

## 巻頭言

# 趣味と実益　－風と構造物の維持管理－

京都大学工学研究科社会基盤工学専攻  
白土 博通



社会インフラの維持管理技術の高度化、先進化が求められている。SIP事業 (cross-ministerial Strategic Innovation promotion Programの略称) を筆頭に、土木業界以外の他分野の先端技術、知識を動員し、新しい維持管理事業の創出に向けた研究、技術開発が各所で展開されている<sup>1)</sup>。同時に、経済性の追求も忘れてはならない。主要国道や高速道路の橋梁は点検の目が行き届く一方、市町村道の橋梁では予算も人も甚だ不十分と聞く。このような課題の解決に学の分野から如何に貢献できるか、役に立てるとすれば何だろうか。たとえば、地元の道（橋）を見守る「道守（橋守）養成」<sup>2)</sup>などはその一つの答えだと思う。各所で進められている関連事業が進展し、多くの人材輩出を願いたい。

研究室の学生諸子は卒修論の締め切りを目前に控え、最後の追い込み中である。このような時期に上の問い合わせ改めて繰り返してみる。「経済的な維持管理」とは…。様々な考えがあると思う。個々のインフラ（橋梁）を取り巻く環境を個別に把握し、例えば鋼材の腐食やコンクリートの塩害などの劣化が進む度合いを部位ごとにあらかじめ知っておくこと、はどうだろうか。すなわち弱点を橋梁ごとにあらかじめ知つておけば、効率的な維持管理につながるのでないだろうか。ここで言う環境に基づく劣化は、橋梁の一般部を対象とするものであり、「水まわり」処理機能の低下に起因する橋梁端部の局所劣化とは区別されるべき<sup>3)</sup>であろう。それなら、部位ごとの固有の劣化機構を選択できるような、様々なモジュールをもつような劣化予測が理想形かもしれない。

我々の研究室は「橋梁工学」を名称に冠するものの、現在進行中の研究テーマは風に特化したものが多い。風と維持管理…、筆者が海から飛来する塩分（海塩粒子）は風で陸上へ運ばれると気付いたのが2008年頃。調べてみると、当時既に飛来塩分と腐食に関する研究には先輩格のものがいくつもあり、気付くのが遅かった感すらあった。しかし、橋梁近傍の気流を調べ、各構造部位にどのような付着機構でどれくらいの海塩粒子が付着するのかに興味を覚え、手探りで研究（らしきもの）を始めて以来、未だに続いている。最近では領域気象モデル（Weather Research and Forecasting model<sup>4)</sup>、WRF）を用いた任意地点の気象、風況データの取得に取り組んでいる。それどころか、放射による結露と鋼材表面の水滴流化による付着塩分の洗浄や、車両通過による路面上の塩水膜の飛散など、かなり趣味的ではあるが新たなテーマが派生している。

海塩粒子は直径数～数十 $\mu\text{m}$ の微粒子であり、波しぶきの先端から生成されると言われている。生成された粒子は海上の風により陸地まで運ばれるが、その過程で重力の作用による

沈降を伴う。直径、重量が大きな粒子は陸地に到達する以前に海面へと落下する。また、鉛直方向の塩分濃度は一様ではなく、海面、地表面上で最も高く、上層に向かい次第に濃度が低下する分布をもつ。このため設置高度が低い構造物ほど、また海岸線に近い構造物ほど塩分環境は厳しいと言える。塩分濃度の測定方法にはISOに規定されたもの<sup>5)</sup>もあるが、これを含め真の大気中塩分濃度ではなく相対的指標を与えるものが多い。既存のオーソライズされた塩分計測法と真の大気中塩分濃度の対応関係も、明らかにされなければならない課題のひとつである。構造部材表面近傍に到達した海塩粒子が表面に付着するまでの挙動は、塩分濃度と表面近傍の表面直角方向流速の積（濃度フラックス）で近似する。濃度フラックスは単位時間帯面積当たりの付着塩分の質量であり、塩分濃度は現地観測で、表面近傍の流速は計算（数値流体解析、CFD）で求められる。図-1は太平洋側海岸近くの道路橋（鋼桁）を対象に、以上の考え方で求められる部位別付着塩分量の約40日間累積値について計算値（図中□）を測定値（同●）と比較したものである。重力による海塩粒子の沈降速度や雨滴による洗浄効果も考慮されている。

橋梁管理者は多くの橋梁を同時に管理しなければならない。塩分付着量の部位別評価が可能であるとしても、橋梁周辺の塩分濃度や気象データを橋梁ごとに観測しなければならないとすると実用的ではない。塩分濃度や気象データを観測に頼らずに得ることはできないだろうか…。前述のWRFがこの要求に答える可能性がある。図-2は新潟県内の大気中塩分濃度についてWRFによる解析結果を観測値と比較したものである。図中各線は選択したモデルの違いを表すが、観測値（図中4.）に近い解析結果を与えるものがありそうである。風向、風速、気温、湿度等の気象データも同様に取得でき、概ね観測値に近い値が得られることも一部地域では確認している。

海塩粒子の表面付着量は単調的に増加するわけではなく、ある上限値があるようである。とすれば、それ以上付着量が増えない（付着量を減らす効果をもつ）要因があるはずである。鋼部材表面は周囲の気温と鋼材温度の差により結露が生じる。冬の窓ガラス表面に幾筋もの水滴の流下跡が観察されるように、鋼部材表面の結露も付着塩分にたいして洗浄機能を果た

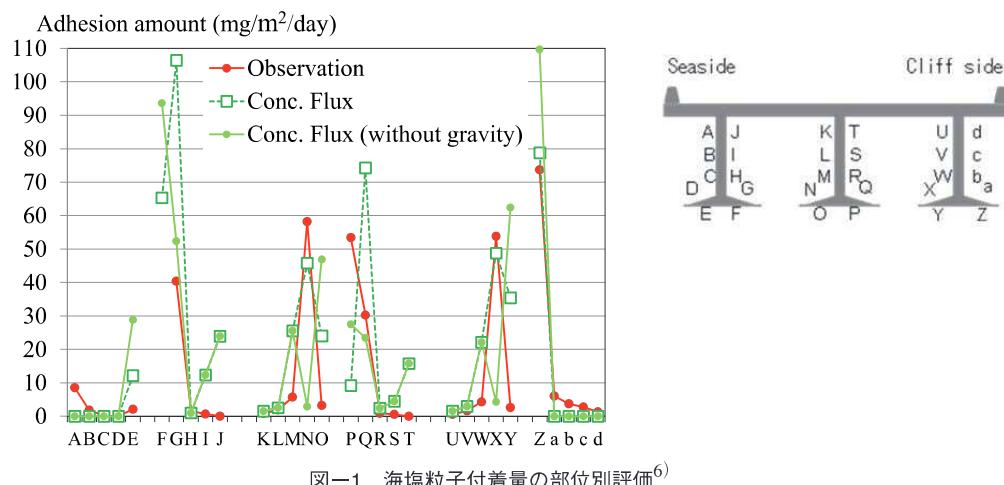


図-1 海塩粒子付着量の部位別評価<sup>6)</sup>

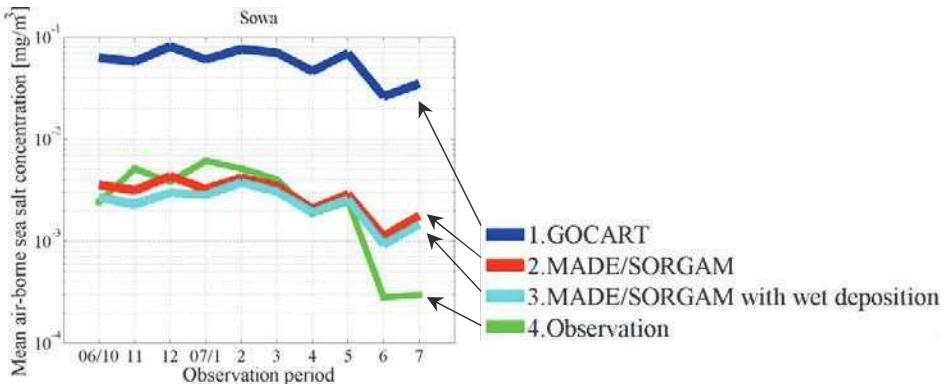


図-2 WRFによる大気中塩分濃度

すのではないか<sup>7)</sup>…。WRFからは日射量も得られるため、室内の結露に関する研究を参考に鋼部材表面における結露量を算出し、さらに鉛直部材表面を流下する水滴のシミュレーションと、洗浄効果に関する実験を行っている。これは橋梁工学研究室の2015年度卒業論文のひとつとして目下取りまとめ中であり、近日中に公表される予定である。

さらに、一連の海塩粒子付着量の評価が可能となれば、塩分濃度、風況その他の気象データの確率モデルを作ることにより、より長期間の付着量のシミュレーションが可能となる<sup>8)</sup>。

以上述べた一連の手法が、冒頭に述べた経済的な維持管理に貢献できるかは、本手法について今後さらに検討を重ねる必要がある。広域的に複数のインフラの管理を、予算に過大な負担をかけず行うなど、夢のまた夢かもしれない。しかし、何か出来そうな気もする。かつ、派生的に新たに見出した課題に挑戦する面白さは、学に身を置けばこそ味わうことができるのかもしれない。趣味的とお叱りを受けるかもしれないが、興味は尽きない。

本件に関して、ご意見、ご批判を賜れば幸いである。

- [1] 土木学会構造工学委員会 平成27年度構造工学セミナー：維持管理・更新・マネジメント技術の高度化に関する研究開発の状況、2015年1月
- [2] 長崎大学道守養成ユニット、<https://michimori.net/>
- [3] 小川重之、香川紳一郎、片山英資、貝沼重信：腐食性生物層の厚さを用いた腐食性評価手法の都市内高速道路への適用、土木学会第69回年次学術講演会、I-572、2014
- [4] <http://www2.mmm.ucar.edu/wrf/users/>
- [5] ISO9225: Corrosion of metals and alloys – Corrosivity of atmospheres – Measurement of environmental parameters affecting corrosivity of atmospheres, 2012.2
- [6] K. Noguchi, H. Shirato, Y. Kaneshiro, S. Hata, T. Yagi, H. Hattori, Quantitative Evaluation of Salinity on Structural Members in Coastal Region, Proc. of the 14th Int. Conf. on Wind Eng. Porto Alegre, USB memory, June 2015
- [7] 梶村修平、宮本重信：鋼橋充腐食部への亜鉛テープ被覆等によるコスト縮減の予測、平成25年度近畿地方整備局研究発表会論文集、調査・計画・設計部門No.17、2013
- [8] 野口恭平、秦聰一朗、金城佑紀、白土博通、八木知己、服部 洋：橋梁表面に付着する部位別塩分量の推定（その2）－付着塩分量の長期予測に向けて－、土木学会大69回年次学術講演会、I-243、2014

# 実務に取り組む技術者の姿勢 ～技術者の良心、技術者倫理とは何か～

取締役 経営企画本部副本部長 永山 弘久



昨年は、当社の橋梁架設現場で技術上のトラブルが連続して発生し、全社をあげてその対応にあたった年となった。さらに今年に入って他社現場で、架設桁を供用中の国道上に落下させるという重大な事故が発生した。一方、業界も事情も全く異なるが、過去に不祥事を起こした自動車メーカーにおいて、最近再び燃費改ざんという新たな不祥事が発覚し会社存続の危機に直面している。

モノづくりの会社あるいは現場でこのようなことが続くと「技術者の良心」とか「技術者倫理」という言葉が連想されるが、このようなことは技術の実務あるいは社会活動の中で自然と身に付くもので他人から教わるものではない、と考える人も少なくないのではないだろうか。

もしトラブルの当事者が自分だったらどう判断はどう対応しただろうか。工程、安全、品質、コスト等がトレードオフの関係になりやすい現実的な実務においても常に正しい判断を下し、技術者倫理あるいは常識的な倫理観に反する行動をとらない自信があるだろうか。技術者の価値観であるはずの「しっかりととしたモノづくり」や「安全な施工」より「経済性の高いモノづくり」を優先してはいないだろうか。

これまで生産の現場で多くのミスや不具合を目の当たりにしてきた経験から「技術者の良心とは何か」「技術者倫理とは何か」の視点で最近の技術実務を幾つか振り返ってみた。

## 1. 初めての〇〇

初物には魔物が潜在していることは、多くのベテラン技術者が経験的に知っていることだろう。初めての材料、初めての構造、初めての工法といった初物に取り組む際は、幅広い関係技術者の「経験に基づいた直観」にも真摯に耳を傾け、取り組むべき課題の重大性や困難さを早期に適正に把握し、通常工事の管理レベルで品質や安全が確保されるのか、当初工程と当初予算で足りるのかを早期に見極めることが重要だ。そして担当者レベルだけではなく会社レベルあるいは発注者まで巻き込んだ議論を尽く

し、技術者の良心、技術者倫理に反しない判断を下すために必要な検討・検証の時間と費用をまずは確保すべきだ。

ここでいう「初めての〇〇」は、標準設計・標準施工の範囲を超えるような自社工場や自社現場でも経験のない技術、あるいは我が国初の〇〇といったような場合だ。というと、極々稀な場合と感じられるが、材料の機能向上や構造の合理化、あるいは急速施工などの新技術が多くの工事で当たり前のように採用され、より新しい技術提案が競うように求められる現在では決して稀なことではない。要するに、現在は「初めての〇〇」が普通の工事の中で当たり前のように求められる時代であり、それに対して何の課題意識もなく通常の管理レベル、管理体制で工事を進め、不具合や事故に突然直面した時、初めて「初めての〇〇」を認識し、事の重大性や困難さに気付くといったお粗末な事態に陥る可能性が高まっている、ということを十分認識しておくべきだ。

## 2. 「できる、できない」の議論の末に

技術実務に限らず、契約上の甲乙の関係や組織上の上下関係の中で「できる、できないの議論はしませんよ、できる案を持って来て下さい」という場面に度々遭遇する。

土木の現場では「できる、できない」は、工事を請負った会社の技術力や工事担当者の知識や経験、あるいは下請会社の技量等にも左右される部分があるし、発注者側の技術的理 解力にも左右される部分もある。また、このような議論は、しばしば路線の開通時期などにより既に決定済みの工事工程や工事予算が背景にあることから発注者の意思も相当に固い。さらには工事を請負う側も、初めから「できない」と諦めることは技術者にとって敗北宣言にも等しいことから、実務においては請負者側から「できない」と申し出ることも、申し出たとしても簡単に発注者の理解を得られることもレアなケースで、ズルズルとした議論に陥り、結局そのまま成り行きで工場製作、現場工事に進んでいく可能性もあるので

はないだろうか。

しかし、ここでの技術論を机上だけの理論や、自分の経験に基づく判断だけに頼るなどと疎かにすると、後々に技術者倫理に反する安全や品質に関わる重大な問題やコスト増を抱え込むだけでなく、工事の規模によっては経営的にも危機的状況に導かれる可能性が高いことを理解しておくべきだ。結果として問題なく工事を終えたとしても、それは設計や計画上の安全率や計算には考慮されていない二次部材等の余剰耐力にも助けられたのだと、技術者として謙虚に反省すべきだ。

技術者は技術的に導かれる事実だけでなく、先輩技術者たちが培ってきた多くの事例を尊重し学ぶことが大切で、それを自分自身の問題として正しく理解し、技術の細かな点まで発注者も含めた関係者に分かりやすく説明する義務を負っている。それは過去の多くの事例から学んだ技術者の直観であり技術者の良心ともいえる。

### 3. 図面どおり、ではなぜダメなのか

図面や仕様書どおりに製作・施工することは契約上の義務である。また、その施工手順も施工計画書やISO社内標準で厳しく規定されている。しかし、図面や施工計画書も人間の手によって、そして色々な経緯を辿って作成されたことも認識しておく必要がある。もしかしたら十分な検討や検証の時間もなく机上だけの理論で作成された図面かもしれないし、うっかりミスが潜在していないとも限らない。また、設計・計画時点では正しかったとしても、施工時点ではその前提となる施工条件や施工能力が設計・計画時点の仮定とは異なるなど、現場の実態が反映されていない指示内容になっているかもしれない。

請負者が図面や施工指示書に潜在するミスや不合理・不適切を見過ごし、そのまま施工を行うことでトラブルや重大な事故が起こるかもしれない。手順書やマニュアルどおりのチェックだけでなく、技術者の経験に基づいた直観もフルに活用して、技術者の良心、技術者倫理に反することはなかろうかと、図面や指示書の内容を疑ってみることも、工事を請負う技術者には必要な姿勢である。

我々施工を請負う技術者は、お客様から頂戴した図面や指示書が全て正しい、その通りにやらなければいけない、と考える癖がついてはいないだろうか。また、入社した時から社内ISO標準手順書が与えられ、手順書どおりやるようにと教育を受けて育った

若い技術者の中には、自分の所掌をしっかりとやっていれば他は関係ない、図面どおり指示書どおりで何がいけないのか、と考える人はいないだろうか。

図面や施工指示書に潜在するミスや不合理・不適切を見過ごしたことで生じたトラブルに対して、契約上の係争には勝てるかもしれないが、技術者の良心、技術者の倫理には大きく反していることがある。お客様との信頼関係や土木屋としてのプライドがあるならば、図面や指示書の全てを前提とするのではなく、自分の経験に基づく直観や会社が培ってきた多くの事例を踏まえて導かれた技術的事実を発注者も含めた関係者に勇気をもって説明し、そして理解してもらうための努力を惜しまない姿勢が我々施工を請負う技術者に求められている。

### 4. その行為、胸を張って家族に話せますか？

ある会社のコンプライアンス標語だそうだ。

取引業者との癒着による個人的な金銭あるいは物品の強要や経費の使い込み等と聞くと、やってはいけないことだと全ての人が答えるだろう。技術者倫理というより従業員倫理、むしろ法律に抵触する犯罪として処理されるべきだ。しかし、従前から慣習的にやっていたこととして、その行為に対する意識も薄く、本人は気付かないうちに倫理に反することに手を染めているかもしれない。また、長く同じ業務を続けていると外部からの不当な働きかけもあるかもしれない。

時代が変わり世の中の価値観も大きく変わった今、旧時代だったら大目に見て許されていたことも、厳しく責任を問われる時代である。

その行為・・・

胸を張ってあなたの家族に話せますか？

見つからなければ大丈夫と思っていませんか？

第三者としてそれを聞いたらどう思いますか？

やや具体性に欠けた評論となったことはご容赦頂きたいが、設計、計画あるいは施工上のミスや不具合は技術者だから発見できる、いや技術者にしか発見できない。ミスや不具合に直面した時、あるいは事故の前兆や不正を発見した時、技術者はどう対応すべきか、その指針となるのが技術者倫理だろう。技術者としての良識が問われている今、「技術者の良心」「技術者倫理」について組織として会社として改めて学習と訓練が必要な時期にきているのではないだろうか。

# 歩道拡幅用FRP床版に関する実験的研究 (ブレケット支持タイプ)

## Experimental Study on the FRP Sidewalk Deck for Widening (Bracket Supporting Type)



久保圭吾<sup>\*1</sup>  
Keigo KUBO



田村修一<sup>\*2</sup>  
Shuichi TAMURA



保呂秀次<sup>\*3</sup>  
Hidetsugu HORO



角間恒<sup>\*4</sup>  
Ko KAKUMA



岡田慎哉<sup>\*5</sup>  
Shinya OKADA



松井繁之<sup>\*6</sup>  
Shigeyuki MATSUI

### 要旨

近年の交通安全対策の観点から、歩道の拡幅要望が増加しており、特に道路橋では必要幅員が確保されない橋梁が数多く存在することから、橋梁の歩道拡幅が急務となっている。このような背景の下、軽量で耐食性に優れるガラス繊維強化プラスチックを用いた道路橋の歩道拡幅構造を考案した。本研究では、既設の橋梁や橋台に設置したブレケットおよび支持桿で支持されたFRP床版を対象に、実物大床版供試体を用いて群集荷重および高欄への水平荷重に着目した静的耐荷力実験を実施した。また、FRP床版に適用する舗装を検討するため、各種舗装の付着試験を実施した。これらの耐荷力試験の結果、いずれも実用上十分な耐荷力を有していることが確認できた。また、舗装の種類としては、いずれの舗装も適用上問題ないことが確認できたが、FRP床版上への適用に際しては、死荷重軽減の観点からニート舗装が良いことが確認できた。

キーワード：歩道拡幅、FRP、耐荷性能、舗装

### 1. はじめに

歩道および歩行者自転車道においては、道路構造令で歩行者、自転車、車いす同士がスムーズにすれ違うために確保すべき幅員が規定されているが、既存の道路橋においては、建設当時の基準で作られていることから必要幅員が確保されていない橋梁が数多く存在しており、歩道の拡幅による使用者の安全対策が求められている。

このような場合、死荷重が過剰にならないように鋼製歩道を添架する方法が考えられるが、上部工重量の増加により既設桿の補強や下部工の補強等が必要となる場合もあり、さらなる軽量化が望まれている。また、路面の

滯水による鋼材の腐食はもとより、海岸部や凍結防止剤を散布する積雪寒冷地では、塩害により鋼材の腐食が促進されることから、耐食性に優れた材料の選定が必要となる。このような背景のもと、軽量、高強度で、耐食性に優れるGFRP製（ガラス繊維強化プラスチック、以下、FRP）の床版を用いた歩道拡幅工法を考案し、過年度の研究において床版上載タイプの工法についての検討<sup>1),2)</sup>を行ってきた。

本研究では、図-1に示すブレケット支持タイプの自転車歩行者道の拡幅構造を対象に、実橋への適用性を確認するため、実物大の試験体を用いた静的載荷試験を実施した。

また、FRP床版上に地覆、高欄を設置する場合、高欄基部の耐荷性状の検討が必要となる。このときの防護柵としては、①自動車に対するボックスビーム（車両用防護柵）、②自転車道と歩道の境界部の横断防止柵、③歩道用の転落防止柵が考えられ、3種の実物大の防護柵を模擬した供試体に、水平荷重に対する静的載荷実験を実施した。

さらに、FRP床版の歩行面にはすべり止めとして舗装を施すがFRP床版の変形への追随性およびFRPとの接着

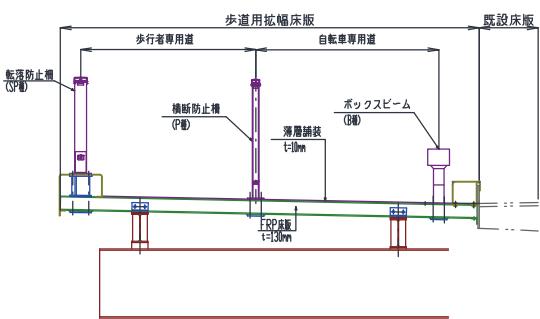


図-1 FRP拡幅床版の構造

\*1 営業本部橋梁営業部 FRP・保全開発グループ担当リーダー

\*2 千葉工場技術研究所生産技術グループ副主任

\*3 千葉工場技術部設グループ係長

\*4 (国研) 土木研究所寒地土木研究所

\*5 北海道開発局留萌開発建設部

\*6 大阪大学名誉教授

性が課題となる。このため、舗装材料を変えた要素試験を実施し、適用性の検証を行った。

本論文では、これらの一連の実験結果に関して報告し、実橋床版への適用性に関して報告する。

## 2. FRPパネル（単体）の材料特性確認試験

### (1) 試験概要

FRP材単体の耐荷性状を調べるため、 $\pi$ 形断面のGFRP引抜成形材一枚を用いた載荷試験を実施した。このときの供試体の概要を図-2に示す。試験は、全長3900mm、幅600mmの $\pi$ 形断面のFRP材を用い、支間2400mmの単純支持とした。荷重は、リブ2本に均等に載荷できるよう200mm×500mmの載荷板を用い、支間中央に載荷した。このとき、設計計算による群集荷重での曲げモーメント(7.916kN·m/m)と等価となる載荷荷重(3.95 kN)を設計荷重とした。表-1に、使用したFRP素材の材料特性

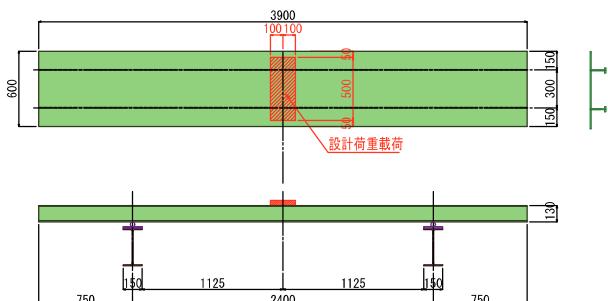


図-2 材料特性確認試験の供試体概要図

表-1 FRP素材の材料特性

	引張強度 (MPa)	引張弾性率 (GPa)	曲げ強度 (MPa)	引張弾性率 (GPa)
底板長手方向	379.0	28.0	-	-
底板幅方向	78.0	10.0	156.0	16.0

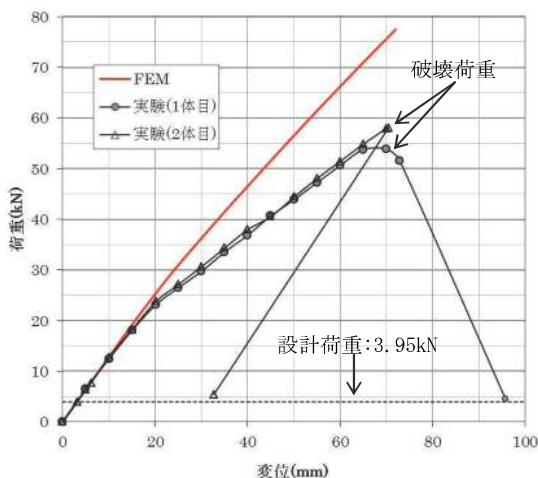


図-3 荷重と鉛直変位の関係（単体パネル）

を示す。

### (2) 実験結果

図-3に、載荷点直下フランジにおける荷重と変位の関係を示す。ここで、図中のFEMは、FRP成形材を直交異方性材料でモデル化した幾何学的非線形を考慮した大変形FEM解析の結果である。実験では、荷重の増加とともに変位が線形的に増加し、20kN程度の載荷初期の状態では、FEM解析結果による荷重-変位関係とおおむね一致している。しかしながら、荷重25kNを変曲点に剛性が変化し、実験値の傾きが小さくなつた。これは、この頃から生じていた、写真-1に示すようなFRP床板上フランジの面外変形の影響であり、その後1体目は荷重53.9kNで、2体目は58.1kNで荷重が低下し破壊に至つた。この得られた最大荷重は、いづれも設計荷重3.95kNの14倍程度であり、FRP床版が極めて高い耐荷力を有することがわかつた。

FRP材の破壊は、写真-1の供試体破壊時の写真より、載荷板エッジからの上フランジとリブの隅角部におけるせん断破壊の後、フランジのガラス繊維界面における板厚方向のき裂が発生する形態となつた。なお、FRP床板では、隣接するFRP材と接着剤とブラインドリベットで固定されることから本実験のような自由端ではなく、実構造物ではフランジの面外変形が拘束される。このため、



載荷途中



供試体破壊後

写真-1 単パネル鉛直力載荷試験の状況

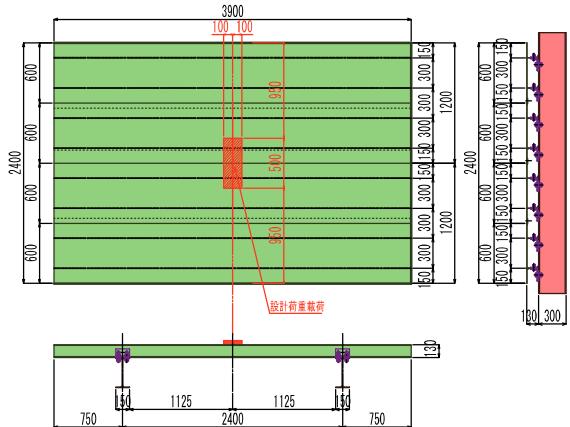


図-4 鉛直力載荷試験（分布荷重）の供試体概要図

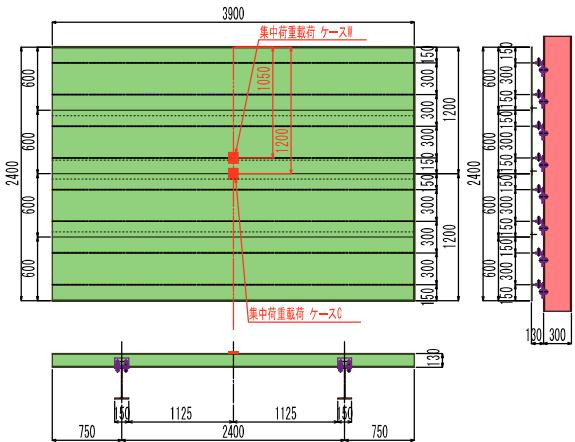


図-5 鉛直力載荷試験（集中荷重）の供試体概要図

実際のFRP床版での破壊荷重は、実験値より大きくなると推察される。

### 3. 鉛直力載荷試験

#### (1) 試験概要

FRP床版には、活荷重として群集荷重が載荷される。このため、活荷重に対する耐荷性状を確認するため静的載荷試験を行った。図-4,5に、鉛直力載荷試験に使用する供試体の概要を示す。供試体は、全長3900mm、幅600mmのFRP材を橋軸方向に4枚並べ、継手部をエポキシ樹脂系接着剤とブラインドリベットで接合した。載荷は、群集荷重を想定した等分布荷重載荷と、人が爪先で立った時を想定した集中荷重載荷の2ケースとした。なお、等分布荷重載荷では、床版面上に均等に荷重を載荷できないことから、荷重の偏載を考慮して中央2本のリブ上の支間中央に200mm×500mmの載荷板を介して載荷した。このとき、供試体中央の曲げモーメントが、群集

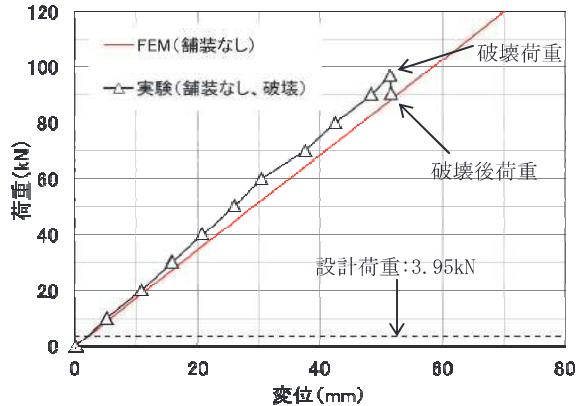


図-6 荷重と鉛直変位の関係（等分布荷重）

荷重による設計曲げモーメント ( $7.916\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ ) と等価となる載荷荷重 (3.95 kN) を設計荷重とした。一方、集中荷重載荷では、人の荷重を想定した1.5kN (面積: 100mm×100mm) をリブ間およびリブ上に載荷した。

#### (2) 実験結果

図-6に、等分布載荷時の載荷点直下フランジにおける荷重と変位の関係を示す。図中には、線形FEM解析を行った結果も併記した。これより、実験値は荷重の増加とともに変位が線形的に増加し、荷重60kN程度で剛性がわずかに低下した後、96.9kNで荷重が低下し破壊に至った。パネル単体での載荷試験と比べて破壊荷重が30kN程度大きな値となっているが、これはパネルを組み合わせることによる床板の面外変形が抑制されることと、隣接するFRP材への荷重の分配によるものと考えられる。このときの最大荷重96.9kNは、設計荷重3.95kNの24.5倍であり、FRP床版が活荷重に対して極めて高い耐荷力を有することが確認できた。また、実験結果とFEM解析結果は概ね一致しており、破壊荷重は推定できないものの破壊に至るまでの挙動についてFEMで概ね再現できると考えられる。

写真-2に、等分布荷重載荷試験後の供試体の損傷状況を示す。FRP床版の破壊は、床版とリブの接合部のせん断破壊、およびFRP材のラップ継手部の断面変化位置における繊維方向のき裂であった。これはFRP引抜成形材が、繊維方向に対して繊維直角方向の強度が小さい異方性材料であることに加え、リブ取付部やラップ継手部の断面急変部では、応力集中が生じるためと考えられる。ただし、供試体が破壊した後も90kN程度の荷重を保持しており、FRP床版が局所破壊しても全体崩壊に至るような破壊形態とならないことが確認できた。

リブ間に集中荷重を載荷したケースの荷重直下のリブにおける荷重と変位の関係を、図-7に示す。実験では、等分布荷重載荷時と同様に荷重の増加とともに変位が線形的に増加し、22.0kNで荷重が低下し破壊に至った。このときの荷重は、等分布荷重載荷時と比較して1/4以下となっており、等分布載荷をリブ1本分に換算したとしても小さい値となっている。これは、載荷板が小さいことから載荷点直下の局所的な応力集中の影響と考えられる。ただし、このときの破壊荷重22.0kNは、想定した集

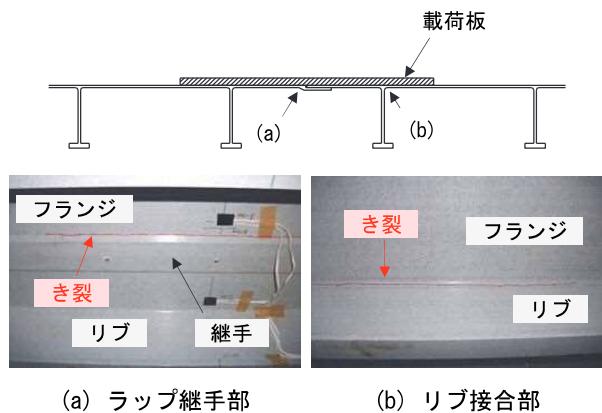


写真-2 鉛直力載荷（分布）試験の供試体損傷状況

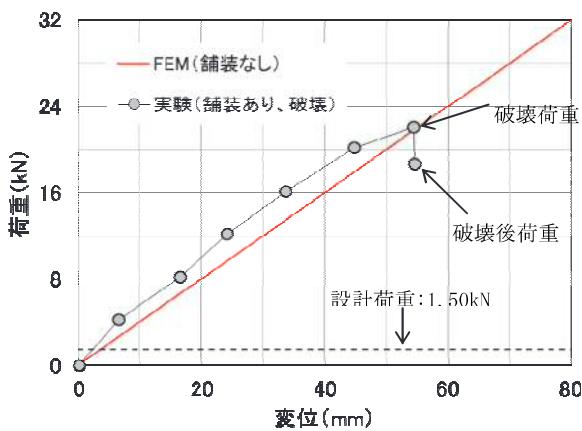


図-7 荷重と鉛直変位の関係（リブ間集中荷重）



写真-3 リブ間集中荷重載荷試験後の損傷状況

中荷重1.5kNの約15倍であり、集中荷重載荷時においてもFRP床版は高い耐荷力を有することが確認された。また、FEM解析結果についても等分布載荷のケースと同様に実験結果とよく一致しており、破壊までの挙動を概ね再現可能であると判断できる。

**写真-3**に、集中荷重載荷試験後の損傷状況を示す。これより、リブ間に21kN載荷した状態においても、FRP 繼手部のずれが見られるものの、他に大きな変状はなく、実用上十分な耐荷力を有していることが確認できた。

#### 4. 水平力載荷試驗

## (1) 試験概要

実験に使用した供試体の概要を図-8に、各高欄の基部の構造詳細を図-9に示す。FRP床版は、π形断面のGFRP引抜成形材を用いており、本供試体では、全長3900mm、幅600mmのFRP材を橋軸方向に4枚並べ、継手部をエポキシ樹脂系接着剤とブラインドリベットで接合した。各防護柵基部は、荷重に応じて、転落防止柵はFRPリブ3本、横断防止柵はFRPリブ2本、ボックスビームはFRPリブ6本を、床版上面と下面の鋼材でFRP床版をボルトで挟み込む構造とした。

載荷は、各高欄頂部をチェーンブロックで引込むこと

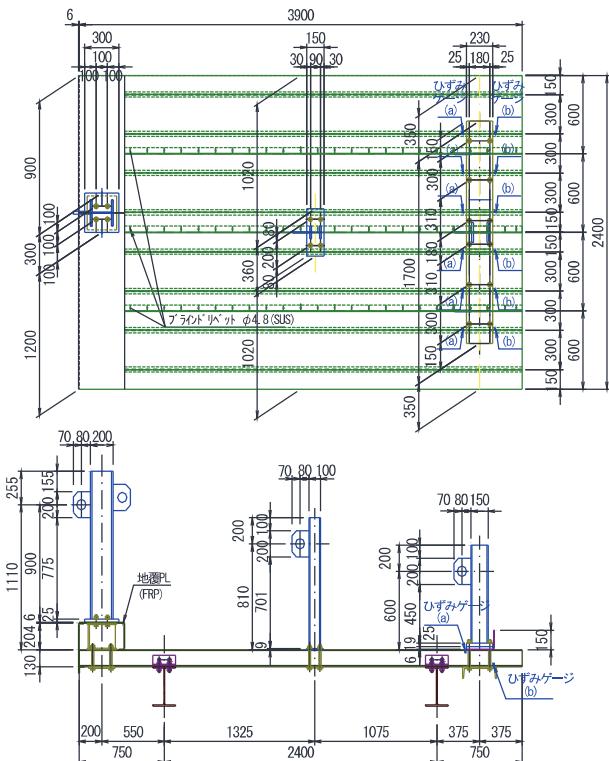


図-8 水平力載荷試験の供試体概要図

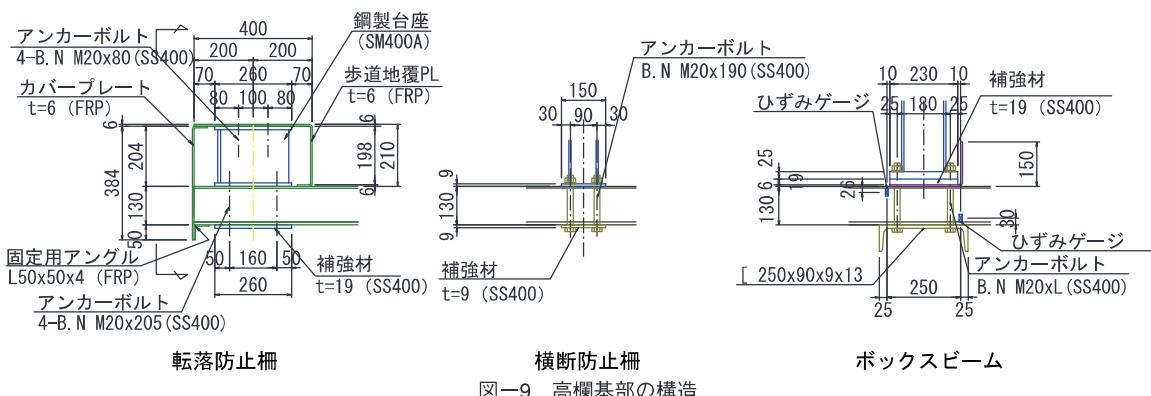


図-9 高欄基部の構造

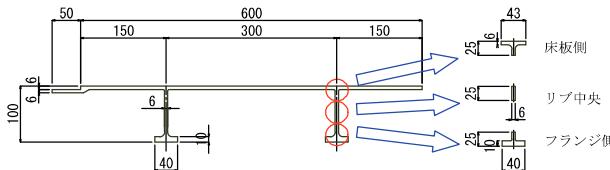


図-10 圧縮試験の概要

表-2 FRPリブの材料特性

	圧縮強度 (MPa)	圧縮弾性率 (GPa)
床版側	101.0	10.0
リブ中央	101.0	13.0
フランジ側	106.0	11.0

で実施し、破壊に至るまで荷重を漸増させた。このときの設計荷重は、防護柵に作用する水平荷重（転落防止柵：6.0kN、横断防止柵：1.17kN、ボックスビーム：25.0kN）である。

FRPの材料試験は、通常、長手（繊維）方向のみ実施しているが、高欄基部のFRPリブには幅（繊維直角）方向に圧縮力が作用する。このため、図-10に示す位置の供試体を採取し、JIS K 6911に準じた圧縮試験を実施した。表-2に、FRPリブ材の圧縮試験結果を示す。これより、床版側の強度、弾性率が若干小さいものの、部位による差はほとんどないことがわかった。

## (2) 試験結果および考察

実験結果による荷重と水平変位の関係を図-11に示す。なお、転落防止柵については実験を模擬したFEM解析結果も併記した。このときの水平変位の計測点は、図-8に示す各高欄の載荷点の位置である。

転落防止柵は、荷重の増加とともに変位が若干大きくなる傾向はあるものの概ね線形的に増加し、荷重15.0kNのときにFRP床版の防護柵基部のウェブ上端にき裂が発生（写真-4）して荷重が低下した。この破壊荷重は、

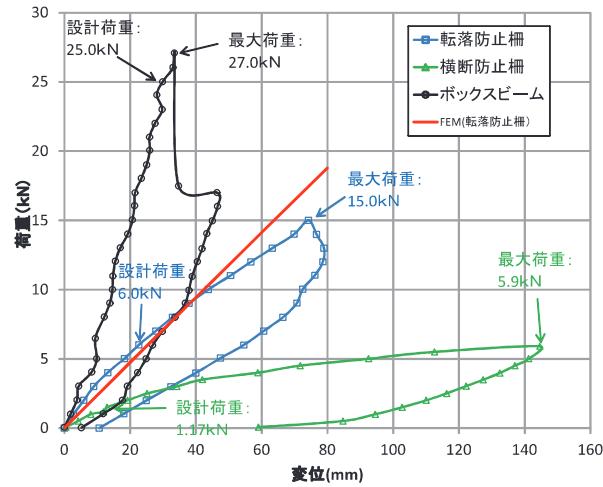


図-11 荷重と水平変位の関係

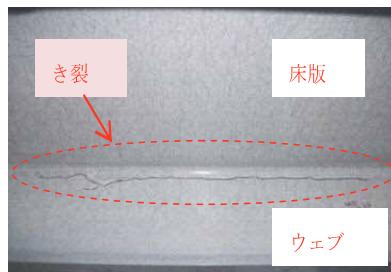


写真-4 ウェブの損傷状況

リブ2本で挟み込む構造とした転落防止柵の載荷試験結果<sup>3)</sup>（最大荷重12.1kN）に対して2割程度が増加している。これは、今回の防護柵基部が、図-12に示すようにリブ3本で挟み込む構造としたことによるものであり、高欄基部の荷重を受け持たせるリブ本数を増やすことで、耐荷力が向上することが確認された。また、載荷時の変位に、破壊まで急変箇所が見られないことから、FRP床版、鋼製台座、高欄のそれぞれの間での滑りは生じていないと推察できる。なお、FEM解析による荷重-変位関係は、実験結果と概ね一致している。

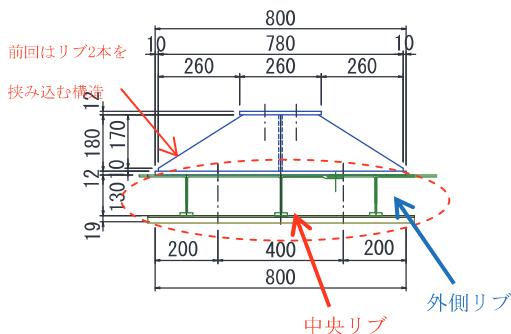


図-12 転落防止柵基部の側面構造

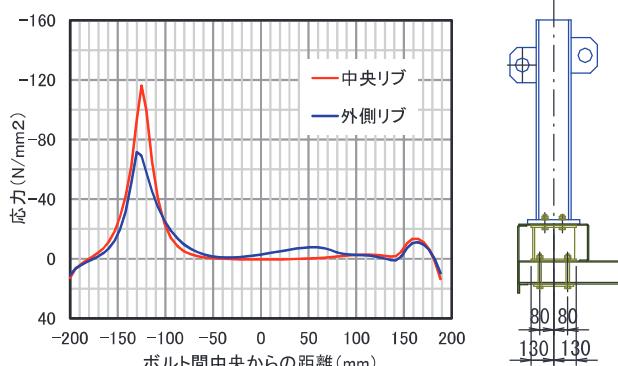


図-13 リブの応力分布 (FEM解析:荷重15kN時)

リブの荷重分担傾向の詳細を確認するため、FEM解析結果から得たリブの応力分布を図-13に示す。中央リブ、外側リブ共に台座プレートの端部の圧縮応力が卓越する結果となり、この圧縮力をグラフの積分区間の面積から、各リブにおける圧縮力の分担力を算出すると、圧縮力分担比は外側／中央=0.75となる。これを前回の試験の分担率（リブ2本で分担）と比較すると、耐力が25%増加する結果となり、耐力の増加率が試験結果と同程度となることがわかる。このとき、応力分布の形状はリブ本数によらないため、各リブでの分担率を考慮することで、耐力の計算が可能であることがわかった。

横断防止柵については、最大荷重5.9kNの時点で載荷用柱基部の鋼材が降伏（写真-5）し、変形が大きくなつたため試験を終了した。

これらより、転落防止柵、横断防止柵共に設計荷重6.0kN、1.17kNに対して2.5倍、5倍程度の最大荷重を持ち、かつ実構造では高欄の剛性による荷重分配も考えられることから、本構造は十分な安全性を有していると考えられる。

一方、ボックスビームは、設計荷重25.0kNとほぼ同程度の最大荷重27.0kNの時点でウェブ上端よりき裂が発生する結果となった。しかしながら、この設計荷重は自動



写真-5 横断防止柵基部の鋼材降伏状況

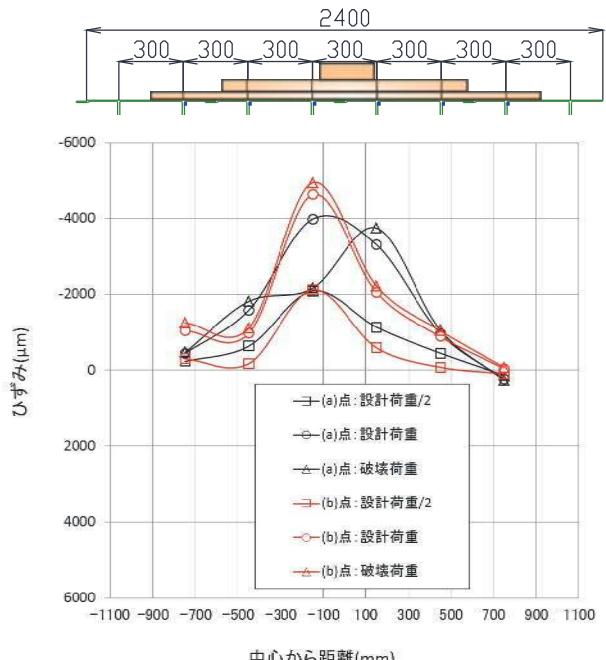


図-14 ボックスビーム基部の各リブ位置における鉛直ひずみの分布

車の衝突を想定して設定されたものであり、今回の拡幅歩道におけるボックスビームは、自転車帯と自動二輪帯の間に設置されることから、過大な設計荷重となっていると考えられる。したがって、実用上想定される衝突荷重においては、十分な耐荷力を持つと推察できる。

図-14にボックスビーム基部のFRPリブ位置における鉛直ひずみの分布を示す。計測位置は図-8,9に示す(a)点、(b)点である。これより、鋼材でリブ6本を挟み込んでいるものの、両端のリブのひずみが小さい傾向が見られる。これは、鋼材の剛性による荷重分配が十分でなかったためと考えられる。なお、表-2の試験結果より、FRPの圧壊時のひずみは $10000\mu$ 程度となるが、水平載荷試験の結果では、最大ひずみは $5000\mu$ 程度となっている。これは、リブの水平方向の変形によるせん断力の作用により、圧縮破壊に到達する前にせん断破壊したものと考えられる。

表一3 FRP床版への舗装の種類

舗装仕様	ニート舗装	樹脂モルタル舗装	ゴムチップ舗装
	エポキシ樹脂+セラミック骨材	エポキシ樹脂+骨材(珪砂)	ウレタン樹脂+カラーゴムチップ
FRP床版への適用事例	FRP床版 樹脂系滑止舗装 Bently Creek Bridge-歩道(米国)	樹脂モルタル舗装 FRP床版 Bennetts Creek Bridge-車道(米国)	車道のため剥離が生じているが歩道では問題ないと思われる 羽咋巣門自転車道13号橋(石川県)
一般的厚さ	3mm程度	10~20mm	8~20mm
特徴	超薄層で滑り抵抗性が大きい	薄層仕上がり可能で滑り抵抗性が大きい	弾性舗装で歩行感が良く透水性が有る

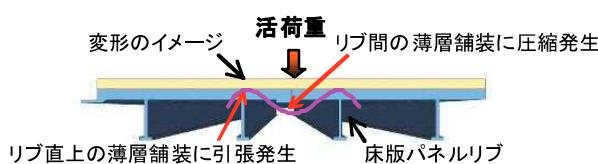


図-15 変形のイメージ

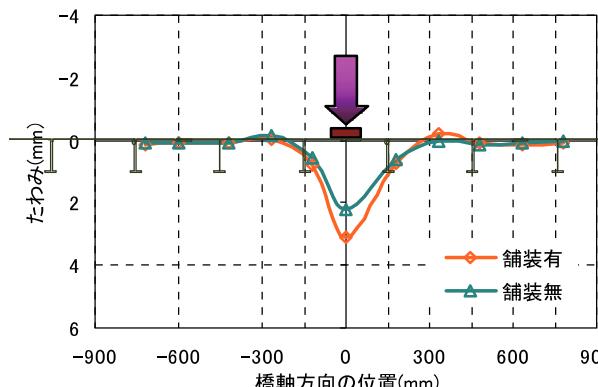


図-16 たわみ分布（設計荷重 1.5kN）

## 6. 各種舗装の適用性確認試験

### (1) 試験概要

舗装は、一般的にアスファルト舗装が用いられているが、歩道の拡幅に用いる場合には死荷重の増加が課題となる。このため、国内外でFRP床版に対して施工実績があり、舗装厚もアスファルト舗装等と比べ薄く死荷重の軽減が図れる表-3に示すニート舗装、ゴムチップ舗装、樹脂モルタル舗装の3種類に関してFRPの付着性、FRPの変形に対する追随性の検討を行うこととした。

### (2) 実物大載荷試験結果

舗装の変形に対する追随性を確認するには、FRP床版の変形特性を把握する必要がある。本床版では、300mm間隔に設けたリブを有するπ型断面であることから、リ



写真-6 試験状況（最大荷重21kN載荷時）

ブ間の変形が大きくなるものの、歩道の活荷重 (5.0kN/m<sup>2</sup>) が等分布荷重のため、リブ間の変形はほとんど生じない結果となる。このため、図-5に示す実物大供試体で、爪先で立った時を想定した荷重1.5kN (面積: 100mm×100mm) をリブ間、リブ上に載荷したときの変形曲率が等価となるような変位を用いて設計変位を設定した。なお、舗装の有無による変形の違いを調べるために、床版上にニート舗装を施したものと、舗装なしのもので試験を実施した。リブ間に載荷した場合の変形のイメージを図-15に、支間中央部のたわみ分布を図-16に示す。これより、舗装有り供試体のたわみが、舗装無し供試体のものより大きい傾向が見られるが、後述の曲げ試験結果では舗装が剛性に寄与していることから、支持桁取付部のずれ等の影響と考えられる。

FRPの変形を計測後、舗装有り供試体では、ケースCの載荷位置で破壊まで試験を継続した。この結果、写真-6に示すように、リブ間に21kN載荷した状態においても、FRP継手部の損傷変形によるニート舗装の割れの他

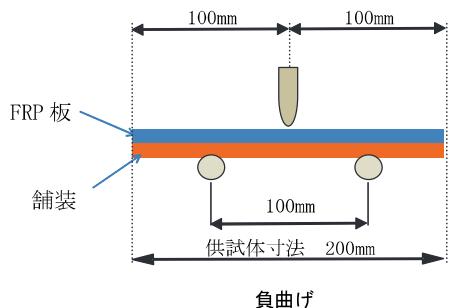
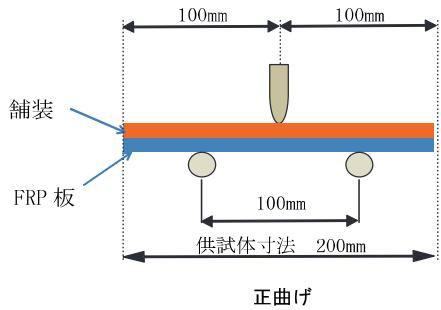


図-19 曲げ試験方法

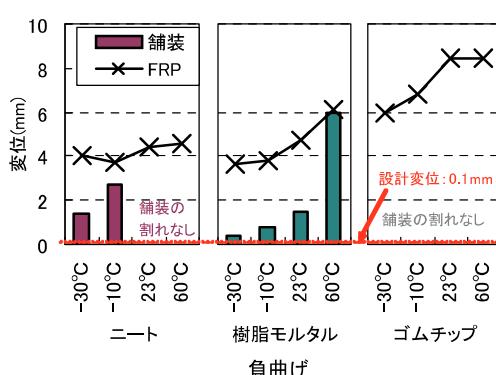
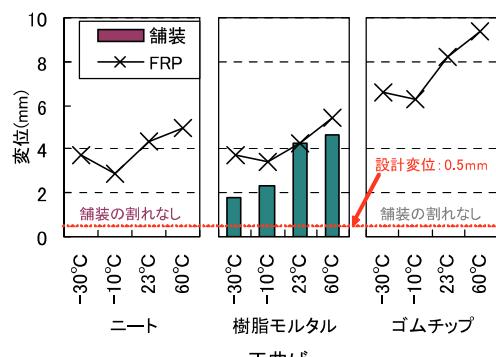


図-20 ひび割れ時の変位量

は大きな変状がないことから、実用上十分な変形追随性を有していることが確認できた。

### (3) 曲げ試験

各舗装の変形追随性を確認するため、小型試験片による曲げ試験を実施した。試験は、200mm×100mmのFRP

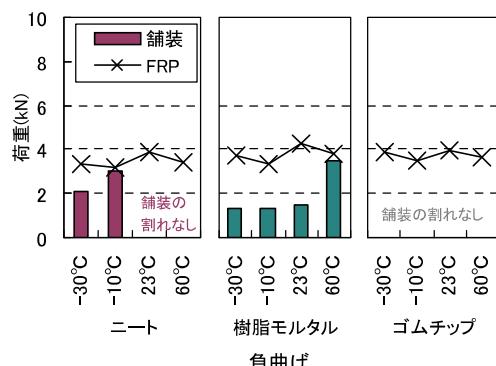
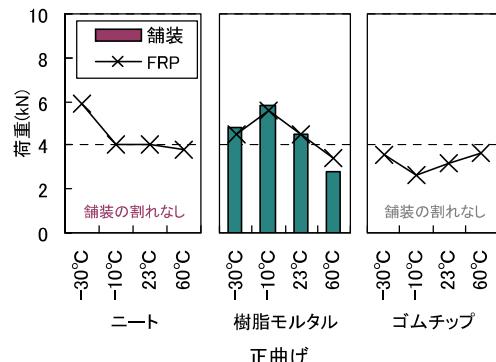


図-21 ひび割れ時の荷重

板に舗装を施した供試体を用い、支間100mmの3点曲げ試験とした。図-19に試験方法の概要を示す。このときの設計変位は、図-18の試験結果の変形曲率と本試験による曲率が同等となる変位を設計変位として設定（正曲げ0.5mm、負曲げ0.1mm）した。試験時の温度は、温度の違いによる性状を確認するため、-30°C、-10°C、23°C、60°Cの4種類で実施した。

ひび割れ時の変位量を図-20に示す。これより、いずれの供試体も、試験温度によらず設計たわみ量に対して十分な追随性を有していることが確認できた。ただし、樹脂モルタル舗装では正曲げ、負曲げともに舗装の割れがFRP母材より先に生じているが、ニート舗装、ゴムチップ舗装では、負曲げのニート舗装低温時を除いて、FRP母材の破断まで舗装が変形に追随できることがわかった。

図-21に、ひび割れ時の荷重を示す。正曲げでは、低温時のニート舗装、樹脂モルタル舗装の破壊荷重が、高温時と比べて大きい傾向が見られることから、低温時は、ニート舗装と樹脂モルタル舗装が、床版の剛性に寄与することがわかる。ただし、負曲げでは、いずれの舗装も剛性に寄与しないことがわかる。写真-9に負曲げ-30°Cの試験終了時の状況を示すが、FRPの割れは、い

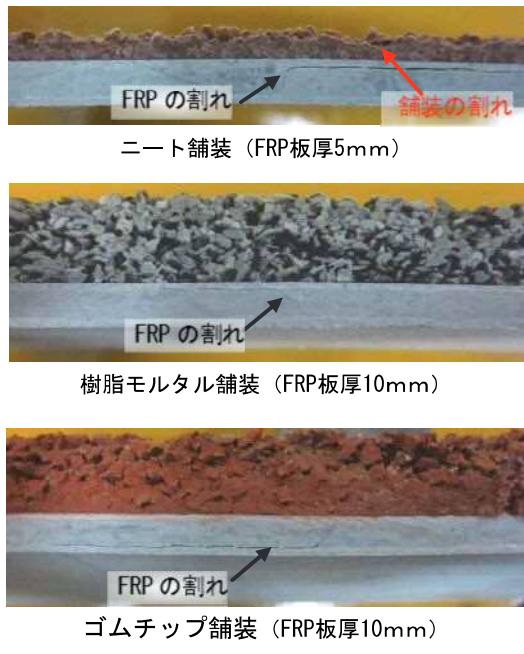


写真-9 試験終了時の状況（負曲げ-30°C）

ずれもガラス繊維の界面に沿った水平なひび割れとなることがわかった。

## 7.まとめ

FRP床版に対する一連の実験により、以下のことが明らかになった。

- (1) FRP成形材の単体パネルでの鉛直荷重実験結果は、載荷初期の状態では、FEM解析結果による荷重-変位関係とおおむね一致しているが、荷重25kNを変曲点にFRP床板の面外変形の影響により、剛性が変化し、実験値の傾きが小さくなった。破壊荷重は設計荷重3.95kNの14倍程度であり、FRP床版が極めて高い耐荷力を有することがわかった。また、実際のFRP床版での破壊荷重は、隣接するFRP材と接着剤とブラインドリベットで固定されることから本実験のような自由端ではなく、実構造物ではフランジの

面外変形が拘束されるため、実験値より大きくなると推察される。

- (2) 鉛直荷重に対しては、設計荷重の24.5倍と、極めて高い耐力を有することが確認できた。また、破壊形態は、上フランジとリブの接合部のせん断破壊であるが、せん断破壊しても破壊時と同程度の荷重を保持しており、崩壊に至るような破壊形態とならないことが確認できた。
- (3) FRP床版の転落防止柵、横断防止柵の取付部は、設計水平荷重に対して十分な耐力を有していることが確認できた。また、ボックスビームに対しては、自動車の衝突を想定して設定された設計荷重とほぼ同程度の耐荷力であり、自動二輪に対しては十分な耐荷力を持つことがわかった。
- (4) FRP床版に対する舗装は、ニート舗装、ゴムチップ舗装、樹脂モルタル舗装のいずれも、-30°Cから60°Cの温度領域における正曲げ・負曲げに対してFRP床版の変形に追随しており、供用時に想定されるたわみに対しては十分な適用性を有することがわかった。

## ＜参考文献＞

- 1) 角間恒、岡田慎哉、久保圭吾、松井繁之：FRPを用いた道路橋歩道拡幅構造の耐荷性能に関する研究、土木学会構造工学論文集、Vol.60A、pp.1150-1158、2014.
- 2) 久保圭吾、角間恒、岡田慎哉、松井繁之：歩道拡幅用FRP床版に関する実験的研究（床版上載タイプ）、宮地技報、No.28、pp.5-10、2015.
- 3) 久保圭吾、角間恒、岡田慎哉、松井繁之：FRPを用いた歩道拡幅床板における高欄基部の耐荷性能、土木学会第68回年次学術講演会、I-424、pp.847-848、2013.

2016.7.16 受付

# 傾斜角及び回転角を有する鋼床板デッキプレートの 片面サブマージアーク溶接

## One-side Submerged Arc Welding of Steel Floor Deck Plate having Inclination and Rotation Angles



田 村 修 一<sup>\*1</sup>  
Shuichi TAMURA



三 枝 洋 昭<sup>\*2</sup>  
Hiroaki SAEGUSA



村 上 貴 紀<sup>\*3</sup>  
Takanori MURAKAMI



岩 寄 健 治<sup>\*4</sup>  
Kenji IWASAKI



西 田 正 人<sup>\*5</sup>  
Masato NISHIDA

### 要 旨

「横浜港臨港道路南本牧ふ頭本牧線（I・II工区）高架橋上部工事」の鋼床版デッキプレートの縦シームの現場突合せ溶接は、支点プロックの地組立溶接を除き、サブマージアーク溶接による施工を計画している。本橋の縦断勾配と横断勾配は大きく、過去の実績で例が少ない条件のため、本橋の勾配でのサブマージアーク溶接の溶接条件を確認するために溶接施工試験を行った。

キーワード：片面サブマージアーク溶接、溶接施工試験

### 1. はじめに

現在建設中の南本牧ふ頭と本牧ふ頭を連結する横浜港臨港道路は、ふ頭間を連結することでコンテナ輸送効率化を図るとともに、高速道路ネットワークとの直結による横浜港の集荷環境が強化され、さらに南本牧ふ頭へのアクセスとして大規模災害時のリダンダンシー確保にも寄与する。

「横浜港臨港道路南本牧ふ頭本牧線（I・II工区）高架橋上部工事」は、I工区のIA1～IP3の3径間連続非

合成鋼桁、II工区のIP3～IP4の4径間連続鋼床版箱桁（上り線、下り線）であり、本工事の工事概要を下記に示す。

発注者：国土交通省 関東地方整備局 京浜港湾事務所

工事名：横浜港臨港道路南本牧ふ頭本牧線（I・II工区）高架橋上部工事

路線名：臨港道路南本牧ふ頭本牧線

受注者：MMB・宮地特定建設工事共同企業体

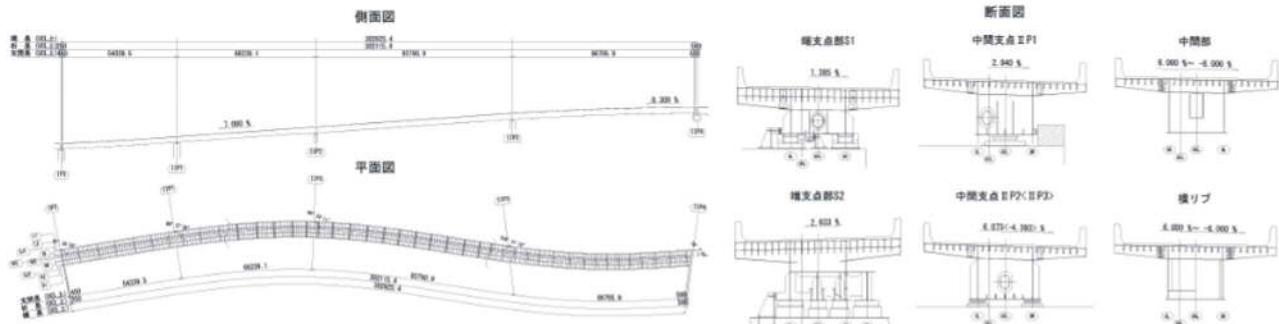


図-1 II工区上り線橋梁一般図

\*1 千葉工場技術研究所生産技術グループ副主任

\*2 千葉工場技術研究所生産技術グループ

\*3 千葉工場技術研究所生産技術グループグループリーダー

\*4 エム・エム ブリッジ(株)

\*5 工事本部橋梁工事部橋梁工事グループ係長

II工区の鋼床版箱桁における鋼床版デッキプレートの縦シームの現場溶接は、支点ブロックの地組立溶接を除き、片面サブマージアーク溶接による施工を計画している。本橋の縦断勾配と横断勾配は大きく、過去の実績で例が少ない条件のため、本橋の勾配での片面サブマージアーク溶接の溶接条件を確認するために溶接施工試験を行った。

本工事範囲のうち、特に縦断勾配と構断勾配が大きい「II工区上り線（図-1）」に着目し、この橋梁の縦断勾配（鋼重等によるたわみ分のキャンバーも含む）と横断勾配を格点ごとにまとめたものを表-1に示す。

表-1 II工区上り線の縦断勾配と構断勾配

上り線	縦断勾配(%)	横断勾配(%)	上り線	縦断勾配(%)	横断勾配(%)
S1	5.0	1.5	C26	7.4	3.6
C1	5.2	1.5	C27	7.3	3.0
C2	5.4	1.5	C28	7.1	2.4
C3	5.6	1.5	C29	7.0	1.8
C4	5.8	1.5	C30	6.8	1.2
C5	6.0	1.6	C31	6.7	0.6
C6	6.2	2.0	C32	6.6	0.03
C7	6.5	2.3	C33	6.6	0.6
C8	6.7	2.7	C34	6.7	1.2
C9	6.8	2.9	C35	6.7	1.7
II P1	6.8	2.9	C36	6.6	2.3
C10	6.9	3.4	II P3	地組立	
C11	7.0	3.7	C37	6.3	3.5
C12	7.1	4.1	C38	6.1	4.1
C13	7.1	4.4	C39	5.9	4.7
C14	7.0	4.8	C40	5.6	5.2
C15	7.0	5.1	C41	5.3	5.8
C16	6.9	5.5	C42	4.8	6.0
C17	6.8	5.9	C43	4.2	6.0
C18	6.9	6.0	C44	3.7	6.0
C19	6.9	6.0	C45	3.2	5.8
C20	7.1	6.0	C46	2.6	5.3
II P2	7.2	6.1	C47	2.0	4.9
C21	7.4	6.0	C48	1.5	4.5
C22	7.5	5.9	C49	1.0	4.0
C23	7.6	5.4	C50	0.4	3.6
C24	7.6	4.8	C51	0.1	3.2
C25	7.5	4.2	S2		

## 2. 溶接施工試験要領

### (1) 鋼材

試験体の材質は全てSM490YAとした。使用した鋼材の化学成分及び機械的性質を表-2に示す。

表-2 鋼材の化学成分及び機械的性質

鋼材の種類	板厚 (mm)	C	Si	Mn	P	S	Cu	(%)
SM490YA	12	0.16	0.28	1.40	0.01	0.00	0.01	
		Ni	Mo	Cr	Nb	Ceq	Pcm	
		0.01	0.01	0.04	0.01	0.41	0.24	
		降伏点 (耐力)	引張強さ	伸び				
		N/mm <sup>2</sup>	%					
		436	552	27				

### (2) 試験体形状

試験体形状を図-2に示す。また、試験体は再利用したため、試験体の幅は300～500mmとなった。

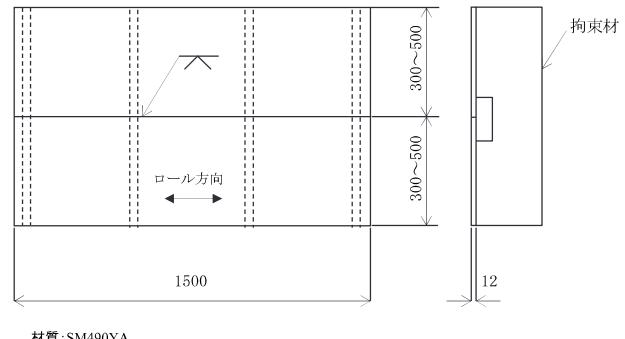


図-2 試験体形状

### (3) 開先形状

開先形状は、製作誤差及び架設誤差を考慮し、ルートギャップは1～10mm、目違いは道路橋示方書の規定の通り板厚の10%以下となる1.2mm以下で計画していることから、本試験では表-3に示す通りルートギャップは標準、最小及び最大の3種類、目違いは0mmと最大の2種類とし、合計6ケースの組み合わせとした。なお、開先角度は全て50°とした。

表-3 サブマージアーク溶接による鋼床版デッキプレートの開先形状及び本試験での開先形状

開先形状	本試験の開先形状(目標値)		
	試験体 タイプ	ルートギャップ G(mm)	目違い S(mm)
$\theta = 50^\circ \pm 5^\circ$	①	1	0
	②	1	1.2
	③	5	0
	④	5	1.2
	⑤	10	0
	⑥	10	1.2

### (4) 本試験の縦断勾配及び構断勾配

過去の実績で、縦シームの横断6%の経験が少ないことから、表-4に示すように、本試験では縦断勾配は最小値1%と最大値8%とその中間値4%の3ケース、横断勾配は最大値の6%のみを想定して行った。試験体設置状況を写真-1に示す。

目違いの方向は、図-3に示すように横断勾配（回転角）により表側のアンダーカットが生じやすく、さらに溶込み不良が生じやすくなる横断勾配が高い側の板面が高くなるようにした。

表-4 本試験の縦断勾配及び構断勾配

試験体	縦断勾配 <傾斜角>	横断勾配 (回転角)
Case1	1%	6%
Case2	4%	6%
Case3	8%	6%

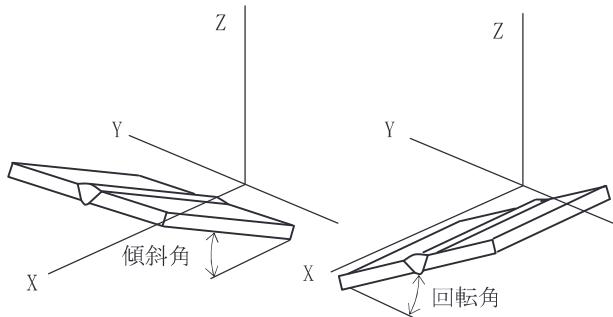


写真-1 試験体設置状況

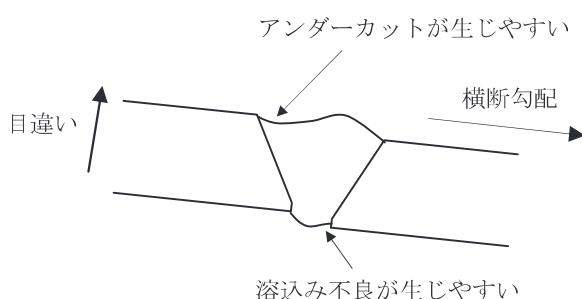


図-3 目違ひの方向

## (5) 溶接材料

溶接材料はデッキプレートの片面サブマージアーク溶接で一般的に使用している銘柄とした。本試験で使用した溶接材料を表-5に示す。

## 3. 溶接施工試験結果

溶接条件及び試験結果を表-6に示す。なお、各勾配及び開先形状で溶接条件を微調整して数体の溶接を行ったなかで、溶接外観が良好であった試験体のみ記載し、備考欄にその条件での溶接外観の特徴等を示す。溶接施工状況を写真-2に示す。

Case1（縦断勾配1%、横断勾配6%）及びCase2（縦断勾配4%、横断勾配6%）では、全体的に溶接外観は良好である。

ただし、Case1及びCase2のルートギャップ1mmの場合の裏波ビードは、写真-3のマクロ写真で示すように横断勾配の影響により横断勾配が低い側での裏波の止端角度が小さくなつた。この裏波ビード形状は、実施工でグラインダーでルートギャップを3mm程度まで広げるなどの対応で改善できると考える。また、ルートギャップ10mmの場合、電流が720A程度では横断勾配の影響により良好な裏波ビードが形成されず、溶接条件を変化させて試験を行つた結果、電流を750Aまで上げることにより改善された。なお、Case2では入熱量が8,250J/mmと高く、溶接部の機械的性質の確認が必要であると判断し、機械試験を実施した。詳細については次項に記載する。

Case2のルートギャップ10mm及びCase3（縦断勾配8%、横断勾配6%）では、写真-4に示すように表面のビード外観にポックマーク（ガスが抜けた跡）が生じる結果となつた。これは入熱量が大きくなつたことによる影響であると考えられる。ポックマークを残しておくと放射線探傷試験の際にX線フィルムに撮影され、プローホールやスラグ巻込みなどの内部きずとの識別が難しくなるため、内部きず検査前にグラインダー等により除去する必要がある。

Case3では、ルートギャップ1mmで表ビードの余盛高さが許容値を超える結果となつたが、溶接速度または充

表-5 溶接材料

溶接方法	溶接材料							
	溶接ワイヤ		フラックス		充填材		裏当て材	
	銘柄 (径)	メーカー	銘柄 (粒度)	メーカー	銘柄 (径)	メーカー	銘柄	メーカー
サブマージ アーク溶接	Y-D (4.8φ)	日鐵住金 溶接工業	YF-15A (20×200)	日鐵住金 溶接工業	YK-C (1φ×1)	日鐵住金 溶接工業	CBM-G21	DONGIL CERAMICS

填材の散布高さを調整することにより、余盛高さを許容値内にすることは可能と判断する。しかし、ルートギャップ5mmでは、入熱量が大きくなつたことにより写真-5に示すように表ビードに許容値を超えるアンダーカットが連続的に生じ、溶接条件を微調整しても改善できなかつた。よつて、Case3ではサブマージアーク溶接は適用できないと判断した（ルートギャップ10mmの試験は行わなかつた）。Case3のアンダーカットを写真-6に示すが、このよな場合、アンダーカットが生じた箇所を炭酸ガスアーク溶接にて2パス目の溶接を行うことを前提とした溶接方法とすることが考えられるが、2パス

溶接を行つた箇所の内部きず検査の管理や炭酸ガスアーク溶接の防風対策、溶接作業者の配置など課題が多く、採用にあたつては十分な検討が必要である。

その後、施工条件が最も厳しいルートギャップ10mmにて縦断勾配と横断勾配を変化させて試験を行つた結果、縦断勾配6%で横断勾配2%が限界と判断した。Case4として行つた縦断勾配6%+横断勾配2%での施工試験のマクロ写真を写真-7に、結果をまとめたものを表-7に示す。

なお、本橋の横断勾配に0%がほほないため、縦断勾配のみ付加した条件（横断勾配0%）は実施していない。

表-6 Case1~3溶接条件・試験結果

勾配	試験体 タイプ	間先形状		溶接条件					備考
		ルート ギャップG (mm)	目違いS (mm)	電流 (A)	電圧 (V)	速度 (mm/min)	入熱量 (J/mm)	充填材 散布量	
Case1 縦断1% 横断6%	①	1	0	720	31	250	5,357	80%	裏波ビードの幅が小さいため、横断が低い側の止端の角度が小さい。
	②	1	1.2	720	31	240	5,580	80%	裏波ビードの幅が小さいため、横断が低い側の止端の角度が小さい。
	③	5	0	720	33	220	6,480	100%	—
	④	5	1.2	720	32	220	6,284	100%	—
	⑤	10	0	750	34	200	7,650	110%	横断勾配の影響により、電流を高くしたほうが裏波ビードの外観はよい。
	⑥	10	1.2	750	34	200	7,650	110%	横断勾配の影響により、電流を高くしたほうが裏波ビードの外観はよい。
Case2 縦断4% 横断6%	①	1	0	720	33	220	6,480	80%	裏波ビードの幅が小さいため、横断が低い側の止端の角度が小さい。
	②	1	1.2	720	35	220	6,873	80%	裏波ビードの幅が小さいため、横断が低い側の止端の角度が小さい。
	③	5	0	720	33	200	7,128	100%	—
	④	5	1.2	720	33	200	7,128	100%	目違いの影響により、表ビードの横断が高い側にアンダーカットが多少生じる。
	⑤	10	0	750	33	180	8,250	110%	表ビードにボックマーク（ガスが抜けた跡）が多くなる。
	⑥	10	1.2	750	33	180	8,250	110%	表ビードにボックマーク（ガスが抜けた跡）が多くなる。 目違いの影響により、表ビードの横断が高い側にアンダーカットが多少生じる。
Case3 縦断8% 横断6%	①	1	0	720	33	200	7,128	80%	表ビードにボックマーク（ガスが抜けた跡）が多くなる。 表ビードの余盛りが高い（凸ビード） 裏波ビードの幅が小さいため、横断が低い側の止端の角度が小さい。
	②	1	1.2	720	33	200	7,128	80%	表ビードにボックマーク（ガスが抜けた跡）が多くなる。 表ビードの余盛りが高い（凸ビード）
	③	5	0	720	33	180	7,920	100%	表ビードにボックマーク（ガスが抜けた跡）が多くなる。 縦断勾配及び入熱量の影響により、表ビードに許容値を超えるアンダーカットが生じる。
	④	5	1.2	720	33	180	7,920	100%	表ビードにボックマーク（ガスが抜けた跡）が多くなる。 縦断勾配及び入熱量の影響により、表ビードに許容値を超えるアンダーカットが生じる。



写真-2 溶接施工状況

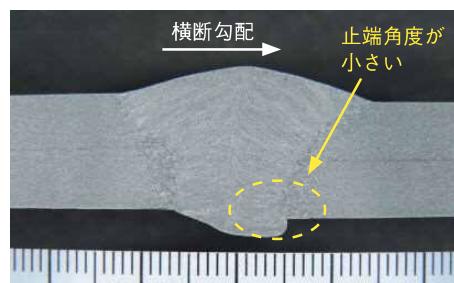
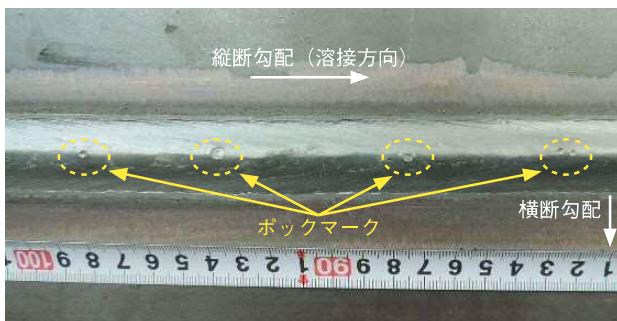
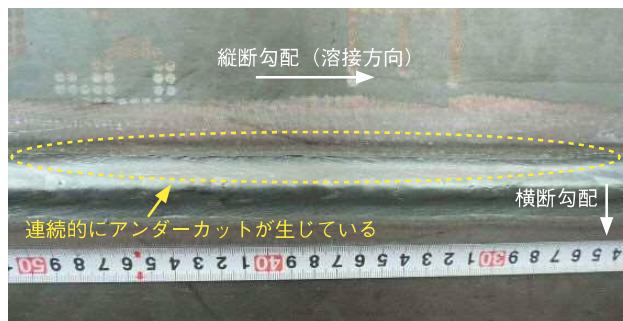


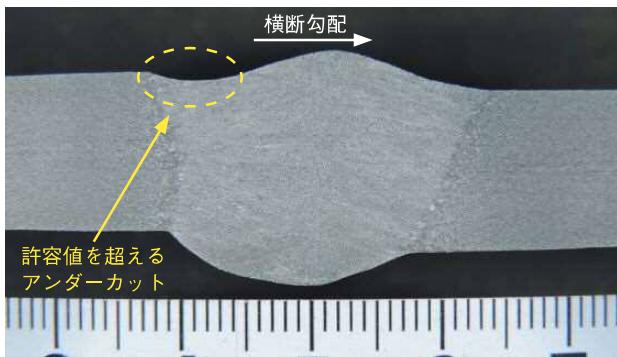
写真-3 マクロ写真Case2 (縦断4%横断6%) G=1,S=1.2



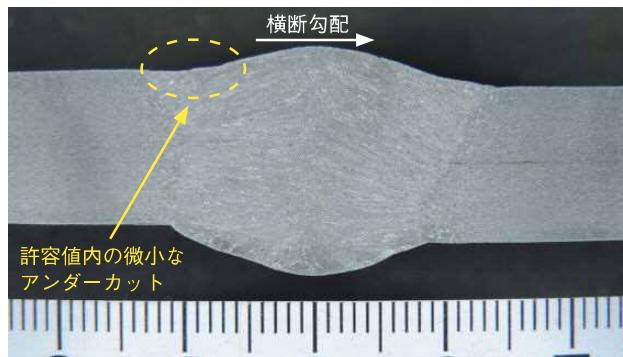
写真一四 表面ビード外観写真Case3（縦断8%横断6%）  
G=1,S=1.2



写真一六 表面ビード外観写真Case3（縦断8%横断6%）  
G=5,S=1.2



写真一五 マクロ写真Case3（縦断8%横断6%） G=5,S=1.2



写真一七 マクロ写真Case4（縦断6%横断2%） G=10,S=1.2

表一七 Case4溶接条件・試験結果

勾配	試験体 タイプ	開先形状		溶接条件					備考
		ルート ギャップG (mm)	目違いS (mm)	電流 (A)	電圧 (V)	速度 (mm/min)	入熱量 (J/mm)	充填材 散布量	
Case4	⑤	10	0	720	33	180	7,920	110%	縦断勾配及び入熱量の影響により、表ビードの横断が高い側にアンダーカット(許容値内)が多少生じる。
	⑥	10	1.2	720	33	180	7,920	110%	縦断勾配及び入熱量の影響により、表ビードの横断が高い側にアンダーカット(許容値内)が多少生じる。

#### 4. 機械試験

##### (1) 試験要領

Case2（縦断勾配4%、横断勾配6%）において、ルートギャップ10mmの場合、入熱量が8,250J/mmと大きいため、溶接部の機械的性質の確認が必要と判断し、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編を参考に表一八に示す機械試験を実施した。なお、衝撃試験は母材の要求値がないため参考とし、溶接部との比較のため母材部の試験を行った。

衝撃試験片の採取位置は溶接金属部及び熱影響部（フェュージョンラインから熱影響部側へ1mm）とし、母材部のノッチ位置はロール方向とロール直角方向の2種類採取した。

硬さ試験は、表面から2mmの位置と裏面から2mmの位置とした。

表一八 機械試験項目及び判定基準

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
開 先 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 (裏曲げ試験)	JIS Z 3122	2	JIS Z 3122	原則として亜裂が生じてはならない
	衝撃試験	JIS Z 2242 Vノッチ HAZ 3 BM 6	DEPO 3	JIS Z 2242	参考(母材の要求値がないため)
	硬さ試験	マクロ試験片	1	JIS Z 2244	参考

##### (2) 試験結果

引張試験結果を表一九、型曲げ試験結果を表一十、衝撃試験結果を表一一、硬さ試験結果を図一四、五に示す。

機械試験の結果、引張試験及び型曲げ試験では判定基準を満足しており、合格であった。ただし、引張強さが判定基準を少し上回る値であること、参考値であるが熱影響部のシャルピー吸收エネルギーが各値で40Jであること、母材と溶接金属の硬さが表面裏面共に同等であることから、溶接継手の機械的性質を確実に確保するには、Case2での入熱量（8,250J/mm）を大きく超えることは避けたほうがよいと考える。

表-9 引張試験結果

試験体	試験片記号	最大荷重(N)	引張強さ(N/mm <sup>2</sup> )	破断位置	母材の規格値(N/mm <sup>2</sup> )	合否
Case2 縦断4% 横断6% ルートギャップ10mm 目違い0mm	T1	246,000	513	溶着金属部	490～610	合格
	T2	247,000	515	溶着金属部	490～610	合格

表-10 型曲げ試験結果

試験体	試験片記号	試験結果	合否
Case2 縦断4% 横断6% ルートギャップ10mm 目違い0mm	B1	き裂なし	合格
	B2	き裂なし	合格

表-11 衝撃試験結果

試験体	ノッチ位置	試験片記号	試験温度(°C)	シャルピー吸収エネルギー(J)		合否
				各値	平均値	
Case2 縦断4% 横断6% ルートギャップ10mm 目違い0mm	溶着金属部	D	0	77	82	—
				86		
	熱影響部	H	0	83		
				40	52	—
母材	母材部ロール方向	L	0	41		
				75		
	母材部ロール直角方向	C	0	192	198	—
				191		
				212		
				123		
				105		
				100	109	—

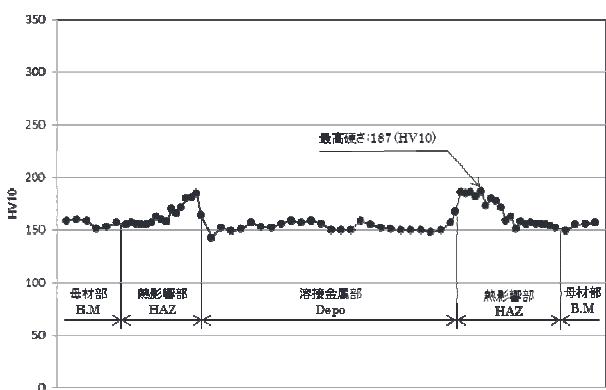


図-4 硬さ試験結果（表面から2mm）

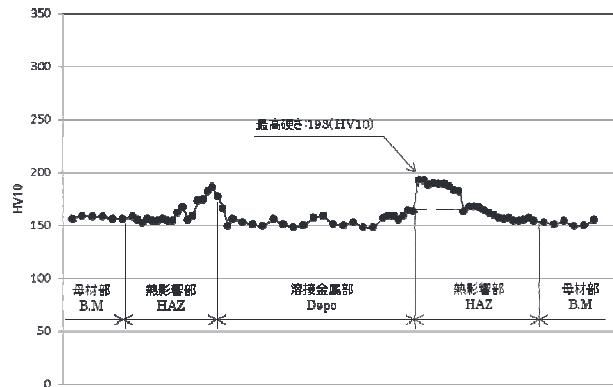


図-5 硬さ試験結果（裏面から2mm）

## 5. おわりに

本試験の結果、横断勾配が6%の場合は縦断勾配4%まで、縦断勾配が6%の場合は横断勾配2%までが片面サブマージアーク溶接の適用の限界とした。また、溶接継手の機械的性質を確実に確保するために、入熱量の上限を8,500J/mmとした。本溶接試験の標準溶接条件を以下に示す。なお、上記の勾配を超える箇所は炭酸ガスアーク溶接にて施工することとした。

- ・電流：700～750A（ルートギャップが大きい場合は電流を高くする。）
- ・電圧：30～35V
- ・速度：180～250mm/min（ルートギャップや縦断勾配が大きい場合は速度を遅くする。）
- ・入熱量：8,500J/mm以下
- ・充填材：ルートギャップ1mm⇒80%、5mm⇒100%、10mm⇒110%

今後は、更なる施工試験や機械試験を実施し、片面サブマージアーク溶接における縦断勾配・横断勾配の適用限界値を確認することと、デッキプレート厚が16mmでの施工試験を実施する予定である。

最後に、本施工試験を行うにあたり、ご指導いただきました国土交通省関東地方整備局京浜港湾事務所ならびに（一財）港湾空港総合技術センターの関係者の方々、溶接条件等のご助言をくださいました日鐵住金溶接工業株の関係者の方々に対し、深く感謝申し上げます。

2016.3.8 受付

## 報 告

# 東京都長寿命化工事（蔵前橋、白鬚橋）工事報告

## Report on Life Extension of Kuramae Bridge and Shirahige Bridge by Tokyo Metropolitan Government



田 中 伸 尚<sup>\*1</sup>  
Nobunao TANAKA



雲 越 隆 一<sup>\*2</sup>  
Ryuichi KUMOKOSHI



豊 嶋 透<sup>\*2</sup>  
Toru TOYOSHIMA



内 池 和 彦<sup>\*2</sup>  
Kazuhiko UCHIIKE



日 比 谷 篤 志<sup>\*3</sup>  
Atsushi HIBIYA



村 井 向 一<sup>\*4</sup>  
Koichi MURAI

### 要 旨

蔵前橋、白鬚橋は、平成11年に東京都選定の歴史的建造物に選ばれるなど、後世に貴重な遺産として残さなければならない著名橋である。竣工してから両橋ともに80年以上の歳月が経っており、今まで補修工事により機能を維持してきたが、平成14年道路橋示方書の設計基準において耐震性の確保および耐久性を増すことを目的とした長寿命化工事を平成25年より約2年間に渡り実施した。本報では、長寿命化対策のうち、床版取替、耐震補強、耐久性の施工について報告を行うものである。

キーワード：長寿命化、耐震補強、床版取替、耐久性

### 1. はじめに

蔵前橋、白鬚橋は、平成11年に東京都が選定した歴史的建造物に選ばれた著名橋であると同時に、主要幹線道路に架かる地域に密着した橋梁でもある。両橋ともこれまで数度にわたる補修工事により機能を維持してきたが、長寿命化設計において、適切な維持管理がなされることを前提として、耐用年数200年<sup>1)</sup>を目指している。その性能評価にあたっては、既往の資料より補修履歴を把握し、現行の構造物が平成14年の道路橋示方書<sup>2)、3)</sup>に規定される耐震性、耐荷性、耐疲労性、耐久性といった要求性能を満足するか照査を行い、基準に適合しない場合はその対策方法も検討されている。なお、両橋とも橋そのものが観光名所でもあり、水上バスや屋形船などが頻繁に桁下を往来するため、補強にあたっては外観を変えないことや当時の技術を残すことも求められた。本報では、長寿命化対策のうち、床版取替、耐震補強、耐久性の施工について報告を行うものである。

#### (1) 橋梁諸元

##### 1) 蔵前橋（建設時）

竣工年月：昭和2年11月（着工：大正13年9月）

適用示方書：大正8年12月

道路構造令及び街路構造令（内務省令）

路線名：主要地方道御徒町小岩線（第315号）蔵前橋通り

箇所：東京都台東区蔵前二丁目～墨田区横網二丁目

橋長：173.196m

支間長：主径間：158.191m

（支間割：48.158m+50.901m+48.158m）

側径間：15.221m（支間長：12.191m）

幅員：23.473m（総幅員）

上部工形式：上路式鋼2ヒンジアーチ橋×3連

RC2ヒンジアーチ橋×1連

##### 2) 白鬚橋（建設時）

竣工年月：昭和6年8月（着工：昭和3年7月）

適用示方書：大正8年12月

道路構造令及び街路構造令（内務省令）

路線名：主要地方道王子千住南砂町線（第306号）明治通り

箇所：東京都荒川区南千住3丁目～墨田区堤通1丁目

橋長：169.797m

支間長：中央径間79.533m、側径間44.080m

幅員：22.820m（総幅員）

上部工形式：バランスト・ブレースドリブ・タイドアーチ（ゲルバー形式）

\*1 千葉工場技術部設計グループサブリーダー

\*2 工事本部保全工事部保全工事グループ現場所長

\*3 工事本部建設工事部建設工事グループ現場所長

\*4 計画本部計画部保全計画グループサブリーダー

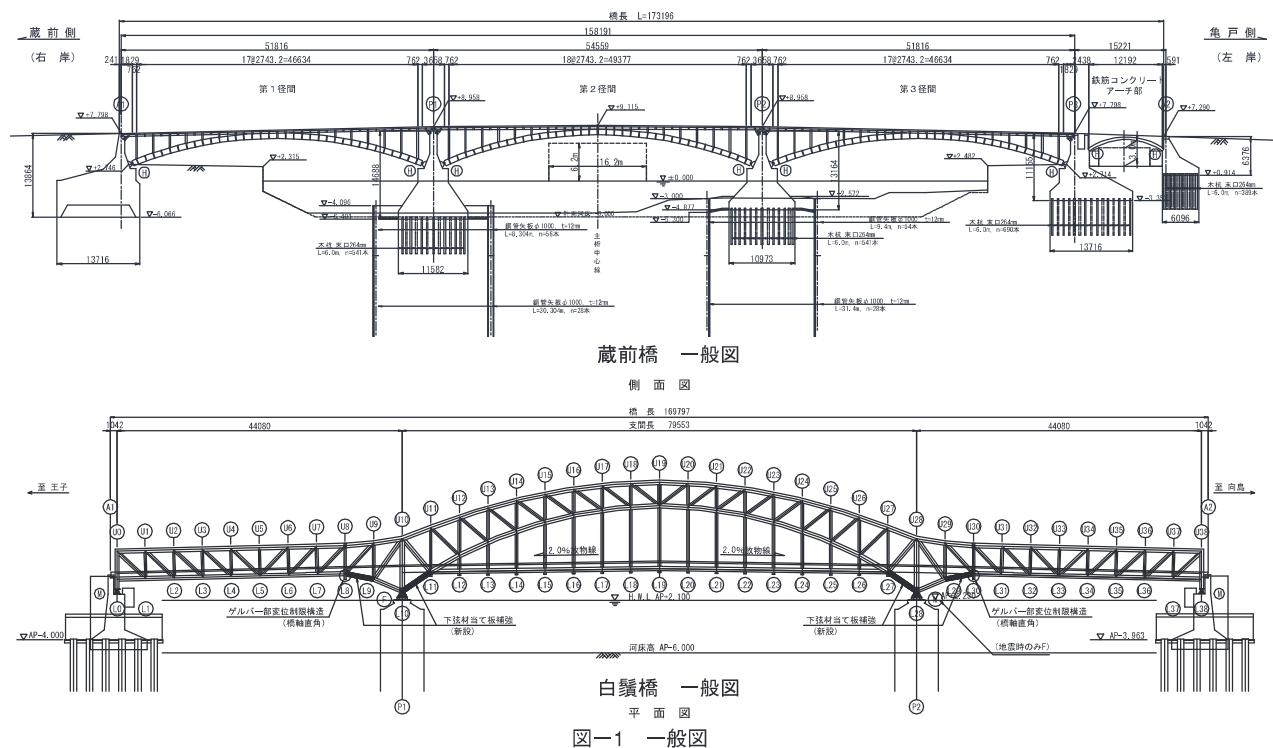


図-1 一般図

## 2. 蔵前橋長寿命化工事

### (1) 長寿命化対策

#### 1) バックルプレートの損傷調査と製作

取り替えるバックルプレートは、現場にて損傷調査を行い決定した。FE解析より板厚が5mmあれば十分に強度を満足することより、計測した板厚が当初の板厚8mmの半分以下のものは全て取り替えることとした。また、過去に床版打ち替え時に、バックルプレートをブレーカーで傷つけたもの（写真-1参照）についても取り替えた。

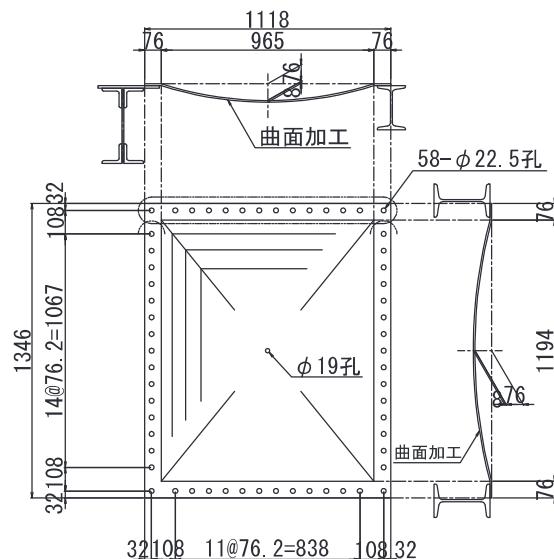


図-2 バックルプレート



写真-1 損傷状況



写真-2 バックルプレート検査

バックルプレートは、当初の構造的特徴を残すことより、プレス曲げにより再現を行った。バックルプレートは、完全な曲面ではなく、対角に塑性線を形成させて形状を保持する必要がある。また、プレスを押し上げると、押し曲げられた面は戻る性質があるため、バックルプレートの形状管理値については、試験的に決定する必要があった。今回は、必ず深さが76mm以上になるように+10mmに決定した。形状は、写真-2に示すように、バックルプレートに木型を押し当てて確認を行った。バックルプレートの孔明けは、プレス曲げ後に墨書きを行い、后孔で当初図面の寸法どおり孔明けを行ったが問題はなかった。バックルプレートのコンクリート接触面の塗装は、新規に製作したものは工場で内面塗装<sup>4)</sup>（D-5）を塗布した。

#### 2) 床板コンクリート打替え工

バックルプレート床板の耐荷力を増すために、床版コンクリートに配筋（当初は無筋として設計）と腐食したバックルプレートの取替えを実施した。図-3に示すように、橋面を5期に分割して既設床版コンクリートの打

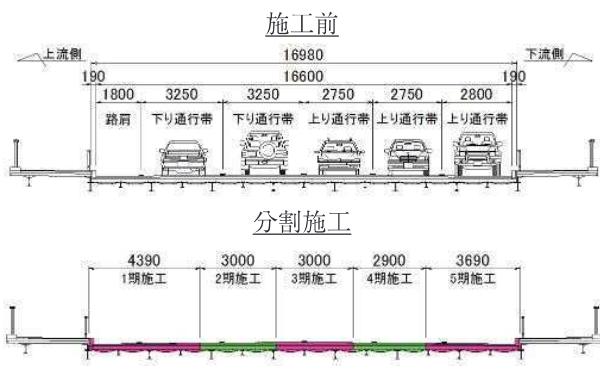


図-3 橋面の分割施工

替えを行った。

既設床版の撤去には、フロアースプリッターを使用した。フロアースプリッターは、写真-3、写真-4に示すように、コンクリートにΦ100の削孔を行い、その孔に機械を据え付け、押し広げてコンクリートの破碎を行うものである。しかしながら、本橋梁の既設床版からはしゅん功図書に記録のないひび割れ防止鉄筋が見つかったため、先行して既設床版の鉄筋を切断してからフロアースプリッターを使用する必要があった。その際、床版の切断幅を事前に決定する必要があり、1.0m×1.0m、1.21m×1.37m、1.5m×1.5mの施工試験を行い、フロアースプリッターが有効に破壊できる最大寸法を決定した。実験結果より、1.0m×1.0mの寸法が一番効果的に破壊できることがわかった。



写真-3 既設床版カッターカット



写真-4 フロアースプリッターによる分割

既設床版の撤去、バックルプレートの取替えを行った後（写真-5参照）、写真-6に示すように、既設バックルプレートに内面塗装を行った。バックルプレート上に配筋を行い、新設床版コンクリートの打設を行った（写真-7、写真-8参照）。なお、床版コンクリートは死荷重の低減を図るために、軽量骨材コンクリートを使用している。



写真-5 バックルプレート取替



写真-6 内面塗装終了後



写真-7 新設床版の配筋



写真-8 床版コンクリート打設完了

### 3) 支承取替工

桁遊間側には、写真-9に示すように、負反力対策としてコンクリートが打設してあった。写真-10は、そのコンクリートを撤去した直後のものである。床版側から水漏れが発生している個所については、端横桁が腐食していた。また、当初排水栓が設置してあった付近の縦桁や横桁、主桁の支点付近は、写真-11に示すように、漏水により激しく腐食していた。そのため、支承（支承板支承）についても、腐食により原型を留めていないものがあった。ここで問題となったことは、支承のアンカーボルトが腐食により再利用できなかったことである。蔵前橋は、アーチ橋であるため、主桁の移動量は、アーチ部の支承により拘束されており、常時で±15mmと大きくなないこと、橋軸直角方向は、変位制限装置により拘束すること（写真-14参照）、負反力についても、抵抗する治具を取り付ける対策をすることで、パッド支承に変更することが可能となった。写真-12は、排水栓付近の補修後の状況を示す。支承回りには切欠きを設けること（写真-13参照）で、下フランジやソールプレートが直接水にぬれないよう配慮した。



写真-9 桁端部コンクリート撤去前



写真-10 桁端部のコンクリート撤去後



写真-11 排水栓付近腐食状況



写真-12 排水栓付近補修後

### 4) アーチ部材支承付近部の塗り替え工

支承部付近の塗装は、2006年度に塗り替え工事が行われており、下塗りに水中硬化形エポキシ樹脂塗料が使わ



写真-13 パッド支承



写真-14 変位拘束材

れ、中塗り、上塗りにはふつ素樹脂塗料が塗布されていた。今回の工事でも、支承部については腐食環境が厳しい海洋構造物等で使用されている超長期防食・エポキシ被覆材料を使用した。**表-1**に支承部付近の塗装仕様を示す。通常、3種ケレンで塗り替えを行っているところを、耐久性を確保するために現場でプラスチック作業を実施後、無機ジンクリッヂペント $75\mu\text{m}$ を塗布した。下塗りには、関西ペイントのナプロバリヤーを塗布した。特殊塗料のため、メーカーからの技術指導を受けてから塗装を実施させ、所定の膜厚を確保させた。塗り替え時に問題となったのが、鋼製支承のピン部の塗装であった。その可動部に塗装した場合、塗膜がすぐに割れることと軸部の可動維持をどうするかが懸念された。それらの対策として、図-4、写真-15に示すようなFRPでカバーを設け、そのカバーの中に潤滑機能を有する強力防錆剤を充填することで、支承可動部の問題を解決した。FRPカバーは、強力な構造物用接着剤で固定し、可動部に伸縮機能を有するゴムを使用している。写真-16は、支承の塗装完了後の状況である。

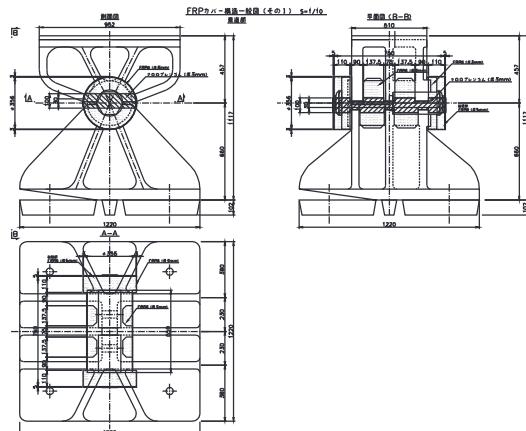


図-4 支承部FRPカバー



写真-15 FRPカバー



写真-16 塗装完了後

表-1 支承部付近の塗装仕様

工程	塗料名	標準使用量 (g/m <sup>2</sup> )	標準膜厚 (μ)	塗装試験
素地調整	プラスチック処理	—	—	
現場塗装	防食下地 ジンクリッヂプライマー塗布	600	75	1日～10日
	下塗り 超厚膜形無溶剤エポキシ樹脂塗料	3,600	2,000	1日～10日
	中塗り ふつ素樹脂塗料中塗	170 (140)	30	1日～10日
	上塗り ふつ素樹脂塗料上塗	140 (120)	25	

### 5) 腐食部材の取り替え工

写真-17は、取り替え前の端横桁である。端横桁は、昭和42年付近で取り替え工事を行っており、今回で2回目となる。1回目の取り替え時に充腹板形式の横桁になっている。今回の工事では、図-7、写真-18に示すように、下フランジに3%の拝み勾配を設けており、水が溜りにくい構造に変更した。さらに、水が溜まりやすい側の首溶接の止端部を仕上げることで、腐食の要因を低減している。



写真-17 旧端横桁



写真-18 新端横桁

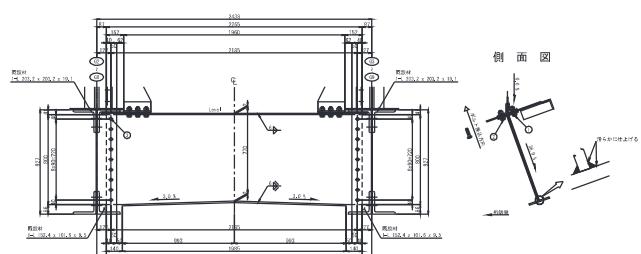


図-7 端横桁 (G2-G9間)

写真-19～写真-24は、腐食により減厚している部材や損傷を受けている部材について、補修した個所である。床版撤去後に該当する部材の取り付けを実施したが、既設部材を撤去する前に、拘束材で仮補強をしてから撤去した。竣工した当時の図面は残っていたものの、数値が潰れて読み取れないものがあり、現場実測をしながら設計図を復元する作業は、大変苦労をした。また、リベットで組み立ててあるため、解体や組み立てる際には、順序を意識しなければならず、さらに現場組み立て符号図には、ボルトの差し込み方向や締め付け順序を細かく書く必要があった。既設部材をそのまま復元す

ると、リベットでは締め付け可能でも高力ボルトでは締め付けできない個所があった。ボルトの締め付け作業が可能かどうかは、常に意識しなければならず、新設工事とは異なる点である。



写真-19 横桁、縦桁取替え



写真-20 横構取替え



写真-21 横桁取替え前



写真-22 横桁、縦桁取替え後



写真-23 主桁取替え前



写真-24 主桁取替え後

### 3. 白鬚橋長寿命化工事

#### (1) 床板取替工

床板取替工の施工方法について、図-8に示す。床板取替工事は、27年前にRC床版からグレーチング床版に取り替えており、今回が2回目の工事となる。ただし、前回の床板取替え理由とは異なっており、過酷な交通荷重にさらされて床板の強度が維持できなくなつたためではなく、P1、P2のケーンの耐震性能を確保するためには、グレーチング床版（1250t）から鋼床版（750t）に取り替えることで死荷重を軽くし、耐震性を向上させる工事である。本工事は、3ステップに分けて、4車線のうち、2車両が交通できる幅を確保しながら、常設規制帯を設けて床版の取り替え作業を実施した。

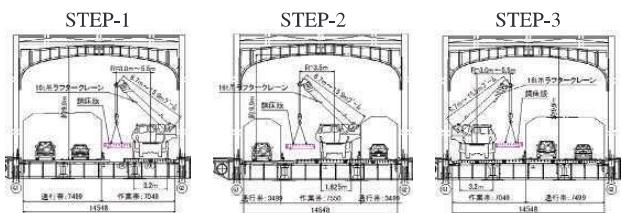


図-8 施工ステップ図

床板の切断作業は、先行して削孔による既設床版厚の確認を行い、既設縦桁や既設横桁のフランジを損傷しないように作業を行った。グレーチング床版に変更したときに、縦桁上フランジにスタッド溶植を行っているため、縦桁上フランジ幅、横桁上フランジ幅の両側に切断線を入れることで、床版をジャッキで引き抜けるようにした。また、縦桁上フランジ、横桁上フランジの床版は、手ハツリで撤去した。

耐震性の向上を図るために、縦桁と鋼床版を高力ボルトで一体化する設計となっている。新設橋では、鋼床版は、横桁と一体化しているが、本工事では既設縦桁と鋼床版を一体化する必要がある。そこで、既設縦桁と鋼床版縦桁の添接を実施するにあたり、誤差吸収の対策を行う必要があった。その対策としては、鋼床版側の縦桁のフランジ幅を片側15mmずつ拡幅し、施工誤差に対応できるように製作を行った。また、鋼床版を架設位置に一旦仮置きし、既設縦桁に先行して開けた孔位置を新設の鋼床版の縦桁下フランジに野書きいてから現場孔明け作業を実施した。このことにより、施工誤差を吸収することができた。現場で既設縦桁上フランジと鋼床版縦桁下フランジに孔明けを行った個数は、49,818個である。



①床板切断



②吊り孔削孔



③ジャッキビームによる床板縁切り



④床板ブロック撤去



⑤床板撤去完了



⑥鋼床板架設

写真-25 床版取替え工 施工状況

#### (2) 変位制限装置、落橋防止装置取付工

白鬚橋は、供用してから80年以上の歳月が経っていることもあり、腐食により損傷している部材がいくつもある

った。まず、現場にて損傷状況調査を行い、補強・補修する個所の選定を行った。また、耐震性を向上させるために、変位制限装置の追加、下横構の補強も行った。今回の工事で実施した補強工事について、写真-26～写真-31に示す。写真-26、写真-28は、ゲルバー部の補修前の状況で、伸縮装置からの漏水で腐食がかなり進行していた。写真-27、写真-29は、ゲルバー部の補修後の状況である。写真-30は、変位制限装置を取り付ける接触面の塗膜を除去したときのものである。変位制限装置を設置したときの状況を写真-31に示す。



写真-26 ゲルバー部損傷個所



写真-27 ゲルバー部補強



写真-28 あご掛け部補修前



写真-29 あご掛け部補修後



写真-30 変位制限装置接触面



写真-31 変位制限装置設置

写真-32は、下弦材補強前のタイププレートとレーシングバーを示す。レーシングバーは、少し面外に変形していることがわかる。写真-33は、タイププレートとレーシングバーを撤去し、補強プレートを設置しているところである。写真-34は、リベットの頭を半分程度グライダーで削った後、手動軽量タイプの穴あけ機でリベットの頭を削っているところである。再利用する部材については、リベットの頭をガスで飛ばすときに部材を傷つける可能性があるため、ガスを使用しない方法で撤去した。写真-35は、中間支点部付近で水が溜まっていた個所である。このような個所については、水抜き孔を設けて、水を排出するように処置した。本工事では、鋼材が製作された時期を考えて、写真-36に示すように極力、高力ボルトを用いて補強・補修を行うこととした。どうしても溶接をしなければならない個所について

は、肌すきを生じないように、専用の拘束治具を製作して現場溶接を行った（写真-37参照）。



写真-32 下弦材補強前



写真-33 下弦材補強後

#### (4) 端支点部（常温金属溶射）、中間支点部（鍛転換塗装）

桁端支点部の塗面状況は、平成19年に塗替え作業を行っているが、腐食が進行していた（写真-38、写真-39参照）。その時の塗装仕様を表-2に示す。旧塗膜厚は、現場で測定したところ1.0mm～1.5mm程度あり、長年、重ね塗りされてきたことが容易に分かる（写真-40参照）。写真-38は、下流側中間支点P1付近の状況である。端支点部と同様に腐食が進行していることが分かる。そこで、従来型の塗装仕様での塗替えではなく、耐久性が高く、経済性に優れた塗装仕様を提案した。これは、高性能な被膜も施工品質を確保できなければ性能が発揮されないため、材料・機材・技量・知識・安全の観点で施工者の選定を行ったもので、表-3、表-4に塗装仕様を示す。端支点部は、浸水する可能性が殆どないため、常温金属溶射を下塗りとし、中塗り、上塗りにふっ素樹脂塗料を使用した。中間支点部付近は、洪水時に浸水する可能性が高いため、施工直後の初期劣化を軽減させる塗料として下塗りに無溶剤型特殊変性エポキシ樹脂塗料（ブリベントCR：黒鍛転換機能を兼ね備えており、透明で塗布硬化後下地確認可能（写真-41参照））、中塗り、上塗りにふっ素樹脂塗料を使用した。双方の腐



写真-34 リベット撤去状況



写真-35 水溜まり個所



写真-36 中縦桁腹板補強



写真-37 拘束治具

食進行原因は、塗替えを実施しても腐食の進行が見られたのは塗膜下地が傷んでいるためと判断し、旧塗膜を除去することとした。旧塗膜及び錆の除去方法は、リベットや支承などの複雑な形状、箱形状内部や桁端部の局所空間での作業となることからオープンブラストで2回実施することとした。しかしながら、前述したように旧塗膜厚がブラストで除去するためには厚すぎるため先行ハツリ作業を行っている（写真-42参照）。1回目のブラストでは孔食に入り込んだ塩化物が除去できずブラスト後数時間で黒色化される（写真-43）。これは、孔食に入り込んだ塩化物が、1度ブラストされたことにより鋼材表面が酸化しようと活性化され、塩化物がイオン化し鋼材表面に遷移し黒色化するものと考えられる。この黒色化された錆を2回目以降のブラストで除去することにより脱塩化され、塗膜安定下地が得られる（写真-45参照）。さらに本現場では、1回目のブラスト後に水吹きを行い（写真-44）、塩化物のイオン化を促進させ、ブラスト回数を減らす目的で行った。

表-2 塗替え塗装仕様

塗装工程	塗料名	使用量(g/m <sup>2</sup> )	目標膜厚(μm)
塗り替え 現場塗装	下塗り 弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗り	200	60
	下塗り 弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗り	200	60
	中塗り 弱溶剤形ふつ素樹脂塗料中塗り	140	30
上塗り	弱溶剤形ふつ素樹脂塗料上塗り	120	25



写真-38 端支点部



写真-39 中間支点部



写真-40 プリベントCR塗布後



写真-41 プリベントCR塗布



写真-42 中間支点付近



写真-43 中間支点付近



写真-44 水拭き後



写真-45 2回目ブラスト後

表-3 端支点部の塗装仕様 (MS工法)

工 程	塗料または規格	使用料 (g/m <sup>2</sup> )
現場塗装	素地調整 ブラスト工法×2、間に水拭き 除錆度 ISO-Sa2以上	—
	粗面化処理 セミマット粒子含有エポキシ樹脂塗料 表面粗さ Sm/Rzjis≤3.5 max=4	100
	金属溶射 亜鉛アルミニ擬合金 最小皮膜厚さ100 μm以上	Zn: 630 Al: 250
	封孔処理 リン酸塩含有エポキシ樹脂系封孔処理剤	250
	中塗 弱溶剤形ふつ素樹脂塗料用中塗	200
	上塗 弱溶剤形ふつ素樹脂塗料用上塗	150

桁支点部の塗装仕様で、金属溶射の上面にふつ素樹脂塗料を塗布した目的は、桁端部は伸縮部からの漏水が恒常的であり、溶射金属の初期劣化防止と長期的景観性の維持のためである。また、現場溶射施工において留意することは、素地調整 (ISO-Sa2.0) を工場ではなく、現場で行う必要があるということである。素地調整は、溶射皮膜の密着性を確保するために最も重要な作業工程であるために、除錆度の確保が難しく、リベット部に特に留意しながらブラストを行い、管理を行った（写真-46、写真-47、写真-48参照）。当然、研削材の飛散防止のために防護柵を設置するとともに、足場にはシート養生を行い、河川には絶対にものを落とさないように管理を行った。中間支点部のブラストの管理もまったく同様に行なった。

表-4 中間支点部の塗装仕様 (プリベントCR)

工 程	塗料または規格	使用料 (g/m <sup>2</sup> )
現場塗装	素地調整 ブラスト工法×2、間に水拭き 除錆度 ISO-Sa2.5以上	—
	下塗 無溶剤型特殊エポキシ樹脂系防錆防食塗装	120
	中塗 弱溶剤形ふつ素樹脂塗料用中塗	200
	上塗 弱溶剤形ふつ素樹脂塗料用上塗	150



写真-46 素地調整完了



写真-47 素地調整見本帳確認



写真-48 素地調整通電確認



写真-49 粗面化処理確認



写真-50 粗面化処理見本帳



写真-51 溶射状況

溶射の皮膜厚さは、耐久性に大きく影響する。MS工法の場合、粗面形成材を含んだ膜厚管理となるため、粗面形成材の塗布量が標準見本の上・下限許容範囲であることが非常に重要である。**写真-49**に粗面形成材塗布状況、**写真-51**に溶射状況を示す。粗面化処理の外観状態の目視確認（**写真-50**参照）と密着試験、溶射では皮膜厚測定と密着確認を、社内検査、社内検査員検査、客先確認と3段階の検査を行った。中間支点部でも、膜厚測定を端支点部と同様に3段階の検査を行った。

今回、桁端部では金属溶射の作業を実施した。本橋梁は、フランジやリブがリベットで固定され1枚板として使用しているため、リベット部の除錆度が一番問題となつた。また、狭い場所での溶射作業となり、吹き付け角度が小さくなり施工困難な場所もあるため、リベット等溶射困難箇所については、常温亜鉛メッキ（ZRC）で補強塗装を行った。狭隘な場所での素地調整の除錆度、鋼材表面の凹凸の影響、溶射皮膜の密度など長寿命化に要求される耐久性を確保するために、今後更なる検討が必要である。中間支点部では、下塗りに無溶剤型特殊エポキシ樹脂塗料を使用したが、特に問題はなかった。

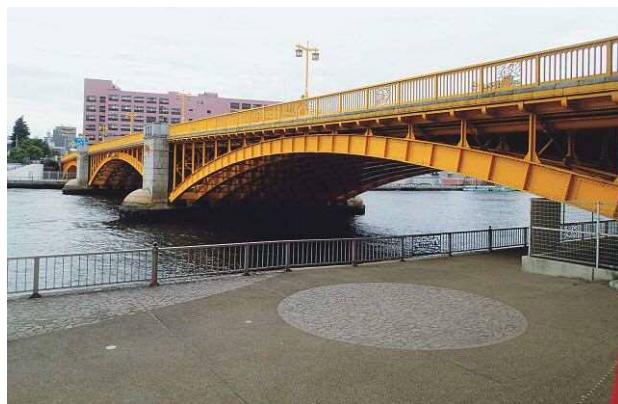


写真-52 左岸（墨田区側）から蔵前橋を望む



写真-53 左岸（墨田区側）から白鬚橋を望む

#### 4. おわりに

東京都発注の蔵前橋と白鬚橋の長寿命化工事に従事することができて、技術者として大変貴重な経験をさせてもらったと実感している。昨今の厚板を使用した合理化桁とは違う設計思想を感じ取りながら、先人の方々の設計、製作、架設の技術力の高さに驚嘆しながら、長寿命化工事に従事できたことは、ある意味幸せなのかもしれない。現在ではほとんど使用されなくなったリベット接合の長所・短所なども実際に経験することで実感することができたことは、今後、リベット構造物のリフレッシュ工事で活かされると思っている。さらに、この経験を若い人たちに伝えるのも、我々の仕事と考えている。

これらの橋梁は、耐用年数が200年を目標としており、日頃の維持管理および適切な点検を行い、補修補強および塗り替え作業を行っていけば、200年以上活躍し続けることが可能だと信じている。最後に、本工事の監督、ご指導を頂いた東京都第六建設事務所、台東工区工事事務所、荒川工区工事事務所の担当者の方々に感謝の意を表したい。

また、本工事期間中、交通規制等で地元住民の方をはじめ、いろいろな方にご不便をお掛けしましたが、皆様方の温かいご理解、ご協力により、事故なく安全に施工することができました。この紙面を借りて、感謝申し上げます。

これらの橋（**写真-52**、**写真-53**参照）が、末永く利用され、愛され続けていることを願いたいと思う。

#### ＜参考文献＞

- 1) 東京都建設局:橋梁の管理に関する中長期計画、平成

21年3月	震設計編、平成14年3月.
2) 社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編、平成14年3月	4) 社団法人 日本道路協会:鋼道路橋塗装・防食便覧、平成17年12月.
3) 社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編、平成14年3月.	2016.4.4 受付

### グラビア写真説明

#### 蔵前橋・白鬚橋長寿命化工事

蔵前橋及び白鬚橋の両工事は、橋梁の長寿命化及び耐震性の向上を目的とした工事である。

蔵前橋においては、老朽化した床版支持用バックルプレートの交換や橋梁主構部材（縦桁・横桁・支承等）の更新が主な工種である。本工事においては、供用中の都道（蔵前橋通り）において、6車線のうち上下各2車線（合計4車線）を常時確保して施工しており、特に一般車両への安全管理に留意した。

白鬚橋における主な工種は、床版更新（既設床版であるグレーチング床版から鋼床版への取替え）であり、これにより橋梁の荷重低減を図っている。本工事においても蔵前橋と同様に、供用中の主要都道（明治通り）を常時規制（4車線中2車線確保）しての施工であり、徹底した安全管理を実施した。また、本工事は著名橋における大規模な長寿命化工事であるため、東京都内のみならず他県からの見学者も多数訪れ、注目度の高い工事でもあった。

両工事とも周辺住民や発注者の御協力により、約2年間にわたる長期間において無事故無災害で完工している。また、蔵前橋においては局長表彰を、白鬚橋では事務所所長表彰を、それぞれ受賞している。

隅田川に架る歴史的な著名橋である蔵前橋・白鬚橋の本工事を施工出来たことは、当社のPRに大いに役立ったと感じている。

(依田 道拓)

#### 圏央道五霞地区高架橋上部その1工事

本橋は、首都圏中央連絡自動車道の内、茨城県五霞地区にかかる橋梁です。

本区間が含まれる久喜白岡JCT～埼玉・茨城県境間が平成27年3月に開通した事により、埼玉県と茨城県が圏央道で繋がる事となりました。また、圏央道が順次開通する事により、広域ネットワークが形成され、郊外から都心部への交通を分散導入し、都心の交通混雑の緩和、災害時の道路ネットワークの強化などが期待されます。

(清水 康史)

#### 圏央道上郷高架橋上部工事

本橋は、首都圏中央連絡自動車道の茨城県上郷地区に位置する橋梁です。

施工場所には交差道路が県道123号及び市道が8ヶ所あり、県道123号は夜間全面通行止めし、市道は昼間通行規制を行い、クレーンベント工法にて架設を行いました。

圏央道が順次開通する事により、広域ネットワークが形成され、郊外から都心部への交通を分散導入し、都心の交通混雑の緩和、災害時の道路ネットワークの強化などが期待されます。

(清水 康史)

# 圏央道五霞地区高架橋上部その1工事報告

## Report on Erection and Superstructure Construction (Part 1) of Elevated Bridge at Goka Area of Metropolitan Inter-city Expressway



平野 嘉一<sup>\*1</sup>  
Yoshikazu HIRANO



出口 哲義<sup>\*2</sup>  
Akiyoshi DEGUCHI



依田 敦<sup>\*3</sup>  
Atsushi YODA

### 要 旨

圏央道は全線開通に向け、現在急ピッチで整備されており、本工事では、このうちの五霞IC部の施工を実施した。インターチェンジでは一般道と高速道路本線をつなぐための、曲率の小さなランプ橋が存在するため、架設作業中の現場管理が重要となる。また、圏央道で多く採用されているコンパクト沓の施工方法についても検討を実施した。

本稿では、現場での架設作業を中心に、架設から床版・壁高欄までを報告する。

キーワード：圏央道、インターチェンジ、曲率、コンパクト沓、建て起こし

### 1. はじめに

圏央道（首都圏中央連絡自動車道）は、都心から半径およそ40km～60kmの位置に計画された、延長約300kmの高規格幹線道路であり、首都圏の広域的な幹線道路網を形成する首都圏3環状道路（圏央道・外環道・中央環状線）の、一番外側に位置する環状道路である。

本工事では、平成27年3月29日に開通した久喜白岡JCTから境古河ICのうち、五霞ICの一部を構成する、5号橋、7号橋、Dランプ橋の3橋の施工を行った。

それぞれの橋梁の特徴として、5号橋、7号橋は、3主桁の钣桁橋であり、本線の出入口部分に位置するため、始点から終点へ向かって拡幅している構造を有しています。



図-1 現場位置図

る。Dランプ橋は、1主桁の箱桁橋であり、ランプ部を構成しているため、R=50mの曲率を有している。

現場の状況として現場の中央に河川改修中の五霞落川が流れしており、右岸側に5号橋、左岸側に7号橋が位置し、Dランプ橋は五霞落川を渡河している。

本稿では、R=50mの曲率や渡河部を有するDランプ橋を中心に報告をする。

### 2. 工事概要

- (1) 工事名：圏央道五霞地区高架橋上部その1工事
- (2) 発注者：国土交通省 関東地方整備局
- (3) 工事場所：茨城県猿島郡五霞町幸主～江川
- (4) 工期：平成25年2月8日～平成26年10月15日
- (5) 橋梁形式：5径間連続鋼3主桁橋（5・7号橋）  
6径間連続箱桁橋（Dランプ橋）
- (6) 橋長：201.0m（5号橋） 212.5m（7号橋）  
265.0m（Dランプ橋）
- (7) 支間長：36.8m+2@44.0m+46.0m+28.8m（5号橋）  
41.8m+3@42.5m+41.8m（7号橋）  
45.2m+56.5m+2@43.0m+42.5m+33.2m  
(Dランプ橋)

<sup>\*1</sup>工事本部橋梁工事部橋梁工事グループ現場所長

<sup>\*2</sup>計画本部計画部橋梁計画グループサブリーダー

<sup>\*3</sup>千葉工場技術部設計グループ主任

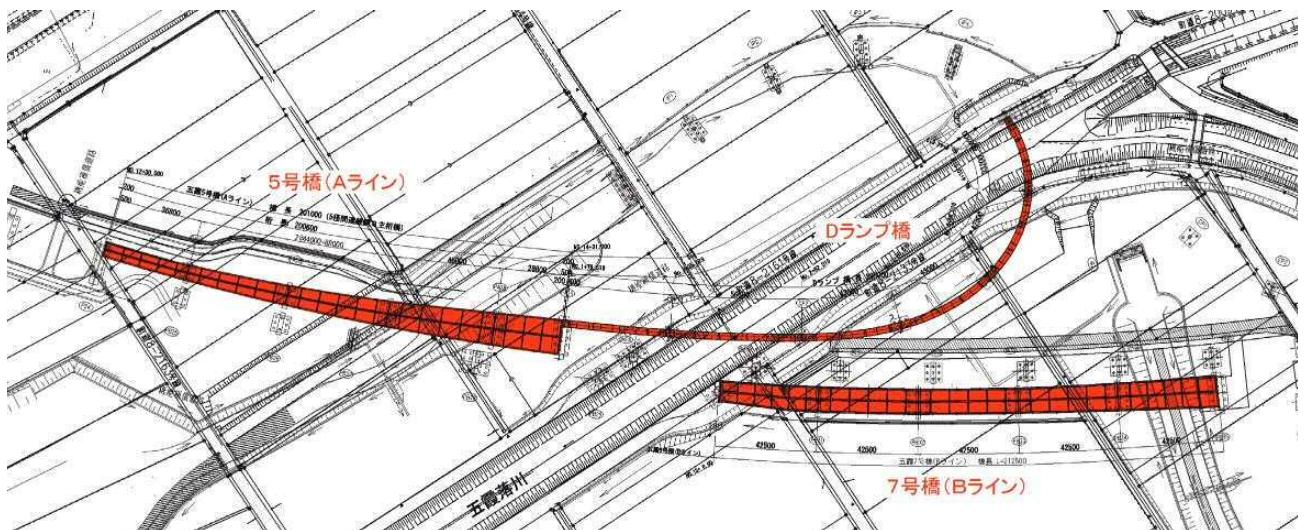


図-2 配置図

### 3. 全体施工フローチャート

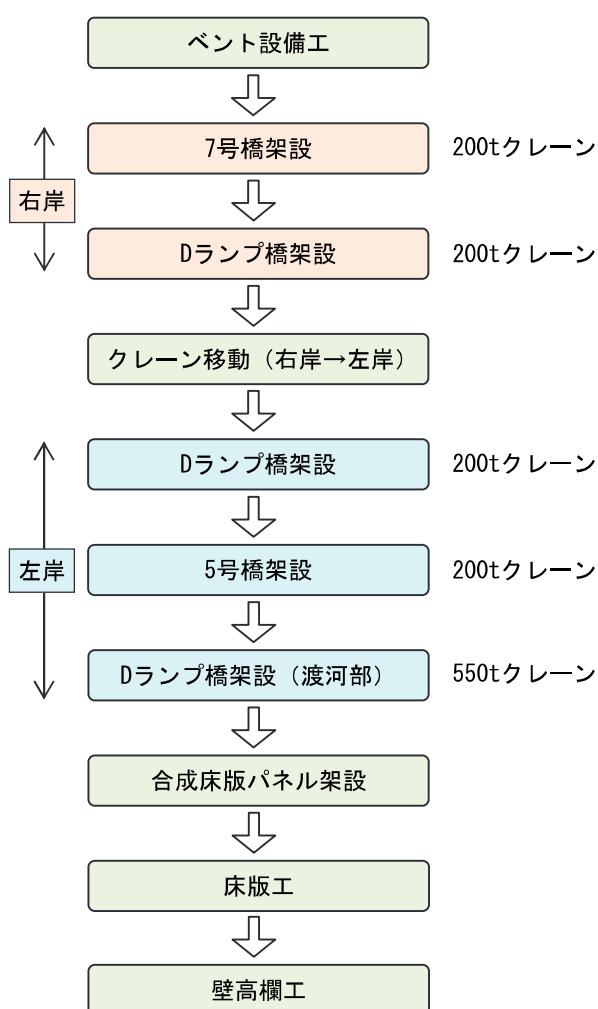


図-3 施工フローチャート

#### 4. 5号橋・7号橋の架設

### (1) 建て起こし設備の設置

5号橋・7号橋は、部材高が2.9m（桁高2.7m）、部材長が12mあり桁を正立て運搬することが困難であった。このため運搬時は桁を倒した状態で運搬したが、作業箇所が狭隘なため、安全の向上を目的に、下記の要領（写真-1、図-4）で建て起こしを実施した。



写真-1 主桁建て起こし状況

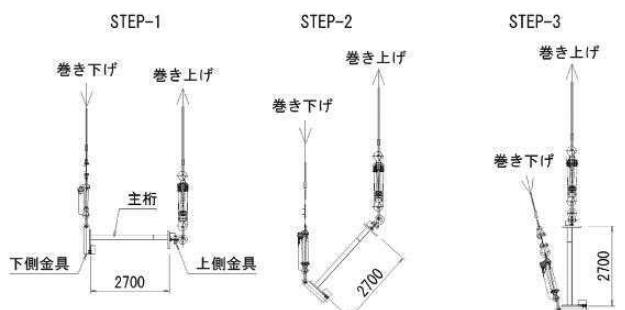


図-4 建て起こし要領

## (2) 7号橋の架設

7号橋の架設は、トラッククレーンベント工法を採用し、200t吊オールテレーンを使用した。第一架設ブロックについては、主桁の転倒に対する安定性を向上させるために、並列に地組立を実施し、また、主桁や吊り金具に面外力を発生させないように吊天秤を使用した。7号橋の架設状況を写真一2に示す。



写真一2 7号橋架設状況

## (3) 5号橋の架設

5号橋の架設についても7号橋と同様にトラッククレーンベント工法を採用し、200t吊オールテレーンを使用した。5号橋の架設状況を写真一3に示す。



写真一3 5号橋架設状況

## (4) 支承の据え付け

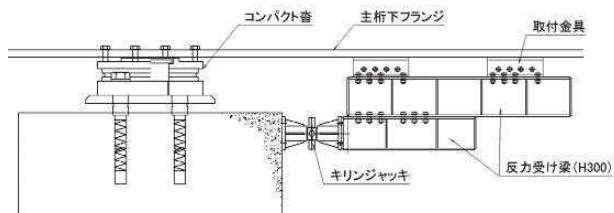
本橋の中間橋脚には固定ゴム支承装置（コンパクト杏）を採用しており、温度変化に対しての追随性がないことから、モルタル打設時の桁移動を拘束するため、写真一4、図一5に示す支承の仮固定設備を設置した。

支承の仮固定のために下部工の設計温度水平力より据

付可能温度範囲を推定した。これにより、支承の仮固定を行う温度と仮固定設備の設計荷重を算出した。設計荷重については、モルタル打設後の養生時の温度変化にも対応できるように、±15°Cとして算出した。なお、橋脚毎の設計荷重を表一1に示す。



写真一4 支承仮固定設備



図一5 支承仮固定設備図

表一1 設計荷重一覧

5号橋						
橋脚	PA24	PA25	PA26	PA27	PA28	PA29
水平力	可動	682.5	244.5	197.3	720.9	可動

7号橋						
橋脚	PB30	PB31	PB32	PB33	PB34	PB35
水平力	可動	663.7	239.9	188.2	694.4	可動

(単位 : KN)

## 5. Dランプ橋の架設

### (1) 現場における問題点

- 1) Dランプ橋の架設途中は、曲率の影響により左右の反力の違いが発生し、主桁が転倒する恐れがある。また、主桁のねじれが発生し、完成時の精度への影響も考えられる。

2) 渡河箇所については、当初、杭基礎構造のペント設備検討されていた。しかし、河川改修や他工事の工程調整のため、杭基礎の施工が困難となり、河川流水部を使用しない構造に見直しが必要となった。

## (2) 形状保持ペントの設置

架設途中のステップを検討したところ、曲率の外側に倒れていくような変形が発生することから、その変形を抑えるために、形状保持用のペント設備の追加（図-6）を行った。設置位置については、左右の反力がバランス良くなる位置を検討し、仮設道路を配慮しながら決定した。



図-6 形状保持ペント

## (3) 脚回りペントの設置

中間橋脚であるDP2～DP5については、図-7のとおり1支承であるが、ウェブ幅と橋脚幅が同一のため、橋脚上で回転変形を抑える仮受けやジャッキアップ等の対応が困難であった。

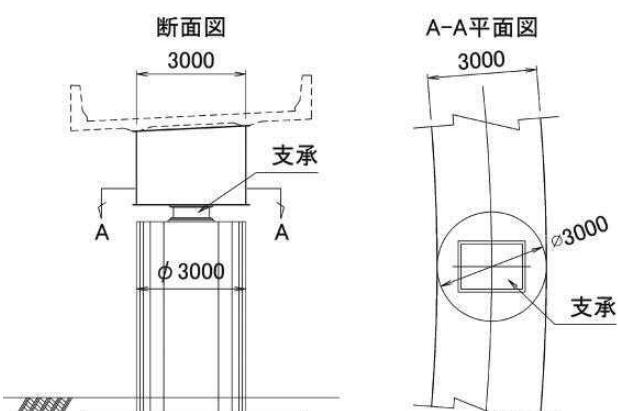


図-7 橋脚一般図

このため、写真-5に示すように橋脚の周囲を巻くようにペント設備を構築し、ジャッキアップスペースを設け、調整を行った。



写真-5 脚回りペント設備

## (4) 工事桁基礎構造ペントの採用

河川流水部の杭基礎施工が困難であり、渡河区間を一括架設する工法を検討したが、当該箇所の支間長が56.5mあり、ブロック重量も100tを超えるため、クレーンのスペースや地組立ヤードを確保することは困難であった。このため、図-8、写真-6に示すように、河川に影響を与えないように渡河する、工事桁を基礎構造としたペント設備を設置した。なお、工事桁の支間長は32.5mあり、大きくなつわむことが予想されたため、L/600をたわみの許容値として断面を決定し、支点部には仮支承を設置した。また、組立解体は横倒れ座屈を考慮し2主構毎に実施した。

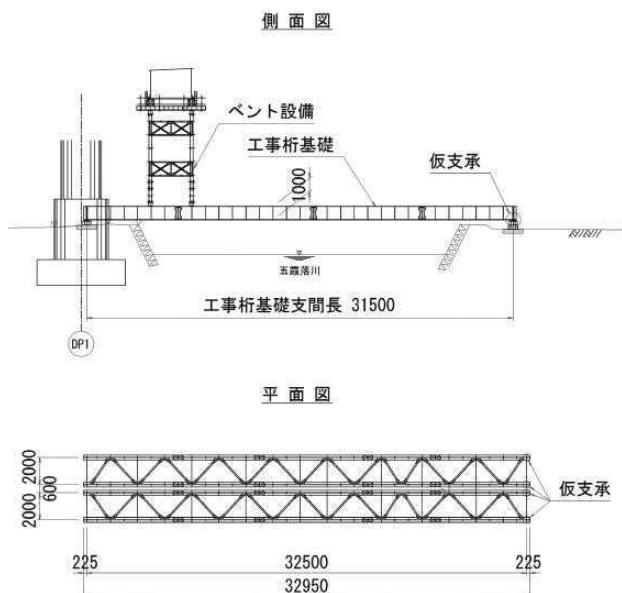


図-8 工事桁ペント設備図



写真-6 工事桁基礎



写真-8 合成床版架設状況

### (5) Dランプ橋の架設

Dランプ橋の架設は、トラッククレーンベント工法を採用し、一般部は200t吊オールテレーンを使用し、渡河部は550t吊オールテレーンを使用した。Dランプ橋の架設状況を写真-7に示す。



写真-7 Dランプ橋架設状況

### 6. 合成床版パネルの架設

本工事における鋼コンクリート合成床版（以下合成床版）は『SCデッキ』を採用した。5号橋、7号橋については、最大幅員が17mあるため図-9に示す通り、G2桁上で分割を行っている。



図-9 合成床版図

### 7. 床版の施工

床版の打設については、写真-9に示す通り、コンクリートポンプ車（ブーム式）を使用して実施した。また、連続桁のため分割打設とし、1回あたりの打設量については、仕上げまでの時間を考慮して  $V=150 \text{ m}^3$  程度とした。打設に伴うひび割れ照査を実施するとともに、Dランプ橋については、曲線桁で、かつ1支承のため、負反力が発生しないように平面解析を行い、ねじれに対する照査についても実施した。なお、照査の結果、箱桁左右のたわみ量に大きな違いが発生したため、鋼重も含めてキャンバー値に反映した。



写真-9 床版打設状況

### 8. 壁高欄の施工

合成床版の壁高欄は、側板と壁高欄の境界部で壁高欄型枠が確実に密着せずに不具合が発生することが多いため、図-10に示すように、合成床版の側板にフォーム

タイを設置できるように孔をあけ、内側にインサートアンカーを設置した。これにより、境界部の密着性が向上し、ノロもれやジャンクション等の不具合を削減することができた。また、エアアバタが発生しやすい壁高欄のハンチ部については、エアアバタ防止シートの貼付けを行い、写真-10、写真-11に示すように、エアアバタの発生を抑えることができた。

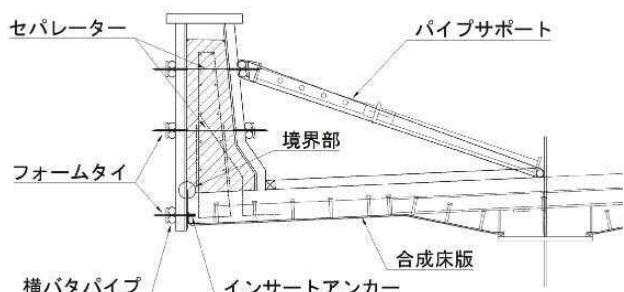


図-10 壁高欄型枠図



写真-10 エアアバタ防止シート



写真-11 壁高欄ハンチ部状況

## 9. あとがき

インターチェンジやジャンクションでは曲率の小さな橋梁を採用することが多く、また、狭隘な作業スペースの中で競合する工事が多い。本稿の報告が類似作業の参考になれば幸いである。

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 関東地方整備局 北首都国道事務所 三郷出張所の方々に深く感謝し、誌上を借りてお礼申し上げます。

2016.3.8 受付



図-12 Dランプ橋完成写真

# 川越北環状架設工事報告

## Report on Erection Work at Kawagoe Northern Circular Route



豊 田 航<sup>\*1</sup>  
Wataru TOYOTA



吉 田 友 和<sup>\*2</sup>  
Tomokazu YOSHIDA

### 要 旨

埼玉県道160号川越北環状線は、埼玉県川越市脇田新町から同市今成を経由し、同市福田へ至る一般県道である。計画総延長5.5km、全線片側2車線で整備予定である。川越市中心部を取り巻く環状道路計画のうち西半分に相当し、脇田新町で接続する国道16号と併せて半環状道路を構成する。また、国道254号を介して首都圏中央連絡自動車道（圏央道）川島インターチェンジへ至るアクセス道路としての機能もある。このうち、片側1車線で市道として供用されていた脇田新町 - 今成（埼玉県道15号川越日高線交点）間が県道に格上げされ、同区間は全線開通後に片側2車線化する計画である。本稿では川越北環状線のうちJR川越線上の上部工架設工事（左車線）に関する施工について報告する。

### 1. はじめに

本橋は、川越北環状線のうちJR川越線と交差する部分に位置する橋梁である。



図-1 位置平面図

### 2. 工事概要

- (1) 工事名：川越線川越・西川越間18k090m付近  
川越北環状線桁架設その他工事
- (2) 発注者：東日本旅客鉄道株式会社 大宮支社
- (3) 請負者：東鉄工業株式会社 埼玉支店
- (4) 工事場所：埼玉県川越市今成4丁目地先

- (5) 工期：平成26年1月～平成28年3月
- (6) 橋梁形式：4径間連続非合成鋼I桁橋の内、1径間
- (7) 橋長：149m
- (8) 支間長：36.75m+31m+40.5m+39.4m
- (9) 鋼重：105t
- (10) 架設工法：手延べ式送り出し工法

### 3. 本工事の特徴

- ①JR川越線を跨ぐ橋梁である。
- ②市道15号線上を手延べ機が一時占有する。
- ③東京電力送電線に近接している。

以上を踏まえ施工計画・現場施工を行った。

### 4. 架設方法

本工事の施工範囲は4径間のうち中央径間であり、中央径間はJR川越線直上であるため手延べ式送り出し工法で施工を行った。

施工順序は以下の通り。

- ①ヤード工
- ②ベント設備組立
- ③送り出し設備工

\*1 工事本部建設工事部建設工事グループ現場所長

\*2 計画本部計画部建設設計第1グループサブリーダー

- |              |                 |
|--------------|-----------------|
| ④軌条設備組立      | ⑧手延べ機・連結構・後方桁設置 |
| ⑤主桁組立工       | ⑨降下設備工          |
| ⑥鉄筋付鋼製型枠床板設置 | ⑩主桁送り出し工        |
| ⑦付属物設置       | ⑪主桁降下工          |

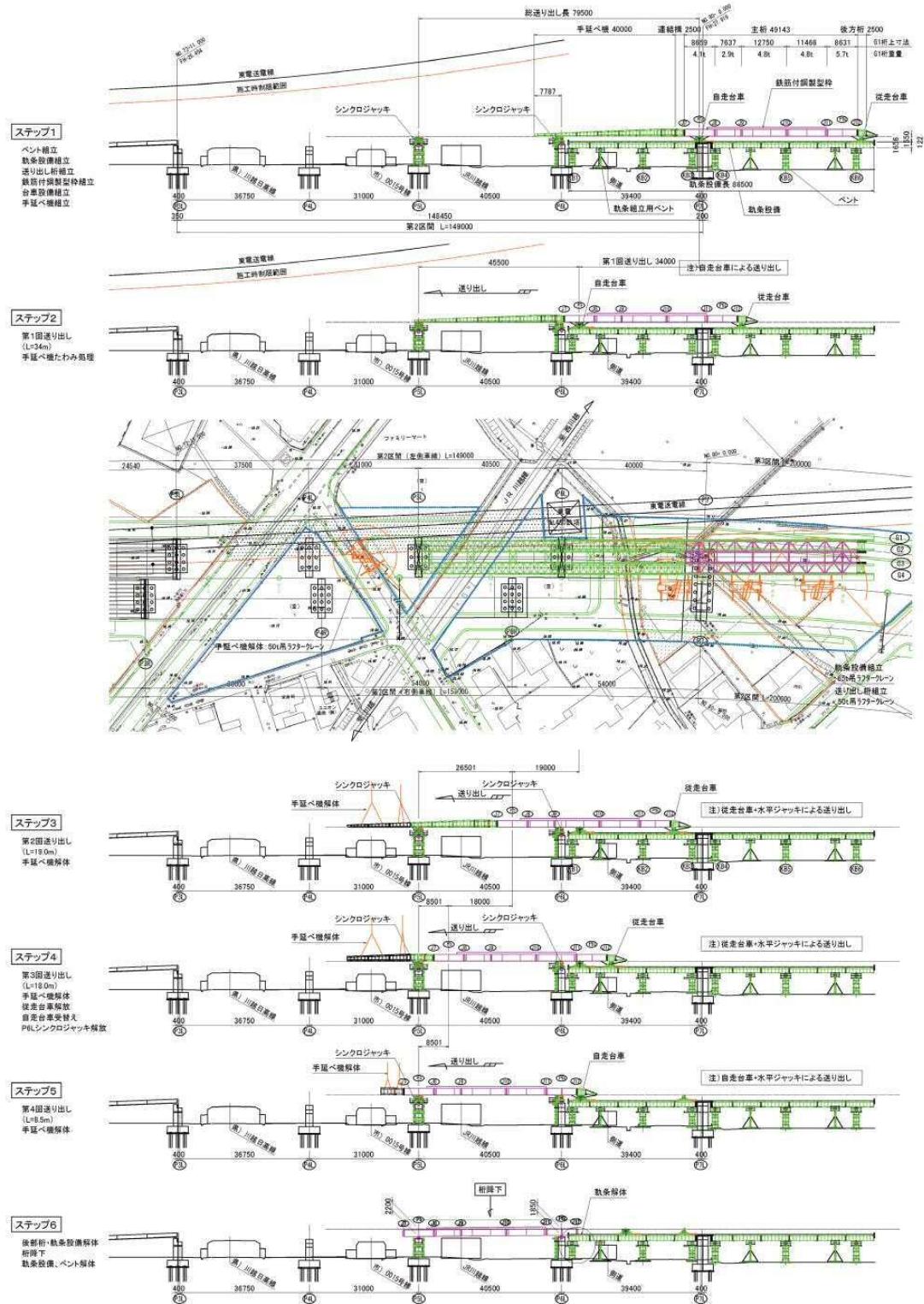


図-2 架設計画図（左車線）

### (1) 軌條設備

軌条設備はベント及び工事桁を用いた構造とした。

現地地盤は弱く、ベント反力及びクレーンアウトリガーリアクションによる地盤沈下が想定されたため地盤改良を行った。

また、桁降下量を抑えるため、P7L橋脚上は桁高の低い工事桁を使用し、送り出し高さを低くした。

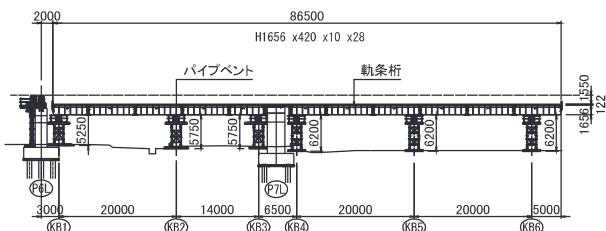


図-3 軌条設備図



写真-1 軌条設備



写真-2 動条設備ディッキプレート

## (2) 主桁・床板・手延べ機組立

高压線に近接する箇所のクレーン作業については、クレーンの高さ制限リミッターを使用して高压線範囲に影響しないように細心の注意を図り施工した。



写真-3 桁組立完了



写真-4 手延べ機組立室

## (2) 手延べ式送り出し

手延べ機到達までの作業時間はJR川越線き電停止間合いの約160分で施工しなければならない。

第1回の送り出しは手延べ機がP5L橋脚に到達まで距離が34mあるため、自走台車および縦走台車による送り出したした。(2m/min)

短時間での送り出し架設において、緊急時の対策が求められるが本施工においては自走台車のトラブルにおける対応が求められた。

対応策として予備動力となる水平ジャッキを自走台車に取り付けることとした。

き電停止間合い及び送り出し長、水平ジャッキの移動速度を検討し、自走台車トラブル時でも水平ジャッキで

問題なく送り出しを完了できることを事前に確認した。

またリハーサルを行うことにより、自走台車および水平ジャッキの駆動確認を行った。

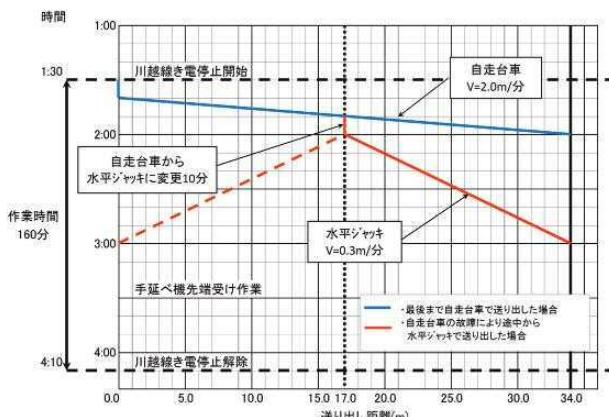


図-4 タイムサイクル表

送り出し時は支点の変動により設計反力を超過する場合があるため、反力計測・管理を行った。

各ジャッキに圧力変換器を設置し、それを計測室に設置したパソコンにより反力の計測・調整を行った。

各ステップにおいて管理上限値を設けて、限界値を超えた場合非常停止する事とした。

送り出し作業全体においてほぼ計画通りの反力で送り出しすることができた。

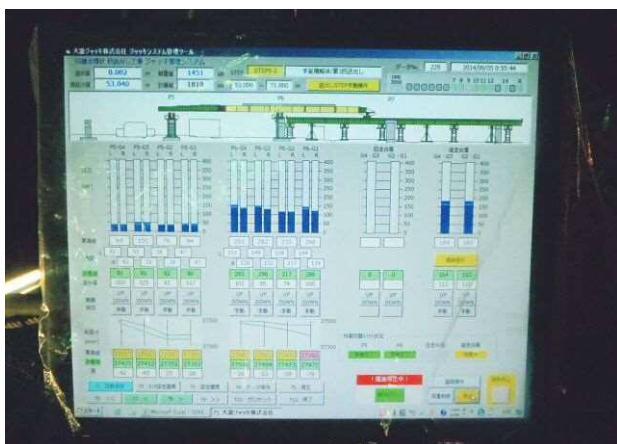


写真-5 計測画面  
(計測室の他、橋脚上にもモニターを設置した)

手延べ式送り出し工法では手延べ機のたわみ処理が発生し、鉄道上の作業時間が制約された工事においては工程に影響する。

本工事においては手延べ機のたわみ量は0.7mとなり、その処理方法を検討した。

手延べ機がP5L橋脚に到達後に、P5Lで手延べ機をジャッキアップすると作業時間が長くなるため、自走台車をジャッキアップして手延べ機のたわみを処理した。

今回使用した台車設備本体には高ストロークジャッキを内蔵し、手延べ機到達後の手延べ機応力導入作業をスムーズに行った。

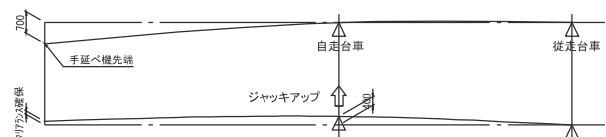


図-5 たわみ処理概要図



写真-6 台車内蔵油圧ジャッキ



写真-7 自走台車

手延べ機到達後はP5L, P6L橋脚上のシンクロジャッキ及び軌条設備上の従走台車（動力は水平ジャッキ）により送り出しを行った。



写真-8 シンクロジャッキ

手延べ機の解体は市道15号線上空に手延べ機が位置するため、送り出しつつごとに道路を通行止めして行った。

これらの作業も高圧線影響範囲を考慮し施工した。



写真-9 手延べ機解体状況



写真-10 送り出し完了



写真-11 架設完了

## 5. おわりに

本工事はJR川越線及び市道15号線での作業制限が非常に多い中での手延べ送り出し工事であった。

今回紹介した左車線施工後に右車線（3径間連続非合成鋼箱桁橋の内、中央径間の送り出し架設）も無事完了した。

最後に、本工事の施工に当たりご指導いただきました東日本旅客鉄道株式会社、東鉄工業株式会社の関係者の皆様に深く感謝し、紙上を借りてお礼を申し上げます。

2016.3.2 受付

# 市川こ線橋架設工事報告

## Report on the Erection of Ichikawa Overpass



千葉 信宏<sup>\*1</sup>  
Nobuhiro CHIBA



根本 大<sup>\*2</sup>  
Dai NEMOTO



池田 浩<sup>\*3</sup>  
Yutaka IKEDA



稻田 博史<sup>\*4</sup>  
Hiroshi INADA

### 要 旨

仙塩道路は、仙台都市圏の自動車専用道路の環状ネットワークを形成し、経済・産業基盤を支える道路である。本工事では、延長7.8kmの仙塩道路のうち、JR東北本線および仙台臨海鉄道線上空を跨ぐ市川こ線橋を送出し工法により架設した。ランプ桁と接続することから、徐々に幅員が広がっていくため、送り出し中の仮受け位置の変化に追従できるジャスコロ設備を設けて施工を行った。

キーワード：送出し工法、鉄道上空、エンドレスローラー、ジャスコロ

### 1. はじめに

仙塩道路は、仙台港北IC～利府中ICを結ぶ延長7.8kmの自動車専用道路であり、三陸自動車道の一部を形成するとともに、仙台都市圏の自動車専用道路の環状ネットワークを形成する。

本工事は、仙塩道路の4車線化事業（下り線新設）の一環として、JR東北線（陸前山王・国府多賀城間）及び仙台臨海鉄道線と交差する市川こ線橋を新設するものである。

本稿ではその架設工事の概要について報告する。



写真-1 全景写真

### 2. 工事概要

工事名：東北本線 陸前山王・国府多賀城間

市川こ線橋新設

場 所：宮城県 多賀城市

工 期：平成26年5月～平成27年5月

発注者：仙建工業株式会社

（企業者：東日本旅客鉄道株式会社）

形 式：4径間連続非合成箱桁橋（1@鉄橋+3@箱桁）

橋 長：185.725m（本工事施工長：130.36m）

幅 員：10.949m～19.786m

鋼 重：521.5t



図-1 位置図

\*1 工事本部建設工事部建設工事グループ現場所長

\*2 工事本部建設工事部建設工事グループ副主任

\*3 計画本部計画部建設設計画第1グループグループリーダー

\*4 計画本部計画部保全計画グループ主任兼建設設計画第1グループ主任

### 3. 本工事の特徴

本工事の主な特徴を下記に記載する。

#### ①手延べ機不要の送出し架設

一般的に送出し工法にて桁を架設する場合、主桁の先端に軽量な手延べ機を設置して順次送出し、架設後に手延べ機を解体する。本橋梁の構造形式は鋼4径間連続非合成箱桁橋であるが、送出し先端側のP80～P81間は鋼重の軽い鉢桁形式であり、この鉢桁部が手延機代わりとなる。(図-2)

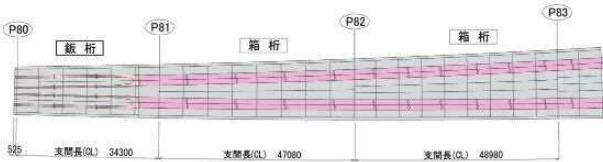


図-2 送り出し桁平面図

#### ②送出し中の仮受け位置が順次変化する

本橋梁は平面線形R=3000m、2主の箱桁であり、かつP84でランプ桁と接続するため、P80からP84に向かって幅員が広がる。(P80とP83の幅員差：約4.4m) よって、送出しに伴い受点となる主桁ウェブの位置が、順次橋軸直角方向にシフトしていくことになるため、それに追従できる設備が必要となる。

## 4. 施工

### (1) 作業ヤード

使用できる作業ヤードは供用中の上り線および一般道路に囲まれ、P83～P84間は水路で分断されている。軌条設備、ベント設備の組立・解体のため、水路には50t吊ラフタークレーンが通過できる桟橋を設置した。また、P84橋脚付近に200t吊クローラークレーンが設置できるクレーン構台を設けた。(図-3、写真-2)

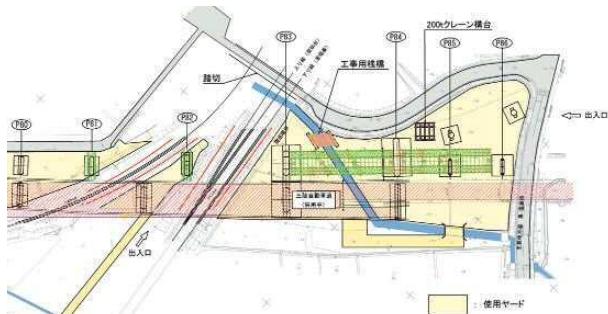


図-3 ヤード状況図



写真-2 水路上桟橋

### (2) 軌条設備

JR東日本に工事委託されたP80～P83間の送出し架設・桁降下完了後、国交省施工によりP83以降の桁架設を行ったが、その際、軌条設備を転用することができるようP83～P85間ににおいて、国交省施工時に使用する軌条桁の上に嵩上げしてJR東日本委託範囲施工用の軌条設備を設置した。

(図-4、写真-3)

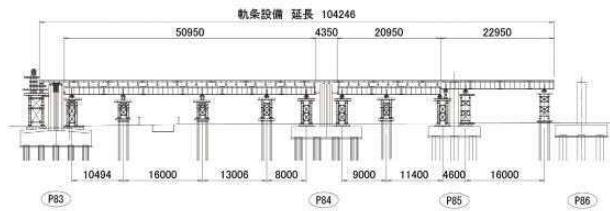


図-4 ヤード状況図



写真-3 軌条設備写真

### (3) 主桁組立

桁の組立は、クレーン構台上の200t吊クローラークレーンを使用し、桁の組立～縫取りを繰り返しながら行った。(図-5、写真-4、5)

また、線路上空のグレーチング床版については、送り出し前に架設を行った。

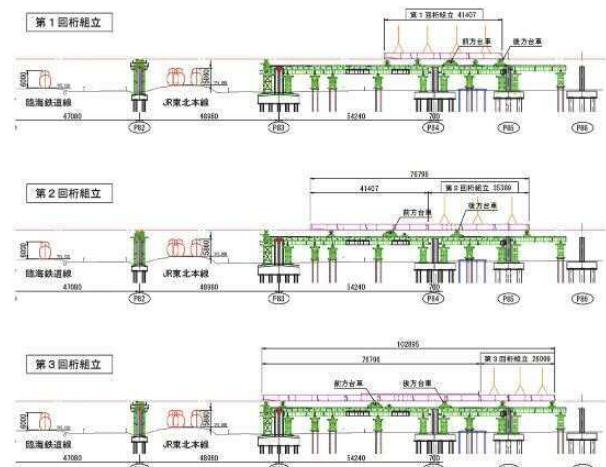


図-5 桁組立ステップ図



写真-4 桁組立状況



写真-5 グレーチング床版架設状況

### (4) 送出し架設

JR東北本線上（P82～P83間）は、JR東北本線の夜間のき電停止間合いで自走台車による送出し、臨海鉄道線上（P81～P82間）は、臨海鉄道のき電停止間合いで、およびJR東北本線の線路閉鎖間合いで水平ジャッキにより送出しを行った。

#### 1) 主桁先端の钣桁部

先端側のP80～P81間は鋼重の軽い钣桁となっており、手延機代わりとなるが、钣桁先端の支点はウェブ高が変化しているため、桁付き架台を設置することで下フランジ高さを揃えた。

桁付き金具は、本設桁の支承ソールプレート孔および落橋防止装置の取付用孔を利用してボルトで固定した。

(写真-6、7)



写真-6 P80～P81の钣桁部



写真-7 钣桁先端

## 2) 1回目 自走台車による送出し

1回目の送り出し長は44mであり、JR東北本線のき電停止間合い約55分（実作業時間）の間に桁を送り出し、先端の仮受けまで行う必要がある。そのため自走台車および従走台車による送出しとした。（V=1.67m/分）

（図-6、写真-8）

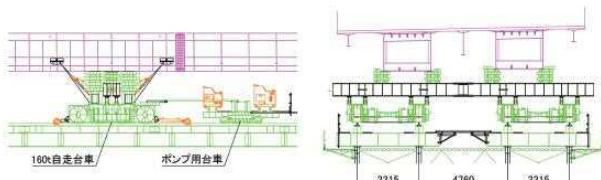


図-6 自走台車設備



写真-8 JR東北本線上送り出し状況

## 3) 2回目以降 水平ジャッキによる送出し

2回目以降は自走台車および従走台車に取り付けた水平ジャッキにより計7回に分けて送出しを行った。

（写真-9）



写真-9 水平ジャッキによる送出し

台車と桁は、桁後方よりアンカーを取り、台車と桁の滑り防止とした。

（写真-10）



写真-10 台車と桁の固定

## 4) ジャスコロ設備

第2回以降の送出し時は、P81～P83橋脚上のエンドレスローラーにより主桁ウェブ位置で仮受けしている。本橋は2主桁の箱桁で、R=3000mの平面曲線がついていること、P80からP84に向かってランプ桁と接続するため主桁間隔が徐々に広がっていくことから、エンドレスローラーの仮受け位置もそれに追従させる必要がある。そこで、ジャスコロと水平ジャッキをエンドレスローラーの下に設置することで、追従できるようにした。

（図-7、写真-11）

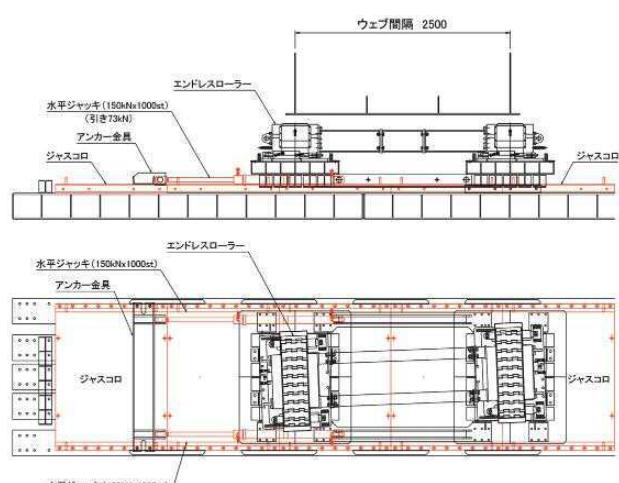


図-7 ジャスコロ設備図



写真-11 ジャスコロ設備写真

各送出しステップ毎のシフト量は事前に算出し、エンドレスローラーのシフト量を実測することで確認した。

曲線桁であるため、桁のシフト方向に水平ジャッキで圧力を掛けながら送出しを行った。送出し中にエンドレスローラーと桁のウェブ位置がずれてきた場合は、仮受け設備で一度仮受け後、エンドレスローラーの位置修正を行った。

## 5) 耐震設備

送り出し中は、各橋脚の送り出し設備上の両脇に橋軸直角方向の耐震設備を設置した。

(写真-12)



写真-12 耐震設備写真

## 6) 反力管理システム

送出し時、軌条設備のたわみ、ペント設備の沈下等により反力のバラつきが生じることが考えられるため、荷重の不均等が計画値を上回らないよう、各種センサー情報を計測管理室のパソコンに表示し、一括管理を行った。

(写真-13)

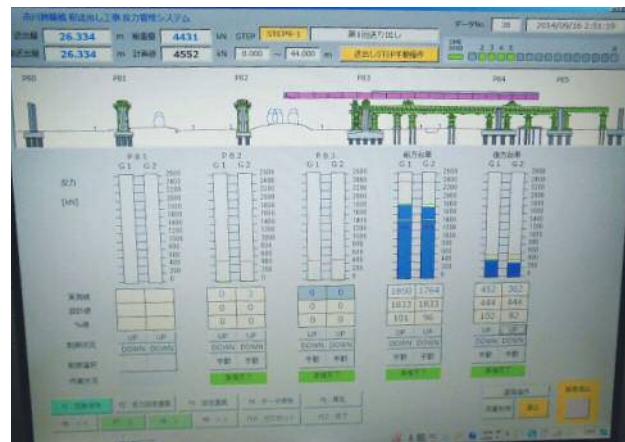


写真-13 管理画面

測室のパソコン画面には、送出し量と反力の計画値・実測値を表示し、反力を確認しながら計測室内でジャッキ操作を行った。

管理上限値（計画値の120%）、警報上限値（計画値の130%）を設け、管理限界値を超えた場合は黄色表示となり、送出し作業を継続しながら反力調整を、警報上限値を超えた場合は赤表示となり、一時作業を停止し反力の調整を行うこととした。

## (5) 桁降下

桁降下は、降下量が最大となるP83橋脚上で約2.7mであり、鉛直ジャッキとサンドルによる方法で行った。架線からの離隔が2.0m以上の範囲は線路閉鎖間合いで、2.0m以内の範囲はき電停止間合いで行った。

(図-8、写真-14、15)

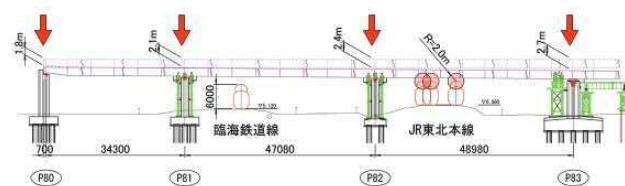


図-8 桁降下全体図



写真-14 桁降下状況

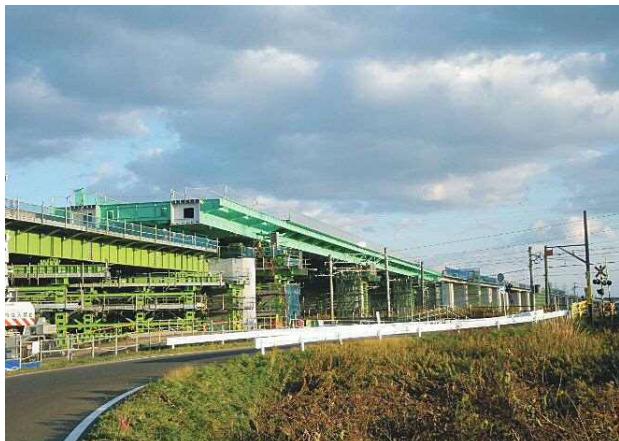


写真-15 桁降下完了

## 5. あとがき

本工事は、鉄道上という施工時間が限られる中、曲線桁で、かつ主桁間隔が徐々に広がっていくという特殊な桁を送出し工法によって架設するものであった。

送出し時の支点部にジャスコロ設備を設置することで、ジャスコロ設備上のエンドレスローラーが桁の仮受け位置の変化に追従できるため、連続的な送出しが可能となる。今回の施工により、その有効性を確認することができた。

最後に、本工事の施工にあたりご指導いただきました発注者の東日本旅客鉄道(株)仙台土木技術センター、元請けの仙建工業(株)ならびに工事関係者の皆様に深く感謝し、誌面を借りてお礼を申し上げます。

2016.3.2 受付

## グラビア写真説明

### 圏央道三坂新田高架橋上部その2工事

本橋は、首都圏中央連絡自動車道の茨城県常総地区に位置する橋梁です。

施工場所は、第2高架橋は道路上、第3高架橋は河川・道路上に位置し、主にペント併用トラッククレーン工法にて架設を行いましたが、第2高架橋の高圧送電線の影響範囲下は、送出し工法にて架設を行いました。

圏央道が順次開通する事により、広域ネットワークが形成され、郊外から都心部への交通を分散導入し、都心の交通混雑の緩和、災害時の道路ネットワークの強化などが期待されます。

(清水 康史)

報告

# 帷子川橋架設 Erection of Katabiragawa Bridges



佐藤正明<sup>\*1</sup>  
*Masaaki SATO*



佐直信次<sup>\*2</sup>  
Nobutsugu SAJIKI

要旨

本工事は「相鉄・東急直通線」の一環として河川上の鉄道橋上下線2連の製作・架設を、狭隘かつ現相模線に非常に近接した状況下で架設を行った工事である。

キーワード：近接，狭隘，手延べ式送り出し架設

## 1. はじめに

平成31年開業に向けて工事が進められている「相鉄・東急直通線」は、相鉄・JR直通線羽沢駅から新横浜を経由し、東急東横線・目黒線日吉駅までの区間に連絡線を整備するものである。

本工事は、その一環として、西谷駅の海老名方に電車を折り返すための引上げ線を整備するもので、相鉄・JR直通線と相鉄・東急直通線の開業により、現在の相鉄本線横浜駅から二俣川駅間で運行している半分程度が直通線の都心方面への運行となる予定であることから、横浜駅～西谷駅間の利便性低下を防ぐため、西谷駅での折り返し運行を可能とするために整備するものである。

本文では現相鉄線に近接したヤードでの手延べ式送り出し架設による鉄道橋の河川上への架設工事について報告する。

## 2. 工事概要

- (1) 工事名：相鉄・東急直通線 西谷駅留置線新設工事  
(土木関係)
  - (2) 施工場所：神奈川県横浜市保土ヶ谷区西谷町
  - (3) 工期：平成22年4月1日～平成31年3月末予定
  - (4) 発注者：相模鉄道株式会社
  - (5) 元請者：NB・清水・鉄建・大豊建設共同企業体
  - (6) 橋梁概要：

橋梁型式：単線下路プレートガーダー（鋼床版）  
上下線2連 バラスト軌道

橋 長：57.5m

支間長：56.6m

主桁中心間：5.2m

## 斜 角：直角

鋼 重：258.7t x 2連

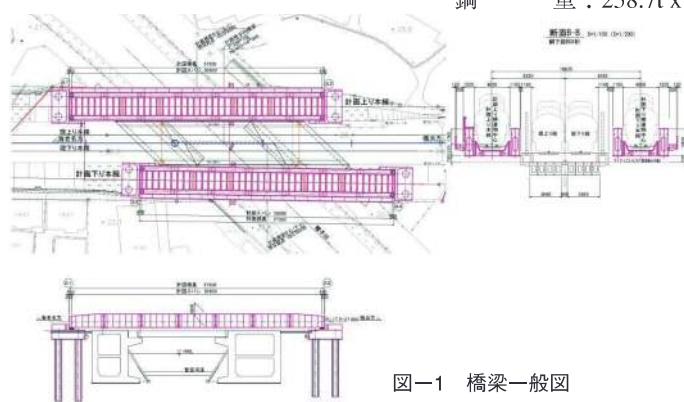


図-1 橋梁一般図

\*<sup>1</sup> 工事本部建設工事部建設工事グループ現場所長

\*<sup>2</sup> 計画本部計画部部長代理

### 3. 現場付近の状況

- (1) 橋梁架設箇所は帷子川上で、河川は斜めに通っており、河川の両側に管理用道路が並行している。
- (2) 現相鉄線上下線に並行に架設する。
- (3) 架設地点の海老名方は住宅が近接しており、かつ使用可能なヤードは非常に狭い。
- (4) 架設地点の横浜方は区画整理等で使用可能なヤードが上下線ともにある。但しヤードの中央付近に既設の歩行者通路および踏切が横断している。
- (5) A1・A3橋台海老名方の新軌道の補強土擁壁は上下線とも施工済みである。
- (6) 架設作業全般が相鉄線近接作業となるが、付近住民への騒音を考慮して、作業は全て昼間作業とする。

### 4. 柁製作

上下線の柵製作は、NB建設より弊社が受注し、千葉工場で製作を行った。



写真-1 千葉工場仮組状況

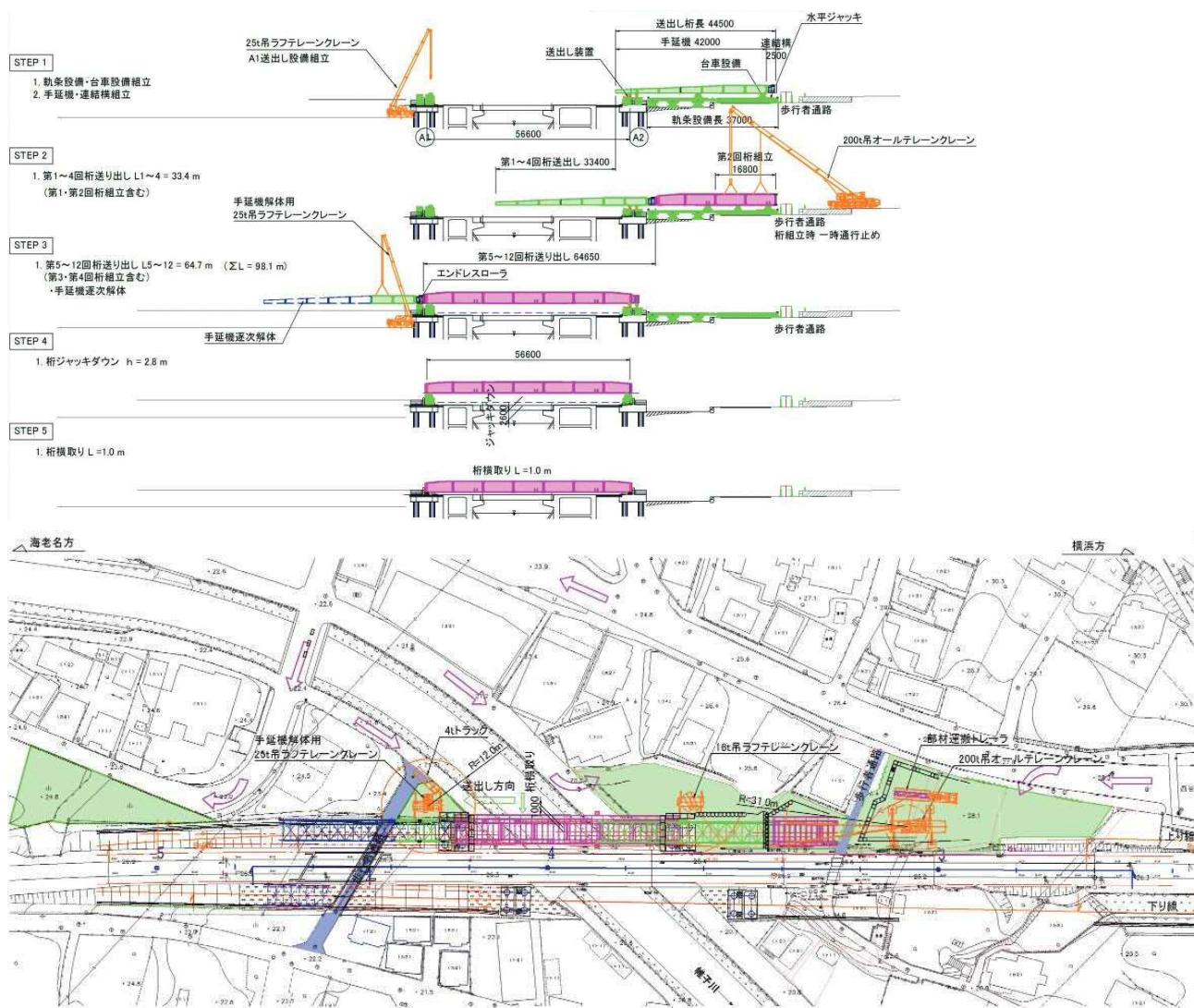


図-2 上り線架設計画図

## 5. 上り線桁架設

上り線の架設は架設地点横浜方に比較的広いヤードが確保できることから、手延べ式送り出し工法を採用したが、ヤードを分断して付近住民の歩行者通路があり、作業中も供用することが条件となった。

従って手延機+桁全長分の長さのヤードを設けることが不可能であり、A2橋台～歩行者通路間の約38mのスペースに軌条および台車設備を設け、初めに手延機+連結構を組み立てて送り出しを行い、以降桁2～3ブロックを後方に連結して送り出しを繰り返して桁架設を行った。

### (1) 送り出し設備

送り出し設備および桁組立は、現上り線に近接しており正規位置では線路防護柵に支障するため、送り出し中心線を線路と反対側に1.0mずらして設置した。

従って橋台上的送り出し・降下設備が現橋台からはみ出すため、A2橋台は極厚の梁材を使用し、A1橋台は橋台施工時にアンカーボルトを橋台側面に埋め込み、ブレケットを取り付けて設備を支持する構造とした。偏心分の横取りは桁ジャッキダウンの途中段階で行った。

### (2) 桁組立

桁組立は歩行者通路を跨いで後方のヤードから民家上空を旋回しないよう、クレーンサイズを上げて200tクレーンで行った。桁材吊り上げ時は、事前に作業日程を付近住民に通知し、歩行者通路を一時通行止めして行った。

### (3) 桁送り出し・降下

桁送り出しはA2橋台上の橋梁油圧送り出し装置を駆動力として、桁組立に伴って逐次行い、手延機先端がA1橋台到達後は、A1橋台上のエンドレスローラで手延機を支持してすべて昼間作業で行なった。

また、先端の手延機はA1橋台脇の三角ヤードに25tクレーンを据え付けて、送り出しに伴って逐次解体した。

手延機解体後、油圧ジャッキと降下サンドルに盛り替え2.8mのジャッキダウン・1.0mの桁横取りを行って桁を据え付けた。



写真-5 上り線桁架設状況



写真-2 上り線桁第1回送り出し状況



写真-3 台車設備



写真-4 上り線桁第7回送り出し状況



写真-6 上り線桁架設完了

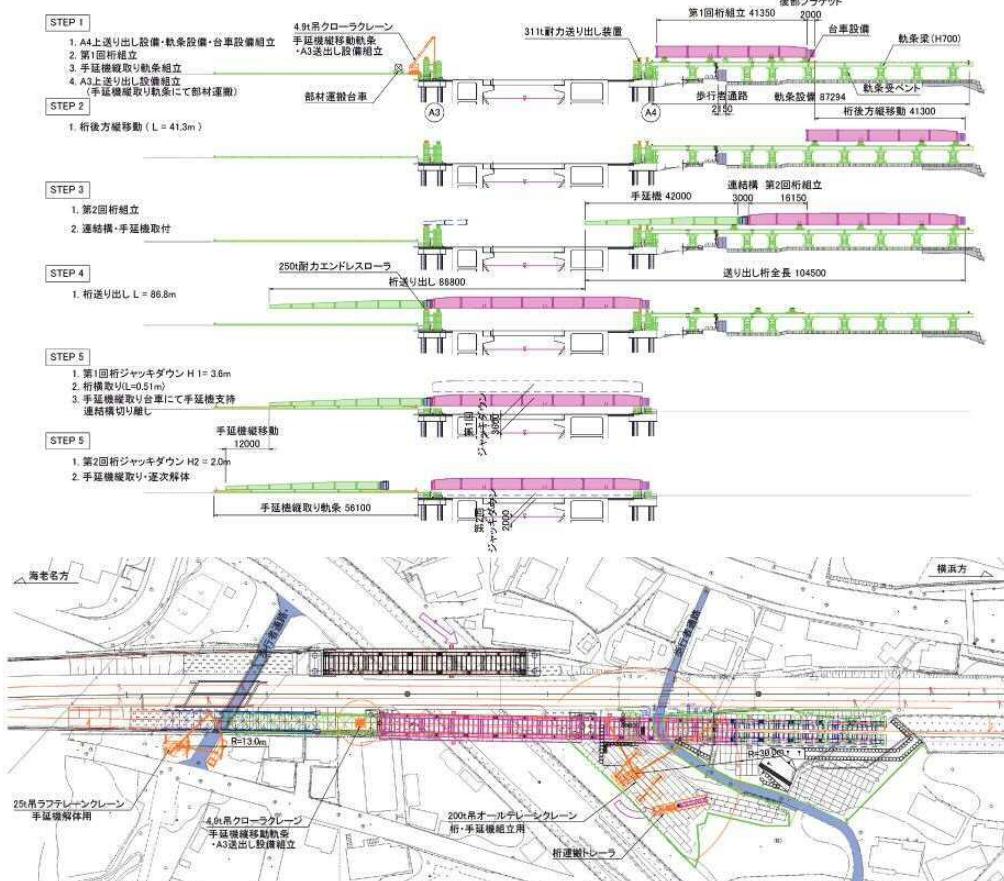


図-3 下り線架設設計図

## 6.下り線桁架設

下り線側は地形が谷となっており、搬入路は河川の側道に限られ、平坦なヤードの範囲も非常に狭くなっている。

また、上り線と同様に歩行者通路を活かし、かつ踏切の警報装置の視認性確保が条件となった。

そこで架設工法は上り線と同様に手延べ式送り出し架設としたが、地形上A4橋台と歩行者通路の間が狭く、上り線のように桁組立・逐次送り出しが不可能であるため、歩行者通路上空に軌条桁設備を88m設け、手延機+桁全長を一括で組み立て、送り出す工法とした。

### (1) 軌条設備

軌条設備はH700のH鋼桁を4条敷設し、歩行者通路の空頭および踏切警報装置の視認性確保のため地盤から3.8mの高さのペント設備で支持した。軌条桁の作業床は歩行者防護および隣接する現下り線への落下防止のため、全面デッキプレート張りとした。

送り出し・軌条設備および桁組立は、現下り線に近接しており正規位置では線路防護柵に支障するため、送り出し中心線を線路と反対側に0.5mずらして設置した。

### (2) 桁組立

桁組立はクレーンヤードに搬入可能な200tクレーンの能力により、2回に分けて後方の5ブロック+後部ブレケットを組み立て後、後方縦移動を行い、残りの2ブロックおよび手延機を組み立てた。

### (3) 桁送り出し

桁送り出しは送り出し装置および台車設備での多点支持状態となる事から、反力管理計測システムにより、各支点反力を集中計測・管理を行った。

各ジャッキに圧力変換器を設置し、それをパソコンにより反力の計測・調整を行い、ほぼ計画通りの反力で送り出しを行うことが出来た。

### (4) 手延機解体

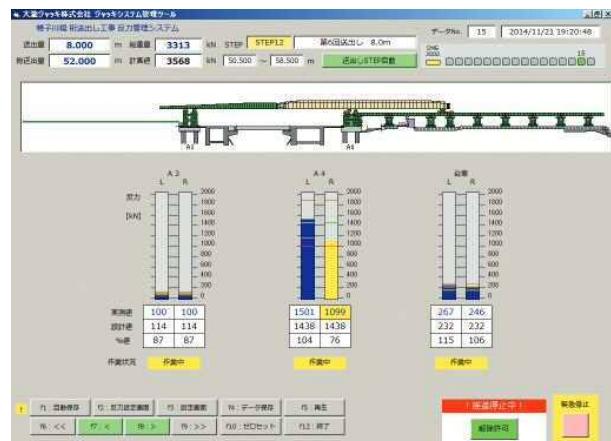
桁送り出し後の手延機解体は、到達方のA3橋台近傍にクレーン設置可能なヤードが無いため、予め軌道路盤上に手延機縦移動用の軌条設備を敷設し、手延機縦取り台車を設置して、桁ジャッキダウンの途中段階で連結構を切り離し、海老名方のクレーン設置ヤードまで縦取りして逐次解体した。



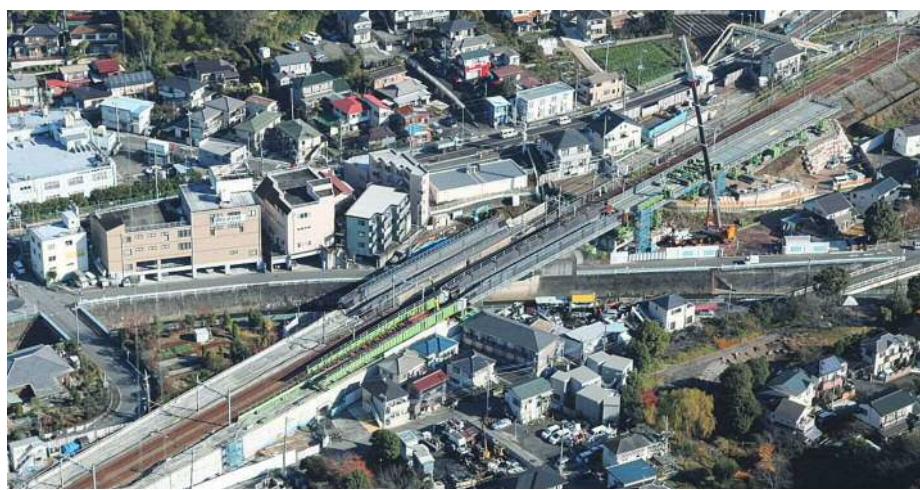
写真一七 下り線桁・手延機組立状況



写真一八 下り線桁送り出し出し状況



写真一九 衍送り出し反力管理計測システム画面



写真一〇 下り線桁架設状況

## 7. あとがき

本工事は非常に狭いスペースで、かつ営業線に超近接した状況での手延べ式送り出し架設を行う難工事であったが、無事工事を終える事が出来た。

最後に本工事の施工に当たりご指導頂きました相模鉄道株式会社並びにNB建設・清水建設・鉄建建設・大豊建設共同企業体の関係者の皆様に深く感謝し、誌上を借りてお礼を申し上げます。

2016.3.2 受付

## 報告

# 水島臨港道路における台船架設と460mのコンクリート圧送 Erection with Barges and Pumping 460 M Concrete at Muzushima Harbor Road



佐藤功武<sup>\*1</sup>  
Isamu SATO



飯野元<sup>\*2</sup>  
Hajime IINO



大塚恵<sup>\*3</sup>  
Megumi OTSUKA



滝直純<sup>\*4</sup>  
Naozumi TAKI

## 要旨

水島臨港道路は、水島臨海工業地帯の中心である水島港の物流拠点の慢性的な交通渋滞を改善し、効率的な物流並びに周辺環境の改善を目的として計画された総延長3000mの臨港交通施設である。

本工事では、新高梁川橋梁上部工の水島側430mのうち、1径間を仮桟橋・杭ベントによるクレーン架設工法、5径間を台船一括架設工法で架設し、床版工において橋梁では稀である460m（水平換算長）のコンクリート長距離圧送を行った。

キーワード：台船架設工法、コンクリート長距離圧送、圧送補助剤

## 1. はじめに

水島港は水島臨海工業地帯の玄関口である岡山県中西部高梁川河口に位置し、特定重点港湾に指定されている。

水島臨港道路は水島港港湾計画のうち、現在大きな迂回を余儀なくされた物流拠点の水島地区と玉島地区の慢性的な交通渋滞を改善し、効率的な物流並びに周辺環境の改善を目的として計画された（図-1）。



図-1 位置図

本工事は水島臨港道路上部工の水島側430mのうち、1径間を既設仮桟橋より河川内へ設置した杭ベントを利用してクローラクレーンベント工法にて架設し、残り5径間をヤードにて地組立、FCにて浜出し後、台船架設を行った。

また床版工においては、立地条件及び打設順序の解析の結果、陸上部より460m（水平換算長）のコンクリート長距離配管圧送を行った。

本稿では、主として台船による一括架設工法と、床版工におけるコンクリート長距離圧送について報告する。

## 2. 工事概要

工事名：水島港水島玉島地区臨港道路（渡河部）  
橋梁上部工事

発注者：国土交通省中国地方整備局宇野港湾事務所  
工事場所：岡山県倉敷市高梁川河口

実施工期：平成26年11月1日～平成27年8月10日

橋梁形式：鋼6径間連続合成箱桁橋（細幅箱桁）

橋長：430.0m

支間長：71.0m+4@72.0m+69.0m

鋼重：1,559t

<sup>\*1</sup>工事本部橋梁工事部橋梁工事グループ現場所長

<sup>\*2</sup>千葉工場技術部設計グループ主任

<sup>\*3</sup>千葉工場技術部設計グループ

<sup>\*4</sup>エム・エム ブリッジ(株)

### 3. 施工概要

当現場は起点側（水島側）よりRP-13からRP-19までの6径間で構成されており、RP-13からRP-14の1径間はクローラクレーンベント工法、RP-14からRP-19までは大ブロック台船一括架設を行った（図-2）。

RP-13からRP-14の施工として、最初に既設仮桟橋上に組み立てた150t吊ccを使用して3基の杭ベントを設置し、クローラクレーンベント工法にて架設を実施した（写真-1）。

対岸（玉島側）では並行して台船一括架設に向けて、1径間毎の5ブロックに分けた大ブロックの地組立及び合成床版（SCデッキ）の設置、台船艤装を約1か月半で行った（写真-2）。

架設工程は浜出し、曳航、架設の3日を1サイクルとし、2000t吊FC「金剛」にて浜出しを行い（写真-3）、約300tのベント材を使用して艤装した3000t積DB「釣島」へ積み込み、翌日現地へ曳航し、作業区域内にて停泊させた。架設はその翌日に行い、架設後の台船は当日離脱・出域し、ヤード岸壁まで曳航した。

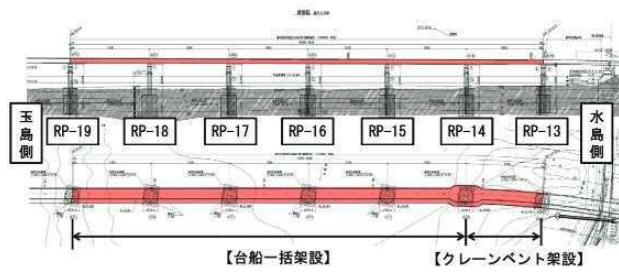


図-2 架設区分図



写真-1 クレーン架設

水島臨港道路における台船架設と460mのコンクリート圧送

架設後、合成床版へ配筋し、仮桟橋上へ設置したコンクリートポンプ車及び最長で460m（水平換算長）の配管圧送にて1728m<sup>3</sup>のコンクリートを11ブロックに分けて打設した。



写真-2 大ブロック地組立



写真-3 2000t吊FC「金剛」による浜出し

### 4. 台船一括架設

台船一括架設について、今回は潮の干満差と台船への注水によるバラスト調整に加え、400mmストロークの油圧ジャッキも併用した。

架設前日に入域・停泊してある台船を満潮時に架設し、引き潮時に台船離脱し、喫水が確保される時間帯に帰港できるよう時間管理に注意を費やした。手順を以下に記載する。

- ①台船進入（橋軸直角方向位置合わせ）
- ②台船引き寄せ（ワインチにて橋軸方向へ）
- ③仕口手前約500mmで停止・潮待ち
- ④潮の状態を確認し、桁固定治具・ラッシング解体・ジ

- ヤッキアップ（サンドルに干渉しない高さまで）。
- ⑤台船引き寄せ再開（橋軸・橋軸直角方向を修正しながら所定の位置まで）
- ⑥サンドル高さを調整し、台船上ジャッキを降下させてセッティングビーム及び脚上へ仮受
- ⑦同時にバラスト調整（台船へ注水）開始 ※注水速度21.6t/min、最大注水量約820t、最大降下量336mm
- ⑧ジャッキ解放及び干渉物の有無を確認し、台船離脱

台船上に400mmストロークのジャッキを設置しジャッキアップしたことにより、架設時間の調整及び短縮が可能になり、同時に注水量も軽減することが可能になった。それにより早期の台船からの荷重解放と、桁との十分なクリアランスを確保することが可能になり、余裕をもって台船を離脱させることができた（写真一4、写真一5）。



写真一4 架設状況



写真一5 台船架台設備（200t-400STジャッキ）

## 5. 床版コンクリート

床版コンクリートの施工に関して、本現場で最大の特徴であり難題は、最長で水平換算長460mに及ぶ長距離圧送である。圧送に必要な配合の変更に関しては、十分な検討が出来た為、万全の態勢で施工に望むことができた。その圧送に必要な変更について記載する。

### (1) 圧送に必要な条件

コンクリートの圧送に関して、所定の品質を確保することは絶対条件であるが、その範囲内で、ポンパビリティ、コンシステンシー、材料分離抵抗性などに優れた配合が必要である。それらを確保することにより優れたワーカビリティーも得ることができ、結果として良質なコンクリートを打設することができる。

### (2) 配合計画の見直し

特に圧送距離が長くなるに伴い、ポンプ閉塞事故や材料分離などのが起こるリスクが高くなる。それらのリスクを低減させるためには、圧送に必要な条件を考慮し、配合の見直しをするべきであり、本現場では以下の検討及び変更を行った。

#### 1) 検討条件

##### ① 設計配合

当初の設計配合は、以下の通りであった（表一1）。

表一1 設計配合

【設計配合】						
区分	コンクリートの種類	強度	スランプ	粗骨材の最大寸法	セメントの種類	最大水セメント比
床版コンクリート	膨張	30	8	20(25)	普通	50%

単位は強度N/mm<sup>2</sup>、スランプcm、骨材寸法mm

##### ② 施工上の条件

施工上の条件として、ポンプ圧送距離に現場の条件を考慮して水平換算長を算出した結果、460mとなった（図一3）。

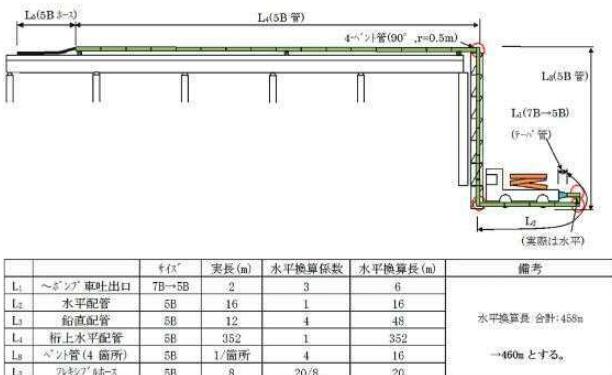


図-3 水平換算長の算出<sup>1)</sup>

### ③スランプ・単位セメント量の検討及び選定

いくつかの文献を参考に、施工条件よりスランプ、単位セメント量を検討した結果、スランプは12cm～18cm、単位セメント量は350～370kg/m<sup>3</sup>が望ましいという結果となった（図-4）。

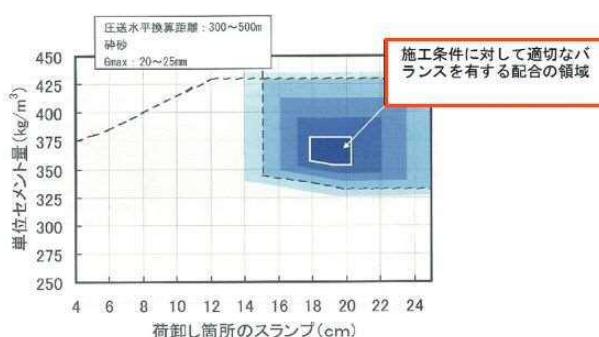


図-4 ポンプ圧送性に関する単位セメント量の照査<sup>2)</sup>

### （2）配合計画

検討条件を考慮して得られた検討結果を元に、配合計画を行った。比較対象として、スランプは15cmと18cmの2種類とした（表-2）。

表-2 配合計画

番号	区分	コンクリートの種類	強度	スランプ	粗骨材の最大寸法	セメントの種類	最大水セメント比	その他指摘事項
1	床版コンクリート①	膨張	30	18	20	普通	47%	高性能AE減水剤
2	床版コンクリート②	膨張	30	15	20	普通	47%	高性能AE減水剤
3	地震コンクリート	膨張	24	18	20	高炉(5種)	54%	高性能AE減水剤

単位は強度N/mm<sup>2</sup>、スランプcm、骨材寸法mm

### （3）その他の検討

長距離圧送ということを踏まえ、予想以上のスランプロスや不慮の事態により、ポンプ及び配管の閉塞が予想された場合を考慮し、事前に添加材の検討を行った。検討した結果、ポンプ圧送補助剤及び流動化剤を配合計画と同配合に別途添加し、試験練りを行うこととした。

#### ①ポンプ圧送補助剤「レオパックPA」

（図-5、写真-6）

ポンプ圧送補助剤は、圧送前の生コンクリートに添加することにより、流動化させるのではなく、圧送によるスランプロスを低減し、ポンプ圧送性を改善できる圧送用の補助剤である。パック型でアジテータ1台（4m<sup>3</sup>）に対して1袋から2袋使用する。使用方法としては、現場荷卸し試験後のアジテータに袋のまま投入し120秒の高速攪拌を行えばよい。また、本剤は流動化剤「レオパックG」との併用が可能である。

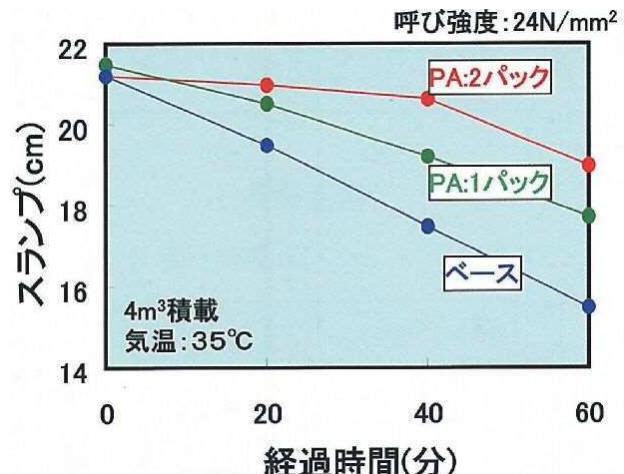


図-5 レオパックPAの効果の目安



写真-6 圧送補助剤「レオパックPA」

## ②流動化剤「レオパックG」

流動化剤は、通常使用されることの多いパック型の材料であり、高性能AE減水剤などのベースの配合に含まれる混和剤の影響を受けにくい。また、使用量の目安を算出する式はあるが、実施工では1パック当たり2~3cm程度のスランプ回復がみられることが多く、使用方法はレオパックPAと同様にアジテータに袋のまま投入し、120秒の高速攪拌を行えばよい。当現場では準備はしたが使用することはなかった。

## (4) 加圧ブリーディング試験 (JSCE-F502-2010)

生コンクリートの水分の移動のしやすさを定量的に把握し、ポンプ圧送性を評価する為に、試験練と同時に加圧ブリーディング試験を行った(図-6、写真-7)。試験方法は、容器に飼料を入れ、加圧による脱水量の測定となる。

但し高強度・水中不分離性コンクリートには適用外である。

ポンプ圧送性を評価する別途の方法として、変形性評価試験があるが、今回はポンプ圧送試験を予定していた為、行わなかった。

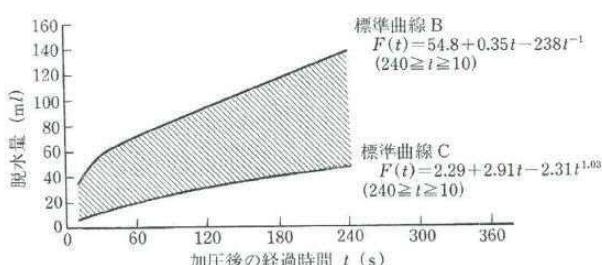


図-6 圧送性が良好である条件(斜線部が良好範囲)<sup>3)</sup>



写真-7 加圧ブリーディング試験

## (5) 試験練及びポンプ圧送試験

配合計画及び添加剤を考慮した配合にて試験練り及びポンプ圧送試験を行った。

実際の施工条件を再現することが困難だった為、水平換算長を算出し、その長さで圧送管を配置し、平地で行った(図-7)。

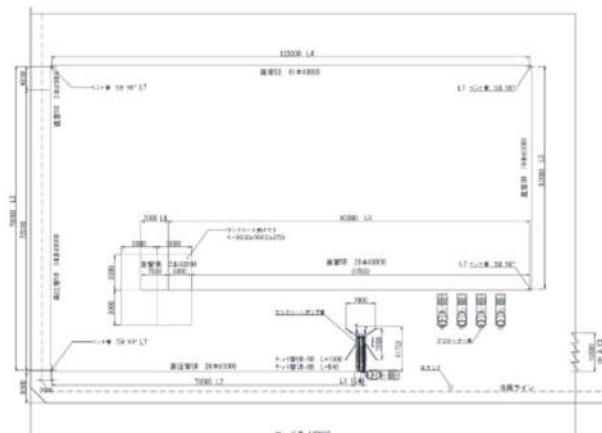


図-7 ポンプ圧送試験計画図

圧送補助剤はアジテータ1台あたり1袋の使用とし比較を行ったが、試験結果では添加後のスランプは2.5cm改善し、筒先のスランプロスも0.5cmと微量であり、(無添加のロスは1.5cm)、圧縮強度はσ7、σ28とともに無添加の配合と同等であった。よって効果は十分であると判定し、最長圧送部及びその付近での打設時に使用した(図-8)。

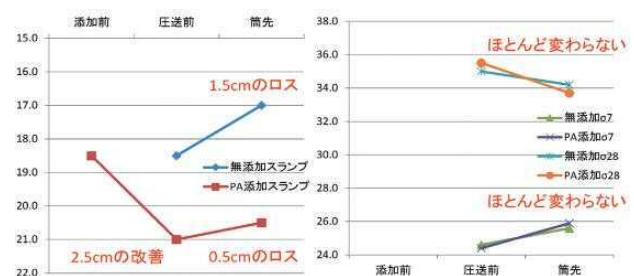


図-8 圧送補助剤の無添加と添加の比較(圧送試験)

また、今回実施した30-18-20N膨張剤入り(無添加)を圧送した際のポンプ圧力を確認したところ、使用ポンプは大型(PY120A-36)で能力が最大油圧27.4Mpaに対し、19Mpaであり能力範囲内はあるが、それ以上はゲージのレッドゾーン付近であり、閉塞の恐れがある為、それ以外の30-15-20Nの配合の試験は中止し、不採用とした。

## (6) 現場施工

打設ブロック及び順序を解析データに基づき決定し、既設仮桟橋より床版コンクリートを打設した。仮桟橋からの高低差が約12mあり配管圧送だった為、配管固定用ベントを設置し、打設を行った（写真-8、写真-9）。

460mの長距離圧送でも閉塞することなく打設完了し、圧送補助剤添加時の試験結果も良好だった。



写真-8 配管固定用ベント

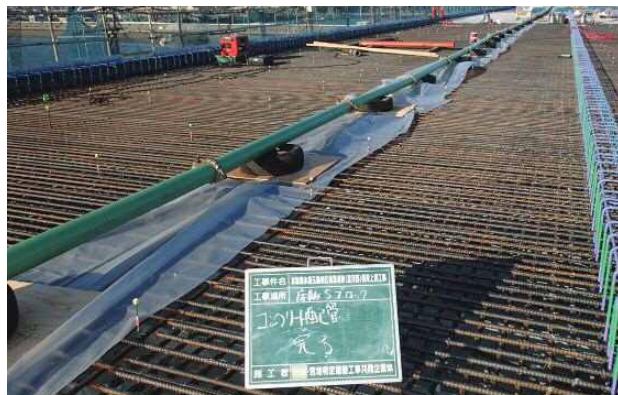


写真-9 配管状況

## 6. おわりに

本工事では、床版コンクリートの配合検討で460mの長距離圧送を実現させるべく、業界の歴史でも稀な経験をさせていただき感謝しております。特にさまざまな検討・実験・議論・決断が必要な中、全面的に信頼をいた

だき意見を受け入れていただきました国土交通省中国地方整備局宇野港湾事務所の皆様、現場にご尽力いただきましたエム・エムブリッジ(株)並びに千葉工場のスタッフの皆様、協力業者の皆様に、紙面をお借りしまして厚く御礼申し上げます。



写真-10 工事完了（桟橋より）



写真-11 工事完了（終点側より）

## <参考文献>

- 1) コンクリートのポンプ施工指針, 土木学会, 2012.
- 2) 施工性能にもとづくコンクリートの配合設計・施工指針（案）, 土木学会, 2007.
- 3) コンクリートのポンプ施工指針, 土木学会, 2012.

2016.4.4 受付

# さくら連絡橋新設工事

## Erection of Sakura Pedestrian Overpass (tentative name)



三田村 朋 宏<sup>\*1</sup> 佐直信次<sup>\*2</sup>  
Tomohiro MITAMURA Nobutsugu SAJIKI

### 要 旨

本橋は宮城県柴田町の桜の名所として知られる船岡城址公園と白石川堤を結ぶ回遊路として、JR東北本線と県道50号を跨ぐ人道橋であり、非常に狭隘なヤードで短時間に行った架設工事について報告する。

キーワード：狭隘ヤード、線路上空ブロック架設

### 1. はじめに

「日本さくら名所百選」の地である宮城県柴田町は、船岡城址公園や白石川堤など桜の名所として知られるが、JR東北本線と県道50号白石柴田線によって分断されており、回遊性を向上させる目的で、跨線歩道橋の整備を行った。

本文では狭隘なヤードでの大型クレーンを使用して行ったこ線橋の架設工事について報告する。

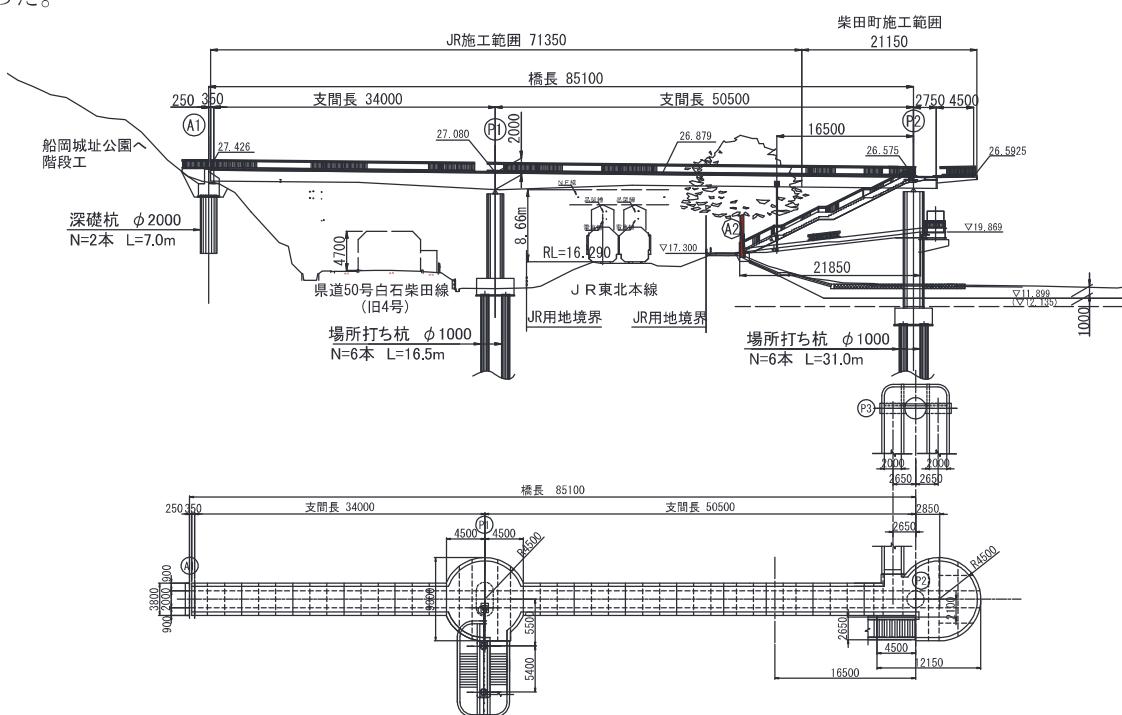


図-1 橋梁一般図

\*1 工事本部建設工事部建設工事グループ現場所長

\*2 計画本部計画部部長代理

## 2. 工事概要

- (1) 工事名：東北本線大河原・船岡駅間  
さくら連絡橋（人）新設
- (2) 施工場所：宮城県柴田郡柴田町  
大字船岡字川端地内
- (3) 工期：平成26年2月21日～平成27年2月20日
- (4) 発注者：東日本旅客鉄道株式会社 東北工事事務所
- (5) 元請者：東鉄工業株式会社 東北支店
- (6) 橋梁概要：  
橋梁型式：2径間連続鋼床版箱桁橋（変断面）  
橋長：85.1m  
支間長：34.0m+50.5m  
幅員：歩道：3.0m 階段部：2.0m  
平面線形：直線  
鋼重：181.5t

## 3. 現場付近の状況

- (1) A1橋台方から順に、県道50号・JR東北本線・白石川堤が橋梁と直角に交差する。
- (2) 県道50号とJR東北本線の間にP1橋脚があり、その周りに幅15.0m程度のヤードがある。
- (3) P2橋脚は白石川堤内に位置する。
- (4) A1橋台は船岡城址公園の丘陵地にあり、背面への重機等の搬入は不可能である。

## 4. 柵架設工法

柵架設は周辺の状況を考慮し、P2橋脚の県道側ヤード内と白石川堤防とP2橋脚間にペントを設けて、大型クレーンによるクレーン・ペント工法を採用した。

今回工事は、主柵のA1～J1までがJR東日本受託工事、J7～P2間が柴田町発注工事に分割されており、発注範囲に合わせて、柵地組ブロックをJR上、県道上、河川部の3ブロックに分割して地組し、架設する事とした。

## 5. ベント設備

柵架設時の仮受支点となるベント設備を2基設けた。JR線上の柵を支持するB2ペントは、地震荷重、設置箇所を考慮してH鋼杭（H300）基礎形式とし、ベント支柱はパイプ形式とした。

また、B2ペントは白石川河川敷内に設置するため、渴水期内で設置・撤去を行うものとした。

## 6. 柵地組

柵地組はP2部作業ヤード内で、120t吊オールテレーンクレーンを使用して行った。作業ヤードは幅15mでJR線に沿って延長140mのうなぎの寝床のようなヤードのため、架設用クレーンの組立スペースおよび吊能力を考慮して、地組位置を決定した。柵組立時はJR線に近接した作業となるため、列車見張り員の他にヤードのJR線側にレーザーバリアを配置し架空線との離隔（2.5m以上）を厳守した。

また、P1橋脚部の躊躇は県道上ブロック架設時の荷取り時にクレーンブームに支障するため、後取付とした。

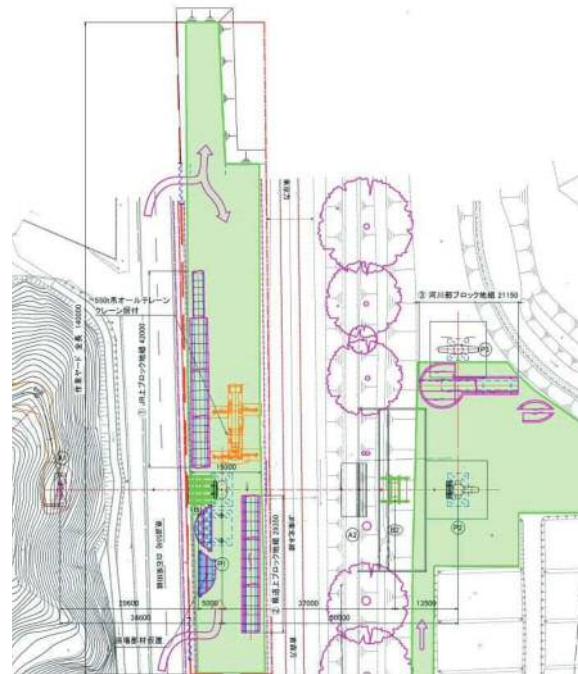


図-2 作業ヤード・柵地組配置図



写真-1 地組柵

## 7. 桁架設時耐震設備

当初計画において支承固定前の架設段階での大規模地震に対する耐震設備は地震時保有水平耐力法により、鋼材の許容塑性率を考慮して、橋脚およびベントのストッパーを計画していたが、発注者との協議・検討により地震時水平力を0.8として、支承周りにアンカーブラケットを配置し、金属系アンカーにて固定し、ベントおよび通常のラッシングでは水平力を分担させないものとした。

また、県道上空桁架設時にはA1橋台部のケーブル型式の落橋防止装置を仮取り付けし、橋軸方向の地震時水平力対策とした。



写真-2 支承部耐震設備

## 8. 桁架設

桁架設は東北線上および県道上の2ブロック架設を夜間線路閉鎖・き電停止作業（50分）および県道通行止め作業にて行った。

- 桁架設作業に当たり、事前検討会、作業周知会を行い以下の事故防止の取り組みを行った。
- ①各関係者の役割分担を明確にするため、桁架設時の施工体制表（指揮命令系統図）を作成した。
  - ②時間工程表（サイクルタイム）を作成し、開始時間および終了時間、中止判断基準を明確化した。
  - ③作業進捗報告・指示スケジュールを作成し、線路閉鎖、き電停止作業時間の中で、工事従事者、工事管理者および発注者間の報告・指示経路「いつ、だれが、だれに、なにを」を明確化した。
- 東北本線上の夜間桁架設は想定時間内で完了し、引き続き柴田町施工分の架設を昼間作業で行った。

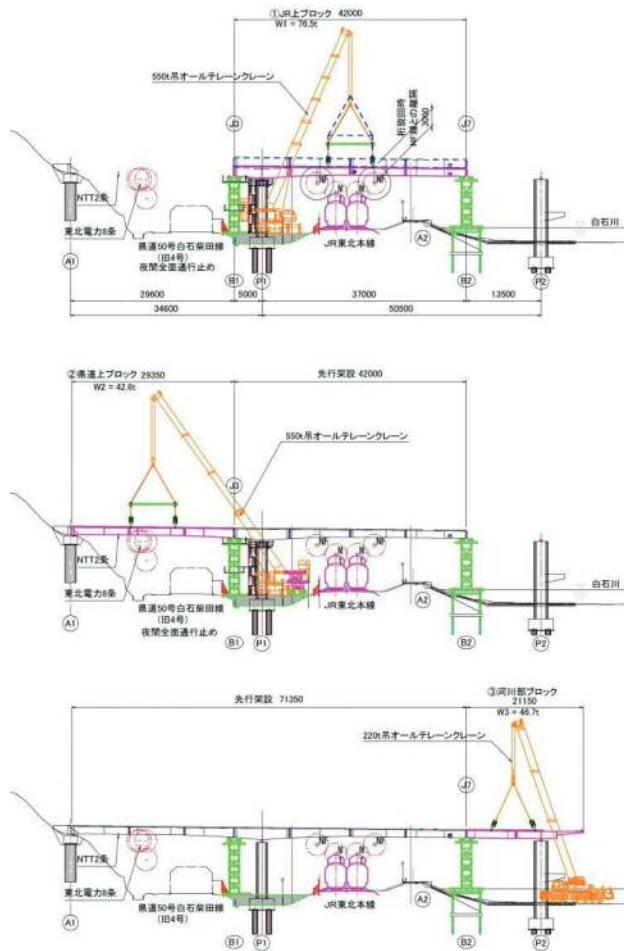


図-3 桁架設ステップ図



写真-3 東北本線上桁架設状況



写真-4 東北本線上桁架設完了状況



写真-5 河川部桁架設状況

## 9. あとがき

本工事は非常に狭いスペースで、短時間にブロック架設を行う難工事であったが、関係各位の努力により無事工事を終える事が出来た。

本橋は柴田町の橋名公募により「しばた千桜橋」と命名され、平成27年3月29日に開通式を迎え、桜の名所の新たな拠点として開花時は多くの花見客が訪れた模様である。

最後に、本工事の施工に当たりご指導頂きました宮城県柴田町、東日本旅客鉄道株式会社東北工事事務所、同仙台工事区並びに東鉄工業株式会社東北支店の関係者の皆様に深く感謝し、誌上を借りてお礼を申し上げます。

2016.3.2 受付



写真-6 完成写真

## ターミナル前面高架橋他耐震補強工事

### Aseismic Reinforcement of Elevated Bridge, etc. in front of Narita Airport Terminal 2



依田伸洋<sup>\*1</sup>  
Nobuhiro YODA



日沢恭助<sup>\*2</sup>  
Kyohsuke HIZAWA



渡邊明彦<sup>\*2</sup>  
Akihiko WATANABE



村井向一<sup>\*3</sup>  
Koichi MURAI



阿部正彦<sup>\*3</sup>  
Masahiko ABE



依田道拓<sup>\*4</sup>  
Michihiro YODA

#### 要 旨

本工事は、成田国際空港株式会社（NAA）発注の、空港施設の耐震能力向上を目的とした工事でした。本稿では、その第2ターミナル前面高架橋（10号橋）・8号橋・Fランプ橋・鉄道トンネルの耐震工事について、施工した内容を報告いたします。

キーワード：桁補強、橋脚補強、落橋防止装置、床版補強、流動化処理土

#### 1. はじめに

成田国際空港（以下、成田空港）は、1978年5月20日に開港し、航空機発着回数及び、空港旅客数国内2位、空港貨物取扱量は国内1位の日本を代表するハブ空港で、成田空港を運行している成田空港株式会社（株式保有比率：国土交通大臣90%財務大臣10%）は、昨年、第3ターミナルを開業（2015年4月）し、現在、空港施設の拡大と施設の充実をはかる事業を展開しています。本工事は、既施設の耐震性を向上させる工事でした。



写真-1 成田空港（第2ターミナル周辺）

#### 2. 工事概要

工事名：ターミナル前面高架橋他耐震補強工事

場 所：成田国際空港第2ターミナル地内他

発注者：成田国際空港株式会社（NAA）

工 期：平成25年7月18日～平成27年3月20日

工事概要

・橋梁補修（10号橋・Fランプ橋・8号橋）

工場製作工	305t
-------	------

工場製作輸送工	一式
---------	----

橋梁補強工	一式
-------	----

橋梁付属物工	一式
--------	----

鋼橋足場等設置工	2500m <sup>2</sup>
----------	--------------------

付帯工 架設工	一式
---------	----

・鉄道トンネル（開削）

開削土工	1200 m <sup>3</sup>
------	---------------------

耐震補強工	一式
-------	----

舗装工	1400m <sup>2</sup>
-----	--------------------

防護柵工 縁石工	一式
----------	----

構造物撤去工 仮設工	一式
------------	----

・電気設備

幹線架設工事	一式
--------	----

照明設備仮設工事	一式
----------	----

\*1 工事本部保全工事部保全工事グループ現場所長

\*2 工事本部建設工事部建設工事グループ現場所長

\*3 計画本部計画部保全計画グループサブリーダー

\*4 営業本部保全営業部保全営業グループプリーダー

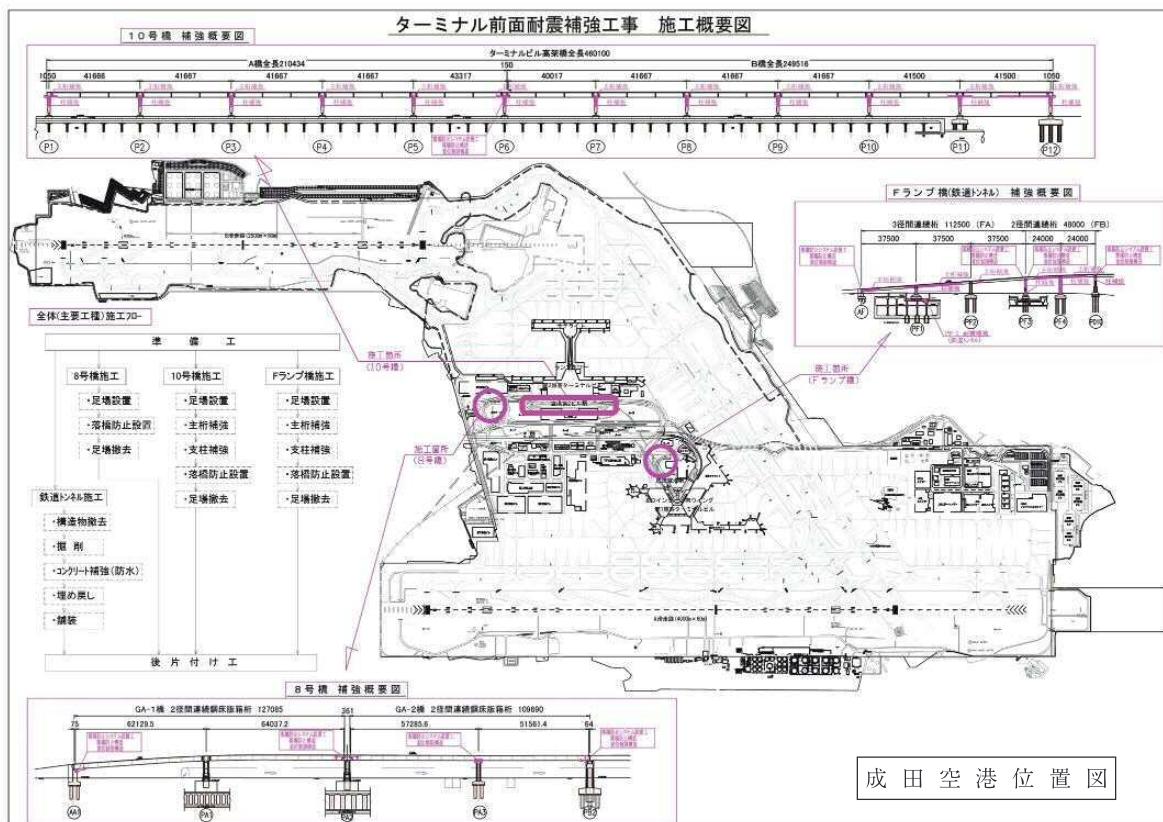


図-1 施工概要図

### 3. 施工報告

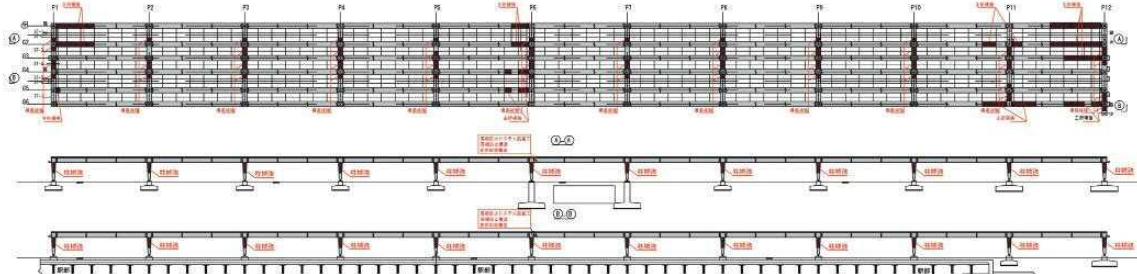


図-2 全体図

#### --10号橋-- 【製作重量200t】

##### ・施工条件 (10号橋)

10号橋は、橋長460m幅50m橋脚P1～P12（24本）から構成されており、橋上は出発階カーブサイド、橋下は到着階カーブサイドとして共用されています。

10号橋の工期は、H25年11月～H27年3月。

資材は夜間搬入にて行い、作業は昼夜にて実施しました。



当初、脚周りの足場は、設置困難でありましたが、必要最低限の足場設置の提案を受け入れてもらいP11以外は、足場を設置して作業ができました。

国内外旅行客頭上での作業となるため、作業時間帯の変更など、安全管理には充分留意しました。(建屋側は、夜間作業によるケレン、孔明、溶接、部材設置等)



写真-2 足場設置状況

② 10号橋（P6橋脚部の例）

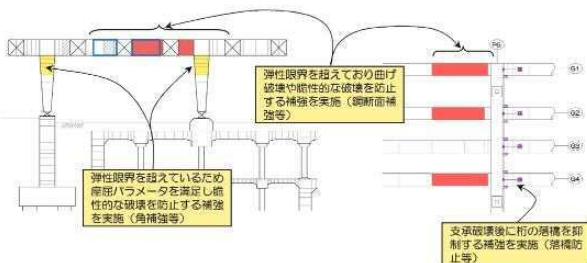


図-3 補強方法（10号橋）

- ①橋脚（P1～P12：各2 計24本）角部の補強
- ②ボックス内桁補強+梁補強
- ③ゲルバー部（P6）変位制限及び落橋防止
  - ・補強完了写真（10号橋）



写真-3 補強完了写真（P1～P12各2脚 合計24本）



写真-5 ゲルバー部（P6）変位制限及び落橋防止装置

補強する桁本体に、570キロ鋼材を使用していたため、何十台ものアトラーが故障する等、既設桁等の孔明けには大変苦心しました。

また、P11・P12橋脚は、増員にて施工し、製作工場（北海道岩見沢）とは、2週間に1回施工打合せを行うことで、工程短縮と品質確保を実現出来ました。

#### --8号橋-- 【製作重量25t】

##### ・施工条件（8号橋）

8号橋は、橋長200m幅9m4橋脚1橋台で構成され、第2ゲートから第2ターミナル出発階へ向かうアプローチ橋で、第3ターミナル建設に合わせ外溝工事着手前に竣工させることを求められた橋です。

工期は、平成25年7月～平成26年3月（平成26年4月引き渡し完了）



写真-6 8号橋

#### ①8号橋（PA1橋脚部の例）

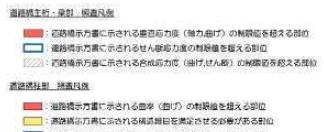


図-4 補強方法（8号橋）



写真-4 桁内部+外部桁及び梁補強



A P 3 橋脚変位制限装置（上2枚）  
A P 2 橋脚変位制限装置（下2枚）

写真-7 落橋防止・変位制限の設置

また、8号橋は、成田国際空港株式会社の通勤経路にあるため、小規模でしたが、関係者注目の工事でした。

#### --Fランプ橋-- 【製作重量80t】

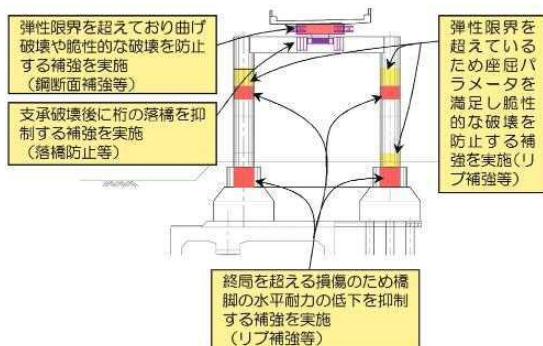
##### ・施工条件 (Fランプ橋)

Fランプ橋は、橋長150m幅5m5橋脚1橋台から構成され、第1ターミナル出発階と、一般道を連絡するランプ橋です。

施工は、平成26年4月～平成27年2月資材は夜間搬入で作業は昼間作業でした。



Fランプ橋 (P F 3 橋脚部の例)



##### ①橋脚 (P1・P3) リブ補強

##### ②ボックス桁内桁補強

##### ③変位制限と落橋防止による補強

##### ・補強完了写真 (Fランプ橋)

P F 4 橋脚外面(右)  
橋脚補強内面(下)



脚内現場溶接時には、熱影響による塗装剥離対応として補修塗装を行いました。



現地調査の結果、発注図と既設物と異なる部分が確認され、再設計が行われました。この為、現場着手時期が遅れましたが、工期短縮できる施工方法を提案し、工期内に完工出来ました。

#### --Fランプ (鉄道トンネル部) --

##### ・施工条件 (Fランプ橋 (鉄道トンネル部))

本工事は、Fランプ橋脚の一つであるPF1橋脚下のスラブを補強する工事でした。本橋脚は直下が電気室、その下がJRと京成電鉄が共用する場所にある橋脚である為、関係各所と綿密な打合せを実施し施工しました。さらに、換気塔化粧石積みブロックや、化粧パネル等が近接していた為、ブラケット補強（受け防護）をしながら施工しました。また、第1ターミナル全体に供給しているガス管直下の工事であった為、施工日には毎回、千葉ガス(株)によるガス管の確認を実施しました。



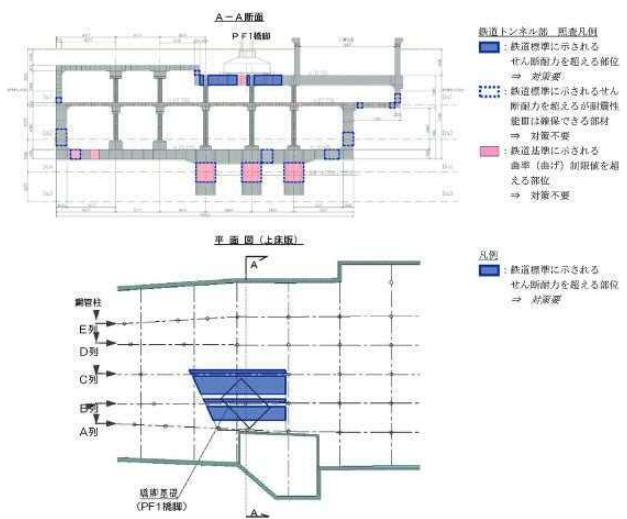


図-6 補強方法(Fランプ鉄道トンネル部)

PF1橋脚は、脚内もリブによる補強を行い、脚を支えるフーチングの周りには（鉄道トンネルスラブ補強の為）コンクリートにて床版を増し厚（550mm）する補強方法を行いました。

着手前



1・掘削完了



2・鉄筋組立完了



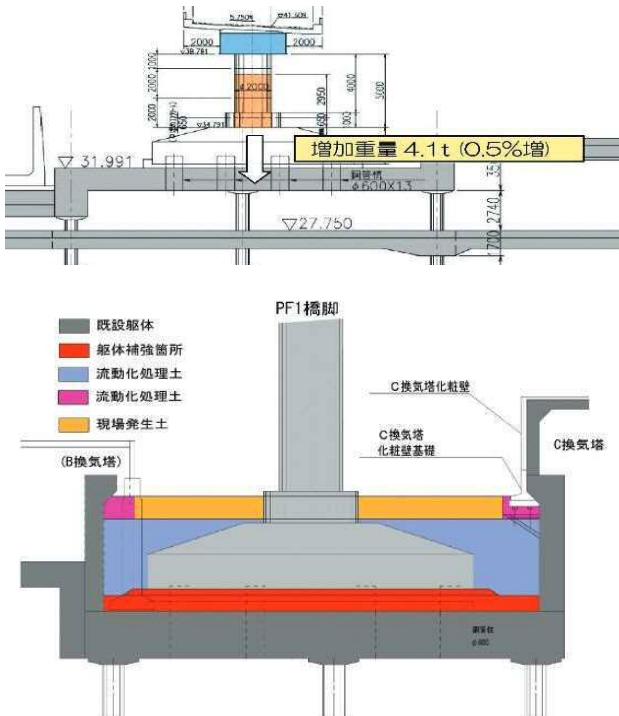
3・コンクリート・防水完了

行いました。

これは、荷重増加分を埋め戻し材料の比重を下げるこ<sup>ト</sup>により補い、鉄道軸体への影響を少なくしたもので<sup>す</sup>。

既存の土密度：2.0tf/m<sup>3</sup> 流動化処理土：1.5tf/m<sup>3</sup>

施工数量：800m<sup>3</sup> (2.0-1.5) × 800 = 400tf



品質管理基準一覧表

試験項目	基準値		配合設計
	原料土の土質区分	最大粒径	
火成灰質粘性土、粘性土、砂質土	管回り部 13mm以下	3個以上	同一土質について
後日復旧の場合	その他 40mm以下	各時期 1本以上/組	各時期 5組以上
交通開放時 13N/cm <sup>2</sup> 以上	28日後 55N/cm <sup>2</sup> 以下	同上	同上
フロー値 180mm~300mm	1回/組	1回/組	1回/組
ブリージング率 1%未満	同上	同上	同上
処理土の密度 1.35~1.55t/m <sup>3</sup> 以下	1回/組	1回/組	1回/組
水質区分	本品に使用する水は、工業用水道の水質基準値を満たすこと。 (塩素イオン含有量については200mg/L以下など)		



図-7 PF1橋脚基部埋め戻し概要

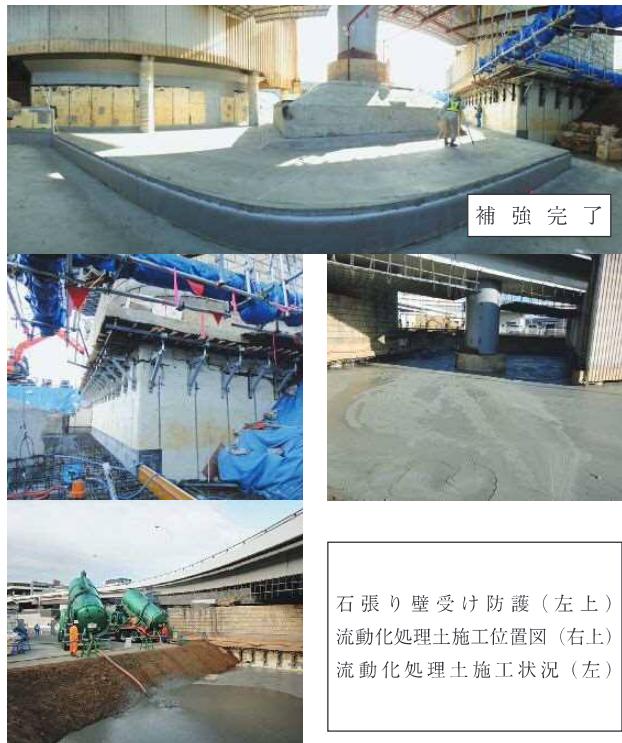


写真-14 PF1橋脚基部埋め戻し概要

#### 流動化処理土使用感想

流動化処理土は、流動性が高く、施工性が良い為、一般的に狭隘な箇所の埋め戻しに使用されています。しかし購入土と比較すると、硬すぎる（配合により硬度調整可能ではあるそうですが）ため、埋設管周りは購入土（山砂等）による埋め戻しが好まれている傾向があるようです。流動化処理土は汚泥運搬車にて運搬しました。

#### 4. おわりに

本工事では、桁内部等の狭隘なスペースでの作業を余儀なくされ、出来形管理には、非常に苦慮しました。しかし、発注者や関係各所の多大なる協力を得て、好成績にて無事完工出来ました。

成田国際空港という重要なインフラ施設の耐震工事を担当でき、非常に貴重な経験をさせて頂きました。また、発注先である成田国際空港株式会社の方々、施工管理を担当して頂いた、エアポートメンテナンスサービス株式会社の方々には、多くの御指導頂き深く感謝しております。紙上をお借りして、お礼申し上げます。

2016.3.2 受付

#### グラビア写真説明

#### 横浜港臨港道路南本牧ふ頭本牧線（V工区）高架橋上部工事

本工事の事業は、コンテナ取扱の主力となる横浜港にあるふ頭を結ぶことでふ頭間のコンテナ輸送効率化を図るとともに、南本牧ふ頭と首都高速道路と直結することにより、横浜港の集荷環境を強化させるため、臨港道路として整備している橋梁です。上層（上り線）・下層（下り線）の2層です。床版は、鋼・コンクリート合成床版です。塗装仕様は、亜鉛アルミ擬合金溶射+フッ素を施しています。  
(伊藤 浩之)

#### 篠津中央二期農業水利事業 石狩川頭首工左岸管理橋上部建設工事

昭和38年に石狩川頭首工が設置されましたが、全面改修により6門を有するフローティング可動堰で全国最大規模の頭首工に生まれ変わりました。そのうち管理橋は、道営広域営農団地農道整備事業との共同事業で平成29年春に開通を予定しており石狩川で隔てられた地域経済活動の一翼も期待されています  
(斎木 敏)

# 第1今池Bo架替

## Replacement of Daiichi-Imaike BO



牧 本 健 一<sup>\*1</sup>  
Kenichi MAKIMOTO



江 川 義 広<sup>\*2</sup>  
Yoshihiro EGAWA



村 尾 学<sup>\*3</sup>  
Manabu MURAO



藤 岡 大 地<sup>\*4</sup>  
Daichi FUJIOKA

### 要 旨

本工事は西日本旅客鉄道(株)近畿統括本部と大阪府堺市との協定により、JR阪和線堺市・三国ヶ丘駅間の第一今池橋りょう（この線道路橋：天王寺起点9k500m付近）の老朽化と狭小幅員機能不足による架替え工事について報告する。

キーワード：RC橋撤去、狭小ヤード施工

### 1. はじめに

本工事は、既存の第一今池橋りょうの老朽化と狭小幅員機能不足により架替えを行うものである。

第一今池橋りょうの架替え施工フロー（図-1）として、既設橋は近隣を住宅密集地に囲まれており、歩行者・自転車の交通が頻繁であるために、既設橋撤去前に歩行者・自転車の通行できる仮歩道橋架設を行った後に、既設橋の撤去・新設橋の架設を行う流れであった。

本稿においては、既設桁・既設橋脚撤去と新設桁架設を中心に報告する。

### 2. 工事概要

以下に構造一般図（図-2、図-3、図-4）を示すとともに、概要を示す。

工 事 名：堺市・三国ヶ丘今池第1Bo改築

発 注 者：大鉄工業株式会社 土木支店

施工場所：大阪府堺市北区東三国ヶ丘町1丁目地内

橋梁形式：（既設橋）3主桁RCラーメン橋

（新設橋）単純充実合成床版橋

橋 長：（既設橋）19.200m

（新設橋）19.600m

支 間 長：（既設橋）10.070m <橋脚間>

（新設橋）18.940m

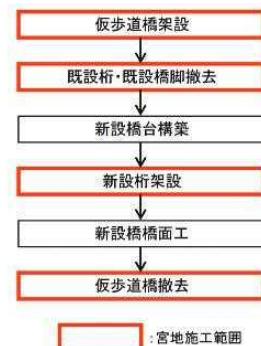


図-1 全体施工フローチャート

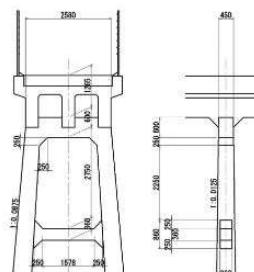


図-2 既設桁・橋脚構造一般図（断面）

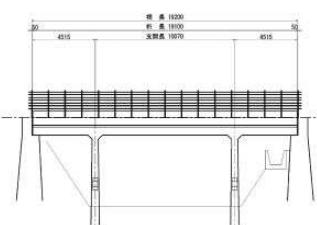


図-3 既設桁・橋脚構造一般図（側面）

\*1 関西支社関西工事・計画部関西建設工事グループ現場所長

\*2 関西支社関西工事・計画部関西建設工事グループ現場所長

\*3 関西支社関西工事・計画部関西建設設計画グループサブリーダー

\*4 関西支社関西工事・計画部関西建設設計画グループ副主任



写真-1 既設橋全景側面方向（施工前）



写真-2 既設橋全景断面方向（施工前）



写真一3 新設橋全景断面方向（施工完了）



写真-4 新設橋全景断面方向（施工完了）

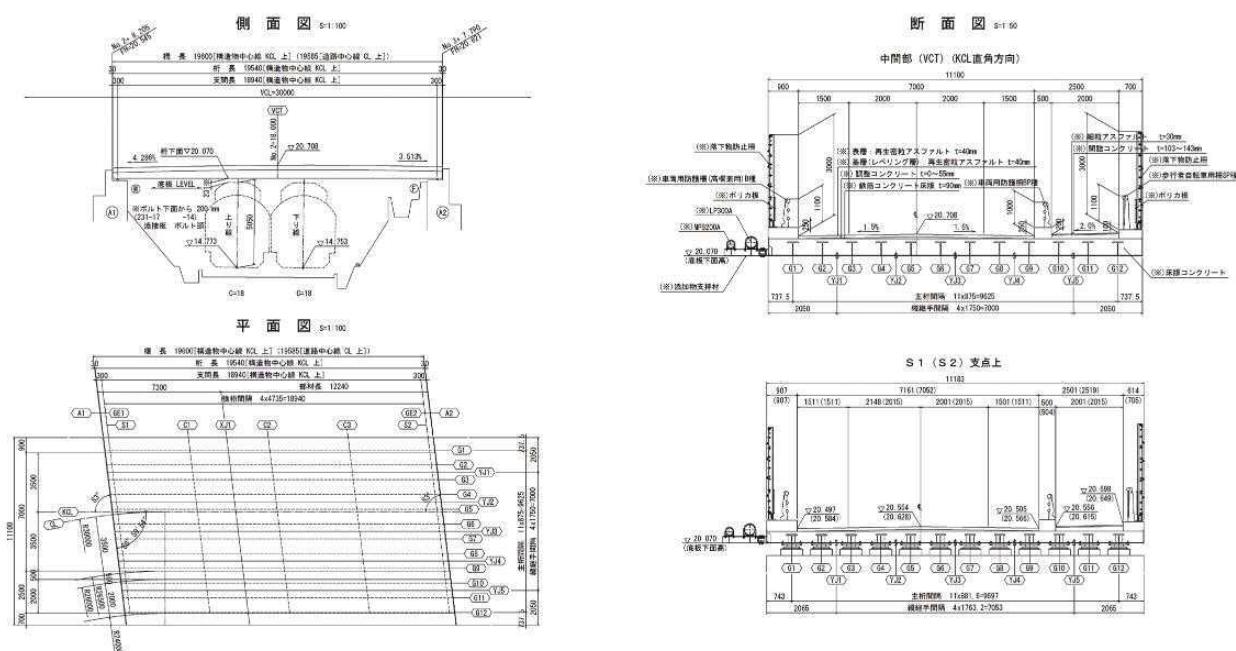


図-4 新設橋上部工構造一般図

### 3. 現場施工報告

#### (1) 大型クレーン使用計画

当現場の施工条件の特性として、鉄道上での作業は大半が夜間作業、架け替えにおけるクレーン使用での作業は線路閉鎖、キ電停止間合いで作業となり、また、間合いで時間は実作業時間120分と非常に短い時間での作業制約を受けた現場であった。

そこで上記の特性及び狭隘なヤード形状を考慮すると大型クレーンによる架設工法が有用であると着眼し、施工計画を立案した。しかし、現地近隣が住宅密集地であり、また、中学校等の公共施設もあった事から、道路を常時占用する事ができない制約も受け、大型クレーンは作業毎に組立・解体を余儀なくされた。そこで組立・解体の作業時間を極力短縮することを検討し、クレーンのカウンター設備はヤード内に仮置きして、クレーン本体を近くのヤードに回送する方法をとり、この施工計画案をスムーズに行うことができた(図-5)。

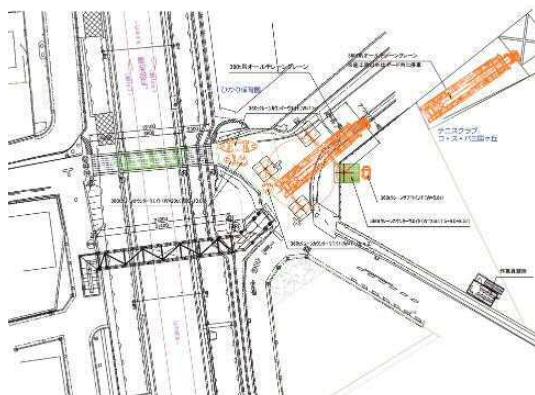


図-5 大型クレーン配置一般図

#### (2) 既設橋撤去計画の変更

当初発注案は、小型クレーンにて主桁・地覆・橋脚を合計55ブロックに切断する計画であった。そのため夜間線路内での作業が多くなると切断途中における鉄道内での不安定な状態が長く続くことに懸念を抱き、以下に記す大型クレーンによる撤去の再検討案の提案を行い実施した。

##### ①吊台棒による既設橋の撤去

既設橋撤去時における途中の不安定な状態をなくすことに着眼し、鉄道直上である中央径間部分においては、吊台棒によるブロック撤去を行った。吊台棒によりコンクリート橋体部分を吊込むことにより橋体に付加的な応力をかけることなくスムーズに撤去することができた。(写真-5)



写真-5 既設橋中央径間撤去状況

##### ②橋脚の大ブロック撤去

建築限界ギリギリに橋脚があるため、部分切断するには作業足場を作業日毎に組バラシしなければならなく、時間的に不可能と判断し、大ブロックによる撤去の方針に切り替えた。(写真-6)



写真-6 既設橋脚撤去状況

上記の撤去方針にかかる事により、全体で11ブロックの撤去数に減らすことができ、鉄道内での作業が簡素化、鉄道上での安全性が向上するのと同時に全体工期の短縮にも繋げることができた。

#### 4. 当現場における創意工夫

##### (1) 鉄道内での作業足場の工夫① [既設桁側径間]

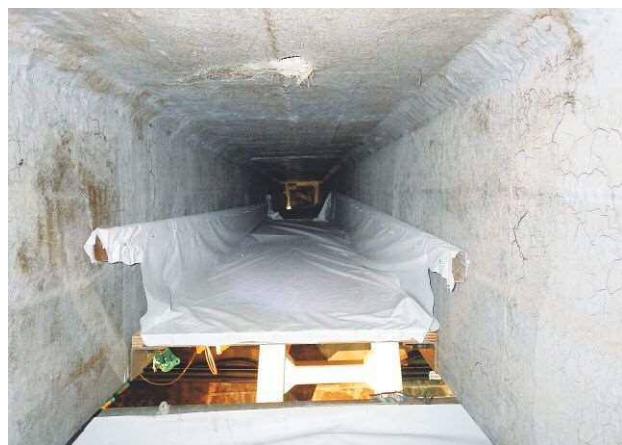
既設桁切断時のワイヤーソーの防護と撤去時の足場として作業足場が必要となった。当初計画は枠組足場による下からの組み上げ方式の作業足場構造であったが、足元の処理が多くなると組立部材数が多くなり作業時間的にも制約されていたため橋脚と橋台をスパンとする作業構台の構造を採用した。主材を軽量H鋼（H150×100×3.2×4.5 10.6kg/m）を使用し長スパンでの荷重を支持することができ部材数を少なくすることができた。また、軽量材の部材割を人力での作業が可能な重量に配慮する事によって桁下の空間施工をスムーズで作業することができた。（写真一7）



写真一7 既設桁側径間作業構台足場

##### (2) 鉄道内での作業足場の工夫② [既設桁中央径間]

意味合いは（1）と同様な作業足場であるが、上下線の直上であり建築限界と桁下空間がほぼない場所であったため、主桁間に合わせた木材のブロック板を製作し、主桁側面にアングル材を固定、その上に木材ブロックを順次のせて設置した。この部材に関しても極力、組立部材数を少なくして作業量を簡素化、また、人力にて施工できる重量を配慮することによって桁下の空間施工でスムーズに作業することができた。（写真一8）



写真一8 既設桁中央径間作業足場

##### (3) 鉄道内での作業足場の工夫③ [新設桁]

今回の新設桁は下面足場が不要であるが、地覆・落下物防止柵を設置するための側部足場は必要となった。足場構造としては新設桁の下面から建築限界までの高さが200mm程度しかなかったので、PC桁の架設等で構造が見受けられる張出し構造の足場とした。また、トロリー線との離隔の関係より絶縁防止用単管を使用した足場とした。組立に関してはバランスを検討して新設桁に全ての足場を設置した状態で架設を行い、鉄道上の足場組立による高所作業をなくすようにした。（写真一9、写真一10）



写真一9 新設桁架設状況



写真-10 新設桁側部足場

#### (4) 狹隘な地組ヤードの有効利用

今回のヤードは新設桁の1ブロックを組立るのに最低限のヤード面積しかなかった。クレーン能力により3回の地組→架設の繰り返しの工程となるが、鉄道線上において組立途中による不安定な状況を極力短くするために連続日での架設方針に決定、上部空間を利用した3層地組ペントとし、また、受梁をそれぞれの地組桁で分けることにより、単独での桁調整ができる構造ペントとした。(写真-11)



写真-11 3層地組ペント

#### (5) 軌陸高所作業車の有効利用

通常、鉄道上の足場解体作業は線路防護柵外からの高所作業車、また、橋面上から橋梁点検車を使用することが多く、トロリー線付近はどうしても寄り付き難い状況が多くなる。今回、現場近くに載線場があったおかげで軌陸高所作業車を使用する足場解体となった。その結果、トロリー線付近での安全作業は格段に上がり、工程

短縮にも繋げることができた。(写真-12)

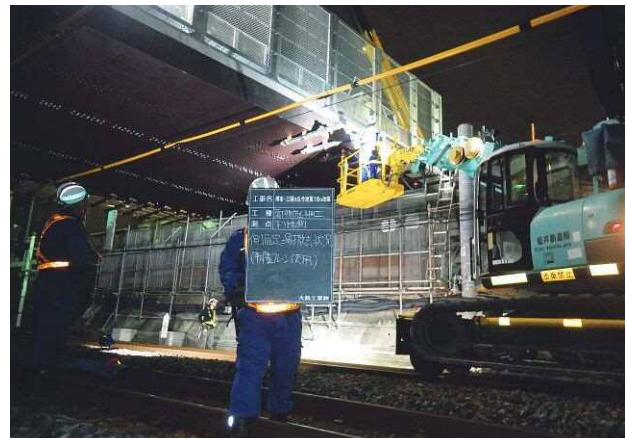


写真-12 軌陸高所作業車による足場解体

#### 4. おわりに

本工事は、狭隘な作業ヤードと鉄道営業線上空作業により、多くの困難を極めるとともに安全最優先は当然ながら住宅密集地における近隣住民への騒音配慮にも苦慮した現場でもあった。今後、事業計画や架設計画の中で、より現地の条件に合わせた施工方針や施工しやすいヤードを確保することが重要と考えられる。

#### <謝辞>

最後に、平成26年10月より着手し平成27年12月までの約1年の中で一連の工事を無事故・無災害で完工することができ、平成27年12月10日をもって新設の今池橋りょうとして開通を迎えることができたのは、西日本旅客鉄道(株) 大阪土木技術センター、大鉄工業(株) 土木支店今池作業所の方々の指導、協力があってのものであり、また、各協力業者の力があつて成し遂げられましたものがありました。この誌上を借りて関係各位に対してお礼申し上げます。

2016.3.2 受付

## 報 告

# 東横線祐天寺駅改良工事のうちホーム上屋ジャッキアップ工事報告

Report on Jacking-up of Platform Sheds for Improving Yutenji Station of Tokyu Toyoko Line



安田 義朗<sup>\*1</sup> 五十嵐 亮<sup>\*2</sup>  
Yoshiro YASUDA Makoto IGARASHI

### 要 旨

東急東横線祐天寺駅に急行・特急列車通過線を設けるため、2線を3線化する工事に伴い、既存上家が建築限界を確保する高さまでジャッキ設備にて揚高する工事である。

キーワード：上家ジャッキアップ、リフティングサポートジャッキ

### 1. はじめに

東急東横線祐天寺駅を3線化するにあたり、建築限界に干渉する上家を当初は掛け替える案であったが、列車運行に対するリスク及び工事に伴う側道の交通規制を減らし周辺住民に対する影響を低減し、工期短縮、コスト削減のため、既存上家を流用するジャッキアップ案が採用された。

上家鉄骨は3点ヒンジラーメン構造の断面が17面の16スパンで構成されており、各スパン間は4.4m～7.5m、ラーメン柱脚間は14m～19.6mである。

列車運行を再優先する為、最大の危険作業であるジャッキアップは1夜間で行なうものとした。

### 2. 建物概要

工事場所：東京都目黒区祐天寺二丁目13-3  
発注者：東京急行電鉄(株) 鉄道事業本部 工務部 施設課  
設計監理：京急行電鉄(株) 鉄道事業本部

(株)東急設計コンサルタント

施工者：東急建設(株)

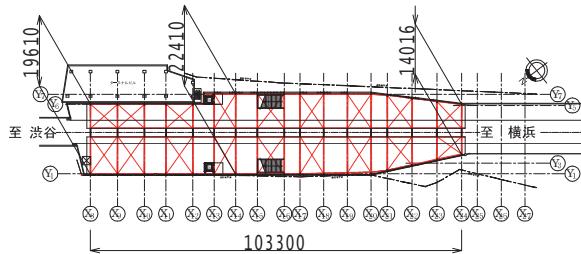
構 造：S造地上1階

(3ヒンジラーメン構造)

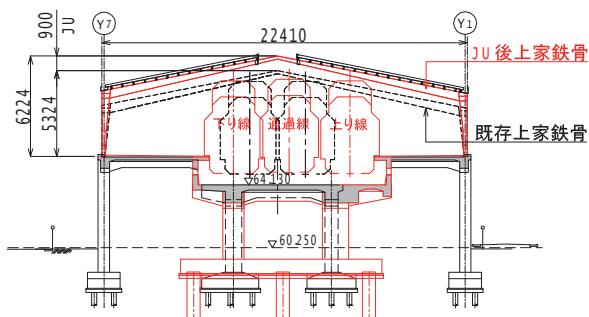
建築面積：476.446m<sup>2</sup>

延床面積：333.287m<sup>2</sup>

工 期：平成26年6月～平成26年10月



図一1 上家鉄骨伏図



図一2 主断面図

### 3. 施工概要

上家のジャッキアップは既存柱の基部付近を切断し、900mmジャッキアップ後に間詰めの柱材を挿入しボルト接合するという至ってシンプルな工法であるが、断面方向が3ヒンジラーメン構造、進行方向側壁面がラーメ

\*1 計画本部計画部建設計画第2グループサブリーダー

\*2 工事本部建設工事部建設工事グループ現場所長

ン構造で上家全体の剛性が低く、上下線側合わせて34柱を一斉にアップする為、ジャッキアップ中の形状保持に細心の注意を払う必要があった。

そこで、ジャッキアップする柱に強固な仮設のガイド材を設置し柱の支持点を平面的に拘束することとした。

ジャッキアップの概略手順を図-3に示す。

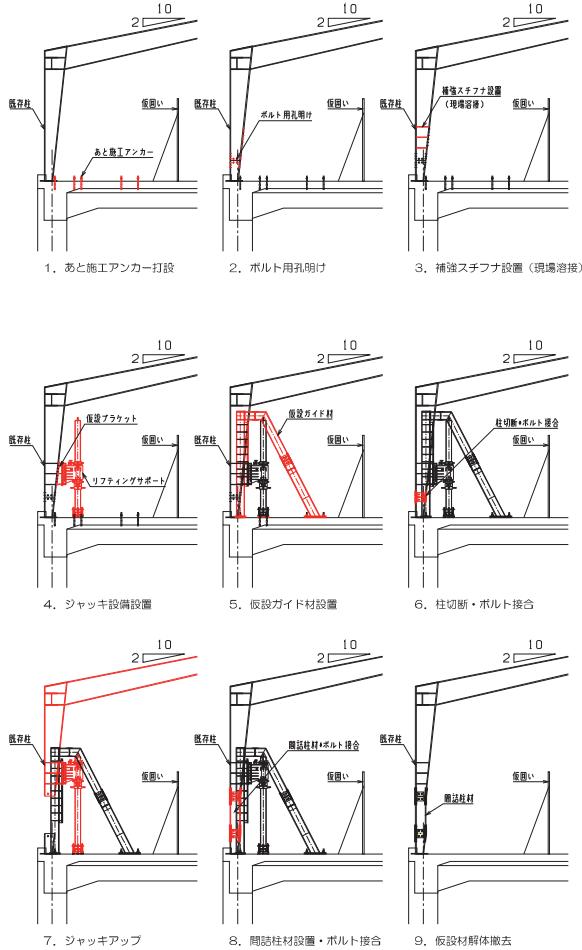


図-3 ジャッキアップ概略手順図

#### 4. ジャッキ設備

今回のジャッキアップにリフティングサポートII型（大瀧ジャッキ）を選定した。（図-4参照）

選定基準として、1夜間でジャッキアップを完了させる為には、架線の高さ調整など（他工事）を考慮すると1時間程度で900mmアップする事が可能な能力と、発注者からの厳命である2重の安全性を兼ねていなければならなかった。

リフティングサポートであれば、一般的な汎用ジャッ

キで多大な労力のかかる盛替え作業を、ネジシャフトに付随しているナットを巻き上げるだけで可能であり、油圧系統の不具合があった場合も機械的に固定でき、また、仮設ガイド材が無くとも自立出来る事から採用に至った。

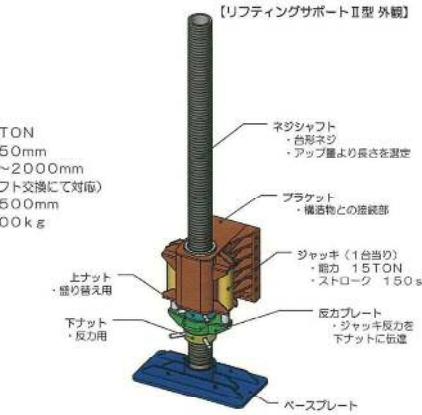


図-4 ジャッキ概要図

#### 5. ジャッキアップ制御システム

上り線ホーム、及び下り線ホームに跨った合計34台のリフティングサポートジャッキを同時に動作させ、且つ、時間制限の下でナットの巻き上げなど人的作業を含めた作業状況を一括管理するために、PCと油圧制御機器を用いた情報管理施工を行った。

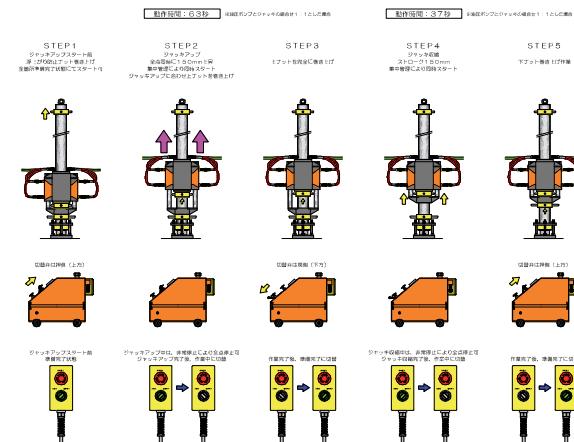


図-5 ジャッキアップ作業フロー図

ジャッキの動作に関するスタート・ストップは全て集中管理室のオペレーターによって行い、各ジャッキの作業状況・緊急停止を、各ジャッキのスイッチボックスによって管理した。このスイッチボックスを各ジャッキの作業責任者が管理（切替）することによって、準備状況

(ジャッキ動作可能の可否)を、集中管理画面上に表示することにより、作業指揮者は、最低限の無線連絡だけで、状況の把握が可能になり、よりスムーズな作業となった。

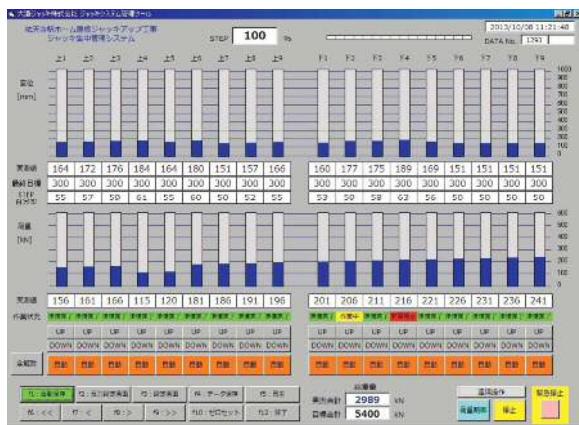


図-6 管理計測画面

ジャッキアップ量の計測はワイヤー式変位計を用い、変位量の相対変位差を制御管理し、相対変位差が管理値を超えた場合、先行している箇所を自動停止し、他が追いついたら自動で再開させるものとした。

相対変位差の管理基準は、構造的に連続する柱の相対変位差の最小許容値が26mmという解析結果より、限界値を50%の13mm、管理値を10mmとして行った。

また、ワイヤー式変位計の計測値が風による影響を受けるかを実験し、風速6m/sまでは影響が無い事を事前に確認をした。(表-1)

表-1 試験結果

風速測定値 [m/s]	ワイヤ-変位計実測値 [mm]	変化量 [mm]
0.0	825.9	0.0
1.0	825.9	0.0
2.0	825.9	0.0
3.0	825.9	0.0
4.0	825.9	0.0
5.0	825.9	0.0
6.0	825.9	0.0

## 6. 仮設ガイド設備

仮設ガイド設備は本設柱を跨いで2本のガイド支柱を立て、このガイド材に沿ってリフティングサポートでジヤッキアップを行なう形とした。

ガイド支柱は地震時の水平力に耐えるため2方向に方

木材を設置し、躯体にあと施工アンカー止めとした。

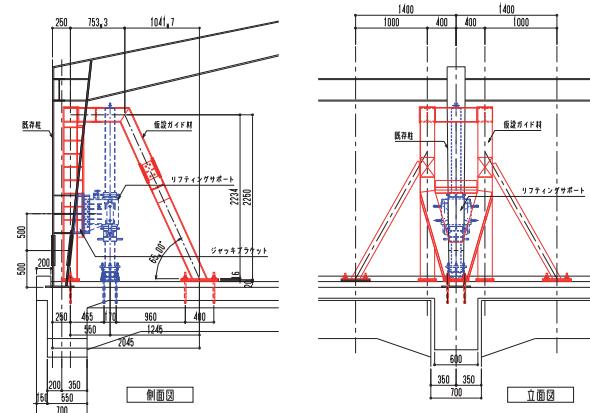


図-7 仮設ガイド設備概要図

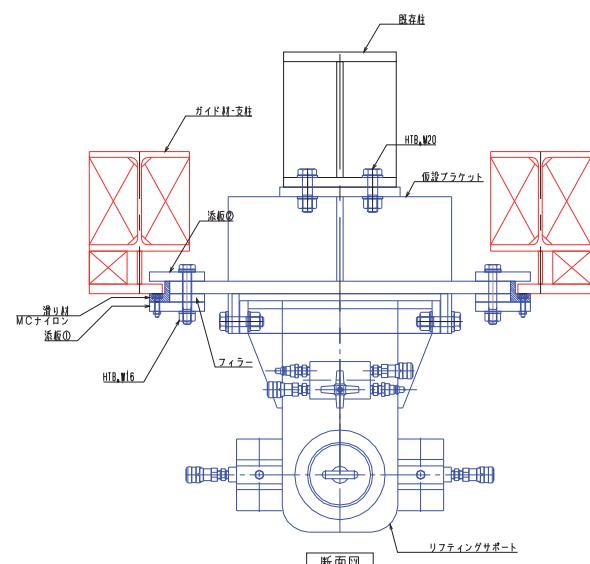
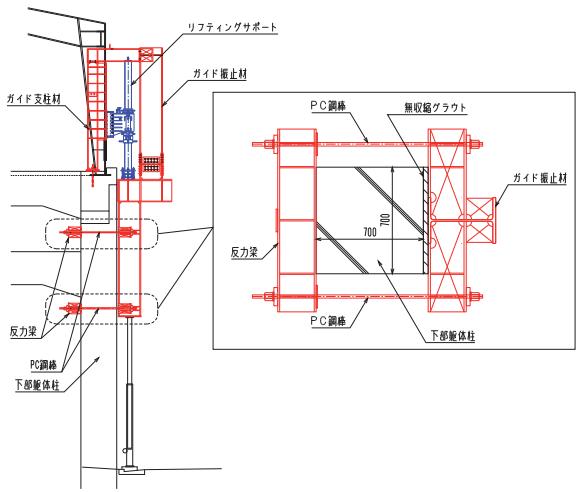


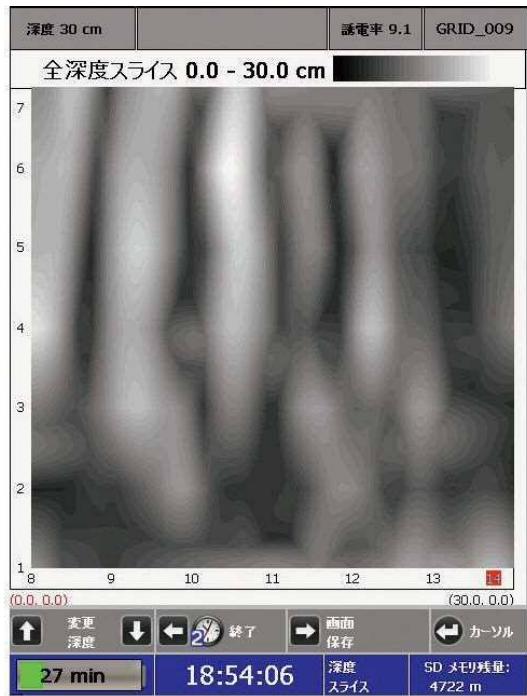
図-8 ガイド部断面詳細図

この時、階段、エレベーター等があり、ホーム側に方杖を設置できない箇所は、図-9の様に、外部にガイド振止材を配置し、下部躯体柱にPC緊張による圧着で固定する方法をとった。



図一九 ガイド材PC圧着固定概要図

あと施工アンカーを打設するにあたり、事前にRCレーダーによる鉄筋探査を行っていたが、活線ケーブル管を見落とす現象があった為、これ以降の探査を、3D可視化ソフトを搭載したRCレーダー探査に切り替え対応をした。



図一〇 3D可視化探査結果

## 7. 試験施工

今回の上家ジャッキアップを行なうにあたって、事前に実物大の試験体による試験施工を弊社栗橋機材センタ

ーで行った。

試験体は実物大の上家鉄骨の最大スパン箇所の1スパンを再現して製作をし、屋根等の載荷物も重量換算し擬似的に載荷した状況でジャッキアップおよび架線金物の調整を行った。



図一一 試験施工時状況写真1



図一二 試験施工時状況写真2

## 8. ジャッキアップ

ジャッキアップ当夜は4章でも述べたように、ジャッキアップ後の架線調整までをき電停止中に行わなければならず、ジャッキアップに掛けられる時間は60分と限られている。

試験施工での結果は900mm上げるのに凡そ45分かかったが、試験施工時のジャッキ4点での施工と、実施工時のジャッキ34点での同調制御によるタイムラグをある程度想定していたが、実施工では60分でジャッキアップを終える事が出来た。

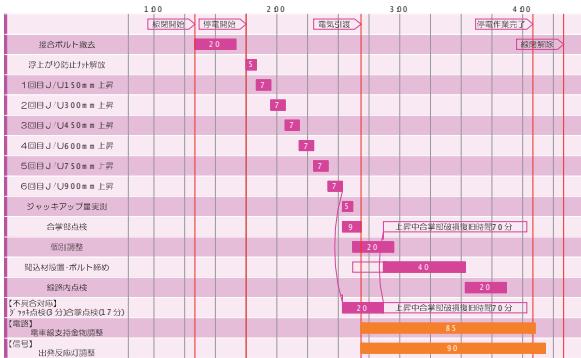


図-13 ジャッキアップタイムスケジュール

ジャッキアップ後の間柱挿入に手間取り想定時間を大幅に超過したが、列車運行に支障がなく作業を終えることが出来た。

## 9. あとがき

駅舎などは建設当時と周辺状況が大きく変化していることが多く、改修施工が極めて難しい状況も多々見受けられる中、今回の工法は重要な1例となる。

東急電鉄内でも既存上家をジャッキアップし再利用した例は無く初めての試みであったが、安全に施工を終えることが出来た。これも一重に東急電鉄(株)及び東急建設(株)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。

2016.3.2 受付

## グラビア写真説明

### 国道45号 曽波神高架橋上部工工事

東日本大震災の復興事業の一環として、宮城県内の三陸沿岸道路の4車線化が進められています。本橋は、石巻女川IC～河北IC間の拡幅下り線の一部として2年半の月日をかけて建設されました。

耐候性鋼材を使用した鋼床版鉄桁橋は、鋼橋としては施工事例が少なく、工場製作段階より品質・耐久性確保のために様々な取り組みを実施しました。現場では、隣接する供用中の橋梁との離隔が60cmと安全管理には特に配慮を要する厳しい条件下で、現道の国道45号線の跨道部を含む起点側のA1橋台～P4橋脚間の4径間連続桁およびP7～P8橋脚間のJR石巻線跨線部を送出し工法により施工しました。

工事の施工にあたり、発注者様のご指導のもと、近隣の住民の方々にご理解を賜りながら、無事故・無災害で完工出来ました事に御礼申し上げるとともに、本工事が復興事業の一助となれました事に改めて感謝しています。

(久留宮 航)

### 近畿自動車道紀勢線稻成高架橋本線上部工事

近畿自動車道紀勢線の田辺～すさみ区間は平成27年の夏に開催された「2015紀の国わかやま国体」を目指して整備されました。本工事は近畿自動車道紀勢線のうち南紀田辺ICに隣接しており、今回整備された区間の玄関口に位置します。

昨今の維持点検の社会的要請の高まりをうけ、本工事では今後長年にわたりより確実な点検を行う目的でFRP製の検査路を提案し、採用されております。上部工検査路、下部工検査路、下部工検査路用ブラケット、橋脚天端手摺、梯子がFRPで製作されました。

施工は高所作業車により桁下から設置する方法で行われました。桁下から検査路を設置する施工方法は通常困難ですが、FRPは重量が軽いためスムーズに施工を行うことが出来ました。

(熱海 晋)

# ユニットキャリアを用いたPC桁撤去（羽沢歩道橋）

## Removal of PC Girders Using Unit Carriers (at Hazawa Pedestrian Bridge)



森 田 満<sup>\*1</sup>  
Mitsuru MORITA



熊 谷 友 良<sup>\*2</sup>  
Tomoyoshi KUMAGAI

### 要 旨

本稿は、JR東海道貨物線羽沢駅の旅客用駅新設に伴う羽沢歩道橋の架替工事における旧歩道橋環状2号線部の撤去について報告する。

キーワード：PC桁切断、デッキリフト、ユニットキャリア

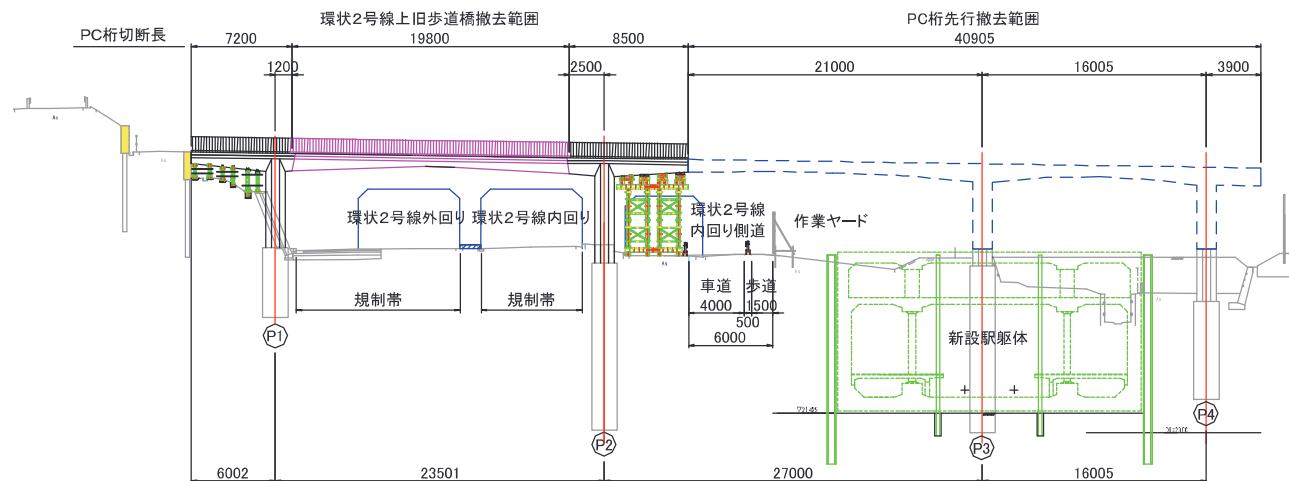
### 1. はじめに

本工事は、相鉄線～JR線、JR線～東急線が、相互直通運転を行えるようにするための事業の一環で、JR東海道貨物線羽沢駅に旅客用駅の新設にあたり、新駅躯体に干渉する羽沢歩道橋の架替を行うものである。当橋梁は、横浜環状2号線を跨ぐ構造物である。

本稿では、羽沢歩道橋架替工事の中で環状2号線上の旧歩道橋の撤去について報告する。

### 2. 工事概要

- (1) 工事名：相鉄・JR直通線、羽沢駅ほか(旧橋撤去)
- (2) 施工場所：神奈川県横浜市神奈川区羽沢南地内
- (3) 発注者：独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 東京支社
- (4) 請負者：鉄建・NB・紅梅特定建設工事共同企業体
- (5) 橋梁概要  
 橋梁形式：4径間PC桁（うち1径間）  
 橋長：76.405m（うち19.800m）  
 支間長：23.500m + 27.000m + 16.005m



図一 1 歩道橋側面図

\*1 工事本部建設工事部建設工事グループ現場所長

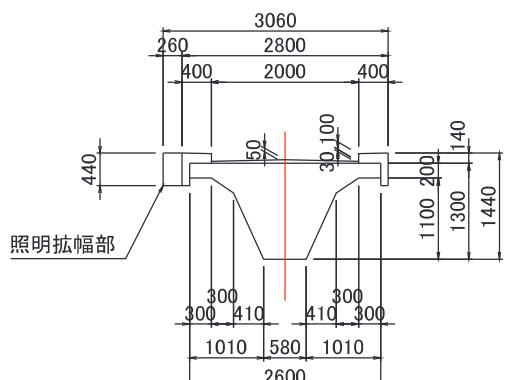
\*2 計画本部計画部保全計画グループ副主任兼建設設計画第1グループ副主任

### 3. 歩道橋撤去工法の選定

環状2号線を跨ぐ旧歩道橋の支間は19.8m、単位重量が5.0t/mである為、100t近い重量を作業ヤードからクレーンで一括撤去を行うことが難しい。(図-1、図-2)

また、環状2号線は交通量が多く、常時交通規制を行えない為、PC桁の分割撤去を行うことができない。

そこで、一回の全面交通規制でPC桁の撤去、運搬を行えるユニットキャリアを用いる撤去工法を選定した。



断面積  $A_1 = 1.999 \text{ m}^2$  (照明拡幅部を除く)  
単位重量  $w = 5.00 \text{ t/m}$

図-2 歩道橋断面図

### 4. 準備作業

#### (1) ユニットキャリア運用確認

ユニットキャリアは環状2号線上下線の道路幅を考慮し、6軸と3軸を連結した9軸とし、桁を仮受けるデッキリフトは、250t耐力仕様タイプを2台使用した。

また、環状2号線の全面交通規制は22:00～5:00（420分）であり、ユニットキャリア待機位置から歩道橋までの移動時間、作業時間を考慮した時間工程の検討が必要となった。運搬経路の障害物確認、ユニットキャリアの移動時間の確認（1km/h）を行い、時間工程を作成した。

#### (2) 切断桁仮受け設備組立

環状2号線の歩道橋を切断し、ユニットキャリアにて作業ヤードに運搬した撤去桁を仮受けるベント設備の組立を行った。(写真-1)

#### (3) ユニットキャリア・デッキリフト組立

65t吊ラフタークレーンを2台使用してユニットキャリア、デッキリフトの組立を行った。(写真-2)

#### (4) 走行・リフト昇降試験

ユニットキャリア、デッキリフトが問題なく作動するか確認するため、撤去桁を模した試験体を搭載し、デッキリフト上昇（写真-3）、デッキリフト下降（写真-4）、ユニットキャリア旋回（写真-5）試験を行った。

#### (5) 桁受け設備組立

環状2号線上歩道橋を切断した際、残った桁の変形が想定される為、桁切断前に桁仮受けベントの組立を行った。(写真-6)



写真-1 切断桁仮受けベント組立



写真-2 デッキリフト組立



写真-3 デッキリフト上昇試験



写真-6 桁仮受けベント組立



写真-4 デッキリフト下降試験



写真-5 ユニットキャリア旋回試験

## 5. 旧歩道橋撤去作業

2014年11月15日、予定通り22時から環状2号線の全面交通規制を開始し、歩道橋撤去作業を行った。計画した時間工程より作業が遅れる場面があったが、計画時間内に規制解除を行って、無事完了した。(図-3)

以下に撤去ステップを示す。

### (1) 環状2号線全面交通規制

予定通り22時から道路規制を開始し、事前の段取り、周知が効果あり、予定期刻より30分早く規制体制が完成した。

### (2) ユニットキャリア据付準備

ユニットキャリアの据付の為、ガードレールの撤去、中央分離帯鉄板養生を行い、運搬経路支障物の撤去と干渉する高欄の切断を行った。

また、桁切断のガイドとして、桁下にカッター目入れとワイヤーソーの設置、養生を行った。(写真-7)

### (3) ユニットキャリア据付

待機場から移動してきたユニットキャリアを桁下の所定の位置に据え付けた。据付はユニットキャリアの前後にオペレーターがつき、据付位置の指示を行った。(写真-8)

### (4) デッキリフト上昇、桁受け

デッキリフトを上昇させ、キャンバー材にて高さを調整し、桁受けを行った。(写真-9)

桁受けは荷重を確認しながら行い、偏心しないよう行った。

羽沢歩道橋(PC桁撤去)

工種		時刻	21:00	22:00	23:00	0:00	1:00	2:00	3:00	4:00	5:00	6:00	備考
交通規制	外回りONランプ	所要時分	420分					通行止め					通行止め
	環状2号線	外回り	420分					通行止め					通行止め
	内回り	420分						通行止め					通行止め
	内回り側道	20分 20分				一時通行止め					一時通行止め		一時通行止め
交通規制設置		40分			一時通行止め								
桁下カッタ一目入れ		50分			一時通行止め								
高欄切斷		120分			一時通行止め								
道路標識撤去		30分			一時通行止め								
中央分離帯鉄板養生		40分			一時通行止め								
ユニットキャリア搬入据付		50分			一時通行止め								
デッキリフト上昇桁受け		30分			一時通行止め								
PC桁切斷		120分			一時通行止め								
デッキリフト降下		30分			一時通行止め								
ユニットキャリア搬出		50分			一時通行止め								
PC桁切断部・桁上清掃・道路部清掃		90分			一時通行止め								
鉄板撤去、道路部片付け		50分			一時通行止め								
交通規制解除		30分			一時通行止め								

図-3 時間工程

### (5) 桁切断

桁受け後、ワイヤーソーにて2箇所同時に切断を行ったが、PC桁の切断時挙動を考慮し、同時に切断を終えるよう連絡を取り合いながら作業を行った。切断面積が異なるため同時に切断が終えることができなかったが、鋼材切断のタイミングを合わせることで切断時の挙動は少なく出来た。(写真-10)

また、切断水は高所作業車のデッキをシート養生し、受けた切断水をバキューム車にて吸い取ることで対応した。

### (6) デッキリフト降下

切断した桁を荷重確認しながらデッキリフト降下を行った。(写真-11)

降下中、荷重の偏りは見られなかつたが降下時間が計画より遅れた。荷重の偏りはないが変形している桁を多点支持した事が原因だと思われる。

### (7) ユニットキャリア搬出、交通規制解除

ユニットキャリアの運搬中、撤去桁と運搬経路接触障物が接触しないことを確認しながら搬出を行つた。(写真-12)

また、切断面の清掃、中央分離帯の復元を行い、環状2号線全面交通規制の解除を行つた。

### (8) 切断桁仮受け

ユニットキャリアがヤード内に到着後、デッキリフトをさらに降下して撤去桁を桁仮受け設備に預け、仮受け設備と桁を固縛し、転落防止を行つた。(写真-13)



写真-7 ユニットキャリア据付前作業



写真一8 ユニットキャリア据付



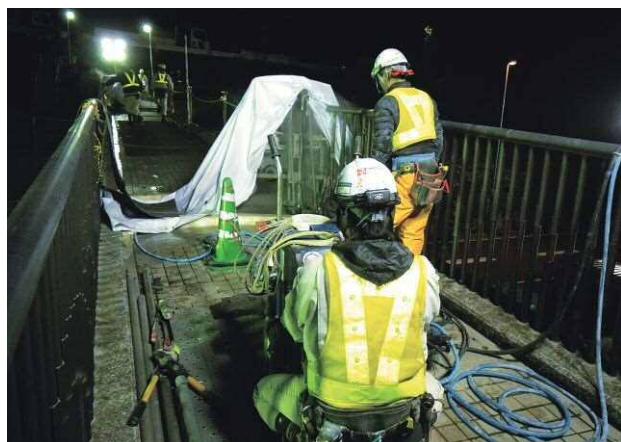
写真一11 デッキリフト降下



写真一9 デッキリフト上昇、桁受け



写真一12 撤去杭搬出



写真一10 桁切断状況



写真一13 撤去杭仮受け

## 6. あとがき

本工事は、主要地方道である環状2号線を通行止めし、限られた時間内でユニットキャリアにてPC桁を一括撤去するという難工事でした。

桁が断面変化するため、デッキリフトにかかる荷重調整と、桁切断に予定より時間がかかってしまいましたが、無事時間内に工事を完了することができました。

今回の施工方法が今後、同種の架替工事を施工するにあたって選択肢の一つとなれば幸いです。

最後に、本工事の施工にあたりご指導いただきました（独）鉄道建設・運輸施設整備支援機構東京支社、鉄建・NB・紅梅特定建設工事共同企業体の関係者の皆様に深く感謝し、誌面を借りて御礼を申し上げます。

2016.3.2 受付

## グラビア写真説明

### 近畿自動車道紀勢線荒光高架橋上部工事

近畿自動車道紀勢線の田辺～すさみ区間は平成27年の夏に開催された「2015紀の国わかやま国体」を目指して整備されました。本工事は近畿自動車道紀勢線で同じく弊社にて施行した南紀田辺ICに隣接する稻成高架橋の隣の区間に位置しており、現道の田辺バイパスと並行して走る区間です。

架設工法はトラッククレーンベント架設です。施工ヤードと民家が隣接しており、周辺の環境に与える影響を最小限に抑える必要がありました。そこで、防音型仮囲いを設置するなど、細心の注意を払って施工が行われました。

(熱海 晋)

### 水島港水島玉島地区臨港道路（渡河部）橋梁上部工事

本橋は、細幅箱桁+合成床版構造で従来の箱桁を細幅化したもので、フランジの厚板化で、リブ（補強材）を大幅に削減でき、また鋼・コンクリート合成床版を採用することで、床版支間の拡大が可能となっている構造の橋梁です。

鋼桁外面部は、100年のライフサイクルコストを検討し、『アルミニウム・マグネシウム金属溶射（ $150\mu\text{m}$ ）+中塗（フッ素樹脂 $30\mu\text{m}$ ）+上塗（フッ素樹脂 $25\mu\text{m}$ ）』という最新の仕様です。

架設工法においては、台船一括架設工法を採用し、工場製作した部材（ブロック）を運搬し、架設地点付近の地組ヤードで1径間分ずつ（延長72m分）組立て、大型起重機船（600t吊級）で台船（2,000tf級）に搭載後、台船を架設地点まで曳行し桁架設用に高さ調整ができる油圧ジャッキにより主桁の架設を行ってきました。

なお、架設完了桁と架設桁のジョイント部の微調整にはセッティングビーム（仮設）を使用し、全体で6回のサイクル架設を行い連続桁の架設が完了しました。

(白井 英志)

# 武藏野橋PC桁の撤去

## Removal of PC Girders at Musashino Bridge



三田村 朋 宏<sup>\*1</sup> 増 子 康 弘<sup>\*2</sup>  
Tomohiro MITAMURA Yasuhiro MASHIKO

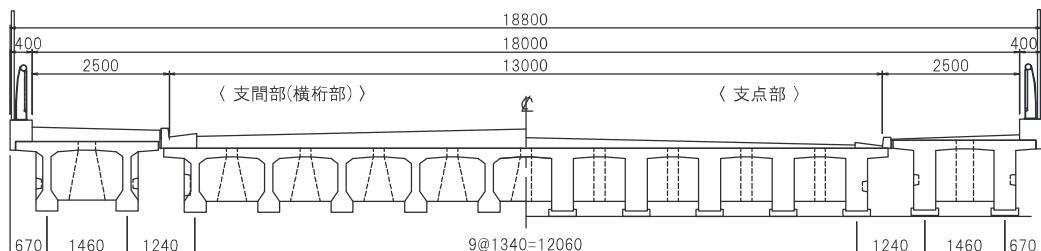
### 要 旨

こ線橋架替え工事の旧橋（PC桁）の撤去工事において実施した安全対策について報告する。

キーワード：PC桁，無筋，切断，はく落対策，落下対策，タフメッシュシート，切断防護工，樋，飛散防止，吊り天秤

### 1. はじめに

武藏野橋は拝島駅の北に位置する国道16号線のこ線道路橋である。以前は車道4車線+両側歩道の橋梁であったが、交通のボトルネック解消を目的として6車線化するための架替え工事を行っている。Ⅰ期工事では旧橋の脇に新橋を架設し、Ⅱ期工事で旧橋の撤去と新橋の架設を行う。旧橋はT型PC桁の14主桁となっている。（図-1参照）



### 2. 工事概要

- (1) 工事名：拝島駅構内武藏野こ線橋架替
- (2) 発注者：東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所
- (3) 元請者：鉄建・佐藤工業建設共同企業体
- (4) 工事場所：東京都福生市熊川地先
- (5) 工期：平成25年3月～平成30年1月

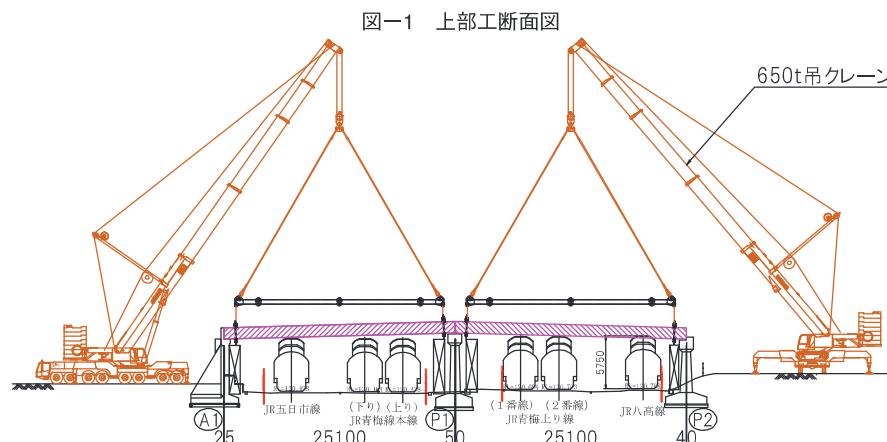


図-2 撤去計画一般図

\*1 工事本部建設工事部建設工事グループ現場所長

\*2 計画本部計画部建設設計第1グループサブリーダー

### 3. 施工概要

施工は旧橋をT桁1本ずつに分割して大型クレーンで吊上げ（図-2参照）ポールトレーラーに載せて運搬、ヤード内に仮置きし、6分割に切断して搬出する要領で行った。

撤去前の桁の分割はスラブ及び横桁の間詰め部をフラットソー及びワイヤソーで切断する方法で行ったが、施工箇所のほとんどが営業線上空となっている。

### 4. 切断防護工

#### (1) スラブの切断防護

スラブの切断には有水式フラットソーを使用し、切断水の落下防止の為に樋を設置して、樋に溜まった水を排出しながら切断作業を行った。（図-3参照）

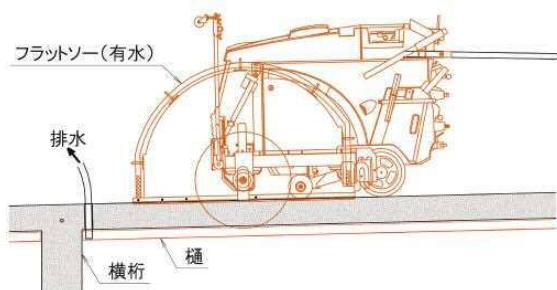


図-3 スラブの切斷

#### (2) 横桁の切断防護

横桁の切断には無水式ワイヤソーを使用し、コの字型の断面をU字型に組み合わせて切断箇所を覆い、粉塵の飛散防止を図った。なお、鉛直方向のコの字断面の大きさは、ワイヤソーに先行して削孔するコアを完全に囲む大きさとし、万が一ワイヤが切断された場合の防護工も兼ねるため鋼製で製作した。（図-4参照）

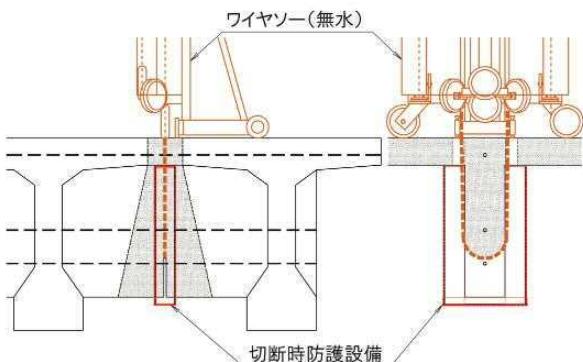


図-4 横桁切斷防護工

### 5. 落下対策工

事前に切断する箇所は、T桁架設後に現場で打設した間詰めコンクリート部となるが、この部分のコンクリートは事前の調査で無筋であることが判明した。このため切断・撤去作業の影響（振動・衝撃など）による亀裂・落下が懸念され、対策を講じる必要が生じた。また表面がはく落している箇所も見受けられたため、はく落対策も併せて実施することとした。

#### (1) スラブの落下対策

スラブ間詰め部の落下対策は、桁と間詰め部の表面（施工性を考慮して上面のみ）にシート材を貼付けることで、間詰め部が桁から剥がれて分離することを防ぐ事に加え、フラットソー切断時の樋を拡げて間詰めコンの範囲を覆う幅とし剥落又は落下した場合の受け皿とした。（図-5参照）

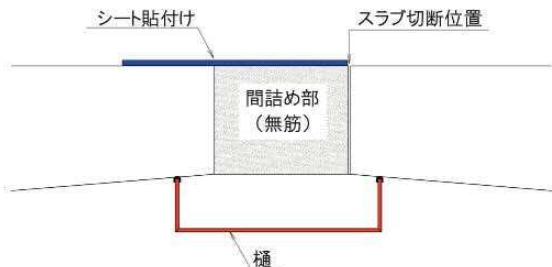


図-5 スラブ間詰め部落下対策

#### (2) 横桁の落下対策

横桁の間詰め部についても表面にシート材を貼り、剥落・落下防止にすると共に受けの金具を間詰め部の下に設置した。（図-6参照）

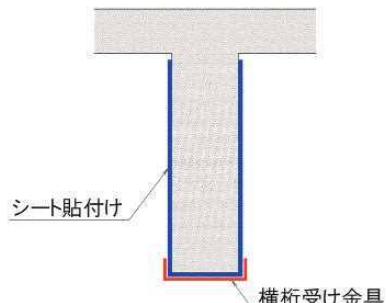


図-6 横桁間詰め部落下対策

#### (3) 支持構造

以上の落下対策工は桁を撤去するまで必要となり、その支持構造によっては、桁の撤去直前に設備を撤去する

こととなるが、一夜間で設備を外してから桁を撤去することは時間的に無理であることから、事前の撤去が不要となる構造にすることにした。

スラブの樋は撤去順序を考慮して、後になる主桁側に支持させる片持ち構造とした。(図-7、写真-1参照)

横桁の受け金具はスラブを削孔して吊り構造とし、切断位置で分割して設置した。切断箇所では受け金具が途切れるが、補強シートで包むことで一体とし、この部分だけで落下すること防ぐ構造とした。(図-8、写真-2参照)

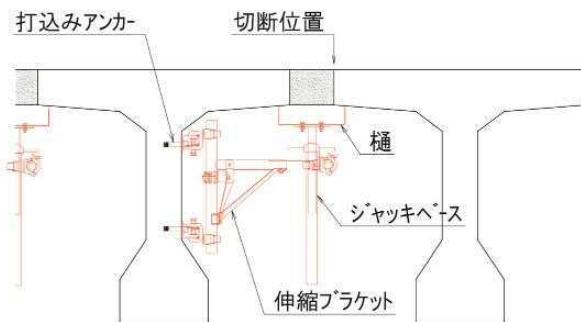


図-7 横の片持ち構造



写真-1 横の片持ち構造



写真-2 横桁部

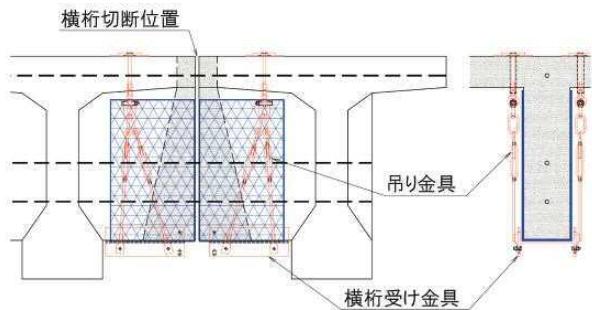


図-8 横桁間詰め受け金具

#### (4) シート材の選定

今回使用するシート材に求める性能は、コンクリートとの付着と施工性であり、断面補強となるまでの強度は必要ない。コンクリート部材の補強には炭素繊維シートを用いることが多いが、施工性やコストの面で問題があったため、はく落対策に特化し施工性の良いタフメッシュ工法を採用することとした。(図-9、写真-3・4参照)

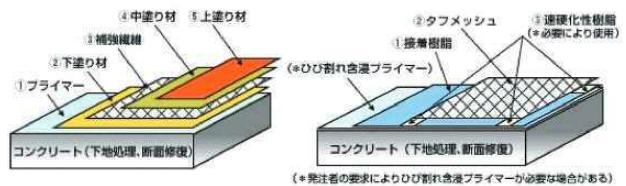


図-9 シート工法の比較

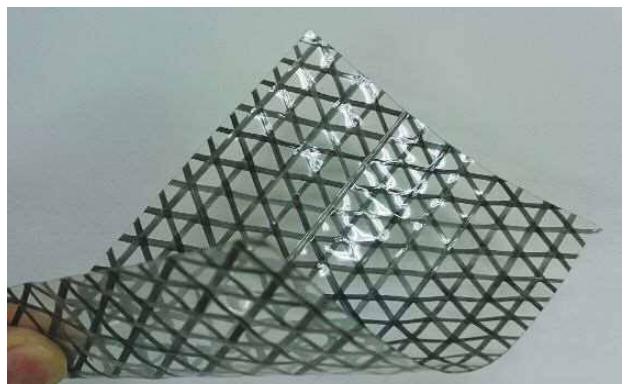


写真-3 タフメッシュシート



写真-4 タフメッシュシート貼付け状況

## 6. 耐震設備工

撤去前に桁を一本ずつに切断することから直角方向水平荷重に対する挙動が切断前と異なるため、仮固定設備を設置して大規模地震動に対する耐震性を確保した。(図-10, 写真-5参照)

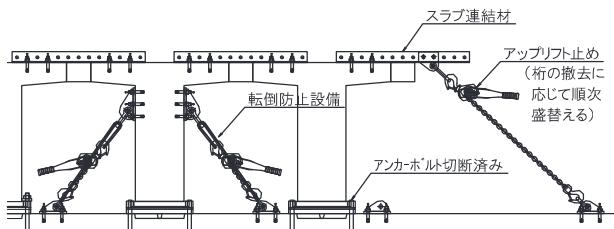


図-10 仮固定設備



写真-5 仮固定設備

## 7. 玉掛け設備

主桁撤去用の玉掛け設備は、取付け・取外し作業の軽減と主桁応力の軽減を目的として吊り天秤構造を採用した(写真-6参照)



写真-6 吊り天秤

## 8. 仮支点位置の照査

桁の吊り上げや運搬の際、本来の支点位置よりも支間中央側を一時的な支点とすることになる。桁端張出し部の重量による負曲げとPC鋼材の重心が下がることで主桁上下縁の応力度が許容値を超過する恐れがあることから、想定される仮支点位置で主桁断面の応力度照査を行い安全性を確認して施工を行った。



図-11 施工時の仮支点位置

## 9. おわりに

今回撤去を行った橋梁は50年以上前に建設されたもので、新設でも取扱いの難しいPC桁であるが躯体表面の劣化や、間詰めコンクリートが無筋であるなど非常に気を使う桁であった。

桁下は架線との離隔が少ないため狭隘な作業環境で、作業時間も短いことから事前作業は非常に困難であったが、落下防止などの安全対策工は入念に施工を行った。

撤去工事はお陰様で無事に終了し、現在は上り線の新橋架設の準備を行っている。引き続き安全第一で進めていきたい。

最後に、本工事の施工にあたりご指導頂きました発注者のJR東日本旅客鉄道(株)、元請けの鉄建・佐藤工業建設共同企業体ならびに工事関係者の皆様に深く感謝し、誌面を借りてお礼を申し上げます。

2016.3.2 受付

# 岳街道こ線橋撤去工事報告

## Report on the Removal of Dake-kaido Overpass



佐竹正行<sup>\*1</sup>  
Masayuki SATAKE



秋葉友展<sup>\*2</sup>  
Tomonobu AKIBA



池田浩<sup>\*3</sup>  
Yutaka IKEDA

### 要旨

本工事は、新橋完成により不要となった、東北本線（本宮・杉田間）を跨ぐ旧岳街道こ線橋（コンクリート橋）を550t吊オーバーテレーンクレーンにより分割撤去した工事を報告するものである。

キーワード：コンクリート橋、撤去工事

### 1. はじめに

本工事は、本宮市道堀切・赤坂線整備事業で、東北本線を跨ぐ旧岳街道こ線橋（旧名郷橋）の撤去工事である。

旧岳街道こ線橋（旧名郷橋）は、幅員2.5m、重量2t、高さ2.4mの制限があり、車のすれ違いのできない状態であったため、新しい岳街道こ線橋（橋長42.4m、幅員9.25mのポストテンション変断面ボロー桁橋）を2011年9月～2012年4月に施工した。新橋が2012年10月17日に開通し、不要となったことにより旧岳街道こ線橋（旧名郷橋）の撤去を行った。

本稿は、この旧岳街道こ線橋の撤去工事について報告する。

### 2. 工事概要

工事名：本宮・杉田間岳街道こ線橋撤去工事

場所：福島県本宮市名郷地内

発注者：東日本旅客鉄道株式会社 仙台支社

元請者：仙建工業株式会社 福島支店

形式：中央径間 RCラーメン高架橋

側径間 プレテンション方式PC床版橋

橋長：29.545m (9.725m + 10.220m + 9.600m)

桁幅：4.62m

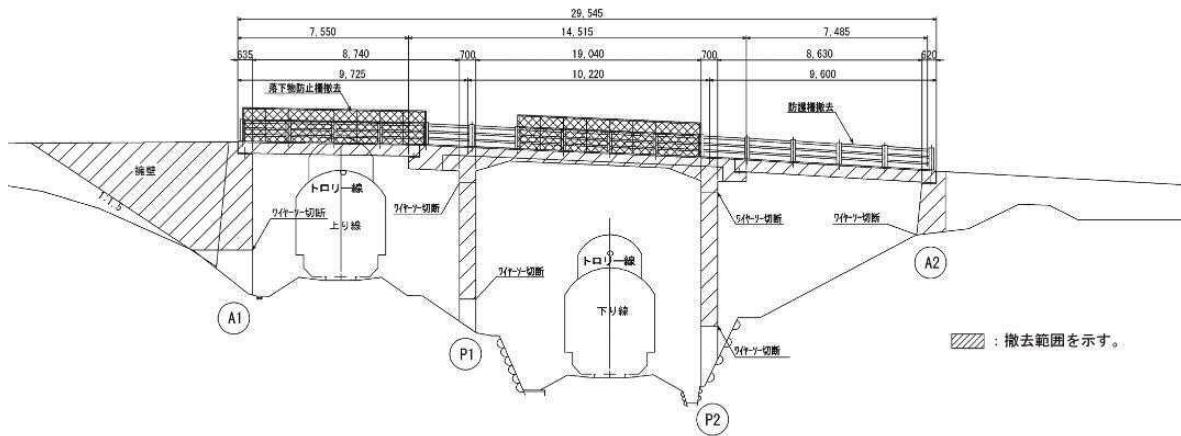


図-1 橋梁側面図

<sup>\*1</sup>工事本部建設工事部建設工事グループ現場所長

<sup>\*2</sup>工事本部建設工事部建設工事グループ副主任

<sup>\*3</sup>計画本部計画部建設設計画第1グループグループリーダー

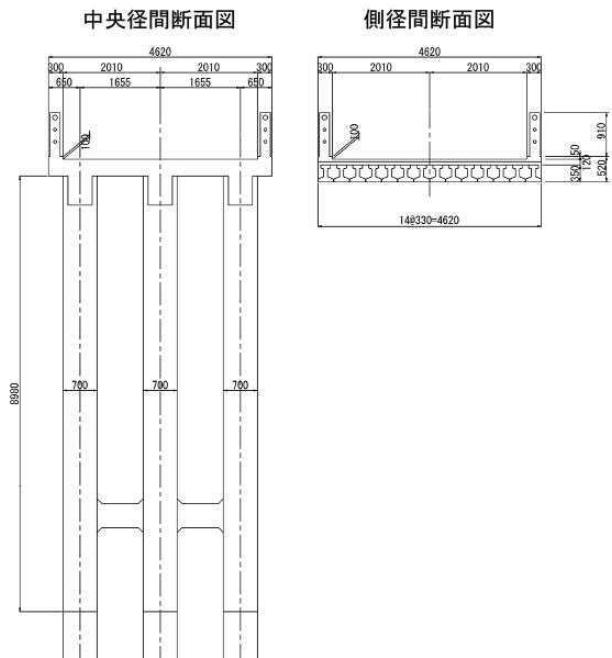


図-2 橋梁断面図



写真-1 橋梁撤去前全景写真

### 3. 施工計画

#### (1) クレーンヤード

A1橋台側は、大型クレーンの据え付けヤードが確保出来ないため、A2橋台側にクレーンを据え付けて上部工の撤去を行うこととした。しかし、A2橋台側上空に東北電力の送電線（66000V）が通っており、クレーン作業は送電線との離隔を確保して行う必要があった。

#### (2) 鉄道上作業時間

線路上空の桁撤去作業等は夜間き電停止間合い作業と

なり、き電停止時間は、4:35～5:55の80分間でその内の実作業時間は50分間という短時間での作業が必要であった。

#### (3) 桁撤去計画

桁の撤去は、線路上空作業を極力少なくするように可能な限り大ブロックでの撤去にて計画した。中央径間の桁は、全体で108.6tあり、ヤード条件より一括撤去可能なクレーンが無いため、2分割撤去にて計画を行った。中央径間の桁は、3主桁のため、2主桁と1主桁に分割し、2主桁ブロックの重量が69.2tとなり、クレーン定格総荷重の載荷率90%以下で撤去作業可能な550t吊オールテレンクレーンを選定した。側径間については550t吊オールテレンクレーンにて作業可能な分割とし、A1～P1径間は2分割、P2～A2径間は一括撤去とした。また、ヤード内では、東北電力送電線が障害となり、クレーン旋回範囲が制限されてしまうため、撤去した桁は台車上に仮置きし、送電線が支障しない位置までチルホールにて継取りすることとした。

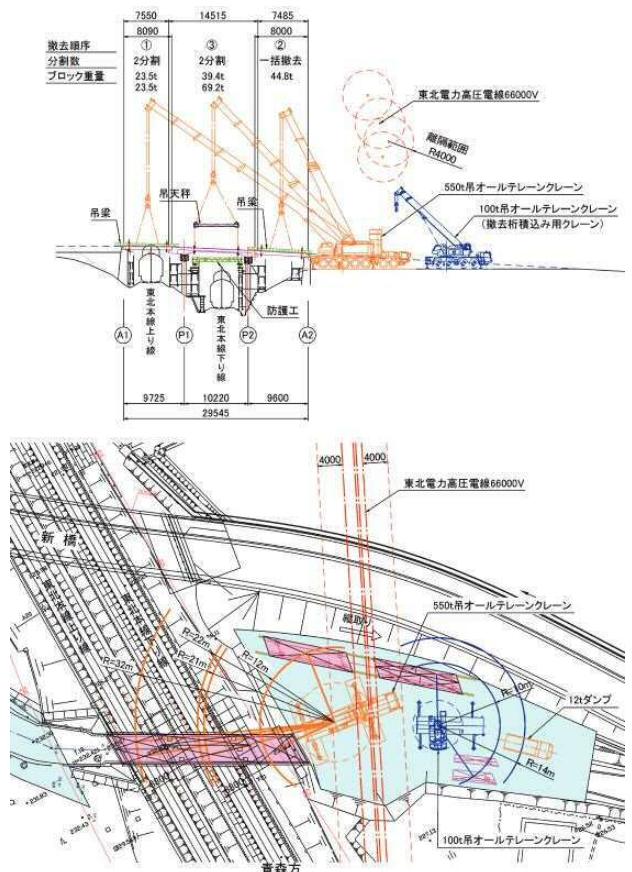


図-3 桁撤去計画図

## 4. 現場施工

### (1) A1～P1間桁切斷

A1～P1間は、東北本線上り線の直上であり、トロリー線との離隔が500mm程度で防護工の設置が困難なため、防護工を設置せず、湿式コンクリートカッターにて切斷を行った。3層目までは、昼間列車間合いにより作業し、4層目は夜間き電停止間合いにより行った。き電停止作業時は、架線及び軌道上をシートにて養生し、切断水のセメント付着を防止した。

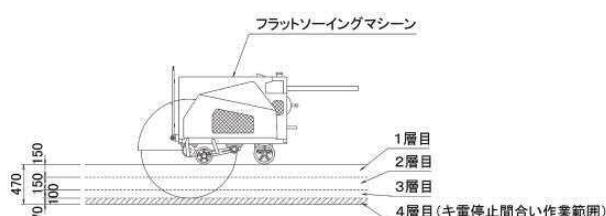


図-4 A1～P1桁切斷要領図



写真-2 A1～P1桁切斷状況写真

### (2) P1～P2間桁切斷

P1～P2間も、東北本線下り線の直上であったが、トロリー線との離隔が確保出来ることから、防護工を設置した。防護工は、弊社機材のMトラス及び15t横移動台車を使用し、ヤードにて地組立てを行い一括で桁横に架設し、チルホールにて所定の位置に横取りして設置を行った。

桁の切斷は乾式ワイヤーソーを使用し、昼間列車間合いにて行った。



写真-3 P1～P2間防護工架設状況写真



写真-4 P1～P2間防護工設置状況写真



写真-5 足場防護工全景写真

### (3) 側径間桁撤去

側径間のPC床版橋は、撤去前の地切り確認のため、桁上に吊り梁を通し、補修用ジャッキにて地切り確認及び重量確認を行った。なお、地切り先立ち橋台部のパラベット撤去及び、桁アンカーボルトの切断を行った。

桁撤去は、550t吊オールテレーンクレーンを使用し、夜間き電停止間合いにより行った。(A1～P1間 2日、P2～A2間 1日)



写真-6 吊り梁設置完了写真



写真-8 A1～P1桁撤去況写真

### (4) 中央径間桁撤去

中央径間は桁と脚が一体のラーメン構造であるため、桁と脚を予め切斷しておく必要があった。切斷位置は橋脚上部とし、切斷後の桁受け・固定のため、柱切斷部に固定金具を設置した。柱の切斷には、乾式ワイヤーソーを使用した。

桁撤去は、550t吊オールテレーンクレーンを使用し、夜間き電停止間合い（2日）にて行った。



写真-7 アンカーボルト切断状況写真



写真-9 橋脚固定金具設置完了写真

### (5) 桁縦取り

クレーンにて撤去した桁は、ヤード内上空の送電線との離隔（4.0m以上）確保のため、送電線の手前で台車上に桁を仮置きし、チルホールにて送電線との離隔が確保できる位置まで桁の縦取りを行った。



写真-10 P1～P2間桁撤去状況写真①



写真-11 P1～P2間桁撤去状況写真②



写真-12 桁縦取り状況写真

#### (6) 撤去桁切断・積込み・運搬

撤去した桁は、10t～12tダンプトラックに積み込める大きさに湿式ワイヤーソーまたは、湿式コンクリートカッターにて切断し、100t吊オールテレーンクレーンにてダンプトラックに積み込み搬出した。



写真-13 撤去桁切断状況写真



写真-14 撤去桁搬出状況写真

#### (7) 橋脚撤去

桁撤去時と同様に、橋脚下部に固定金具を設置して、柱を予め切断しておき、夜間き電停止間合いで柱3本を一括して撤去した。クレーンは550t吊オールテレーンクレーンを使用し、仮置き時の相番クレーンとして100t吊オールテレーンクレーンを使用した。

撤去した橋脚は、湿式ワイヤーソーにて切断し、ダンプトラックにて搬出した。



写真-15 橋脚切断状況写真

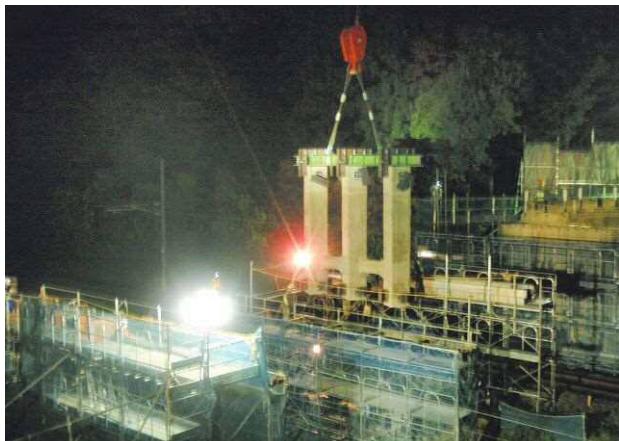


写真-16 橋脚撤去状況写真①



写真-17 橋脚撤去状況写真②

#### (8) 橋台撤去

ダンプトラックに積み込める大きさに切断（乾式ワイヤーソー切断）し、各橋台背面に据え付けた100t吊オールテーンクレーンにより撤去・搬出した。



写真-18 撤去完了写真

## 5. あとがき

本工事は、き電停止間合いの短い中での撤去作業であった。固定金具設置・先行切断等により、時間内での撤去を行うことができた。固定金具施工においては、アンカーボルト設置→計測→製作→金具取付の工程を必要とした。

撤去工事の場合、設計図面が無い場合が多々有り、今回も設計図面が無く、コンサル設計にて使用していた断面にて計画したが、実際の断面と異なっている箇所があり、重量を再計算し、問題がないことを確認した。今回の工事においては、クレーン定格総荷重の載荷率90%以下にてクレーンの選定を行ったが、設計図面が無い場合などは、十分余裕のあるクレーン選定が望ましいと感じた。

最後に本工事の施工にあたりご指導いただきましたJR東日本旅客鉄道㈱、仙建工業㈱の関係者の皆様に深く感謝し、紙上を借りて御礼を申し上げます。

2016.3.2 受付

## 紹介

# 亜鉛・アルミ擬合金溶射摩擦接合面のすべり試験

## Slip Test of Friction-Joining Faces Thermally Sprayed with Zinc-aluminum Pseudo Alloy



緒方 裕己<sup>\*1</sup>  
Yuki OGATA



矢部 泰彦<sup>\*2</sup>  
Yasuhiko YABE



山下 修平<sup>\*3</sup>  
Shuhei YAMASHITA

### 要旨

防錆対策の1つとして、高力ボルト摩擦接合面に金属溶射（以後、溶射という）を採用する場合、すべり耐力の確認試験の実績はあるものの、溶射皮膜厚の変化など種々の要因に着目した事例は少なく、実施工における施工管理方法を定めるに至っていない。そこで本試験では、①摩擦接合面における目標膜厚の設定、②フィラーPLの適用、③インターバル（塗装間隔）の設定、に着目し、各種パラメーターの変化によりすべり試験を行うことで、金属溶射面のすべり耐力への影響について検証した。なお、溶射の仕様は、Zn-Al擬合金溶射（PAZL工法、MS工法）に限定した。

キーワード：Zn-Al擬合金溶射、すべり試験

### 1. はじめに

防食仕様に亜鉛・アルミ擬合金金属溶射（以下、Zn-Al擬合金溶射）を採用した場合、摩擦接合面の仕様に関しては以下の3つの仕様が考えられる。

- ① 無機ジンクリッヂペイント ( $75\mu\text{m}$ )
- ② Zn-Al擬合金溶射+封孔処理剤
- ③ Zn-Al擬合金溶射（無封孔）

摩擦接合におけるすべり耐力の観点からは、①無機ジンクリッヂペイントが道路橋示方書にもその適用について明確に記載されており望ましいが、溶射と塗装が混在することになり施工性の面から避けたいところである。

また、②・③の仕様においても実績があり採用が可能であると考えられるが、過去の実験結果を見ると②の封孔処理を施した場合は、封孔処理を施さない場合に比べ摩擦係数が3割～5割程度低く、実験によっては設計で求められる摩擦係数0.4を下回るケースも確認されている。

以上のことから、施工性及び摩擦接合におけるすべり耐力の観点において、摩擦継手部については図-1に示す塗り分けにすることが望ましいと考えられる。しかしながら、Zn-Al擬合金溶射摩擦接合面におけるすべり耐

力に関しては、各々の工事にてすべり試験を実施し確認を行っているものの、各種パラメーターに着目し試験を行ったケースが少なく実施工における施工管理方法を定めるに至っていない。そこで今回、各種パラメーターの変化によりすべり試験を実施することで、実施工における管理方法について検証を行う事とする。

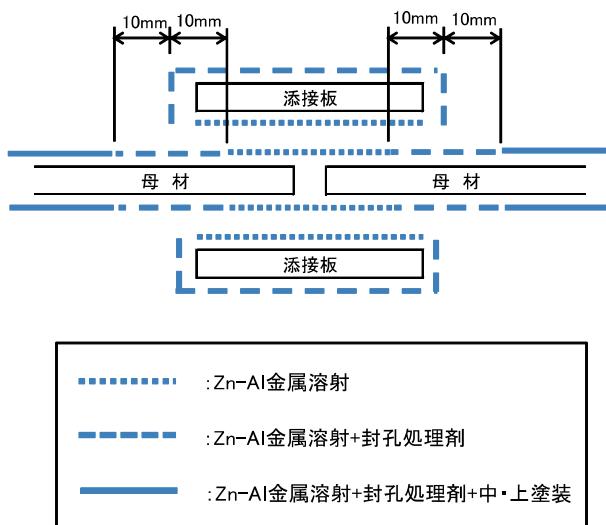


図-1 継手部の塗り分け（工場）

\*<sup>1</sup>千葉工場技術部計画グループ副主任

\*<sup>2</sup>千葉工場技術部計画グループサブリーダー

\*<sup>3</sup>千葉工場技術部計画グループ主任

## 2. すべり耐力に及ぼすパラメーター

現場継手部のすべり耐力は（摩擦係数×軸力）で決定される。そのため、継手性能を考える上では、「リラクセーションによるボルト軸力低下」及び「Zn-Al擬合金溶射面のすべり係数」の観点から検討する必要がある。

リラクセーションは、ボルト締付けによって接触面が局部的に押しつぶされ、ボルト締付け長さが極微量であるが短くなることによって生じる。そのため、溶射皮膜厚が厚くなればなるほどその影響は大きくなると考えられ、溶射皮膜厚の上限値を定める必要がある。また、実施工においては母材の板厚差によりフィラーPLを挿入することがあるが、フィラーPLを入れた場合、摩擦接合面における溶射皮膜の層が増えリラクセーションへの影響が懸念されるためその影響についても検証する必要がある。

すべり係数については、摩擦接合面の状態が大きく左右される事から溶射工法の違いによりその差が生じるものと考えられる。また、工場溶射から現場継手部の施工までには数週間～数ヶ月のインターバルが生じることから、封孔処理を施していない溶射皮膜の変状によるすべり係数の低下が懸念される。

以上を踏まえ、本検討においては図-2に示すすべり試験を実施することにした。

## 3. 試験体について

試験体は、JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材（SS400）以上とし、形状は参考文献<sup>1)</sup>にある標準試験片を参考に決定した。なお、試験体の塗り分けを図-3に示す。摩擦接合面の仕様は、封孔処理剤がすべり係数へ影響を及ぼすため無封孔の溶射仕様とした。

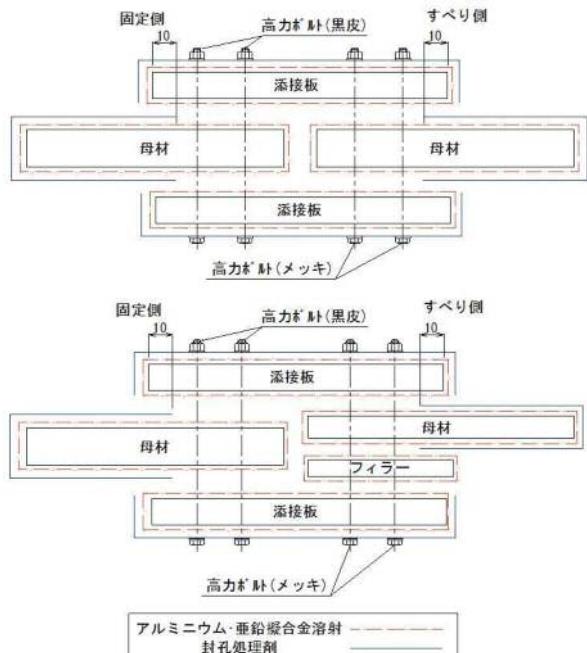


図-3 試験体の塗り分け

### 施工試験①

パラメーター	溶射皮膜厚
試験概要	溶射皮膜厚を100 μm～500 μmの間で変動させ導入軸力とリラクセーションへの影響を検証する。
試験目的	摩擦接合部における合計溶射膜厚の設定を行う。

※施工管理膜厚を決定

### 施工試験②

パラメーター	フィラーPL
試験概要	摩擦接合部にフィラーPLを入れた場合と、入れない場合でフィラーPLがすべり耐力に及ぼす影響を検証する。
試験目的	摩擦接合面を溶射とした場合の、フィラーPLの適用可否について検討を行う。

### 施工試験③

パラメーター	インターバル
試験概要	試験体を数ヶ月間屋外暴露し、溶射皮膜の劣化がすべり係数に及ぼす影響を検証する。
試験目的	工場溶射工から現場継手工までの適切なインターバルについて設定を行う。 併せて、摩擦接合面の養生方法についても検討を行う。

図-2 施工試験のパラメーター

## 4. 試験要領

### (1) 試験体組立要領

本試験で使用した溶融亜鉛めっき高力ボルト（以下高力ボルト）のセットの種類は1種A、等級は、ボルトF8T（M22）、ナットF10T、座金F35とした。なお、孔径はM22標準孔（ $\phi 24.5$ ）とした。試験体は、片側をすべり側とし、反対側を固定側とした。すべり側にはボルトの締め付け軸力を測定するため、図-4に示すように、ワイヤーストレインゲージ（以下WSG）を貼付した高力ボルトを使用し、固定側に使用する高力ボルトには六角高力ボルト（F10T）を用いWSGの貼付けは行わないものとした。高力ボルトの締め付けは、一次締め、本締めの2段階で行い、一次締めはプレセット型トルクレンチを使用し、所定の一次締付けトルク値でナットを回転させて行った。一次締めの後、ボルト、ナット、座金及び部材にわたりマーキングを施した本締めは、ナット回転角法を用いて、目標角度120°までナットを回転させて締付けた。ボルト締付けの様子を図-5に示す。（なお、ボルト締付け及びすべり試験は、神鋼ボルト株式会社（本社・工場）において実施した。）

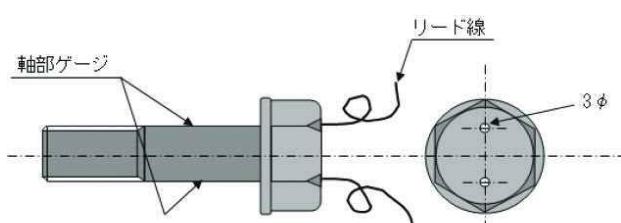


図-4 ワイヤーストレインゲージ貼付け要領



図-5 ボルト締付けの様子

### (2) リラクセーション試験

締付け軸力の減衰測定は、締付け直後から以下の間隔で測定を行った。

締付け直後、3分、5分、10分、30分、1時間、2時間、3時間、6時間、12時間、24時間、48時間、72時間…480時間

減衰率の算出は、供試ボルト（3本）の平均値を用いて算出した。計算式は、下記による。

$$\text{減衰率} (\%) = 1 - \frac{\text{測定軸力}}{\text{締付け直後の軸力}} \times 100$$

なお、測定期間20日間は、参考文献<sup>2)</sup>の「20日間経過後の締付け軸力の減衰率は安定していた」という結果をもとに設定した。

### (3) すべり試験

すべり試験は、高力ボルト締付け後20日（およそ480時間程度）経過した後、試験体を引張試験機に垂直にセットした。試験体の固定側については約20°程度の追締めを行った。

荷重はすべりが発生するまで徐々に載荷した。すべりの確認は次のいずれかの現象が生じた時とし、その荷重を測定した。

●すべり音が発生したとき

●引張試験機の指針が停止または下降したとき

●試験体のけがき線がずれたとき

すべり係数の算出方法は、次の計算式より算出した。

$$\mu = \frac{P}{m \times n \times N}$$

P : すべり荷重  
m : 接合面の数 (m=2)  
n : ボルト本数 (n=2)  
N : 締付けボルト軸力

すべり試験の様子を図-6に示す。

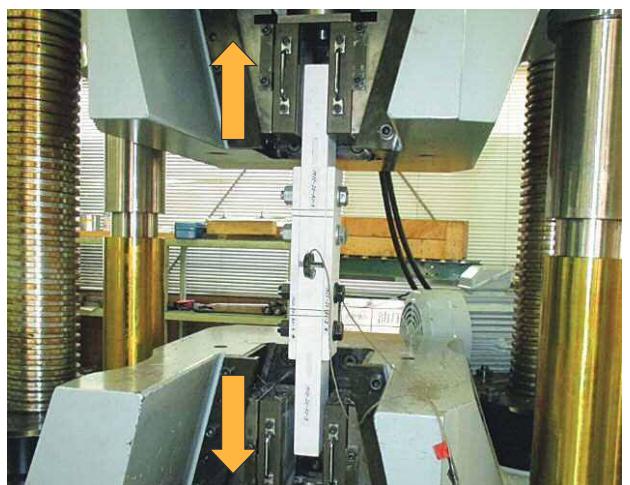


図-6 すべり試験の様子

## 5. 試験結果

### (1) リラクセーション試験の結果

ボルトの導入軸力は、トルク法によって締め付けを行い、F8Tの設計ボルト軸力として165kNを目安に締め付けた。

施工試験①の結果を図-7に示す。締付け直後から480時間で軸力は安定しており、溶射皮膜厚の増加に伴い、軸力の減少は大きくなる傾向が見られた。高力ボルトの締め付けにより、溶射皮膜が押し潰され軸力低下が生じるため、膜厚が大きいとその影響も大きくなると考えられる。溶射膜厚200 $\mu\text{m}$ ～500 $\mu\text{m}$ は軸力減少が10%以上生じているため、フィラーPLを挿入した時のさらなる低下を懸念して、施工管理膜厚は100 $\mu\text{m}$ ～200 $\mu\text{m}$ に設定した。

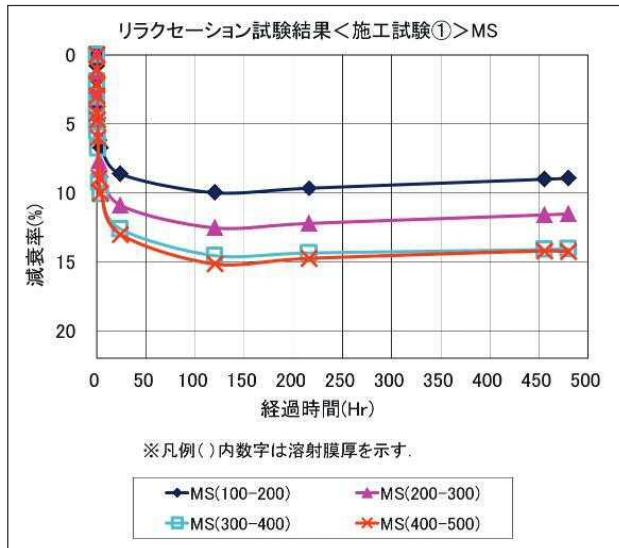
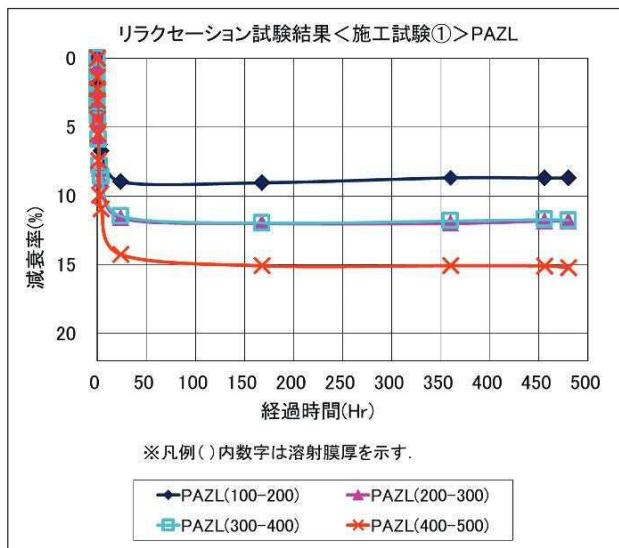


図-7 リラクセーション試験の結果（施工試験①）

施工試験②の結果を図-8に示す。フィラーPLを挿入した場合と挿入しない場合では、フィラーPLを挿入することでボルト軸力が2%程度低下することが確認できた。フィラーPLを挿入することで摩擦接合面の層数は2倍になるため、リラクセーションへの影響が大きくなると考えられる。

なお、フィラーPLと母材及び添接板の間に肌隙は見られなかった。

また、フィラーPLを挿入しない場合のリラクセーションが、溶射皮膜厚が同じである施工試験①の結果よりも大きくなっている。施工試験②では板厚25mmのフィラーPLを挿入しているため、施工試験①よりも試験体の母材厚が大きくなっている。

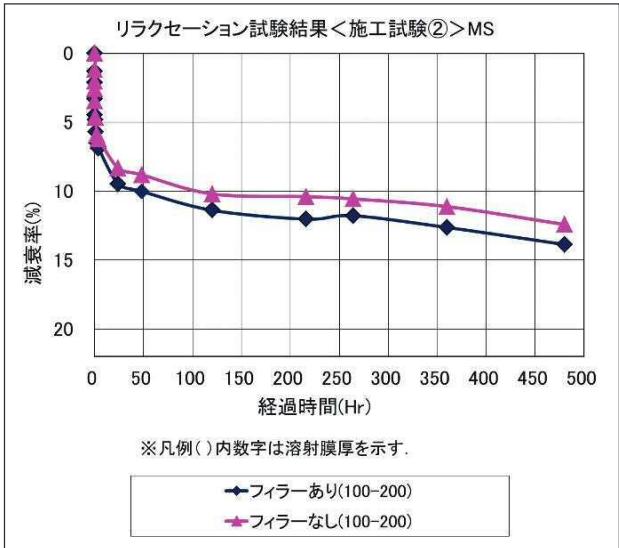
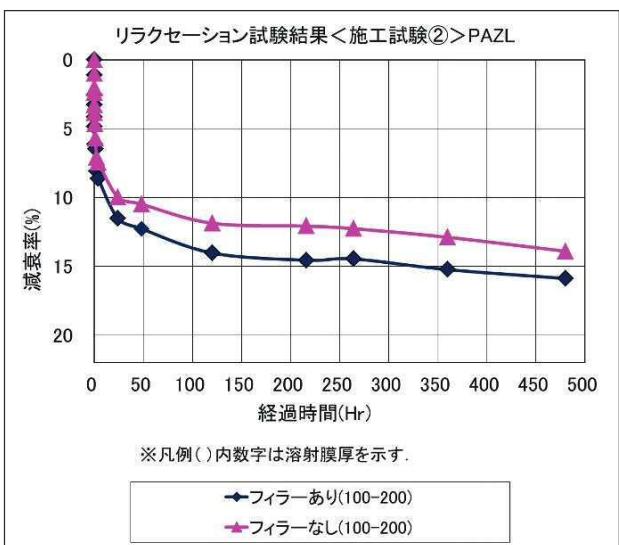


図-8 リラクセーション試験の結果（施工試験②）

施工試験③の結果を図-9に示す。曝露初期状態と各曝露期間でのリラクセーションには、各試験体でバラつきはあるものの大きな差異はなく、3ヶ月間の曝露ではほとんど影響がないと考えられる。曝露試験による溶射皮膜の変状については、図-10に示すとおり摩擦接合面のみ時間経過とともに変色が生じた。摩擦接合面は封孔処理を施していないため、溶射皮膜に含まれる亜鉛が酸化してグレーに変色したと思われる。

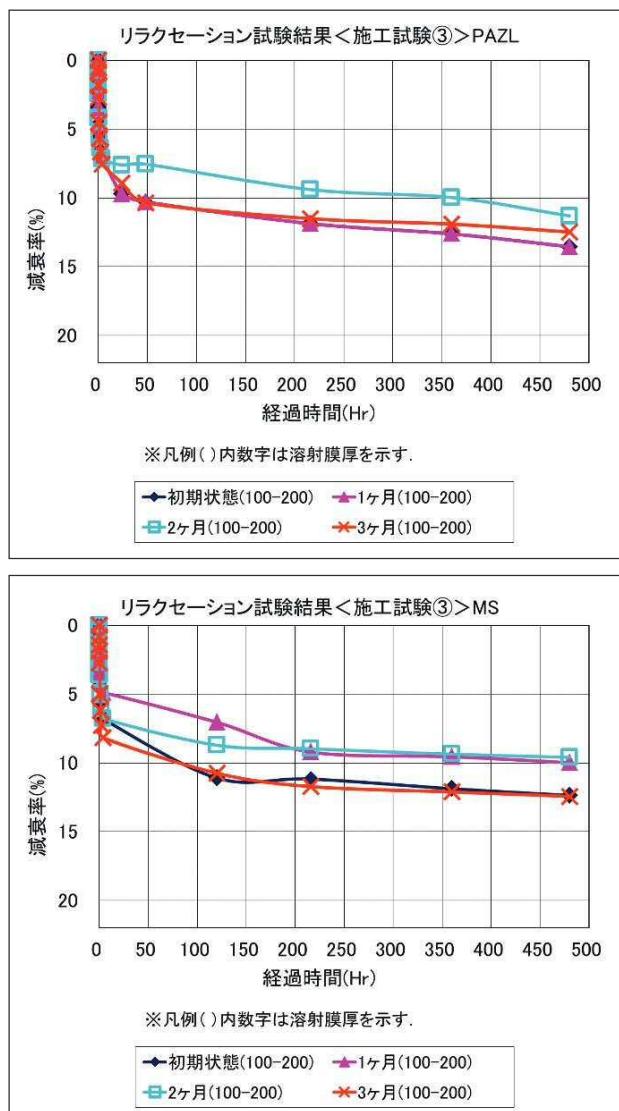


図-9 リラクセーション試験の結果（施工試験③）



図-10 曝露中の試験体

## (2) すべり試験の結果

ボルト締付け後480時間経過した試験体を用いてすべり試験を行った。各試験体のすべり試験の結果を表-1、2、3に示す。

いずれの試験体もすべり係数は設計基準値0.45を大きく上回ることが確認できた。一般に、拡大孔や肌隙によりすべり係数は10%程度低下すると言われているが、それを考慮してもすべり耐力が期待できることが分かった。

表-1 すべり試験の結果（施工試験①）

工法	設定 膜厚 $\mu\text{m}$	試験体番 号	平均膜厚 $(\mu\text{m})$	(1) 初期導入軸力N1(kN)			(4) N1の見かけのすべり係数 $\mu_1$		
				(2) 締付後480hr軸力N2(kN)			(5) N2の実すべり係数 $\mu_2$		
				(3) すべり荷重(kN)			(6) 締付後480hr減衰率(%)		
PAZL	<A> 100 ~ 200 $\mu\text{m}$	1	150	214.9	196.2	465	0.541	0.593	8.7
		2	158	213.5	194.1	494	0.578	0.636	9.1
		3	163	229.8	210.8	487	0.530	0.578	8.3
	<B> 200 ~ 300 $\mu\text{m}$	4	266	237.1	216.5	497	0.524	0.574	8.7
		5	250	213.2	187.9	451	0.529	0.600	11.9
		6	258	210.9	185.7	471	0.558	0.634	11.9
	<C> 300 ~ 400 $\mu\text{m}$	7	361	237.3	209.3	452	0.476	0.540	11.8
		8	360	196.9	168.6	433	0.550	0.642	14.4
		9	353	206.1	176.8	450	0.546	0.636	14.2
	<D> 400 ~ 500 $\mu\text{m}$	10	455	230.0	210.0	450	0.489	0.536	8.7
		11	456	218.1	185.0	470	0.539	0.635	15.2
		12	453	212.4	178.6	438	0.516	0.613	15.9
MS	<A> 100 ~ 200 $\mu\text{m}$	1	169	221.3	201.2	657	0.742	0.816	9.1
		2	175	216.7	197.3	651	0.751	0.825	9.0
		3	181	236.0	216.0	643	0.681	0.744	8.5
	<B> 200 ~ 300 $\mu\text{m}$	4	282	234.7	210.0	657	0.700	0.782	10.5
		5	300	208.5	184.0	668	0.801	0.908	11.8
		6	265	203.6	180.2	644	0.791	0.893	11.5
	<C> 300 ~ 400 $\mu\text{m}$	7	386	222.0	194.1	652	0.734	0.840	12.6
		8	390	211.4	181.6	644	0.762	0.887	14.1
		9	374	211.5	181.0	665	0.786	0.919	14.4
	<D> 400 ~ 500 $\mu\text{m}$	10	497	235.3	206.6	630	0.669	0.762	12.2
		11	492	225.1	193.0	637	0.707	0.825	14.3
		12	490	204.1	172.2	623	0.763	0.904	15.6

表-2 すべり試験の結果（施工試験②）

工法	フィラーの有無	試験番号	平均膜厚(μm)	(1)初期導入軸力N1(kN)						(4)N1の見かけのすべり係数μ1					
				(2)締付後480hr軸力N2(kN)			(5)N2の実すべり係数μ2			(3)すべり荷重(kN)			(6)締付後480hr減衰率(%)		
				(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
PAZL	<A>あり	1	168	214.3	180.8	557	0.650	0.770	15.6						
		2	161	215.4	180.9	613	0.711	0.847	16.0						
		3	163	212.7	178.9	572	0.672	0.799	15.9						
	<B>なし	4	169	230.7	198.3	647	0.701	0.816	14.0						
		5	172	228.8	192.6	647	0.707	0.840	15.8						
		6	166	225.3	191.9	633	0.702	0.825	14.8						
MS	<A>あり	1	151	219.8	189.8	604	0.687	0.796	13.6						
		2	153	224.2	194.8	617	0.688	0.792	13.1						
		3	172	233.0	205.3	641	0.688	0.781	11.9						
	<B>なし	4	166	227.9	200.1	659	0.723	0.823	12.2						
		5	168	233.1	204.2	673	0.722	0.824	12.4						
		6	179	228.4	199.7	672	0.736	0.841	12.6						

表-3 すべり試験の結果（施工試験③）

工法	曝露期間	試験体番号	平均膜厚(μm)	(1)初期導入軸力N1(kN)						(4)N1の見かけのすべり係数μ1					
				(2)締付後480hr軸力N2(kN)			(5)N2の実すべり係数μ2			(3)すべり荷重(kN)			(6)締付後480hr減衰率(%)		
				(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
PAZL	<A>初期	1	179	221.7	190.9	648	0.731	0.849	13.9						
		2	178	235.2	202.6	656	0.697	0.809	13.9						
		3	172	215.2	183.2	619	0.719	0.845	14.9						
	<B>1ヶ月	4	172	221.6	203.1	642	0.724	0.790	8.3						
		5	166	219.9	201.4	630	0.716	0.782	8.4						
		6	172	230.8	211.5	627	0.679	0.741	8.4						
	<C>2ヶ月	7	163	220.4	194.3	568	0.644	0.731	11.8						
		8	171	226.7	201.1	607	0.669	0.755	11.3						
		9	164	229.0	203.7	621	0.678	0.762	11.0						
	<D>3ヶ月	10	177	242.9	218.0	752	0.774	0.862	10.3						
		11	171	245.1	218.1	624	0.636	0.715	11.0						
		12	177	235.6	208.5	605	0.642	0.725	11.6						
MS	<A>初期	1	168	220.0	188.4	690	0.784	0.916	14.4						
		2	177	227.9	196.9	688	0.755	0.874	13.6						
		3	170	216.2	186.6	650	0.752	0.871	13.7						
	<B>1ヶ月	4	172	240.1	226.4	642	0.668	0.709	5.7						
		5	175	233.3	215.9	626	0.671	0.725	7.5						
		6	167	233.9	216.0	614	0.656	0.711	7.7						
	<C>2ヶ月	7	169	228.7	205.5	627	0.685	0.763	10.1						
		8	169	223.2	199.9	562	0.629	0.703	10.4						
		9	157	232.5	207.4	586	0.630	0.706	10.8						
	<D>3ヶ月	10	169	240.3	213.5	613	0.638	0.718	11.2						
		11	164	240.9	214.0	612	0.635	0.715	11.2						
		12	161	242.3	214.3	628	0.648	0.733	11.6						

### (3) すべり試験後の接合面の状況

代表で各試験体のすべり試験後における摩擦接合面の状況を図-11、12、13に示す。すべり側において、摩擦により溶射皮膜が剥がれていたため、溶射皮膜の密着性に問題があると考え、引張試験機による密着性試験を行ったが、所定の密着力を満足することが確認できた。

また、溶射皮膜は基材（粗面形成剤塗付面）と物理的に密着するので、表面粗さのみでなく、基材の表面粗さパラメーターRSm/Rz-JISを小さくすると溶射皮膜の密着力は良好となる。粗面化処理後のRSm/Rz-JIS比は2.2～

2.7と高い密着力を示す結果であった。

※RSm：凹凸の平均隙間、Rz-JIS：十点平均粗さ



図-11 すべり試験後の状況（施工試験①）

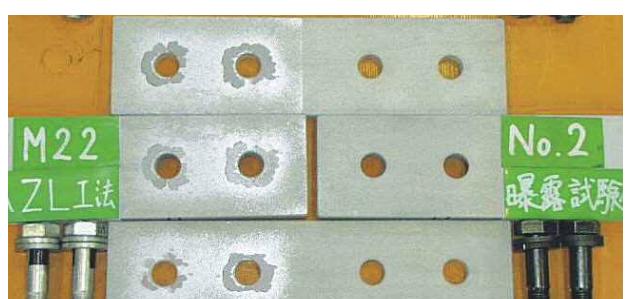
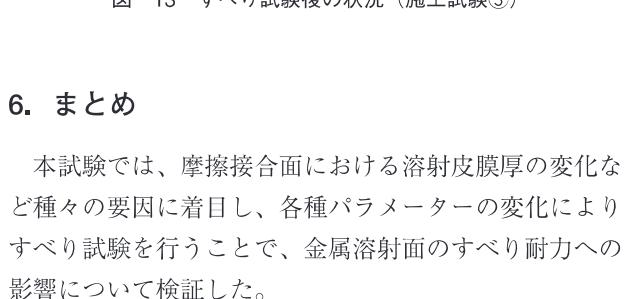


図-12 すべり試験後の状況（施工試験②）



## 6.まとめ

本試験では、摩擦接合面における溶射皮膜厚の変化など種々の要因に着目し、各種パラメーターの変化によりすべり試験を行うことで、金属溶射面のすべり耐力への影響について検証した。

溶射皮膜厚の変化による影響としては、膜厚の増加に伴いボルト軸力が低下することが確認できた。目標膜厚は100～200 μmが妥当であると考えられる。

フィラーPLによる影響としては、フィラーPLを挿入することでボルト軸力が低下することが確認できた。

曝露試験による影響としては、3ヶ月間の曝露ではリラクセーションへの影響は見られなかった。

また、各種パラメーターの変化によるすべり係数はいずれも設計基準値0.45を大きく上回っており、すべり耐力への影響は見られなかった。

今後は、長期曝露や拡大孔によるすべり耐力への影響についても検証していきたいと考えている。

## 7. おわりに

本試験を進めるにあたり、ご協力を頂いた皆様に深く感謝を申し上げます。

## ＜参考文献＞

- 1) 土木学会:高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針（案）、P46、2006.12
- 2) 宇部興産機械（株）堀越氏、アークアルミ溶射添接部における摩擦接合すべり試験について、土木学会第58回年次学術講演会、2003.9

2016.3.8 受付

## グラビア写真説明

### 市道坂下津1号線 九島大橋（上部工）建設工事

本橋梁は愛媛県宇和島市坂下津と、九島の船を結ぶ海上橋梁です。九島は周囲約12km、人口900人余りの離島で、この橋ができる前は1日9本のフェリーが本島への唯一の手段でした。この橋の完成により島の住民の方々の利便性の向上や島の発展に寄与できるものと思っています。

本工事はエム・エム ブリッジ株式会社と弊社とのJVで施工されました。桁の製作は中央径間と両側径間の3部ブロックに分け、中央径間を弊社千葉工場、両側径間をエム・エム ブリッジにて製作しました。各々の工場で製作された桁は台船により現地まで輸送され、3回に分けて起重機船による大ブロック架設が行われました。架設当日はいずれも天気に恵まれ、朝早くから大勢の地元の住民の方々が見学のために集まりました。 (熱海 晋)

### 平成24年度 社会資本整備総合交付金（全国防災）工事

小道木大橋は、長野県飯田市と静岡県浜松市を結ぶ国道152号の内、小道木バイパス区間の遠山川を跨ぐ橋長118.5m、アーチ支間95.0mの上路式逆ローゼ桁橋です。152号長野県事業区間（L=21.1km）の内、橋梁2橋、トンネル2箇所を含め、小道木バイパス（L=1.7km）は、その整備によって地区間距離の半減と狭小幅員・線形不良の解消などの効果が期待されています。

本工事では無重力状態における鋼桁の出来形形状の再現に挑み、組立部材の安定性を確保できる倒立による一体仮組立を長野県内の工場にて実施しました。倒立一体仮組立実施時には、高強度で軽量、コンパクトなアーチ支保工の採用、各施工ステップと並行した枠組足場の設置、実際に現場作業を行う作業者の手による仮組作業を行うことで、安全性及び実施工における作業性の向上を図りました。

また、アーチ橋の倒立一体仮組立は、県内でも稀にみる仮組方法であったことから、多くの方々にご参加頂き見学会も実施いたしました。 (野村 洋)

## トピックス

### 新名神高速道路 一庫大路次川橋他1橋（鋼上部工）工事

\*<sup>1</sup> 千葉工場技術部設計グループサブリーダー



林 暁彦\*<sup>1</sup>  
Nobuhiko HAYASHI

一庫大路次川橋は、近畿自動車道 名古屋神戸線（新名神高速道路）高槻第一JCT～神戸JCT間の橋梁の一つである。そして、兵庫県南東部に位置する川西市に流れる一庫大路次川と市道を交差するよう建設している。

架橋位置の川西市は大阪府池田市、宝塚市などと隣接する比較的自然豊かな住宅都市で、その中をゆうゆうと一庫大路次川は流れている。

本工事は、西日本高速道路株式会社関西支社新名神兵庫事務所が事業者で、宮地エンジニアリンググループ株式会社の子会社である宮地エンジニアリング株式会社、エム・エム ブリッジ株式会社とで構成された特定建設工事共同企業体で施工している。

工事内容として、一庫大路次川橋の上り線、下り線、東畠野橋、上下線を支える単径間箱桁横梁3基（P2、P3、P5）、複合逆T型橋脚2基（P1、P4）を施工する。



写真-1 複合橋脚・箱桁横梁施工状況



写真-3 上り線横取り架設



写真-2 下り線送出し架設



写真-4 上り線桁降下

上り線の構造形式は鋼9径間連続混合桁橋、下り線は鋼7径間連続鋼桁橋、東畠野橋は鋼2径間連続鋼桁橋である。上下線は、P2、P3、P5の箱桁横梁でつながっており、上り線は2主鋼桁から1主箱桁に変化し、下り線は3主鋼桁から2主箱桁に変化する構造である。

鋼桁架設は、上下線の一部をトラッククレーン架設とし、それ以外は送出し・横取り・縦取り架設と難易度の高い工法を採用し施工している。

現在、鋼桁架設を終え、床版コンクリート施工へと工程が進んでおり、気の抜けない状況にある。事業者のNEXCO西日本、施工者の宮地・MMBV、工事関わる技術者たちが多く労力を費やし、思いを込めて工事に従事している。

著者は個人的に新東名高速道路（御殿場JCT～三ヶ日JCT）を年に数回利用しており、ダブルネットワークの恩恵を受けている。それと関係あるか分からぬが、ひそかに新名神高速道路を利用できる日を心待ちにしている。

# 武藏の森スポーツ施設大屋根鉄骨（仮）

\*<sup>1</sup>工事本部建設工事部建設工事グループ現場所長  
\*<sup>2</sup>計画本部計画部建設設計画第2グループサブリーダー<sup>1</sup>  
\*<sup>3</sup>工事本部建設工事部建設工事グループ副主任  
\*<sup>4</sup>計画本部計画部建設設計画第2グループ副主任



大矢 亮\*<sup>1</sup>  
Makoto OYA



富谷 淳司\*<sup>2</sup>  
Atsushi TOMIYA



蟹江 哲史\*<sup>3</sup>  
Satoshi KANIE



佐藤 雄一\*<sup>4</sup>  
Yuichi SATO

## 1. はじめに

本工事は武蔵野総合スポーツ施設（仮称）を東京都調布市の東京スタジアム（味の素スタジアム）の隣接地の約3万3500平方メートルの敷地にメインアリーナとサブアリーナを建設するものである。また本物件は2020年開催の東京オリンピックにおいて近代五種〔フェンシング〕とバドミントンの競技場となることが決定しており、事実上東京オリンピック関連物件の中で第1号の物件である。

当社では本工事物件の中のメインアリーナの内でホワイエを除いた部分の屋根鉄骨の施工を担当する。（図-1）

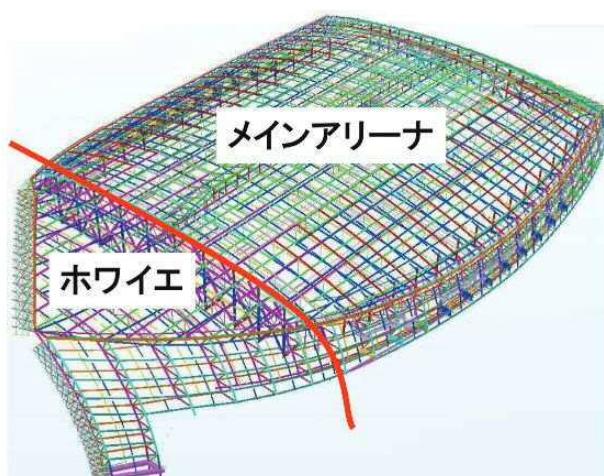


図-1 メインアリーナ棟概要

## 2. 建方工法

メインアリーナの屋根はアリーナ短辺方向に伸びた面材のメイントラスが連続する構造であり、メイントラスは両端に位置するトラス柱で水平力を支持し、トラス柱の内側に位置するピボット柱で屋根の鉛直荷重を支持する構造である。

建方工法としてはメイントラスを5つのブロックに分けて地組し、仮受ベントにて支持しながら150tクローラークレーンにて架設するクレーンベント工法を採用している。仮受ベントは中央ベント、建方ベント、端部ベントの3種類を東西対象に配置しており（図-2）、このうち建方ベントのみメイントラス1面の本締め及び溶接が完了した時点で次ブロックへ転用するが、他の2種類に関しては屋根全体鉄骨が完成するまで仮設の支柱として使用し存置する。

施工の条件として工事中に発生する水平力をトラス柱及びピボット柱に負担させてはならないとされており、ベントから本設躯体へと荷重を移行する為にジャッキダ

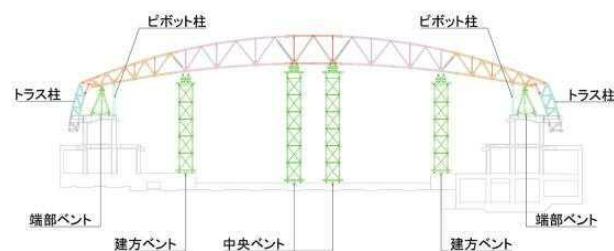


図-2 トラス断面一般図

ウンを行うが、ジャッキダウン時の水平変位（スラスト）を逃がしてから屋根鉄骨をトラス柱及びピボット柱と固定するという手順を取らなければならない。

### 3. 進捗状況

本工事は平成27年4月19日より現場職員乗込み、4月27日に最初の鉄骨（A06通り壁トラス鉄骨）が搬入され鉄骨建方を開始した。工事は順調に進み2015年11月21日に150tクローラークレーンによる建方範囲が完了、同月23日、24日にクローラークレーンを解体・搬出した。その後屋根鉄骨は200tオールテレーンクレーンにて建方を行

い、2016年1月12日に上棟予定、溶接・本締めを待って同19日にジャッキダウンの予定で工事を進めている。



写真-1 鉄骨建方状況

## 平成25年度県営農道整備事業 上水内北部2期地区三念沢橋梁上部工事

\*<sup>1</sup> 千葉工場技術部設計グループ副主任  
\*<sup>2</sup> 計画本部計画部橋梁計画グループ



藤田 学\*<sup>1</sup>  
Gaku FUJITA



小林 和史\*<sup>2</sup>  
kazushi KOBAYASHI

### 1. 工事概要

三念沢橋梁は長野県豊野町石地区に位置し、上水内北部広域農道の整備事業の一環とされており、同路線は地元農道地域から市内へアクセス広域農道として早期開通が望まれている。

架設位置周辺は計画路面より下を通る三念沢までは約30m以上の高低差があり、ベント設備等の仮設備を立てることができない。また、周辺は猛禽類の生息が確認されていることから、工事にあたっては現場休止期間（2月中旬～8月中旬）等を設けるなど周辺環境を考慮する必要がある。（図-1）

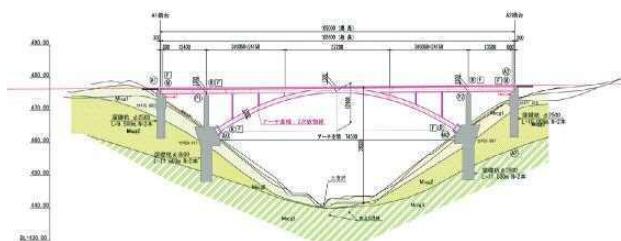


図-1 構造一般図

### 2. 橋梁形式と橋梁の特徴

本橋梁は橋長109mの鋼上路式ローゼ橋であり、架設は下部にベント設備を設けられないことからケーブルエレクション斜吊工法を採用している。

耐震性の観点から、①上部工の負反力対策としアーチ基部はコンクリートで剛結、②橋軸直角方向の変形を抑制するため中間支点上の橋脚はRCを採用、③橋軸方向の変形を拘束するためアーチと補剛桁の一体化などの構造的な配慮を行っている。

コストおよび耐久性の観点からは、①床版は鋼コンクリート合成床版を採用、②耐候性鋼材を使用し凍結防止剤の飛散や漏水の影響が懸念される箇所については塗装による防錆を行っている。②の塗装箇所については、桁端部およびアーチ基部の1ブロックはMS溶射+D-5塗装系による防錆を行っており、アーチ基部の1ブロック以外のアーチリブはカプテンコートMによる保護を行っている。

### 3. 架設計画

ケーブルエレクション斜吊工法では、両岸側に鉄塔及びケーブルクレーン設備を設けキャリアを用いてA1側から桁運搬、架設を行う。

架設は、アーチ基部を両岸から順次架設し、斜吊設備を受け替えながら、支間中央部まで架設を行う。支間中央部のアーチ補剛桁一体化部においては、斜吊索を調整しながら落とし込み架設を行う。(図-2)

アーチリブ部の架設完了後、斜吊設備を開放し両岸に向けて補剛桁の架設を行う。

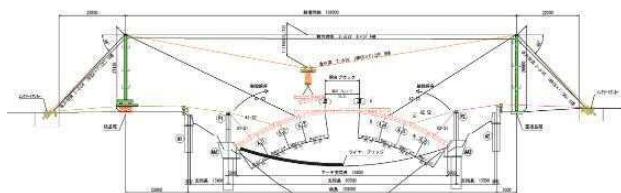


図-2 アーチ架設

### 4. 倒立一体仮組立

今回、現場架設に先駆け工場内の仮組立は、小道木2号橋の際に倒立一体仮組立を行っている。(図-3)

従来の上路アーチ橋の仮組立は、高さ方向への立地確保が困難なため全体を横倒しし、平面的に仮組立を行うことが一般的とされている。しかし今回はケーブルエレ

クション斜吊工法による架設を行うことになっており、現場での精度管理が出来形に大きく影響してくる。そのため、事前に高い精度で工場製作を行う必要があり、倒立一体仮組立を採用している。仮組立時に工場製作の誤差を吸収するため、工場調整桁を設け桁の出来形に合わせ部材長の微調整行っている。



図-3 倒立一体仮組立

### 5. 現場状況と今後について

現在、工場製作は完了し、現場での作業も補剛桁の架設まで完了している。今年度中に合成床版架設とコンクリート打設・鉄塔解体までを行い、2月～8月の現場休止期間を経て橋面工を行い工事完了に至る予定である。

#### グラビア写真説明

##### 一般国道168号地域連携推進事業（国道改築）（その2）工事

本橋は国道168号線五條新宮道路の一部区間にあたる辻堂バイパス整備事業の一環であり、急峻な谷合を流れる熊野川の上空にかかるアーチ橋です。

橋梁形式は地形的な特色も考慮されスパンドレルプレースドアーチ橋が採用されました。

現地は施工ヤードが狭隘なため大規模な鉄塔の設置が困難なことから、アーチ橋の架設では一般的なケーブルエクション工法ではなく、補剛桁の端部と橋台を固定した状態で張り出していくタイバック工法という施工例の少ない工法により架設しました。

施工時には難工事に加え、近隣地域に多大な損害を与えた台風18号による影響などの苦難も乗り越え竣工に至りました。

深い渓谷にかかる本橋は、雄大な自然を背景に壯観な眺望を構築しております。

(清水 達也)