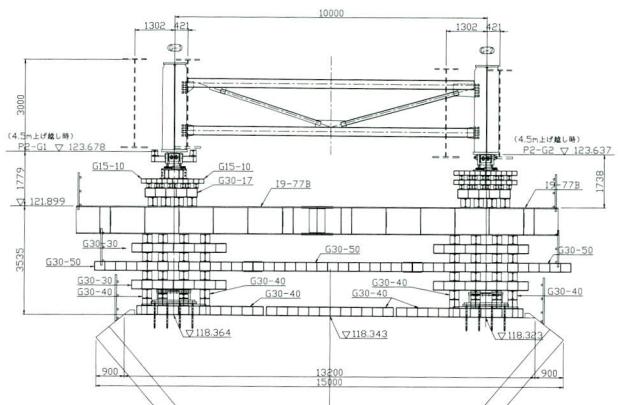


図-9 橋脚上の送り出し設備

(4) 使用機材

本橋の送り出し装置の基本システムは、送り出し作業効率の高いエンドレスキャリー+シンクロジャッキとし、桁を連続的に送り出せるように計画した。

① シンクロジャッキ

後述する反力調整や管理を行うためには製作カンバー、横断勾配の差から送り出し距離に応じて受点高さを変化させる必要があり、現場作業を複雑にする。そのため、本橋ではそれらの高さ変化に対応することができるようシンクロジャッキを使用した。受点反力の関係から、シンクロジャッキ能力はヤード部で250t、橋台および橋脚部で400tとした。

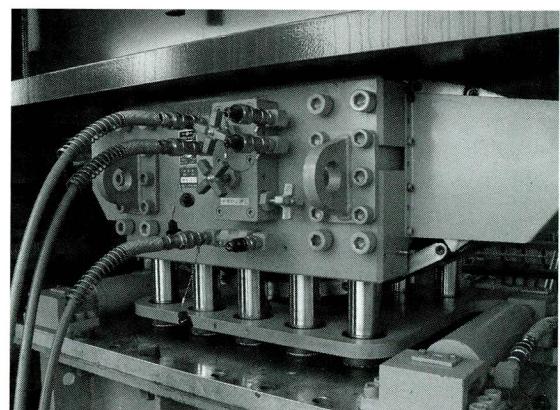


写真-4 シンクロジャッキ

須津川橋 送り出し推進設備全体図 $S=1/120(S=1/60)$

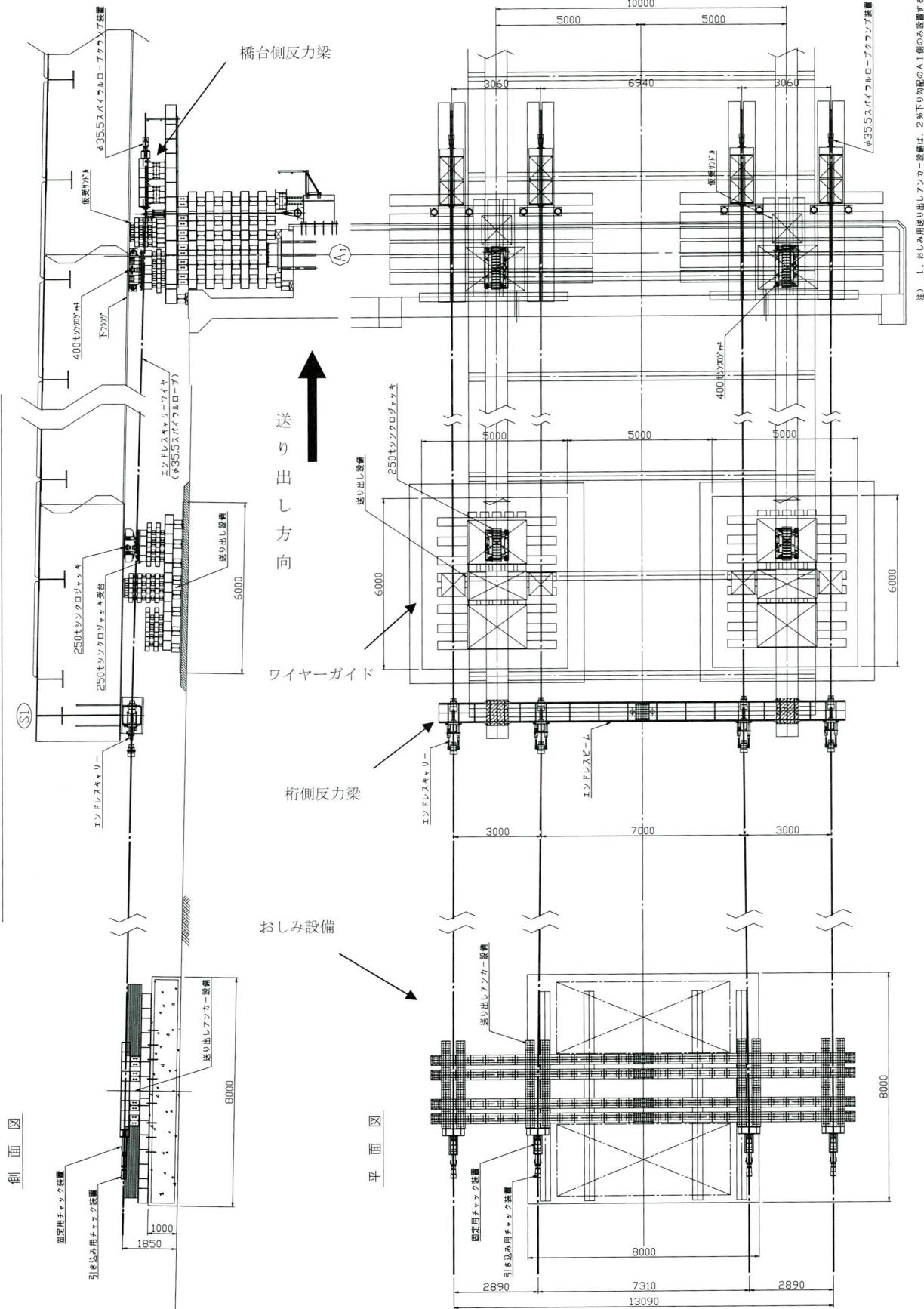


図-10 送り出し設備全体図

② エンドレスキャリー

送り出しの推進力であるエンドレスキャリーの能力は送り出し桁の荷重とシンクロジャッキの摩擦力及び縦断勾配を考慮して決定し、能力が500kNのエンドレスキャリーを4台設置した。

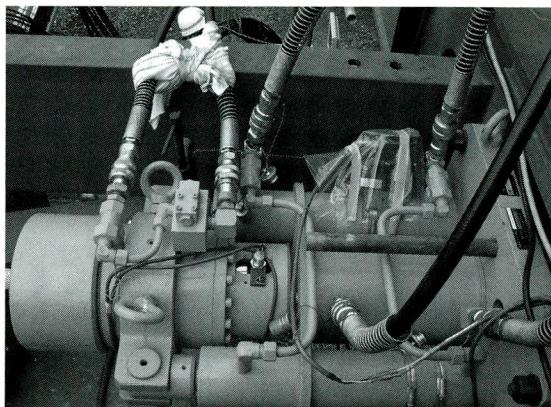


写真-5 エンドレスキャリー

③ おしみ設備

下り勾配での送り出しへは、鋼桁の逸走防止対策としておしみケーブル等の安全設備を設置した。

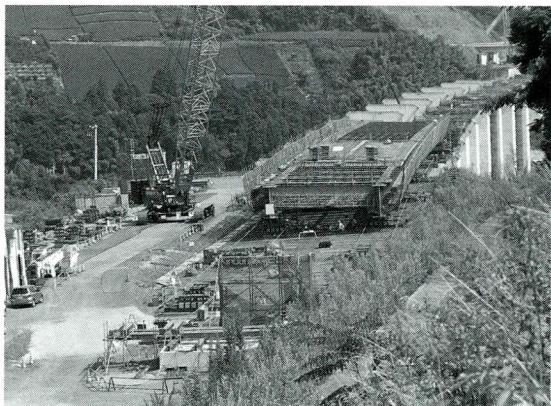


写真-6 おしみ設備

④ 反力梁（橋台、桁側）

エンドレスキャリーからの駆動力をスパイラルワイヤーを介して、橋台に伝えるため、橋台上に反力梁を設置した。また、エンドレスキャリーを固定するための鋼桁側反力梁は支承セットボルトを利用して、ソールプレート下面に固定した。

送り出し桁は、単円上を送り出すことからエンドレスキャリーから延びたワイヤーは、送り架台や主桁に干渉したり、エンドレスキャリーに対して平行に入らないことが想定されたため、ワイヤーの角折れの影響からエンドレスキャリーに過大な水平力が作用しないよう、反力梁にワイヤーガイドを取り付けた。また、ワイヤーが送り出し線形と一致するように送り架台上にもワイヤーガイドを設置した。



写真-7 ワイヤーガイド

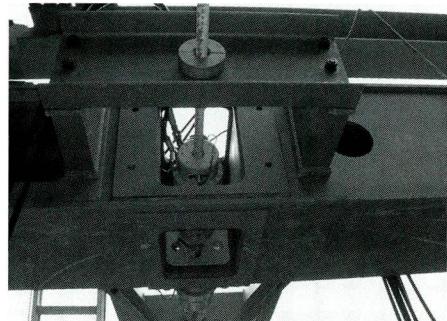


写真-8 エンドレスキャリーガイド

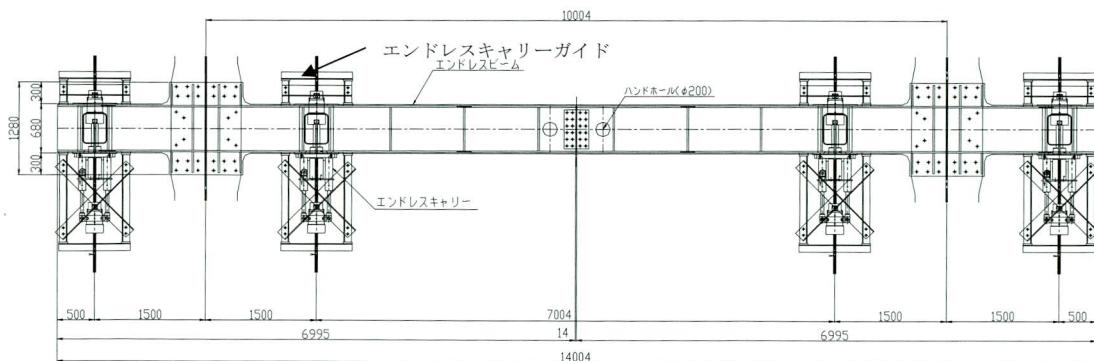


図-11 桁側反力梁

(5) 送り出し架設時の管理項目

鋼桁を安全に短時間で確実に送り出すために「送り出し距離」、「受点反力」、「ワイヤー張力」について自動計測システムによる重点的な管理を行った。

① 受点反力の管理

レーザー距離計により「送り出し距離」をリアルタイムに計測し、その送り出し距離に応じた各受点反力の管理値に計測値が収まるように制御した。なお、各ジャッキを高速LANで接続し、管理室に設置したPCで「ワイヤー張力」と併せて集中管理を行った。

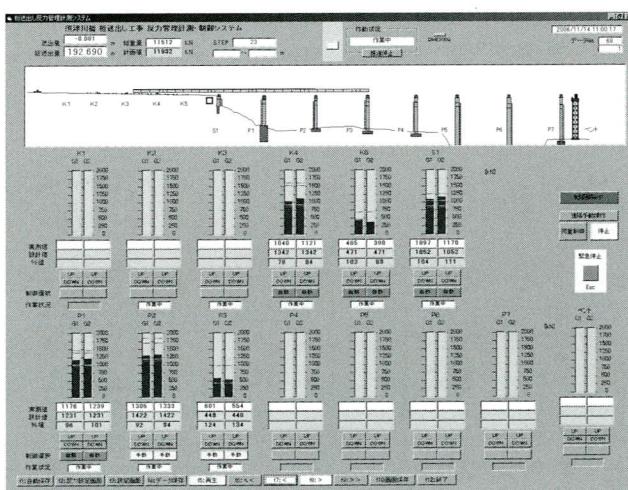


図-12 反力制御画面

② 橋軸直角方向のずれ量の管理

送り出し時の鋼桁位置は、送り出し距離に対応した各受点位置での主桁中心と支承中心との橋軸直角方向のずれ量を予め計算しておき、送り出し距離に応じて、ずれ量を計測するとともに送り出し前方の橋脚上からトランシットで鋼桁先端部を計測することで管理した。横ずれ量が大きくなり、橋脚到達時に受台等に干渉することが予想された場合は、シンクロジャッキを利用して送り出し方向を修正し対応した。

③ 高さの管理

各受点の高さと反力は高い相関関係を示すことから、各受点位置では高さの計測を隨時行い、管理した。その際、明らかに異常な場合（ $\pm 100\text{mm}$ 以上）には作業を停止するように計画したが、現時点ではシンクロジャッキを使用した反力制御の結果から、そのような状態は生じていない。

④ ワイヤー張力の管理

送り出しの推進力であるワイヤー張力は鋼桁とシンクロジャッキの摩擦力から決定される。そのため、送り出し作業中にその反力値を逐次計測し、管理した。

また、エンドレスキャリーはワイヤーを利用したおしほみ装置をも兼務していることから、前後のチャックが同時に解放しないように制御した。

⑤ 主桁とシンクロジャッキのずれ量

主桁とシンクロジャッキのずれ量は、シンクロジャッキ性能と下フランジの板曲げから 50mm 以内とし、それを超える場合はシンクロジャッキの据付位置を盛り替えることとした。

⑥ 安全管理

多径間の送り出しのため、各受点位置で無線機を使用して、密に連絡を取り合いながら進めているが、万一の場合に備えて、各受点位置に非常停止ボタンを設置し、トラブルが生じた場合には非常停止ボタンを押すことでエンドレスキャリーが自動的にストップするようにした。

4. あとがき

本工事では現時点（平成18年11月17日現在）で計3回の送り出し作業を終えたところであり、送り出しシステムによる精度の高い反力管理を行っていることから、大きな問題もなく作業を進めている。今後2回の送り出し作業を行い、1月中旬には送り出し架設が完了する予定であるが、今後も、鋼桁降下、鋼桁閉合、床版コンクリート施工などの難関が待ちかまえている。引き続き、安全管理に注力しつつ施工を進め、本工事を完成させたいと考えている。

謝辞：本橋の施工にあたり、中日本高速道路株式会社横浜支社富士工事事務所のご指導を賜りました。誌面を借りてこれらの関係各位に厚く御礼を申し上げます。

2006.11.30 受付

大型搬送車を利用した鋼箱桁橋の送り出し架設 (大槻上部工)

Launching Erection of Steel-Box Girder Bridge Using Large Delivery Vehicles (Otsuki superstructure work)

高 橋 昌 彦^{*1} 有 安 信 裕^{*2}
Masahiko TAKAHASHI Nobuhiro ARIYASU

Summary

In a three-dimensional project for a viaduct at the bypass of National Route 4, a method to reduce the duration of traffic restrictions during bridge erection above the cross-point turned into a technical proposal. By means of a launching method using large delivery vehicles, the erection work took 8 hours compared to the proposed standard of 54 hours. In one block erection, only one span is to be supported at the supporting points. From a design standpoint, however, our calculations were based on a 6-span continuous completed system. Thus, we carried out "step" erection reproducing these design conditions.

キーワード：技術提案、交差点、大型搬送車、形状管理（設計条件の再現）

1. まえがき

国道4号あさか野バイパス全線4車線整備により交通量が増え、平面交差点が3箇所連続している針生地区においては、現在交差点での渋滞が発生し、渋滞緩和のための高架橋による立体化事業を行っている。

「針生高架橋」は起点A1（白河側）～A1（福島側）の総延長886mの高架橋であり、6径間+6径間+5径間の連続鋼箱桁橋である。

本工事は、この針生高架橋のうち、起点側の6径間の施工を行った。ここでは、本橋の橋桁架設工事の施工方法について報告する。

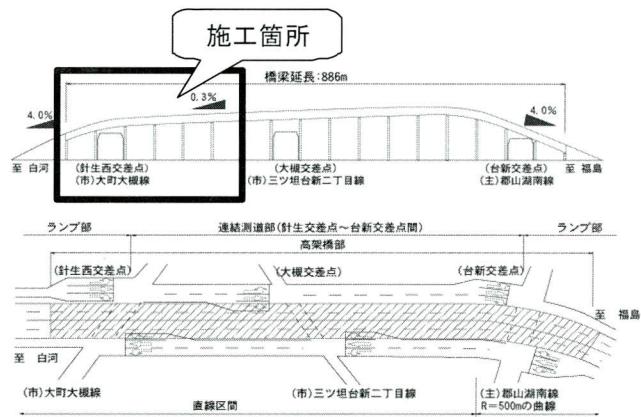


図-1 針生高架橋（仮称）

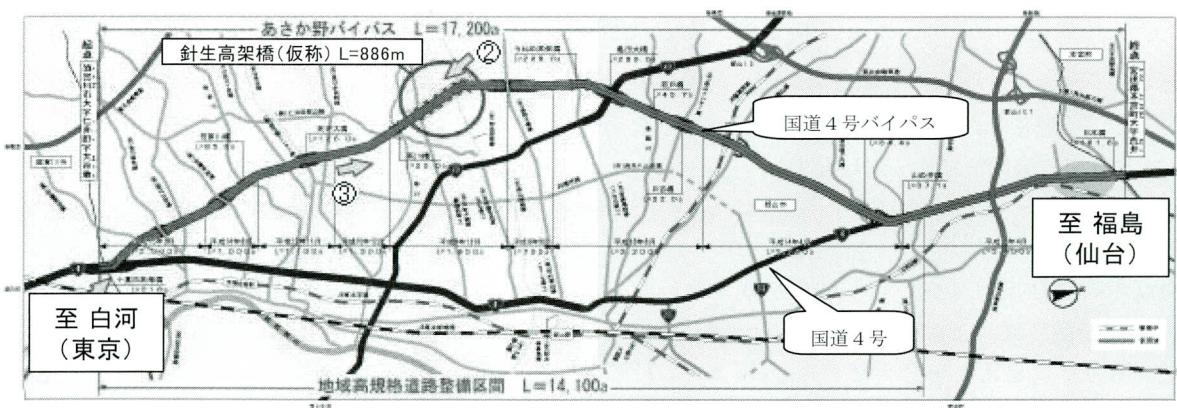


図-2 施工位置図

*¹工事本部工事部東京工事グループ（現場代理人）

*²生産本部千葉工場計画グループ

2. 工事概要

- (1) 工事名：大槻地区上部工工事
- (2) 施工箇所：福島県郡山市大槻町針生地内
- (3) 工期：自) 平成 16 年 12 月 23 日
至) 平成 18 年 2 月 20 日
- (4) 発注者：国土交通省 東北地方整備局
- (5) 受注者：株式会社 宮地鐵工所
- (6) 橋梁概要

道路区分	第3種第1級 設計速度 80km/h
橋梁形式	6径間連続非合成箱桁
活荷重	B活荷重
橋長	308.000m(CL上)
桁長	307.625m(CL上)
支間長	53.200+54.000+3x50.000+49.250m(CL上)
総幅員	9.500m
有効幅員	8.500m
斜角	90° 00' 00"
縦断勾配	4.0% ↘ ~ 0.3% ↘ VCL=170m
横断勾配	2.0% ↘
平面曲線	R=∞
舗装	アスファルト舗装 t=80mm
床版	鉄筋コンクリート床版 t=220mm
設計水平震度	kh=0.26
使用鋼材	SM490Y, SM400, SS400, S10T

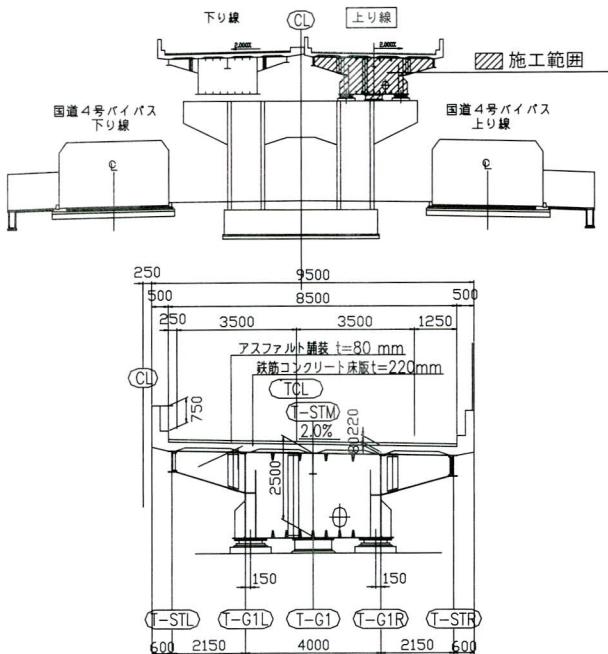


図-3 構造一般図

大型搬送車を利用した鋼箱桁橋の送り出し架設（大槻上部工）

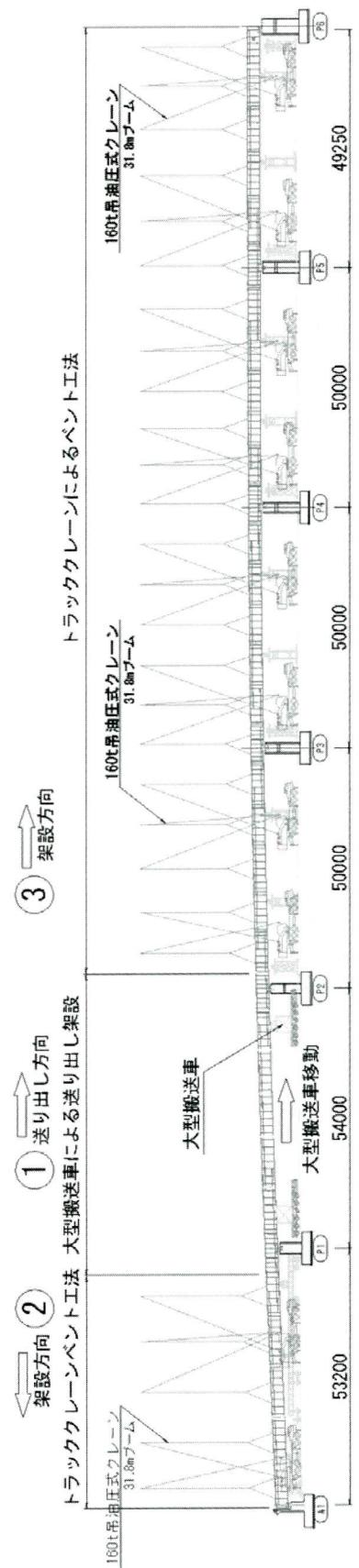


図-4 架設計画一般図

3. 技術提案

1) 工事発注

大槻地区上部工工事は、総合評価管理費を計上して総合評価落札方式による工事発注であり、国土交通省東北地方整備局としては総合評価管理費を計上する初の工事であった。

橋梁架設時の国道4号針生西交差点内の通行規制時間をどのように短縮するか技術提案（VE提案）を求め、この提案を評価項目となつた。

2) 当工事技術提案

大槻地区上部工工事の針生西交差点内架設の標準案は、トラッククレーンベント工法で交差点内の規制時間は9時間×6日=54時間であった。

当社は、大型搬送車を利用した送り出し工法にて、検討を行つた。

- 1) 交差点の隣の径間（A1-P1）間に軌条桁を設置、交差点上の桁を水平に地組する。
- 2) 軌条桁上の台車（前方・後方台車）により 14.5m 送り出し桁先端を大型搬送車に受け替える。
- 3) 大型搬送車と台車にて桁を 39.5m 送り出し、P2 橋脚に桁を据付ける。
- 4) 翌日、大型搬送車・デッキリフトにより P1 橋脚側を降下し据付を行う。

以上のステップにより、1日目桁送り出し9時間・2日目桁降下6時間、合計15時間（39時間短縮）での架設を提案し、受注となつた。

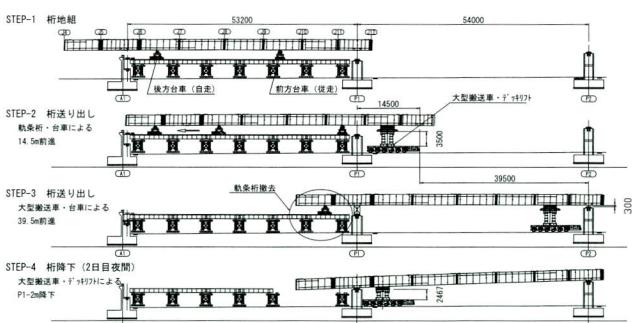


図-5 当初VE提案図

4. 工法の再検討

1) 当初VE提案検討

受注後、送り出し工法の詳細検討を行つた。提案した工法では、送り出し作業は桁が水平であるため、完成形の縦断勾配にP1橋脚側をジャッキダウンする必要があつた。この場合、P2橋脚では回転させるためのヒンジを設ける必要があり、架設（P1橋脚ジャッキダウン）完了後このヒンジを撤去する必要があつた。

針生高架橋（仮称）の橋脚は「機能分離型支承」を採用しているため、このヒンジを設けるスペースが限られていたのと、橋脚上で桁をジャッキアップするスペースがなかつた。ヒンジを撤去するためには大型搬送車を再びP2橋脚へ移動し桁をジャッキアップするか、ベントを設置しジャッキアップするしかなかつた。

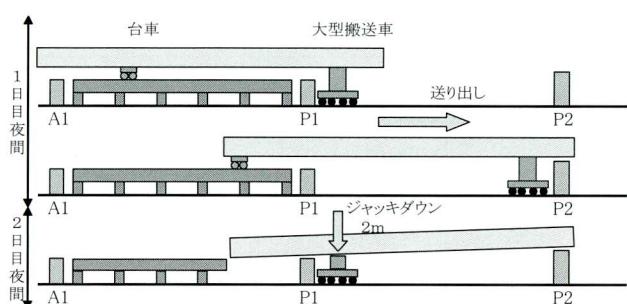


図-6 当初VE提案図（概略）

2) 提案再検討

P1-P2間の桁を縦断勾配なりに地組し送り出すことが出来ればヒンジの必要性がなくなる。そこで現場の測量を行い再検討した。A1のパラペット前面から桁を地組すると、P1の前面（P2側）に桁を1ブロック張出す状態になった。P1前面は10m程ヤードとなっていたため、張出が可能であった。この後、桁を縦断勾配なりに送り出しを行う方向で検討を進めた。

細部を検討し、発注者に承諾を得てこの方法で施工するようになった。この方法が採用となつたため、1日の施工が可能となつた。

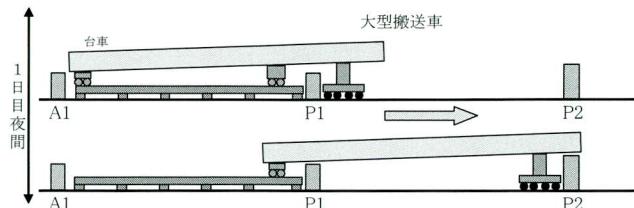


図-7 再検討図（概略）

5. 現場施工

(1) 大型搬送車による送り出し工法

1) フローチャート

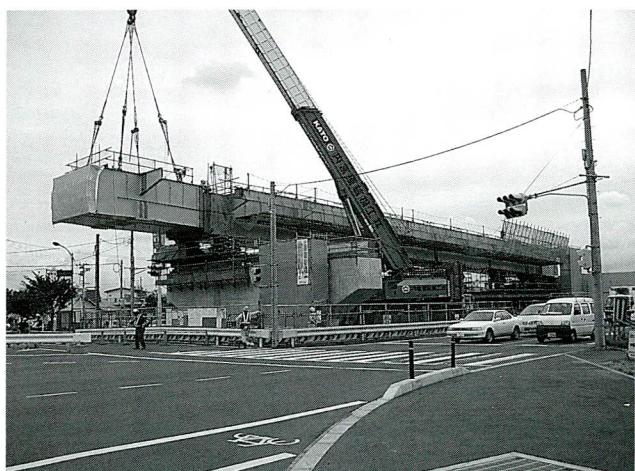
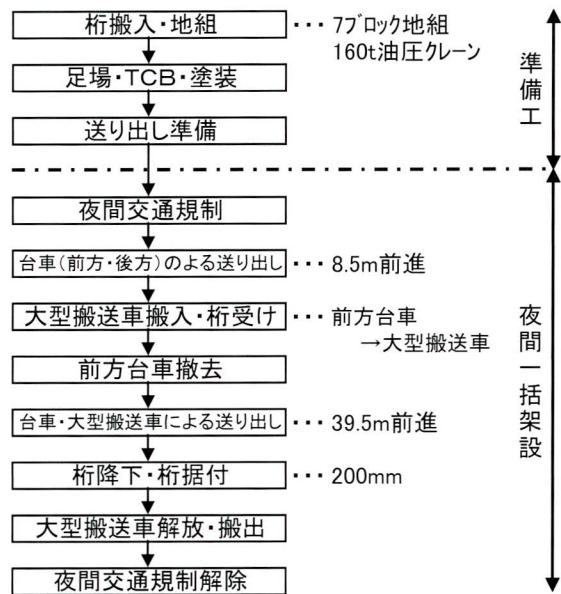


写真-1 送り出し桁架設

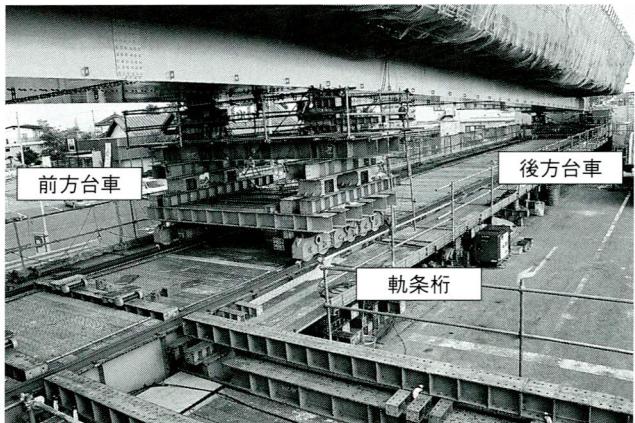


写真-2 軌条桁・台車設備

2) 準備工

大型搬送車による送り出し工法に先立ち、軌条桁の設置を行い主桁の地組・架設を行った。軌条桁上にベントを設置し架設を行い、桁の調整完了後高力ボルトを締付けた。また、送り出し完了後の桁は交差点上になるため塗装及び床版用足場を設置した。

塗装完了後、ベントを解放し前方台車・後方台車に桁を受け替えた。

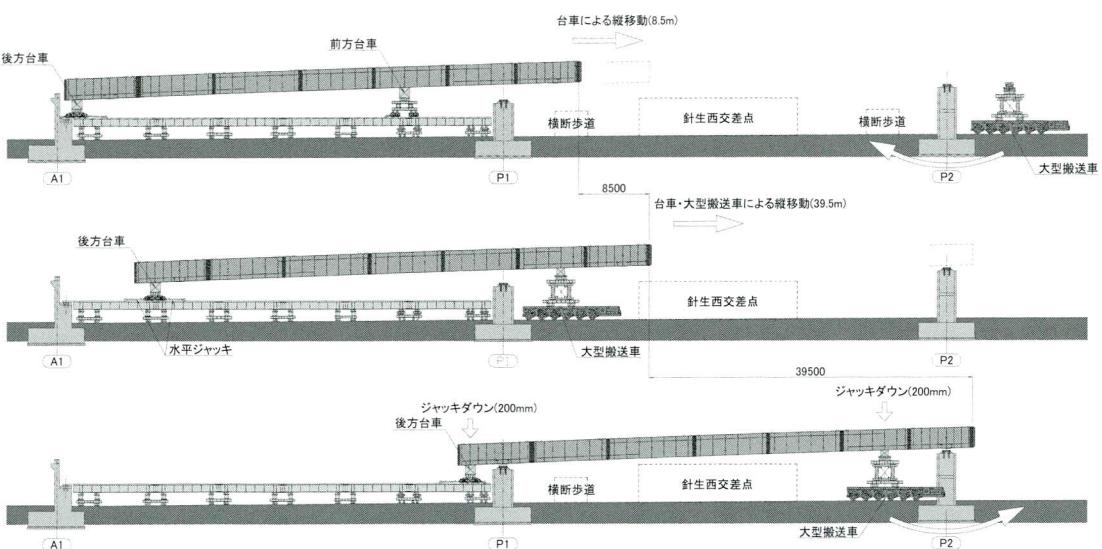


図-8 大型搬送車による送り出し工法（実施）

3) 夜間一括架設

①国道4号バイパス通行規制

高架橋と平行する国道4号バイパスと、交差する市道の規制を行い、針生西交差点を通行止めとする。

②前方・後方台車による送り出し

桁の先端を大型搬送車に受け替えるために、軌条桁上の前方・後方台車により桁を8.5m前進する。

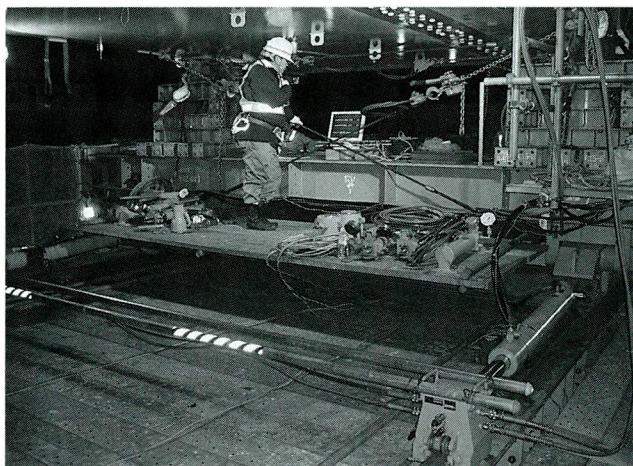


写真-3 後方台車

③大型搬送車により桁先端受替え・前方台車撤去

8.5m前進後、大型搬送車を交差点内に誘導し、桁先端部の荷重を受替え、前方台車を解放し撤去した。荷重の受け替えは、大型搬送車の車輪部のストロークと大型搬送車上のペントに設置したジャッキにより行った。また、前方台車の撤去は時間のかかるポイントであったが、横へ引き出す設備を設け引き出した。横に引き出すことによって時間の短縮に繋がった。

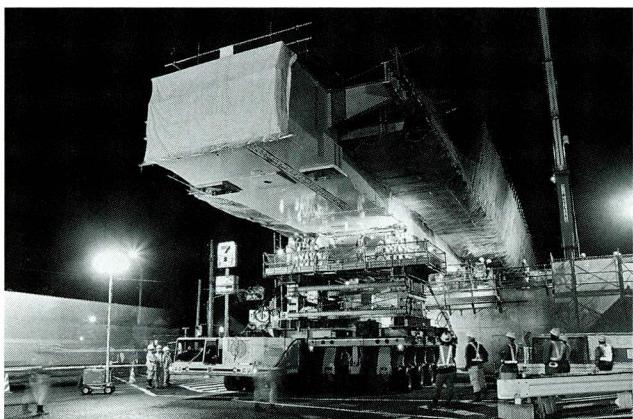


写真-4 大型搬送車据付

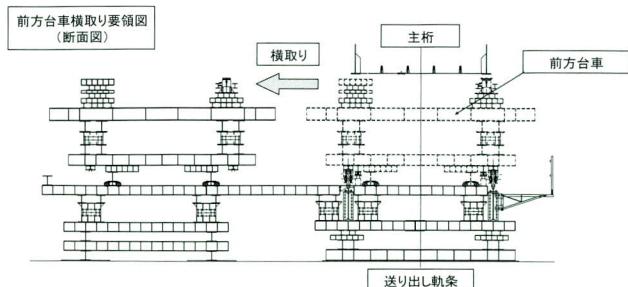


図-9 前方台車撤去図

④大型搬送車と台車による送り出し

大型搬送車と後方台車による送り出しは後方台車を駆動力として送り出しを行った。後方台車（桁）の移動に合わせ大型搬送車が追従する送り出しである。両者の移動距離が異なると桁受け点、機械に水平力が発生するため、光波距離計・ジャッキストローク計を用いて両方の移動距離をディスプレー表示し、管理を行いながら送り出しを行った。



写真-5 送り出し状況

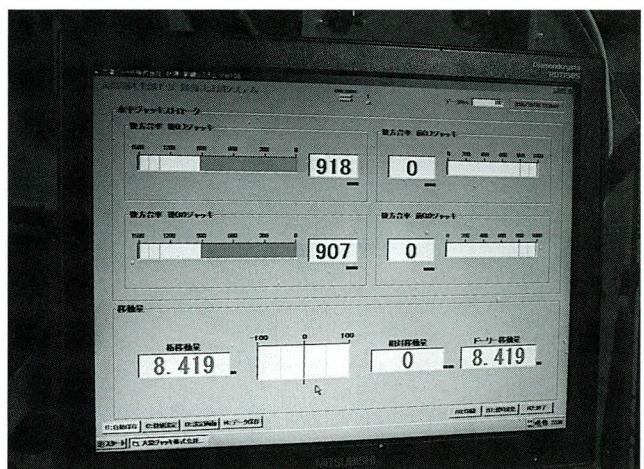


写真-6 移動量モニター

⑤送り出し完了 桁降下・据付

39.5mの送り出し後、送り出された桁と支承のズレを計測し、大型搬送車と後方台車上にセットした送り台にて桁の位置を微調整し据付を行った。

⑥大型搬送車退場・道路規制解除

桁の据付完了後、大型搬送車の荷重を解放し交差点内から退場した。その後、交差点内の撤去物を復旧し4:48に交通規制の解除を行い夜間一括架設が無事終了した。21:00に規制を開始し、翌朝4:48に規制を解除ということで約8時間ですべての作業が完了し、当初の技術提案より更に7時間の短縮となった。

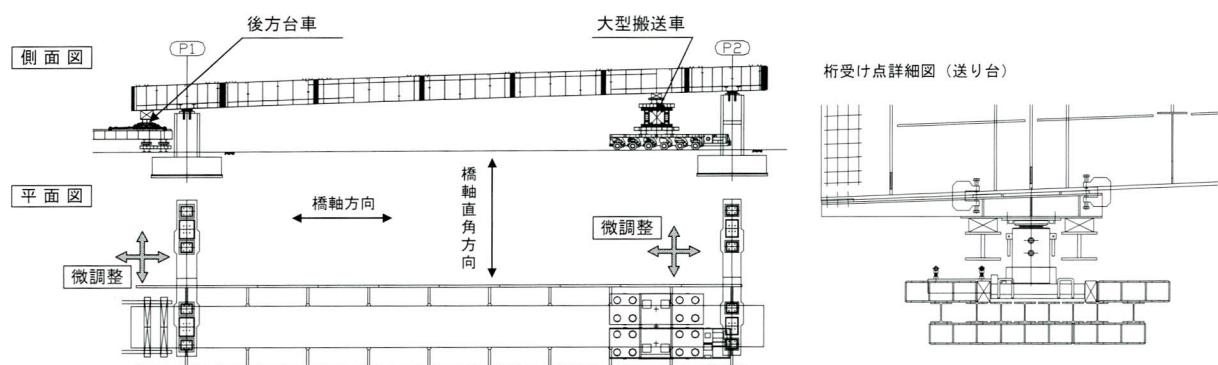


図-10 桁据付時 微調整要領図

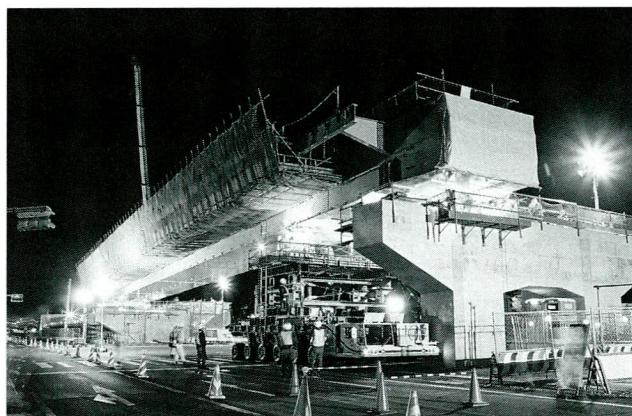


写真-7 送り出し桁P2橋脚到達

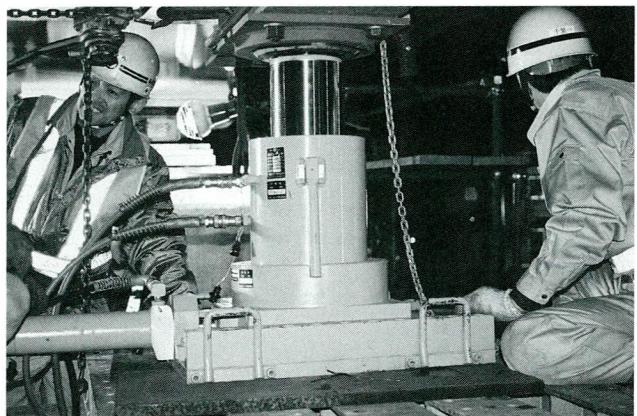


写真-9 送り台（桁調整）



写真-8 支承部計測



写真-10 一括架設完了

(2) 一般部の桁架設

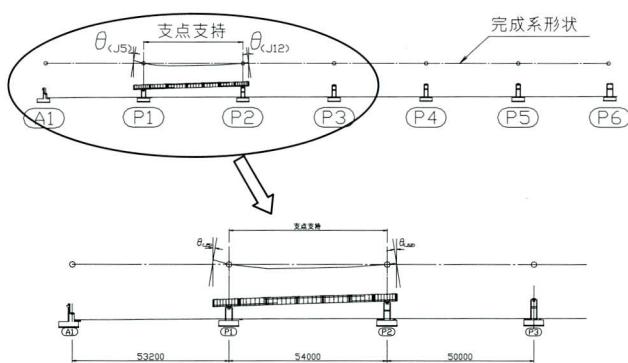
交差点上の一括架設が完了した後、その他5径間をトラッククレーン・ベント架設を行った。設計上は6径間連続の完成系として計算しているため、架設ではこの条件を再現するステップ架設を実施する必要があった。

1) 架設ステップの検討

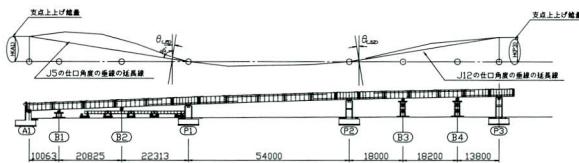
設計上6径間（全長）連続化させた状態での鋼桁自重載荷という条件となっていた。本工事では、交差点上1径間を先行して架設完了させたことで、1径間分の鋼桁自重が載荷した状態となり、支間中央で約55mmのたわみ（正曲げ）生じる。このことから以降の架設では支点上ジャッキアップ・ダウンを用いて負曲げ導入し、設計条件を再現するステップ施工を検討した。

結果、フレーム解析結果を基に、以下の架設ステップを計画した。

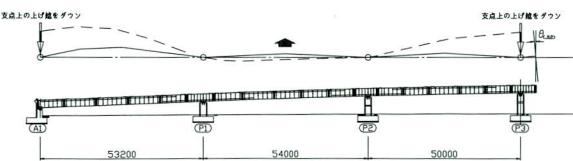
ステップ1 一括架設完了



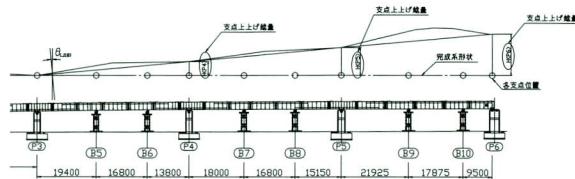
ステップ2 兩径間上げ越し架設



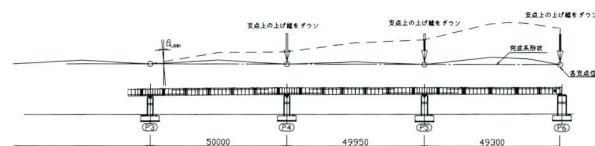
ステップ3 兩支点降下



ステップ4 残り径間上げ越し架設



ステップ5 支点降下



本ステップ施工を実施することで、解析上の出来形誤差として、1括架設径間で+2.3mm、最大で-5.9mmと予測された（表-1参照）。

表-1 出来形誤差（当初解析値）

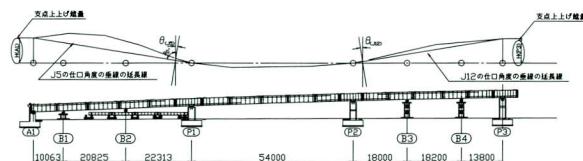
横断名	S1	C5	P1	C12	P2	C19	P3
出来形(誤差)	0.0	-5.9	0.0	2.3	0.0	-1.3	0.0

2) 実施時の施工ステップ見直し

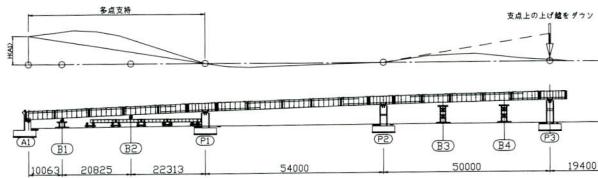
一般部架設には国道4号バイパスの車線規制を必要としたが、12月に入り天候不順が続き現場周辺は例年にならない積雪も多く見られた。そこで後工程のボルト本締めおよび塗装に考慮し、年末の通行規制制限前に桁架設を完了させることが急務となった。その時期は鳶工の応援手配が難しいという条件もあり、工程調整とともに施工ステップの見直しを図った。

具体案として先述ステップ2の後、P3側のみ先行してボルト本締めおよび支点降下を行う。また以降の径間の上げ越し架設を省略した通常の製作キャンバーのみを附加した架設を行うこととした。

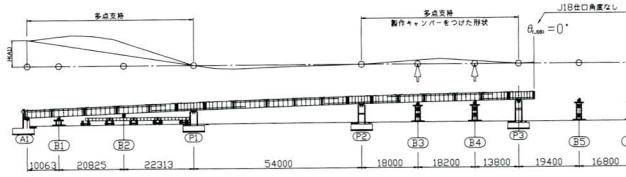
ステップ2 兩径間上げ越し架設



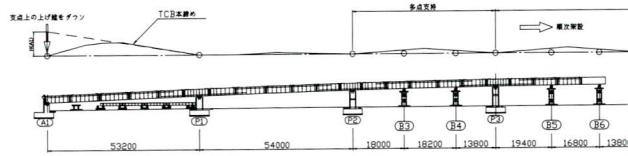
ステップ3' P3支点降下



ステップ4' J18切口角度調整



ステップ5' P3以降架設 (可能な時期に並行作業でA1支点降下)



この詳細施工ステップ変更による出来形誤差は再度フレーム解析により確認した上で、実施工へ反映させた。

表-2 出来形誤差（変更後解析値）

横断名	S1	C5	P1	C12	P2	C20	P3
最終出来形(誤差)	0.0	6.1	0.0	-4.8	0.0	7.6	0.0

3) 施工時の出来形管理

施工ステップ詳細を変更したことにより、解析上の出来形誤差も大きく出ることが予想できたため、施工時の出来形管理は慎重に行うとともに、一括架設後の実挙動には特に留意した。

一括架設後支点支持の状態でのキャンバー値を把握（早朝桁温度等の条件により何回か計測）し、支点の上げ越し量補正を実施した。

一括架設完了後のキャンバーは目標値より若干のマイナス傾向にあり、図-11の通り上げ越し量補正を行った。（A1支点で+33mm、P3支点で+11mm）

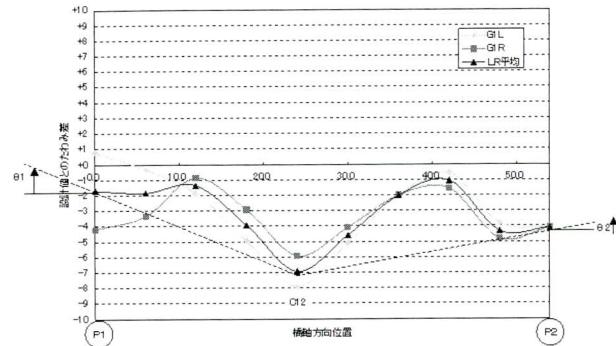


図-11 一括架設後たわみ（解析値との比較）

4) 実施後の最終出来形

本ステップ施工を実施および管理を行った結果、鋼桁架設完了後の出来形たわみは、「+7mm程度以下」と良好な結果を得ることが出来た。

表-3 架設完了時たわみ誤差（実測値）

横断名	P1	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16	P2
STL	+0	+4	+6	+6	+1	+4	+4	+2	+1	-1
GIL	+0.5	+2.5	+7.0	+7.5	+3.0	+4.5	+4.5	+1.5	-0.0	-0.5
T-G1	+1	+1	+6	+9	+6	+5	+5	+1	-1	+0
GJR										
STR										

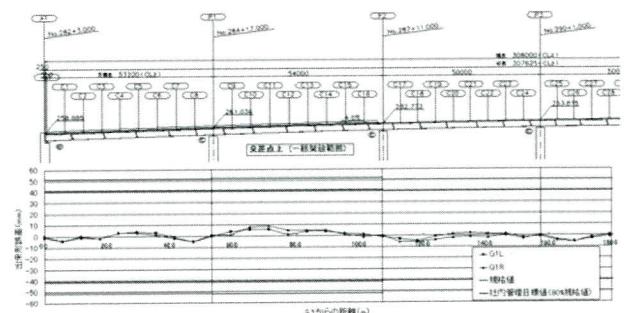


図-12 最終出来形

6. あとがき

本工事により、交差点の架設を8時間で完了し、周辺道路への影響を最小限にするという技術提案を更に7時間短縮できた。この工法は、交通量の多い交差点上の架設に有効であると思われる。

最後に本工事の施工にあたりご指導いただきました国土交通省 東北地方整備局 郡山国道事務所の方々に深く感謝し、紙上を借りてお礼申し上げます。

2006.11.30 受付

鋼床版細幅箱桁の設計と施工

Design and Construction of the Less-stiffened Box Girder

矢ヶ部 彰^{*1}
Akira YAKABE

Summary

The steel deck box girders in OE33 division have the characteristics below:

- Because of adopting the less-stiffened box girder, manufacturing costs are reduced compared with the conventional box girders.
- At Shiba River crossing(P12 ~ P13), the cantilever erection methods are adopted without bents or temporary structures in the river for environmental reasons. Unless the construction is executed in the flood period, the schedule is shortened.

キーワード：鋼床版、細幅箱桁、片持ち式架設、トラベラクレーン、架設時耐風安定性

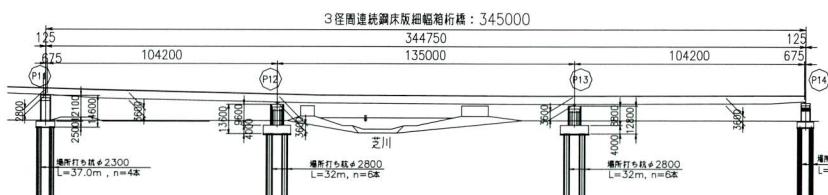
1. はじめに

本橋は高速埼玉新都心線の見沼田圃地区に位置する、OE33工区の3径間連続鋼床版細幅箱桁橋である。橋長は345m、スパン構成は104.2+135+104.2mであり、中央径間において一級河川芝川を渡河する。(図-1)

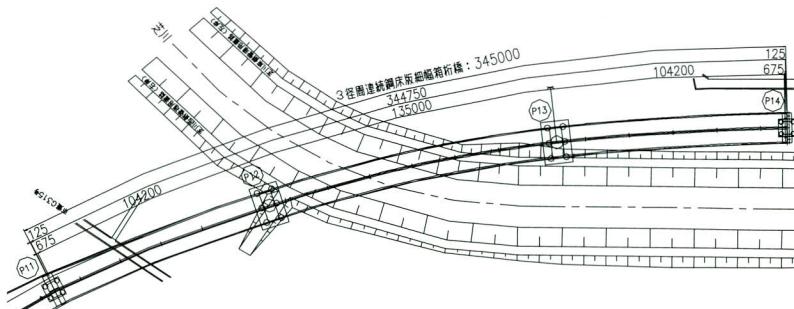
本橋を含む高速大宮線の見沼田圃地区高架橋は、当初計画では往復4車線で計画されたが、当面の交通需要を考慮し、将来の拡幅に対応できる暫定2車線（標準有効幅員：12.5m）で整備した。

更に、同高架橋は田園地域に位置することから、高架下の約1.8kmにわたってビオトープが整備されると共

側面図



平面図



断面図

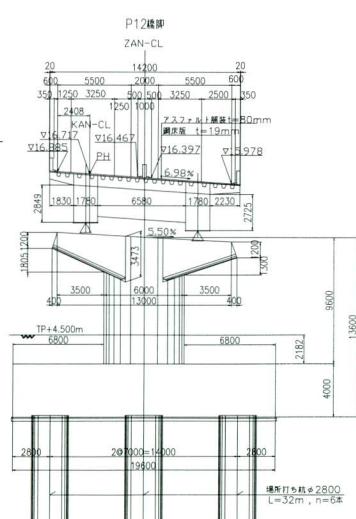


図-1 構造一般図

*1 生産本部千葉工場生産設計グループ課長

に、周辺環境と構造物の調和に配慮した景観設計を実施している。

本橋の設計上の特徴として、細幅箱桁の採用により工場製作コストを縮減したことがあげられる。

また、架設上の特徴として、芝川渡河部の中央径間ににおいてトラベラクレーンを使用した片持ち式架設を実施することにより、①河川内の仮設設備の構築を省略して環境負荷を低減、②同部の架設を出水期に実施して架設工程を短縮、などがあげられる。

本稿では、鋼床版細幅箱桁の採用に至る橋梁形式の比較検討の経緯、およびトラベラクレーンを使用した片持ち式架設工法に絡む施工検討について報告する。

表-1 設計諸元

構造形式	3径間連続鋼床版細幅箱桁	
線形	幅員	16.166m～14.200m
	平面線形	R=570m～A=365～R=∞
	縦断線形	i=3.0% ▲～▲ i=0.3%
橋格	B 活荷重	
主要材料	SM400, SM490Y, SM570	
橋長	345m	
支間長	104.2+135.0+104.2m	
適用図書	道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編, 2002.3 鋼道路橋の疲労設計指針, 2002.3 橋梁構造物設計要領（首都高速道路公團）平成15年	

2. 鋼床版箱桁の構造検討

(1) 構造概要および諸条件

本橋の設計諸元を表-1に示す。本橋は芝川に対して斜め方向に渡河することから、中央径間のスパン長は135mとなる。一方、芝川堤防上の管理道路の建築限界を確保するために、桁高は3.6m以下に制限され、支間長に比して著しく低い桁高とする必要がある。

以上の設計条件をクリアするために、軽量なため、長支間橋梁・地盤条件の悪い地域の橋梁・桁高制限がある橋梁、などに対して有利な鋼床版箱桁を採用した。

(2) 工場製作コストの比較

近年、鋼橋のコスト縮減策として、細幅箱桁、合理化鋼床版橋などが提案されている。本橋では実施設計に先立って、これらの組み合わせをパラメータとして試設計を行い、工場製作コストの検討を行った。なお、試設計は本橋を幅員一定の直線直橋に置換して行っている。

2) - 1. 桁高を一定とした検討

桁高を一定(3.6m)として工場製作コスト(材料・製作・塗装)を検討した。検討結果を表-2に示す。

従来型の鋼床版箱桁である第2案に比べて、先に述べたコスト縮減策を取り入れた第1案(従来型鋼床版+細幅箱桁)と第3案(合理化鋼床版+細幅箱桁)がコスト面で優れる結果となった。これは箱桁の細幅化(図-2)に伴って、①下フランジが厚板化→②縦リブ・横リブ

表-2 工場製作コストの比較(桁高を一定とした場合)

		第1案	第2案	第3案	
断面図					
主桁	形式	細幅箱桁	従来型箱桁	細幅箱桁	
	桁高	3.6m(一定)			
	主要材質	SM490Y・SM570			
鋼床版	形式	従来型鋼床版		合理化鋼床版	
	デッキプレート厚	12		18	
	縦リブ断面	URib-320×260×6		URib-450×330×9	
	横リブ間隔	2.5m		5m	
工場製作費	鋼重	1.00	0.96	1.08	
	材料費	1.00	0.96	1.13	
	工場製作費	1.00	1.06	1.00	
	工場塗装費	1.00	1.10	0.96	
	工場原価	1.00	1.04	1.02	
	評価	◎	△	○	

等の補剛構造の簡素化→③補剛構造に付随する添接板等の部材が削減、により製作費と塗装費が軽減されたためである。

一方、合理化鋼床版を採用した第3案と従来鋼床版を採用した第1案を比較すると、コスト面では後者が優れる結果となった。

この最大の要因は、合理化鋼床版橋の第3案の鋼重が第1案に比べて8%大きくなっていることにある。①本橋の支間長（135m）が合理化鋼床版橋の最適支間長（80m

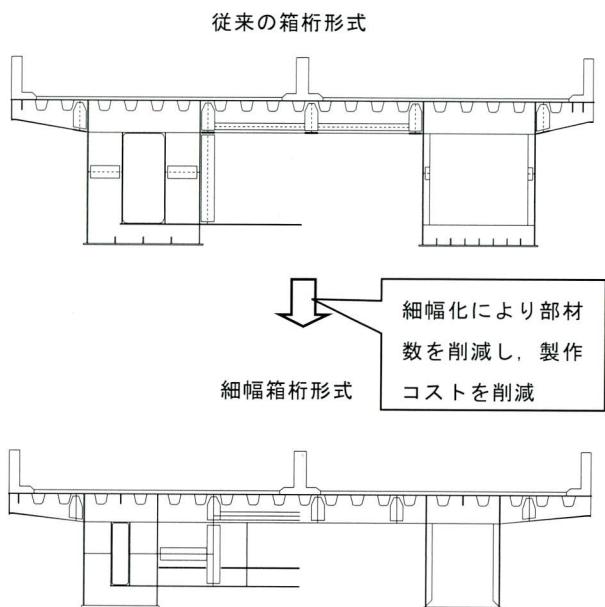


図-2 細幅箱桁によるコスト削減

程度)¹⁾を大きく超過している、②桁高が制限された（3.6m）、③合理化鋼床版の床版自重が従来型鋼床版のそれに比べて大きい、などが複合的に作用した結果と考えられる。

なお、第1案は中間支点を除くと40mm以下の板厚でデッキと下フランジの断面構成が可能であり、現場継ぎ手は中間支点を除いてHTB継ぎ手とすることが可能である。

2) - 2. 桁高を変断面（2.8m～3.6m）とした検討

次に、支間長が大きい橋梁で一般的に採用される変断面桁（桁高：2.8～3.6m）として工場製作コスト（材料・製作・塗装）を検討した。検討結果を表-3に示す。

なお、各種の比較は、前述の第1案（桁高一定、従来型鋼床版+細幅箱桁）を基準（1.0）としている。

桁高を一定とした場合と同様、従来型の鋼床版箱桁である第2案に比べて、コスト縮減策を取り入れた第1案（従来型鋼床版+細幅箱桁）と第3案（合理化鋼床版+細幅箱桁）がコスト面で優れる結果となった。

一方、第1案と第3案を比較すると、桁高を一定とした場合とは異なって、合理化鋼床版を採用した第3案がコスト面で優れる結果となった。この最大の要因は、①材片数が従来鋼床版に比べて少ないことが、工場製作費の削減に効果的に作用した、②材片数が少ないと変断面桁の採用が相まって塗装面積が削減された、などが複合的に作用した結果と考えられる。

ただし、本橋の桁高は支間長に比べて著しく低いこと

表-3 工場製作コストの比較（桁高を変断面とした場合）

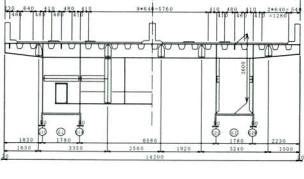
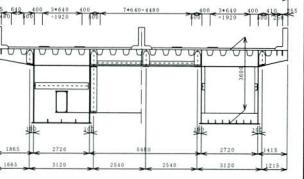
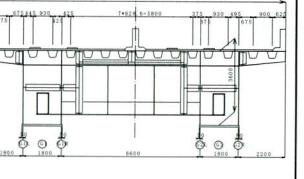
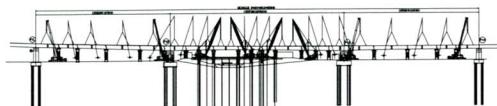
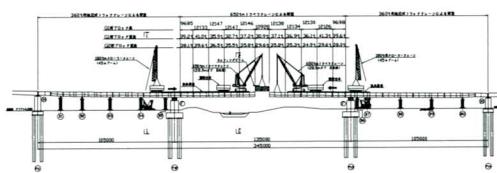
		第1案	第2案	第3案
断面図				
主桁	形式 桁高 主要材質	細幅箱桁 2.8m～3.6m (変断面) SM490・SM490Y・SM570	従来型箱桁	細幅箱桁
鋼床版	形式 デッキプレート厚 縦リブ断面 横リブ間隔	従来型鋼床版 12 URib-320×260×6 2.5m	合理化鋼床版 18 URib-450×330×9	
工場製作費	鋼重 材料費 工場製作費 工場塗装費 工場原価 評価	1.03 1.05 1.12 0.94 1.08 ○	1.06 1.03 1.26 1.04 1.17 △	1.10 1.09 1.04 0.91 1.03 ◎

表-4 架設工法の比較

	側面図	概要	河川部の施工時期	河川環境への影響	経済性	評価
第1案	中央径間：栈橋+クレーンペント架設 側径間：クレーンペント架設	<ul style="list-style-type: none"> 側径間をクレーンペント架設 洪水期に河川部に仮栈橋を構築 栈橋上の自走式クレーンにて桁の架設を実施 	洪水期に限定	栈橋およびペントの杭施工時に潮流が発生	1.00	△
			△	△	△	
第2案	中央径間トラベラークレーン片持式架設 側径間：クレーンペント架設	<ul style="list-style-type: none"> 側径間をクレーンペント架設 中央径間を片持架設 トラベラーカークレーンを2台使用して両側から架設 	限定期間されない出水期も施工可能	河川への影響は無い	0.95	○
			○	○	○	

から、第1案と第3案で変断面桁を採用する場合にはデッキと下フランジの厚肉化が避けられず、下フランジの現場継ぎ手は全てを現場溶接とする必要がある。

2) 本橋で採用した構造

以上の結果を踏まえて、桁高一定の“従来鋼床版+細幅箱桁”構造を採用した。主な採用理由は次のとおり。

- ①工場製作コストが最も優れている。
- ②片持ち式架設に有利なHTB継ぎ手（溶接継ぎ手に比べて架設サイクルを短縮）を採用できる。

3. トラベラーカークレーンによる片持ち式架設

(1) 架設工法の選定

本橋の架設工法の選定にあたって、表-4に示す2案



写真-1 架設状況 (4パネル張り出し)

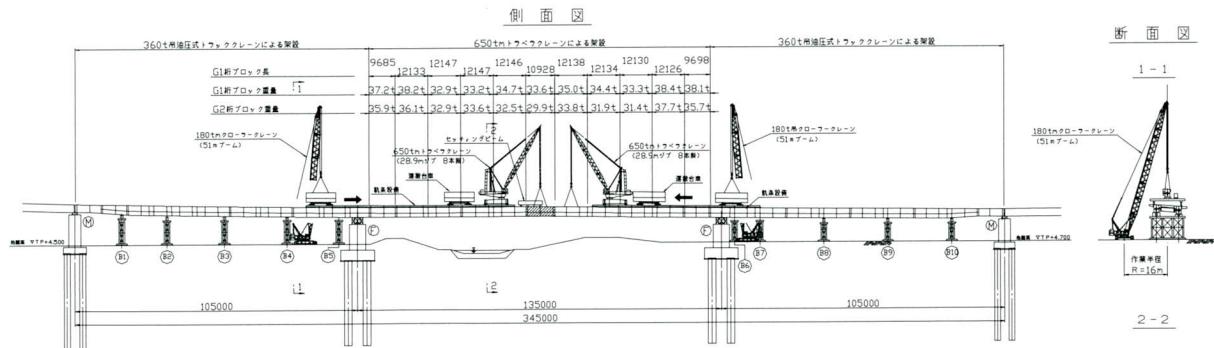
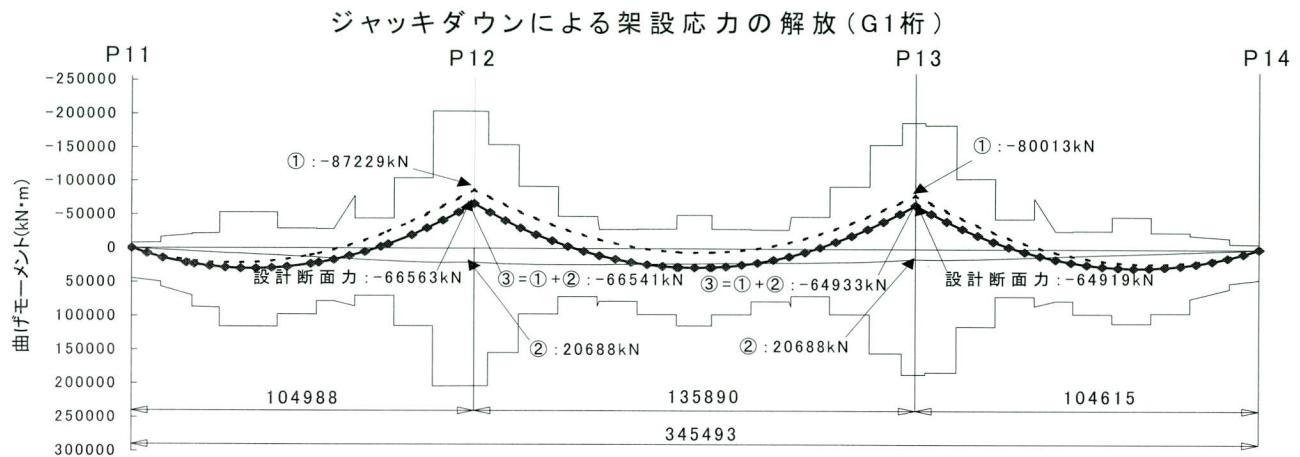


図-3 中央径間の架設一般図



- ① : 片持ち状態の曲げモーメント
- ② : ジャッキダウンにより導入される正曲げモーメント
- ③ : ①+② (応力解放後の曲げモーメント)

図-4 ジャッキダウンによる架設応力の開放

の工法の比較を行い、トラベラクレーン片持ち式工法（第2案）を採用した。

片持ち架設は、側径間の主桁架設と鋼床版の仮置きを完了した後に、同部をカウンターウエイトとして中央径間の桁を両岸から約70m張出して実施した。架設の一般図を図-3に、架設ステップを図-5に示す。なお、中央径間の部材の供給および架設作業は、橋上に設置した軌条上を移動する、トラベラクレーン（650tfm）と自走式の運搬台車を使用して行った。（写真-1）

本工法の採用により、芝川河川内での仮設設備（ベント、仮桟橋、杭、等）の構築を省略して河川環境への負荷の軽減を図ると共に、同部の架設を出水期に実施して全体工程の短縮を図った。

(2) 架設時の応力照査と中間支点のジャッキダウン

ベント設備を省略して中央径間の片持ち架設を実施するため、桁の張り出し量は最大で約70mとなった。このため、主橋体の応力照査を実施した。

なお、主橋体の断面構成は、主桁の片持ち架設完了後に側床版と中床版の現場継ぎ手（横シームのHTB締め付・縦シームの現場溶接）の施工（連結）を行うため、前死荷重（鋼重）に対する抵抗断面を主桁のみとし、後死荷重（橋面工自重）と活荷重に対する抵抗断面を全断面（主桁+側床版+中床版）として実施した。

応力照査の結果を述べる。

① 桁張り出し最大時：主桁と架設機材（トラベラクレーン、自走台車、軌条）の自重が作用するが、特別な補強を施さなくとも、架設応力度は許容応力度を超過しない。（図-4：①）

② 架設完了時：片持ち架設の応力が残留した状態で桁が完成する場合、中間支点付近では常時の発生応力度が許容応力度を大きく超過する。また、同応力度を許容応力度以下とするには、中間支点付近の下フランジ厚を100mm以上とする必要がある。

このため、①主桁の閉合前に中間支点のジャッキアップ（1.8m）を実施→②同状態で主桁を閉合→③中間支点のジャッキダウンを実施、の手順を踏んで、片持ち架設の応力解放を図った。（図-4：③）

これにより、主橋体に対して特別な補強を施さずに、片持ち架設を実施することが可能となった。

(3) 片持架設中の形状管理

片持ち架設中の桁の形状は、全ての架設ステップで橋軸方向および橋軸直角方向の桁勾配が、トラベラクレーンの旋回可能限界勾配（2%）以下となるように計画すると共に、架設中は桁の形状管理を実施した。

計画では、①5パネル張り出し(STEP-2)までの間は、中間支点のジャッキアップ量を閉合時の計画値より小さ

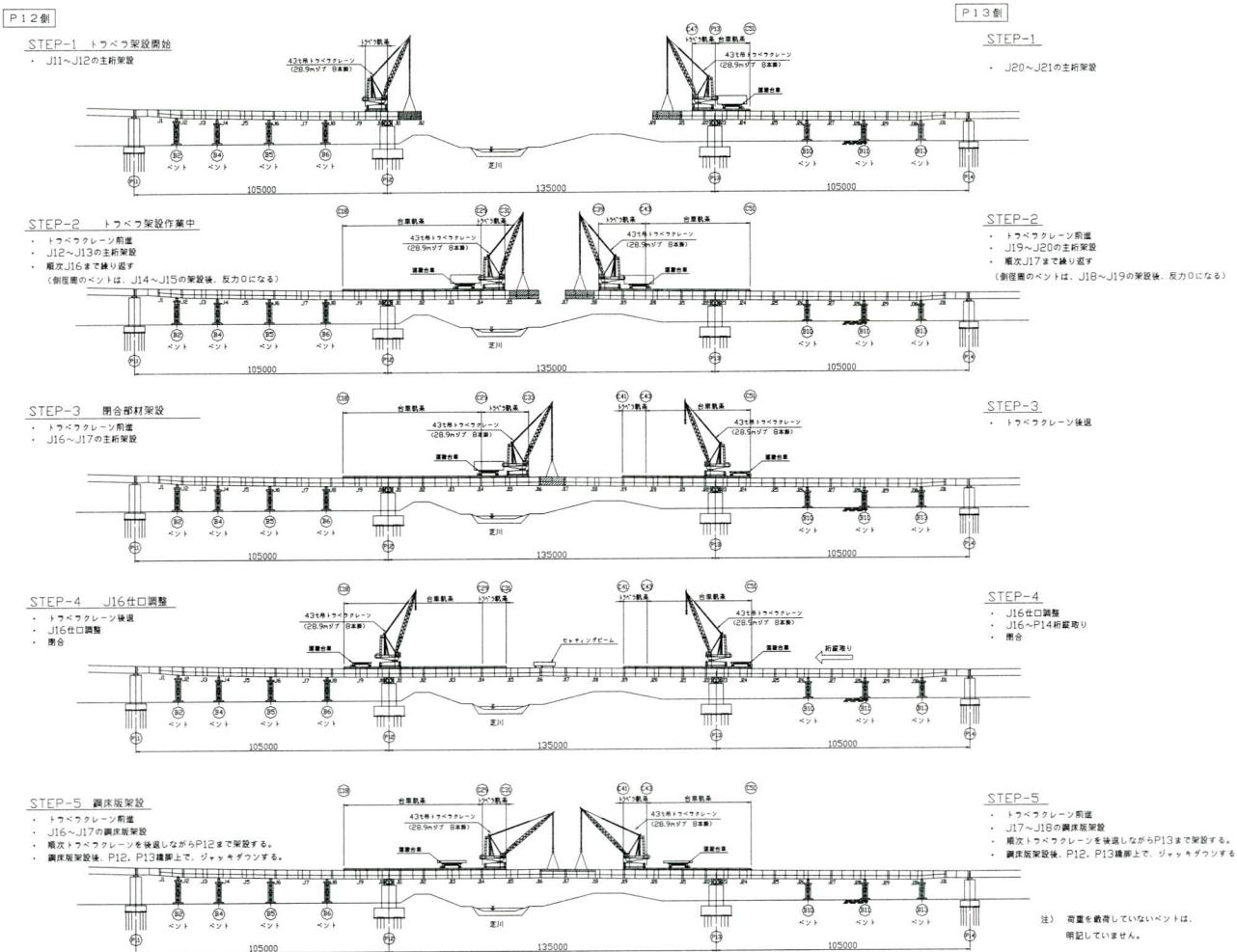


図-5 中央径間の架設ステップ図

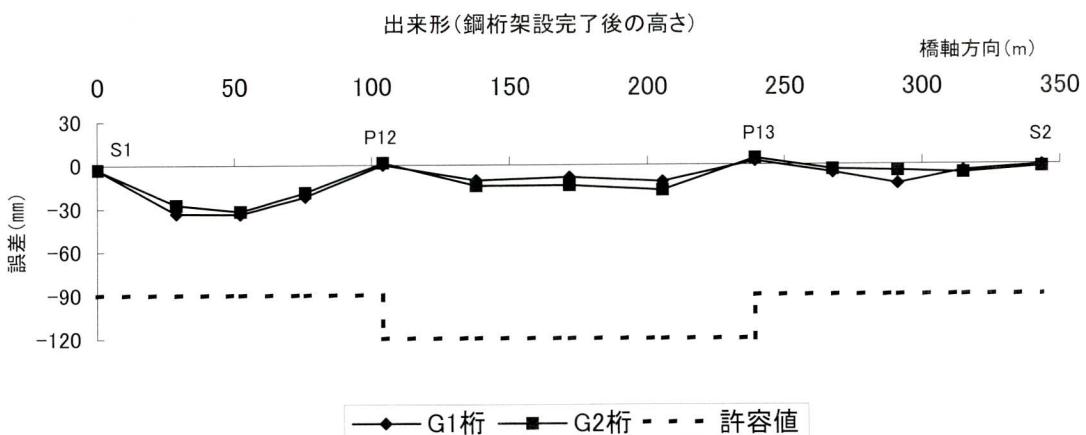


図-6 高さの出来形（誤差）

い1.6mとする→②閉合時(STEP-3)にジャッキアップ量を計画値の1.8mに増やす、の手順を踏んで、全ての架設ステップで桁勾配が2%以下となるよう制御した。

また、架設途上の形状管理では、桁のたわみ量の実測値と計画値の誤差を±5%以内とした。なお、各架設ステップの計画値は、架設機材などの重量を忠実に反映した骨組み解析により求めた。

図-6に、鋼桁架設完了時の高さの出来形を示す。鋼桁架設完了時の高さの出来形は、誤差が最大で許容値の37%（スパン：104.2m、最大誤差：34mm、許容誤差：90mm）以内であり、高い精度を確保することができた。

(5) 片持ち架設時の動的耐風安定性の検討

片持ち架設中の耐風安定性の検討は、道路橋耐風設計便覧に基づいて実施した。ここでは、同便覧に基づく判定で照査が必要と判断された「たわみ渦励振」に関する検討について報告する。

照査風速は、実際の架設期間を上回る6ヶ月（実際の

架設期間は2ヶ月）として求め、17.7m/sとした。なお、架橋地点付近の過去の最大風速（10分間平均風速）は14m/s（統計期間：1977/12～2005/08²⁾であり、照査風速はこれを上回っている。

片持ち架設時の渦励振に対する耐風安定性の検討結果を表-5に示す。検討は全架設ステップを対象とし、渦励振の発現風速を上部工の固有周期により制御する方法を採用した、なお、固有周期は、①トラベラクレーンの位置、②側径間のペント支持の有無、により制御した。

以上の検討結果に基づいて、架設時の耐風安定性を確保するために、次の対策を講じることを計画した。

①. 桁の張出が3パネルまでの状態

完成時の支点のみで桁を支持する場合、照査風速以下で鉛直たわみ渦励振が発現する可能性がある。（表-4：着色部）

従って、台風接近、あるいは同じ架設状況が長時間継続する場合は、側径間のペント支持により固有周期を変化させて、渦励振の発現風速を上げる。（図-7、図-8）

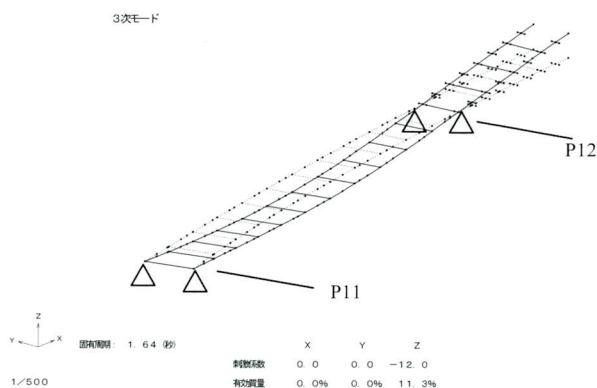


図-7 3パネル張出し（支持点：完成時支点のみ）

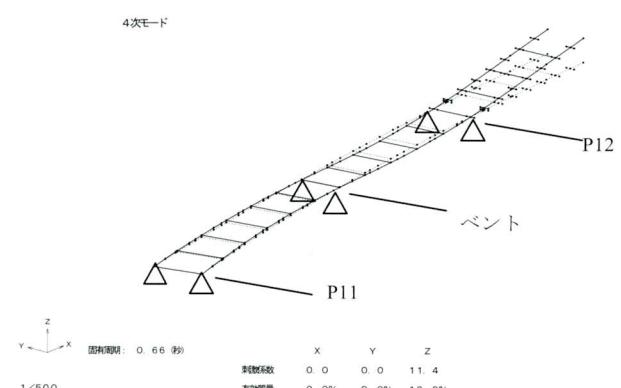


図-8 3パネル張出し（支持点：完成時支点十ペント）

表-5 渦励振に対する耐風安定性の検討結果

張出状況	トラベラー位置	ペントの支持の有無 P11側:B5 P14側:B10	P11側				P14側			
			鉛直たわみ		ねじり		鉛直たわみ		ねじり	
			振動数 f_h (Hz)	発現風速 U_{cvh} (m/s)	振動数 f_β (Hz)	発現風速 $U_{cv\beta}$ (m/s)	振動数 f_h (Hz)	発現風速 U_{cvh} (m/s)	振動数 f_β (Hz)	発現風速 $U_{cv\beta}$ (m/s)
3パネル	橋脚上	無	0.649	14.4	2.497	36.8	0.658	14.6	2.497	36.8
		有	1.516	33.6	2.487	36.6	1.672	37.0	4.109	60.5
4パネル	橋脚上	無	0.612	13.5	4.136	60.9	0.618	13.7	2.576	37.9
		有	1.268	28.1	3.415	50.3	1.387	30.7	4.151	61.1
5パネル	橋脚上	無	1.315	29.1	2.487	36.6	1.341	29.7	2.577	37.9
		有	0.967	21.4	3.418	50.3	1.064	23.6	3.488	51.4
6パネル	橋脚上	無	1.216	26.9	2.467	36.3	1.235	27.3	0.868	12.8
		有	0.801	17.7	2.897	42.7	2.549	56.4	2.928	43.1
5パネル	先端	無	1.13	25.0	2.441	35.9	1.158	25.6	2.524	37.2
		有	1.087	24.1	2.285	33.6	1.158	25.6	2.523	37.1
6パネル	先端	無	同上				1.073	23.8	2.441	35.9
		有	同上				1.073	23.8	2.292	33.7



写真-2 台風接近時のトラベラクレーンの後退状況
(5パネル張出し状態)

②. 柄の張出が4パネル以上の状態

全てのケースで渦励振発現風速が照査風速を上回る。

また、発現風速は、トラベラクレーンが先端付近に位置するケースに比べて、橋脚上のケースが若干大きい。

従って、台風接近、あるいは同じ架設状況が長時間継続する場合は、トラベラクレーンを中間支点上まで後退させる。(写真-2)

実際に、片持ち架設の期間中(7~8月)に2度の台風に見舞われ、①・②の対策を講じた。中でも、2度目は、閉合直前の桁が最も張出した状況下で、台風の中心が架橋地点付近まで接近する事態に至ったが、幸いにも最大瞬間風速が10m/s程度で収まったため、大きな問題は発生しなかった。

4. あとがき

本稿では、鋼床版箱桁に細幅箱桁を採用することによる製作コストの削減、また、トラベラクレーンを使用した片持ち式架設に関する、架設応力の検討・形状管理・耐風安定性の検討を報告した。

以上の検討により、

- ① 支間長に比べて桁高が著しく低い鋼床版箱桁の製作コストについて、一つの傾向が把握できた。
- ② 芝川渡河部の中央径間の架設を、ペント等の架設機材を使用しない片持ち式架設(張り出し量: 70m)により実施することができた。
- ③ 主橋体に対して特別な補強を施すことなく、片持ち式架設を実施することができた。

などの成果が得られた。

本稿が、今後、同種工事の施工の参考となれば幸いである。

最後に、本工事を進めるにあたり、ご指導、ご協力、ならびにご助言を頂いた、首都高速道路株式会社殿はじめとした関係各位に厚く御礼を申し上げて、本稿を閉じることとする。

参考文献

- 1) 日本橋梁建設協会:新しい鋼橋の誕生Ⅱ、pp9,2004.12
- 2) 気象庁:気象統計情報
- 3) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編、2002.3
- 4) 日本道路協会:鋼道路橋の疲労設計指針、2002.3
- 5) 日本道路協会:道路橋耐風設計便覧

2007.2.28 受付

グラビア写真説明

十六面高架橋

本橋は、大和平野を南北に縦貫して京都と和歌山を結ぶ延長約120Kmの高規格幹線道路の京奈和自動車道の中の大和御所道路の区間にあたります。本橋の施工箇所が含まれる天理市二階堂北菅田町～橿原市専用部(7.8km)については、平成18年4月15日に供用開始されました。現在は一部開通ということで無料開放されており、朝夕の通勤時間帯の大変な時間短縮に貢献しております。一日も早い京奈和自動車道の全線開通が待ち望れます。

(藤田 弘樹)

鋼製橋脚隅角部（角柱）の疲労損傷調査と対策

Survey and Damage Countermeasures for Steel Pier Corners (Square column)

辻 幸佐^{*1} 化 鍾 福^{*2} 引間 隆^{*3}
Kousuke TSUJI FA Chongpog Takashi HIKIMA

Summary

On the metropolitan expressway, we conducted detailed surveys into fatigue cracks produced in steel-made pier corners and surveyed the causes of these cracks in order to carry out reinforcement and repair. This article reports the damage conditions generated from steel-made square-column corners of plate-assembled WW column type, along with reinforcement design and the results of crack repair.

キーワード：板組み柱WW、疲労き裂、き裂発生原因、切削調査、大コア補修

1. はじめに

近年、首都高速道路の鋼製橋脚隅角部の一部において疲労損傷が発見され、全隅角について臨時点検調査を実施した結果、数多くのき裂が発見された。そこで、き裂が確認されている隅角について詳細調査を行い、続いて補強が必要と判断した隅角については順次補強を行い、その後き裂補修が実施してきた。首都高速4号新宿線においては28脚（角柱：9脚、丸柱：19脚）、5号池袋線においては29脚（角柱：13脚、丸柱：16脚）が詳細調査の対象となったが、そのほとんどの隅角においてき裂が確認されている。

本稿では、疲労損傷に対する詳細調査結果と、調査結果をもとに施工した当面板補強、疲労損傷部に対するき裂補修（角柱）について、首都高速5号池袋線郊外にある本線料金所に位置する角柱橋脚について報告するものである。

2. 橋脚構造

報告の対象橋脚は、首都高速5号池袋線の郊外にあり本線料金所の下に位置し、昭和52年に製作された角柱の鋼製橋脚である。上り線の料金所により幅員が本線から拡幅されており、主桁は6箱桁で構成されている。橋脚一般図（図-1）からも分かるように、本橋脚は3本の柱によって構成されたラーメン橋脚で、下り本線と上

り本線料金所を支える構造となっている。橋脚諸元を表-1に示す。

臨時点検において隅角1、3の起点、終点側（以下、起点：K、終点：S）においてき裂の損傷が発見された。

板組みは、柱・横梁とともにウェブが優先している柱WWタイプであり、このような板組を溶接する場合3線

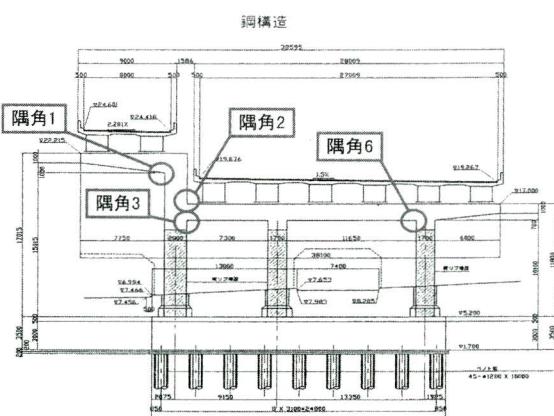


図-1 対象橋脚一般図（起点側より）

表-1 対象橋脚諸元

	隅角No.	①	②	③	⑥	
板厚 (mm)	柱Flg	42	32	32	19	材質 SM58
	梁Flg	42	28	28	28	
	Dia	42	28	28	28	
	Web	42	28	28	19	
ΦZ (%)	SM58	—	41	41	—	—
供用年度						昭和52年

*¹技術本部保全部保全技術グループサブリーダー

*³営業本部営業企画部次長

*²技術本部保全部保全技術グループ

交差部の内部に未溶着部（デルタゾーン）が残存しやすい。

3. 詳細調査

(1) マクロ試験と磁粉探傷試験

マクロ試験は、隅角部の板組みや溶接順序等、製作当時の状況を推測するのに必要な情報を得ることを目的に実施した。また、磁粉探傷試験（以下、MT）は、き裂の位置と大きさを特定することを目的に実施した。なお、現場で行うMTはスプレー式の蛍光磁粉を使用し、き裂の検出はブラックライトを照射して確認する。これは、電源設備があれば携帯して試験が行える等の長所を利用したものである。

隅角1、3のKS側下フランジコーナー部内外面においてき裂が発見されたことから、十字溶接および柱・梁角溶接のコーナー部について、マクロ試験とMTによる詳細調査を実施した。同時に、き裂が確認されている隅角2、6のKS側についても同様の調査を実施した。

その結果、各隅角部の3線交差部にあるき裂は、溶接金属内のき裂であることが確認できた（写真-1）。

(2) き裂切削調査

き裂切削調査は、隅角部のき裂深さと発生位置を特定することを目的に実施した。その結果、き裂を彫り進むと未溶着部に到達したことから、き裂は3線交差部内部の未溶着部から表面に現れたものであることが分かった。き裂位置は、写真-2からも分かるように未溶着部から発生し溶接金属内を貫通し、表面に到達している。

き裂の切削方法は、棒グラインダの先端に超硬バーをセットし、溶接金属を少しずつ慎重に手作業にて切削する。き裂が最終バスだけにある場合は、最終バスの除去と同時にき裂の除去も可能となることから、切削とMTを何度も繰り返し、き裂の有無を確認しながらの作業となる。

(3) 応力頻度計測結果

隅角部の疲労損傷の原因として、上部工を走行する活荷重載荷による応力振幅と、その繰り返し回数が挙げられる。そこで、隅角部に作用する実応力状態を調査するために3日間（72時間）の応力頻度計測を実施した。測定位置を図-2に示す。その結果、隅角3においては、梁下フランジ外面50mm×50mmの位置で最大応力範囲

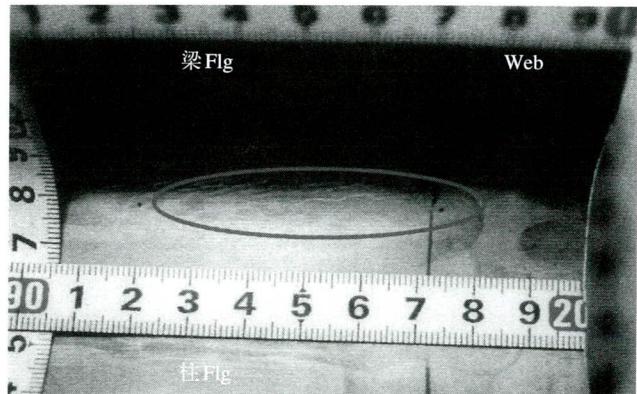


写真-1 き裂写真 (隅角 S-3)

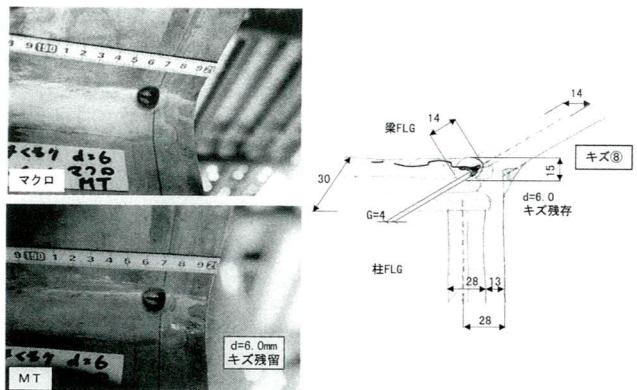


写真-2 き裂拡大写真 (隅角 S-3)

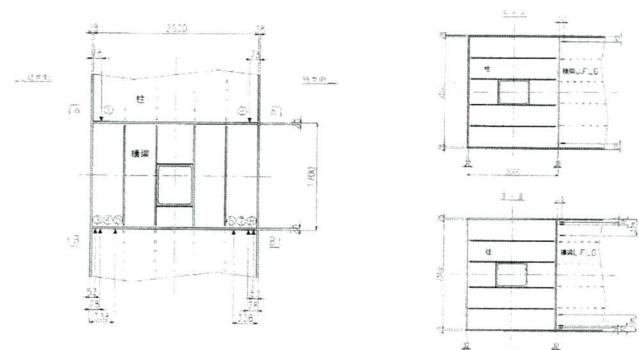


図-2 応力頻度計測位置図

表-2 応力頻度計測結果

構脚番号	隅角番号	計測結果								計測ポイント								単位: MPa
		① 外面	② 外面	③ 外面	④ 外面	⑤ 外面	⑥ 外面	⑦ 外面	⑧ 外面	① 外面	② 外面	③ 外面	④ 外面	⑤ 外面	⑥ 外面	⑦ 外面	⑧ 外面	
P.V	3	MAX	20.6	15.4	10.3	15.4	5以下	5以下	15.4	MAX	20.6	15.4	10.3	15.4	5以下	5以下	15.4	15.4
		MIN	-5.1	-5.1	-15.4	-10.3	5以下	5以下	-10.3	MIN	-5.1	-5.1	-15.4	-10.3	5以下	5以下	-10.3	-15.4
R.F		MAX	20.6	20.6	25.5	20.6	5以下	5以下	5以下	MAX	20.6	20.6	25.5	20.6	5以下	5以下	20.6	30.4

20Mpa程度の応力が作用していることが確認できた。計測位置図を図-2に、計測結果を表-2に示す。

(4) 超音波探傷試験

超音波探傷試験（以下、UT）は、隅角部の溶接状態、特に開先形状や溶け込み状態を把握することを目的に、実施した。隅角K-3の結果を以下に示す（図-3）。

- ① 梁Flg角継手：K開先で上側3mm、下側5mm程度の開先深さと推定する。
 - ② 柱FlgT継手：K開先で梁側10mm、Dia側17mm程度の開先深さと推定する。
 - ③ 梁DiaT継手：探傷未領域。
 - ④ 柱Flg角継手：K開先、梁側5mm、Dia側7mm程度の開先深さと推定する。
- この結果から、以下のことが明らかとなった。
- ・柱Flg角継手の溶け込み量が、60%程度（板厚28mm、未溶着量16mm）であること。
 - ・梁Flg角継手の溶け込み量が、30%程度（板厚28mm、未溶着量20mm）であること。
 - ・柱Flgの角継手とT継手で開先の切り返しがあること。

4. 補強構造

詳細調査の結果から横梁下フランジのコーナー部に作用する実応力が20Mpa程度であること、UT結果から梁Flg角継手の溶け込み量が30%（板厚28mm、未溶着量20mm）であることや、厚板を使用しているにもかかわらず、全体的に開先が小さいことから、隅角部に発生するシラグによる応力を低減することを目的とし、ウェブ面に当て板補強を実施した（図-4）。隅角3の当て板補強は、隅角近傍に柱の現場継手があることから、添接板に被せるように当て板を設置した。

5. き裂補修

(1) ストップホール

ストップホールは、隅角部のき裂補修（スカラップや大コア等）を行っても、き裂が除去できず残存する場合や内在キズがあるときに、今後そのキズが進展する可能性があることから、以下のような目的で施工を行う。

- ・き裂の進展を一時的に遅らせること。
- ・き裂が母材方向に進まないように誘導すること。
- ・溶接線を分離すること。

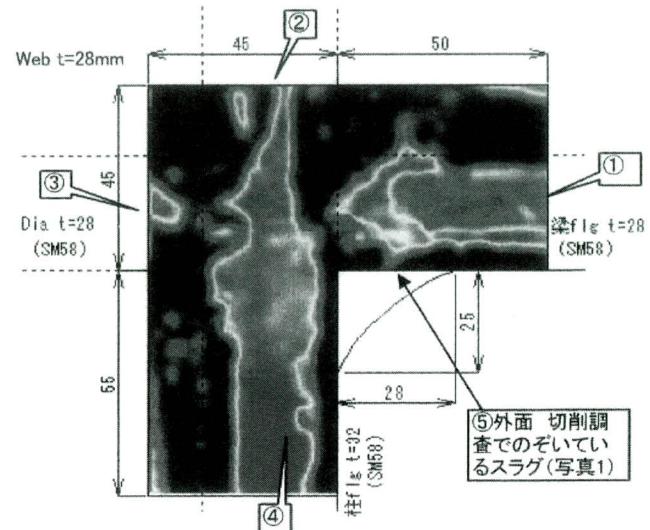


図-3 UT調査結果（隅角 K-3）

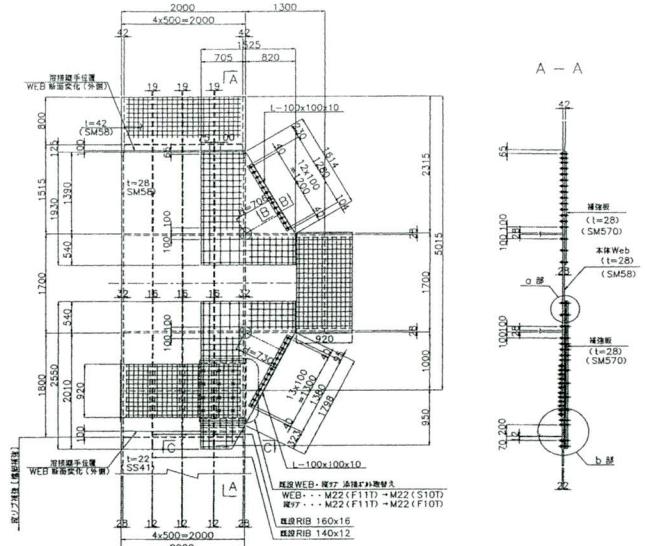


図-4 当て板補強図

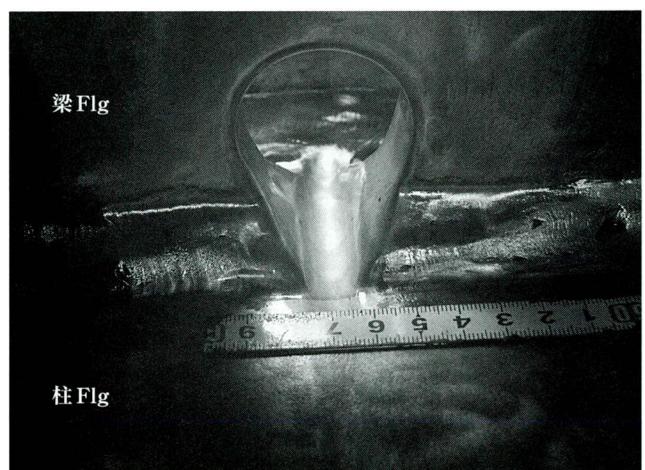


写真-3 ストップホール

トップホールの形状は、溶接線を分離しつつ溶接断面の観察が行いやすいような「しづく形状」となっている（写真-3）。施工位置は、き裂の先端から150mm程度離れた位置、または溶接ビードの棒継ぎ付近で、梁フランジやダイヤフラムに施工する。施工位置をき裂先端から離す理由は、これまでの調査の結果から内在キズが続いていることが多いことや、溶接ビードの棒継ぎがあればその位置で溶接状態が変化することによって、内在キズがない可能性が高いことによるものである。

トップホール施工手順は、ケガキ→孔あけ（機械）→切削→面取り→仕上げの順番で行う。

（2）スカラップ

スカラップは、板組みが柱WWタイプの隅角部に適用し、3線交差部の未溶着部（デルタゾーン）を除去する目的で施工を行う。スカラップ内にき裂が入っている場合や内面にき裂がない場合などに用いられ、本橋脚においては、隅角S-3でスカラップ施工を行った。

スカラップの形状は、未溶着部（デルタゾーン）を除去するために、柱フランジと柱ウェブの角継手部を彫り込み、ルート線がはっきりと分かる深さまで切削する。き裂が続く場合は、き裂が除去できる位置まで切削する。ルート線から続くき裂がないことをMTで確認したのち、角継手になめらかに擦り付け「船底」を形成する。施工位置は、梁フランジの3線交差部である。

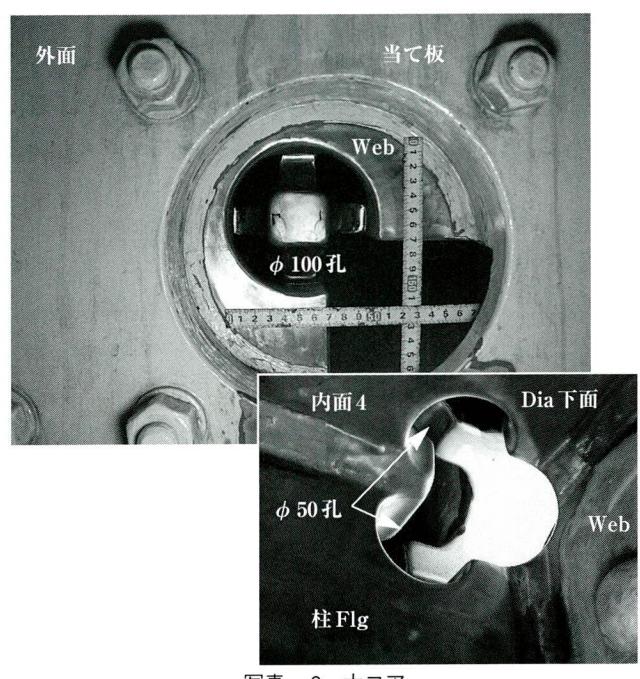
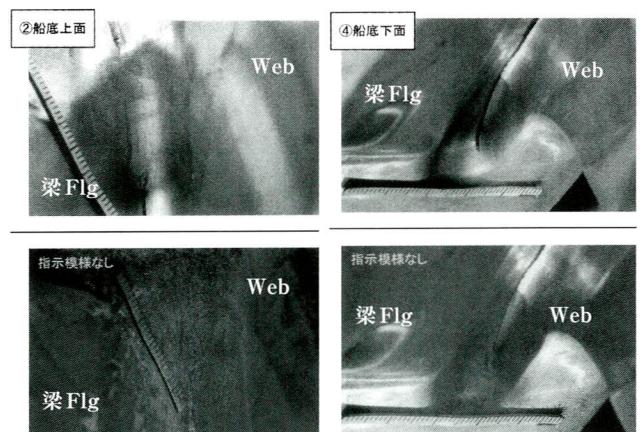
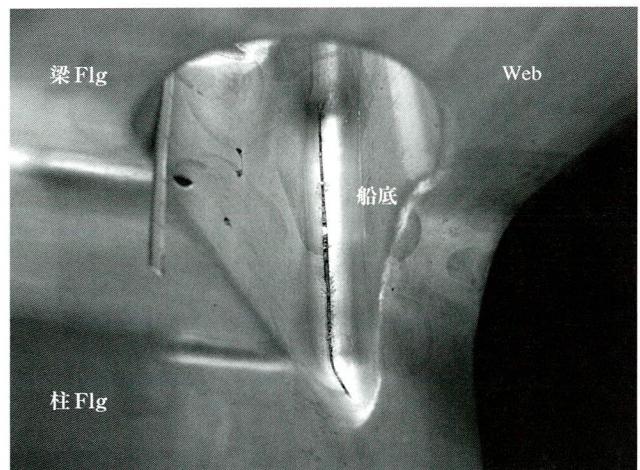
スカラップの施工手順は、ケガキ→孔あけ→切削→船底整形→面取り→仕上げの順番で行う。

（3）大コア

大コアは、全ての板組みに適用可能で3線交差部の内部の未溶着部（デルタゾーン）を外面ウェブ面から $\phi 100$ の孔あけ機械（コアカッター）によって、3線交差部を一度に全て取除くことを目的に行う。機械を用いた施工方法により形状に差がなく統一されていて、本橋脚においては、隅角KS-1、K-2、K-3、KS-6の合計6箇所で大コア施工を行った。

大コアの形状は、 $\phi 100$ のコアが取除きやすいように、あらかじめ内面側の柱フランジ、梁フランジ、ダイヤフラムに $\phi 50$ の孔をあけ、その後 $\phi 100$ の孔あけを施工し、最後に内面側の十字溶接部を切り離す。

また、き裂長さが長く $\phi 100$ 内に入らない場合は、 $\phi 100$ を2箇所ずらして施工する「タンデム大コア」を行う。



大コアの施工手順は、ケガキ→内面の ϕ 50孔あけ（機械）→外面から ϕ 100孔あけ（機械）→縁切り→面取り→仕上げの順番で行う。

(4) 記録

前述したき裂補修は、いずれも溶接線を分離することから、き裂補修後は各溶接断面が露出することになる。現段階が、次回点検時の初期値となることから、溶接断面をよく観察し詳細な記録を残す必要がある。したがって、記録にはMT・マクロ写真にき裂の状態や寸法を記入しなければならない。

6. 考察とまとめ

角柱の隅角部き裂は、製作時の溶接未溶着部と板組みに起因していると考えられる。今回、首都高速4号新宿線と5号池袋線の角柱について補強・補修を実施した結果、以下のことが明らかとなった。

- ① 隅角部のき裂は、内部の未溶着部から表面に現れていることが分かった。
- ② 3線交差部の未溶着部は、隅角部のほとんど全てに存在すると考えられる。
- ③ スカラップや大コアは、疲労き裂の一因とされる未溶着部を取除くことが可能である。

き裂補修後の断面には内在キズが存在し、今後進展する可能性も秘めている。したがって、これらの内在キズは、定期的な点検によって常に監視しなければならない。また、今後このような板組み構造を新たに製作する場合には、完全溶け込み溶接を基本とし未溶着部を作らない配慮が必要と考える。

最後に、本工事の実施にあたり多大な御指導を頂きました、首都高速道路株式会社疲労対策グループおよび(財)首都高速道路技術センターの皆様には紙面を借りまして深く感謝の意を表します。

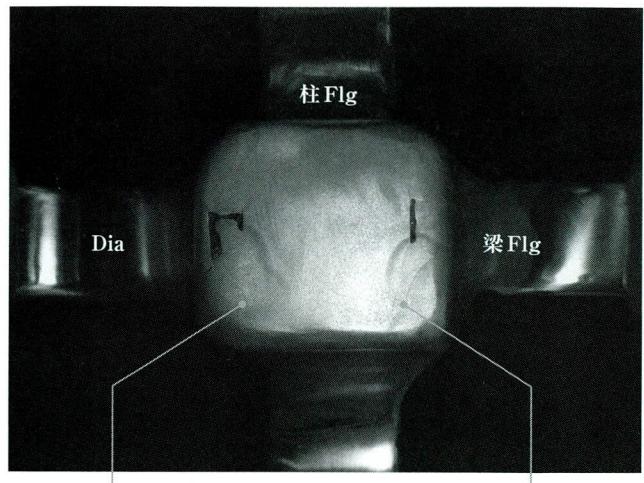


写真-7 大コア十字継手部 (マクロ)

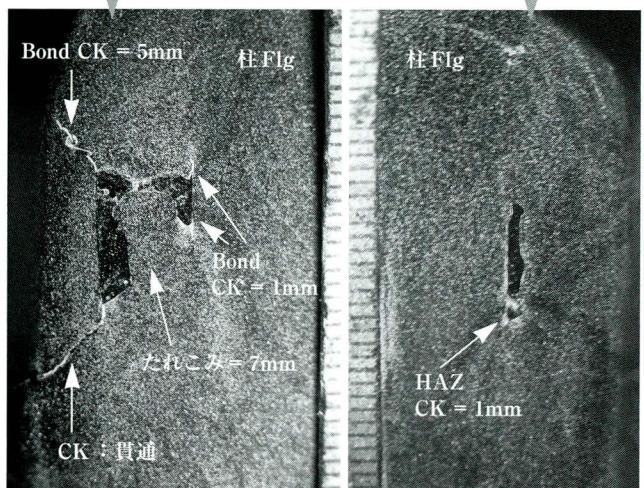


写真-8 大コア十字継手部 (MT)

<参考文献>

- 1) 三木, 平林, 時田, 小西, 柳沼: 鋼製橋脚隅角部の板組構成と疲労き裂モード, 土木学会論文集, 2003, 10
- 2) 首都高速道路公団 保全施設部保全技術課: 鋼製橋脚隅角部の補強設計施工要領(案), 平成15年7月
- 3) 首都高速道路技術センター: 鋼道路橋と疲労損傷, 平成16年2月

2006.11.30 受付

丸柱—横梁を突合せ溶接により製作された 鋼製橋脚隅角部の疲労損傷と対策

Fatigue Damage to Steel Pier Corners (Fabricated by butt welding of round column and cross beam) and Damage Countermeasures

辻 幸 佐^{*1} 乙 森 幸之助^{*2} 小 林 智 則^{*3} 井 上 雄 城^{*4}
Kousuke TSUJI Kounosuke OTOMORI Tomonori KOBAYASHI Yuhki INOUE

Summary

On the metropolitan expressway, we conducted detailed surveys into fatigue cracks produced in steel-made pier corners, and examined the causes of these cracks in order to carry out reinforcement and repair. This article reports the damage conditions generated from F-type steel-made, T-type square corners (fabricated by beam welding), along with reinforcement design and crack repair results.

キーワード：丸柱突合せ溶接、疲労き裂、き裂発生原因、切削調査、スカラップ補修

1. はじめに

近年、首都高速道路の鋼製橋脚隅角部において数多くの疲労損傷が発見され、点検調査の結果き裂長さが30mm以上の隅角について順次補強を行い、そして補修を実施している。高速5号池袋線の江戸川橋付近に位置する丸柱においては、点検時に同様のき裂が発見されている。

本稿では、疲労損傷に対する詳細調査結果と、調査結果をもとに施工したリング補強および疲労損傷部に対するき裂補修について、おもに補強・補修効果確認のため応力計測を実施した池169橋脚について報告する。

2. 橋脚構造

池169橋脚は、昭和44年に製作され神田川と都道（目白通り）の間の歩道に設置された鋼製丸柱T型橋脚である。橋脚外観（写真-1）からも分かるように、本橋脚は張出しが左右非対称の構造となっている。上部工は起点側が三径間連続鋼箱桁、終点側が単純鋼鉄桁の端支点となっている。橋脚諸元を表-1に示す。

臨時点検において隅角1、2の起点、終点側（以下、起点：K、終点：S）においてき裂長さ30mm以上の損傷が発見された。

板組構造は、丸柱に梁ウェブと梁フランジが突合せ溶

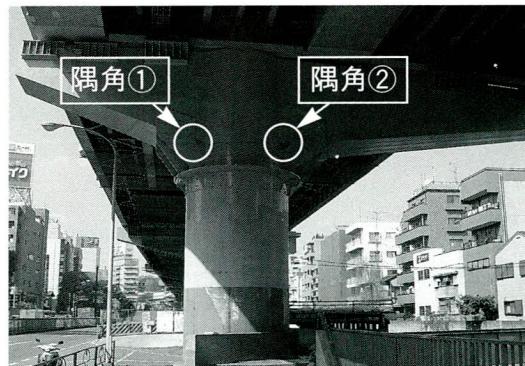


写真-1 池169橋脚外観（補強後起点側より）

表-1 池169橋脚諸元

板厚 (mm)	丸柱	44	SM50B
	梁ウェブ	32	
	梁フランジ	40	
ϕz	SM50B	41%	—
供用年度	昭和44年		

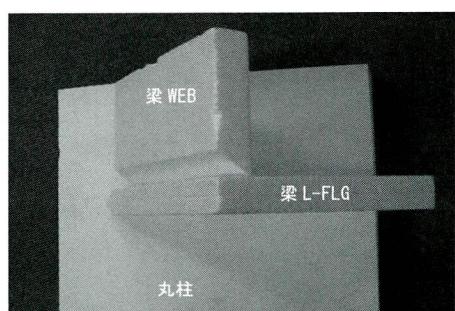


写真-2 板組構造（梁突合せFタイプ）

*1技術本部保全部保全技術グループサブリーダー

*2技術本部技術研究所生産技術グループ

*3工事本部工事部東京工事グループ

*4日本構造技術㈱技術部

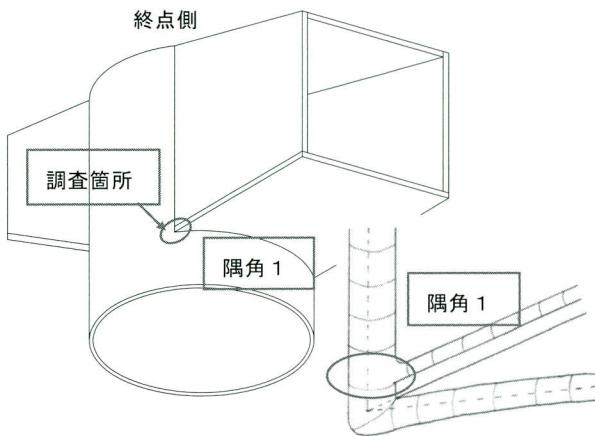


図-1 調査箇所

接してあり、梁フランジコバ面が見える角継手（梁突合せFタイプ）となっている（写真-2）。このような板組を溶接する場合、丸柱と梁フランジのコバ面（コーナー部）に未溶着部が残存しやすい。

丸柱の直径は $\phi 3000\text{mm}$ 、梁フランジ幅は梁取り付け部で 2200mm あり梁先端方向へ進むにしたがい小さくしほれていって、先端で 1500mm となっている。

3. 詳細調査

(1) き裂調査結果

隅角1のKS側、隅角2のS側下フランジコーナー部においてき裂が発見されたことから、十字溶接及びウェブ一柱溶接のコーナー部について、マクロ試験と磁粉探傷試験（以下、MT）による詳細調査を実施した。その結果、き裂は丸柱と梁の突合せ溶接の溶接金属内にあることが分かった（写真-3、4）。

き裂の位置は、写真-4マクロ・MT写真から分かるように、梁ウェブと下フランジ角継手の溶接金属の上に丸柱と梁の突合せ溶接が重なっており、その交点上に長さ 30mm のき裂が検出された。き裂は、縦ビードの中にあり梁角継手の横ビードとの境界付近で止まっている。

(2) 応力頻度計測結果

隅角部の疲労損傷の原因として、上部工を走行する活荷重載荷による応力振幅と、その繰り返し回数が挙げられる。そこで、隅角部に作用する実応力状態を調査するために3日間の応力頻度計測を実施した。測定位置を図-2に示す。その結果、当該隅角においては、梁下フランジ内面 50×50 位置で最大応力範囲 10Mpa 程度の応力が作用していることが確認できた。

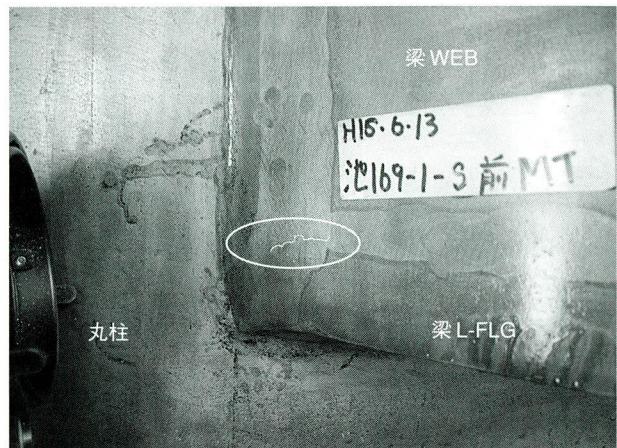


写真-3 き裂写真（隅角 S-1）

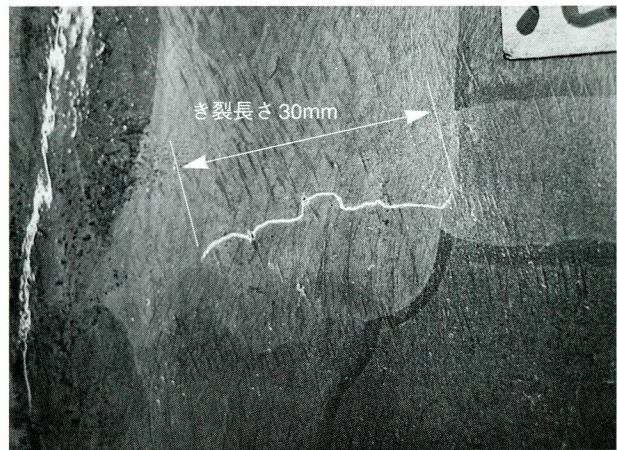


写真-4 き裂拡大写真（隅角 S-1）

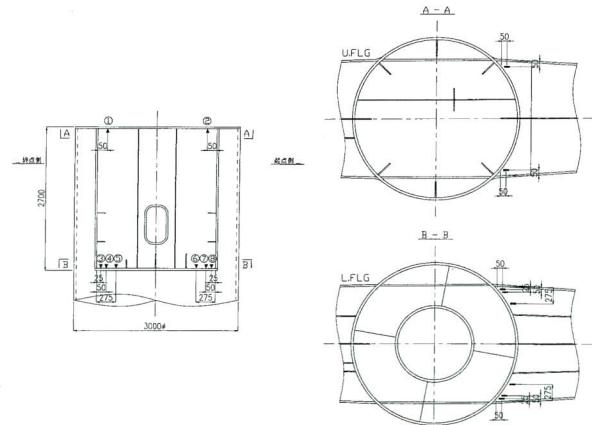


図-2 応力頻度計測位置

4. 補強構造

(1) 基本方針

詳細調査の結果から横梁下フランジのコーナー部に作用する実応力は比較的小さいが、超音波探傷試験（以下、UT）の結果、梁下フランジ十字継手の溶け込み量が

60%（板厚40mm、未溶着量16mm）であることや、コーナー部のまわし溶接のど厚が小さいことから、隅角部に発生する応力を低減することを目的とし、丸柱にリング状の補強材、横梁ウェブ面に当て板補強を実施した。また、横梁下フランジにブックエンド形状の補強も実施した（写真-1）。

（2）補強構造検討

丸柱補強は、角柱のように当て板により梁ウェブと柱ウェブを打込み式ボルトで直接連結することが出来ないことから、横梁ウェブの当て板と丸柱のリング部材を工場溶接で接合した部材を現場に取付ける構造を採用した。各構造寸法決定に際し角柱の当て板補強を参考とした。そして、FEM解析を用いて次に示す項目について検証した。

- ① 終局時の安全性
- ② 活荷重応力50%低減
- ③ 角継手への作用力
- ④ 地震時の安全性

以上の条件を満たす補強部材を設置した（図-3）。

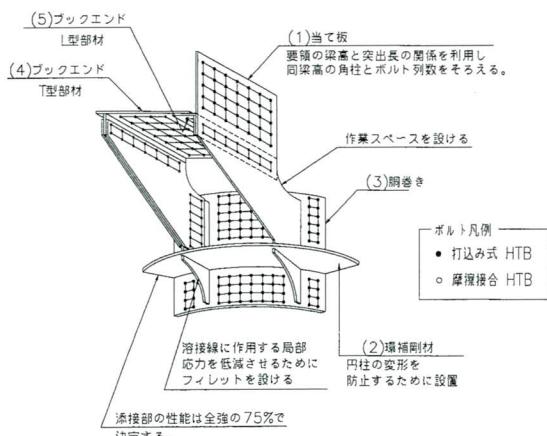


図-3 リング補強構造

5. き裂補修

（1）き裂切削調査

隅角1のK側S側とともに、梁下フランジの角継手と円柱と梁ウェブのコーナー部突合せ溶接のまわし溶接部にMTによる指示模様が発見された。詳細点検において、棒グラインダを使用し深さd=2mm程度の切削を行ったが、指示模様の長さに変化が見られなかったことからさらに穿孔を行った。その結果、切削深さd=12mmで梁

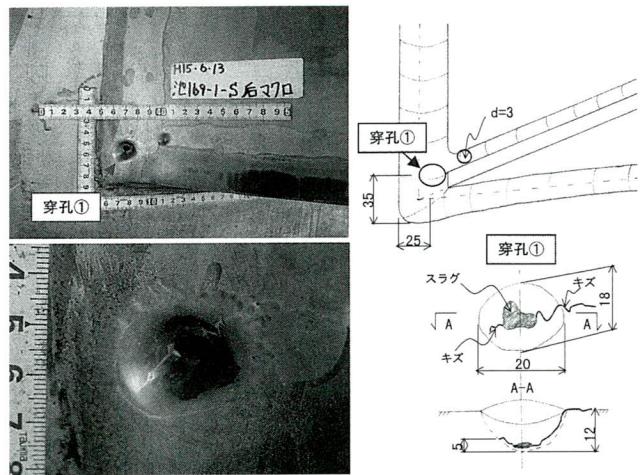


写真-5 切削調査

下フランジ開先面に製作当時の溶け込み不足が現れた（写真-5）。深さd=11mmまで溶け込んでおり、梁ウェブの板厚が32mmであることから、梁ウェブの溶け込み量としては34%であることが確認できた。

（2）丸柱スカラップ

丸柱隅角部には、板組固有の未溶着部が存在することから、この未溶着部分を除去する目的で切削を実施した。丸柱は、角柱と異なり機械を用いたき裂補修が困難であることから、棒グラインダによる手彫り作業を行った（写真-6）。切削手順は、

- ① 最終的なき裂除去形状の設計（板組模型、FEM検討）
- ② き裂範囲の除去
- ③ 未溶着部までの確認
- ④ 開先形状の確認
- ⑤ き裂除去形状までの仕上げ

とし、最終形状は梁内面の3つの溶接ビードを分離することとした。



写真-6 丸柱スカラップ

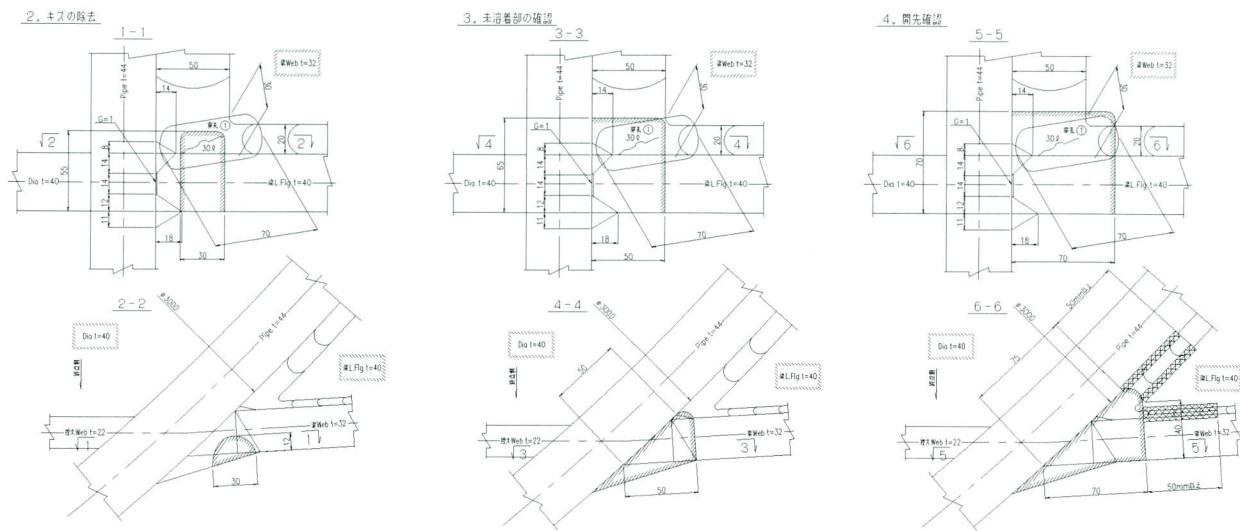


図-4 き裂補修ステップ図

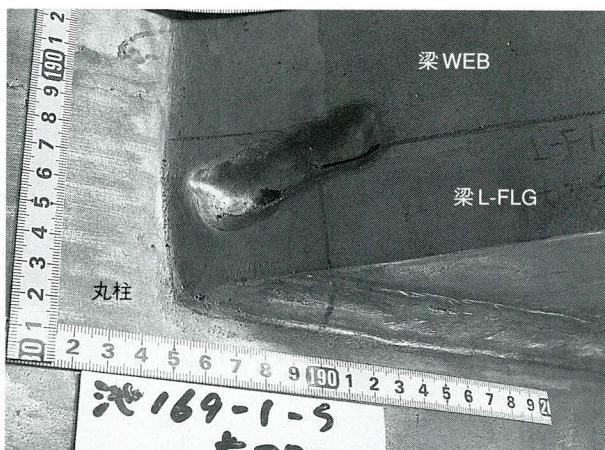


写真-7 step1 き裂範囲の除去



写真-9 step2 MT

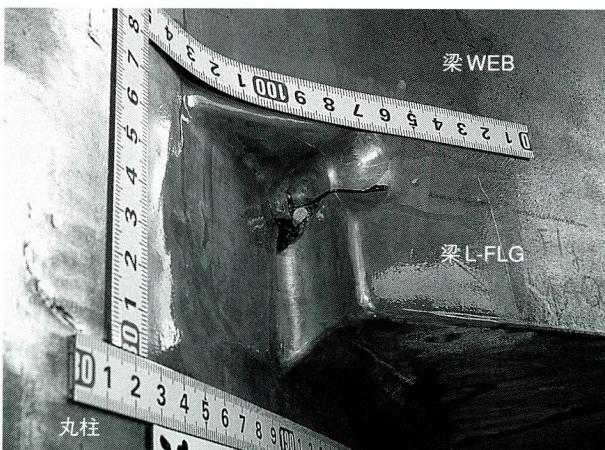


写真-8 step2 未溶着部の確認

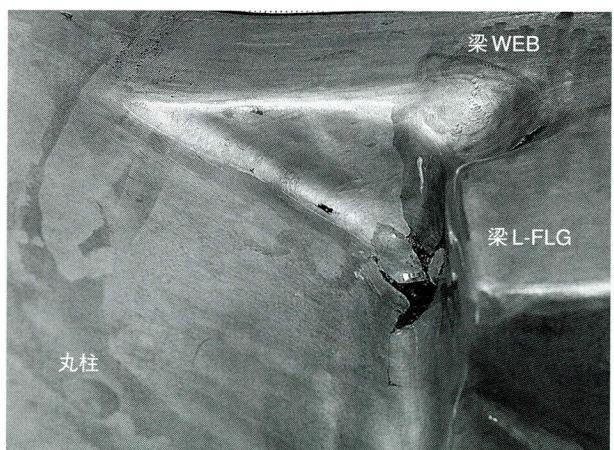


写真-10 step2 丸柱 + 梁 WEB

② き裂範囲の除去

ステップ1としてき裂の長さに合わせて棒グラインダにて穿孔を広げ、き裂の発生源となる未溶着部を露出させることを目的とし、切削を実施した。切削寸法が 30×70 、深さ $d = 12\text{mm}$ 程度において梁下フランジの未

溶着部（開先面）が現れた。観察の結果、梁下フランジの開先はK開先であること、内在キズがあることを確認した（写真-7）。

③ 未溶着部までの確認

ステップ2として未溶着部を確実に露出することを目的にさらに切削を行い、梁下フランジ十字継手の溶接ビード断面が観察できる深さまで切削を実施した。UTによる調査において、丸柱と梁下フランジ十字継手の溶け込み量が38%（板厚32mm、未溶着部20mm）で6mm～8mmの開先深さがあると考えられていた。しかし切削の結果、開先深さはUT調査に比べると深く十字継手下側の溶接ビードは、溶け込み深さ $d = 15\text{mm}$ 程度でしっかりと溶接されていることが明らかとなつた（写真-8、9、10、11）。

④ 開先形状の確認

ステップ3として丸柱と梁WEB（写真-12、13）、梁下フランジ角継手（写真-14、15）、十字継手の突合せ溶接（写真-16）の各々の溶接ビードを分離することを目的に、各断面を観察出来る位置までコーナー部を切削した。これは、溶接状態が複雑な3溶接交差状態から疲労性状がわかりやすい十字溶接継手、T字溶接継手へ改善するためである。さらに、スカラップ周辺に応力集中が生じないようR仕上げと溶接ビードの止端仕上げを実施し、最終的な丸柱スカラップ寸法は70mm×70mmで深さ70mmとなった。なお、施工方法については、機械の据付が困難なことから全て棒グラインダによる手作業にて行った。各スカラップの形状は、脚ごと隅角ごとにコーナー部の溶接状態や板厚、き裂の状態がさまざまであることから、全て異なるものとなつた。

（3）き裂補修結果

丸柱と梁WEBはのど厚が20mmあり、溶け込み量は66%である。未溶着部から溶け込み不良があり、その先端にき裂（DEPOCK = 2mm）が確認できる。

梁下フランジとウェブとの角継手はのど厚が2mmと非常に小さく、溶け込み量は6%である。先端にき裂（DEPOCK = 1mm）が確認できる。

十字継手はのど厚が20mmあり、溶け込み量は38%となっている。内面ビードには、20mmの溶け込み不良があるが、外側ビードはルートフェイスまでしっかりと溶け込んでいて指示模様はない。

（4）丸柱スカラップ形状の応力性状の確認

リング補強の設置により、シララグによる隅角部の応力低減を行ってはいるものの、丸柱スカラップ形状によ



写真-11 step2 十字継手



写真-12 step3 ①丸柱 + 梁WEB

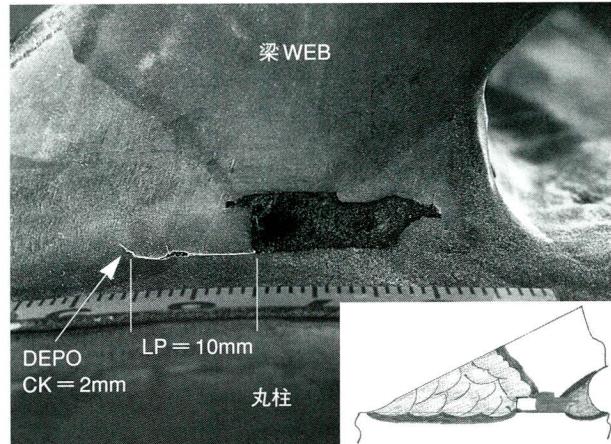


写真-13 step3 MT

る応力性状の把握を目的とし、FEM解析を実施した。その結果、丸柱と梁下フランジ十字継手の溶接ビード止端部に応力集中が起こることが分かった。したがって、ビード止端部はグラインダにて滑らかに仕上げることとした。

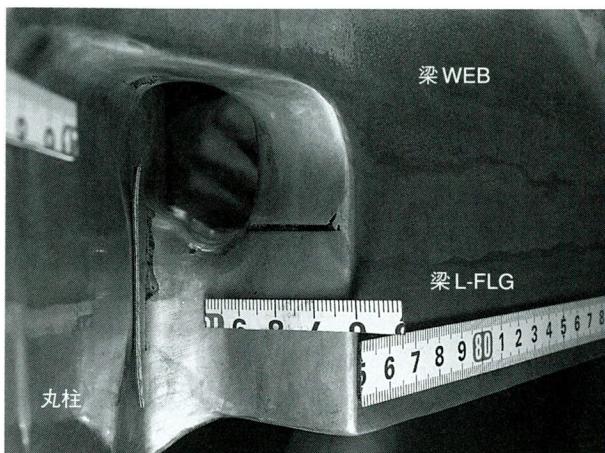


写真-14 step3 ②③

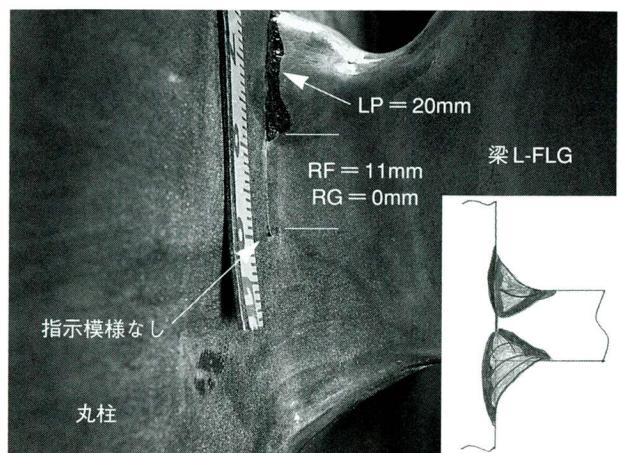


写真-16 step3 ③十字継手

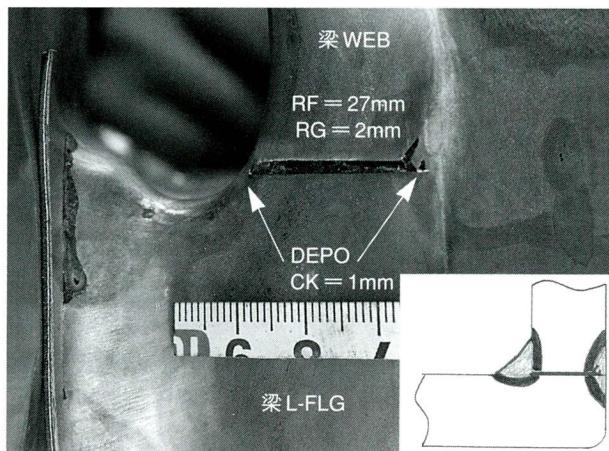


写真-15 step3 ②梁角継手

6. 応力頻度計測結果（補修後）

補強・補修後の実橋における発生応力の低減と、補修後の応力性状を把握することを目的に、丸柱スカラップ部周辺の応力計測を実施した。

24時間の計測を行ったが、発生応力は小さく5Mpa程度であった。

7. 考察とまとめ

丸柱（梁突合せFタイプ）の隅角部き裂は、製作時の溶接未溶着部と丸柱特有の板組みに起因していると考えられる。今回、神田川沿いの丸柱について補強・補修を

実施した結果、以下のことが明らかとなった。

- ①補強部材の設置により、実橋における隅角部の応力低減が確認できた。
- ②隅角部のき裂は、内部の未溶着部から表面に現れていることが分かった。

丸柱スカラップ施工にて、疲労き裂の一因とされる未溶着部は取除くことが出来た。しかし、その断面には内在キズが存在し、今後進展する可能性も秘めている。したがって、これらの内在キズは、定期的な点検によって常に監視しなければならない。また、今後このような板組み構造を新たに製作する場合には、完全溶け込み溶接を基本とし未溶着部を作らない配慮が必要と考える。

最後に本工事の実施にあたり多大な御指導を頂きました、首都高速道路株式会社疲労対策グループおよび財首都高速道路技術センターの皆様には、紙面を借りまして深く感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 三木, 平林, 時田, 小西, 柳沼：鋼製橋脚隅角部の板組構成と疲労き裂モード, 土木学会論文集, 2003, 10.
- 2) 首都高速道路公団 保全施設部保全技術課：鋼製橋脚隅角部の補強設計施工要領（案），平成15年7月.

2007.2.12 受付

丸柱立体ラーメン隅角部の疲労対策（飯田橋）

Fatigue Countermeasure for Space Frame Corner of Round Columns (Iidabashi)

佐藤 昌義^{*1} 花岡 幸治^{*2} 泉 文也^{*3} 化鍾福^{*4}
Msayoshi SATO Koji HANAOKA Fumiya IZUMI FA Chongpog

Summary

Fatigue cracks and weld defects were detected in steel-made pier corners on the metropolitan expressway. We conducted detailed surveys to investigate the causes of crack damage. Studies were also conducted on repair and reinforcement based on the results of detailed crack surveys. In this article, we introduce crack damage conditions generated from steel-made pier round-column corners (beam web penetration-type) and report on reinforcement design and the results of crack repairs.

キーワード：鋼製橋脚（丸柱）隅角部、溶接欠陥、疲労損傷、丸柱リング補強、補修

1. はじめに

近年、首都高速道路の鋼製橋脚隅角部において数多くの疲労損傷が発見され、順次補修強対策を実施している。

池108橋脚は、高速5号線飯田橋付近に位置する鋼製橋脚であり、隅角2において30mm以上のき裂損傷が発見された（写真-1）。供用開始から30年以上経過しており、設計当時に比べ、交通量の増加及び大型車両の通過も多いことから、過酷な使用状態となっていることが予想される。臨時点検で発見されたき裂損傷に対して、き裂の原因究明のために、必要に応じてFEM解析、応力頻度計測、切削調査、観察孔施工及び既設橋脚の密閉部開口などを行った。

本稿では、主桁が横梁に接合された立体ラーメン橋脚の構造、詳細調査結果及び補強構造を紹介し、そのき裂補修について述べる。

2. 橋脚の構造

本橋脚は、図-1、2に示すような主桁が横梁に接合された立体ラーメン橋脚であり、その橋脚諸元（表-1）及び特徴を以下に示す。

1) 横梁近傍には主桁控えダイヤフラムが設置されており、また主桁の隅角近傍には形状保持ダイヤが設置さ



写真-1 隅角部のき裂損傷

表-1 池108橋脚諸元

板厚 (mm)	梁Web	28	SM58Q
	梁Flg	40	SM58Q
	円柱	42	SM58Q
	ダイアフラム	48	SM58Q
供用年度	昭和44年		
板組み	梁ウェブ貫通F		

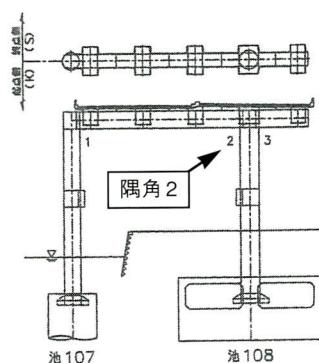


図-1 既設橋脚断面置図

*1技術本部保全部保全技術グループ課長

*2生産本部工場管理部外注管理グループ課長代理

*3エムケイ・エンジ(株)

*4技術本部保全部保全技術グループ

れている。これらが、丸円柱を囲むように配置されているため、隅角近傍には密閉部が存在する（図-3）。密閉部溶接線のき裂損傷有無を確認するため、マンホール設置（主桁側）及び密閉部撤去（横梁側）の工事を行った。

2) 隅角部の板組みは、横梁のWebが円柱に設けられたスリットを貫通した構造となっている。また、主桁のフランジ・Webは各々円柱や横梁に直接溶接された構造となっている。（図-2）

3. 詳細調査結果

(1) き裂調査結果

点検工事などで発見された損傷部の隅角まわりに対し、マクロ試験及び磁粉探傷試験（以下、MT）による調査及び切削を行った。隅角2起点側（以下、起点：K、終点：S）に100mmを超えるき裂損傷が確認された。このき裂は貫通Web板組みの隅角部によく現れる典型的疲労き裂である¹⁾。また、スリットを有した隅角においては、ウェブのコバ面と円柱に空隙が発生し、未溶着部（以下、菱形ゾーン）が存在すると予想される。

今回検出されたき裂も菱形ゾーンを起点として表面まで延びていたことが分った。切削後のK-2に残存しているき裂の調査結果は写真-2に示す。



写真-2 き裂調査結果

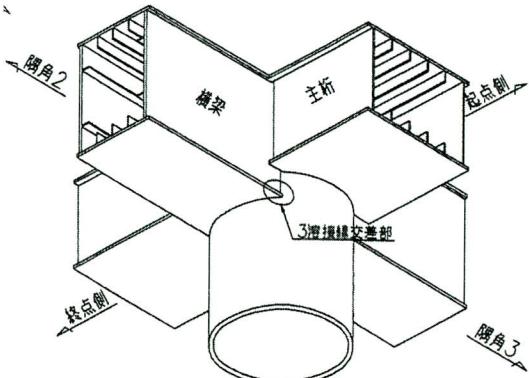


図-2 立体耐ラーメン橋脚隅角部の概要図

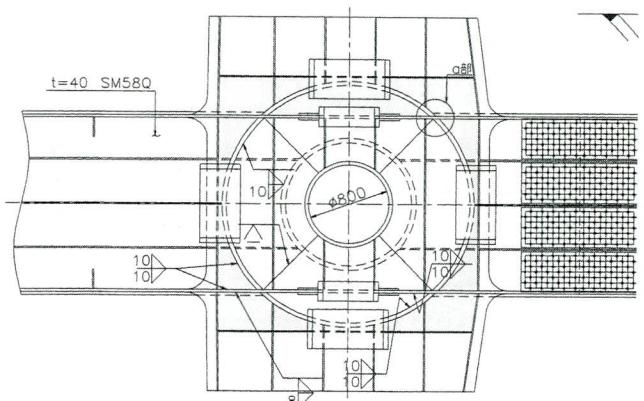


図-3 密閉部

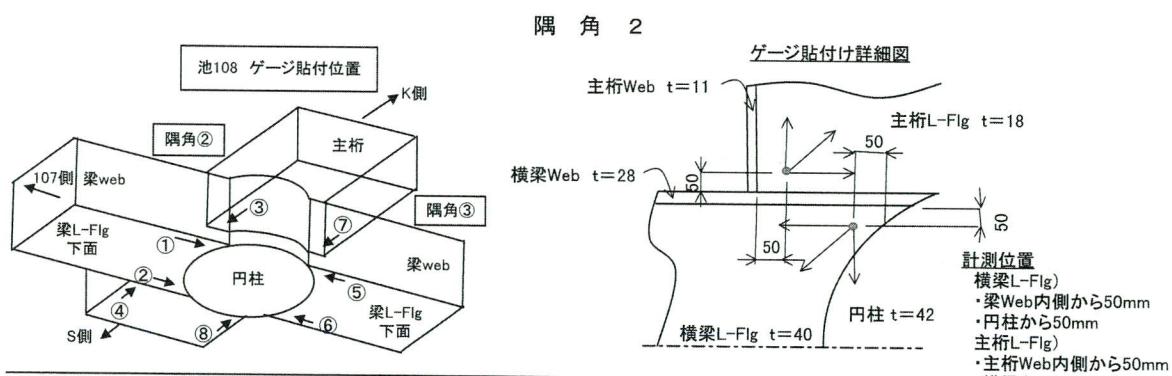


図-4 応力頻度計測位置

(2) 応力頻度計測結果

隅角部に作用する実働応力状態を調査するため、梁下フランジコーナー部外面及び主桁下フランジコーナー部外面に単軸ゲージを72時間の応力頻度計測を行った。計測位置は図-4に示す。横梁の応力変動幅は18Mpa、主桁の応力変動幅は24Mpaとなった。

4. 補強構造

本橋脚の隅角2側に補強部材を設置することにより、菱形ゾーンから伸びているき裂の進展を抑えることが期待できる。また、隅角部においてシララグによる応力集中を緩和させる²⁾（活荷重応力を50%程度低減させる）ことも考えられる。補強部材の形状は図-5に示すような胴巻きに当て板（リング補強）+ブックエンドを併用した構造である。地震時に既設の横梁Flgが破断されても十分保持できるように終局時の安全性を考慮した構造に決定した。

5. き裂補修及び補修結果

(1) き裂切削調査

池108のき裂補修においてはき裂損傷の原因究明のため、き裂詳細調査結果に基づき、残存き裂及び溶接欠陥について、さらなるき裂切削調査を行った。キズの補修に当たっては、詳細な調査結果から得た隅角部の板組み及び超音波探傷試験(UT)結果を用いながら、慎重に深さ2~3mmピッチで切削を行った。

また、丸柱のき裂切削では角柱の大コアのように機械を用いたき裂切削が困難であるため。手彫りで行った。従って、切削手順としては表-2に示すように、各STEP毎で溶接欠陥の残存有無及び補修形状を確認しながら、次のSTEPに移ることにした。キズ確認にはマクロ試験・MTを使用した。

しかしながら、貫通Webを有する隅角部の3線ビードが交差する所では、円柱スリット及び菱形ゾーンによるルートギャップ、溶け込み不良、スラグ巻き込みなどの溶接欠陥が残存していることが確認されている。また、円柱のスリットのコバ面を出すだけでは、菱形ゾーンによる溶接欠陥を取除くのが非常に困難な作業であり、隅角部の溶接線の3線分離ができないことによって補修の最終形状には至っていない。

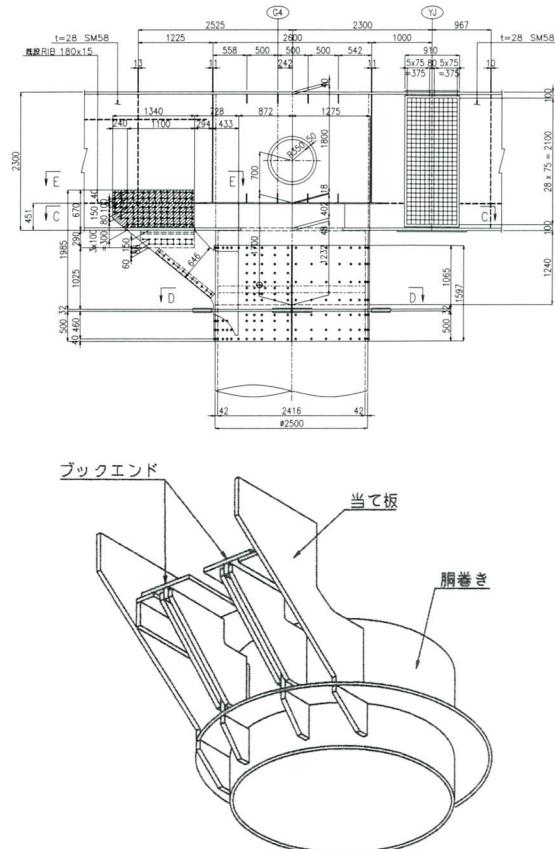
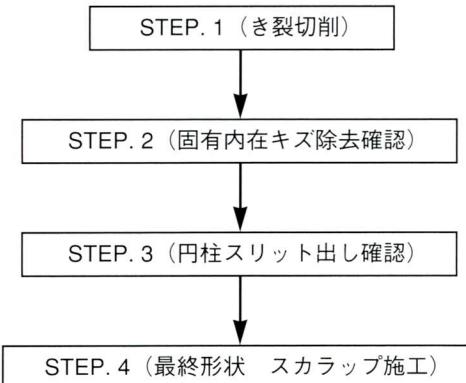


図-5 当て板+ブックエンド補強図

表-2 き裂切削手順



(2) き裂切削調査結果

き裂切削調査結果はSTEP 1~4までのき裂切削状況に對して述べる。

① STEP 1 き裂切削（開先について）

梁下Flg+円柱の十字継手にはK形開先が取られているものの、ルートギャップ（以下、RG）と溶け込み不良が確認される。また、開先面に沿ったキズDEPO CK = 15mmが残存している。

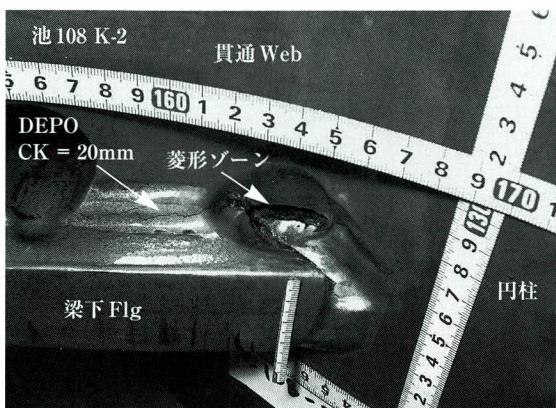


写真-3 き裂切削状況 (STEP 1)

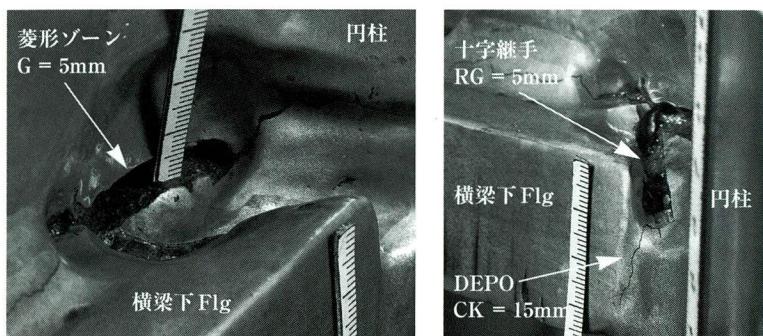


写真-4 き裂切削状況 (STEP 2)

柱スリット及び菱形ゾーンに残存している溶接欠陥を中心にてキズ除去を試みた。しかし、表-1に示すように

② STEP 2 固有内在キズ確認（菱形ゾーンについて）

本来、円柱スリットと貫通Webのコバ面においては隙間なしで製作しなければならない。しかし、板組みの精度上の問題と溶接施工空間を確保に関わる問題によって、固有内在キズで残留している。そこを起点としたキズ DEPO CK = 20mm が横梁角継手に残存している。

③ STEP 3 円柱のスリット出しについて

き裂切削結果を踏まえて、隅角部においてき裂補修を進めていた。なるべく貫通Webを切削しないように、円

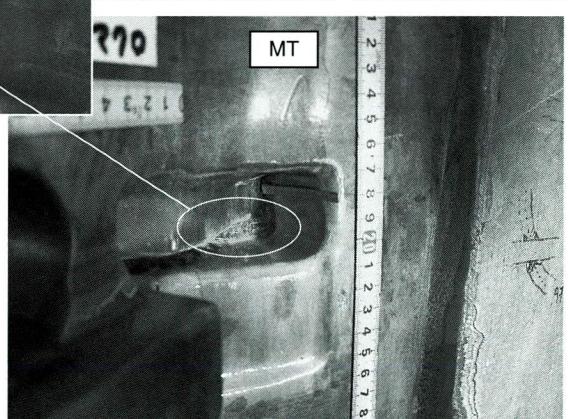
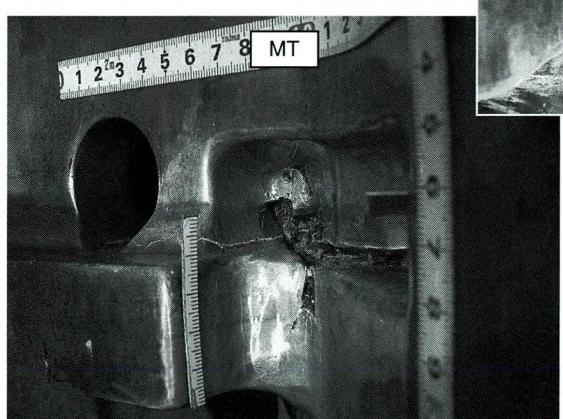
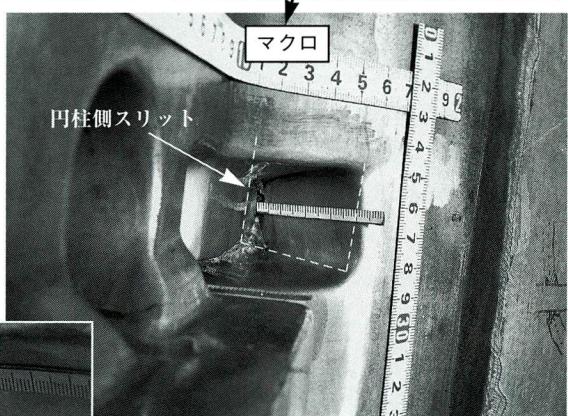
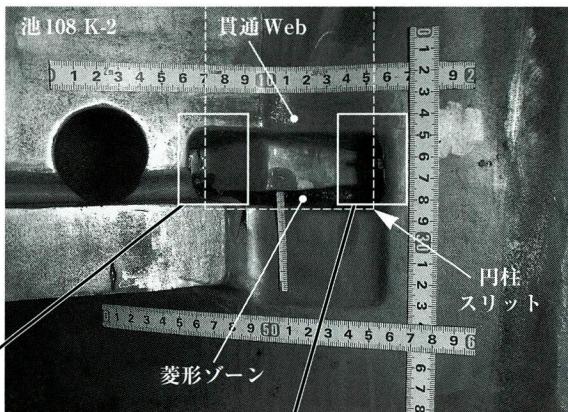
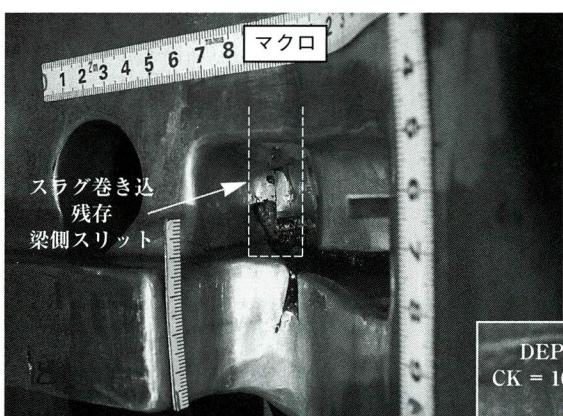


写真-5 き裂切削状況 (STEP 3)

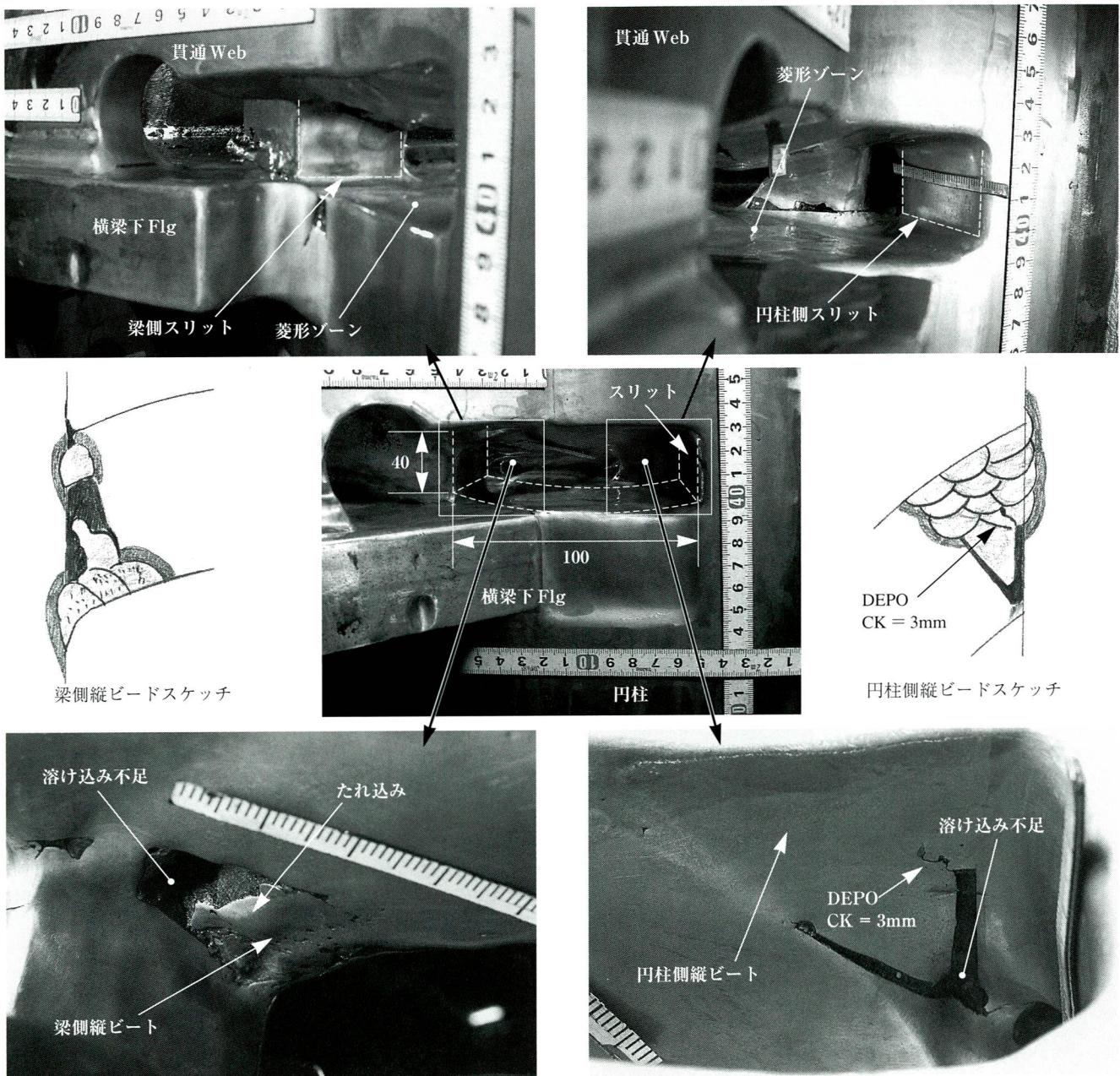


写真-6 き裂切削状況 (STEP 4)

隅角部の板が非常に厚いため、円柱の隅角部に残存する固有内在キズを円柱スリット出しによる方法で行うのは限界があった。なぜなら、片面（外面）からのスリット出しは内面にある溶接欠陥が除去できないからである。また、隅角部のビード3線分離ができていないため、補修の最終形状とは言えない。

梁側スリットには溶接欠陥であるスラグ巻き込み、円柱側の菱形ゾーンとスリットの交わる所にはキズ (DEPO CK = 10mm) が残存していることが確認できる。

④ STEP 4 スカラップ施工について

スカラップ施工において、片面（外面）だけの作業では限界があるため、外・内面両方にて切削を行った。

円柱スリットを出すためには、まず菱形ゾーンにある貫通 Web (STEP 3を参照) を取除しなければならない。その後、スリットに残存している溶接欠陥を除去と共に3線交差しているビードを分離する作業を行った。

ここで、スカラップの形状が ($40\text{高さ} \times 100\text{長さ}$) になつたのは、施工当時のスリットが貫通 Web ($t = 28\text{mm}$) に対して大きいめに設けられているからである。それは、多数の板が交わる隅各部を組立てる際、容易に製作を行

うために、大きめのスリットが開かれていると考えられる。それによって、スリットと貫通Webの間に大きな隙間が生じ、開先の奥まで溶接溶け込ませるのが困難な作業であると推測される。STEP 4に示すような、円柱と貫通Webのルートギャップが大きいことによって、梁側・円柱側縦ビードに大きな溶け込み不足が残存していることが確認できる。この溶け込み不足による溶接欠陥が縦ビード全線において残留していると思われる。また、円柱側縦ビードの断面にキズ（DEPO CK = 3mm）が残存している。

6. まとめ

本稿では、梁Web貫通Flg板組みを有する隅角部に発生したき裂損傷に対して、き裂調査、補強及び補修を行った。その結果を以下に示す。

① 隅角部のシアラグ（せん断遅れ）による応力集中部に固有内在キズである菱形ゾーンが残存じでいていることが確認できた。また、き裂はそこを起点として延びていたと考えられる。

② 隅角部の応力を低減させるため、胴巻きに当て板（リング補強）+ブックエンドを併用した。
③ 円柱のき裂補修では角柱の補修と異なり、棒グライダーによる補修施工となる。また、梁Web貫通Flg板組みのき裂補修形状において、片面（外面）スリット出しでは、固有内在キズの完全除去ができないことが理解できた。菱形ゾーンの貫通Webを取除くことによって、固有内在キズである溶接欠陥が除去できるようになり、隅角部の3三線ビードの分離も可能となった。

＜参考文献＞

- 1) 三木千寿, 平林泰明, 時田英明, 小西拓洋, 柳沼安俊: 鋼製橋脚隅角部の板組み構成と疲労き裂モード, 土木学会論文集, No745, 2003. 10
- 2) 三木千寿, 市川篤司, 坂本拓也, 時田英夫, 下里哲弘: 鋼製箱形断面ラーメン橋脚隅角部の疲労特性, 土木学会論文集, No710, 2002. 7

2006.11.30 受付

グラビア写真説明

十三曲橋

本橋の架橋位置は、市原市を流れる養老川の源流部における房総隨一の紅葉の名所、養老渓谷に位置しており、少し上流には名瀑栗又（あわまた）の滝や温泉郷がある風光明媚な所であります。

現道は、急な斜面にへばりつくように設けられ、幅員狭小で観光シーズンに大型の観光バス等が入ってこようものなら離合もままならなくなり、交通渋滞を引きこすという状況でしたが、本橋は現道をショートカットするように深い谷間を跨ぐように計画がなされました。架設は、谷間にペントを設置し地組されたブロックをクレーン架設にて実施致しました。縦断勾配が8%と急であった為、架設はもちろん床版コンクリート打設時にも細心の注意を払って施工が行われました。

耐候性鋼材使用による周囲の自然との調和も良くとれ、養老渓谷における名所が又ひとつ増えました。一度は訪れて、橋上からのすばらしい渓谷美を楽しんで頂ければと思います。

(渡部陽一)

エレクトロスラグ溶接により施工された隅角部の損傷及び補修補強

Repair/Reinforcement of Corners by Electro Slag Welding on Expressway Piers

栗田繁実^{*1} 小林裕輔^{*2} 内田賢司^{*3} 小塙毅^{*4}
Shigemi KURITA Yuusuke KOBAYASHI Kenji UCHIDA Tsuyoshi KOAKUTSU

Summary

On the metropolitan expressway, we conducted detailed surveys into fatigue cracks produced in the corners of steel-made piers, and carried out appropriate reinforcement/repair work for the damage detected during these surveys. This article reports the damage conditions, reinforcement, and repair method for piers in which electro slag welding was adopted for the corners of the square columns, along with the results of tests on this welding.

キーワード：角柱、大コア補修、エレクトロスラグ溶接、シャルピー試験

1. はじめに

首都高速道路株式会社では、およそ5年前より鋼製橋脚の隅角部に発生した疲労き裂に対して全線において点検調査を行い、損傷の激しい橋脚については、適切な補強および補修を行なってきた。

本稿で紹介する池452橋脚は、首都高速道路5号池袋線内で1969年12月に開通した区間であり、池袋駅周辺の繁華街に位置する角柱門型ラーメン構造の橋脚である。調査、点検の結果、隅角の起点、終点とも指示模様が確認された。また、外面のマクロ結果では、大きな溶接金属が確認され、既設図に記された多層盛り溶接ではなく、特殊な溶接が行われた形跡が確認された。後の追跡調査により、本橋脚の溶接にエレクトロスラグ溶接が採用されていることが判明した。

以下に、鋼製橋脚の隅角部溶接にエレクトロスラグ溶接を採用した構造の紹介、補強、補修、各種試験結果を紹介する。

2. 橋脚の概要

本橋脚は、図-1に示すような一般的な角柱門型ラーメン橋脚であるが、横梁が片側14mもあり、必要な強度を確保するため、梁フランジ及びダイヤフラムに板厚42mm、材質がHT60の高材質の鋼材を使用している

(表-1)。

板組は、柱フランジが通っており、そこへ梁フランジ

表-1 橋脚諸元

板 厚 (mm)	柱フランジ	36mm	HT60
	梁フランジ	42mm	HT60
	ダイヤフラム	42mm	HT60
	ウェブ	25mm	HT60
供用年度	昭和44年		

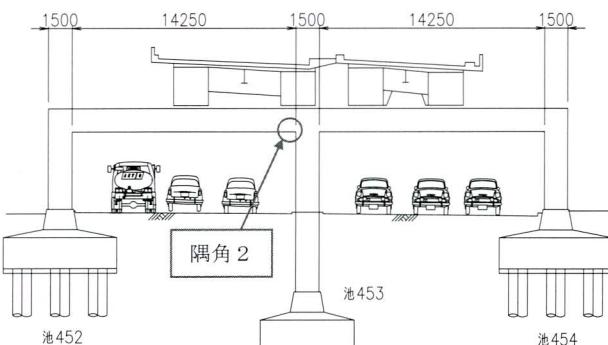


図-1 池452橋脚一般図

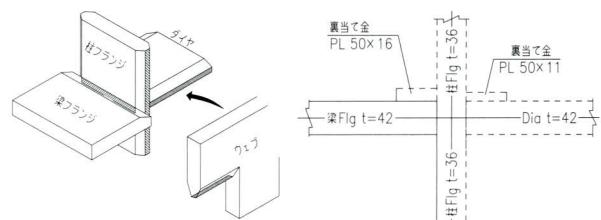


図-2 板組図

*¹技術本部保全部保全技術グループ

*²技術本部保全部課長

*³生産本部技術研究所生産技術グループ

*⁴宮地技工株式会社

とダイヤフラムが十字に溶接されている（図-2）。また、梁フランジおよびダイヤフラムには、裏当て金が設置されており十字継手は、完全溶け込み溶接として施工されたことが想像される。

また、臨時点検での磁粉探傷試験においては、隅角部外面に106mmの指示模様が確認された。

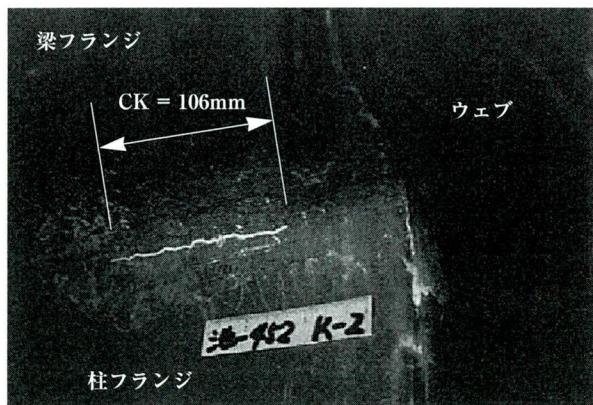


写真-1 池452点検結果①

3. 調査結果

（1）き裂調査結果

臨時点検結果を受け、き裂が確認された箇所を中心にマクロ試験及び磁粉探傷試験により再調査と切削を行った。写真-2は、臨時点検で確認された106mmの指示模様であるが、き裂端部を切削した結果、き裂は母材と溶接金属境部（BOND部）にそって進展していることが確認できた。

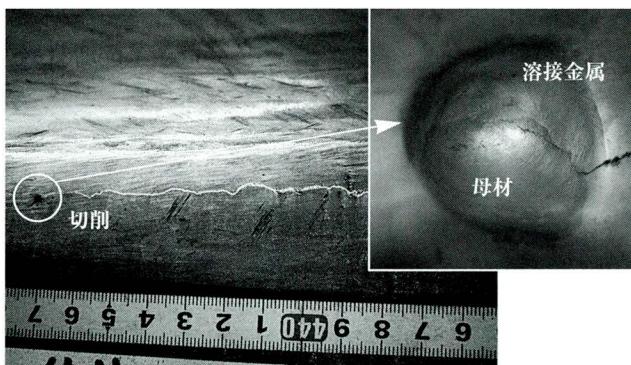


写真-2 池452起点側十字外面（調査結果）

また、同起点側のウェブ外面からの調査結果（写真-3）ではスラグ巻き込みなどの溶接欠陥が確認され、切削除去を行った。

この調査により、ウェブ面に大きな溶接跡が確認され、切削をおこなった孔からも大きな溶接金属が確認でき、本橋脚の溶接方法はエレクトロスラグ溶接にて施工されていることが判明した。

（2）応力頻度計測結果

当該隅角部の応力頻度計測を行なった。計測位置を図-3に示す。3日間の計測による最大応力範囲は40MPaであり、比較的大きな応力が計測された。作用応力範囲とその繰り返し回数は、疲労損傷の原因として考えられるため、これら応力範囲もき裂発生要因の一つであると推測される。

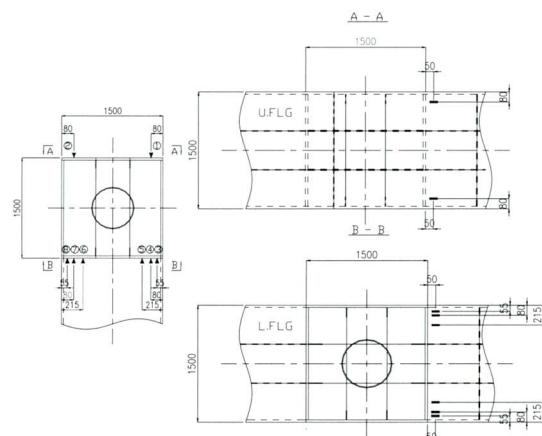


図-3 応力頻度計測位置図

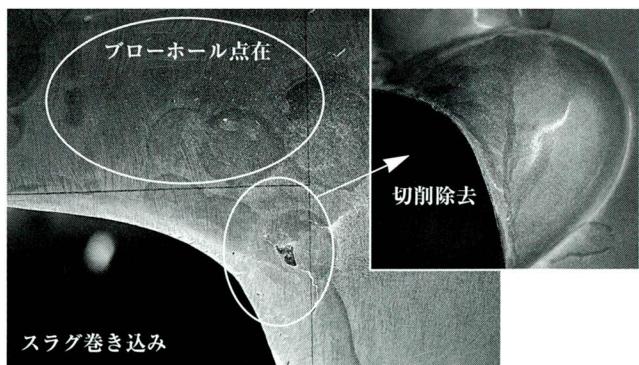


写真-3 池452起点側ウェブ面（調査結果）

表-2 鋼材の成分分析結果

	C	Si	Mn	P	S
SM570 (JIS)	0.18以下	0.55以下	1.60以下	0.035以下	0.035以下
試料 (HT60)	0.16 1	0.40 1	1.37 1	0.021 1	0.017 1

(3) 鋼材の成分分析結果

表-2に柱フランジより採取した試料の成分分析結果を示す。比較のため、JIS規格^{①)}に示されるSM570材の化学成分規定値を示す。炭素(C)、ケイ素(Si)、マンガン(Mn)、リン(P)、硫黄(S)のすべての規格値に対して、SM570相当の鋼材成分であった。また、同試料を使用して行った引張試験においても、3回の試験の平均引張強度が581N/mm²に達し、SM570材相当の引張強度を有していることがわかった。

4. 補強構造

隅角部に集中している応力を分散する目的で、ウェブ面に当て板を行う当て板補強を施工した。詳細は、一般的な矩形の鋼製橋脚であることから、標準的な隅角部当て板補強とした^{②)}。図-4に補強図面を示す。

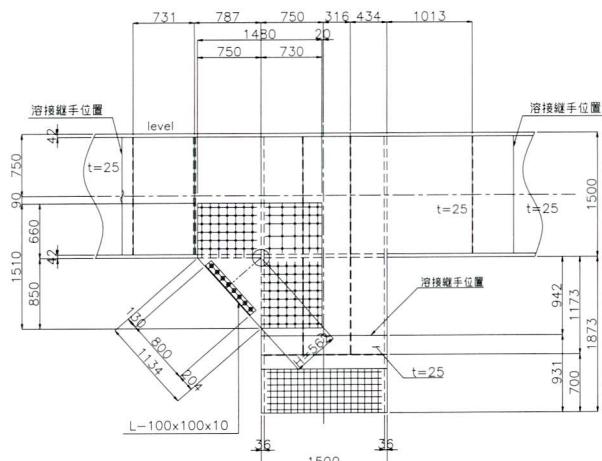


図-4 当て板補強図面

5. 補修方法および補修結果

(1) エレクトロスラグ溶接の特徴および補修方法

エレクトロスラグ溶接は、溶接スタート時にはアークを発生させてフラックスを溶融し、スラグ浴を開先内につくる。スラグ浴が形成されるとアークは消滅し、ワイヤ、母材間の溶融スラグ中に流れる電流の抵抗発熱でスラグが加熱され、母材およびワイヤを溶かしながら溶接が進行する。図-5に概要図を示す。

エレクトロスラグ溶接の特徴を以下に列挙する。

- ① 板を1パスで施工でき能率的である。

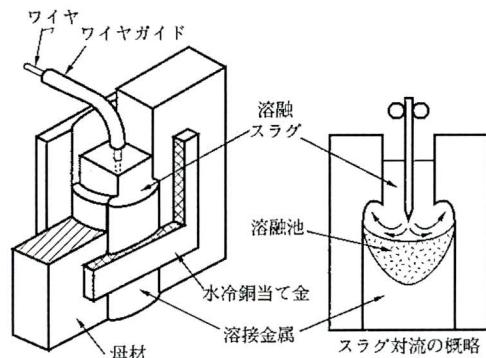


図-5 エレクトロスラグ溶接法の概要図^{③)}

- ② 形状の整った美しいビードが得られる。
 - ③ 熱効率が高い。
 - ④ I開先が基本であり、開先準備が簡単である。
 - ⑤ 横収縮量が大きい。
 - ⑥ 大入熱のため溶接金属、熱影響部のじん性が劣化する。
 - ⑦ 溶接のスタート、エンドに欠陥が生じやすい。
- ここで、上記特徴の中の⑥じん性の低下⑦溶接のスタート、エンドに欠陥が生じやすいなどにも留意し、点検時に確認されている外面の溶接欠陥（プローホール、スラグ巻込みなど）を除去し、三線交差部を分離することとした。
- 欠陥および三線分離手法として、三線交差部に100Φ、深さ85mmの孔（本橋脚は、裏当て金があるため、100Φの孔を2つ施工し、100×120の長孔とする。）を施工する大コア抜き補修を行なった。図-6に大コア詳細図、写真-4に施工後の状態写真を示す。

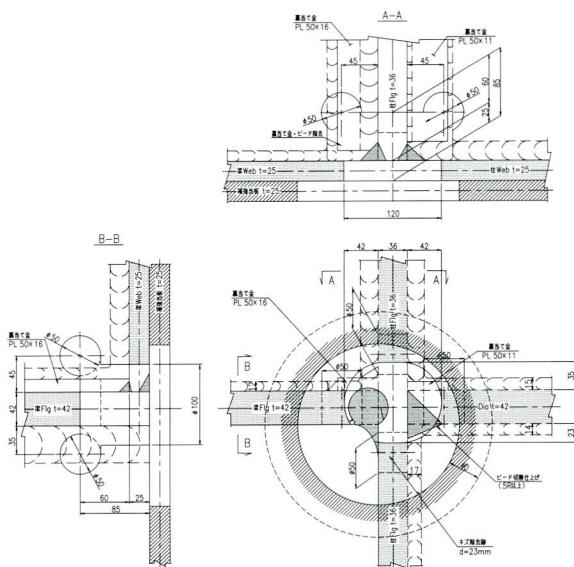


図-6 大コア詳細図

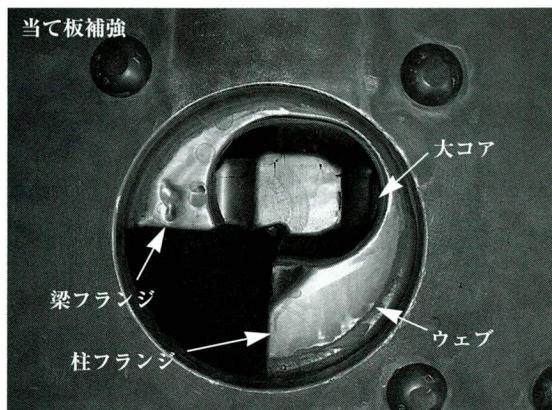


写真-4 大コア抜き補修

(2) 補修結果

a) エレクトロスラグ溶接跡について

補修結果として写真-5にエレクトロスラグ溶接のマクロ写真を示す。溶接金属は48×49mmと非常に大きく1パスで施工している様子が確認できる。さらに、特徴でも示した形状の整ったビードであり、十分溶け込みも確保できていることが確認できる。写真-6はエレクトロスラグ溶接部の磁粉探傷試験結果（以下、MT試験）で、エレクトロスラグ溶接部には指示模様は確認されないが、後述する裏当て金のBOND部にき裂が確認された。

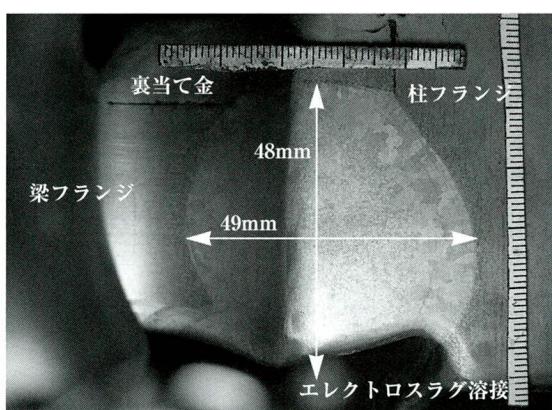


写真-5 エレクトロスラグ溶接跡マクロ写真①



写真-6 エレクトロスラグ溶接跡 MT写真

写真-7では、大きな溶接金属であるのに比例して熱影響部（HAZ）が柱フランジ厚の1/3以上に達している様子が確認できる。熱影響部が約20mmあることから、大入熱による施工であることが分かる。

熱影響部については、高温に達した母材が一気に冷却されるため母材部に比べてじん性が大きく低下していることが想定される。そこで、切り出した大コア試料よりシャルピー衝撃試験を行った。結果については、6章にて示す。

b) その他溶接部の欠陥について

エレクトロスラグ溶接に着目した補修結果の他に、これ以外の箇所（裏当て金、多層盛溶接ビード）では、き裂を含む溶接欠陥が確認された。この中で、エレクトロスラグ側の裏当て金部溶接ビードに欠陥が集中している。本欠陥について写真-8にマクロ写真、写真-9にMT写真を示す。

裏当て金の溶接ビード1パス目にスラグ巻込み、プローホールなどの溶接欠陥がみられ、これらを基点に1～2mmの小さなき裂が確認できる。また、同裏当て金の溶接ビード2パス目のBOND部から母材にかけてき裂が確認できる。母材に見られるき裂は、圧延方向にステップ状に発生している様子からラメラティアであると推測できる。

図-7に本溶接部の状況スケッチを示す。スケッチから分かるように、エレクトロスラグ溶接自体の溶接金属は、美麗なビード形状をしているが、エレクトロスラグ溶接部の損傷は、大入熱による収縮により裏当て金の溶接ビードおよび母材に発生し、裏当て金を起点とした小さなBONDき裂も発生している。

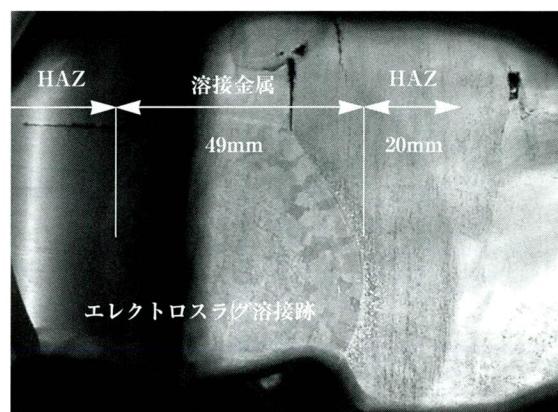


写真-7 エレクトロスラグ溶接跡マクロ写真②

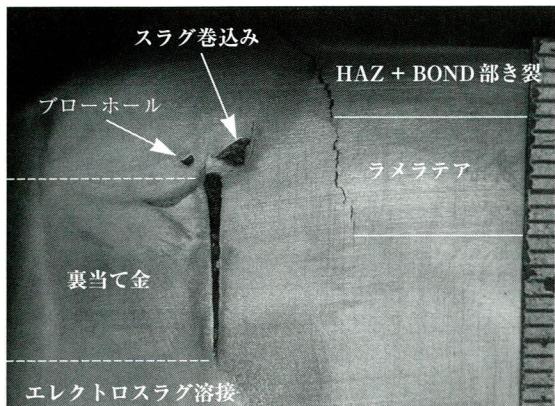


写真-8 裏当て金部マクロ写真

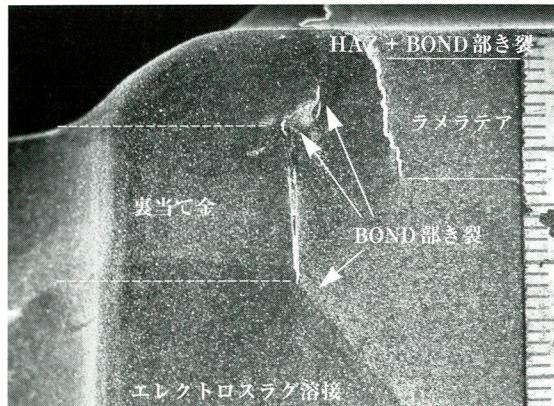


写真-9 裏当て金部MT写真

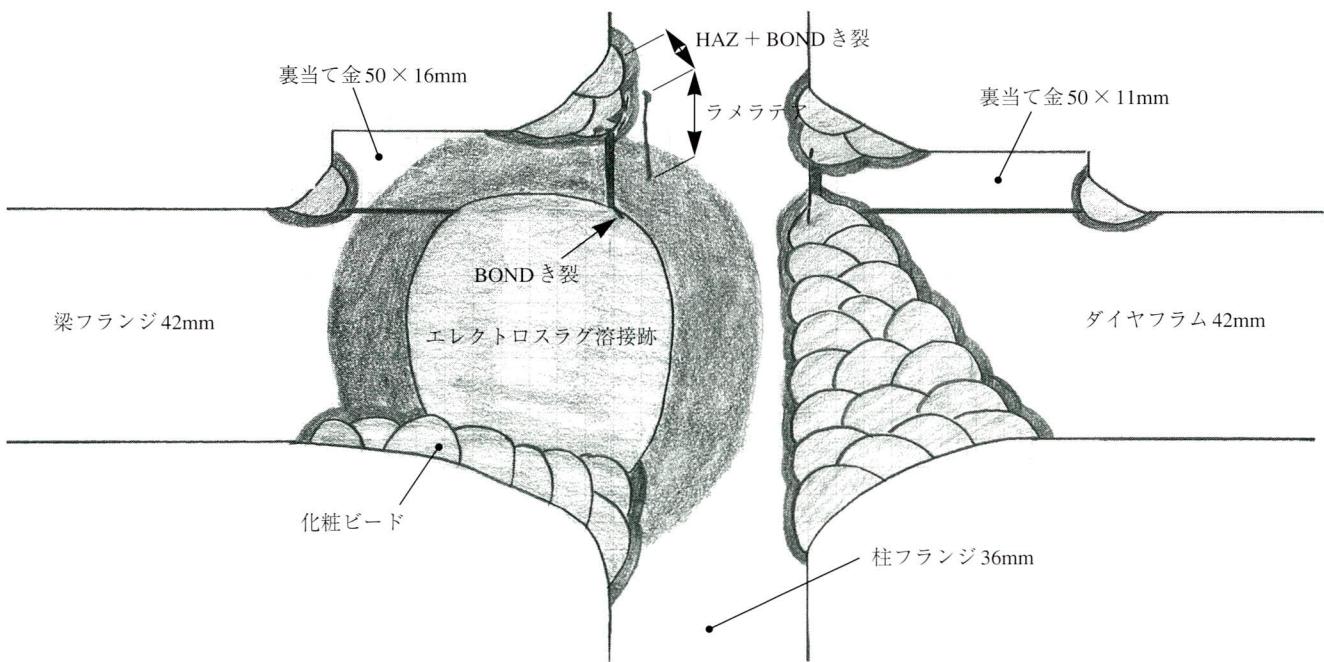


図-7 池452起点側エレクトロスラグ溶接部スケッチ

6. エレクトロスラグ溶接部の試験結果

(1) シャルピーの衝撃試験

大コア補修により採取したエレクトロスラグ溶接部の試料を使用して、シャルピー衝撃試験を行った。

試験片は、「JIS Z 2242」に準拠し、Vノッチを溶接金属部に設けた試験片とVノッチを熱影響部に設けた試験片を各3個作製した。写真-10に試験片採取位置を示す。

ここで、熱影響部における試験片1体（試験片No.H3）に溶接欠陥が確認されたため熱影響部の試験片は2体とした。

表-3にエレクトロスラグ溶接試料のシャルピー衝撃試験結果を示す。溶着金属は、ばらつきがあるものの平均値40Jであり、母材の規格値を満たしている。しかし、

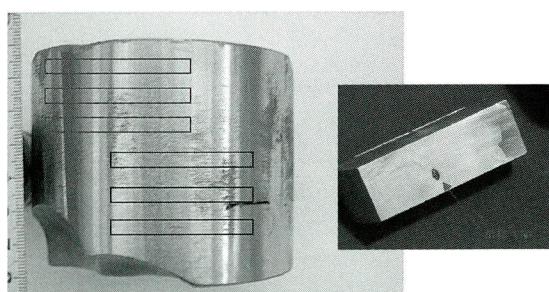
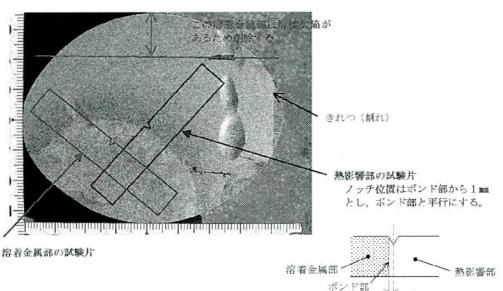


写真-10 シャルピーの衝撃試験 試験片採取位置

表-3 シャルピー衝撃試験結果

材質	板厚	ノッチ位置	試験片No.	試験温度	シャルピー吸収エネルギー(J)		母材の規格値(J)
					各値	平均値	
HT60	36	溶着金属	D1	-5	35	40	≥ 23.5
			D2		42		
			D3		44		
		熱影響部	H1	-5	7	7	≥ 23.5
			H2		6		
			H3		-		

熱影響部は平均7Jしかなくじん性が極端に低下している。

(2) ピッカーズの硬さ試験

大コア補修により得られた試料にて、硬さ試験をおこなった結果を図-8に示す。溶接金属→境界部→熱影響部→母材の範囲で、溶接金属は約220、境界部の前後で最も硬さが低下し約160で、160～220の範囲であった。JISでは、硬さと引張強度の関係を示しており。硬さ(HV10) 160～220で引張強さ515～695 (N/mm²) であり、熱影響部では強度が低下していると考えられる。

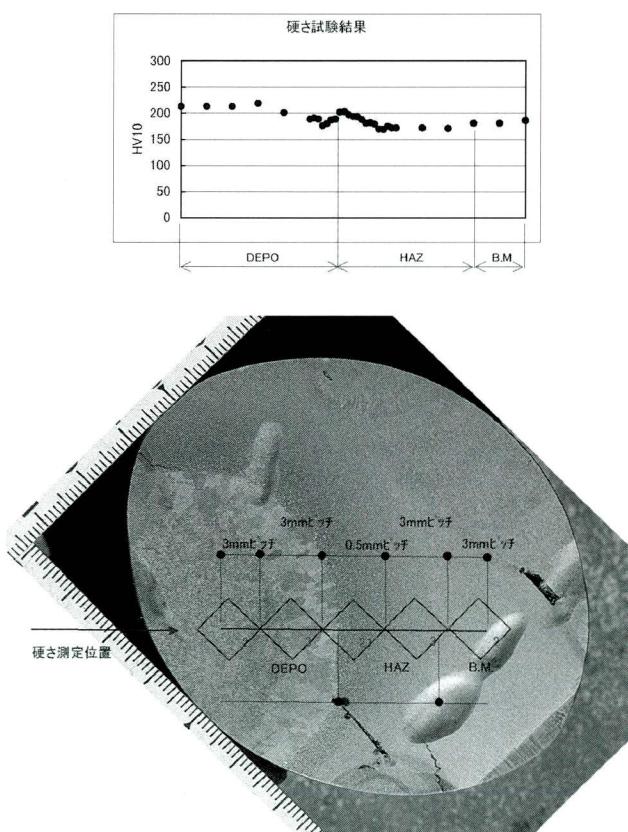


図-8 硬さ試験結果

7. 考察とまとめ

エレクトロスラグ溶接にて施工された橋脚の点検、補修により、以下のことが確認できた。

- ① エレクトロスラグ溶接は、溶接部の欠陥などは少なく、溶け込みもよい。
- ② 入熱量が大きいため、エレクトロスラグ溶接部近傍の溶接部。母材にき裂が発生するケースが見られる。(隣接するエレクトロスラグ溶接施工された橋脚すべてにおいて、裏当て金部のき裂が確認された。)
- ③ シャルピーの衝撃試験より、溶接金属は十分なじん性を有しているが、熱影響部はじん性が極端に低下していることが分かった。
- ④ 硬さ試験より、熱影響部では鋼材の引張強度が低下していることがわかった。
- ⑤ 池452脚に限り、エレクトロスラグ溶接のBOND部に裏当て金を起点とした小さなき裂が確認された。今後これらの結果を受け、じん性の低下により急激な

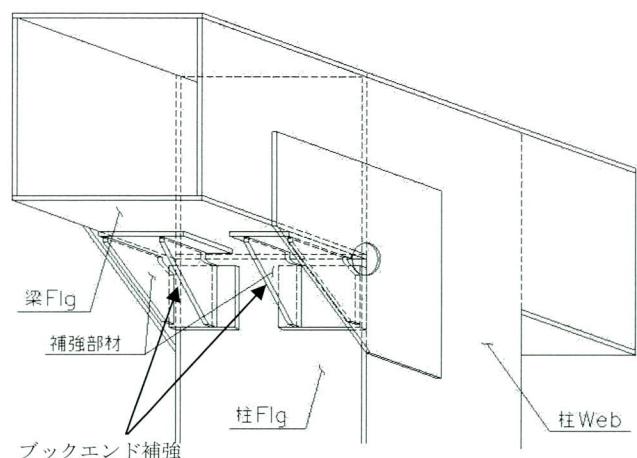


図-9 ブックエンド補強イメージ図

脆性破壊の危険性も想定されることから、当て板による補強に加え、ブックエンド補強を行うことも計画されている。図一9にブックエンド補強のイメージを示す。

<参考文献>

- 1) 日本規格協会：鉄鋼Ⅱ，p.397-p.405
- 2) 首都高速道路公団 保全施設部保全技術課：鋼製橋脚隅角部の補強設計施工要領（案），平成15年7月。
- 3) (社) 溶接学会：溶接・接合・技術特論，平成15年3月10日。

2007.2.12 受付

グラビア写真説明

亀泉高架橋工事

本工事は設計・施工一括方式（D.B<デザイン・ビルド>方式）で発注され、下部工業者との異工種JVにより施工した。D.B方式かつ異工種JVは、鋼橋上部では事例が少なく工事運営に労を要した。また、現地は上毛電鉄、県道・市道および河川と交差する条件での架設工事であった。

上部構造について、小数主桁+鋼・コンクリート合成床版を提案した。特に維持管理の面では発注者主導による委員会が設置され、試験や検討を重ねて採用に至った。実際の施工では、コンクリートの充填性を確保するため現地で施工試験を行い、プロセス管理を行うことで品質管理に努めた。
(清水達也)

新白石大橋

新白石大橋は一般国道4号線白石バイパスにおける交通混雑の緩和、交通安全の向上を目的とした橋梁で、現道2車線を4車線に拡幅する為の工事でした。平成14年度に下部工事が発注され、平成16年度には上部工の架設工事が完成致しました。現在では、4車線道路の下り2車線として供用されていますが、目的であった交通混雑は十分に緩和されており、交通安全も格段に向上しております。
(加藤太郎)

すんぶ夢広場

すんぶ夢広場はJR静岡から車で15分の江戸時代の町並みを再現したリゾート空間で、徳川ミュージアムを中心としたゾーン、温浴ゾーン、店舗ゾーンで構成され、駿河湾と周囲の自然をいかしたロケーションは訪れる人々を日常空間から夢空間へと導きます。

本橋はこの空間にマッチしたデザイン性を重視し木製床版・木製高欄を採用したレンズ型スペーストラス橋で非常に珍しい形式で設計・製作に苦労したが、充分な事前検討と関係者の努力の結果により良い製品を納めることができた。
(尾崎博昭)

QS Bridge の製作・施工に関する報告 —水無橋、林口橋—

Fabrication and Construction of QS Bridge — Mizunashi Bridge and Hayashiguchi Bridge —

田川 拓哉^{*1} 永谷 秀樹^{*2}
Takuya TAGAWA Hideki NAGATANI

Summary

Nearly 20 years have passed since the QS Bridge, a composite slab bridge, was developed. During this period, we have erected nearly 30 such bridges. This report describes the features of fabrication and construction works of Mizunashi Bridge and Hayashiguchi Bridge, which were the most recently constructed QS Bridges. Also, we report workability testing, etc. which was implemented for streamlining the method of filling rigid urethane.

キーワード：QSブリッジ、合成床版橋、硬質ウレタン、施工試験

1. はじめに

合成床版橋（QSブリッジ）は、開発後およそ20年近く経とうとしており、その間に30橋近い施工実績を残してきた^{1), 2)}。QSブリッジは、以下の従来橋梁に比べ、以下に示す2つの大きな優位性があり、国土交通省の新技術情報システム（NETIS）にも登録されている。

- ① 従来橋梁にはない低桁高（支間比1/25～1/40）を実現できるため、設計・施工条件に対する制約が小さい。
- ② 架設時の足場・支保工が省略でき、施工時の省力化と急速施工が可能で、架設時の安全性も向上する。

本報告においては、近年施工されたQSブリッジの中でも最も新しいものとなる“水無橋”（写真-1）と“林口橋”（写真-2）の製作・現場施工に関する特徴につい

て、両橋梁の構造的ならびに施工方法の相違点も併せて報告する。また、これらの施工に関連して別途実施した、充填される硬質ウレタンの施工方法の合理化検討と施工試験の報告を行う。

2. “水無橋”工事概要

(1) き裂調査結果

水無橋は、JR山手線 渋谷～原宿間の線路上に架かる橋梁である。本橋梁が架設される前からも水無橋は存在しており、街の迂回路として頻繁に使用されていた。その旧水無橋については橋梁形式も古く、また腐食等による老朽化がかなり進行していた。そのため、架け替えが計画されたが、以下の設計・施工上の制約があった。

- ① 桁下には電車が通過するため、桁下空間の制限が厳しく、それに伴い桁高が制限される。



写真-1 水無橋

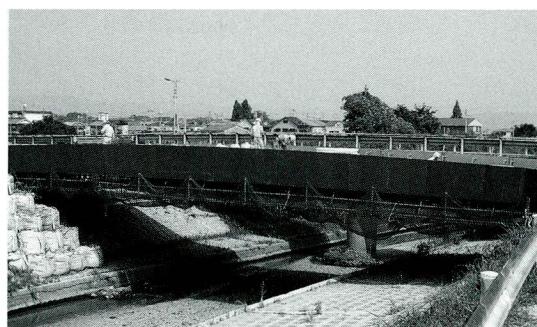


写真-2 林口橋

*¹技術本部設計部設計グループ

*²技術本部設計部技術開発グループ課長代理

側面図

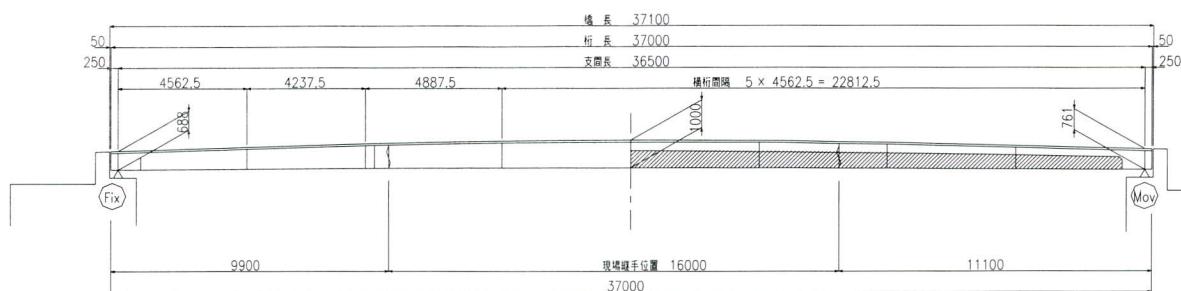


図-1 側面図

表-1 設計条件

設計条件	
上部工	道路規格 4種4級 $V = 30 \text{ km/h}$ 橋長 37.100m(道路中心線) 支間 36.500m 幅員 4.0m+2.2m 橋種 合成床版橋 荷重 A活荷重 斜角 90° 平面線形 $R = \infty$ 横断勾配 車道部2.0% 歩道部1.0% 使用鋼材 SS400,SM400A,SM490YA,SM490YB SMA490BW,SMA490AW,SMA400AW コンクリート $\sigma_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$ 架設方法 クリーン架設 形式 A1逆T式橋台 A2パイルヘント式橋台
下部工	基礎形式 場所打杭 $\phi 1000$ 設置範囲 $\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$ 標準基盤 $\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$ 強度基準コンクリート $\sigma_{ck}=16 \text{ N/mm}^2$ 設計震度 A1橋台 $kh=0.25$ A2橋台 $kh=0.23$
適用示方書	道路橋示方書(日本道路協会)平成14年3月

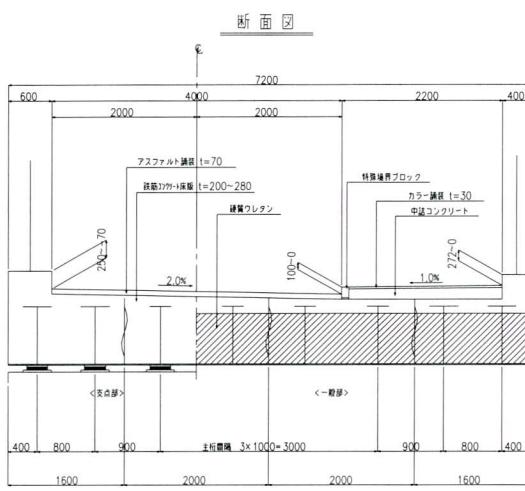


図-2 断面図

②JR山手線・京浜東北線上ということもあり、急速な施工が求められ、また基本的に橋梁本体外での作業を行ってはならない。

そこで、低桁高構造（桁高=1/39L, L:支間長36.5m）であり、一括架設が可能な上に架設後の足場が不要で全て桁内側から作業可能であるQSブリッジが採用されている。

(2) 橋梁概要

水無橋の橋梁概要について、側面図・断面図および設計条件を図-1・2、表-1に示す。本橋梁は支間長36.500mというこれまでに施工してきたQSブリッジの中で最も長い橋梁という特徴を有している。

(3) 製作・現場施工に関する特徴

本橋梁の製作時、現場施工時の特徴について以下に示す。

① 側板と主桁の取り合い

本橋梁は、主桁と側板の間隔が非常に狭く、製作時の

溶接施工性を確保するため、側板と下フランジとの溶接方法を図-3に示す形式に変更を行った。

② 主桁貫通鉄筋によるずれ止め

桁高を可能な限り低くするために、上フランジをコンクリートに埋め込み（図-4）、ずれ止めとして床版主鉄筋を主桁ウェブに貫通させる構造が採用されている。し

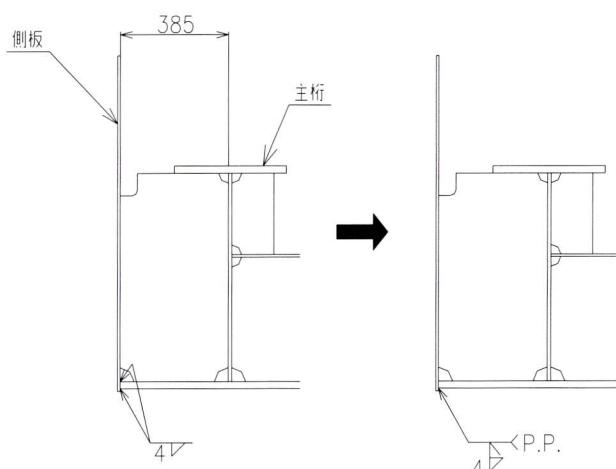


図-3 側板溶接方法の変更

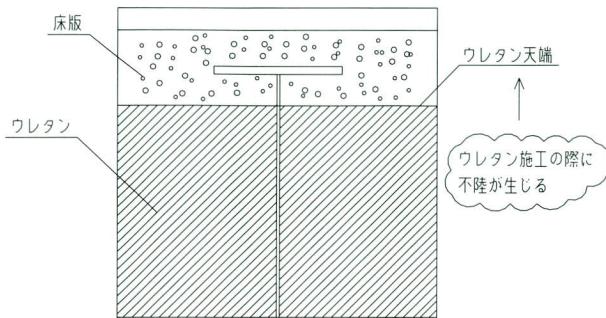


図-4 主桁詳細図

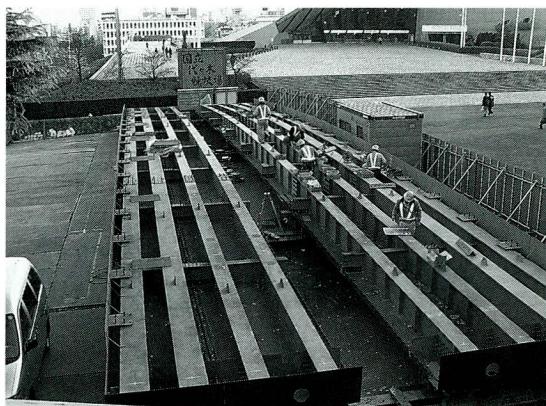


写真-3 地組状況



写真-4 ウレタン施工状況

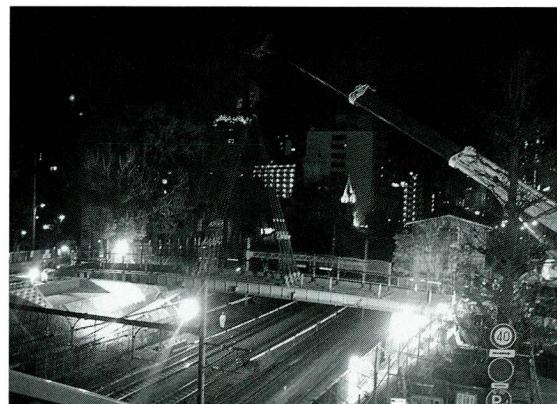


写真-5 一括架設状況

かし、この構造では現場で架設後に配筋を行うことが困難であった。そのため、地組時に予め主鉄筋については配筋を行うことにした。このような方法をとることにより配筋は可能となったのだが、以下の事項が今後の課題として残った。

- ・主鉄筋を架設前に配筋するため、一括架設時の架設重量が増加した。
- ・本工事では地組ヤードは国立競技場の駐車場の一角借りて行ったが、作業スペースが狭く配筋の際に時間がかかった。

③ ウレタン施工時の不陸

本橋梁では、自重の軽減のため埋め込み型枠として硬質ウレタンを充填する構造を採用している。ここで、硬質ウレタンは、A液とB液という液体原料を使用し、この2液を混合させた液体を吹き付け発泡させることにより充填する。このように流動性と膨張性が高い材料を使用するため、慎重に施工を行ってもウレタン天端に±20～30mm程度の不陸が生じた。そのため、現場施工においては、そのウレタン天端の不陸を平らにならす作業工程が必要となった。

なお、本橋梁の現場施工施工を通じ、技術的課題として、硬質ウレタンの充填施工について一層の合理化を進める必要性が確認された。このため、後述するような硬質ウレタンの充填施工に関する試験を実施し、施工方法の合理化検討を行っている。

(4) 現場施工時状況

本工事を行った際の現場施工時状況を以下に示す。

写真-3 …地組状況

- ・市街地ということもあり、十分なヤード確保が難しかった。

写真-4 …ウレタン施工状況

- ・本工事はJR上での架設となつたため、架設後のウレタン施工に制限があり、殆どのウレタン施工は地組時にに行い、その後架設を行つた。

写真-5 …一括架設状況

- ・JR山手線の架設ということもあり、架設時間の制限が非常に厳しかった。

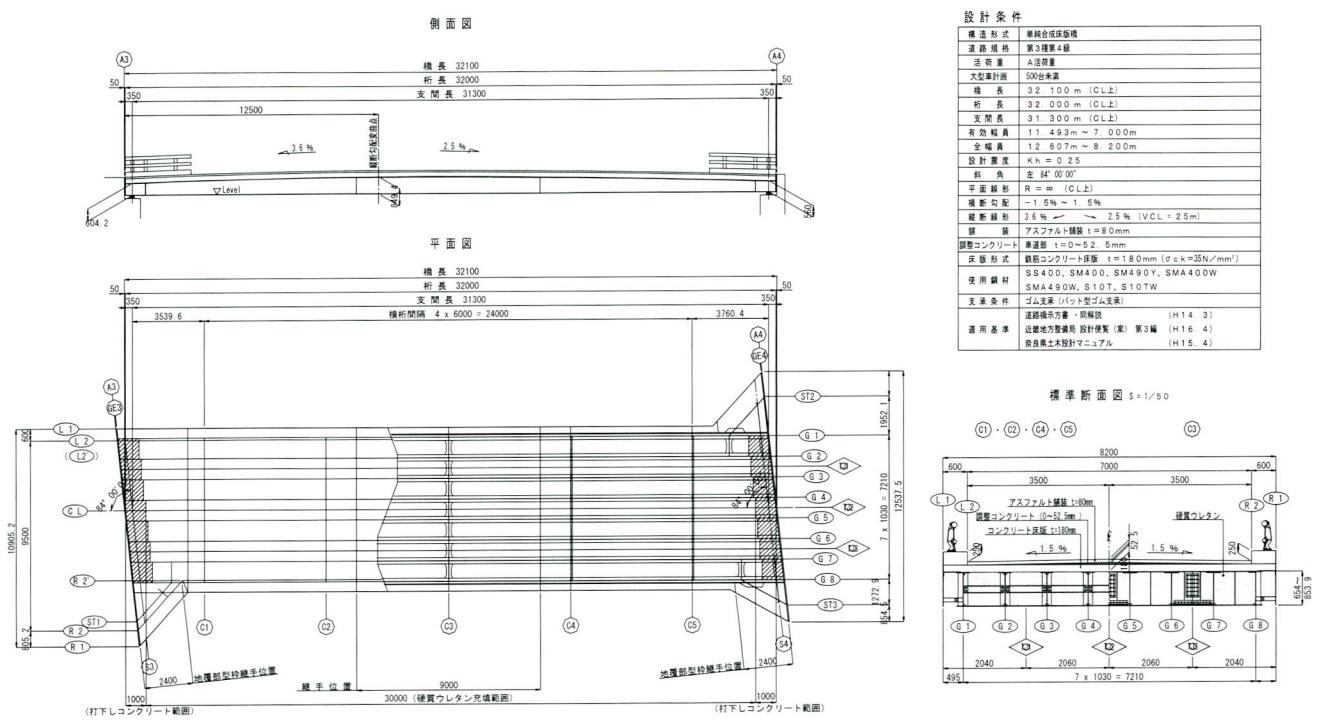


図-5 側面図・平面図・断面図および設計条件

3. “林口橋”工事概要

(1) 工事概要

林口橋は奈良県広陵町において新設の清掃施設建設に伴い、主に清掃車の通行用道路として計画された。本橋梁は、その新設清掃施設横に流れる葛城川上に架設することとなった。この葛城川における河川管理上の建築限界制限が厳しかったため、桁高の低い橋梁形式が必要となり、本橋梁形式が採用された。

(2) 橋梁概要

林口橋の橋梁概要について、側面図・平面図・断面図および設計条件を図-5に示す。本橋梁においても支間長31.300mとQSブリッジとしては比較的長支間を有する構造であり、さらに桁端部には拡幅部を設ける構造となっている。

(3) 本工事における特徴

本工事における製作時、現場施工時の特徴について以下に示す。

① 側板部の構造

図-6に示すように、側板と主桁との間隔が狭く接合施工性が困難となる狭隘部について、側板と主桁をボルト接合する方法を採用了。

トにて接合する方法を採用了。

ただし、本構造では側板の脱落防止のため、側板上部と下部にそれぞれ支え材を追加した。

② コンクリートのずれ止め構造と配筋

本橋梁は桁高制限に多少の余裕があったため、主桁フランジ上にコンクリート床版を設けることにより、コンクリートのずれ止め構造に、主桁ウェブの貫通鉄筋ではなく、主桁上に設置したスタッドを適用している³⁾。

このような構造を採用する際には、主鉄筋と主桁上フランジとのあきについて、施工時に十分な配慮が必要となる。

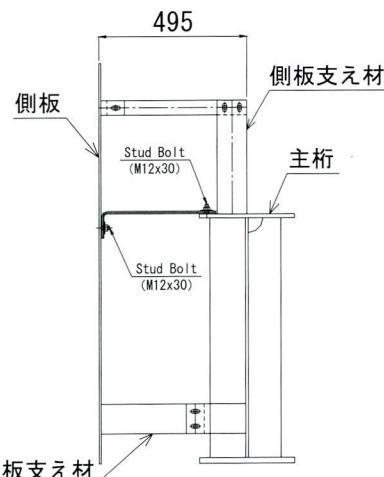


図-6 側板部構造

なり、施工誤差を出来る限り無くす管理を行った。

(3) 硬質ウレタンの充填施工方法

従来の硬質ウレタンの充填施工方法では、ウレタン天端に不陸が生じ、これによりウレタン施工後に表面の仕上げが必要であった。この仕上げ作業に必要とされる時間と手間は無視出来ないものであり、施工の合理化、工程短縮および品質向上を目的として本工事では以下に示す新たな硬質ウレタンの充填施工方法を採用した。なお、この新たな充填施工方法については、事前に後述の施工試験を行い施工性、出来形、充填性の確認を行っている。

従来の充填施工方法では、硬質ウレタンを吹き付け、所定の高さ位置を目標に発泡させるのみであり、特別な施工上の対策をとってはいなかった。

一方、本工事で適用した新たな充填施工方法では、まず通常通りウレタンを吹き付け、出来上がり高さから100mm程度低い高さまで充填する。その後、ウレタンボードを使用し写真-6のように所定の高さに設置する。また、ウレタンボードと上フランジとの境界から桁内への水の浸入に配慮して、ウレタンボードと上フランジ下面が接触する箇所は止水スponジを設置している。最後に、ウレタンボードに孔を開け、その孔よりウレタンを



写真-6 ウレタンボード組立状況



写真-7 ウレタン注入状況

注入する（写真-7）。

本充填施工方法を採用することにより、ウレタン天端の不陸をほぼ無くすことができた。今回の工法は、床版下面が主桁上フランジよりも上側に配置するから採用出来た。なお、前述の水無橋のように主桁上フランジがコンクリートに埋め込まれる構造では、本充填施工方法はそのまま適用できないので、その場合には再度検討が必要となる。

4. 硬質ウレタンの充填施工に関する試験

今回報告を行った2つの橋梁の硬質ウレタンの充填施工に関連して、施工方法の合理化等を目的とした以下に示す2種類の試験を実施している。

- ① 付着強度確認試験
- ② ウレタン充填施工試験

その詳細については別途報告を行うものとし、本報告では各試験の概要について述べるものとする。

(1) 付着強度確認試験

本来、ウレタンは充填により鋼板と密着するため、特に鋼板とウレタンとの付着力には期待していない³⁾。しかし、付着力は鋼桁と充填ウレタンの一体性向上に寄与するため、付着強度の確認試験を行い基礎的データの収集を行った。

QSブリッジ内面の主桁、底鋼板は、現場でのウレタン充填までの一時防錆用に塗装を行う場合がある。このため、表-2に示す5種類の塗装仕様について試験を行った。

試験では、5cm×5cmの塗装した鋼板にウレタンを吹き付けた試験体を製作し、引張、せん断の2方向の付着強度の確認を行った。

表-2に、引張、せん断の各付着強度をウレタン本体の引張強度（=σu）、せん断強度（=τu）に対する比率で示している。この結果より、塗装仕様による各付着強度の明確な違いは確認されなかった。

また、せん断方向の付着強度はウレタン本体のせん断強

表-2 付着強度一覧

No.	塗装仕様	①引張 σ <u>u</u> : 276kN/m ²	②せん断 τ <u>u</u> : 88kN/m ²
1	無機ジンクリッヂプライマー(15μm)	0.40	0.97
2	無機ジンクリッヂヘイント(30μm)	0.40	1.00
3	厚膜無機ジンクリッヂヘイント(75μm)	0.39	0.85
4	有機ジンクリッヂヘイント(30μm)	0.34	1.16
5	エッジングプライマー(15μm)	0.50	1.03

度とほぼ同等であるが、引張方向の付着強度は引張強度の50%以下となる。ただし、引張方向と付着強度はウレタン本体のせん断強度以上であり、引張方向とせん断方向の付着力はほぼ同等となる。

(2) ウレタン充填施工試験

従来の施工方法では、ウレタン天端の平坦性を確保するため、前述の施工報告のとおりウレタン充填完了後に表面仕上げを行っていた。今回、この表面仕上げ作業を省略し、施工の合理化、工程短縮と品質の向上を目的として、施工方法の改良検討を行った。

事前に、小型試験体、実物大試験体を用いた試験施工を行い、施工性、ウレタンの充填性の確認を行い、今回新たに図-7に示す主桁間にウレタンボード設置する施工方法を提案した。

この施工方法は、以下の手順でウレタン充填を行う。

手順1：従来の施工方法と同様に、ウレタン天端から100mm程度下がった位置まで充填を行う。

手順2：上フランジ下面のウレタンボードとの接触面に止水パッキン（30mm程度）を設置する。

手順3：支持材（ウレタン）を用いてウレタンボードを所定の位置に設置し、ウレタンボードにウレタン注入孔の孔明けを行う。

手順4：上記の注入孔から、図-7に示す順番で残り空間のウレタン充填を行う。なお、なお最終の3番目の充填は、充填性の向上に配慮して、2回目からある程度時間を空けて先の充填ウレタンが安定した状態で行った。

最終的に、この施工方法を用いた実物大の試験体による施工試験を行い、以下の項目の確認を行った。



写真-8 先行施工ウレタン充填状況

① ウレタン充填の施工性

② ウレタン天端の平坦度（図-8参照）

写真-8に手順1の先施工分のウレタン充填状況を示す。また、写真-9にウレタン充填完了後の状態を示す。

この施工試験結果より、以下の結論が得られた。

- ・従来の施工方法に比べ、ウレタン表面の平坦度確保のための仕上げを省略できるため、ウレタンボード設置

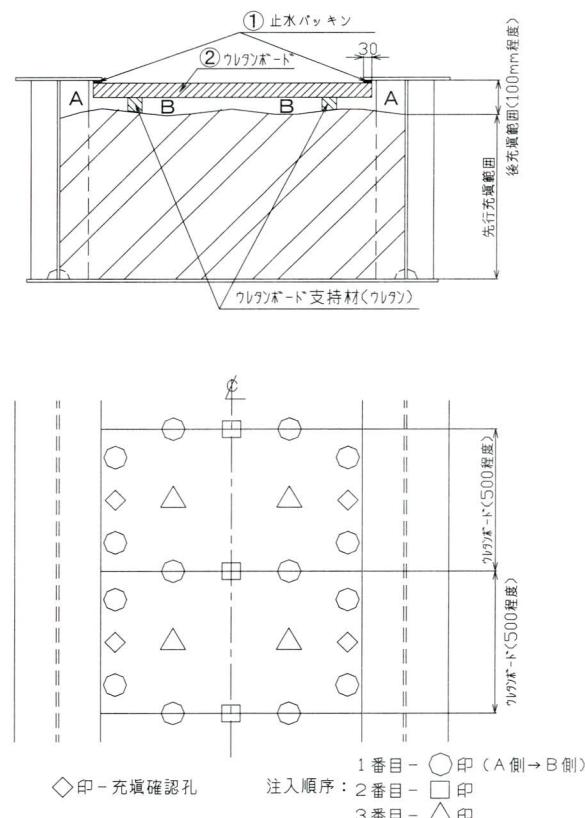


図-7 ウレタン充填施工手順



写真-9 ウレタン充填完了状態

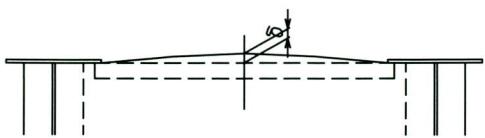


図-8 ウレタン天端の平坦度

の作業等が追加となるが、全体的な施工性は向上する。

充填完了後のウレタン天端の δ は最大11mmであった(図-8参照)。したがって、今回の施工方法は、従来の施工方法に比べ非常に高いウレタン天端の平坦度が確保できる。

5. おわりに

水無橋および林口橋の製作・現場施工において、製作の向上、硬質ウレタンの充填施工の合理化について課題の抽出と改善を進めてきた。しかし、コスト縮減も含め、更なる構造および施工方法の改善・合理化を進める必要があり、今回の2つの工事で得られた経験と知識を

基により一層の努力を行うこととする。

最後に、本報告の2橋梁の施工にあたり、多大なるご指導を頂いた渋谷区土木部(水無橋)、広陵町都市整備課および(株)奥村組(林口橋)の方々に対し深く感謝の意を表します。また、ウレタン充填の施工方法の改良にあたり、多大なるご協力を頂いたイノアック特材(株)の関係者の皆様に対して深く感謝いたします。

<参考文献>

- 1) 太田, 深沢, 檜貝: 硬質ウレタンを充填した合成型枠橋の開発研究, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1279 ~ 11288, 1993年3月
- 2) 保呂, 奥村, 佐藤: 合成床版橋(QS Bridge)の紹介, 宮地技報第20号, pp.17 ~ 22, 2005年3月
- 3) 合成床版橋研究会: 合成床版橋 設計・施工指針(案), 平成10年

2007.2.26 受付

グラビア写真説明

須津川橋

本工事は、須津川橋：鋼13径間連続合成鋼桁と比奈橋：鋼3径間連続合成鋼桁の建設を行う鋼上部工工事で、暫定2車線から完成3車線に拡幅可能な構造を採用していることが特徴です。上部構造は、暫定系／完成系における構造特性、耐久性、経済性、拡幅時の施工性等を考慮して「合成床版を横桁で支持する鋼2主鋼桁」を新たに開発し採用しました。

構造的特質

- ①床版支間を横桁間隔(3.5m)とすることで床版厚が低減、死荷重軽減を可能とした。
- ②合成床版のハンチを省略、底鋼板を考慮し下段鉄筋を省略、床版構造の合理化を実現。
- ③橋軸方向が床版支間となり、幅員方向の拡幅に優位な構造を採用。

(栗田 裕之)

かぐら大橋(西東橋)

西東橋は、現在の飯田市(旧南信濃村)に位置し、遠山川にかかる国道152号和田バイパスの一部である。国道152号は、遠山谷に生活する人々の生活道路であり、飯田伊那地方と静岡県を結ぶ幹線道路である。この地域は、深い谷間に位置し、幅員が狭く、カーブが多いため、見通しも悪く大型車のすれ違いが困難です。本橋は、交通渋滞を緩和し、より快適な走行ができるよう、地域の方々の期待をもって作られた橋です。

(山田 豊)

F R P 合成床版橋を採用した潮新町線橋梁

Ushioshinmachi Route Bridge Using FRP Composite Slabs

興地正浩^{*1} 西田正人^{*2}
Masahiro OKIJI Masato NISHIDA

Summary

Ushioshinmachi Route Bridge is located where prefectural highway Katsurahama Harimaya Route crosses Kochi Port Route, and is constructed above the drain field adjacent to Kochi Port. The site is not much above sea level, and part of the main girder is submerged in water at high tide.

We considered it possible to maintain the required clearance by providing rust-proofing measures against brine damage and also by reducing the girder height, taking into account the natural conditions such as the erection point being above sea level.

Accordingly, we studied the economic efficiency as well as workability, and adopted a FRP composite floor-slab bridge structure, which has low environmental impact. The present paper reports the construction work of the bridge.

キーワード：ガラス繊維強化プラスチック、合成床版橋

1. はじめに

潮新町線橋梁は県道桂浜はりまや線と高知港線の交差部に位置し、高知港に隣接する排水池に架かる橋梁である（図-1）。架設地点は海拔が低く、満潮時には主桁の一部が水没することになる。そこで、架設地点が海面上であるという自然条件を勘案し、塩害に対する防錆、桁高を抑えることでクリアランスを確保することが可能という観点から、経済性、および施工性も考慮の上で、環境負荷の低い構造形式として、F R P 合成床版橋が採用された。

ここでは、本橋梁の施工について報告する。



図-1 施工位置図

2. 工事概要

(1) 橋梁の概要

施 工 箇 所：高知県高知市桟橋通4丁目
橋 長：L=83.2m
道路構造規格：第4種第2級
道 路 幅 員：W=22m
車 線 数：4車線
構 造 形 式：F R P 合成床版橋
主 桁：合成T桁
床 版：F R P 合成床版
杭：鋼管杭 ϕ 600mm
舗 裝：アスファルト舗装
設 計 荷 重：B活荷重

(2) 構造の概要

本橋梁は、国内で初めて F R P 合成床版橋を採用した。架橋地点が海面上であるため、R C 構造である主桁、床版、および壁高欄の外側をすべて F R P 製パネルで覆う本構造が採用された。

本橋梁の下部構造は、鋼管杭上で直接主桁を支持するパイルベント構造を採用している。上部構造は5m間隔

*1 営業本部大阪支社名古屋営業所

*2 工事本部工事部東京工事グループ

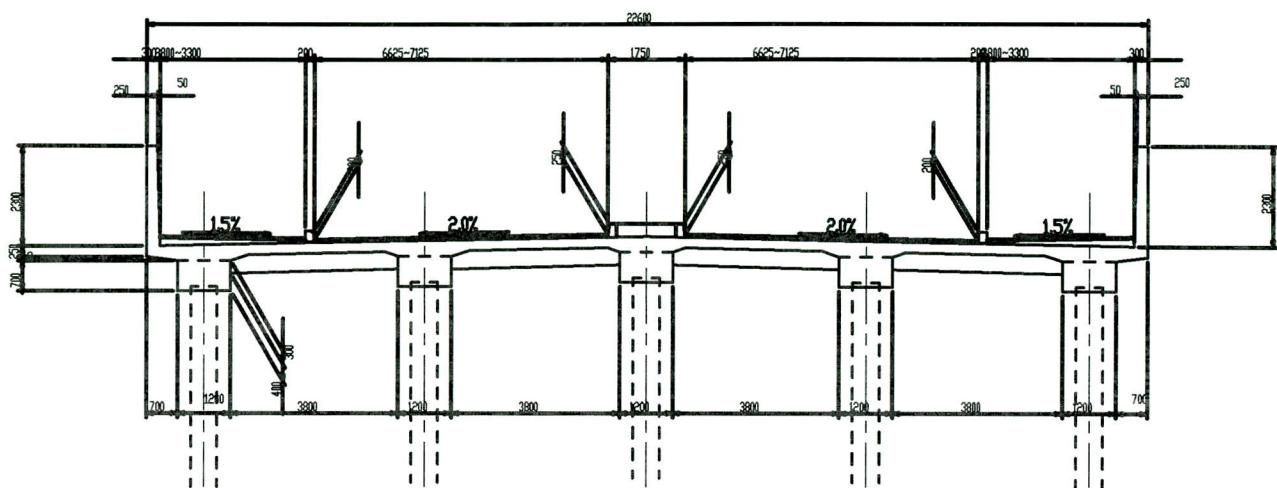


図-2 標準断面図

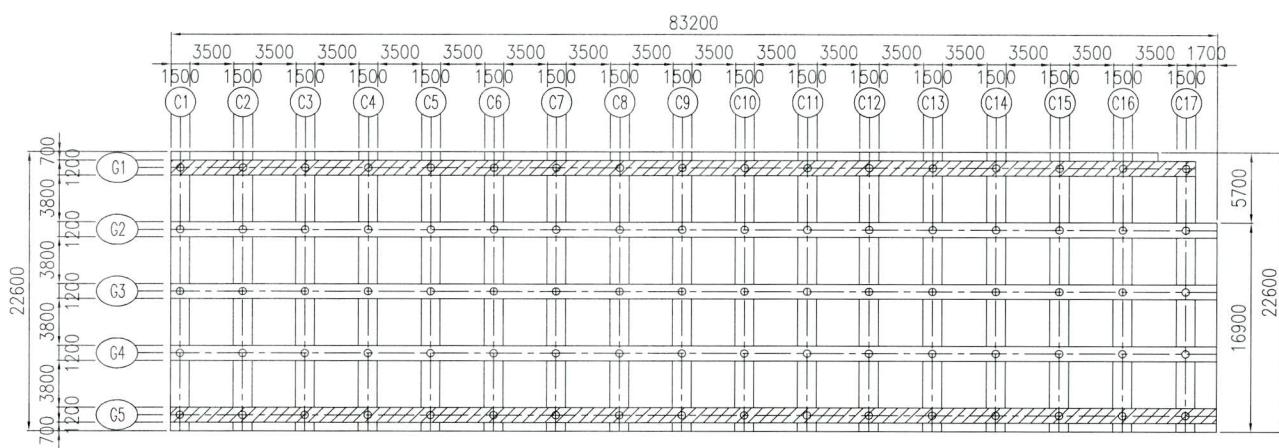


図-3 平面図

で格子状に配置された鋼管杭により支持されている。

標準断面図を図-2に、平面図を図-3に示す。

3. FRP 合成床版橋の採用の経緯

当初は橋梁構造ではなく、排水池の埋め立てを行なった上で、道路とする計画であった。しかし、この排水池には周辺地域の下水、および雨水がポンプ場を経由して流入してくる。埋め立てを行なうには、これらのポンプ施設の移転・改築が必要となり、その他の付帯工事を含め大掛かりな工事となることが予想された。また、環境面を考慮した場合も、橋梁構造の方が、埋め立てより優れていると考えられた。

以上のことより、橋梁構造を採用することになった。

4. FRP 合成床版橋の施工

本橋梁の施工においては、①桟橋の解体、および足場の組み立て②FRP主桁パネル架設、コンクリート打設③FRP床版パネル架設を1つのSTEPとし、所要の主桁の構築、および所要のFRP床版パネルの架設が終わった後に床版部コンクリートの打設をするという作業を行なった。なお、床版コンクリートは3回に分けてコンクリート打設を行なった。床版完成後は、FRP壁高欄パネルの架設、および壁高欄部コンクリートの打設を行なった。

以下に、それぞれの作業について説明をする。

(1) 桟橋の解体、および足場の組み立て

本工事は、新設橋梁部の杭基礎を仮設桟橋の基礎にも使用していた。したがって、架設を行なう前に、桟橋を解体する必要があった。桟橋解体後の杭基礎には、杭頭部の処理を行なった上で、作業用足場を設置した（写真-1）。



写真-1 桟橋および足場

(2) FRP主桁パネルの架設

主桁部はFRP底板に主桁用鉄筋を立ち上げた後、FRP側板を取り付けるという組み立て作業を現場のヤードで行なった。組み立てられた主桁パネルは、桟橋より順次架設を行なった。

(3) FRP主桁部のコンクリート打設

主桁部の配筋が複雑であったため、主桁部へのコンクリートの充填性が懸念された。そこで、バイブレーターを使用し、コンクリートの充填を入念に確認しながら、打設を行なった（写真-2）。



写真-2 主桁部コンクリートの打設

(4) FRP床版パネルの架設

床版部は従来のFRP合成床版の施工と同様に、工場で下側鉄筋の配筋が行なわれたパネルを完成した主桁上に架設した（写真-3）。床版パネルの配置は、橋面工の出来形に大きく影響するため、幅員、橋長、高さを慎重に調整しながら、パネルの架設を行なった。床版パネルを設置後は上側鉄筋を現場で配筋した。



写真-3 FRP床版パネルの架設

(5) FRP床版部のコンクリート打設

従来のFRP合成床版の施工と同様に、バイブルーターを使用して、コンクリートが十分に充填されるように打設を行なった（写真-4）。



写真-4 床版部コンクリートの打設

(6) FRP壁高欄パネルの架設

本橋梁の壁高欄は防潮堤も兼ねており、最も高いところで3m近くある。そこで、壁高欄コンクリートの圧力にも耐えられるように十分に補強したFRP壁高欄パネルを架設した。



写真-5 壁高欄部コンクリート打設



写真-6 完成後の橋梁全景

(7) F R P 壁高欄部コンクリートの打設

前述のとおり、3m近い高さの壁高欄であったため、施工性、ならびに仕上がりの良さを考慮の上で、高流动コンクリートを使用し、打設を行なった（写真-5）。

また、本工事の様な高さのF R P 壁高欄は過去に施工実績がなかったため、事前に実物大模型によりコンクリート打設の実験を行ない、その結果を反映して施工を行なった。

5.まとめ

F R P は耐水性、耐食性が非常に強く、海面上に位置する本橋梁への採用は適当であると言える。また、軽量であり、かつコンクリート硬化後の脱型を必要としない

永久型枠であるため、現場施工も比較的容易であった（写真-6）。

しかし、現場での調整を可能とする目的で、F R P 型枠の現場での加工の作業量を増加させた面があった。F R P は、鋼などに比べ、孔明け等の加工が容易であるとは言え、現場では作業が難しい点もあった。今後は、現場での更なる施工性向上を目指して、工場と現場の担当者同士の連絡を密にし、現場での調整を考慮した工場での加工を増やすといったことが求められると考える。

最後に、本工事の施工にあたり、ご指導いただきました高知市役所建設下水道部道路建設課の皆様、ならびに株式会社第一コンサルタンツの皆様に深謝し、紙面を借りましてお礼を申し上げます。

2007.3.7 受付

グラビア写真説明

水無橋架替桁製作工事

本橋は、JR山手線原宿駅から渋谷方面に約200m程の箇所にて山手線を跨いでおり、既存の橋は、昭和初期に架けられたもので、70年以上を経過し老朽化が進んだ為、今回架け替えが実施されました。

既存の橋は、幅員が2.7mと狭い上、表参道・明治通りを経て、代々木体育館側へ抜ける「裏道」として、歩行者、自動車共に交通量が以外に多く、一方通行でもない為に離合の際に歩行者への危険も懸念されておりました。今回弊社のQSブリッジを採用し、幅員も広がり、また歩車道も分離され安全の面でも向上が図られました。

本工事は、渋谷区より桁の製作・運搬までが発注され地組・架設はJRより別業者が請負い、床版工については弊社施工範囲と少し複雑で、また工程の協議等においても関係者が多く工場・現場担当者には御苦労が多かった事と思います。もし山手線に乗られる事がありましたら、車窓から少し視線を上げて御覧下さい。

（渡部陽一）

名古屋第2地方合同庁舎免震レトロフィット工事報告

Seismic-isolated Retrofit Work of Nagoya No.2 Local Joint Government Building

近田茂雄^{*1} 西垣登^{*2} 安田義朗^{*3}
Shigeo KONDA Noboru NISHIGAKI Yoshiro YASUDA

Summary

The structure of the government office building, which accommodates agencies assembled to handle emergency activities in the event of a disaster, has been assured with the seismic performance I category, by applying seismic isolation retrofitting, to protect the lives of personnel so that they can continue to work effectively even after a major earthquake. Also, due consideration was given not to interrupt the working environment because the building was still used during the retrofitting.

キーワード：耐震改修工事、免震レトロフィット

1. 工事概要

防災拠点官庁施設と指定された名古屋第2地方合同庁舎は、構造体の耐震性能Ⅰ類を確保することで大地震動後の人命の安全の確保に加え十分な機能確保を図るために耐震改修工事を行った。

耐震改修工法として中間階免震レトロフィット工事が採用され、当社施工範囲は、免震装置据付及びそれに伴う仮設工事である。

2. 工事概要

(1) 建物概要

工事場所：名古屋市中区三の丸2-5-1

工 期：平成17年8月～平成18年8月

敷地面積：6,193.00 m²

延べ面積：24,378.11 m²

構造・規模：SRC造・地上8階（地下2階、塔屋1階）

(2) 施工概要

地上8階、地下2階の本建物の地下1階部分を免震層とする、中間階免震レトロフィット工事で、免震階の柱が、X方向に17列・Y方向に4列で計68柱あり（図-1）、施工順序はY方向の1列4柱を1ステップとしてX方向に片押しで進めて行き、17ステップで全柱の免震化を完



写真-1 建物外観

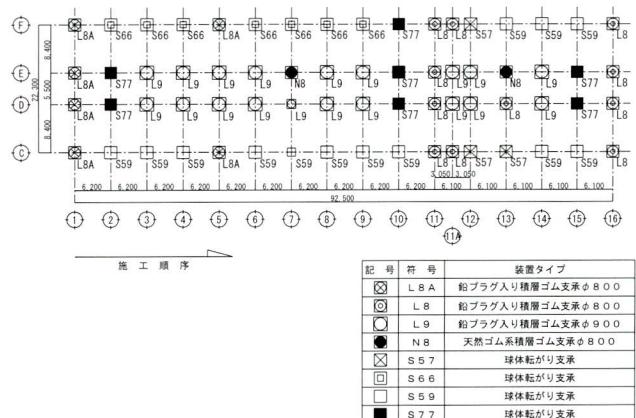


図-1 免震装置配置図

*1宮地建設工業(株)工事部保全・建築グループ（作業所長）

*2宮地建設工業(株)建築部長

*3宮地建設工業(株)建築部技術グループ

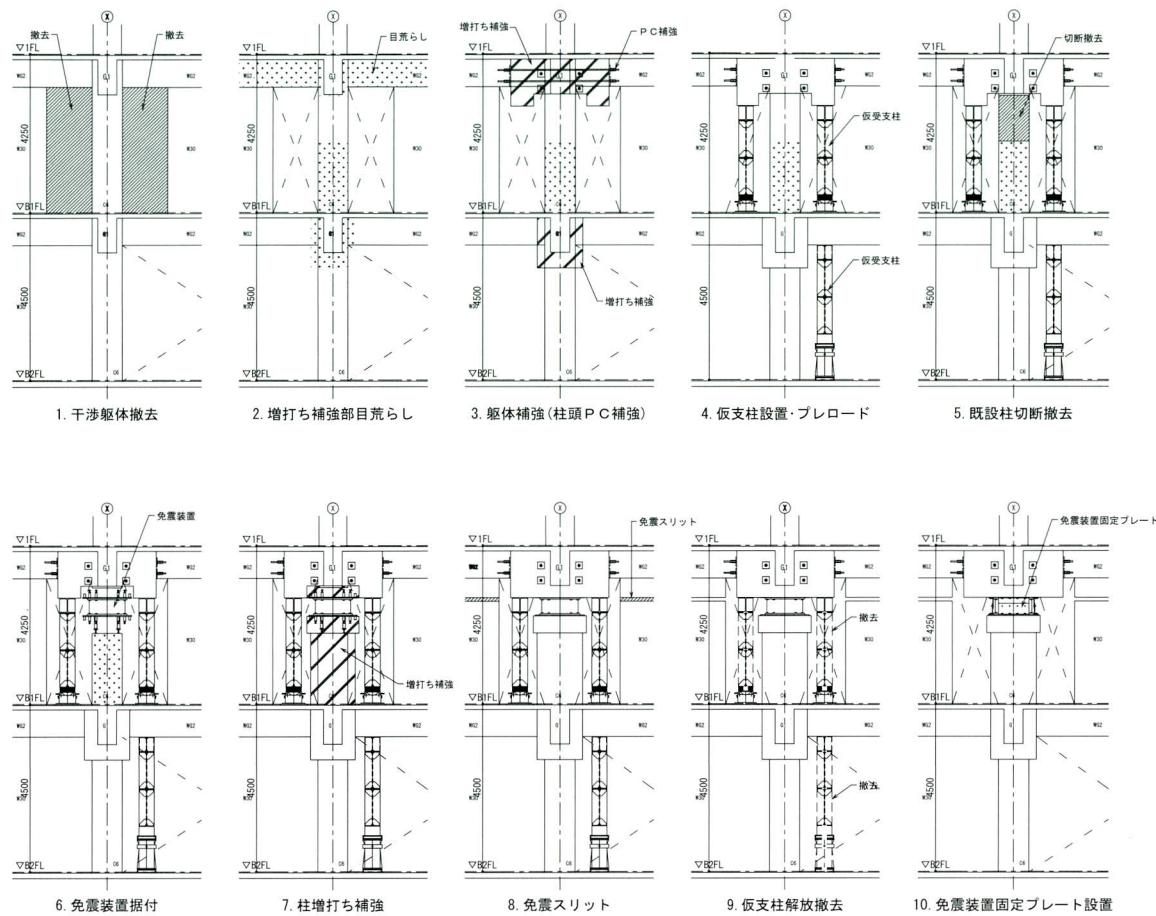


図-2 免震化工事概略図

了させる工程とした。

この時、同時に施工できる最大数を、施工時の必要保有水平耐力から2列8柱とした。

免震装置は各柱設置し、積層ゴム支承38基、球体転がり支承30基で構成されている。

免震材はこのほかにオイルダンパーが18基あり、各柱免震化が完了した後に設置することとした。

免震装置据付の施工手順を図-2に示す。

3. プレロード

既存柱に近接して設置した仮受支柱に軸力を導入することにより、既存柱から仮受支柱へ軸力を移行する。

仮受支柱は、H型鋼支柱と安全ナット付き油圧ジャッキの構成から成る仮受支柱設備をB1階大梁とPC補強した柱頭躯体の間に1柱当たり2箇所（一部3箇所）設置する。また、B1階仮受支柱直下のB2階に耐力壁が無い箇所は、H型鋼支柱と機械式ジャッキの構成から成る仮

受支柱設備を据え付ける。

軸力の移行は、ジャッキ2台（一部3台）を集中制御方式で配管・配線し同圧にて荷重の導入を行うとともにジャッキ反力解放まで継続して荷重管理を行う。また、仮受支柱荷重の導入前に鉛直変位計を1柱当たり1台設置し変位管理も同様に継続して行う物とする。



写真-2 仮受支柱設置状況

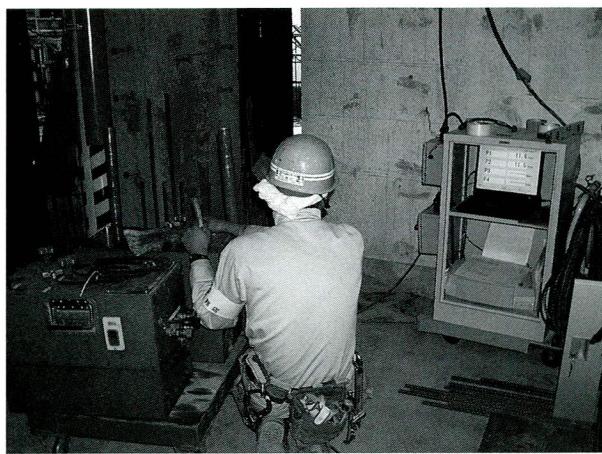


写真-3 プレロード状況

ジャッキ解放時に於ける免震装置の縮み量等を考慮して鉛直変位管理を行う。免震化完了時の鉛直変位の目標値を±0とすると、ゴム支承設置箇所の施工時変位を約+3mmとしなければならないが、隣接する柱との高低差により梁接合部に内部亀裂が発生する恐れがあるとの検討結果より、最終目標値を-1.5mmとし施工時の目標値を+1.5mm、ころがり支承設置箇所の施工時変位の目標値を+1mmとした。(図-3)

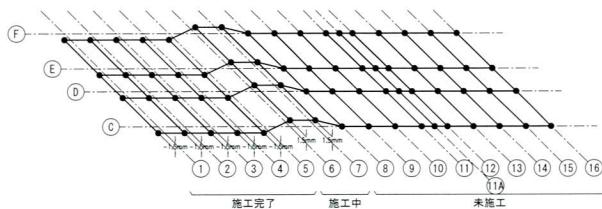


図-3 施工時鉛直変位概念図

支柱・ジャッキの選定は、既存建物の解析結果より、長期軸力の1.5倍以上かつ短期軸力を満足するものとした。

プレロード時の軸力は、解析結果とは若干異なる値となつたが、最終変位に影響する程のものでは無かったので特に問題にはならなかった。

4. 既存SRC柱切断・撤去

免震装置を設置する範囲を撤去する為に、既存SRC柱をワイヤーソーで切断する。

既存柱の切断にはワイヤーソーを使用するが、今回初めて完全無水式を採用した。

完全無水式ワイヤーソーを採用した背景は、建物中間階のためスラブに防水層が無い箇所があり、かつ、下階

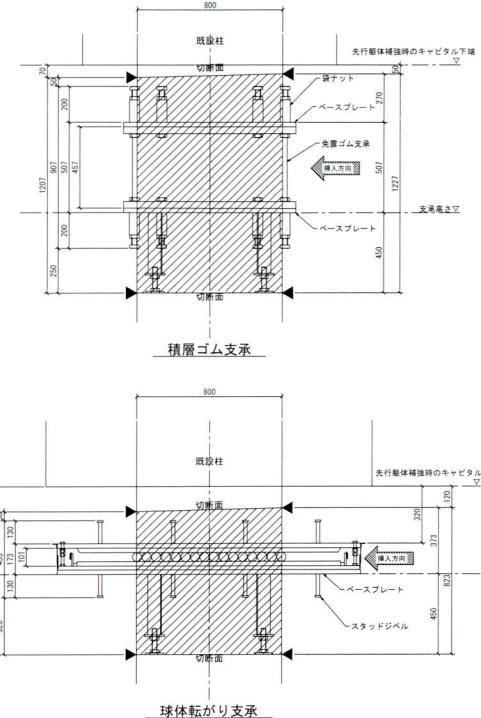


図-4 既存SRC柱切断位置図

に電気室等の絶対浸水してはならない部屋がある為である。

完全無水式ワイヤーソーは、本体自体は水の物と大きな違いは無いが、ワイヤーの冷却に-20℃の圧縮空気を吹き付けることにより行っている。また、水を使っていない為、切断の際にコンクリートの切削粉が発生するが、ワイヤーソー自体をカバーで覆い集塵機で吸い取ることにより飛散を防いでいる。

切断片の引き出しは、レバープロックにて行った(写真-7)。重量は2ton弱であり単純にコンクリートの摩擦係数を鑑みても十分引き出せる物であるが、無水ワイ

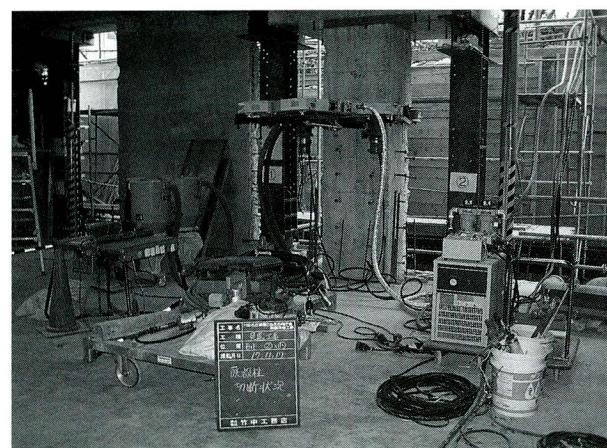


写真-4 既存SRC柱切断状況

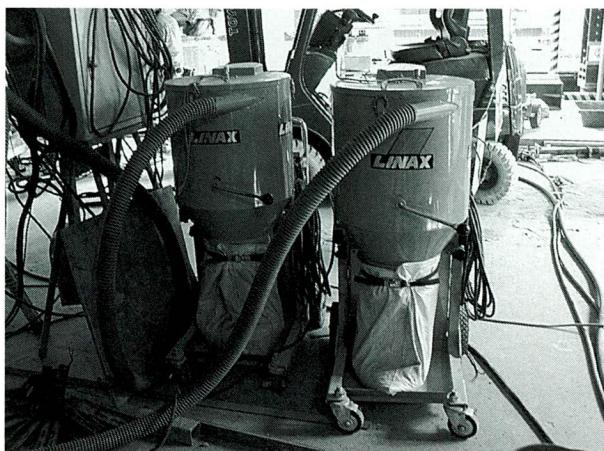


写真-5 集塵機



写真-6 冷却装置



写真-7 切断柱撤去状況

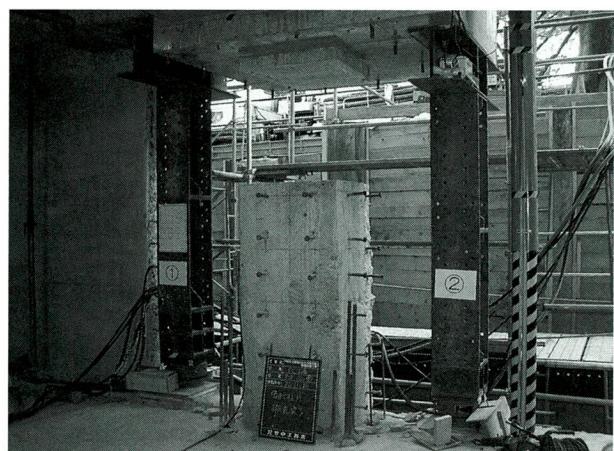


写真-8 切断柱撤去完了

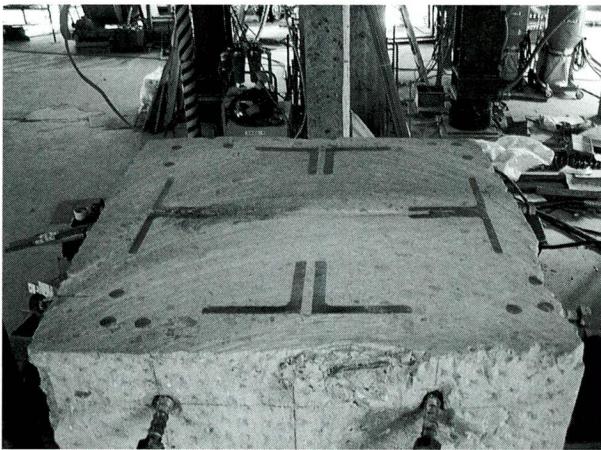


写真-9 柱切断面

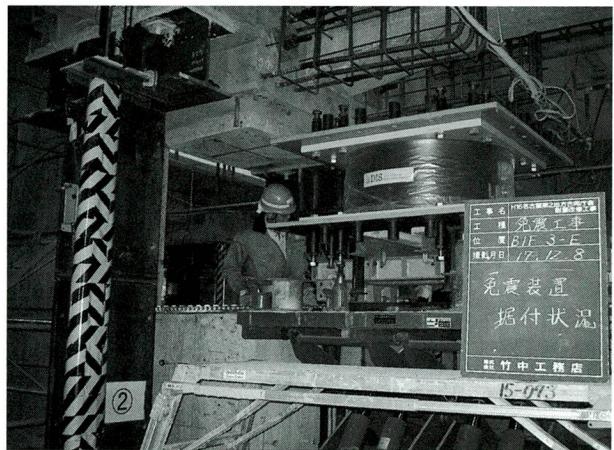


写真-10 免震装置据付状況

ヤーソー切断時に発生した切削粉が潤滑材の替わりを成すので容易に引き出すことが出来た。

また、図-3にあるように、上部切断面を引き出す方向に開くように若干の勾配を付けることにより、切断面の凹凸に干渉しないようにしておく。

5. 免震装置据付

免震装置は上下アンカープレートを作業性の良い場所で組み立てた後、所定の位置に運搬し据え付ける。

免震装置の設置精度は特に傾きに厳しく、積層ゴム支承で1/500、ころがり支承で1/1000となっている。調整

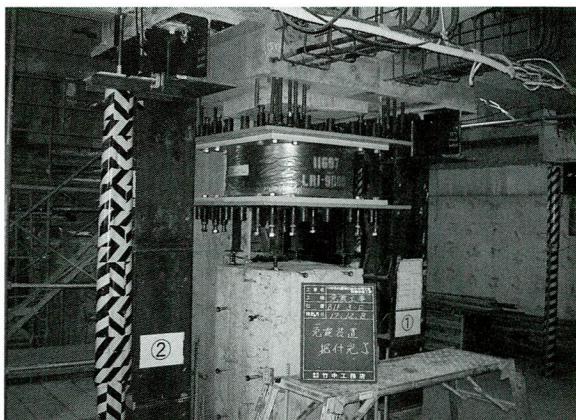


写真-11 免震装置据付完了



写真-12 免震装置固定プレート

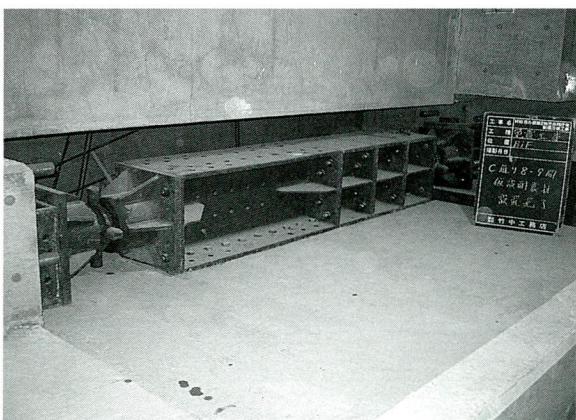


写真-13 仮設サポート材

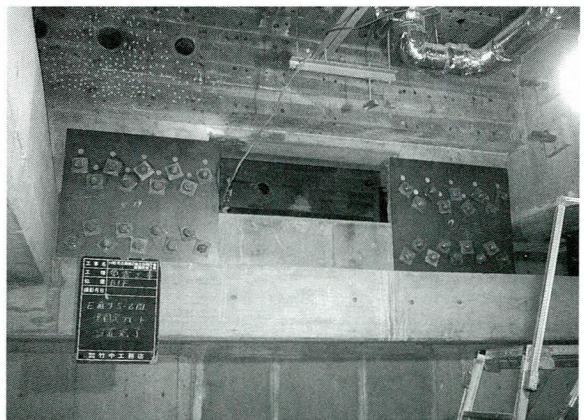


写真-14 壁固定プレート

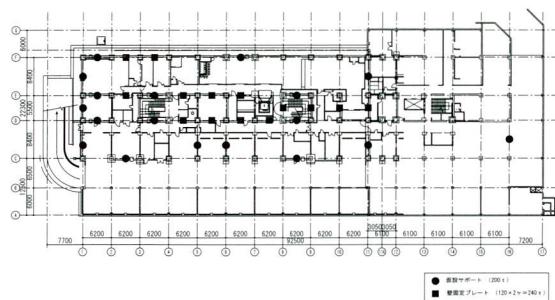


図-5 仮設耐震材設置位置図

は、下部アンカープレート工場組立時に調整治具を予め設置し、ボルトで高さ調整が可能にしておく。

6. 仮設耐震材設置

はじめに述べたように、本建物の施工エリア以外は通常どおり執務が行われており、施工時の必要保有水平耐力は、1階の水平震度 $k=0.3$ として算出した値の、 $Q_{unx}=6,890.0\text{t}$ 、 $Q_{uny}=5,981.4\text{t}$ を満足しなければならない。

施工初期段階では、既存耐力壁がある為特に問題ない

が、施工が進むにつれ、耐力壁にはスリットが設置されて保有水平耐力が低下していく。

その為、施工が完了した範囲に、仮設耐震材である耐力 50t の免震装置固定プレート（写真-12）、耐力 200t の仮設サポート（写真-13）、耐力 120t の壁固定プレート（写真-14）を順次設置していく。（図-5）

7. あとがき

中間階免震レトロフィット工事は、施工階を通常執務階に挟まれながらの工事となるため、安全面はもちろん環境面が一般工事より重要になってくる。今回使用した無水ワイヤーソーも環境面で十分に能力を発揮してくれた。

また、改修工事には付きものだが図面からは読み取れない様々な問題が生じたが、無事故無災害で工事を終えることが出来た。これも一重に(株)竹中工務店他、工事関係者の方々のご指導によるものと深く感謝する次第である。

2007.3.1 受付

建築構造用 550N 鋼材の素材および溶接施工試験

Material of 550N Steel for Construction Structures and Weldability Tests

田 中 正 俊^{*1} 中 野 秀 二^{*2} 水 上 智 之^{*3}
Masatoshi TANAKA *Shuji NAKANO* *Tomoyuki MIZUKAMI*

Summary

A steel manufacturer has developed new steel having a bearing force of 385N class, which is being used in actual bridge erection work. As a steel frame manufacturer, we conducted tests on raw material and weldability before using this steel. Our test results verified the performance and welding conditions of this material.

キーワード：550N 級鋼、HBL385、素材試験、溶接施工試験

1. はじめに

近年、鋼材メーカー（JFE スチール株式会社）にて新しく耐力が385N級の鋼材「HBL385B・C」が開発され、板厚範囲は19～100mmまで対応し、実工事でも使用され始めている。ここで鉄骨製作会社として本鋼材を使用するに際して、自社の施工条件を踏まえた溶接データを得るため素材試験および溶接施工試験を実施したので報告する。

2. 鋼材「HBL385」

本鋼材の特徴は385N/mm²という高い基準強度、大きな塑性変形性能、優れた溶接性を実現し鉄骨コストの低減化と環境負荷低減を実現していることがある。

鋼種はB材およびC材を有している。

1) 化学成分

化学成分を表-1に示す。

表-1 (%)

	C	Si	Mn	P	S
B材	≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.030	≤0.015
C材	≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.020	≤0.008
適用厚さ		Ceq	Pcm		
B材	19以上50以下	≤0.40	≤0.26		
C材	50超100以下	≤0.42	≤0.27		

*1 生産本部松本工場品質管理部品質管理課

*2 生産本部松本工場品質管理部長

2) 機械的性質

機械的性質を表-2に示す。

表-2

	降伏(耐力)	引張強さ	伸び	降伏比	シャルピー
	N/mm ²		%	J(0°C)	
B材	385～505	550～670	≥26		
			≥20	≤80	≥70

伸び値は≥26（JIS 5号）、≥20（JIS 4号）である。また、C材は厚さ方向特性（絞り）が3個平均25%以上、個々で15%以上の仕様が付加される。

3) 超音波探傷試験

B材においては当事者間の協定により、JIS G0901を適用し、C材では付加されている。

4) 溶接施工性

最も一般的に用いられるガスシールドアーク溶接における予熱温度は板厚50mm超えにおいては25°C以上、また溶接入熱・パス間温度は溶接材料にYGW18を用いた場合は、30KJ以下・250°C以下。YGW21を用いた場合は、40KJ以下・350°C以下を推奨している。

*3 生産本部松本工場製造部製造課

3. 試験計画

供試鋼材の材質はHBL385C、板厚は一般的に使用される40mmおよび65mmとした。

3-1. 素材試験

素材試験の一覧を表-3に示す。

表-3

試験名	板厚	試験対象部位
引張試験	40	L方向
		C方向
	65	t/4-L方向
衝撃試験 (0°C)	40	t/4-L方向
	65	t/4-L方向

なお、溶接試験に使用する裏板（電炉材平鋼）の成分分析を五成分および、Cu、Ni、Cr、Mo、V、B、Nについて実施する。

3-2. 溶接施工試験

溶接施工試験の種類は、建築鉄骨製作に最も汎用的に使用される炭酸ガス半自動溶接、超高層建築のボックス構造に使用されるエレクトロスラグ溶接、二電極サブマージ溶接および弊社の特徴である炭酸ガス自動（ロボット）溶接を想定した試験を行った。

1) 試験概要

試験概要を表-4に示す。以降、溶接方法は《 》に示す呼称で表記する。

表-4

溶接方法	板厚	試験変数	
		入熱量/パス間温度	溶接材料
炭酸ガス半自動 《MAG半自動》	40	≤30KJ ≤250°C	JIS Z3312 YGW18
	40	≤40KJ ≤350°C	JIS Z3312 YGW21
二電極サブマーシ 《SAW》	40		JIS Z3183 S584-H
エレクトロスラグ 《ESW》	40		JIS Z3353 YES 62
	65	≤1000KJ	JIS Z3353 YES 62
炭酸ガス自動 (ロボット)	65	≤40KJ ≤200°C	JIS Z3312 YGW18
	65	≤50KJ ≤200°C	JIS Z3312 YGW18
《MAG自動》	65	≤70KJ ≤200°C	JIS Z3312 YGW21

2) 試験体形状

試験体形状を図-1に示す。

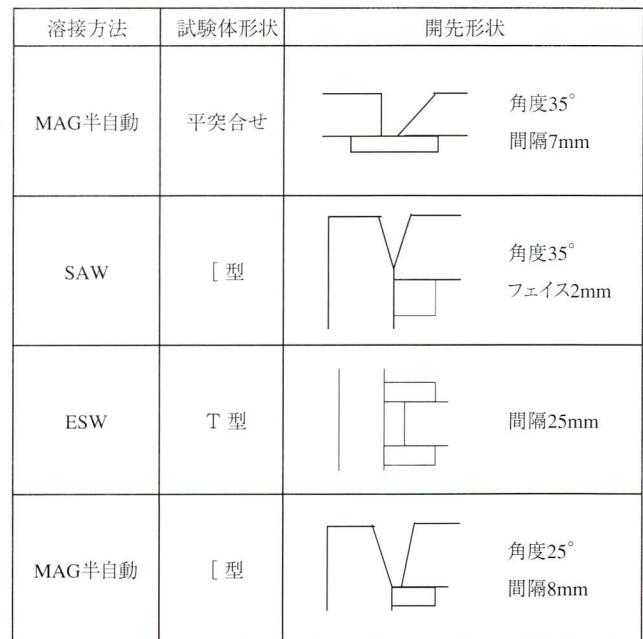


図-1

3) 溶接材料

溶接材料を表-5に示す。

表-5

溶接方法	試験変数	メーカー
MAG半自動	YM-55C (1.2Φ)	日鉄住金
	YM-60C (1.2Φ)	
SAW	PFI-55ES×US-36L (6.4Φ)	神戸製鋼
ESW	YF-15I×YM-60E (1.6Φ)	日鉄住金
MAG自動	MG-55 (1.6Φ) YM-60C (1.6Φ)	神戸製鋼 日鉄住金

4) 機械試験

引張試験の一覧を表-6に示す。

表-6

試験名	溶接方法	溶接材料	試験記号
継手引張 (全厚)	MAG半自動	YGW18	T5. T6
	MAG半自動	YGW21	T7. T8
溶着金属引張 (丸棒)	SAW	S584-H	ST1. ST2
	ESW (40)	YES 62	E4T1. E4T2
	ESW (65)	YES 62	E6T1. E6T2
	MAG半自動	YGW18	CT1
	MAG半自動	YGW21	CT2
	MAG自動 (40KJ)	YGW18	CT5. CT6
	MAG自動 (50KJ)	YGW18	CT7. CT8
	MAG自動 (70KJ)	YGW21	CT9. CT10

衝撃試験の一覧を表-7a～7cに示す。試験温度は0°Cとする。

表-7a

溶接方法	ノッチの方向	採取部位		試験記号
SAW	フェイス	表層2	-	D S14
		裏層2	-	D S24
	表層2	FIG	B	S13
		FIG	H1	S12
		FIG	H3	S11
	裏層2	FIG	B	S23
		FIG	H1	S22
		FIG	H3	S21
	表層2	WEB	B	S15
		WEB	H1	S16
		WEB	H3	S17
	裏層2	WEB	B	S25
		WEB	H1	S26
		WEB	H3	S27
	断面	表層2	-	D S34
		裏層2	-	D S44
		表層2	FIG	B S33
			FIG	H1 S32
			FIG	H3 S31
		裏層2	FIG	B S43
			FIG	H1 S42
			FIG	H3 S41
		表層2	WEB	B S35
			WEB	H1 S36
			WEB	H3 S37
		裏層2	WEB	B S45
			WEB	H1 S46
			WEB	H3 S47

表-7b

溶接方法	採取部位	試験記号
ESW(40)	D	41
	B	42
	H1	43
	H中央	44
	端部B	45
ESW(65)	D	61
	B	62
	H1	63
	H中央	64
	端部B	65

表-7c

溶接方法	溶接材料	採取部位		試験記号
MAG半自動	YGW18	表層2	D	C13
			B	C12
			H中央	C11
		裏層2	D	C16
			B	C15
	YGW21	表層2	H中央	C14
			D	C23
			B	C22
			H中央	C21
		裏層2	D	C26
MAG自動 (40KJ)	YGW18	表層2	B	C25
			H中央	C24
		板厚中心	D	C33
			B	C32
			H中央	C31
	YGW18	裏層2	D	C39
			B	C38
			H中央	C37
		板厚中心	D	C36
			B	C35
MAG自動 (50KJ)	YGW18	裏層2	H中央	C34
		表層2	D	C43
			B	C42
			H中央	C41
		板厚中心	D	C49
	YGW18		B	C48
			H中央	C47
		裏層2	D	C46
			B	C45
			H中央	C44
MAG自動 (70KJ)	YGW21	表層2	D	C53
			B	C52
			H中央	C51
		板厚中心	D	C59
			B	C58
	YGW21	裏層2	H中央	C57
			D	C56
			B	C55
			H中央	C54

表中の凡例

ノッチの方向：フェイスノッチは板面に平行、断面ノッチは直交方向

表層2：溶接仕上げ面下2mm 裏層2：溶接初層側2mm

FIG：L型およびT型継手形状の通し材側

D：DEPO B：BOND H1：1mmHAZ H2：2mmHAZ

H中央：中央HAZ 端部B：ESWの端部BOND

5) マクロ・ミクロ試験および硬さ試験を実施する。

4. 試験結果

4-1. 素材試験

1) 鋼材検査証明書

鋼材検査証明書の結果を表-8a～7bに示す。

表-8a 65mm (%)

C	Si	Mn	P	S	Ceq	Pcm
0.13	0.34	1.36	0.012	0.003	0.38	0.21
降伏(耐力)	引張強さ	伸び	降伏比	シャルピー		
437	574	31	76	310		
厚さ方向特性	66 66 68 (67)					

表-8b 40mm (%)

C	Si	Mn	P	S	Ceq	Pcm
0.13	0.34	1.36	0.009	0.003	0.38	0.21
降伏(耐力)	引張強さ	伸び	降伏比	シャルピー		
411	565	49	73	305		
厚さ方向特性	72 74 68 (71)					

2) 素材試験

素材試験の結果を表-9(引張)、表-10(衝撃)に示す。

表-9

試験記号	板厚	0.2%耐力	引張強	降伏比	伸び	備考
		mm	N/mm ²	%	%	
LT1	40	426	556	77	57	L方向
LT2	40	432	555	78	58	
CT1	40	438	567	77	51	C方向
CT2	40	438	566	77	53	
T3	65	448	564	79	34	L方向 (1/4t)
T4	65	443	561	79	33	

表-10 (J)

試験温度	-80°C	-60°C	-40°C	-20°C	0°C
40	49	151	228	246	290
65	33	185	197	244	311

3) 裏板成分分析試験

表-11 (%)

	C	Si	Mn	P	S	Ceq	Pcm
SAW	0.14	0.23	1.28	0.012	0.008	0.413	0.234
ESW	0.11	0.31	1.34	0.012	0.016	0.376	0.203
MAG自	0.14	0.29	1.33	0.017	0.011	0.394	0.227

SAW(FB-25×25) ESW(FB-50×28) MAG自動(FB-25×16)

4-2. 溶接施工試験

1) 溶接施工条件・外観および超音波探傷試験

溶接施工条件を表-12に示す。なお、機械試験に先立って実施した外観および超音波探傷試験はすべて良好であった。

表-12

溶接方法	板厚	電流(A)	電圧(V)	速度(CPM)	入熱(KJ/cm)
MAG	40	330～345	36	25～50	30
	40	330～345	36	18～37	41
SAW	40	L1700 T1300	L38 T47	25	302
	40	380	52	1.7	697
ESW	65	380	52	1.2	988
	65	370～400	36～39	Min 22 min 18 min 14	42 52 67
MAG自動	65				
	65				

2) 機械試験

引張り試験結果を表-13a～13cに示す。

表-13a (SAW・ESW)

試験記号	降伏(耐力)	引張強	伸び	採取部位
	N/mm ²	%	%	
ST1	482	661	24	SAW(1/4t)丸棒
ST2	483	659	26	〃
E4T1	461	647	23	ESW40DEPO(1/2t)丸棒
E4T2	450	643	24	〃
E6T1	446	636	23	ESW65DEPO(1/2t)丸棒
E6T2	453	641	25	〃

参考値：降伏比70～73% 絞り値56～64%

表-13b (MAG 半自動)

試験 記号	引張強	破断位置	採取部位
	N/mm ²		
T5	586	母材	MAG半自動全厚
T6	575	母材	MAG半自動全厚
T7	584	母材	MAG半自動全厚
T8	583	母材	MAG半自動全厚

参考値：降伏比70～73% 絞り値56～64%

表-13c (MAG 半自動・MAG 自動)

試験 記号	降伏(耐力)	引張強	伸び	採取部位
	N/mm ²	%		
CT1	514	591	26	MAG半自動(1/4t)丸棒
CT2	523	626	28	〃
CT5	524	562	32	MAG自動(1/4t)丸棒
CT6	518	557	33	〃
CT7	537	576	32	〃
CT8	539	569	31	〃
CT9	594	630	27	〃
CT10	595	631	24	〃

参考値：降伏比は84～95% 絞り値63～72%

丸棒引張り試験片の形状はJIS Z 3111のA1号（径12.5Φ）、全厚引張り試験片はJIS Z 3121の1号（幅25mm）である。衝撃試験片はJIS Z 3111である。

図-2にサブマージ溶接のノッチ位置を示す。

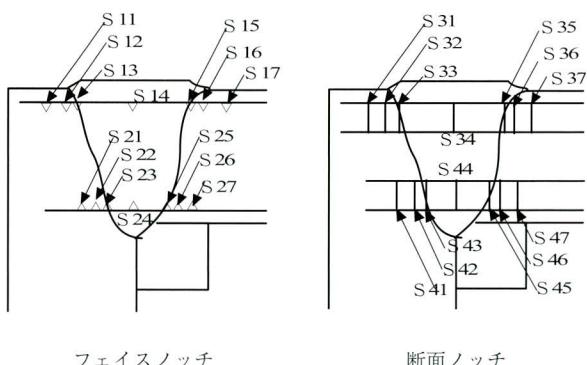


図-2

3) 衝撃試験

衝撃試験の結果を表-14a～14dに示す。

表-14a (SAW) (J)

ノッチの方向	採取部位		試験記号	衝撃値
フェイス	表層2	FIG	B	S13 33
	表層2	-	D	S14 123
	裏層2	FIG	B	S23 66
断面	表層2	FIG	B	S33 84
	表層2	-	D	S34 108
	裏層2	FIG	B	S43 74
フェイス	表層2	FIG	H3	S11 80
	表層2	FIG	H1	S12 29
	表層2	WEB	B	S15 114
	表層2	WEB	H1	S16 140
	表層2	WEB	H3	S17 176
	裏層2	FIG	H3	S21 156
	裏層2	FIG	H1	S22 97
	裏層2	-	D	S24 126
	裏層2	WEB	B	S25 134
	裏層2	WEB	H1	S26 144
	裏層2	WEB	H3	S27 185
	断面	表層2	FIG	H3 S31 40
	表層2	FIG	H1	S32 47
	表層2	WEB	B	S35 107
	表層2	WEB	H1	S36 115
	表層2	WEB	H3	S37 127
	裏層2	FIG	H3	S41 196
	裏層2	FIG	H1	S42 130
	裏層2	-	D	S44 128
	裏層2	WEB	B	S45 134
	裏層2	WEB	H1	S46 147
	裏層2	WEB	H3	S47 196

表-14b (ESW) (J)

ノッチの方向	板厚	採取部位		試験記号	衝撃値
断面	40	-	D	41 76	
		FIG	B	42 38	
		FIG	H1	43 29	
		FIG	H中央	44 68	
		FIG	端部B	45 59	
	65	-	D	61 40	
		FIG	B	62 36	
		FIG	H1	63 73	
		FIG	H中央	64 296	
		FIG	端部B	65 45	

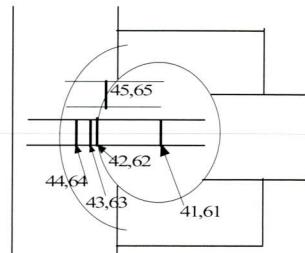
表一 14c (MAG 半自動) (J)

溶接材料	採取部位	試験記号	衝撃値
YGW18	表層2	H中心	321
		B	249
		D	114
	裏層2	H中心	291
		B	265
		D	159
YGW21	表層2	H中心	306
		B	281
		D	81
	裏層2	H中心	270
		B	258
		D	56

表一 14d (MAG 自動) (J)

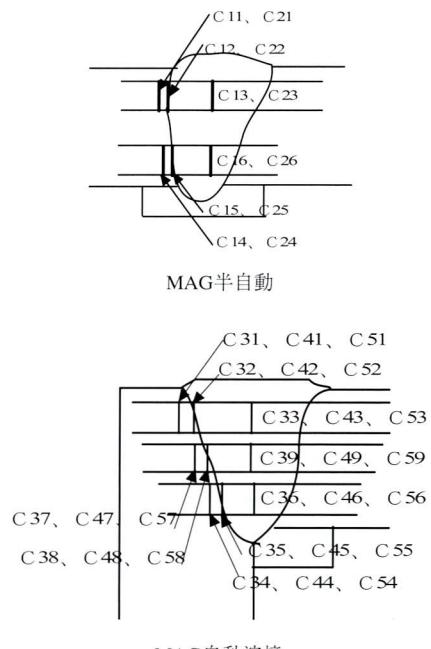
入熱	採取部位	試験記号	衝撃値
40KJ	表層2	H中心	276
		B	223
		D	145
	裏層2	H中心	275
		B	201
		D	90
	板厚中心	H中心	217
		B	204
		D	159
50KJ	表層2	H中心	224
		B	219
		D	79
	裏層2	H中心	271
		B	206
		D	63
	板厚中心	H中心	183
		B	189
		D	135
70KJ	表層2	H中心	153
		B	145
		D	72
	裏層2	H中心	235
		B	156
		D	59
	板厚中心	H中心	208
		B	168
		D	56

図一 3 にエレクトロスラグ溶接のノッチ位置を示す。



図一 3

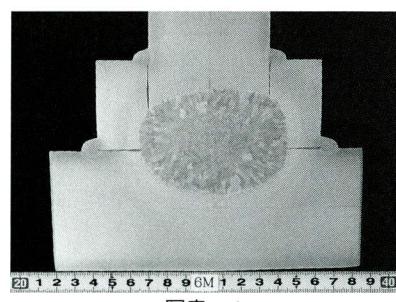
図一 4 に MAG 半自動と MAG 自動溶接のノッチ位置を示す。



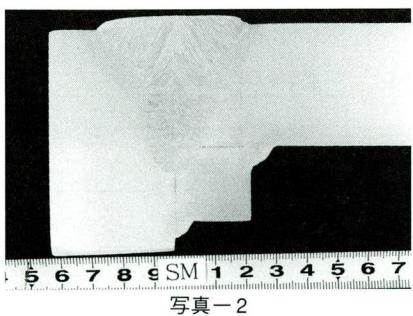
図一 4

4) マクロ試験

すべてのマクロ試験試験は良好な結果であった。エレクトロスラグ溶接および二電極サブマージ溶接の試験片を写真一 1 および 2 に示す。



写真一 1



写真一2

5) 硬さ試験

硬さ試験結果の一覧を表-15に示す。試験はピッカース硬度試験、試験荷重は98Nとする。

表-15

溶接方法	測定部位	最高硬さ	最低硬さ
SMW	表層2	220	145
	板厚中央	221	143
	裏層2	219	154
ESW(40)	表層2	217	142
	板厚中央	220	141
	裏層2	223	142
ESW(65)	表層2	220	145
	板厚中央	219	144
	裏層2	233	146
MAG半自動30KJ	表層2	208	170
	板厚中央	240	157
	裏層2	275	178
MAG半自動40KJ	表層2	225	170
	板厚中央	247	156
	裏層2	247	178
MAG自動40KJ	表層2	270	166
	板厚中央	209	173
	裏層2	271	184
MAG自動50KJ	表層2	269	165
	板厚中央	209	170
	裏層2	254	182
MAG自動70KJ	表層2	277	183
	板厚中央	233	182
	裏層2	277	183

表中、最高値を示すMAG自動70KJの裏層2および、最低値を示すESW(40)の板厚中央硬さ分布を図-5、6に示す。

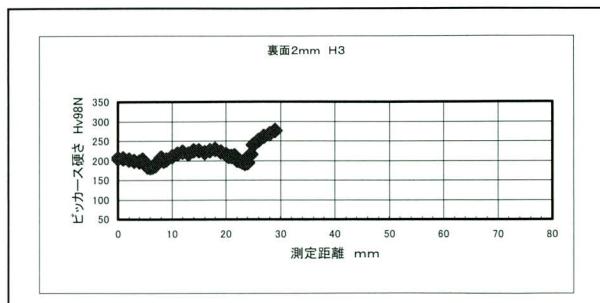


図-5

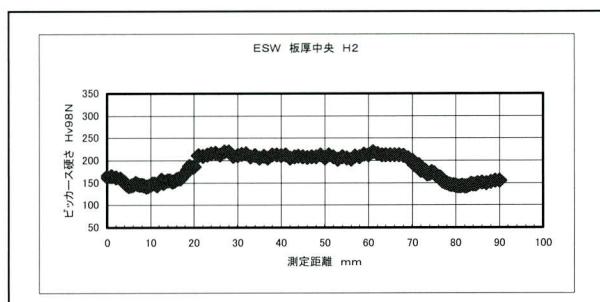


図-6

5. 考 察

素材試験および溶接施工試験結果より得られた知見を整理する。

5-1. 素材試験

化学成分および機械試験の結果は規格を十分に満足しており、引張試験もL方向、C方向の差異はない。また、Pcmの値は0.21、遷移温度も約マイナス60℃であり予熱低減が十分可能である。

溶接に使用した裏板の成分分析を表-11に示す。材質はSN490Bで鋼種はいずれも電炉材平鋼であり、サブマージ溶接はFB-25×25、エレクトロスラグ溶接はFB-50×28、炭酸ガス自動溶接はFB-25×16である。五元素以外は、Ni(0.05～0.06) Cr(0.075～0.21) Mo(0.014～0.026) V(Tr～0.012) Cu(0.09～0.13) B(0.0002～0.0004) N(0.011～0.012)と成分によってはばらつきも見られるが、溶接性を示すPcmは0.203～0.234の範囲であり良好である。

5-2. 溶接施工試験

1) 引張り試験

表-13cに示すように、炭酸ガス自動溶接で溶接材料にYGW18を用いて入熱量42～52KJで溶接した試験片

CT5～CT8は引張り強さが他の試験片より低い傾向を示すが、全ての結果は耐力下限値および引張強さいずれも規格値を満足している。前述の傾向は表-15の硬さ試験のMAG自動40KJ、50KJ板厚中央部のDEPO最高硬さの値が低い傾向と符合する。

2) 衝撃試験

二電極サブマージ溶接は通常行われる断面ノッチと比較のために、フェイスノッチを採取した。フランジ側とウエブ側あるいは表面下と裏面下を比較すると、全般的には大きな差異は見られないが、フランジ側の表面下フェイスノッチで低い値を示す傾向がある。これは写真-2に示すマクロ試験から分かるようにノッチ位置とフィージョンラインが一致するためと思われる。

エレスラ溶接は、従来より論議されているフランジ側の中央部BOND近傍で同様に低い傾向を示すが、破壊の起点になるとされる端部においては改善されている。

炭酸ガス半自動溶接および炭酸ガス自動溶接においては良好な結果である。

3) 硬さ試験

溶着金属部はビッカース硬度で200～220であり、全溶着金属引張り試験の引張り強さと符合している。

また、最高硬さは炭酸ガス半自動溶接および自動溶接における初層BOND部で、275～277程度であり、われ発生の指標とされるHV350に対して十分な余裕がある。なお、溶接入熱量の大きいエレクトロスラグ溶接におけるHAZ部も最低値は141～146程度であり、著しい軟化現象は発生していない。

6. まとめ

試験結果から、本鋼材は建築鉄骨に適した材料であると考えられる。また、溶接施工の条件として以下の知見を得ることができた。

① 炭酸ガス半自動溶接

製鉄メーカーの推奨している条件、即ちYGW18を用いる場合は、30KJ以下・250℃以下。YGW21を用いる場合は、40KJ以下・350℃以下でよい。

② 炭酸ガス自動溶接

当社での適用は比較的長尺な溶接線（ボックス柱の角溶接など）に用いており、パス間温度は200℃程度である。試験結果から溶接材料はYGW18よりYGW21を用いて入熱量は70KJ未満で行う。

③ サブマージ溶接

製鉄メーカーの推奨している条件、即ち溶接材料はJIS Z3183 S584-Hを用いる。

④ エレクトロスラグ溶接

製鉄メーカーの推奨している条件、即ち溶接材料はJIS Z3353 YES 62を用いる。衝撃値の一部に低いものが見られ入熱量としては今回の1000KJ程度が限度と考えられる。溶接継手部の要求韌性が材料の規格値である27J或いは47Jから更に高い70J程度が指向され始めていることを考慮すると、今後は溶込みが確保される条件を確認し少しでも入熱量の低減を図ると共に、経済性を考慮しつつ高韌性を指向した溶接材料の適用検討も必要と思われる。

また溶接の裏板に電炉材平鋼（材質SN490B）を使用しても問題ないことも確認された。

以上で報告を終了致します。ただし、今回は限られた設定条件下での試験であり、今後とも機会あるごとに実験を行ってまいりたいと存じます。

本施工試験を実施するにあたり多大な御協力を賜りましたJFEスチール株式会社およびJFEテクノリサーチ株式会社の関係各位に心より御礼申し上げます。

<参考文献>

HBL385B・C建築構造用550N TMCP鋼材 JFEスチール
建築構造用550N TMCP鋼材 溶接施工指針 JFEスチール

2003.5

宮地技報NO.5.6.8 極厚TMCP鋼の母材特性および溶接性
の研究（その1～3）1989 1990 1992 中野 田中
大月

2007.2.1 受付

片面裏波タンデムサブマージアーク溶接法と曲線を有する 片面裏波斜め上向き自動溶接法の適用（有松高架橋）

Application of Tandem Submerged Arc Welding Method and Obliquely Upward Automated Welding Method for One-side Penetration with Curved Surface (Arimatsu Viaduct)

乙 森 幸之助¹ 瀬 木 純 一^{1*}
kounosuke OTOMORI jyun-ichi SEGI

Summary

For in-situ full-section welding of streamlined steel deck box girders, it is possible to carry out one-pass welding of 18-mm-wall thickness steel decks. We conducted single-side penetration tandem submerged arc welding, with high work efficiency, and one-side penetration obliquely upward automated welding, thus enabling continuous welding for curvilinear and inclined lower flanges. We report the results of tests to confirm the welding work conditions based on our past experience with these welding methods. As more than 10,000 J/mm high-heat input welding was required for single-side penetration tandem submerged arc welding, we adopted rolled steel (-EG steel) for high-heat input welding for the steel decks.

キーワード：大入熱溶接用圧延鋼材、現場全断面溶接、片面裏波溶接、タンデムサブマージアーク溶接、上向き自動溶接

1. はじめに

名古屋市緑区鳴海町御茶屋～大高町北平部に位置する「有松高架橋」は合理化鋼床版箱桁であり、鋼床版の現場継手は板厚18mm（一定）の溶接継手となっている。鋼床版の現場突合せ溶接で一般的に採用されているシングルサブマージアーク溶接による片面裏波溶接では、板厚が18mmになるとパス数が3パス以上の多層盛溶接と

なり、本橋の現場溶接工程では3パーティー以上の編成が必要となった。

そこで、板厚18mmを1パスで溶接可能となり作業率の良いタンデムサブマージアーク溶接法を採用することとした。本橋にタンデムサブマージアーク溶接を採用するにあたり、過去にタンデムサブマージアーク溶接を採用した第二東名高速道路「北崎高架橋」の実績を踏まえた検討を行った結果、10,000J/mmを超える大入熱付加

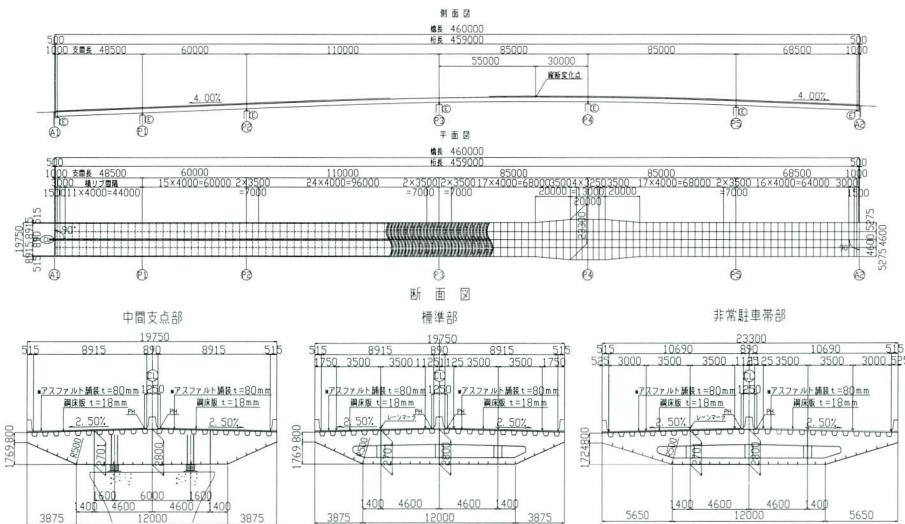


図-1 橋梁一般図

*¹技術本部技術研究所生産技術グループ

による熱影響部の衝撃値向上を考慮して、鋼材を大入熱溶接用圧延鋼材（-EG鋼）とすることとした。

また、本橋の下フランジも現場溶接継手であり、図1に示すように500Rの曲線から傾斜角25°を有する継手となる。この下フランジの溶接には連続溶接が可能となり、溶接品質が安定する上向き姿勢による片面裏波自動溶接を採用することとした。傾斜角0°の上向き姿勢から500Rの曲線部、そして傾斜角25°の斜め上向き姿勢を連続して溶接する施工方法は難易度の高い溶接法ではあるが、上向き姿勢による片面裏波溶接における傾斜角0°から45°までの傾斜ごとの溶接条件は確立されており、過去に溶接姿勢が上向きから下向きへ刻々と変化するパイプアーチの全断面溶接継手を溶接口ボットを適用して施工した実績¹⁾もあり、これらの条件を参考に溶接条件を確立するものとした。

以上のように、本橋においては、

- ① 鋼床版の片面裏波タンデムサブマージアーク溶接法
 - ② “曲線”を有する下フランジの連続溶接が可能な片面裏波斜め上向き自動溶接法
- の2点について、溶接施工法および標準溶接条件の確立試験を行うものとした。本文ではその結果を報告するものである。

2. 片面裏波タンデムサブマージアーク溶接法

(1) 溶接設備

本橋の現場溶接実施工で使用する溶接設備は下記に示すものであり、これと同じ設備にて試験を行った。

① 使用溶接電源

KRUMC-1500（ダイヘン）2台

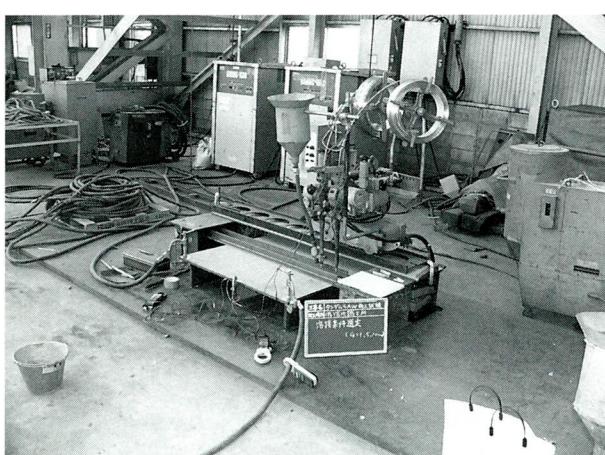


写真-1 溶接設備全景写真

② 溶接装置

SWT-24（ダイヘン）1台

(2) 鋼材

使用した大入熱溶接用圧延鋼材（-EG鋼）の化学成分を表-1に、機械的性質を表-2に示す。

表-1 鋼材の化学成分 (%)

鋼材の種類	板厚mm	C	Si	Mn	P	S
SM490YB-EG	18	0.08	0.36	1.57	0.012	0.003
Cu	Ni	Mo	Cr	V	Nb	Ceq
0.01	0.02	0.01	0.02	0.06	0.03	0.37
						0.18

表-2 鋼材の機械的性質

鋼材の種類	板厚mm	降伏点 (耐力)	引張強さ	伸び	衝撃値
		N/mm ²	%	J(0°C)	
SM490YB-EG	18	444	542	24	328

(3) 溶接材料

タンデムサブマージアーク溶接で使用する溶接材料については、日溶工テクノサービス(株)による事前選定試験を行った結果のうち、ビード外観、強度、衝撃値が要求品質を満足できる表-3に示す組合せのものを採用することとした。

表-3 溶接材料

ワイヤ (先行(L)、後行(T)共通)		フラックス		カットワイヤ		裏当材
銘柄	径	銘柄	粒度	銘柄	径	銘柄
Y-DL	4.8 φ	NSH-55EM (ボンドフラックス)	12×100	YK-D	1×1	SB-51

上記溶接材料は全て日鐵住金溶接工業(株)製

(4) 試験体形状

試験体形状を図-2に示す。

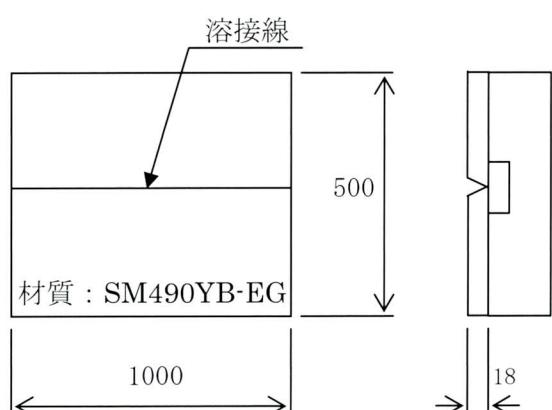
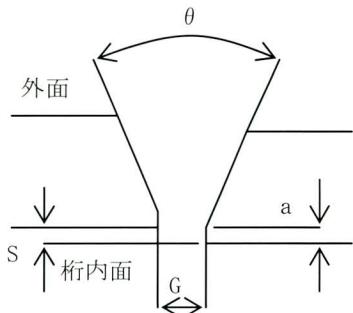


図-2 試験体形状

(5) 開先形状

開先形状は表-4に示すとおり、シングルサブマージアーク溶接と同様にルートギャップの標準値を5mmとし、製作誤差や架設誤差を考慮して±5mmの許容範囲を設定した。サブマージアーク溶接での各ルートギャップによる溶接条件は、経験上3段階程度の設定で十分であると考え、試験では、ルートギャップを1mm、5mm、10mmの3種類で行うものとした。

表-4 開先形状



The diagram illustrates the groove geometry with the following dimensions and angles:

- θ: Groove angle (angle between the outside surface and the root face).
- G: Root gap (distance from the root face to the bottom of the V-groove).
- a: Root face thickness (width of the V-groove).
- S: Root face height (depth of the V-groove).

開先角度 θ (°)	ルートギャップ G (mm)	ルートフェイス a (mm)	目違い S (mm)
50±5	5±5	1±1	0~2

(6) 溶接条件の選定試験

1) 溶接電源の結線方法

交流2電極タンデム方式での溶接電源の結線方式は、逆V結線で行うこととした。

2) 溶接条件の調整

現場溶接継手は1溶接線上におけるルートギャップの変動があり、良好な裏波溶接とするためには1つに固定した溶接条件では対応できず、何らかの溶接条件の調整が必要となってくる。その溶接条件調整の中でもサブマージアーク溶接の特性上、溶融プールがブラックスに埋もれビードそのものを監視できないため、溶接機のメーターによる電流・電圧・速度の調整で管理することになる。このメーター管理においても電流・電圧の高出力に伴う使用レンジの広さの中で、数十A、数Vの微調整を行うことは現実的ではない。よって電流・電圧については、ルートギャップの許容範囲内であればある幅を持って一定に設定することとし、ルートギャップの変動に対する調整項目は、カットワイヤ散布高さ調整と、施工中に溶接速度を操作することで可能となるように条件を設

定した。

(a) 電流値の選定

溶接電流は、以下の5項目を考慮して設定した。

- ① 開先内の溶融作用（開先面を融合不良等の無いよう溶接すること）
- ② 形状の良い裏波ビードの形成作用
- ③ 初層溶着金属組織の粗大粒状組織を改善する作用
- ④ 後行ビードの深溶け込み浸入度合いの向上
- ⑤ 必要溶着量の確保

その結果、L側電流値が1000A、T側電流値が800Aの組み合わせが最適であった。

(b) 電流値の選定

溶接電圧は、表裏ビード形状と溶込み形状を確認しながら設定した。その結果、L側電圧値が38V、T側電圧値が40Vの組み合わせが最適であった。

(c) 溶接速度の選定

溶接速度は、溶接電流とワイヤ送給速度の関係より溶接ワイヤの溶着量を求め、以下の式により溶接速度を設定した。

$$V = (W_L + W_T) / (S + S_C) \times 100$$

V : 溶接速度 (cm/min)

W_L : L側ワイヤ送給量 (g/min)

W_T : T側ワイヤ送給量 (g/min)

S : 余盛を含めた必要溶着量 (g/cm)

S_C : カットワイヤ溶着量 (g/cm)

カットワイヤ散布量は試験を行う中で、適正な裏波形状を形成できる値として、ルートギャップ10mmでは15mm、ルートギャップ5mmでは13mm、ルートギャップ1mmでは9mmとし、上記式より、ルートギャップ10mmでは32cm/min、ルートギャップ5mmでは35cm/min、ルートギャップ1mmでは40cm/minとなり固定値にすることができた。

なお、本試験の中で溶接速度による溶接性の影響を確認したところ、ルートギャップ10mmでは30cm/minを下回ると溶融池の先行による融合不良が発生し易くなる傾向となり、ルートギャップ1mmでは42cm/minを上回ると裏波ビード形状高さが過大となる傾向が確認されたた

め、実施工においては、32～40cm/minの間を調整の範囲とした。

3) 溶接条件の調整

溶接条件の選定試験結果から得た、各標準溶接条件を表-5に示す。

表-5 ルートギャップ1mm、5mm、10mmの各標準溶接条件

ルート ギャップ (mm)	電極	電流 (A)	電圧 (V)	速度 (cm/min)	合算入熱量 (kJ/mm)	カットワイヤ 散布高さ (mm)	後退角 (°)	極間距離 (mm)
1	L	1000	38	40	10.50	9	5	120
	T	800	40				0	
5	L	1000	38	35	12.00	13	5	120
	T	800	40				0	
10	L	1000	38	32	13.13	15	5	120
	T	800	40				0	

※ワイヤの突出し長さはL極：35mm、T極：45mmで固定した。

(7) 内部品質及び機械的性質の確認

溶接条件の選定により確立した標準溶接条件による内部品質及び機械的性質の確認を行うため、表-5に示すルートギャップ1mm、5mm、10mmの各溶接条件で溶接施工を行った結果を以下に示す。

1) 試験項目および判定基準

試験項目及び判定基準を表-6に示す。

表-6 試験項目および判定基準

試験の種類	試験項目	試験片形状	試験片個数	試験方法	判定基準
グループ溶接試験	引張試験	JIS Z 3121 1号	2	JIS Z 2241	引張強さが母材の規格値以上
	型曲げ試験 (裏曲げ)	JIS Z 3122	2	JIS Z 3122	原則としてきれつが生じてはならない
	衝撃試験	JIS Z 2202 Vノッチ	DEPO 3 HAZ 3	JIS Z 2242	溶着金属及び溶接熱影響部で母材の規格値以上(3個の平均値)
	マクロ試験 写真参照	——	1	JIS G 0553 に準ずる	欠陥があつてはならない
	超音波探傷試験	——	継手全長	JIS Z 3060	L/2検出レベル t/6以下

※衝撃試験片は、板厚上下から各々t/4位置を中心としたもので2種類採取した。

2) 超音波探傷試験結果

判定基準は、L/2検出レベルで、きず指示長さt/6以下のものを合格とし、探傷を行った結果、全てきずなしの合格であった。

3) 機械試験結果

各種機械試験を行った結果、表-7、8、9に示すように全て合格であった。引張強さ、及び衝撃試験結果より使用した溶接材料は妥当であった。熱影響部の衝撃試験

表-7 引張試験結果

試験体No.	最大荷重 (N)	引張強さ (N/mm ²)	破断位置	母材の規格値 (N/mm ²)	合否
G1 G=1	425,000	594	母材	490～610	合格
	423,000	594	母材		合格
G5 G=5	417,000	582	母材	490～610	合格
	416,000	581	母材		合格
G10 G=10	414,000	585	母材	490～610	合格
	415,000	583	母材		合格

表-8 衝撃試験結果(ノッチの中心が表面からt/4位置)

試験体No.	ノッチ位置	試験片No.	試験温度 (℃)	シャルピー吸収エネルギー(J)		母材の規格値(J)	合否
				各値	平均値		
G1 G=1	溶着金属部	1DB	0	163	168	≥27	合格
				173			
				168			
G5 G=5	熱影響部	1HB	0	42	45	≥27	合格
				45			
				49			
G10 G=10	溶着金属部	5DB	0	156	146	≥27	合格
				142			
				139			
G10 G=10	熱影響部	5HB	0	51	47	≥27	合格
				47			
				43			
G10 G=10	溶着金属部	10DB	0	171	161	≥27	合格
				165			
				148			
G10 G=10	熱影響部	10HB	0	41	48	≥27	合格
				48			
				56			

表-9 衝撃試験結果(ノッチの中心が裏面からt/4位置)

試験体No.	ノッチ位置	試験片No.	試験温度 (℃)	シャルピー吸収エネルギー(J)		母材の規格値(J)	合否
				各値	平均値		
G1 G=1	溶着金属部	1DT	0	164	174	≥27	合格
				180			
				179			
G5 G=5	熱影響部	1HT	0	48	51	≥27	合格
				58			
				48			
G10 G=10	溶着金属部	5DT	0	145	149	≥27	合格
				150			
				151			
G10 G=10	熱影響部	5HT	0	59	51	≥27	合格
				48			
				45			
G10 G=10	溶着金属部	10DT	0	168	167	≥27	合格
				179			
				154			
G10 G=10	熱影響部	10HT	0	58	47	≥27	合格
				41			
				42			

結果では50J前後の値が得られ、大入熱溶接用圧延鋼材(-EG鋼)の適用により、一般鋼で行った過去の実績と比べて改善することができた。ルートギャップ10mmの型曲げ試験後の写真を写真-2、マクロ写真を写真-3に示す。

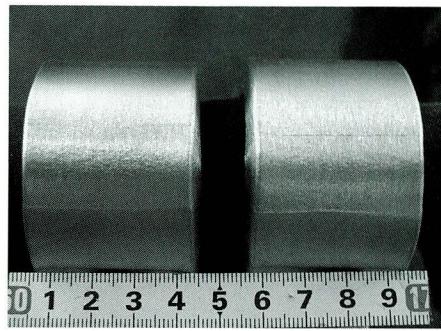


写真-2 型曲げ試験後 (G = 10)

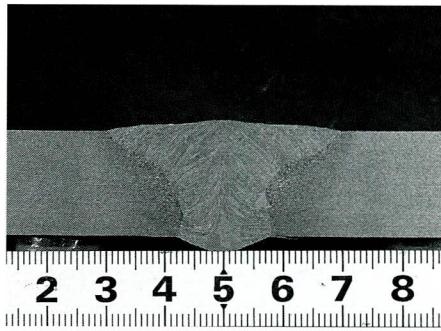


写真-3 マクロ写真 (G = 10)

3. 片面裏波斜め上向き自動溶接法

(1) 溶接継手仕様

本橋の下フランジの横シーム溶接継手は、図-1で示したように500Rの曲線から傾斜角25°を有する継手となっている。

材質はSM400～SM570、板厚は10～23mmであり、本試験では現場溶接継手の最大板厚部である材質：SM570、板厚：23mmにて行った。

(2) 溶接材料

本試験で使用した溶接材料を表-10に示す。

表-10 使用溶接材料

ワイヤ			裏当材		シールドガス
銘柄	径	メーカー	銘柄	メーカー	シールドガス
SF-60A	1.2φ	日鐵住金 溶接工業	NBT-1	日本電極	Ar 80% + CO ₂ 20%

(3) 溶接方法

本試験の溶接方法を表-11に示す。

表-11 溶接方法

溶接方法	溶接姿勢	溶接装置	
		装置名	メーカー
MAG片面裏波 自動溶接	上向き→曲線部→斜め上向き	PICOMAX-2	(株)神戸製鋼所

(4) 開先形状

開先形状は、表-12に示す上向き溶接の社内標準とした。

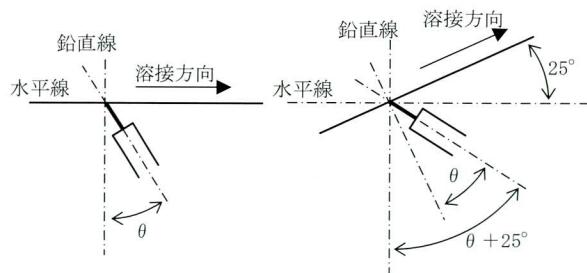
表-12 開先形状

開先角度 θ (°)	ルートギャップ G (mm)	ルートフェイス a (mm)	目違い S (mm)	G = 5~12
				内側 ↓ ↓ ↑ S ≈ 2
35±5	7 (-2~+5)	1±1	0~2	外側 θ = 35° ± 5° ↓ ↑ a = 0~2

(5) 溶接施工条件の確立

1) トーチ角度の確認

片面裏波自動溶接の溶接条件は、その姿勢ごとに適正となる条件を各々設定して施工を行っている。特に上向き姿勢においては、傾斜角0°と傾斜角25°での最適トーチ角度が異なる。電流・電圧値については、ほぼ同一条件に固定することができるが、上向き→曲線部→斜め上向きを連続溶接とするためには、トーチ角度を固定する必要がある。そこで、図-3のように傾斜角0°での適正トーチ角度が傾斜角25°の溶接にも適用可能であるか確認することとした。



θ : 適正トーチ角度

図-3 傾斜角度が違う場合の適正トーチ角度概要図

その結果、傾斜角0°での適正トーチ角度を適用して、傾斜角25°の溶接を行っても特に問題はなく、健全な溶接ビード外観を得られた(写真-4)。このことより、トーチ角度を固定した上向き→曲線部→斜め上向きの連続溶接が可能であると判断した。

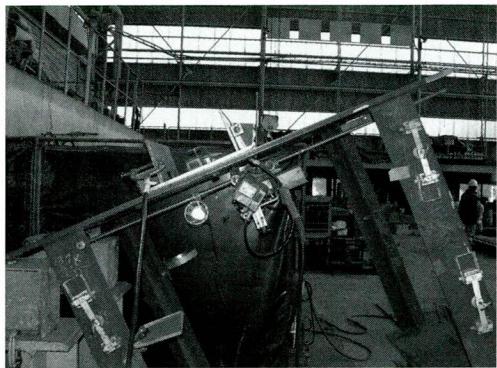


写真-4 傾斜25°に傾斜0°の適正トーチ角度を適用した場合の確認試験状況

2) 専用レールの製作

本橋で適用する自動溶接装置：PICOMAX-2は、パイプのような曲線の溶接継手の場合、その半径に合った曲線レールを使用している。本橋の下フランジ溶接継手においても、直線部と曲線部を有する部位の継手に合わせたレールが必要となるため、図-4のような専用曲線付きレールを製作することとした。

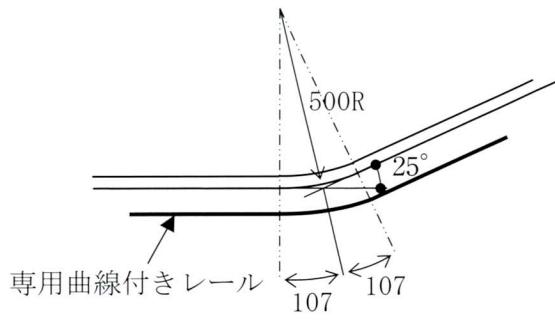


図-4 専用曲線付きレール



写真-5 専用曲線付きレール設置状況

3) 上向き→曲線部→斜め上向きの連続溶接

図-5に示す試験体を用いて、上向き→曲線部→斜め上向きの連続溶接を行った。姿勢毎の電流・電圧・速度の溶接条件はほぼ同じであり、溶接中の微調整で十分対応できる範囲であった。なお、曲線部→斜め上向きとな

るにしたがって立向き溶接に似たアーク状態に移行していくため、溶接速度を若干遅くすることになる。これにより1パス当たりの溶着量が増すため、姿勢毎で同じパス数になんでも開先断面上の溶着量は異なってしまう。この調整として、曲線部→斜め上向きに移行する箇所で、最終層付近の溶接速度を速くして1パス当たりの溶着量を減らし、表ビード形状を合わせることとした。ただし、無理に積層方法を合わせることにより、かえって溶接欠陥が生じる可能性があるため、状況に応じて図-6に示すように曲線止まりから100mm以上の箇所に溶接継ぎ部を設けて、姿勢毎に溶接することも本工事の施工方法として適用するものとした。

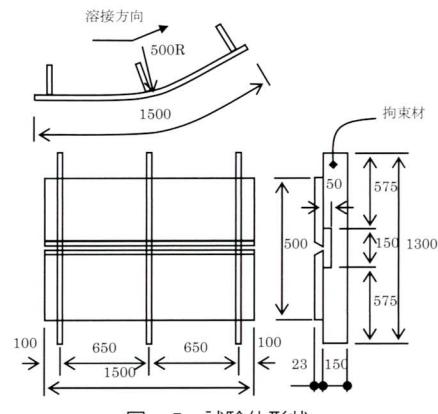


図-5 試験体形状

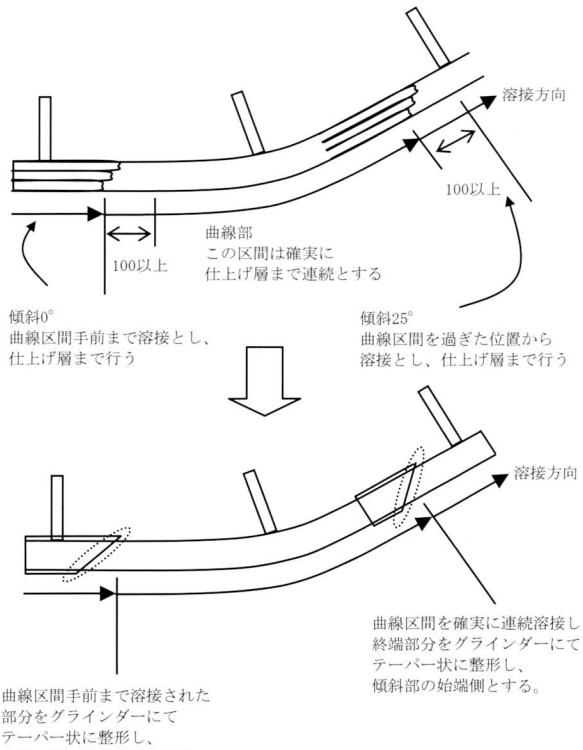


図-6 曲線止まり部の溶接継ぎ方法

4) 標準溶接条件

結果として得られた標準溶接条件を表-13に示す。

表-13 標準溶接条件

溶接姿勢	——	電流 (A)	電圧 (V)	速度 (cm/min)	入熱 (kJ/mm)
傾斜角0°	初層	160	15	6~10	1.44~2.40
	2pas目以降	200~210	23~24	8~20	1.38~3.62
曲線部	初層	160	15	6~10	1.44~2.40
	2pas目以降	200~210	23~24	8~20	1.38~3.62
傾斜角25°	初層	160	15	6~10	1.44~2.40
	2pas目以降	200~210	23~24	8~20	1.38~3.62

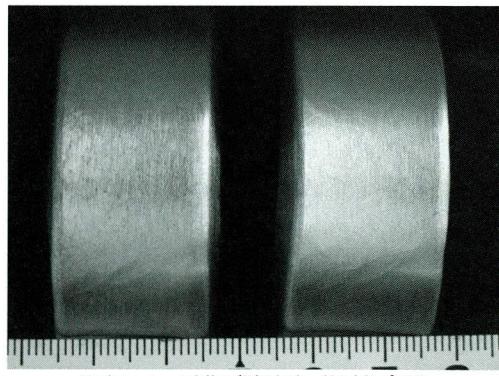


写真-6 型曲げ試験後（傾斜0°側）

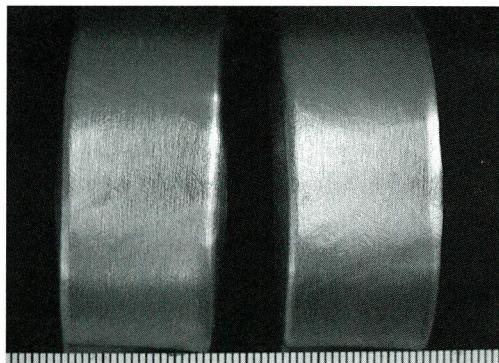


写真-7 型曲げ試験後（傾斜25°側）

(6) 内部品質及び機械的性質の確認

溶接施工条件の確立試験により得られた標準溶接条件による内部品質及び機械的性質の確認を行った。その結果を以下に示す。

1) 試験項目および判定基準

試験項目及び判定基準を表-14に示す。

表-14 試験項目および判定基準

試験の種類	試験項目	試験片形状	試験片個数	試験方法	判定基準
グループ溶接試験	引張試験	JIS Z 3121 1号	2	JIS Z 2241	引張強さが母材の規格値以上
	型曲げ試験 (裏曲げ)	JIS Z 3122	2	JIS Z 3122	原則としてきれつが生じてはならない
	衝撃試験	JIS Z 2202 Vノッチ	DEPO 3 HAZ 3	JIS Z 2242	溶着金属及び溶接熱影響部で母材の規格値以上(3個の平均値)
	マクロ試験	マクロ試験 写真参照	1	JIS G 0553 に準ずる	欠陥があつてはならない
	超音波探傷試験	——	継手全長	JIS Z 3060 L/2 檜出レベル t/6 以下	——

※試験片は各々、傾斜角0°と25°の2種類の位置より採取した。

2) 超音波探傷試験結果

判定基準は、L/2検出レベルで、きず指示長さt/6以下のものを合格とし、探傷を行った結果、全てきずなしの合格であった。

3) 各種機械試験結果

機械試験の結果、各試験項目において判定基準を満足しており、全て合格であった。

引張試験、衝撃試験の結果を表-15、16に示す。型曲げ試験結果は写真-6、7、マクロ試験結果は写真-8、9、10に示す。

4. まとめ

(1) 片面裏波タンデムサブマージアーク溶接法

ルートギャップ1mm、5mm、10mmの3種類の開先形状にて、溶接ビード外観や溶接施工性に着目し、溶接条件確立試験を行った結果、溶接ビード外観は良好で溶接

表-15 引張試験結果

試験片採取位置	断面積 (mm×mm=mm ²)	最大荷重 (N)	引張強さ (N/mm ²)	破断位置	母材の規格値 (N/mm ²)	合否
OT傾斜 0°側	22.7×25.0=567.5	377,000	664	母材	570 ~ 720	合格
	22.8×25.0=570.0	375,000	658	母材		合格
VT傾斜 25°側	22.5×24.9=560.3	358,000	634	母材	570 ~ 720	合格
	22.5×25.0=562.5	361,000	642	母材		合格

表-16 衝撃試験結果

試験片採取位置	ノッチ位置	試験片No.	試験温度 (℃)	シャルビー吸収エネルギー (J)		母材の規格値 (J)	合否
				各 値	平均値		
OT傾斜 0°側	溶着金属部	OD	-5	90	113	≥47	合格
				127			
				122			
	熱影響部	OH	-5	199	224	≥47	合格
				259			
VT傾斜 25°側	溶着金属部	VD	-5	214	224	≥47	合格
				119			
				119			
				122			
	熱影響部	VH	-5	264	258	≥47	合格
				248			
				263			

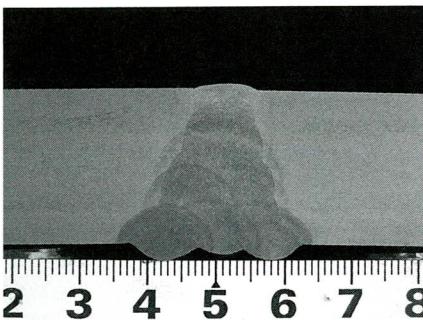


写真-8 マクロ写真（傾斜0°側）

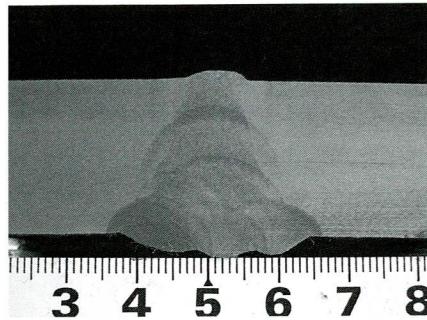


写真-9 マクロ写真（曲線部）

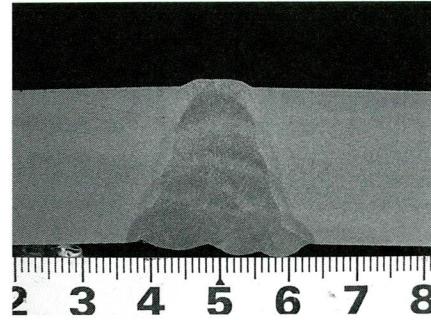


写真-10 マクロ写真（傾斜25°側）

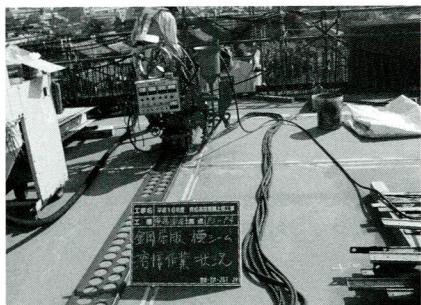


写真-11 タンデムサブマージアーク溶接作業状況



写真-12 斜め上向き自動溶接作業状況

施工性も問題なく標準となる溶接施工条件が得ることができた。

機械試験の結果も各試験項目において判定基準を満足しており、全て合格であった。

本試験により、板厚18mmにおけるタンデムサブマージアーク溶接施工方法は確立できたと考え、本工事の施工計画書に反映するものとした。

(2) 片面裏波斜め上向き自動溶接法

本試験で上向き→曲線部→斜め上向きの連続溶接を行った結果、傾斜角0°における適正トーチ角度にて、傾斜角25°の溶接を行っても特に問題はなかった。各姿勢での電流・電圧・速度の溶接条件は傾斜角0°の上向き溶接標準溶接条件とほぼ同じであり、溶接中の微調整で十分対応できる範囲であることが確認できた。

機械試験の結果も傾斜角0°と傾斜角25°の各試験項目において判定基準を満足しており、全て合格であった。

本試験により、本橋下フランジの上向き→曲線部→斜め上向き連続溶接を行う場合の溶接条件が確立できたと考え、本工事の施工計画書に反映するものとした。

5. おわりに

片面裏波タンデムサブマージアーク溶接法は、10,000J/mmを超える大入熱溶接となるため、鋼材には大

入熱溶接用圧延鋼材（-EG鋼）を採用し、衝撃値の向上を目指して入熱量を低減させる溶接条件の探求に努めたが、L極T極の合算入熱量で10,000J/mmを切ることができなかった。ビード形状、必要溶着量、溶込み形状から考慮して、タンデムサブマージアーク溶接法では、これ以上入熱量を低減することは難しく、今後、より一層の衝撃値の向上を図るには、鋼材にHTUFF鋼「HAZ細粒高靱性化技術を用いて製造した鋼」²⁾を用いるなど、使用鋼材に着目した実験が課題となる。

本施工試験を行うにあたり、ご指導頂きました国土交通省中部地方整備局愛知国道事務所殿、及びJV工事関係者の方々、溶接条件等のご助言をくださいました日鐵テクノサービス株式会社、日鐵住金溶接工業株式会社の関係者の方々に対し、深く感謝申し上げます。

なお本橋の現場溶接は、現在施工中であり、平成19年10月末に竣工を迎える予定である。

<参考文献>

- 1) 村上貴紀ら：鋼管の現場溶接全周片面溶接（大宮市連絡通路橋），宮地技報No16（2000），PP4～10。
- 2) 櫻井謙次ら：建設構造高HAZ靱性鋼を用いたエレクトロスラグ溶接部の衝撃靱性に関する研究（その2），宮地技報No19（2003），PP31～39。

2007.2.12 受付

2006年 対外発表論文紹介

橋梁と基礎 Vol.40,No.9

発刊 2006年9月

発行 (株)建設図書

「上信越自動車北千曲川橋の施工

-鋼・コンクリート複合橋梁-」

笛井 幸男^{*1}、桑山 豊六、佐藤 正勝

pp.11～17

橋梁と基礎 Vol.41,No.11

発刊 2006年11月

発行 (株)建設図書

「連続合成桁橋における合成床版の性能確認と品質管理

－首都高速埼玉新都心線見沼田園地区高架橋－」

末吉 学^{*2}、木村 真二^{*2}、山本 泰幹^{*2}、
伊藤 剛^{*3}、佐藤 徹

pp.21～29

第61回 土木学会年次学術講演会概要集

発刊 2006年9月

主催 (社) 土木学会

「鋼コンクリート合成床版の品質管理および補修方法に関する検討－亀泉高架橋工事－」

永来 良吾^{*4}、上原 勝^{*4}、上原 正、山下 修平、
奥村 恭司、保呂 秀次

1-125, pp.249～250

「横桁で支持された合成床版を有する鋼2主桁橋の横倒れ座屈の検討（第二東名高速道路 須津川橋下り線）」

青木 圭一^{*5}、萩原 直樹^{*5}、阪野 崇人^{*6}、川村 曜人、
永山 弘久

1-133, pp.265～266

「2方向面内圧縮力と活荷重を受ける鋼床版の終局強度相関曲線」

尾崎 大輔、福本 和弘^{*7}、北田 俊行^{*8}、山口 隆司^{*8}、
松村 政秀^{*8}

1-331, pp.659～660

「鋼床版の横リブスリット部の実橋応力計測」

山本 泰幹^{*2}、渡邊 健司^{*2}、矢ヶ部 彰、林 暢彦

1-385, pp.767～768

「き裂を有する鋼床版のUリブ充填・桁補強工法の移動輪荷重試験」

岡 俊蔵^{*9}、相場 充^{*9}、村越 潤^{*10}、有馬 敬育^{*10}、
林 暢彦、亀山 隆志^{*11}

1-555, pp.1107～1108

「横桁で支持された合成床版を有する鋼2主桁橋の疲労に配慮した構造検討（第二東名高速道路 須津川橋下り線）」

青木 圭一^{*5}、萩原 直樹^{*5}、川村 曜人、阪野 崇人^{*6}、
永山 弘久

1-571, pp.1139～1140

「エレクトロスラグ溶接で製作された鋼製橋脚隅角部の疲労損傷調査」

下里 哲弘^{*2}、仲野 幸洋^{*12}、小林 裕輔、栗田 繁実

1-574, pp.1145～1146

「丸柱・横梁ウェブ貫通により製作された鋼製橋脚隅角部の疲労損傷調査と対策」

下里 哲弘^{*2}、清川 昇吾^{*12}、花岡 幸治、化 鍾福

1-576, pp.1149～1150

「丸柱・横梁を突合せ溶接により製作された鋼製橋脚隅角部の疲労損傷調査と対策」

下里 哲弘^{*2}、牟田口 拓泉^{*12}、辻 幸佐、化 鍾福

1-578, pp.1153～1154

「車線間における大型車走行台数の偏りを考慮した鋼橋の疲労設計用活荷重補正係数」

酒井 康成^{*13}、中村 聖三^{*14}、高橋 和雄^{*14}、田川 拓哉

1-580, pp.1157～1158

「腐食鋼板の疲労強度評価法に関する一考察」

林 暢彦、森 猛^{*15}

1-600, pp.1197～1198

「下路式桁橋のデザイン改善に関する考察」

熱海 晋、齋藤 展生^{*16}、杉山 和雄^{*17}

6-294, pp.587～588

「鋼床版桁の端横桁RC巻立て効果の振動計測」

渡邊 健司^{*2}、山本 泰幹^{*2}、佐藤 徹、飯野 元

CS02-008, pp.83～84

「成形型鋼タイプの合成床版のコンクリート充填性確認方法に関する考察」

吉尾 泰輝^{*2}、木村 真二^{*2}、上原 正、佐藤 徹

CS02-024, pp.115～116

「鉄筋コンクリート充填鋼管構造を用いた Bow String Arch の載荷試験（試験概要）」

深澤直道^{*18}、塩井 幸武^{*18}、長谷川 明^{*18}、工藤 浩^{*19}、
永谷 秀樹

CS02-032, pp.131 ~ 132

「FRP 打替え床版の輪荷重走行試験」

長尾 千瑛^{*20}、久保 圭吾、小牧 秀之^{*21}、石崎 茂^{*22}、
平山 紀夫^{*23}、松井 繁之^{*20}

CS02-046, pp.159 ~ 160

「バルブプレートを補剛リブとする鋼床版の疲労特性に関する研究」

的場 栄孝、服部 雅史^{*20}、松井 繁之^{*20}、伊藤 正一^{*24}、
吉市 亨^{*25}

CS02-050, pp.167 ~ 168

「既設鋼床版の合成床版化による疲労耐久性向上に関する研究」

服部 雅史^{*20}、的場 栄孝、松井 繁之^{*20}、伊藤 正一^{*24}、
吉市 亨^{*25}

CS02-051, pp.169 ~ 170

第五回 道路橋床版シンポジウム講演論文集

発刊 2006年7月

主催 (社) 土木学会

「鋼・コンクリート合成床版の施工と維持管理について」

橋 吉宏^{*26}、横山仁規^{*26}、上村 明弘^{*26}、高田和彦^{*26}、
数藤 久幸^{*26}、佐藤 徹

(30),pp.205 ~ 210

「鋼・コンクリート合成床版の要求性能と検証方法に関する一提案」

山下 修平、保呂 秀次、奥村 恭司、佐藤 徹、
永来 良吾^{*4}

(31),pp.211 ~ 216

「鋼・コンクリート合成床版の構造および設計法の現状と課題」

高須賀 丈広^{*27}、久保 圭吾、碇山 晴久^{*28}、
田村 一美^{*9}、岸 雅之^{*29}、高林 和生^{*11}

(32),pp.217 ~ 222

*¹ 東日本高速道路(株)、*² 首都高速道路(株)、*³(株)川田工業、*⁴ 国土交通省関東地方整備局高崎河川国道事務所、*⁵ 中日本高速道路(株)

*⁶ 宮地・瀧上共同企業体、*⁷ Hitz 日立造船(株)、*⁸ 大阪市立大学大学院、*⁹ 三菱重工業(株)、*¹⁰(独)土木研究所、*¹¹ 松尾橋梁(株)、

*¹²(財)首都高速道路技術センター、*¹³(株)ハルテック、*¹⁴長崎大学、*¹⁵法政大学、*¹⁶パシフィックコンサルタンツ(株)、*¹⁷千葉大学、

*¹⁸ 八戸工業大学大学院、*¹⁹(株)長大、*²⁰ 大阪大学大学院、*²¹ 新日本石油(株)、*²²(株)富士技建、*²³ 日東紡績(株)、

*²⁴ 国土交通省近畿地方整備局京都国道事務所、*²⁵(財)海洋架橋・橋梁調査会、*²⁶(社)日本橋梁建設協会、*²⁷ 川鉄橋梁鉄構(株)、

*²⁸(株)東京鐵骨橋梁、*²⁹ 片山ストラテック(株)、*³⁰ 前田建設工業(株)、*³¹ (独)北海道開発土木研究所、*³² 瀧上工業(株)、*³³ 第一コンサルタンツ(株)

「高韌性セメント複合材料で上面増厚した合成鋼床版の疲労耐久性に関する研究」

的場 栄孝、大田 展裕^{*30}、三田村 浩^{*31}、今野 久志^{*31}、
松井 繁之^{*20}

(40),pp.265 ~ 272

「横桁で支持された合成床版の移動載荷疲労試験」

萩原 直樹^{*5}、青木 圭一^{*5}、栗田 繁実、阪野 崇人^{*32}、
永山 弘久

(43),pp.285 ~ 290

「鋼・FRP複合永久型枠を用いた打替え用合成床版の疲労耐久性」

長尾 千瑛^{*20}、松井 繁之^{*20}、石崎 茂^{*22}、久保 圭吾、
小牧 秀之^{*21}、平山 紀夫^{*23}

(46),pp.303 ~ 308

「桟橋構造に適用したFRP合成床版の設計と施工」

久保 圭吾、西田 正人、河西 龍彦、筒井 秀樹^{*33}、
松井 繁之^{*20}

(48),pp.315 ~ 320

「鋼・コンクリート合成床版 (QSスラブ) の

東海道新幹線上への適用」

石井 高広、鈴木 義孝、奥村 恭司

(49),pp.321 ~ 326

FRP の橋梁への適用に関する国際コロキウム／第2回

FRP 橋梁に関するシンポジウム論文集

発刊 2006年1月

主催 (社) 土木学会

「鋼材とFRPのハイブリット型枠を用いた合成床版の開発」

久保 圭吾、能登 寿原、松井 繁之^{*20}、長尾 千瑛^{*20}、
石崎 茂^{*22}、平山 紀夫^{*23}、宮永 直弘^{*23}、小牧 秀之^{*21}、

pp.81 ~ 84

グラビア写真説明

米子 J C T C ランプ橋上部工事

本橋は、米子自動車道終点の米子I・Cから米子市内（高規格道路一米子道路）へのアクセスとして事業促進を計る為に計画された「ランプ橋」である。米子道路は、西伯郡大山町安原から米子市陰田町までの（全線14.2Km）自動車専用道路であるが、本橋の完成により、山陰の地方都市間の連携強化は元より、中国横断道岡山米子線との連携、更には山陽、四国地方の都市圏方面との交流促進に寄与するなど、このランプ橋が架け橋となり、今後は益々利便性の向上・地域間交流の活性化を計り、島根県・松江方面へのアクセス道路としても活用される事でしょう。（三橋 裕）

押込橋

押込橋は、長野県白馬村の中心を流れる姫川に架かる木床版吊橋です。白馬村は、全国でも有名なウインタースポーツのメッカであり、またここ大出地区は、昔ながらの萱葺き屋根をもつ小屋や静かに流れる姫川があり、その後方には雄大なアルプスがそびえ、1年を通じて多くの写真家や美術家が、この地を訪れます。押込橋は、この地区的風情にあった木製吊床版を有しています。そして平成15年に完成した大出吊橋とともに、この一帯を訪れる観光客や地域住民の憩いの遊歩道です。（山田 豊）

鋼製橋脚隅角部補強工事 1-2（東京）

首都高速道路では、疲労により発生した隅角部のき裂に対し、補強およびき裂の補修に取り組んでいる。発生したき裂に対する補強・補修方法は、各橋脚の構造ごとに異なり、特に円柱橋脚の補修方法については確立された補修事例がなく、1橋脚1き裂ごとに検討・対処していかなくてはならない状況で、非常に難易度が高い工事であった。

（清水 達也）

田浦 FRP 橋側歩道

JR 横須賀線の上を跨ぐ京浜急行電鉄本線田浦跨線橋の橋側歩道新設工事に、当社の開発したFRP検査路が鉄道歩廊として採用されました。採用理由は、軽量で重機による設置の不要、メンテナンスフリー等による性能、経済性、施工性によるものです。

これまでの当社FRP製品は、道路橋のFRP合成床版、検査路、マンホールとして使用されていますが、施工条件の厳しい鉄道橋に用途無限大の当社FRP製品の採用が益々得られればと思います。（斎木 敦）

新下タビ橋上部工

本橋は、物部川の支流楮佐吉川に位置する、上路式単純トラス橋です。桁製作工事は現香美市（当時物部村）より、平成11年10月に発注されましたが、現地土砂災害等により桁架設工事発注が大幅に遅れ、平成18年7月高知県中央東土木事務所より今回の工事発注となりました。

約6年もの間、当社千葉工場にて桁の保管を経て、無事竣工する事が出来ました。景観、環境にも配慮したこの新下タビ橋が、地元の方々にご活用される事を願っております。（淵上 哲也）

グラビア写真説明

開橋側道橋

主要地方道枚方山城線は、一般国道307号と主要地方道上狹城陽線を結ぶ道路で、地域の東西を結ぶ生活道路としても重要な役割を担っております。また近年、関西文化学術研究都市の建設により大規模な市街地が形成されております。その路線のうち、一級河川木津川に架かる開橋は、歩道が狭い上、交通量も多い事から自転車及び歩行者の安全を考え、本橋である側道橋設置工事が行われました。今後、地域住民の重要なネットワークの一つとなる事を期待しております。

(淵上哲也)

富士ソフトABC秋葉原ビル

現在急激に進化している秋葉原で今1番超高層なビルが富士ソフト秋葉原ビルとなります。1階から7階は一般に開放されており、テナント、大会議場、テレビ会議室など貸ホールとして運営。8階から31階までは事務所フロアとなります。加えて震度7を越える地震にも耐えうる建築基準法の1.5倍の強度を確保した地震対策を導入、とくに身近なのは1階の吹き抜けのエントランスに壁一面に描かれたモザイクタイルの壁画です。ぜひ秋葉原にお寄りの再は足を運んでください。必見です。

(百瀬太博)

赤坂五丁目TBS開発新築工事 A1業務棟

前回当社で施工いたしました赤坂にありますTBS放送センター前に新たに業務棟を中心とした放送事業と連動した最先端の情報発信地が誕生します。地上39階は高さ179mとなり新たなランドマークとなるでしょう。3階までの低層棟にはオフィスサポート店舗やレストランなどの商業施設、4階からは賃貸オフィスで構成されます。赤坂界隈の更なる活性化の中心となるでしょう。

(百瀬太博)

新横浜駅ビル（仮称）新設ほか

近年の横浜市の発展は著しいものがあり、人口も拡大の一途を辿っていると報じられている。その横浜市の西方港北区新横浜は、新幹線新横浜駅が出来て以来、サッカースタジアムやアリーナ、ラーメン博物館等々が建設され、多くの人達の集まる所となっていた。本工事は、その中心となる新幹線新横浜駅に新しい駅ビルを建設しようとしたものである。柱には丸鋼管を、仕口部には遠心鋳鋼管を使用した他に例の少ない構造である。新幹線に隣接している為、約1/3は夜間工事となるなど特別の注意が要求される仕事であった。

(西原英次)

松本構内自由通路新設他

松本駅は中央本線、篠ノ井線、大糸線に加え松本電鉄が乗り入れしている交通の要衝である。松本市では、2007年の市制100周年を迎えるに当たり、駅周辺の利便と快適性の向上を図るため松本駅東西自由通路設置をJRに委託し施工した。

松本市は北アルプスを背後に控えた観光都市でもあり、景観を考え屋根部はアルプスの山並みをデザインしたものとなっている。線路上空の工事であり、夜間架設であったが、当社松本工場関係者の努力と地の利をいかして滞り無く納めることができた。

(尾崎博昭)

編集後記

本号の巻頭言は法政大学の森猛教授にお願いいたしました。

橋梁技術者の品格と題して、技術者に求められる能力と姿勢について貴重なご意見を頂いております。先生にはご多忙のところ玉稿をお寄せ頂き、誠に有り難うございました。誌面を借りまして厚く御礼申し上げます。

本誌において宮地の新設橋梁の開発・設計・架設から既設橋梁の補修に至るまで幅広い技術を報告させて頂いております。今後も更なる技術研鑽を進め、より多くの成果を報告し、橋梁に関する技術の向上に貢献できれば幸いです。

最後になりましたが、執筆者を始め多くの関係者の御協力により本号を発刊することが出来たことに感謝致します。

宮地技報編集委員会

委 員 長	高 橋 亘					
副 委 員 長	太 田 武 美	金 原 慎 一				
委 員	市 毛 滋 之*	上 原 正	熊 谷 正 道			
	米 崎 倫 和*	小 林 祐 輔	永 谷 秀 樹*			
	永 見 研 二	中 村 佐 吉	西 垣 登			
	宮 崎 好 永	村 上 貴 紀	矢ヶ部 彰			
	矢 崎 満	山 越 信 也	吉 川 薫			

*印 事務局兼務

宮地技報 第22号

発行日 平成19年3月30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