

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.29 No.104 2005.3

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第104号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.104

巻頭言 なぜだろう なぜかしら……………	第三管理局 局長	藤 井 周 志… 1
Why does it work? How does it work?		
来島海峡大橋南高架橋の図面にない溶接線に係る現地調査と対策……………	保全部 橋梁保全課長代理 第三管理局 保全部 橋梁維持課長代理 第三管理局 今治管理事務所 橋梁維持課	斎 藤 哲 男… 2 大 塚 雅 裕 田 中 輝 良
Investigation and Repair Work for Non-Designed Welded-Joints on the Kurushima-Kaikyo-Ohashi-Minami Viaduct		
実橋における工場板継ぎ溶接の品質の調査と考察……………	保全部 橋梁保全課長 長大橋技術センター 技術開発課長代理 第三管理局 保全部 橋梁維持課長代理 第三管理局 今治管理事務所 橋梁維持課	帆 足 博 明…14 森 山 雅 彰 大 塚 雅 裕 田 中 輝 良
Investigation and Consideration for the Quality of Shop Welded Joints		
劣化した亜鉛めっき部材の補修検討……………	保全部 橋梁保全課	杉 本 健…21
Feasibly Study on Repair Work of the Deteriorated Zinc Plated Member		
大鳴門橋多柱基礎の耐震照査および耐震対策……………	長大橋技術センター 技術情報課長代理 長大橋技術センター 技術情報課 第一管理局 鳴門管理事務所 橋梁維持課長 第一管理局 鳴門管理事務所 橋梁維持課長代理	古 村 学…27 河 藤 千 尋 角 和 夫 石 井 一 知
Seismic verification and retrofitting of multi-column foundation of Ohnaruto Bridge		
真空吸着車輪ゴンドラの開発……………	保全部 設備課長 保全部 設備課	坂 本 光 重…36 中 村 修
Development of Vacuum-Sucker Wheel Gondola		
平成16年台風災害報告……………	第一管理局 道路維持課 課長 第一管理局 道路維持課 代理 第一管理局 道路維持課 課員	川 田 政 史…42 山 本 弘 杉 本 祐 一
Report on the Typhoon Disaster in 2004		
海外報告(エチオピア/新青ナイル橋計画)……………	企画業務部 企画課長代理	林 昌 弘…46
Overseas Report (Ethiopia / New Blue Nile River Bridge)		
技術ニュース……………		50
The Latest Information		

本四技報総目次：次回掲載予定：第105号

来島海峡大橋南高架橋補修工事

Repair work for the Kurushima-Kaikyo-Ohashi-Minami-Viaduct

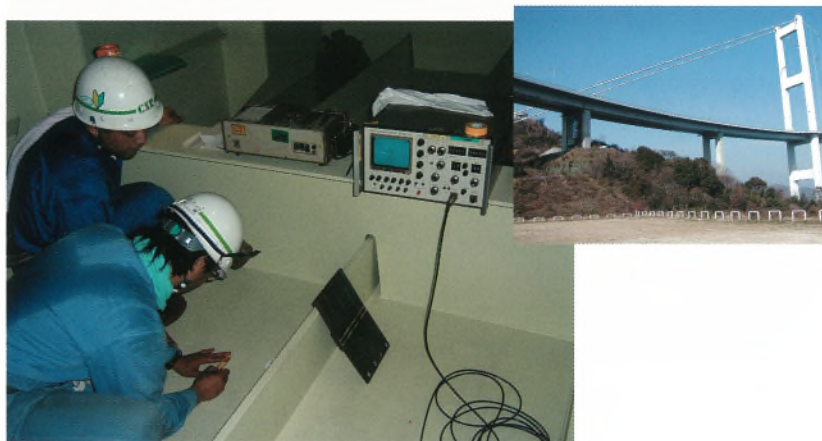


写真-1 渦流探傷試験状況
Photo.1 Ultrasonic detecting test



写真-2 施工前の状況
(墨位置が図面でない溶接線)

Photo.2 Before repair work
(Black line shows non-designed welded joints)



写真-3 ボルト孔穿孔状況 (桁内)
Photo.3 Bolt holing (Inside the girder)

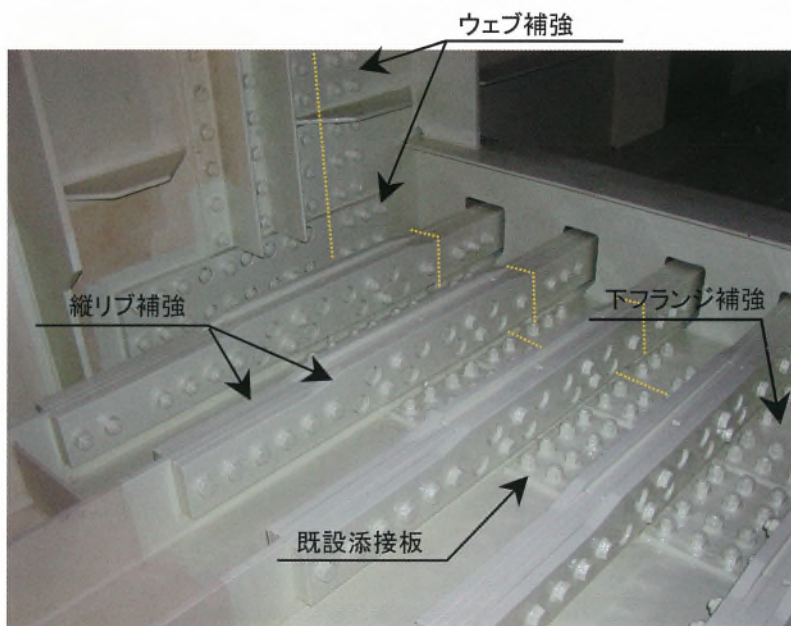


写真-4 工事完了後 (桁内)
Photo.4 Completion (inside the girder)

真空吸着車輪ゴンドラの開発

Development of the vacuum-sucker wheel gondola



テクスチャー部の乗越状況
Getting over the texture



吸着パッド

ディストリビュータハブ

真空吸着車輪近影

Close up of the Vacuum-sucker wheel gondola

写真—5 真空吸着車輪ゴンドラの開発

Photo.5 Development of the vacuum adsorptive wheel gondola

台風 23 号 (H 16. 10. 20) による被災状況

Damage caused by the typhoon No.23



(被災直後)
After the typhoon hit

(復旧作業中)
Recovery Work



写真—6 隣接地からの土石流による室津 PA(下り)内への土砂・転石・流木の堆積状況

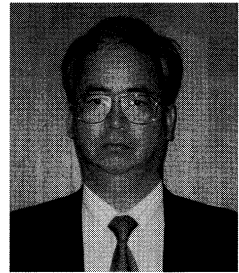
Photo.6 Accumulated mud by the mud flow

なぜだろう なぜかしら

Why does it work? How does it work?

第三管理局 局長 藤井 周志

Hiroshi Fujii



私の父親は読書好きで、毎週のように新しい本を小脇に抱えて帰ってきていました。そんな父は我々子供たちにもよく本を買ってきてくれました。もう半世紀近く前の話で本の具体的内容まで覚えているわけではありませんが何冊かの本は私のお気に入りでした。その本の一冊がこの巻頭言のタイトルです。内容は子供の身近な素朴な科学的な好奇心に応え、さらに好奇心を膨らませるものでした。

人間の子供は目の前の全てのことに、誰彼かまわず「これはなに」、「どうして」と質問を連発し周囲を困らせる時期があります。抑えきれない好奇心の発露です。「なぜだろう」と好奇心を持つことは、人の本性です。人は日常生活であれ、仕事であれ、個人の趣味であれ目の前の全てのことに「なぜだろう」という好奇心を持ち、知識を得、成長し社会の一員となります。

目の前のことに好奇心を持ち、見つめ、比較をし、相談をし、そして考えます。納得をし、理解をし、そのまま受け入れることもあります。納得ができず、修正し、改善し、新しく創造することもあります。

もし好奇心を持たないことは、目の前のそのままを何も考えずに受け入れることです。自分のしていることが良いことなのか、役に立っているのか、成功しているのかも分かりません。自分がそこに居、役割を担い、行動をしていることすら認識をしないことです。

技術は特に強い好奇心の積み重ねから派生してきた理料系の分野です。技術する心それは好奇心そのものです。

本四架橋は、国民の夢と期待を担い、巨額の費用を要し、幾多の困難を乗り越え、最先端の技術を開発、駆使して完成したものです。これを海洋という厳しい環境条件の中で、また代替性もない本四架橋を200年以上の超長期にわたってお客様の安全・安心を確保しつつ、保全をしていくことが私たちの仕事です。

この仕事を遂行するためには何が必要なのでしょう。

それは私たち一人一人が日常生活の中で、職務の中で「なぜだろう」という好奇心を持ち続けることが一番大切だと思います。

私たちの仕事の大半は日々の変化の少ない管理の仕事です。変化が少ないといっても1年、5年、10年の間に確実に変化しています。「なぜだろう」という好奇心がないと、現場点検や巡回の時、お客様と接している時にこの少しの変化を見逃してしまいます。少しの変化を見逃さず、変化に対して「なぜだろう」と好奇心を感じ、見つめる、考えることが大切です。このことがさらに好奇心を生み、好奇心を持ち続けることを可能にします。

好奇心を持って仕事をするのが仕事に必要な変化をもたらし、仕事のやり方や内容、質を一步一步進歩させていきます。この一步一步の進歩が、本四架橋の200年以上の超長期にわたる安全・安心を確保する継続した保全を可能とすると思います。

200年という期間は私たちの世代だけではなく幾世代にもわたる期間です。本四架橋を維持管理していくという大切な使命を持った組織を硬直化させずその本来の使命感を持ち続けさせるにはどうしたらよいでしょう。それは関係者個人個人が「なぜだろう」という好奇心を持ち続けるということではないでしょうか。

好奇心を持つことは難しいことではありません。子供の時は誰でも好奇心を持っています。ともすると日々の生活に埋もれいつの間にか好奇心を見失ってしまうこともあるでしょう。しかし好奇心は心の中から消えてしまうわけではありません。「なぜだろう」という好奇心が心の中にあることを時に思い出しさえすれば、私たちがお互いに思い出させさえすれば、私たちが「なぜだろう」という好奇心を持ち続けることは困難ではありません。

「なぜだろう」という好奇心を持ち続ける組織であり続け、これを次の世代に確実に伝えていくことで本四架橋を200年以上の超長期に計画的に保全をしていくことが可能となるのではないのでしょうか。

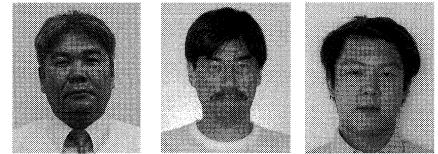
来島海峡大橋南高架橋の図面にはない溶接線に係る現地調査と対策

Investigation and Repair Work for Non-Designed Welded-Joints on the Kurushima-Kaikyo-Ohashi-Minami Viaduct

保 全 部 橋梁保全課長代理 齊 藤 哲 男
Tetsuo Saito

第 三 管 理 局 橋梁維持課長代理 大 塚 雅 裕
Masahiro Ohtsuka

第 三 管 理 局 橋 梁 維 持 課 田 中 輝 良
Akira Tanaka



概 要

来島海峡大橋南高架橋の鋼上部工製作の際に公団の承諾を得ずに鋼板の継ぎ足しを行ったとの投書が、本四公団第三管理局宛に届いたことから、非破壊検査によりその事実関係を調査し、不正な板継ぎ実施の事実を確認した。完成図面にはない溶接線の発見に対し、有識者による専門委員会を設置し、溶接の健全性を調査・評価し、必要な補修方法を決定した。

本報は、不正に行われた溶接の発見とその健全性を評価するために実施した各種調査の概要、補修工法の検討概要および補修工事について報告するものである。

A letter was delivered at the Third Operation Bureau of the Honshu-Shikoku Bridge Authority and it indicted the existence of a welding joint on a steel girder of the Kurushima-Kaikyo-Ohashi-Minami Viaduct which had been made without any permission from the Authority. A technical committee was established and an investigation had been carried out using non-destructive method and the improper welding joint was finally identified. This report shows various studies to identify/evaluate the welding which has not seen in as-built drawings, and to select repair methods and the adopted repair works.

1. まえがき

来島海峡大橋南高架橋は、西瀬戸自動車道（しまなみ海道）の来島海峡第三大橋に取付く、580 mの鋼橋部（3径間連続鋼床版箱桁橋2連）と930 mのPC橋部（PC 6、7、4径間連続ラーメン箱桁橋）からなる高架橋である。平成15年6月、公団第三管理局宛に「製作ミスを隠すため公団の承諾なしに部材の継ぎ足しを実施、その部分の溶接に問題があるので橋の耐久性を危惧する」旨の投書があったことから、鋼橋部を非破壊検査により調査した結果、完成図面にはない溶接線を見出し、継ぎ足しが行われた事実を確認した。継ぎ足しが行われたのは、来島海峡第三大橋に隣接する第1高架橋部（9P～P3間）の架設閉合ブロックである（図-1、2参照）。

その後の調査の結果、継ぎ足しが行われた原因は、当該径間（P1～P2間）が張出し架設される径間であるにもかかわらず、原寸時（前死荷重無負荷の状態）の箱桁ブロック端面を鉛直とするクレーンベント架設を想定した製作を行っていたことにあるのが判明した。そのまま架設すればキャンバーの見込み違いにより閉合時に仕口が合わず、下フランジ側が開く状態となるため、その手直しを行ったものである。

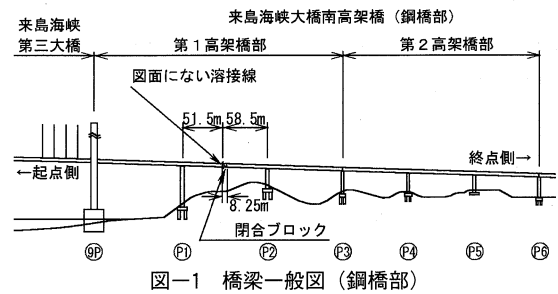


Fig.1 General drawing (Steel bridge part)

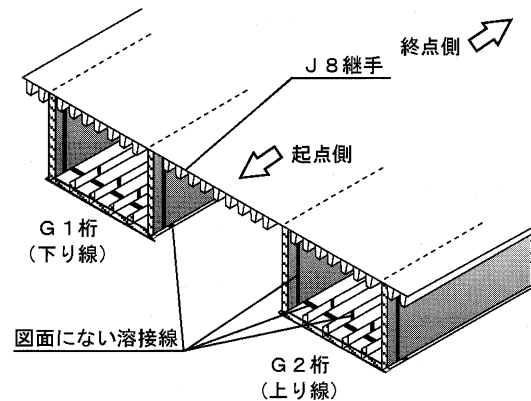


図-2 継ぎ足しの状況
Fig.2 Non-designed Welded joint

不正に行われた溶接の品質に伴う橋の耐荷性能や疲労耐久性能等が危惧されたことから、来島海峡大橋南高架橋溶接不良部検討専門委員会（主査：三木千壽東京工業大学大学院教授）を設置して、継ぎ足し部分の溶接品質の調査、補修の要否の判定、補修方法について技術的指導をいただきながら検討を行った。現状の耐荷性能に問題は無いものの、板継ぎ溶接の品質は疲労耐久性に影響を及ぼす可能性があるとの結論に至り、ボルト添接による補強を行うこととなった。補修工事は、平成16年7月に現地着手、交通開放した状態で実施し、平成17年1月に完了した。

以下では、継ぎ足しの際に行われた板継ぎ溶接の発見からその健全性を把握するまでに実施した各種調査の概要および、疲労耐久性を確保するために行う補修工法の検討概要と補修工事の報告を行う。

2. 現地調査

2.1 板継ぎ溶接の発見

投書には、ボルト継手部付近で板を継いでいる様子が図示されていたが、橋梁のどの部位に何箇所施されているかを推定することはできなかった。投書があった直後に目視および触指による点検を実施し、さらに点検頻度を増して監視を継続したが、継ぎ足しの事実を確認するには至らなかった。本橋では、板継ぎ溶接ビードを平らに成形している箇所が至るところに存在する上に、桁内で鋼板面を揃えた、いわゆる「外逃げ」の板継ぎを行っていることから、桁内の点検で塗膜上からこのような溶

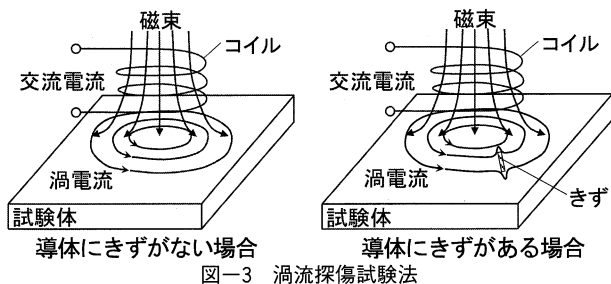


Fig.3 Electromagnetic flux detecting test

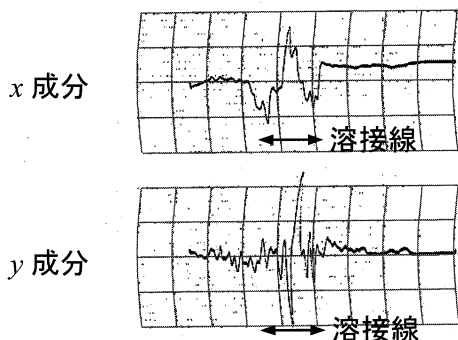


図-4 探傷結果の例

Fig.4 Example of detecting results

接線を目視・触指により発見するのはほぼ不可能であった。

並行して、目視では確認できない溶接線を検出する非破壊検査手法を調査し、渦流探傷試験法が適用可能であることが判明した。渦流探傷試験法は、図-3に示すように、交流電流を流したコイルを導電性のある物体の表面に接触させて電磁誘導現象により導体内に渦電流を発生させ、導体内にきず等が存在する場合の渦電流の乱れを検知する（コイルのインピーダンスの変化を読み取る）ことにより探傷を行う方法である。

溶接ビードを平らに成形した溶接線を有する本橋のウェブ、下フランジの内、主に下フランジを対象に塗膜上から本試験を実施したところ、板厚条件等の制約もなく、目視で確認できない溶接線を含めた全ての溶接線を検出することができ、本試験法の有効性を確認した。

引き続き、鋼箱桁を連続的に調査した結果、閉合ブロックの下フランジ、下フランジ縦リブおよびウェブにおいて完成図面にはない板継ぎ溶接線が発見された。図-4は、発見された図面にはない板継ぎ溶接線の検出結果の1例である。これは、探触子を橋軸方向に移動させた際のコイル電圧（インピーダンス変化分による電圧）の電圧平面における直交2成分（x, y）をそれぞれ記録したもので、溶接線の指示がx軸に対して概ね45°の方向となるように調整して試験していることから、移動させた探触子が溶接線を通過すると、x, y成分共に概ね同じ振幅の波が現れる。溶接線とノイズの指示には位相差があり、ノイズの場合には両成分の波形（振幅）に大きな差が表れることから、この結果が溶接線であると判定した。

2.2 図面にはない溶接の品質調査

図面にはない板継ぎ溶接の品質を確認するために、以下に示す各種調査・試験を実施した。主な調査・試験の結果を図-5に示す。

(1) 放射線透過試験

発見された板継ぎ溶接が公団の要求品質に適合するかどうかを確認するため、下フランジ（張出し部を除く）、下フランジ縦リブおよびウェブの板継ぎ溶接全線について放射線透過試験を実施した。いずれの箇所も設計上引張応力が作用するため、当該溶接の品質はJIS Z 3104のきずの分類による2類以上が要求される¹⁾。

図-5に示したRT（放射線透過試験）の結果では、試験した全ての部材に不合格きずが存在している。これらのうちで相対的に品質がよいのはG1桁の下フランジで、不合格きずが存在するのは1部位のみとなっている。また、本試験によりウェブ下端に下フランジ切断時のガス切断跡と思われるきずが内在していることも確認された。

(2) 超音波探傷試験

放射線透過試験を実施した結果、溶接品質が劣悪であることが判明したことから、橋の耐荷性能や疲労耐久性

の評価に資するデータを収集するために超音波探傷試験を実施した。この調査では、主に以下の内容について実施した。

- i) きずによる断面欠損が現時点での橋の安全性（耐荷性能）にどの程度影響しているかを把握するために、放射線透過試験で確認されたきずの代表的なものを対象としてきず高さ（板厚方向寸法）の測定を行った。きず高さは、板の両面から垂直探傷または斜角探傷によりきずまでの深さを計測し、板厚からそれぞれの計測値を差し引くことにより求めた。
 - ii) 放射線透過試験で確認できない下フランジのウェブ直下部や縦リブ直下部のきずの有無を調査した。ウェブ直下については、推測される手直し工程から溶接品質が他よりも劣ると予想されたことから、特に注目した箇所である。これらは、桁外面より斜角探傷により調査した。
 - iii) 放射線透過試験を実施しなかった下フランジ張出し部の探傷を本試験により行った。
- きず高さ計測の結果、縦リブ内のきずの高さが特に大

きいことが判明した。ii)、iii) に関して、これらの部位にきずは検出されなかった。

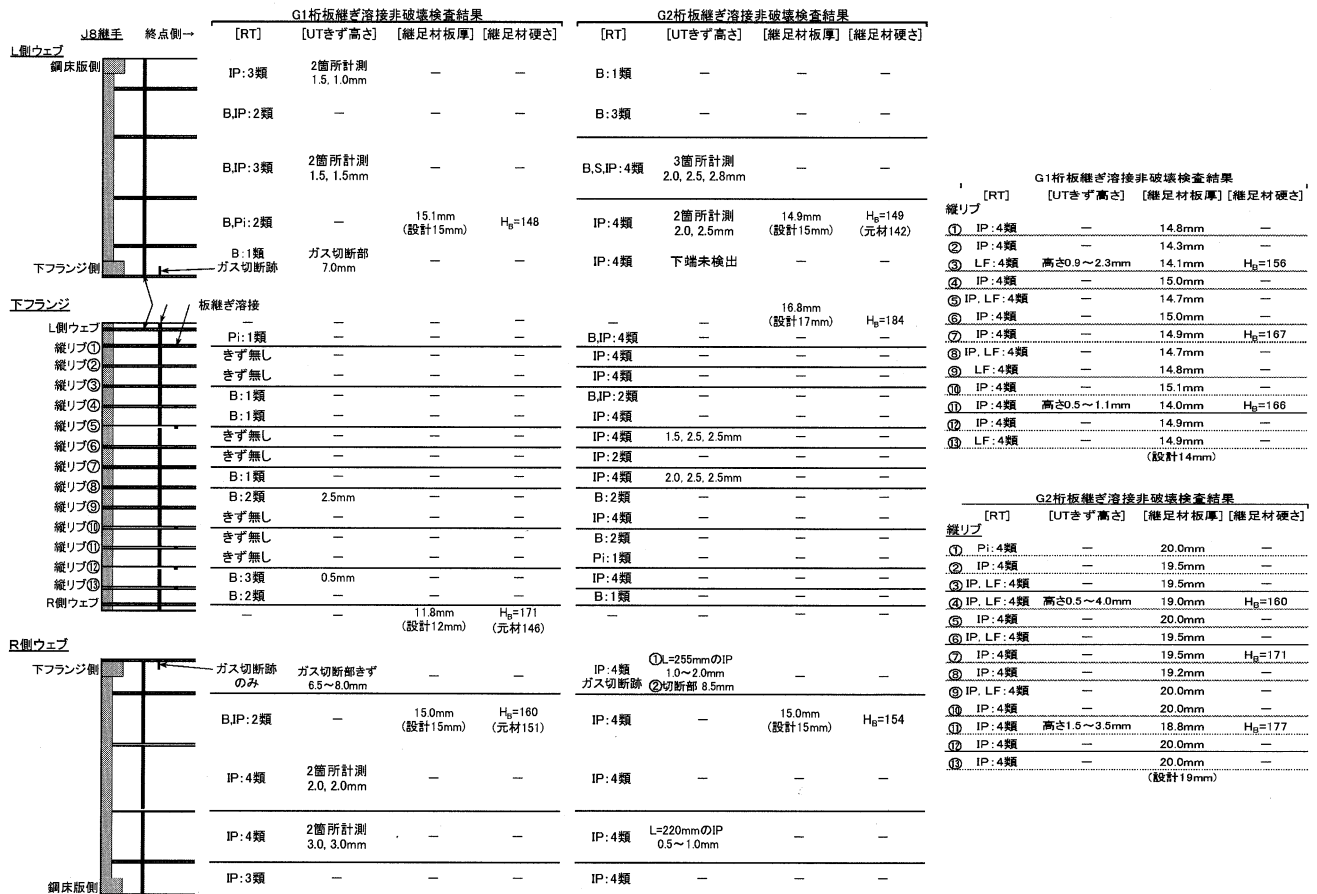
(3) 板厚測定

継ぎ足された板の品質を確認するための調査の1項目として、板厚の計測を行った。下フランジおよび縦リブの板厚は塗膜がある状態（一部は塗膜を除去した状態）でノギスにより、ウェブの板厚は超音波板厚計を用いて塗膜上より計測した。図-5に示すとおり、概ね設計値を確保していることが確認された。

(4) 硬さ試験

継ぎ足された板の品質を確認するための調査の1項目として、使用鋼材の硬さ計測を行った。エコーチップ硬さ計（スイス、PROCEQ社製：一定高さからインパクトボディを落下させ、その際の初速度と跳ね返り速度を電気信号で計測し、その両速度比を硬さの指標とする）を用いて継ぎ足材のエコーチップ硬さを計測し、その計測値をメーカー指定の換算表により換算してブリネル硬さを求めた。

図-5に示すとおり、元材（SS400）のブリネル硬さが140~150程度であり、継ぎ足材もこれとほぼ同等



※RT（放射線透過試験）の判定は、補剛材間（縦リブは1枚毎）での総合分類。B：ブローホール、IP：溶込み不良、LF：融合不良、S：スラグ巻き込み、PI：パイプ。

UTきず高さは、板の両面からの超音波探傷試験によりきずまでの深さを計測し、板厚からその計測値を差し引くことにより算出したきずの高さ。

鋼材硬さのH_bはブリネル硬さ。

“-”の表記は未実施箇所。

図-5 非破壊検査結果（展開図）

Fig.5 Results of non-destructive inspection (exterior elevation)

の硬さを有していることから、両者は同規格の材料が使用されているものと推測した。

(5) マクロ試験・磁粉探傷試験

表面の溶接パス数や溶接補修跡等の確認を行うために、マクロ試験を実施した。また、溶接不良により割れが鋼材表面あるいは表面付近まで進展している可能性があるため、磁粉探傷試験を実施した。調査の対象は、板継ぎ溶接および継ぎ足し材の隅肉溶接である。

G2桁の下フランジにおいて、箱桁内外でそれぞれ1箇所ずつの表面割れが、G2桁のウェブで表面割れが1箇所確認された。また、縦リブ数箇所でコバ面にきずが確認された。写真-1および写真-2に、確認されたきずの例を示す。下フランジおよびウェブの表面きずについては、穿孔して除去した。

(6) コアサンプリング調査

溶接パスの状態、内在するきずの種類や疲労亀裂進展の確認等を行うために、コア採取による詳細調査を行った。コア採取箇所は、G2桁下フランジで4箇所、G2桁縦リブで1箇所、両主桁のそれぞれのウェブで1箇所ずつである。

写真-3は、G2桁下フランジで採取したコアの断面のマクロ試験結果である。写真の上側が桁内である。写真に溶接パスの推定線を合わせて示したが、桁内外からそれぞれ下向きで溶接施工され、桁内側が先溶接と推測される。桁外面側は、3パス程度が確認できる。

写真-4は、G2桁下フランジ縦リブで採取したコアの断面のマクロ試験結果である。未溶着面が観察され、初層の溶接金属の分布が未溶着面に対して偏っていることから、K開先で溶接されたものと推測される。溶接パスは片側3~4パスが確認できる。初層の止端部にスラグ巻込みがあり、次層の溶接金属が十分まわりきらなかったと考えられる。初層の溶接金属の溶込みが大きく、2パス目以降が小さいことから、縦リブの板継ぎ溶接は、初層を立向き上進、2パス目以降を立向き下進で行ったものと推測される。

写真-5および写真-6は、写真-4のきず周辺（未溶着面の左端部）をミクロ観察した結果である。きず先端部に割れが観察されるが、疲労による割れではなく、写真-5は高温割れの一種である粒界破壊、その先端部を拡大した写真-6は低温割れ（粒内割れと粒界割れ）

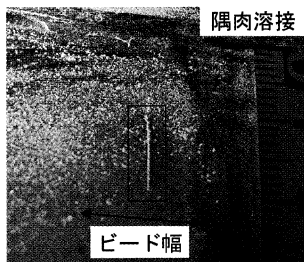


写真-1 下フランジの表面割れ（張出し部上面）

Photo.1 Crack of the lower flange

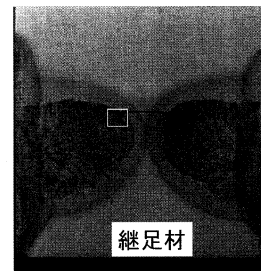


写真-4 縦リブコア断面のマクロ観察

Photo.4 Macro-observation of cross-section of the vertical ribcore

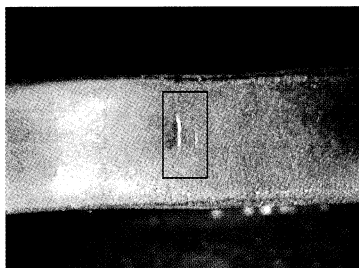


写真-2 縦リブコバ面の未溶着部

Photo.2 Non-deposited part of the edge of the vertical rib

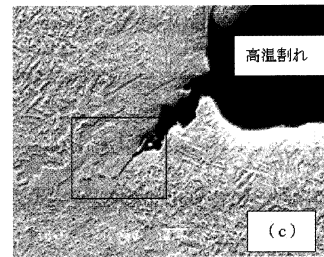


写真-5 きず周辺部のミクロ観察

Photo.5 Macro observation around the wound

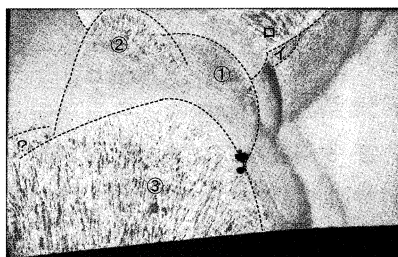


写真-3 下フランジコア断面のマクロ観察

Photo.3 Macro-observation of the sliced lower flange

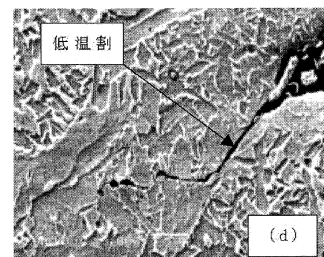


写真-6 割れ先端のミクロ観察

Photo.6 Micro observation for the crack edge

であると推測される。

(7) 安全性および健全性の評価

発生応力度の許容値に対する余裕や、ボルト孔引きによる純断面積と一般部の断面積との差から生まれる余裕、暫定供用形態を採っていることによる活荷重の余裕等から、溶接部のきずによる断面欠損の程度が相当大きい場合にも耐荷力に余裕があることを確認した。板継ぎ部がピン構造となった場合の中間支点部耐力の照査や板継ぎ部が破断した場合の橋の安全性の照査においても、問題のないことを確認した。また、供用後約5年が経過して変状が発生していないことも鑑み、現状の耐荷力は十分に保有しているものと判断し、供用を継続した。

一方、各種調査・試験の結果、溶接品質が劣悪であることが判明しており、長期耐久性（疲労）を考えた場合には補修が必要であるとの結論に至った。下フランジ縦リブの溶接品質が特に悪く、G2桁の下フランジおよびウェブも相対的に品質が劣っていると考えられる。継手性能に大きく影響する溶込み不良がほとんどの部材で確認されていることから、G1桁下フランジを除く全ての部材を補修することとした。G1桁の下フランジは、3類のきずが1箇所検出されているが、このきずの種類がブローホールであり、割れへの進展の可能性が低いと考えられることから、本部材のみ補修の対象外とした。

2.3 手直し工程の推定

発見された図面にはない板継ぎ溶接線の位置関係や板継ぎされた部材の種類から、手直しは、ボルト孔加工された部分を取り除き、仕口角度を修正した新たな部材を取り付けることにより行われたということが概ね特定できた。この手直しに関する工種を整理すると以下となる。

- ・部材ガス切断・ガウジング
- ・切断面のグラインダ仕上げ
- ・下フランジ組立
- ・下フランジ完全溶込み溶接
- ・下フランジビード仕上げ
- ・ウェブ組立
- ・ウェブ完全溶込み溶接
- ・ウェブビード仕上げ
- ・下フランジ・ウェブの隅肉溶接
- ・デッキ・ウェブの隅肉溶接
- ・縦リブ組立
- ・縦リブ完全溶込み溶接
- ・縦リブビード仕上げ
- ・縦リブ・下フランジの隅肉溶接
- ・水平補剛材組立
- ・水平補剛材隅肉溶接

ここで、下フランジおよびウェブの板継ぎの一連作業（組立、溶接、矯正、ビード仕上げ）を完了させた後に補剛材の取付けを行う手順を採用した場合、相当な回数ブロックの反転作業が必要となる。本橋の箱桁は大断面であり、反転は作業性が悪く、困難であることから、

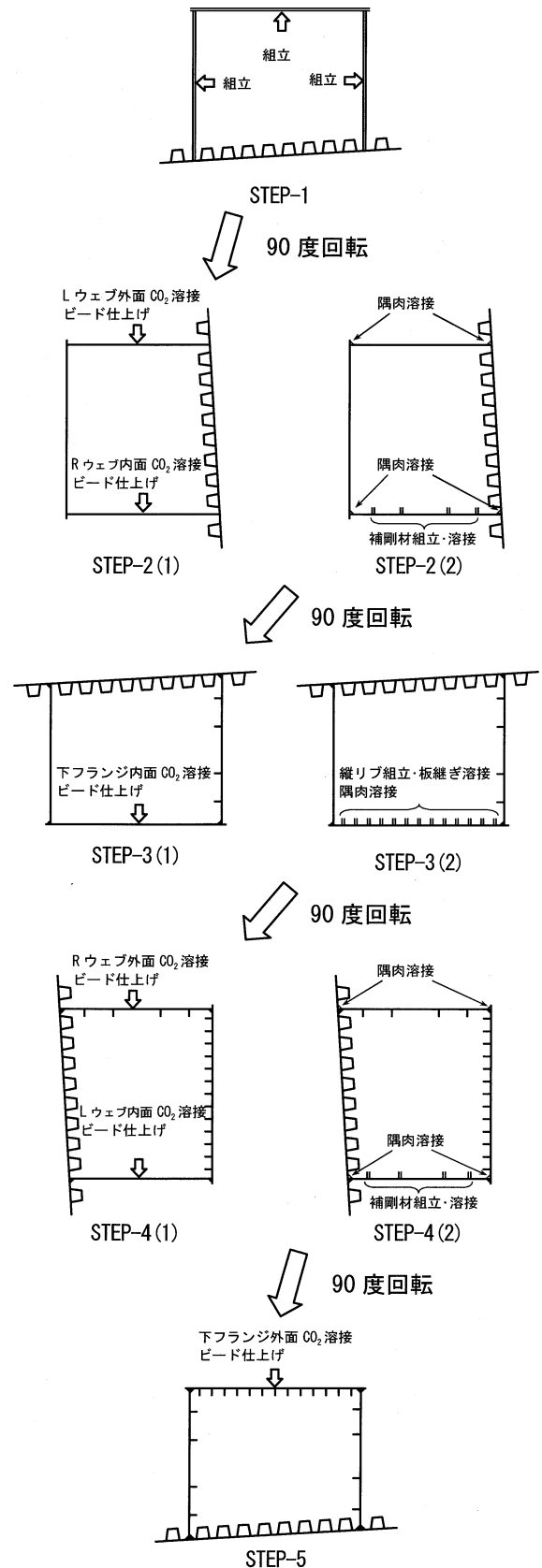


図-6 手直し工程の推定例 (G2桁)

Fig.6 Example of procedure of predicted repair work

これを極力省略した工程が採られている可能性がある。その推定要因の1つとして、下フランジ縦リブの溶接が前述のとおり立向きで行われたものと推測され、部材が同一の状態の下フランジ箱桁内面の板継ぎ・ビード仕上げ・縦リブ組立・縦リブ溶接の作業が連続して行われたものと推測できる点がある。

下フランジおよびウェブで採取したコアのマクロ観察によれば、いずれの板継ぎも両面から溶接がなされており、下フランジ（G2桁）およびR側ウェブが桁内、L側ウェブが桁外を先溶接としている。

上記の調査結果より推定できる手直し工程の一例（反転を省力化したケース）を図-6に示す。この工程によれば、溶接作業に係るブロックの反転作業は、90°の回転が4回で済む。

3. 対策工法の検討

3.1 基本方針の検討

板継ぎ溶接部の補修方法として、ボルトによる補強と溶接補修が考えられる。この2種類の方法について比較検討を行った結果を表-1に示す。今回補修が必要となるのは、板継ぎ溶接のほぼ全線であり、応力作用下で主部材の大きかりな溶接補修を実施した場合の品質に十分な信頼性が得られないと考えられることから、ボルトによる補強を選定した。

表中に応力低減措置とあるが、これは、板継ぎ溶接部の応力状態を無応力に近づけて補修を行うものであり、ここで詳細には触れないが、ベント設置案、支点ジャッキアップ案、ケーブルプレストレス案、側支間部カウンターウェイト設置案、アウトケーブル案、キングポスト案についての比較検討も含めて補修方法を検討した。しかし、応力を低減させても溶接補修の信頼性の向上には限界があること、ボルト補強については、本橋の死荷重応力レベルが低く、応力低減措置の効果が小さいことから、常時応力作用下で補修を実施することとした。

ボルトによる補強は、板継ぎ溶接が破断した場合にボルト継手（摩擦接合）構造として成り立つ設計とすること、また、近接するJ8ボルト継手において既設ボルト全数の取外しによる応力開放は行わないことを基本とした。

3.2 下フランジの補強

下フランジの補強方法として、フランジプレートおよび縦リブのそれぞれを個別に補強する方法と、フランジプレートのみを補強する方法の2案を対象に比較検討を行った。検討結果は表-2のとおりであり、施工性に優れた個別補強案を選定した。

縦リブの補強では、必要ボルト本数を確保するためには既設添接板が干渉するため、これを跨ぎ、その両側でボルト接合する（以下、「スキップ」と呼ぶ）必要があった。そこで、表-2内の図に示した添接構造とした。新

設添接板には、既設のボルト、ナットが入り込む拡大孔を明けるため、孔部の応力集中による最大応力度が降伏応力度を超えないように添接板の板厚および材質を選定した。また、設計上、縦リブに圧縮応力が作用する可能性があるため、既設添接板を跨ぐ部分の座屈照査を行うとともに、既設ボルトの一部を取り外し、新たなボルトで綴じ込むこととした（表-2内には「綴じボルト」と記載）。

G2桁の縦リブの補強では、必要ボルト本数が多くなり、新設添接板が横リブと干渉するため、横リブのスカラップを拡大する必要がある。

3.3 ウェブの補強

既設のJ8添接部はウェブ上下部のモーメントプレートと中間部のシャーププレートから構成され、板継ぎ溶接の補強においても同様の思想により補強設計するものとした。また、J8継手部では、表-3内の構造図に示すようなウェブの座屈防止のための補強用アングルを設置しており、施工時にこれを撤去することの影響にも配慮した。

モーメントプレート部は、縦リブと同様の理由から既設添接板をスキップする方法を採用した。シャーププレート部については、既設添接板と干渉する度合いが小さいことから、表-3に示す既設添接板をスキップする方法と、スキップせずに新設・既設添接板をラップさせる方法を比較検討した。後者の構造は、実施例が無く、応力伝達機構が複雑なため、模型試験により継手としての性能を確認した上で、採用することとした。なお、G2桁R側ウェブシャーププレートの補強については、板継ぎ溶接の位置関係から既設添接板とは干渉せず、フランジプレートと同様の補強構造とした。

3.4 ウェブシャーププレート補強の応力伝達性能確認試験

今回採用した継手構造は、過去に施工された例がなく、既設添接板およびフィラープレートを介した複雑な応力伝達機構を有する構造であるため、溶接部が破断した際に継手としての性能が確保されるかどうかを模型試験により確認した。

板継ぎ溶接部におけるせん断力はそれほど大きなものではなく、シャーププレート部の設計（ボルト必要本数）は曲げ引張で決まる。そこで、ボルト1列を取り出した試験体による引張試験を実施した。

3供試体を作成して試験したが、いずれも写真-7に示す既設添接板側ですべりが生じた。3試験体の終局耐力の平均値は426 kNである。本試験で用いた材料は、材料試験によれば降伏応力度が321 N/mm²で公称値235 N/mm²を上回るものであったが、母材の降伏以降（孔引きを考慮した母材の降伏耐力は364 kN）に終局に至っている。終局状態が既設添接板側のすべりとなったのは、母材の板厚減少に伴うボルトの軸力抜け（ひずみ量の低

表-1 補修方法の比較

Tab.1 Comparison of repair method

名称	ボルトによる補強	溶接による補修	
品質	詳細調査	補修の対象部位が確定できれば、さらなるきずの調査は不要	特殊部を含みすべてのきずの詳細調査が必要
	補修塗装	桁内外面で補修塗装が必要 現場でのプラスト処理・無機ジンクリッチペイント塗布が必要	補修塗装面積はボルトによる補強よりやや少ない
	補修後の外観	補強添接板および高力ボルトが目立つ	外観上は現状と同じ
	信頼性	摩擦接合面の管理が重要	再溶接する熱影響の程度が不明 応力作用下、振動下の溶接作業となる 溶接入熱による変形（特にウェブの面外変形、やせ馬）が生じた場合、加熱矯正が必要となる
	応力状態	応力低減措置を行えば、当初の継手の応力状態に近づけることができる	応力低減措置を行っても、溶接補修後の応力状態は不明確
施工	施工性	ウェブ、縦リブについては、既存のJ8継手を加工する必要がある	既存のJ8継手は加工しなくてもよい 溶接変形の拘束のためにボルト添接工法とほぼ同等の添接処理が必要となる
	作業足場等	桁内外面に足場が必要 プラスト材飛散防止、無機ジンク塗布・養生の対策が必要	桁内外面に足場が必要 箱桁外面からの補修溶接が必要となった場合は防風対策が必要
	安全性・作業環境	プラスト時の粉塵、塗料塗布時の有機溶剤に対する換気が必要	塗装時の有機溶剤換気、ガウジング・溶接・予熱による粉塵、酸欠に対する換気が必要
	温湿度管理	プラスト・無機ジンクリッチペイント塗布時の湿度管理が品質に影響	予熱で対応可
	補修作業の期間 (比較検討時見込み)	6ヶ月以上	9ヶ月以上
総合評価	補修後の継手構造の品質における信頼性が高い ○	主部材の補修への適用では信頼性が低い (局所的な補修での採用は可) △	

表-2 下フランジ補強方法の比較 (G2桁)

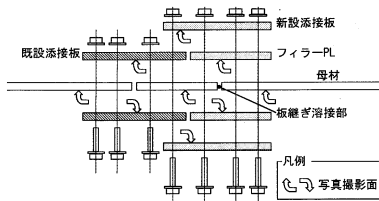
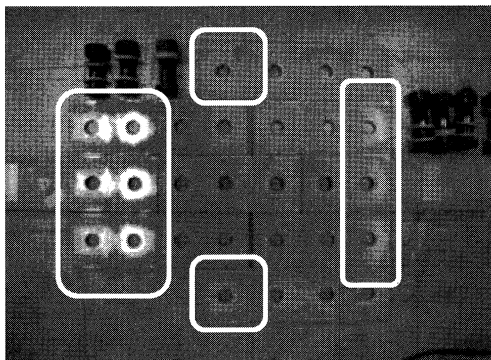
Tab.2 Comparison of reinforced methods for the lower flange

	フランジPL・縦リブ個別補強	フランジPL補強
構造図	<p><フランジプレート補強></p> <p><縦リブ補強></p>	<p><フランジプレート補強></p> <p>(断面図)</p> <p><縦リブ></p> <p>無補強</p>
概要	フランジPLの既設添接板は干渉しない 縦リブ補強は、既設添接板をスキップして定着する	フランジPLを箱桁外面より補強する フランジPLまたは縦リブの板継ぎ溶接の破断に対し、フランジの補強PLで抵抗する構造
長所	部材一枚当たりの重量は小さいため、持ち運びは容易 母材の孔明け数量は比較的少ない	縦リブの補強が不要
短所	横リブのスカラップを大きく切り欠く必要がある 縦じボルト設置のために縦リブの既設ボルトの一部を緩める必要がある	広範囲にわたりカバーPLを設ける必要がある (L=4,060 mm) 母材の孔明け数量が非常に多くなる。 部材1枚当たりの重量が重く、施工性が悪い
部材重量(ボルト込み)	26,184 N(2,670 kgf)	97,478 N(9,940 kgf)
ボルト本数	397本	1,160本
判定	○	×

表-3 ウェブ補強方法の比較 (シャーププレート)

Tab.3 Comparison of reinforced method for the web

	スキップ案	スキップなし案
構造図		
概要	既設の添接板を覆うように新規添接板を重ねる構造。補強アングル2本を撤去する必要があり、既設ボルト4列のうち2列を解放する。	既設添接板の一部を利用して板継ぎ溶接の補強を行う構造。既設ボルト1列を解放し、既設添接板の外面に摩擦接合部を設ける。
長所	応力伝達機構が明快	部材一枚当たりの重量は小さいため、持ち運びが容易。母材の孔明け数量が少ない。
短所	補強アングル撤去のため2列の既設ボルトを緩める必要がある。補強アングルを全て撤去するため、ウェブの座屈が懸念される。部材1枚当たりの重量が重く、施工性が悪い。母材の孔明け数量が多くなる。	既設ボルトの一部を緩める必要がある。応力伝達機構が複雑。
部材重量(ボルト込み)	32,950 N(3,360 kgf)	12,454 N(1,270 kgf)
ボルト本数	529 本	334 本
判定	△	○



(撮影箇所)

写真-7 試験後の接合面の状態

Photo.7 Joint faces after the test

下)の程度が、長いボルトを用いている新設添接板側よりも短いボルトを用いている既設添接板側の方が大きいと考えられる。

試験の結果、継手部の終局耐力は母材の降伏耐力を上回り、また、終局状態が既設添接板側のすべりであったことから、溶接部が破断した場合にも継手としての性能

は満足されるものと判断した。

3.5 亀裂進展に対する措置

ウェブ板継ぎ溶接の上下端、縦リブ板継ぎ溶接の下端および下フランジ板継ぎ溶接のウェブ直下については、溶接品質が特に悪いものと予想された。きずが内在し、そこから亀裂が進展した場合には、他部材にまで影響する恐れがあることから、亀裂進展防止のためにウェブ上下端、縦リブ下端を穿孔することとした。

また、溶込み不良で開先が残っている場合にはそれが疲労破壊に進行しやすく、瞬間的に板継ぎ溶接部の破壊が進行した場合(不安定破壊)には、添接部の補強が効かない可能性があるため、フランジプレートおよびウェブプレートの板継ぎ溶接内の溶込み不良は、補強を行う前に極力穿孔して除去することとした。きずが長い場合には、その両端や中間部にストップホールを設けるものとした。

写真-8~10に、これらを施工した状態を示す。

ウェブ下端については、ウェブと下フランジの板継ぎが近接することから、写真-8のようなスカラップ形状に処理してそれぞれの部材に影響が及ばないようにした。放射線透過試験で確認されたウェブ内のガス切断跡と思われるきずは、この処理により全て除去できた。

ウェブ上下端の穿孔部は、鋼床版、下フランジとの隅肉溶接を断続させており、車両走行に伴う鋼床版、フランジの板曲げの影響を受けて疲労耐久性上の弱点となる

ため、入熱量の小さいTIG溶接により補修することとした。溶接補修の詳細については、4.4に示す。

これらの孔はいずれもR20とし、疲労耐久性に配慮してコバの角部はR2の面取りを施すとともに、コバはサンドペーパーを用いて丁寧に磨いた。添接板間のストップホールには、防錆処理として金属パテを充填した。

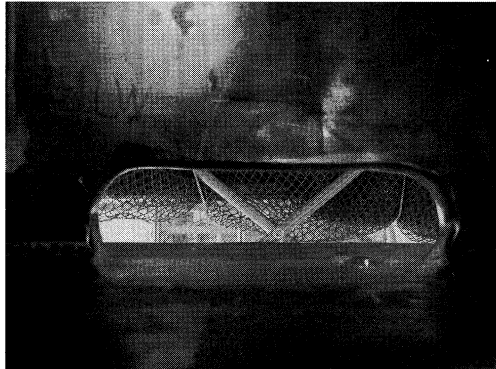


写真-8 ウェブ下端のスカラップ

Photo.8 Scarap at the web lower edge



写真-9 縦リブ下端のストップホール

Photo.9 Stophole at the vertical rib edge

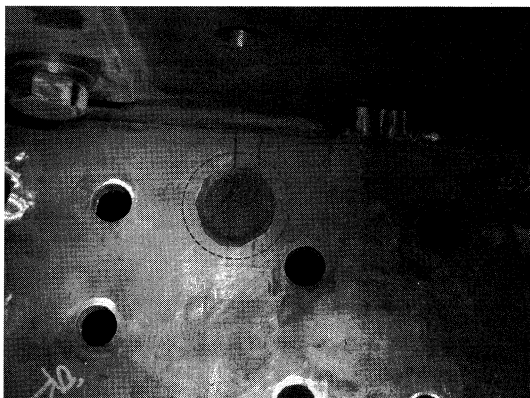


写真-10 下フランジのストップホール

(金属パテ充填状態)

Photo.10 Stopholes at the lower flange

4. 対策工事

本工事は、高所で桁外面の作業足場スペースが制限され、桁内面においても既設継手構造や桁内添架物件等の近接により狭隘な作業スペースとなる中で、摩擦接合継手という高い精度が要求される構造を一から現場で構築するものである。また、疲労に対する細部への配慮も重要となる。以下では、品質管理に特に慎重を期した工種の施工概要と、施工後の維持管理方針について記述する。

4.1 穿孔作業

母材への穿孔作業が人力によるために精度のばらつきが予想されたこと、応力作用下での作業となり、穿孔による応力再配分の影響を極力抑える（作業上の理由による拡大孔を許容すべきでない）という観点から、穿孔の精度確保に配慮した。

穿孔は、低丈型磁気応用孔あけ機により行った。小型の孔あけ機ではあるが100 N (10 kgf) 程度の重量があり、人力での機械設置に伴い芯ずれを起こすことが予想されたため、孔芯位置の罫書（ポンチ打ち）に際してポンチ孔の形状をドリル刃先形状に合わせ、また、罫書の際には孔芯のみでなく孔円も記し、ドリルが芯ずれを起こしていないことを目視確認した上で穿孔を行うなど、芯ずれを抑えるように配慮した。

穿孔後、原寸に用いたフィルムを当てて確認した結果、孔ずれは0.5 mm 程度以下に抑えることができた。

4.2 ブラスト、無機ジंकリッチペイント塗布

高力ボルト継手の補強設計では添接板接合面のすべり係数に0.4を考慮しており、施工にあたりこれを確保しなければならない。所要のすべり係数を確保するために、ブラスト品質の確保、摩擦接合面に塗布する無機ジंकリッチペイント（以下、「ジंक」と呼ぶ）の膜厚管理、ジंकの塗布および湿度管理等が重要となる。摩擦接合面の処理は、公団の鋼橋等塗装基準²⁾（以下、「塗装基準」という）にしたがい実施した。

塗装基準では、ブラスト面の発錆の影響等を抑えるためにブラスト完了からジंक塗布完了までの間を2時間以内とすることを要求している。今回の施工では、既設塗装の除去を伴うことおよび、複雑に入り組んだ部材（例えば写真-11）を対象とするために一般的な施工条件とは異なる。このため所要時間内にジंकを施工するのは困難であり、塗膜除去および所定の表面粗さの確保を目的としたブラストの実施と、錆の除去を目的としたスウィープブラストの実施の2段階施工を行うこととし、スウィープブラスト開始からジंक塗布完了までを2時間以内で完了させることとした（図-7参照）。

ジंक塗布はエアレス吹付けにより行った。桁内での狭隘部の塗布において膜厚のばらつきが生じ易いと考えられたが、ブラスト作業を上記の2段階施工としたこと

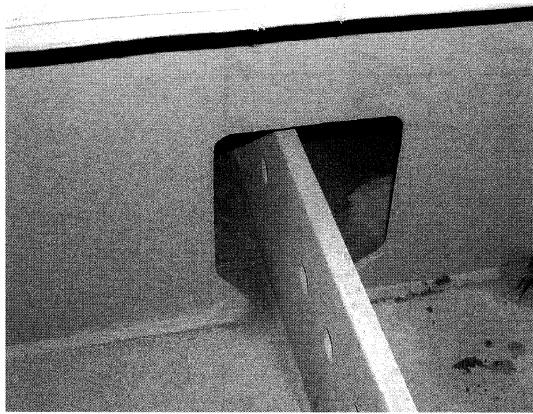


写真-11 縦リブと横リブの取合い

Photo.11 Connection for vertical rib and horizontal rib

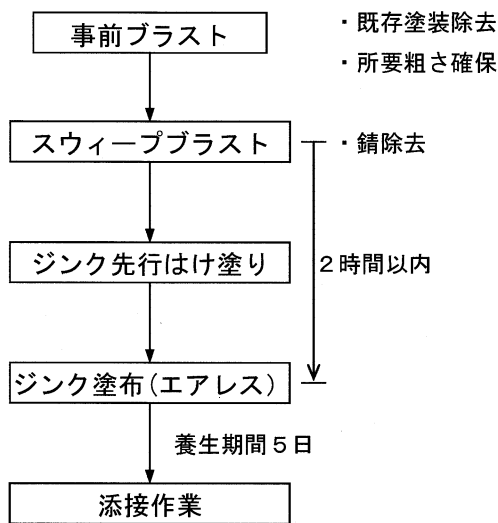


図-7 作業フロー
Fig.7 Work flow

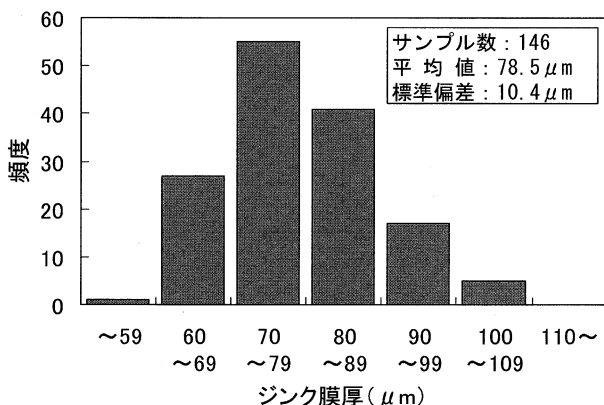


図-8 ジンク膜厚計測結果
Fig.8 Results of zincrich paint thickness

に伴い、時間的余裕ができ、丁寧な施工が可能となった。摩擦接合面のジンクは、所要のすべり係数の確保を目的として、乾燥膜厚が60~90 μm程度に収まることを目標に塗布した。膜厚検査結果のヒストグラムを図-8に示す。1サンプルは、接合面1面の代表値で、5点計測したものの平均値である。

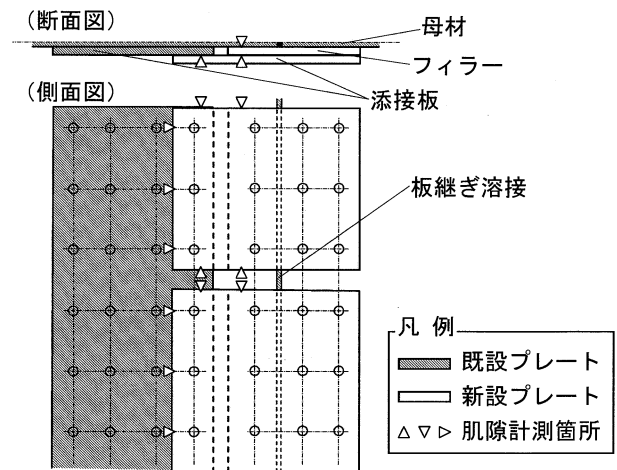


図-9 肌隙確認位置

Fig.9 Check points for gap

前述した模型試験では、継手の性能確認の他に、ジンクの乾燥期間の違いによるすべり係数の確認も併せて実施した。乾燥期間5、7、9日のいずれの試験においてもすべり係数0.4が確保されたことから、工事期間を短縮させるために乾燥期間は5日とした。

4.3 ウェブ補強部の肌隙管理

ウェブ (G1桁L側、R側、G2桁L側) のシャーププレート部の補強構造は、応力伝達経路が複雑であり、前述したように継手性能を引張試験により確認した上で採用している。フィラープレートと既設添接板とに板厚差があり、有意な肌隙が生じると、所要の継手性能が発揮されない可能性があるため、この箇所の肌隙量を管理する必要があった。肌隙量とすべり抵抗の関係について参考となる研究成果がなく、肌隙の影響を定量的に評価して管理値を設定するのが困難であったため、継手性能確認試験で用いた供試体の管理実績に基づいて管理規定値を設定するものとした。確認試験では、摩擦接合面に0.03 mmの隙間ゲージが入らないことを確認しており、今回の補修工事では肌隙量を0.03 mm未満に抑えることとした。

フィラープレートは、事前に現地の既設添接板の板厚を超音波板厚計により計測し、そのデータを基にそれとの板厚差が0.1 mm以下となるように製作を行った。ボルト締付け後は、図-9に示す箇所において隙間ゲージによる肌隙量の確認を行った。結果は、確認した箇所の全てにおいて肌隙量0.03 mm未満が確保されており、丁寧な施工がなされていることが確認できた。

4.4 スカラップ部の処理

ウェブ上下端の穿孔処理により隅肉溶接が断続した箇所は、疲労耐久性に配慮し、入熱量の小さいTIG溶接により補修した。

溶接は、図-10に示すようにスカラップ近傍を開先を取って完全溶込みとし、既存隅肉溶接とその間に部分

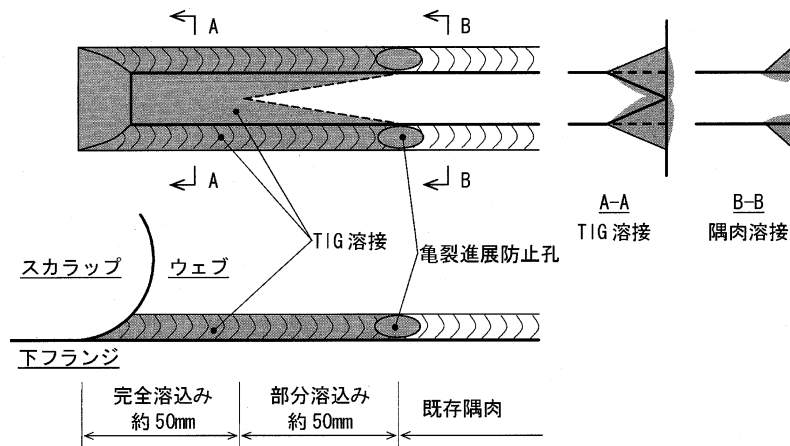


図-10 TIG溶接補修概要図

Fig.10 Outline figure of the TIG welding repair

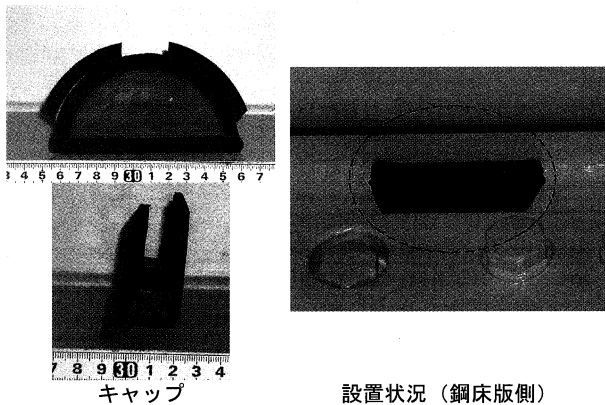


写真-12 スカラップ部のキャップ

Photo.12 Caps of scallaps

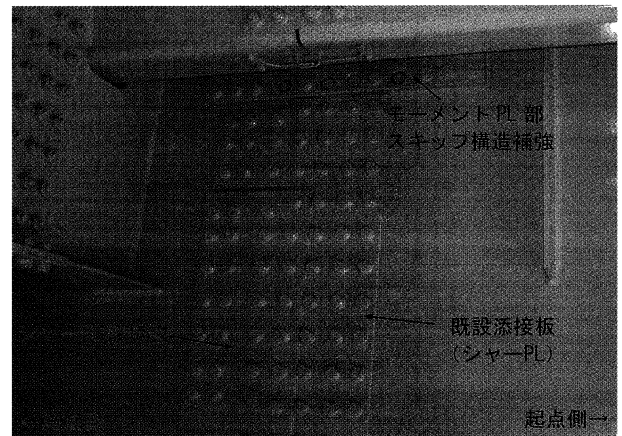


写真-14 ウェブ補強 (G2桁L側外面)

Photo.14 Reinforcement of the web

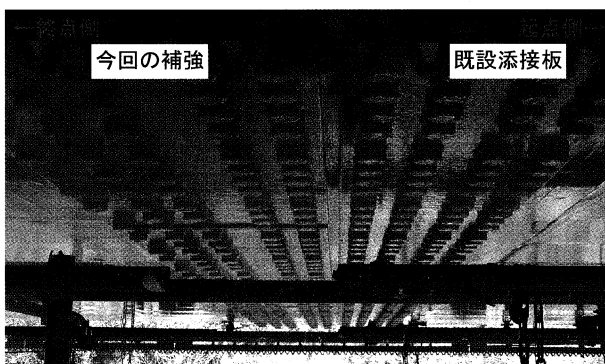


写真-13 下フランジ補強 (G2桁外面)

Photo.13 Reinforcement of the lower flange

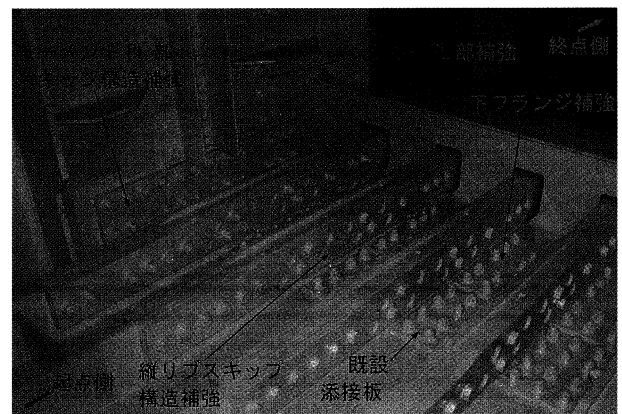


写真-15 下フランジ・縦リブ補強 (G2桁L側内面)

Photo.15 Reinforcement for the lower flange and the vertical rib

溶込みの区間を設けるように行っている (図の着色部がTIG溶接)。先溶接側の開先を取った際には、裏側の隅肉溶接に割れがないことを磁粉探傷試験により確認した。

隅肉溶接内に割れが存在していると、溶接施工時の熱により亀裂が進展する可能性があるため、亀裂進展防止孔を明け、補修完了後に埋め戻した。

スカラップ部は、今後の点検における重点監視部分となるため、サンドペーパー処理したコバ面に防錆塗装を

施した後、雨水侵入防止、鳥害対策等を目的に箱桁の内面から取り外すことができるゴム製のキャップを設置した。ゴム製キャップを写真-12に示す。

4.5 施工後の状況

写真-13~15に施工完了後の状況写真を示す。今回

の補強により防錆上の弱点を増やしたことになったが、桁外面は容易に近接できないため、拡大孔やファイラーと既設添接板との取り合い部など、細部の塗装の出来には特に配慮した。ファイラーと既設添接板の突き合わせ箇所(コバ)には多少の隙間ができるが、塗装を施すことができないため、添接後、シリコン系のコーキング剤を充填した。

4.6 補修・補強後の維持管理方針

本橋は、従前より年2回の頻度で巡回点検(橋体の状況把握、利用者・第三者に影響を与える橋体の変状の早期発見のために実施する目視による点検)あるいは基本点検(橋体の性能把握、補修要否の判定を目的とした目視・触指・打音・非破壊検査による点検)といった点検を実施している。これらの点検の際に、今回補修・補強した部位のその後の健全性を監視するものとする。

監視のポイントは、疲労亀裂の有無の確認と、亀裂が存在した場合には、亀裂進展の状態が補強設計で想定したものであるか否かを確認することにある。そこで、ウェブ上下端のスカラップ周りを中心に、塗装の状態を定期的に観察し、疲労亀裂が発生しているかどうかを確認する。

縦リブのストップホールは下フランジとの隅肉溶接を断続させているが、ウェブのスカラップ周りに比べてフランジの板曲げの影響が小さいと判断されたため、TIG溶接による補修は行わず、応力集中が起こりやすい箇所を曲面に仕上げる等の処理を施しているのみである。しかし、極度の応力集中が発生する点が残存している可能性もあるため、縦リブストップホール周りの隅肉溶接の状態についても定期的に観察するものとする。

その他、今回の補修工事で防錆上の弱点となった拡大孔やファイラーと既設添接板との突合せ部等についても監視していく。

5. あとがき

今回の補修・補強の対象は、不適切な品質管理のもとで行われた手直し部であり、調査の段階からより慎重な対応が必要となり、多岐に渡る試験、検査を行った。施工にあたっては、交通開放下、高所、狭隘部での施工等の悪条件を伴い、品質管理に慎重を期した。また、今回の工事は、公団の承諾なしに行われた手直しに関する告発から端を発しており、補修に係る調査・検討以外に、当時の品質管理体制や事実関係の調査、今後の品質管理のあり方に関する検討等、多くの課題に取り組む必要があった。そのような状況の中で多くの手続き・段階を踏んだ上で無事工事を完了させ、ここにそれを報告することができた。

近年、鋼製橋脚の隅角部での疲労クラックが問題となり、関係者の方々にあっては多くのご苦勞をなされていると聞いているが、そこでの成果が今回の調査・検討段階から大いに参考となった。疲労の問題は、長期間の供用の後に現れるものであり、今後も様々なところで新たな問題と遭遇する可能性がある。そのような問題に対して、今回実施した各種調査、検討、現地施工の実績等が何かの一助になれば幸いである。

最後に、今回の溶接不良への対応のために設置した専門委員会の主査三木千壽教授、委員西村宣男教授、藤野陽三教授には、補修に係る調査の実施から工法検討・決定に至るまで、多くの助言をいただいた。また、(財)首都高速道路技術センターの町田文孝氏には、直接現地で調査にあたっていただき、また、疲労に係る細かな対応について多くの指導をいただいた。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：鋼橋等製作基準・同解説，1993.5
- 2) 本州四国連絡橋公団：鋼橋等塗装基準・同解説(案)，1990.4

実橋における工場板継ぎ溶接の品質の調査と考察

Investigation and Consideration for the Quality of Shop Welded Joints

保 全 部 橋 梁 保 全 課 長 帆 足 博 明

Hiroaki Hoashi



長大橋技術センター 技術開発課長代理 森 山 彰

Akira Moriyama

第 三 管 理 局 橋 梁 維 持 課 長 代 理 大 塚 雅 裕

Masahiro Ohtsuka



第 三 管 理 局 橋 梁 維 持 課 田 中 輝 良

Akira Tanaka

概 要

来島海峡大橋南高架橋の鋼上部工において、製作時に公団の承諾なしに部材の継ぎ足しが行われていたことが公団が実施した調査により明らかになった。この継ぎ足し部の溶接品質の調査を進める中で、本橋を製作した工場の当時の品質管理方法や製品の品質についても確認が必要と判断し、調査を実施した。その結果、板継ぎ溶接の中に公団基準で要求している品質を満足しない溶接不良が含まれることが判明した。

本報は、来島海峡大橋南高架橋で実施した板継ぎ溶接の品質確認、その結果から明らかとなった溶接不良に対して行った発生原因の究明および、今後の鋼橋製作における品質管理上の問題点に対する考察等について報告するものである。

HSBA's investigation at Kurushima-Kaikyo-Ohashi-Minami Viaduct revealed that unauthorized attachment of the member had been conducted at manufacture stage.

Through on-site investigation on quality of the unauthorized welded joint, it was judged that quality control method at manufacture and quality of the product need to be confirmed, and extensive investigation was conducted.

As a result, it was found that the poor weld that did not satisfy quality requirements of HSBA's standard was included. This paper reports on confirmation of the weld quality of Kurushima-Kaikyo-Ohashi-Minami Viaduct, occurrence cause identification of the poor weld, and future task for quality control on steel bridge manufacture.

1. まえがき

西瀬戸自動車道（しまなみ海道）の来島海峡第三大橋に取付く来島海峡大橋南高架橋（橋長 1,510 m、鋼橋部 580 m および PC 橋部 930 m からなる。写真-1）の鋼

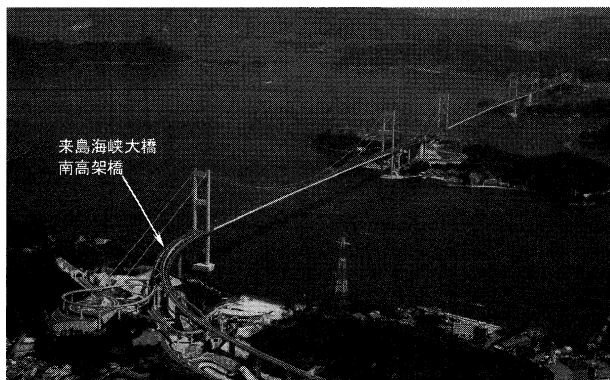


写真-1 来島海峡大橋南高架橋

Photo.1 Kurushima-Kaikyo-Ohashi-Minami-Viaduct

橋部において、桁製作時に公団の承諾を得ることなく部材の継ぎ足しがなされていたことが発覚した¹⁾。この原因の究明を進める中で、公団は当時の製作工場の品質管理体制や溶接部の品質についても確認が必要と判断し調査を実施した。

数カ所の工場板継ぎ溶接（以下、「板継ぎ溶接」と呼ぶ）に対して現地で放射線透過試験を実施したところ、そのうちの 1 溶接線において、製作時の X 線検査の範囲外で公団の要求品質を満足しないきずが検出された。このため、本橋の板継ぎ溶接全般の健全性調査および溶接品質管理に係る調査を実施した。その結果、現状の溶接施工の実施体制によれば、完全溶込みを要求している板継ぎ溶接に溶込み不良が発生しうること、それを現状の検査体系では見落とす可能性があることなどの問題点が明らかとなった。

以下では、来島海峡大橋南高架橋において実施した溶接品質に係る調査の結果を報告すると共に、品質管理上の課題に対する考察および今後の対応方針について報告する。

2. 来島海峡大橋南高架橋の溶接品質調査

2.1 調査実施の背景

公団の承諾を得ることなく部材の継ぎ足しが行われたことが判明し、施工者の当時の工場製作における品質管理のあり方が疑われたため、図面にない板継ぎ溶接の補修検討と並行して、本橋の品質確認調査を実施した。調査は、2箱桁のうち上り線側主桁（以下、「G2桁」と呼ぶ）の一部において抜取的に板継ぎ溶接の放射線透過試験、板厚測定や鋼材硬さ測定を行い、仕様通りの製品であることの確認および製作時に実施された種々の検査結果との照合による品質管理の信頼性の確認を目的に実施した。調査の結果、G2桁J12~13継手間の下フランジ板継ぎ溶接のうち、製作時のX線検査範囲外において、公団の品質基準に適合しないきずが確認された。当該溶接線（以下、「2F26」と呼ぶ）の位置および放射線透過試験の実施個所をそれぞれ図-1、図-2に示す。

試験の結果を表-1に示すが、低品質な溶接線であることが判明した。そこで、当該溶接線のきず発生要因の推定および耐久性の評価を行うために詳細調査を開始するとともに、本橋の板継ぎ溶接全般の健全性の調査を開始するに至った。

なお、この抜取り調査におけるその他の調査項目や部位では、品質上問題となる不良はなく、また製作時のX線フィルムと今回調査の結果には不整合は確認されなかった。

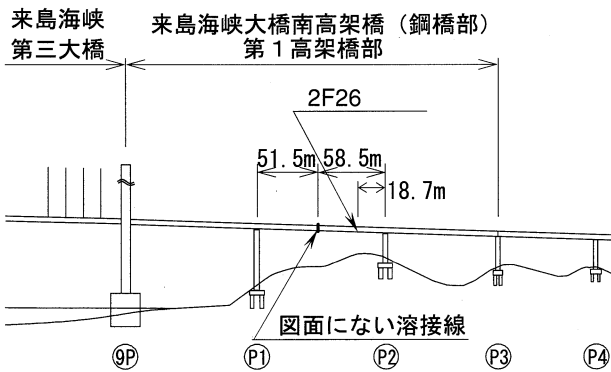
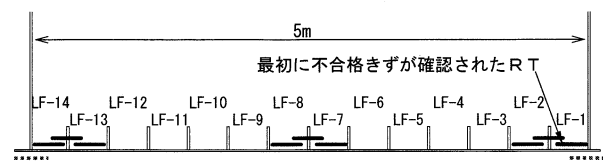


図-1 不合格きずが見つかった溶接線

Fig.1 Welded joint with failing



凡例

- 今回撮影箇所
- 製作時RT検査箇所（左右のどちらか一方）

図-2 2F26の放射線透過試験実施箇所

Fig.2 Radiographic testing points on 2F26

2.2 抜取り調査

(1) 調査計画

2F26の不合格きずが確認された直後、本橋の板継ぎ溶接の品質を確認するため、当該溶接施工者の施工範囲（9P~P2間）における板継ぎ溶接を対象とした目視、触指および超音波探傷試験による点検を実施した。相当数の溶接線を点検する必要があるため、超音波探傷試験は塗装上から実施したが、結果の信憑性が低いことが判明した。そこで、塗装上から実施した超音波探傷試験（以下、「予備UT」と呼ぶ）の結果および2F26の溶接きずの発生原因調査の結果を参考に、抜取りにより塗装を除去して超音波探傷試験および放射線透過試験を実施した。

抜取りは、表-2に示すように予備UT結果（きず存在の可能性あり・なし・未調査）、溶接業者（2F26実施者に該当・該当なし）、開先形状（I開先・X開先）の組み合わせでグループ分けを行い、それぞれの条件に重みを持たせた点数を付与し、その合計点数に応じて検査の抜取り率を設定した。

鋼橋等製作基準²⁾（以下、「製作基準」という）では、板継ぎ溶接の品質確認を放射線透過試験により行うこと

表-1 2F26の放射線透過試験結果

Tab.1 Results of radiographic test on 2F26

パネル*	撮影長(mm)	きず種類**	欠陥状況(長さ×数量)	分類
LF-1	293	B	0.7 mm×3	4
		IP	16 mm, 22 mm	
LF-2	346	IP	50mm, 15mm, 9mm, 6mm, 5mm	4
		IP	30 mm, 11 mm, 5 mm	
LF-7	346	B	1 mm×2, 0.8 mm	4
		B	0.7 mm×2	
LF-8	346	IP	106 mm	4
LF-13	346	IP	117 mm, 36 mm, 16 mm	4
LF-14	293	IP	104 mm	4

*1 パネルは図-2のとおり。

*2 きず種類のBはブローホール、IPは溶込み不良である。

表-2 抜取り率設定根拠

Tab.2 Rationale of extraction rate

グループ	きず存在可能性 (予備UT結果)	溶接業者 (2F26実施者)		開先形状		合計 点数	抜取り率
		点数	点数	点数	点数		
B	① あり	4	該当	2	I	2	100%
	② 未調査	3	該当	2	I	2	
	③ あり	4	該当	2	X	1	
Gr	① あり	4	該当なし	0	I	2	50%
	② あり	4	該当なし	0	X	1	
	③ 未調査	3	該当なし	0	I	2	
LGr	① なし	0	該当	2	I	2	30%
	② 未調査	3	該当なし	0	X	1	
S	① なし	0	該当	2	X	1	10%
	② なし	0	該当なし	0	I	2	
	③ なし	0	該当なし	0	X	1	

としているが、現地で多数の放射線透過試験を実施するのは困難である。そこで、超音波探傷試験により公団基準の要求水準を満足しない可能性がある溶接線を抽出した後、それらの溶接線に対して放射線透過試験を実施して合否判定を行った。不合格と判定された溶接線については、さらに詳細な調査を実施してきずの分布や種類、性状の把握、発生要因の推定等を行った。

(2) 超音波探傷試験

超音波探傷試験は、JIS Z 3060-1994 に準拠してL検出レベルで実施した。きずの分類は表-3のとおりで、判定は、引張部材で2類以上、圧縮部材で3類以上を合格とした。各溶接線における試験範囲は、両端部および中間部（任意箇所）それぞれ約1mとした。

表-2の抜取り率により抜取った74溶接線に対する超音波探傷試験において不合格となった溶接線の位置を図-3に、溶接条件を表-4に示す。不合格溶接線は特定の作業者に集中しており、溶接品質は作業者の技量に依存するところが大きいと考えられる。この結果において、開先形状については合否との関連性は見出せない。

上記の74溶接線以外で実施している予備UTにおい

表-3 きずの分類

Tab.3 Classification of flaws 単位 mm

領域 板厚	IIとIII		
	18以下	18を超え 60以下	60を超える もの
1類	6以下	t/3以下	20以下
2類	9以下	t/2以下	30以下
3類	18以下	t以下	60以下
4類	3類を超えるもの		

※tは、薄い側の母材厚(mm)

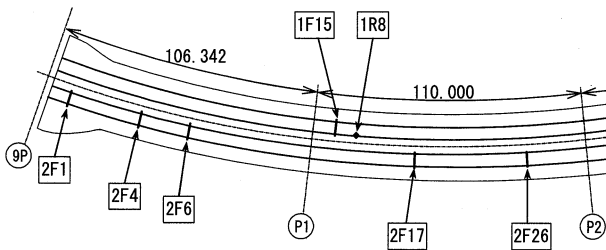


図-3 不合格溶接線位置図（超音波探傷試験）

Fig.3 Investigation site (Bannosu Viaduct)

表-4 不合格溶接線（超音波探傷試験）

Tab.4 Failing welded joints (ultrasonic flaw detecting test)

	名称	部位	グループ	板厚	作業者	開先
1	1F15	下フランジ	B①	15 mm×12 mm	A氏、C氏	I
2	1R8	ウェブ	Gr②	16 mm×15 mm	C氏、D氏	X
3	2F1	下フランジ	B①	10 mm×10 mm	A氏、D氏	I
4	2F4	下フランジ	Gr②	26 mm×26 mm	C氏、D氏	X
5	2F6	下フランジ	B③	26 mm×23 mm	A氏、C氏	X
6	2F17	下フランジ	B①	10 mm×11 mm	A氏	I
7	2F26	下フランジ	B①	10 mm×12 mm	A氏	I

※溶接作業実施者は、A氏、B氏、C氏、D氏、E氏、F氏の6名

「きず存在の可能性はなし」と判定された溶接線数も含めると、調査した数は108溶接線となり、この時点での不合格率（不合格溶接線数/調査数）は約6%となる。今回の調査結果を検査延長で評価すると、検査総延長約194mに対し、不合格きずの指示長さの合計が約1.8mであり、不合格きず発生率は0.9%となる。

(3) 放射線透過試験

放射線透過試験は、JIS Z 3104-1995により実施した。判定は、表-5、6の分類により、引張部材で2類以上、圧縮部材で3類以上を合格とした。ここに、第1種のきずは丸いブローホールおよびこれに類するきず、第2種のきずは細長いスラグ巻込み、パイプ、溶込み不良、融合不良およびこれに類するきず、第4種のきずはタングステン巻込みである。

各溶接線の試験範囲は、超音波探傷試験と同じとしたが、不合格となった溶接線に対しては、その後の詳細調査の資料とするため全線を試験した。

2F26を除く不合格溶接線の試験結果を表-7に示す。表中の判定は、パネル毎の判定結果である。超音波探傷試験で不合格となった1R8および2F4からは、不合格きずが検出されなかった。

X開先の2F6では、検出された不合格きずは1箇所にとどまる。一方、I開先溶接線は、それぞれの溶接線内に多くのきずが存在していた。本調査では、事前に表面のマクロ試験を実施し、溶接ビード止端部にマークを置いて芯ずれ量が確認できるようにX線撮影を行った。その結果、最大で5mm程度の芯ずれ量が確認された。

表-5 第1種および第4種のきずの分類

Tab.5 Classification of No.1 and No.4 flaw classes 単位 mm

分類	試験視野				
	10×10		10×20		10×30
	母材の厚さ				
	10以下	10を超え 25以下	25を超え 50以下	50を超え 100以下	100を超えるもの
1類	1	2	4	5	6
2類	3	6	12	15	18
3類	6	12	24	30	36
4類	きず点数が3類より多いもの				

〔表中の値は、きず点数の許容限度を示す。
ただし、きずの長径が母材の厚さの1/2を超えるときは4類。〕

表-6 第2種のきずの分類

Tab.6 Classification of No.2 flaw class 単位 mm

分類	母材の厚さ		
	12以下	12を超え48未満	48以上
1類	3以下	母材の厚さの1/4以下	12以下
2類	4以下	母材の厚さの1/3以下	16以下
3類	6以下	母材の厚さの1/2以下	24以下
4類	きず長さが3類より長いもの		

〔表中の値は、きず長さの許容限度を示す。
1類と分類された場合でも、溶込み不良または融合不良があれば2類。〕

これが、不合格きず（その多くが溶込み不良）発生要因の1つと推測される。

2.3 詳細調査

(1) 詳細調査の概要

放射線透過試験で不合格きずが検出された溶接線を対象に、板厚や鋼材硬さなどの計測、コア採取によるきず詳細調査等を実施した。コア採取による調査は、採取したコアを切断し、切断面のマクロ、ミクロ観察等によりきずの種類や性状、大きさなどを確認するとともに、削孔後の孔のコバ面においてもマクロ試験等により同様の確認を行った。

写真-2～5に採取したコアの切断面のマクロ、ミクロ観察結果の一例を示す。写真-2、3は、2F6で確認された溶込み不良であり、きず高さは約1.6mmである。

表-7 不合格溶接線の放射線透過試験結果

Tab.7 Results of radiographic tests on the failing welded joints

1F15 (I開先)			2F1 (I開先)			2F6 (X開先)			2F17 (I開先)		
パネル番号	きず種類	判定	パネル番号	きず種類	判定	パネル番号	きず種類	判定	パネル番号	きず種類	判定
LF1	2種	2類	LF1-R	-	-	LF1-R	2種	3類	LF1	1種	3類
LF2	1種	1類	LF1-L	-	-	LF1-L	-	-	LF2	2種	4類
LF3	1種	1類	LF2-R	2種	4類	LF2-R	-	-	LF3	2種	4類
LF4	2種	4類	LF2-L	2種	4類	LF2-L	1種	1類	LF4	1,2種	1類
LF5	2種	4類	LF3-R	2種	4類	LF3-R	1種	1類	LF5	1種	1類
LF6	2種	2類	LF3-L	2種	4類	LF3-L	1種	1類	LF6	1種	1類
LF7	2種	4類	LF4-R	2種	4類	LF4-R	1種	1類	LF7	2種	4類
LF8	2種	4類	LF4-L	2種	4類	LF4-L	1種	2類	LF8	2種	4類
LF9	2種	4類	LF5-R	2種	4類	LF5-R	1種	1類	LF9	-	-
LF10	2種	4類	LF5-L	1種	2類	LF5-L	1種	1類	LF10	-	-
LF11	2種	4類	LF6-R	1種	1類	LF6-R	-	-	LF11	1種	2類
LF12	2種	4類	LF6-L	2種	4類	LF6-L	-	-	LF12	2種	4類
LF13	2種	4類	LF7-R	1種	2類	LF7-R	-	-	LF13	2種	4類
LF14	-	-	LF7-L	1種	2類	LF7-L	-	-	LF14	2種	4類

※ “-”はきずなし、斜体文字は不合格判定

2F1および2F6は縦リブが間引かれており、全7パネルをそれぞれ左右に分割して判定した

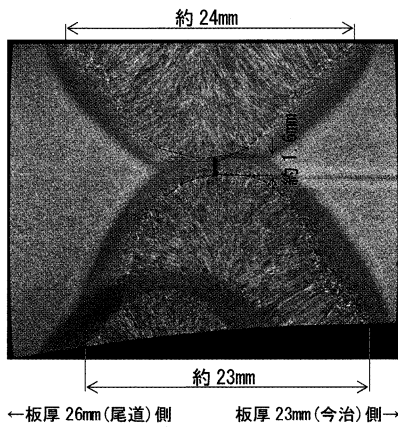


写真-2 コア切断面のマクロ観察 (2F6)

Photo.2 Macro observation of core cross-section (2F6)

コアのきず上下端に切り込みを入れ、常温で強制的に破断して破面の観察を行ったところ (写真-4、5)、きず部は溶着した形跡がなく、開先が残っているのが確認された。また、きず上下端に割れは確認されなかった。

写真-6は、2F26で確認された溶込み不良である。板の表裏からの溶接が1.7mm程度きずれを起こしているのが確認できる。このきずの周辺を拡大したのが写真-7であり、きず先端に小さな割れが観察できるが、これは、粒界内を進み、その先のマクロ欠陥で停止した低温割れで、疲労による割れではないと推測される。

2F26において板厚を計測したところ、起点側の板厚が設計値より約1mm厚いものとなっていた。

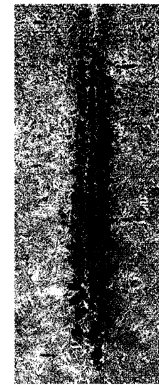


写真-3 きず部のミクロ観察 (2F6)

Photo.3 Micro observation for flaws

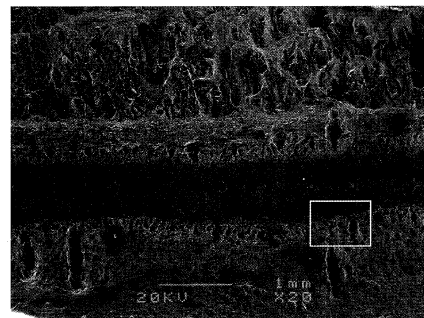


写真-4 強制破面 SEM 写真

Photo.4 SEM photo of the forced sliced face

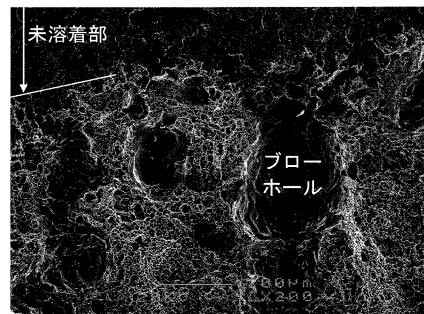


写真-5 強制破面 SEM 写真 (拡大)

Photo.5 SEM photo of the forced sliced face (close-up)

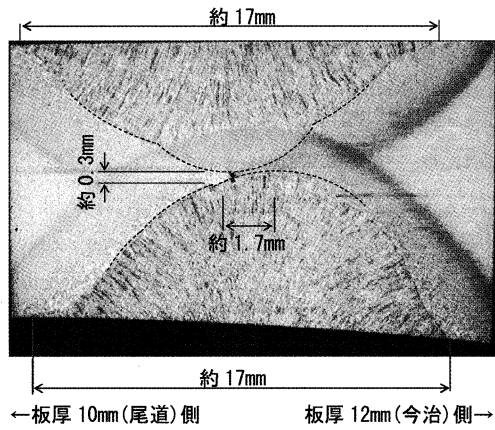


写真-6 コア切断面のマクロ観察 (2 F 26)

Photo.6 Macro-observation of core cross-section (2 F 26)

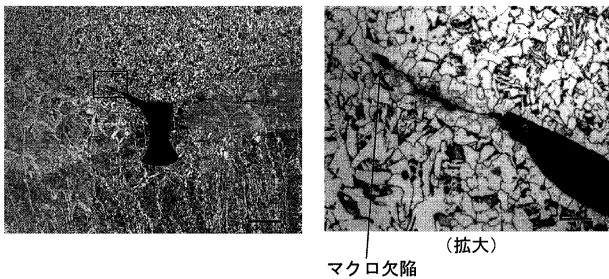


写真-7 きず部のマイクロ観察 (2 F 26)

Photo.7 Micro-observation for flaw (2 F 26)

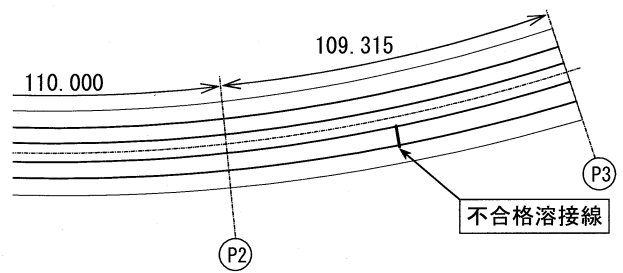


図-4 別会社施工範囲の不合格溶接線

Fig.4 Failed welded joints by other companies range

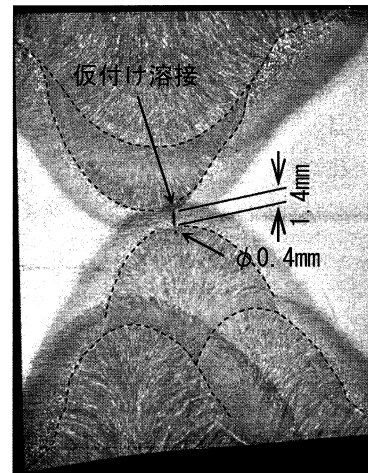


写真-8 コア切断面のマクロ観察

Photo.8 Macro-observation of the core sliced face

(2) きず発生要因の推定

詳細調査の結果より、これまでに確認された主なきずの発生要因は、以下が複合して起こったものと推定される。

- ①継手中心と溶接中心のずれ (芯ずれ)
- ②溶接条件の誤差 (低電流側への変動)
- ③実板厚と公称板厚の相違 (実板厚 > 公称板厚)
- ④板幅が広い (5 m 程度以上) ことに伴う溶接中の板の変形

2.4 詳細調査 (その2)

本橋の板継ぎ溶接の健全性を評価する上でもう1つの構成会社が製作した板継ぎ溶接の品質を調査する必要があると判断し、調査を行った。当該会社が製作した範囲は、P2 橋脚付近から P3 橋脚までの間である。調査手法は、桁内から実施できる超音波探傷試験による調査を基本とした。超音波探傷試験の実施方法や判定方法等は、2.2(2)に示したものと同じである。

調査の対象は、下フランジの板継ぎ溶接全数 (38 溶接線) とした。これらに対して塗装上から超音波探傷試験を実施し、内部にきずが存在する可能性のある溶接線 3 本を抽出した。抽出した 3 溶接線において塗装を除去した上で超音波探傷試験を実施したところ、このうちの 1 箇所でも不合格きず (指示長さ 67 mm) が検出された。不合格きずが検出された板継ぎ溶接の位置を図-4 に示す。本溶接線は、板厚 32 mm および 38 mm の板継ぎで

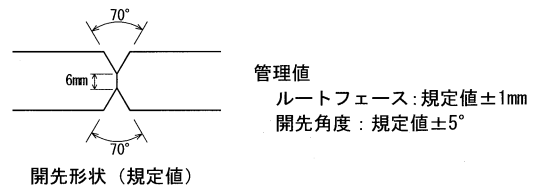


図-5 X開先の形状規定値

Fig.5 Shape regulations value for X-shape joint geometry

あり、開先は X 開先である。

この後、不合格きず検出箇所でもコア採取を行い、きず等の詳細調査を実施した。写真-8 は、コア切断面のマクロ観察結果である。写真の上側が桁内面である。

観察されたきずは、高さ 1.4 mm の未溶着および φ0.4 mm のブローホールである。未溶着部との位置関係より、桁内側の初層が芯ずれを起こしている。桁内側初層の先端部に僅かに仮付け溶接が残存しているのが観察される。以上の結果より、きず発生 の 要 因 は 2.3(2) で 推 定 し た 要 因 と 類 似 し て い る。

一方、溶接パス数は、製作当時の製作要領書によれば、表裏でそれぞれ 4 パスずつ行うものとなっていたが、実施は桁内面側が 2 パス、桁外面側 3 パスと推定される。これは、規定よりもルートフェースが大きく、開先角度が小さい等、開先形状 (図-5 参照) の管理が不十分であった可能性があり、溶接品質の確保に対して不利な条

件になっていたと考えられる。

なお、前述の仮付け溶接の残存については、採取したコアのコバ面のマクロ観察結果等から、穿孔により概ね除去されたものと考えている。

3. 品質管理の問題点と対応

今回の調査で、製作工場においてこれまでの品質管理の下で行われる板継ぎ溶接には継手性能に重大な影響を与える溶接きずが発生し得ることおよび、検査でそれらの存在を見逃す可能性があることが明らかとなった。このため、現状での品質管理の問題点の整理および考察、改善策の検討を行うこととした。

3.1 現状の問題点

板継ぎ溶接部の品質確認の結果、溶接作業者の技能の差が品質に現れたものと考えられる一方で、不合格きずの発生とそれを検出できなかったことに関し、溶接施工手順や検査方法等にも不備があったものと思われる。これまでの調査結果を基に、板継ぎ溶接における品質管理上の問題点を以下に抽出した。

(1) 裏はつり省略のリスク

本橋の板継ぎ溶接では、裏側溶接の開先ルート部の裏はつりを行っていない。裏はつりは、初層に多いスラグ等不純物の除去、ルート割れの除去、仮付け溶接除去の目的で実施する作業である。自動溶接の場合には溶込みが深く、手溶接に比べて安定して所要の品質を確保できることから、試験によって品質を確認した上で溶接を行う場合にはこれを省略できるというのが現行の諸基準の考え方である。製作基準においても HT 80 等を除き自動溶接の場合には裏はつりを必ずしも義務化していない。

大鳴門橋建設以降の本四連絡橋 8 橋梁（来島海峡大橋南高架橋を含む）を対象に、裏はつり実施状況について工事の製作要領書やメーカーヒアリングによる調査を行った。その結果、製作に関わった 24 社の裏はつり実施は、全ての板厚で裏はつりを実施している社と一部又は全ての板厚で裏はつりを省略している社がおおよそ半数ずつであった。また、調査の結果、裏はつりを省略する会社は昭和 60 年前頃から増加し始めたと推定される。

裏はつりを省略することが 2.3 (2) で記述した全ての要因を誘発させ易くすることに繋がるのは言うまでもないことであり、裏はつりを実施していれば、芯ずれ、入熱量不足などが生じても今回のようなきずの発生は防ぐことができたと思われる。製作時、裏はつりを省略するのであれば、行う場合に比べ、溶接条件、芯ずれなどに対する慎重な管理、検出率の高い検査方法の導入などに当然配慮されるべきである。いずれにしても裏はつりの省略は、溶込み不良など重大なきずの発生確率を高める最大の要因であると考えられる。

(2) 検査体系

裏はつりの省略は、溶接品質をばらつかせる可能性が

ある一方で、現行製作基準の検査体系では、裏はつり実施の有無にかかわらず放射線透過試験の撮影枚数を最大でも 1 継手あたり 1 枚としており（HT 80 等を除く）、特に本橋で使用しているような幅広部材では抜取り率が低くなり、きずの検出を困難にしていると思われる。

(3) 管理シート

本橋の工場溶接施工時の管理シートはチェックシートの形態が採られ、施工の際に管理すべき諸数値（実績値）を直接記載するものではなかった。このため、本シートを溶接品質の確認のために使用するのとは実質不可能であり、これも不合格きずの発生とその検出の妨げとなったと考えられる。

3.2 対応策の検討

今回と同様な溶接きずの再発を防止するため、有効と考えられる次のような対策を検討した。

(1) 施工条件の記録保管

現行製作基準においては、適切な溶接条件の設定と遵守が義務付けられ、溶接作業者は、溶接条件を管理シートに記録するものとされている。しかしながら、当該板継ぎ溶接の管理シートには溶接条件の具体的な数値の記録がなく、製作要領に記載された条件の遵守が事後に確認できないため、管理シートの記載内容が以降の品質管理に使用可能なものとする。

(2) 品質確認の強化

1) 裏はつりの義務化

今回溶接きずが発見された板継ぎ溶接においては、裏はつりを行わず両面からの溶接でルート部を溶け込ませる溶接法がとられていた。すなわち、先行溶接の健全な溶接層を確認する過程を経ないため、結果的に溶込み不良が生じたものと考えられる。現行製作基準では原則実施となっている「裏はつり」を義務付ける。

2) 非破壊検査抜取り率の拡大

現行製作基準は、溶接品質に影響を与える条件がほぼ同一条件であるとの前提から 1 継手を溶接品質上の最小ロットとし、放射線透過試験の抜取り率を 1 継手あたり最大でも 1 枚（クレーター側）としている（HT 80 等は別に規定）。溶接条件の管理が十分でない場合等に 1 継手内で品質がばらつく恐れがあるため、放射線透過試験の写真撮影枚数を増やすことによって検査の抜取り率を大きくする。

3.3 製作基準の見直し方針

前記事項を踏まえた製作基準の見直しの方針を以下に示す。

(1) 施工条件の記録保管

溶接施工に関する現行製作基準の周知徹底を図るとともに、管理シートに施工時の溶接条件を記載するよう明文化する。

(2) 裏はつり

裏はつりについては、次の理由から現行製作基準どお

り原則実施とする。

- ・ 現行製作基準また他機関の基準においても自動溶接の場合に必ずしも裏はつりを義務付けていないこと。
- ・ 裏はつりの省略を前提に溶接施工条件を設定し、板継ぎ溶接を実施しているメーカーが実際に多数あること。
- ・ 適切な溶接条件の設定と確実な管理のもとで溶接施工が行われれば裏はつりを省略しても十分な溶込みを得ることは可能と考えられること。

ただし現行製作基準では、裏はつりを行う場合の検査基準は定められているが、省略する場合の規定がなく、品質確認の点で不十分と考えられるため検査基準の見直しを行うこととする。

(3) 非破壊検査抜取り率

現行製作基準では、裏はつりを行う場合にははつり面の健全性を確認することが義務付けられている。したがって、裏はつりを省略する場合に非破壊検査により品質確認を十分に行う観点から撮影枚数を増やすこととする。なお、現行製作基準の抜取り率は、最大でも1溶接継手につき1枚である。

撮影枚数を見直すにあたり、今回、来島海峡大橋南高架橋で実施した放射線透過試験の結果(表-1および表-7)に基づき、未検査範囲における不良率と撮影枚数をパラメータとし、きず残存率の関係を試算した。ここでは、下フランジの縦リブ間の板継ぎ溶接長が概ね300mmであることから、縦リブ間1パネルの撮影枚数を1枚とし、確率はパネル数=撮影枚数に対して求めた。

計算結果を図-6に示す。I開先の検査結果では、最もきずが少ない場合でも不良率が8枚/14枚=0.57(2F1、2F17)と非常に高い。同一条件で連続して溶接するため、溶接条件の不備によりきずも連続的に発生した結果であると考えられる。したがって、このような溶接きずに対しては、50%の抜取り率(7枚)で検査を行うことによりきず残存率0%が期待できる(検査の結果、溶接線が不合格となると、全数検査を実施して不合格きず部を補修するため、最終的にきず残存率が0%となる)。一方、X開先の場合(2F6のみ)、不良率は

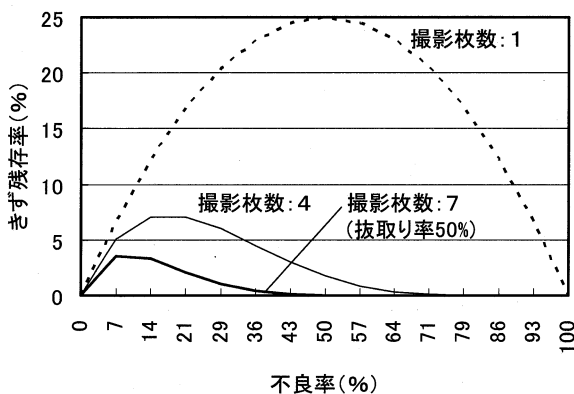


図-6 検査枚数ときず残存率の関係

Fig.6 Relation between the number of sheets of inspection and the residual ratio

1枚/14枚=0.07であり、同様の50%の抜取り率の検査ではきず残存率が3.6%となる。後者の期待値3.6%は、板継ぎ溶接(自動溶接)の要求検査水準としてはやや緩めにも思われる。しかし、現行製作基準による1継手1枚の検査ではきず残存率は約25%であり、きずの検出率が大きく改善されることになる。さらに今回見つかったI開先のきずについては概ね100%検出できる水準であることや、50%の抜取り率は、現行製作基準の「HT 80等」の検査水準と同水準であること(ただし、「HT 80等」は裏はつりが義務付けられた上での検査水準である)等から、抜取り率50%の検査を当面の検査水準とすることを考えている。

4. あとがき

本橋で発生した板継ぎ溶接の溶接きずについては、補修方法の検討を行うとともに、並行して破壊力学的手法⁹⁾により長期にわたる疲労耐久性を照査した。照査の結果、疲労耐久性は確保していることが確認でき、補修については、補修が与える本橋への影響を考慮して行わないこととした。しかし、本橋は支間長約110mの比較的大規模な橋梁であり、部材応力に占める死荷重割合が高いために長期耐久性は確保されると判断したが、小規模橋梁においては本橋で発生した程度のきずでも長期耐久性を確保することが出来ないことも十分に考えられ、本来要求された性能が満足される品質を確保しなければならない。このため、製作工場における品質管理の強化と検査体系の見直しが必要と判断した。

今回の製作基準改訂に向けた検討において、公団としては、問題となった裏はつりを義務化まではしないものの、所要の品質を安定的に確保するためには裏はつりの実施は必要な事項であると考えている。当公団の事業は維持管理主体となり、残念ながら改訂された製作基準が適用される機会は少ないものとなるが、本報を一読された発注者および製作者には、板継ぎ溶接の品質管理の現状とその課題について十分ご承知いただき、今後の鋼橋製作の品質確保に努められることを望む次第である。

最後に、調査の実施や結果の評価、製作基準改訂に向けた諸検討の実施にあたり、東京工業大学大学院三木千壽教授並びに国土交通省道路局中谷昌一道路保全企画官(前国土技術政策総合研究所道路研究部橋梁研究室長)には多くのご助言、ご指導をいただいた。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 齊藤, 大塚, 田中: 来島海峡大橋南高架橋の図面がない溶接線に係る現地調査と対策, 本四技報 No.104, 2005.3
- 2) 本州四国連絡橋公団: 鋼橋等製作基準・同解説, 1993.5
- 3) (社)日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 1993.4

劣化した亜鉛めっき部材の補修検討

Feasibility Study on Repair Work of the Deteriorated Zinc Plated Member

保 全 部 橋 梁 保 全 課 杉 本 健

Takeshi Sugimoto



概 要

劣化溶融亜鉛めっき部材について補修方法の比較を行った結果、管理路本体・自動車防護柵・標識・照明柱等については補修塗装が最も経済的となり、グレーチングについては再めっきが最も経済的となった。補修塗装箇所においても、移動や交通規制などの施工手段がコストに大きく影響する部位においては高濃度亜鉛含有塗料の厚塗りによる補修が有効と考え、高濃度亜鉛含有塗料で補修した番の州高架橋の照明柱について2年後の塗膜状態を調査した。グレーチングについて、溶融亜鉛めっき部材の溶融アルミめっきによる再メッキについての施工性を検討した結果、外観変状、ひずみ、耐曲げ性能について良好な結果が得られた。

Repair coating is the most suitable for maintenance way, lighting facilities and guard fence, while re-plating is the most suitable for grating in comparison of the rehabilitation plans. It is considered that overplating high concentration zinc containing paints is effective where on-street execution costs greatly, and soundness of the paint film was investigated at lighting facilities of Bannosu Bridge after two years' completion. Feasibility of aluminum re-plating to the zinc plated material was investigated in view of appearances, distortion and flexing resistance, and favorable results were obtained.

1. まえがき

本州四国連絡橋においては、橋梁付属物に大量の溶融亜鉛めっきが使用されているが、本州四国連絡橋は海峡部に位置し腐食環境が厳しいため、供用後十数年で亜鉛めっきの消耗や鋼材の腐食が確認されている。このことから、劣化溶融亜鉛めっき部材について部位毎に経済的な補修方法の検討を行った。

2. 溶融亜鉛めっき部材の現況

2.1 調査概要

溶融亜鉛めっき皮膜は、 η 層と呼ばれる亜鉛層と6%程度の鉄を含有する合金層(ζ 層)、7~11%程度の鉄を含有する合金層(δ_1 層)、に大別される(図-1参照)。溶融亜鉛めっき鉄塔の劣化度写真見本帳¹⁾では、溶融亜鉛めっきの劣化度を亜鉛層および合金層の減耗の程度に対応して表-1のとおり四段階に分類しており、めっき被膜が劣化度IVの状態になった時を鉄素地が腐食する危険信号とみなし、補修が必要な時期と定めている。

平成11年度に表-2に示す橋梁を対象に現地調査を行い、上記見本帳に従って劣化状態の評価を実施した。

2.2 調査結果

床版張出部下面に設置された管理路部材の劣化状況は、潮風にさらされる一方で雨水で洗われにくい門崎高架橋

亜鉛層(η 層)
合金層(ζ 層)
合金層(δ_1 層)
鉄素地



図-1 溶融亜鉛めっき被膜の組織構成

Fig.1 Composition of zinc plated coating

表-1 溶融亜鉛めっき被膜の劣化度の定義¹⁾

Tab.1 Definition of aging of zinc plated coating

劣化度	溶融亜鉛めっき皮膜の劣化状態
I	η 層が残っている状態、銀色あるいは灰色を呈する。
II	η 層の劣化が進み、 ζ 層が局部的に露出した状態、部分的にやや褐色または黒褐色を呈する。
III	η 層が減耗し ζ 層が全面的に露出した状態、褐色または黒褐色を呈する。
IV	ζ 層の劣化が進み δ_1 層との混晶部分あるいは δ_1 層が露出した状態、赤褐色または斑点状に赤褐色を呈する。

において劣化度がIVに達しており、南備讃瀬戸大橋、岩黒島橋、番の州高架橋においても劣化度がIIIとなっていた。

また、直接雨水があたる路面上部材(オープングレーチング、自動車防護柵、照明柱等)については、大三島橋、因島大橋では劣化度はII~III、他の橋梁においては劣化度がI~IIであった。

表一2 亜鉛めっき部材現況調査実施橋梁

Tab.2 Object of present state investigation

ルート名	橋梁名	形式	供用年
神戸淡路鳴門自動車道	大鳴門橋	吊橋	昭和60年
	門崎高架橋	桁橋	昭和60年
	撫養橋(下り線)	桁橋	昭和62年
瀬戸中央自動車道	南北備讃瀬戸大橋	吊橋	昭和63年
	岩黒島橋	斜張橋	昭和63年
	番の州高架橋	トラス橋	昭和63年
西瀬戸自動車道	因島大橋	吊橋	昭和58年
	大島大橋	吊橋	昭和63年
	大三島橋	アーチ橋	昭和54年

3. 補修方法の検討

上記の調査結果により、床版張出部下面に設置している門崎高架橋の管理路の劣化度が著しく、西瀬戸自動車道の大三島橋、因島大橋についても経年的な損耗劣化状態にあることが明らかとなったことから、因島大橋を例に部位毎に溶融亜鉛めっき部材の施工費用を含めた補修方法を比較検討した(表一3 参照)。その結果、管理路本体・自動車防護柵・標識・照明柱等補修塗装が可能なものについては、補修塗装が最も経済的となった。一方、現場における補修塗装が困難なグレーチングについては再めっきが最も経済的となった。

4. 補修塗装仕様の検討

劣化亜鉛めっき面の塗装仕様として、本四公団保全管理要領2-2 塗替塗装においてW仕様(変性エポキシ2層+ふっ素樹脂塗料1層)が定められているが、耐久性が高くより経済的な新材料の導入を目指した塗料の比較試験を行った。

4.1 塩水噴霧試験・冷熱サイクル試験

4.1.1 試験内容

常時塩分にさらされる腐食環境を想定した促進試験を平成12年度から13年度にかけて実施した。供試体は下津井瀬戸大橋2Pで暴露架台として使用されている亜鉛めっき部材のうち劣化度Ⅱ～Ⅲの部材を10cm毎に切断して作製した。

塩水噴霧試験は、JIS K 54009.1で規定されている試験方法により50日間(1200時間)実施し、次に、5℃(2h)～40℃(2h)のサイクルの冷熱サイクル試験を6サイクル/日×5日間実施した。冷熱サイクル試験後も塗装仕様の耐久性を比較するために塩水噴霧試験をさらに20日間(480時間)実施した。

調査項目は、外観、基盤目付着力、アドヒージョン付着力とし、塗膜の外観の評価方法は「(財)日本塗料検査協会 塗膜の評価基準1970」により、また基盤目付着力、アドヒージョン付着力の測定方法や評価方法は「(社)日本鋼構造協会 鋼橋塗膜調査マニュアル」によるものとした。

4.1.2 試験結果

塩水噴霧試験および冷熱サイクル試験の結果を表一4に示す。

4.1.2.1 塩水噴霧1200時間後

N-1仕様(無溶剤無機質ハイブリッド塗料+無溶剤無機結合塗料)の外観調査において、ふくれ・われを伴った白錆の発生が確認され、一部の低温環境供試体でアドヒージョン付着力が10kg/m²を下回る結果が得られた。N-2仕様(無溶剤エポキシシーラー+無溶剤シロキサン)についても塗膜の割れが発生していることから、両仕様については冷熱サイクル試験後の塩水噴霧試験については取りやめることとした。

また、高濃度亜鉛含有塗装系において銘柄間で発錆やふくれの程度に差違が生じたが、この原因は膜厚差ある

表一3 亜鉛めっき部材補修方法比較

Tab.3 Comparison of rehabilitation plans on zinc plated member

部 位	現 地 条 件		補 修 方 法		
	部材取替 難易度	交通規制 の必要性	現場補修 (塗装)	工場補修 (再めっき)	新規製作 (交換)
オープングレーチング	△	施工中	×	○	△
管理路本体	×	搬出入時	○	×	×
管理路グレーチング	△	搬出入時	×	○	△
中分自動車防護柵	△	施工中	○	△	×
路肩自動車防護柵	△	施工中	○	△	×
管路	×	搬出入時	○	×	×
作業車用レール・終結装置	×	搬出入時	○	×	×
ハンドロープ・支柱	×	搬出入時	○	×	×
標識・照明柱	○	施工中	○	△	×

部材取替難易度 ○:比較的容易 △:やや困難 ×:困難
 交通規制 施工中:施工自体が本線上のもの 搬出入時:施工自体は路面外である
 補修方法 ○:合理的+経済的 △:施工可能 ×:不合理

表-4 塩水噴霧試験・冷熱サイクル試験結果

Tab.4 Results of salt spray test and temperature cyclic test

	仕様 (使用量 g/m ² //膜厚 μm)	ケレン グレード	塗膜形 成環境	1,200 hr 塩水噴 霧試験後		冷熱サイクル試 験後		1,680 hr 塩水噴 霧試験後	
				外観	アドヒー ジョン	進展	アドヒー ジョン	外観	アドヒー ジョン
W-2-1	変性エポキシ(168//60)*2層+ ふっ素樹脂塗料(74//25)	ISO St 2	常温	◎	54	○	34	○	61
W-2-2			5℃	◎	50	○	70	○	68
Z-2(A)-1	高濃度亜鉛含有塗料(A) (250//)*2層	ISO St 2	常温	△	30	○	38	△	33
Z-2(A)-2			5℃	△	12	○	54	×	31
Z-2(A)-3		ISO St 3	常温	△	46	○	40	△	26
Z-2(A)-4			5℃	△	20	○	36	△	29
Z-1(A)-1	高濃度亜鉛含有塗料(A) (250//)	ISO St 2	常温	△	26	○	40	×	25
Z-1(A)-2			5℃	△	26	○	22	×	27
Z-1(A)-3		ISO St 3	常温	△	50	○	48	×	28
Z-1(A)-4			5℃	△	28	○	28	×	30
Z-1(B)-1	高濃度亜鉛含有塗料(B) (250//40)	ISO St 2	常温	×	38	○	38	×	32
Z-1(B)-2			5℃	×	30	○	60	×	33
Z-1(B)-3		ISO St 3	常温	×	48	○	70	×	36
Z-1(B)-4			5℃	△	46	○	70	×	37
N-1-1	無溶剤無機質ハイブリッド塗料 (55//40)+無溶剤無機結合塗	ISO St 2	常温	○	18	×	20	1,200 hr 時点の 評価で継続試験 を取りやめ	
N-1-2			5℃	○	6	×	48		
N-2-1	無溶剤エポキシシーラー(48//40)+ 無溶剤シロキサン(143//100)	ISO St 2	常温	◎	20	○	20		
N-2-2			5℃	○	22	○	68		
N-3-1	有機金属不動態化塗料 (110//20)+エポキシ樹脂塗料 (325//150)+ポリウレタン樹脂塗料 (115//50)	ISO St 2	常温	◎	16	○	44	○	29
N-3-2			5℃	◎	40	○	42	○	34
N-3-3		ISO St 3	常温	◎	52	○	18	○	34
N-3-4			5℃	◎	54	○	68	○	30

外観 ◎:赤錆、白錆、われ、ふくれなし ○:赤錆、白錆なし、われorふくれあり △:赤錆なし、白錆、われorふくれあり ×:赤錆、白錆、われorふくれあり
アドヒージョン(kg/cm²) 冷熱サイクル試験後 ○:進展なし ×:進展あり

いは亜鉛の溶出速度の差によるものと考えられる。

4.1.2.2 塩水噴霧 1680 時間後

W-2仕様(変性エポキシ2層+ふっ素樹脂塗料1層)およびN-3仕様(有機金属不動態化塗料+エポキシ樹脂塗料+ポリウレタン樹脂塗料)において微少な線状ふくれ・われが確認され、高濃度亜鉛含有塗装系において1200時間終了時以降白錆・ふくれ・赤錆の増加が確認された。

全体的な傾向として、外観は低温よりも常温下で形成された塗膜の方が良好であり、ケレングレードについてはSt3の方がやや良好であった。また、塩分環境下では高濃度亜鉛含有塗装系は劣化しやすいことがわかった。

4.2 複合サイクル試験

4.2.1 試験内容

乾湿の繰り返しのある通常の大気中の腐食環境を想定した複合サイクル試験を平成13年度から14年度にかけて実施した。供試体も塩水噴霧試験と同様に採取された試験体を使用するとともに、比較仕様の選定にあたっては塩水噴霧試験の結果を反映させた。

複合サイクル試験は、JIS B 7753-1993 サンシャイン

カーボンアーク灯式耐候性試験機により96時間照射後JHS 403-1992 A法²⁾による複合サイクル試験を98日間実施した(図-2参照)。

調査項目は、外観、基盤目付着力、アドヒージョン付着力とし、塗膜の外観の評価方法は「財団法人塗料検査協会 塗膜の評価基準1970」によるものとした。また基盤目付着力、アドヒージョン付着力の測定方法ならびに評価方法は「(社)日本鋼構造協会 鋼橋塗膜調査マニュアル」によるものとした。

4.2.2 補修塗装仕様の評価

複合サイクル試験の結果は表-5のとおりであり、N-3仕様(有機金属不動態化塗料+エポキシ樹脂塗料+ポリウレタン樹脂塗料)とW-2仕様(変性エポキシ2層+ふっ素樹脂塗料1層)は常温でほぼ同等の結果となったが、LCC比較においてW-2仕様の方が優れていることから、劣化亜鉛めつき面の塗装仕様としては、本四公団保全管理要領2-2塗替塗装で規定されたW仕様(変性エポキシ2層+ふっ素樹脂塗料1層)が耐久性やLCCの面で最適であることが確かめられた。ただし、高濃度亜鉛含有塗料は一液性で施工性に優れ、一回の厚塗り施工で二層分の膜厚(80μm)が確保できることか

ら、移動や交通規制などの施工手段がコストに大きく影響する局部補修の塗装仕様として有効であると考えられる。

4.3 高濃度亜鉛系塗膜健全性調査

高濃度亜鉛含有塗料により施工する場合は、長期的な暴露により割れが生じないことを確認する必要があることから、平成12年度に番の州高架橋で実施した照明柱の補修箇所について、2年後の平成14年度に塗膜の健全度調査を行った。

調査位置および塗装仕様、調査結果をそれぞれ図-3、表-6、表-7に示す。全調査箇所の表層に微量の点錆が確認されたが、カッターナイフで除去し簡易顕微鏡(30倍)で確認したところ、素地まで達するものではなかった。加えて基板目付着力測定を実施したが、全調査箇所

において健全であった。

5. アルミめっきによる亜鉛めっき部材の補修塗装検討

5.1 背景

3.で述べたとおり、グレーチングについては現場における補修塗装が困難であり再めっきによる補修が最も経済的となる。一方、亜鉛めっきによる再めっきについては施工性が確認されている³⁾が、亜鉛めっきを施しても新設時と同程度の耐久性しか期待できないため、塩害環境下で3~4倍耐久性があるとされている溶融アルミでの再めっきの適用性について施工性および品質の調査を行った。

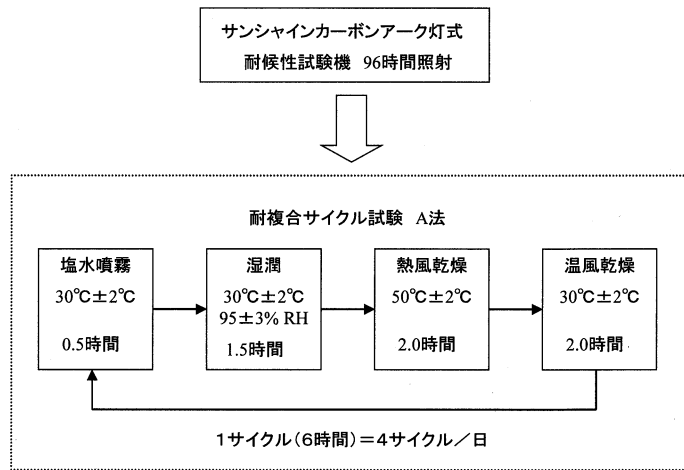


図-2 複合サイクル試験概要

Fig.2 Outline of combined cyclic corrosion test

表-5 複合サイクル試験結果

Tab.5 Results of combined cyclic corrosion test

	仕様 (使用量 g/m ² //膜厚 μm)	ケレン グレード	塗膜形 成環境	1,008 hr 複合サイ クル試験後		2,360 hr 複合サイ クル試験後		推定耐用年数	塗替 コスト	LCC	局部 補修 コスト
				外観	アドヒー ジョン	外観	アドヒー ジョン				
W-2-1	変性エポキシ(168//60)*2層+ ふっ素樹脂塗料(74//25)	ISO St 2	常温	○	68	○	66	12年以上	1.00	1.00	1.00
Z-2(A)-1	高濃度亜鉛含有塗料 (A)(250//)	ISO St 2	常温	△	40	△	46	10年程度	0.99	1.18	0.83
Z-2(B)-1	高濃度亜鉛含有塗料 (B)(250//40)*2層	ISO St 2	常温	△	30	△	22	10年程度			
N-3-1	有機金属不動態化塗料 (110//20)+エポキシ樹脂塗料 (325//150)+ポリウレタン樹脂塗料 (115//50)	ISO St 2	常温	○	60	○	53	11年以上	1.04	1.14	1.03

外観 ○:赤錆、白錆、われ、ふくれなし ○:赤錆、白錆なし、われ or ふくれあり △:赤錆なし、白錆、われ or ふくれあり ×:赤錆、白錆、われ or ふくれあり、アドヒージョン(kg/cm²)

注) コスト算定で、高濃度亜鉛含有塗料の塗替塗装は試験時の2層塗り、局部補修塗装は試験時の2層分の塗膜厚を1層塗りて施工する場合。また、コスト算定には交通規制費用を含まず

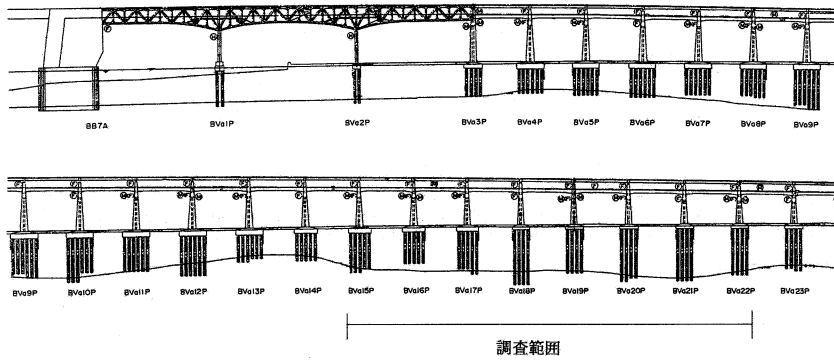


図-3 高濃度亜鉛系塗膜健全性調査位置 (番の州高架橋)

Fig.3 Investigation site (Bannosu Viaduct)

表-6 照明柱補修塗装仕様

Tab.6 Repair coating specifications

塗装仕様	素地調整	第1層	第2層	第3層	塗装間隔
Z-1	ISO St 2	はけ 300 g/m ²	-	-	-
Z-2	ISO St 3	はけ 300 g/m ²	-	-	-
Z-3	ISO St 2	はけ 300 g/m ²	はけ 300 g/m ²	-	気温 10℃ 以上 1日
Z-4	ISO St 2	はけ 300 g/m ²	はけ 300 g/m ²	はけ 300 g/m ²	気温 10℃ 以上 1日

5.2 作業手順及び調査内容

下津井瀬戸大橋の3P主塔付近の公団管理路に設置している亜鉛めっきが劣化したグレーチングを取り外し、アルミめっき工場に搬入し、酸洗いにより残存亜鉛めっきを除去した後、アルミめっきを施した。

調査項目は、外観調査、歪み測定、めっき厚測定および曲げ試験である。

5.3 外観調査

目視による外観調査では、酸洗い前後、及びめっき後の各段階において、一般部、溶接部のいずれも母材の割れ、その他の変状はみられなかった。

5.4 ひずみ及びめっき厚

アルミめっきの仕様はJIS H 8642の溶融アルミめっき2種(めっき厚さ70μm以上)とし、試験方法はJIS H 8672とした。アルミめっき槽での処理温度(約700℃)が溶融亜鉛めっきの処理温度(約450℃)に比べて高くなり、その影響が懸念されたが、そりなどの変形はなく、グレーチング面内でのひずみ測定結果は表-8のとおりであり問題にはならない程度であった。

5.5 曲げ試験

事前にテストピース(70×150×23mm)を製作し、アムスラー試験機でめっき層の割れに着目した曲げ試験を行い試験後の損傷状況を光学顕微鏡および走査型電子顕微鏡(SEM)により調査した。試験条件を表-9、試

表-7 高濃度亜鉛系塗膜健全性調査結果

(番の州高架橋)

Tab.7 Soundness of paint film (Bannosu Viaduct)

照明柱 No.	塗装仕様	塗料メーカー	外観評価				
			赤錆	白錆	われ	ふくれ	はがれ
32P-D1-1	Z-1	A社	点錆1%未満	なし	なし	なし	なし
32P-D1-2	Z-1	B社	点錆1%未満	少	なし	なし	なし
32P-D1-3	Z-2	A社	点錆1%未満	なし	なし	なし	なし
32P-D1-4	Z-2	B社	点錆5%未満	少	なし	なし	なし
32P-D1-5	Z-3	A社	点錆1%未満	なし	なし	なし	なし
32P-D1-6	Z-3	B社	点錆1%未満	少	なし	なし	なし
32P-D1-7	Z-4	A社	点錆1%未満	なし	なし	なし	なし
32P-D1-8	Z-4	B社	点錆1%未満	少	なし	なし	なし

験結果を表-10に示す。これらの結果から、溶融亜鉛めっきを除去してアルミめっきした部材の曲げ強度は、黒皮のアルミめっき部材に比べて劣るものの、黒皮の亜鉛めっき部材と比べると良好な結果が得られた。

6. おわりに

本州四国連絡橋においては、橋梁付属物に大量の溶融亜鉛めっきが使用されているが、本州四国連絡橋は海峡部に位置し腐食環境が厳しいため、供用後十数年で亜鉛めっきの消耗や鋼材の腐食が確認されている。このことから、現況調査を行うとともに、部位毎の補修方法の比較を行った。その結果、管理路本体・自動車防護柵・標識・照明柱等補修塗装が可能なものについては、補修塗装が最も経済的となり、現場における補修塗装が困難なグレーチングについては再めっきが最も経済的となった。

劣化亜鉛めっき面に適用可能でより経済的な新材料の導入を目指して塗料の比較試験を行った結果、W仕様(変性エポキシ2層+ふっ素樹脂塗料1層)が耐久性やLCCの面で最適となったが、移動や交通規制などの施工手段がコストに大きく影響する局部補修においては高濃度亜鉛含有塗料の厚塗り(80μm)施工が有効と考えられた。

また、高濃度亜鉛含有塗料の耐久性を確認するため、

表-8 ひずみ及びめっき厚測定結果

Tab.8 Distortion and Plating thickness

測定	歪み測定 (mm)	メッキ厚測定 (μm)	
	あるみ メッキ後	施工前 (亜鉛 メッキ厚)	アルミ メッキ後
A	0	104	320
B	+0.5	104	240
C	+0.5	120	242
D	0	104	92
E	0	104	122
F	0	118	88
G	-0.5	112	138
H	+0.5	94	232
I	+1.0	118	236
J	0	90	84
K	0	-	-

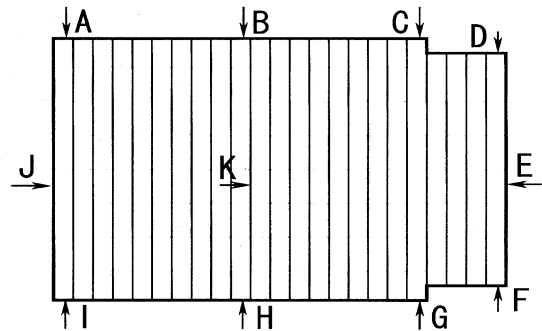


表-9 曲げ試験条件

Tab.9 Condition of flexure test

支店間距離	120 mm	
押し込み治具 R	5 mm ϕ	
	4.0 mm (1/30)	許容たわみ量
	2.0 mm (1/60)	
	0.4 mm (1/300)	
試験速度	1 mm/min	

表-10 曲げ試験結果

Tab.10 Flexure test results

母材	めっき	たわみ 量	光学顕 微鏡	SEM	われ音
SS 400 2.3 mm 黒皮材	熔融アルミめっき HDA 2 360 g/m ²	4 mm	われ大		0.5 mm 音
		2 mm	軽微		0.5 mm 音
		0.4 mm	軽微	軽微	なし
SS 400 2.3 mm 亜鉛めっき材 HDZ 55	熔融アルミめっき HDA 2 330 g/m ²	4 mm	われ大		
		2 mm	われ中		
		0.4 mm	軽微	軽微	
SS 400 2.3 mm 黒皮材	亜鉛めっき材 HDZ 55	4 mm	われ大		
		2 mm	われ大		
		0.4 mm	われ大	われ大	

番の州高架橋で施工された照明柱の高濃度亜鉛系塗装による補修箇所について、2年後に塗膜の健全度調査を行った結果、表層に微量の点錆が確認されたが、素地まで達しておらず母材は健全であった。今後も、番の州高架橋の照明柱補修箇所について塗膜の健全度を調査し、高濃度亜鉛含有塗料の耐久性を確認する必要がある。

グレーチングのように充実断面部材で構成されているものについては、合金層までの損耗ならば強度的に問題なく再利用が可能であり、亜鉛めっきについては再めっきの施工性が確認されているが、さらに耐久性のある熔融アルミめっきによる補修について施工性の検討をした。その結果、外観変状、ひずみ、耐曲げ性能について良好な結果が得られ、亜鉛めっき部材のアルミめっきによる再利用が十分可能であることがわかった。

今後は、めっき後の溶接部の割れに着目した耐疲労特性、促進耐候性試験及び現地暴露試験による確認を行い、





実用化に向けた検討を進める予定である。

参考文献

- 1) 日本電信電話株式会社建築部：熔融亜鉛めっき鉄塔の劣化写真見本帳 昭和 62 年 11 月
- 2) 濱田達也, 金子謙一郎：金属製遮音壁背面板の補修塗装に関する検討 ハイウェイ技術 No.17 平成 12 年 10 月
- 3) 有馬敬育：オープングレーチングの亜鉛メッキ劣化度評価, 本州四国連絡橋公団 第 11 回技術発表会, 平成 13 年 7 月

大鳴門橋多柱基礎の耐震照査および耐震対策

Seismic verification and retrofitting of multi-column foundation of Ohnaruto Bridge

長大橋技術センター	技術情報課長代理	古村 学		
		Manabu Komura		
長大橋技術センター	技術情報課	河藤 千尋		
		Chihiro Kawato		
第一管理局 鳴門管理事務所	橋梁維持課長	角 和夫		
		Kazuo Sumi		
第一管理局 鳴門管理事務所	橋梁維持課長代理	石井 一知		
		Kazutomo Ishii		

概要

大鳴門橋の多柱形式基礎についてレベル2地震動に対する耐震性照査を行った結果、せん断耐力が不足する結果となった。当初保護部材としていた多柱基礎鋼管を構造部材として考慮すればせん断耐力を満足するため、鋼管を健全な状態に保つ必要があり、多柱基礎の防食対策工事を行うこととなった。本文は、多柱基礎の耐震性照査結果及び耐震対策（防食工事）について報告するものである。

This report shows results of performance check against Level-2 earthquake and seismic retrofit including anti-corrosion for the multi-column foundation of Ohnaruto Bridge. The foundation consists of several columns which have steel pipe at the surface and concrete inside. The steel pipes had been considered merely as a protection of the concrete. According to the seismic performance check, the foundation did not have enough shearing strength against Level-2 earthquake. On the other, the check also revealed if the steel pipes were included as a part of cross section of the columns, they would have added shear strength to the columns sufficiently to resist the Level-2 earthquake. Therefore, anti-corrosion works have been carried out in order to maintain the soundness of the steel pipes.

1. はじめに

平成7年1月に発生した兵庫県南部地震の被害の経験を踏まえ、道路橋示方書が平成8年12月に改訂された。これを受け、平成2年2月以前の道路橋示方書を適用して設計が行われた既設の道路橋においては、レベル2地震動に対する耐震性を確保すべく、各道路管理者において耐震性照査と補強工事が行われている。本州四国連絡橋公団の陸上部橋梁についても同様の対策を実施中である。一方、大鳴門橋は本四公団独自の耐震基準¹⁾で設計が行われており、直下型地震に対する照査を行っていない。

い。本報告は、本四公団の大鳴門橋の耐震性照査について、主塔基礎に採用されている多柱形式基礎に対するレベル2地震動の耐震性照査の結果および耐震対策として多柱基礎の防食工事について報告するものである。

2. 大鳴門橋多柱基礎構造

大鳴門橋は橋長1629m、中央支間長876mの3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋である。図-1に大鳴門橋一般図を示す。大鳴門橋では、鳴門海峡に発生する渦潮に影響を及ぼさないように、主塔基礎に多柱の基礎形式を採用している。図-2は3Pおよび4Pの多柱基礎の一般

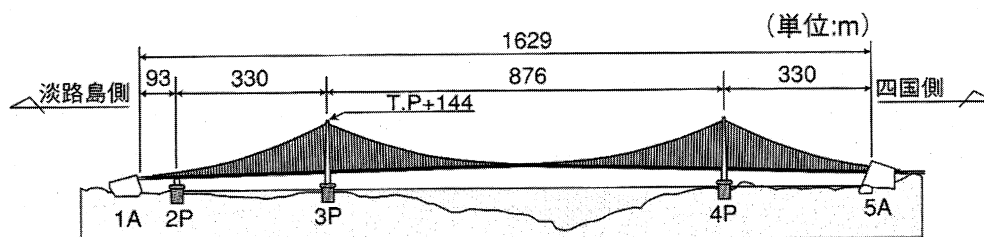


図-1 大鳴門橋一般図

Fig.1 General drawing of Ohnaruto Bridge

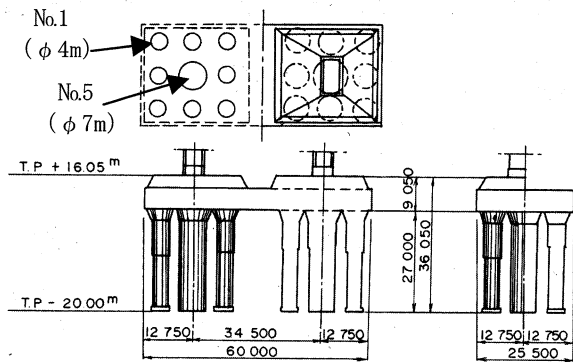


図-2 多柱基礎一般図

Fig.2 General view of multi-column foundation

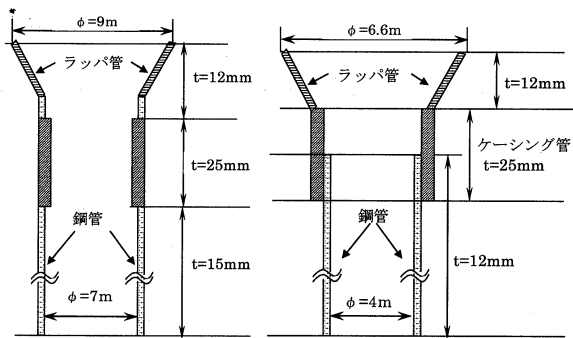


図-3 多柱基礎概略図

Fig.3 Structure of multi-column foundation

図である。多柱基礎は片側の塔柱あたりφ7mの鋼管を中心に配置し、φ4mの鋼管が8本その周囲に配置された構造となっている。この多柱基礎は頂版部、柱部ともRC構造物である。建設当初の設計は柱部の鋼管は構造部材とせず、柱部を保護する保護部材として設計されている。しかしこの鋼管は構造部材として十分見込めること、また後述する照査地震動が設計地震動と比べ大きいこと、RC部材だけでは照査地震力に抵抗出来ないことが予想されたため、多柱の鋼管を構造部材として耐震性の照査を行った。図-3に多柱基礎概略図を示す。

3. 耐震照査

3.1 解析モデル

多柱基礎部の耐震照査の解析を行うにあたり、上部構造の影響を再現するために吊橋上部構造と多柱基礎を一体としたモデルで解析を行うこととした。

(1) 多柱基礎のモデル化

多柱基礎の柱は1本1本個々にモデル化した。また、頂版は梁部材としてモデル化した。図-4に解析モデルを示す。水中部では動水圧の影響を付加質量として考慮する。付加質量の算定は「耐震設計基準・同解説」(昭和52年3月、本四公団)により行った。

多柱基礎は弾塑性梁要素とし、長さ方向に分割して各断面の曲げモーメント-曲率(M-φ)関係により非線形性を考慮した。非線形挙動はひび割れ-初降伏-終局

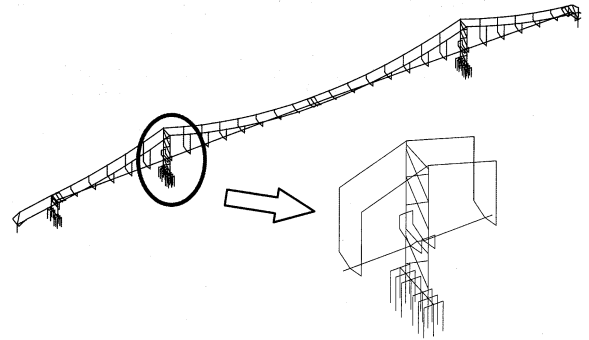


図-4 解析モデル

Fig.4 Analytical model

を結ぶトリリニアモデルとし、履歴モデルは武田モデルとした。

多柱基礎のM-φ関係では道路橋示方書耐震設計編(平成8年12月)の円形断面のRC橋脚に準じて算出した。特に、鉄筋コンクリートの応力-ひずみ関係に用いる鉄筋の考え方としては、①鋼管はコンクリートとの付着が期待できないことから軸方向鉄筋にカウントしない、②また安全側の仮定として鋼管による拘束効果も考慮しない、③多柱基礎は中間帯鉄筋を有していないが、コンクリートのはらみ出しを鋼管が防止すると考えられるため、帯鉄筋による拘束効果は考慮する、ものとした。

せん断耐力は道路橋示方書耐震設計編のRC橋脚に従い、鋼管はせん断補強筋に換算して算出した。ここで、ラップ管、鋼管は全て考慮するが、ケーシング管は鋼管とラップしない部分のみ考慮する。ケーシング管が鋼管とラップしている領域が主に水中または飛沫のかかる領域であるため、これにより腐食の影響を安全側に考慮する。

(2) 地盤のモデル化

地盤と基礎構造物の動的相互作用については、各種解析方法があるが、今回はモデル化の自由度が有限要素法などに比べ少なく、取り扱いが比較的容易で実績が多いペンゼンモデルによるものとした。すなわち、自由地盤を表すせん断土柱モデルと基礎との間を接続する地盤反力ばねにより地盤をモデル化した。なお、せん断土柱モデルのモデル化範囲として直径100mと50mの2通りについて比較検討し、多柱基礎の応答モーメントが安全側を示した直径100mを標準とした。

地盤反力ばねは初期剛性を地盤反力係数から算出し、降伏点は受動土圧とした。履歴モデルは正規バイリニア型とした。

(3) 上部構造のモデル化

上部構造は3次元骨組みモデルとし、材料非線形性は梁要素については考慮せず、ケーブル要素については圧縮軸力が作用しないモデルとする。質量は節点に集中質量として付加した。

表一 要素の減衰定数

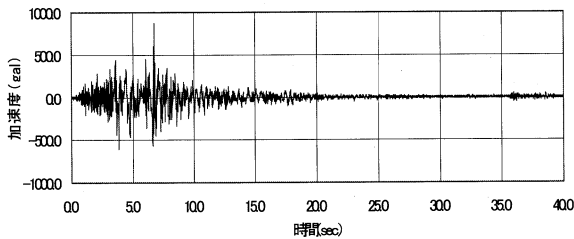
Tab.1 Damping coefficient

構造部材	減衰定数
上部構造	0.02(鋼部材)
下部構造	0.05(RC部材、線形梁要素) 0.02(RC部材、弾塑性梁要素)
基礎構造	0.2(地盤要素)

表二 レイリー減衰設定の固有周期と減衰の組み合わせ

Tab.2 Combination of natural frequency and damping

	振動数下限 (上部構造の周期)	振動数上限 (地盤の周期)
振動数 f(Hz)	0.20	20.00
減衰定数	0.02	0.20
パラメータ	α	β
	0.04525	0.00318



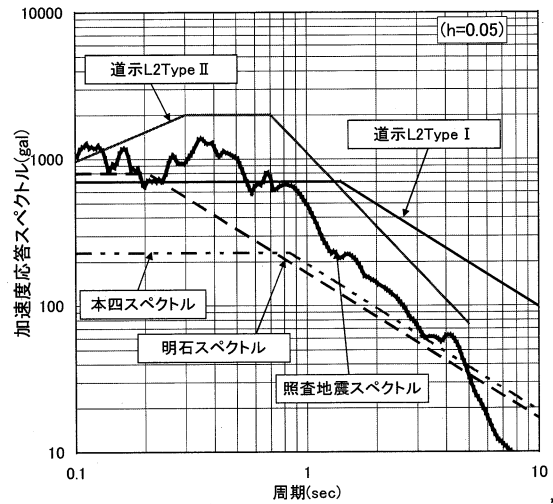
図一五 入力地震動

Fig.5 Input earthquake motions

3.2 解析方法

解析は非線形時刻歴応答解析を行った。解析方法は Newmark の β 法による直接積分とし、 β 値は $1/4$ 、積分間隔は 0.0005 秒とした。各要素の減衰は表一 の値を用い、解析ではレイリー減衰とした。レイリー減衰を設定する際の固有周期と減衰定数の組み合わせを表二に示す。

入力地震動は兵庫県南部地震時に神戸海洋気象台で観測された地震動を元に設定した。これは本州四国連絡橋の海峡部橋梁は道路橋示方書の I 種地盤 (せん断弾性波速度 $V_s=300$ m/s 程度) より良好な地盤 ($V_s=600$ m/s 以上) に建設されており、入力地震動は道路橋示方書の I 種地盤相当と性状 (最大加速度、周波数成分、位相特性等) が異なることが考えられるため、道路橋示方書で定める入力地震動は用いないこととした。大鳴門橋架橋地点の地盤が和泉層ランク III から IV であり、せん断弾性波速度が 1200 m/s、 1500 m/s であるため、兵庫県南部地震で観測された地震波をそれらの地盤特性に近いせん断弾性波速度 $V_s=2000$ m/s の層に戻した地震動を入力地震動とした。図一五に入力地震動の時刻歴波形を示す。図一六には比較のため大鳴門橋の耐震設計に用いた本四耐震設計基準のスペクトル、明石海峡大橋耐震設計要領²⁾のスペクトル、および道路橋示方書のレベル 2 Type I、II のスペクトルを合わせて示す。



図一六 加速度応答スペクトルの比較

Fig.6 Acceleration of each standard

表三 代表的部位の最大応答値

Tab.3 Maximum response of structure

(1) 橋軸方向

	最大加速度 (m/s^2)	時刻 (sec)	最大変位 (m)	時刻 (sec)
補剛桁 1 A 側側径間中央	3.609	5.20	0.095	5.16
補剛桁中央径間中央	2.693	10.14	0.169	18.81
補剛桁 5 A 側側径間中央	2.918	5.18	0.103	4.68
3 P 塔頂	7.983	8.57	0.138	18.85
4 P 塔頂	7.706	8.57	0.099	11.95
2 P 基礎頂版	5.437	6.74	0.019	4.83
3 P 基礎頂版	6.406	6.74	0.010	6.79
4 P 基礎頂版	6.576	6.74	0.009	6.79

(2) 橋軸直角方向

	最大加速度 (m/s^2)	時刻 (sec)	最大変位 (m)	時刻 (sec)
補剛桁 1 A 側側径間中央	5.418	7.20	0.179	11.04
補剛桁中央径間中央	8.619	7.85	0.160	4.69
補剛桁 5 A 側側径間中央	5.036	8.95	0.182	10.04
3 P 塔頂	9.336	7.19	0.130	4.66
4 P 塔頂	10.574	9.19	0.126	4.66
2 P 基礎頂版	5.643	6.65	0.018	7.44
3 P 基礎頂版	7.378	6.73	0.008	4.79
4 P 基礎頂版	7.523	6.73	0.007	4.79

3.3 解析結果

表三(1)、(2)に代表的な部位の応答加速度と変位を示す。橋軸、橋軸直角方向ともに基礎の頂版に大きな変位は生じることはなく、最大でも 2 P 基礎部で 2 cm 程度となった。

図一七、図一八に 3 P 主塔多柱基礎 $\phi 7$ m 柱部の発生曲げモーメントと発生せん断力の分布図を示す。また、図一九、図一十に $\phi 4$ m 柱部の発生曲げモーメントと発生

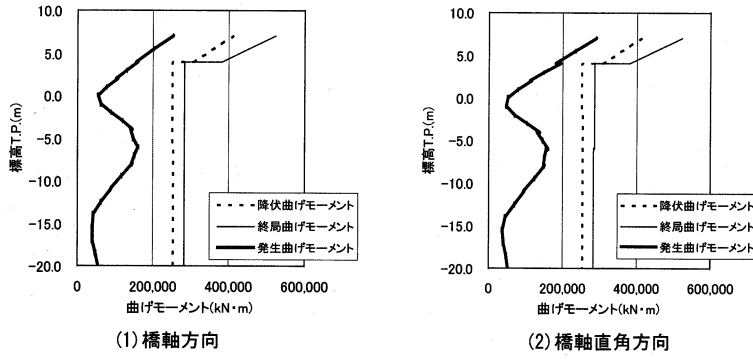


図-7 3P多柱基礎φ7m柱の曲げモーメント分布

Fig.7 Bending moment of 3 P foundation (φ 7 m)

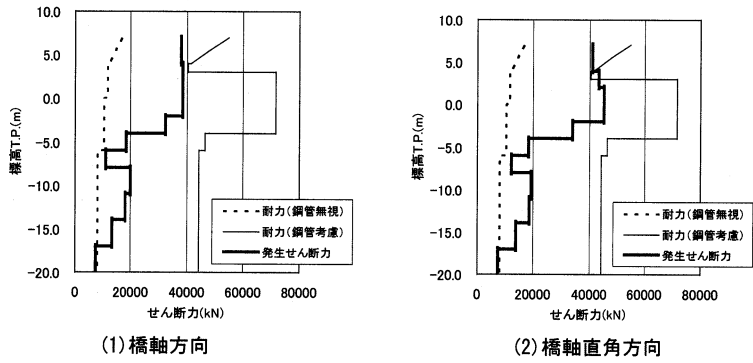


図-8 3P多柱基礎φ7m柱のせん断力分布

Fig.8 Shear force of 3 P foundation (φ 7 m)

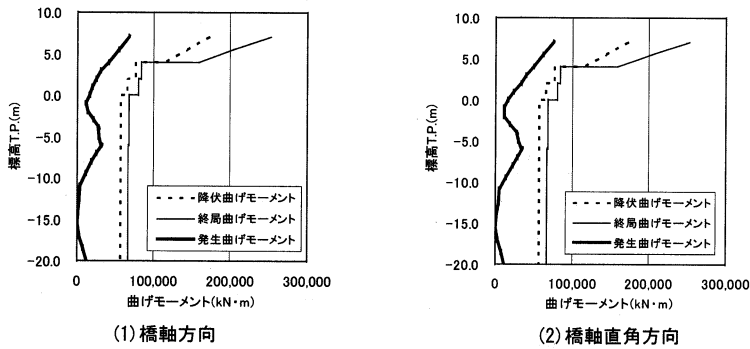


図-9 3P多柱基礎φ4m柱の曲げモーメント分布

Fig.9 Bending moment of 3 P foundation (φ 4 m)

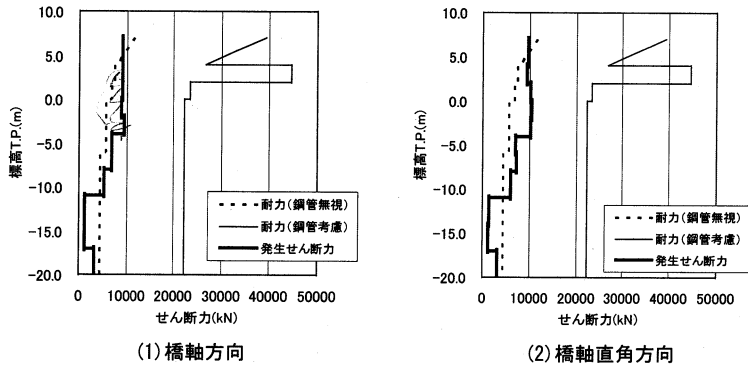


図-10 3P多柱基礎φ4m柱のせん断力分布

Fig.10 Shear force of 3 P foundation (φ 4 m)

表-4 腐食状況調査結果

Tab.4 Survey results of corrosion

区分	範囲	橋脚	腐食発生箇所
海中部	LWL以下 (TP-0.4)	3P	全域(アルミ溶射消失)
		4P	同上
干満帯部	LWL~HWL	3P	TP+1.0以下で溶射消失
		4P	TP+0.5以下で溶射消失
飛沫帯部	HWL以上 (TP+0.8)	3P	TP+3.7付近に帯状の錆
		4P	顕著な錆の発生は無し

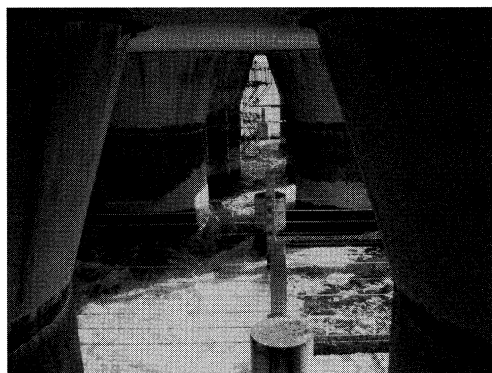


写真-1 鋼管の腐食状況

Photo.1 Corrosion of steel pipes

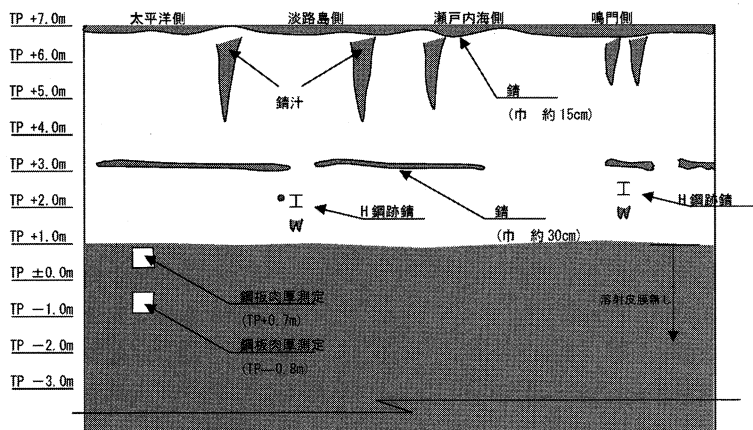


図-11 アルミ溶射の消失・腐食状況(3Pの展開図)

Fig.11 Loss of aluminum spraying and corrosion (3P, extended)

せん断力の分布図を示す。ここに示したφ7m柱とφ4m柱は図-2に示すNo.5とNo.1の柱である。

図-7、図-9より、曲げモーメントの照査では柱全長にわたり、降伏曲げモーメント内に入っている。また図には示していないが、一部引抜き側軸力作用時にわずかに降伏曲げモーメントを超過する柱があるものの、残りの柱は全て降伏曲げモーメント内にあり、多柱基礎は十分な曲げ耐力を有することを確認した

図-8、図-10より、3Pのφ7m柱で鋼管を考慮したせん断耐力を超過する部分が一部見られる。耐力を超過する割合は13%である。4Pのφ7m柱も同様に発生せん断力がせん断耐力を超過しており、超過割合は4%である。この部分は板厚12mmのケーシング管とラップ管の間の約2m区間である。ここで、耐力を超過する割合が最大の3Pの多柱基礎でも13%程度であること、一般に鋼管等の鋼材の材料強度は基準で定められている公称値を下回る製品が使用されることはなく、公称値よりも高い値の製品を使用していること、鋼管径7mに対する耐力不足区間長2mが短いこととせん断破壊が生じる場合は斜め方向に生じることからせん断亀裂は鋼管全体に及ばないことが考えられる。これらについてはより詳細な検討が必要であるが、上記の事項を総合的に

に判断して、この区間でせん断破壊が生じる恐れは少ないと判断している。またφ4mの柱はすべて鋼管を考慮したせん断耐力以内であった。

したがって、鋼管は当初の設計では、構造部材としていなかったが、多柱基礎構造は鋼管も考慮したせん断耐力としないと兵庫県南部地震クラスの直下型地震には耐えられないことが今回の解析で判明した。そのため、多柱基礎の維持管理を適切に行い、鋼管を健全な状態に保っていく必要があると判断される。

4. 耐震対策

多柱基礎ケーシング鋼管を長期的に保護するために防食工事を実施した。ここでは、防食工事に至るまでの検討の流れと防食工事の概要について紹介する。

4.1 腐食状況調査

多柱基礎鋼管には厳しい自然条件から基礎杭本体を保護する目的で施工当初に純アルミ溶射(膜厚180μm)が塗布されている。防食工法の検討に当たり事前に鋼管の腐食状況調査を実施した(表-4参照)。

写真-1に調査時点の腐食現況を、図-11にアルミ溶

表一5 肉厚減少量と年間腐食速度

Tab.5 Decreasing of thickness and corrosion rate

橋脚	調査杭	肉厚減少量 (mm)	①平均肉厚減少量 (mm)	年間腐食速度 (mm/年)①/21年
3P	4本	0.24~0.87	0.55	0.03
4P	4本	0.14~1.16	0.52	0.02

注) 年間腐食速度算定時の21年は、鋼管設置後から調査時(H12)までの経過年数を示す。

射の消失状況及び腐食状況(3P)を示す。

(1) 鋼管肉厚の減少量と年間腐食速度

平均肉厚減少量は約0.5mm、一部には0.5~2mmの孔食が見られ、その径は最大約40mm程度であった。また、年間腐食速度は0.03mm/年であった(表一5参照)。

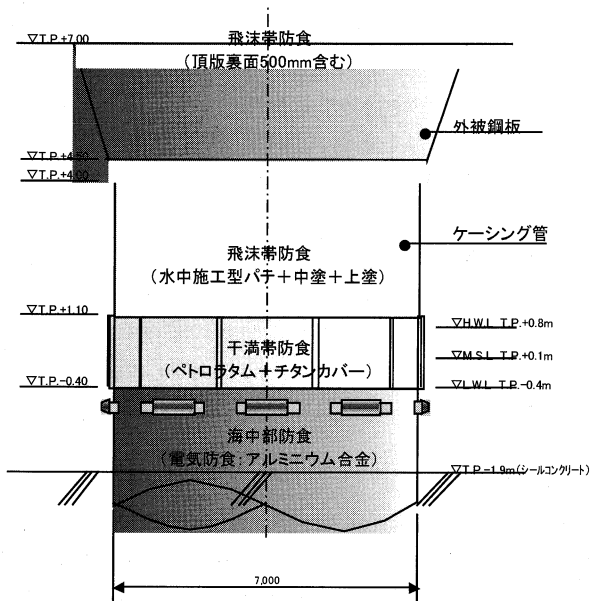
一方、「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル」(財沿岸開発技術研究センター(H9))で設定されている年間腐食速度を環境条件毎にまとめると、

- ①海中部(LWL以下)・・・潮流速に依存するが一般的には0.1~0.2mm/年
- ②干満帯(LWL~HWL)・・・0.1~0.3mm/年
- ③飛沫帯(HWL以上)・・・0.3mm/年

従って、多柱基礎鋼管の年間腐食速度は上記マニュアルの数値に比較して1/10程度となっている。これは、当初施工したアルミ溶射の防食効果が十分機能していたと考えられる。

(2) アルミ溶射の状況

- ①海中部・干満帯部(TP+0.5)及び飛沫帯部の継手部(TP+3~4)では既に消失し、鋼管の腐食が進行。
- ②①を除くその他の箇所は、ほぼ健全な状態。



図一12 多柱基礎の防食範囲

Fig.12 Application area of anti-corrosion

表一6 防食工法の分類

Tab.6 Anti-corrosion methods

区分	施工例
塗装	厚膜型ジンク+(エポキシ樹脂 or タールエポキシ樹脂)、ガラスフレック入り塗料、その他
有機ライニング	ポリエチレンライニング、ウレタンエラストマーライニング、超厚膜型ライニング、水中施工型ライニング、防食テープライニング、FRPライニング、ゴムライニング
ベトロラタムライニング	ベトロラタム+保護層(FRP、FRV、FRPP、PE、APC、チタン) FRP、FRV、FRE、FRPP; 強化プラスチック PE、APC; プラスチック
無機ライニング	モルタルライニング、金属ライニング(鋼板巻、耐食性金属ライニング、厚板クラッド鋼、金属溶射)、電着ライニング

4.2 防食工事完了時期の推定

防食工事完了時期とは、腐食が進展し設計上必要な肉厚に到達する時期を求め、それまでに防食を完了するという主旨で求めたものである。推定に用いた年間腐食速度は、アルミ溶射消失による速度増分、干満帯及び飛沫帯のマニュアル値等を総合的に勘案して0.3mm/年とした。また、設計上必要な肉厚は、鋼管に期待するせん断耐力から逆算して求めた。以下に算定式を示す。

①必要肉厚

$$t_{req} = t \times (P_{max} - P_s) / (P_s' - P_s) \leq t$$

ここに、 t_{req} ; 必要肉厚 (mm)

t ; 設計肉厚 (mm)

P_{max} ; 発生せん断力 (t)

P_s ; RC杭としてのせん断耐力 (t)

P_s' ; 鋼管を考慮したせん断耐力 (t)

②防食工事完了時期

$$\text{防食工事完了時期} = (t_{a,b} - t_{req}) / 0.3 + \text{調査年}$$

ここに、 $t_{a,b}$; 孔食の有無による現状の肉厚 (mm)

$$t_a = t - 2.5 \text{ (孔食+錆による平均腐食分)}$$

$$t_b = t - 0.5 \text{ (錆による平均腐食分)}$$

③防食工事完了時期の算出結果

上記により算出した結果をまとめると、φ7m杭についてはH18年までには完了する必要が生じた。

4.3 防食範囲(図一12参照)

防食範囲は、設計上必要な範囲及び腐食環境から次のとおり設定した。

- ①海中部(LWL(TP-0.4)以下)
- ②干満帯部(LWL~HWL TP-0.4~TP+1.1)
- ③飛沫帯部(HWL TP+1.1~TP+4.5)

4.4 防食範囲毎の防食工法の検討

4.3の各防食範囲に対して防食工法の検討を行った。

(1) 一般的な防食工法

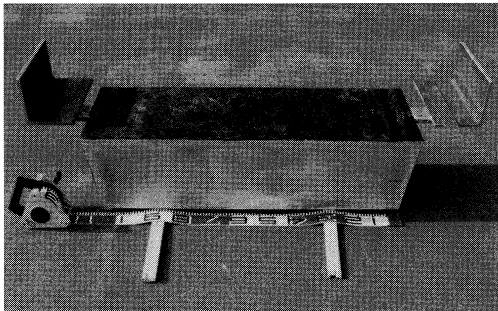
- ①海洋鋼構造物の防食工法は、イ) 電気防食工法ロ)

表一七 防食工法の比較検討結果

Tab.7 Comparison of anti-corrosion methods

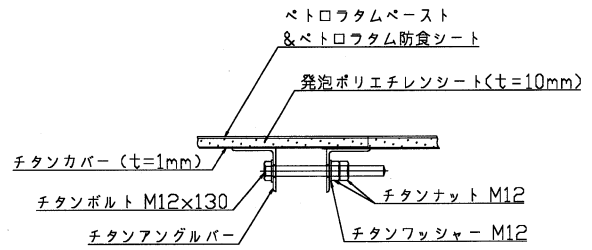
工 法	比較項目	適用部位	施工性					耐久性					経済性				総合評価
			足場	資材運搬	能率	環境汚染	評価	耐食性	耐候性	耐衝撃	耐摩耗	評価	耐用年数	初期	LCC	評価	
飛沫帯のみ 施工可能	ウレタンエラストマーライニング	飛沫帯	△	×	△	△	△	△	△	△	△	△	15	○	×	△	△
	ポリウレア樹脂ライニング	〃	△	×	△	△	△	△	△	△	△	△	15	○	×	△	△
	超厚膜型ライニング	〃	△	×	△	△	△	△	△	△	△	△	15	○	×	△	△
	常温金属溶射	〃	△	×	△	△	△	○	△	△	△	△	20	○	△	○	△ ¹⁾
飛沫帯・干満帯 に施工可能	水中施工型ライニング	飛沫帯	△	○	△	○	◎	△	○	○	○	○	15	○	△	◎	◎採用
		干満帯	△	△	×	△	△	△	△	△	△	△	-	-	-	×	×
	ベトロラタム+FRPカバー	干満帯	△	△	○	○	◎	○	○	×	○	○	15	○	×	△	△
	ベトロラタム+チタンカバー	〃	△	△	○	○	◎	○	○	○	○	◎	30~50	△	◎	◎	◎採用
	モルタルライニング	〃	×	×	×	×	×	○	○	○	○	◎	30	△	△	△	△

1) 大鳴門橋 2Pの施工実績より判断(錆発生)



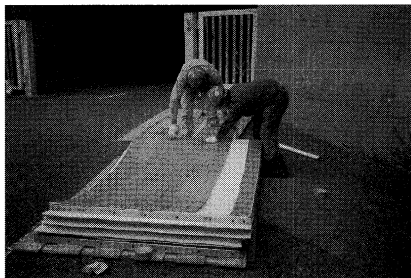
写真一2 アルミ合金陽極の外観

Photo.2 Aluminum alloy anode



図一13 一体成型板接合構造

Fig.13 Connection of laminated plate



写真一3 一体成型板加工状況

Photo.3 Manufacturing of laminated plate

塗覆装工法、の2つに分類される。海中部は、工費も比較的安価で一般的な「電気防食工法」が対象となる。干満帯及び飛沫帯においては「塗覆装工法」が対象となる。

②「塗覆装工法」は表一六の4工法に分類される。塗装と有機ライニングは膜厚1mmで区分され、ベト

ロラタムライニングは有機ライニングの1種であるが別分類とされている。

(2) 大鳴門橋における検討条件

港湾工事に代表される防食工事の施工実績は、湾内のように環境条件が比較的穏やかな場所で施工されているケースが大半を占めている。これに対して、大鳴門橋では、①急潮流による施工制限(施工時期や施工時間帯)、②施工性(複雑な潮流や浅瀬の存在等)の観点から施工法を検討する必要がある。

(3) 防食工法の検討及び選定

表一七に検討対象とした防食工法の比較検討結果を示す。検討結果をまとめると以下のとおりとなる。

① 干満帯及び飛沫帯に適用可能な工法

施工性では、水中施工型ライニング及びベトロラタム+チタンカバー工法が優れる。耐久性では、期待耐用年数の長さからベトロラタム+チタンカバー工法が優れ、次に水中施工型ライニングとなる。LCC評価では、期待耐用年数が長いベトロラタム+チタンカバー工法が優れる。この結果から、干満帯部には大鳴

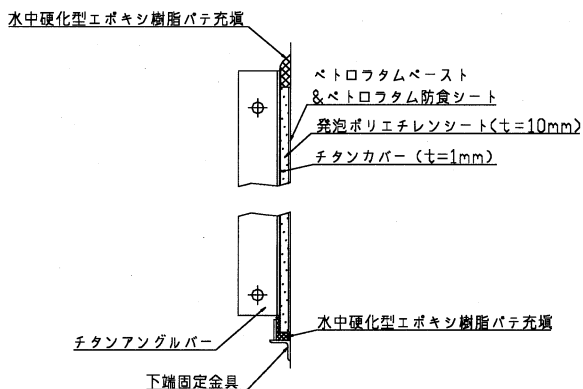


図-14 上下端部の詳細構造

Fig.14 Details of top and bottom edges

門橋で顕著な流木衝突や激しい潮流に対して安全確実な工法として「ペトロラタム+チタンカバー工法」を選定した。

チタンカバーの特性と用途を以下に示す。

- 1) 軽い・・・比重は4.51で鉄の約60%。軽量で施工性良。
- 2) 強い・・・強度は、鉄と同等。
- 3) 錆びない・・・耐食性が優れ、海水浸漬実験結果では腐食速度は 10^{-3} mm/年と鋼材に比べ非常に小さい。
- 4) 加工性が良い・・・鉄と同等の加工性を有する。溶接も問題なし。
- 5) チタンの用途・・・橋梁・港湾構造物等の防食、火力発電所の熱交換器、海水淡水化装置等多数。

② 飛沫帯に適用可能な工法

施工性、耐久性については、どの工法とも大差はない。しかし、いずれの工法においても防食する鋼板表面の素地調整の出来不出来がその工法の寿命を決定することとなる。基本的には、プラスト（1種ケレン）による素地調整が不可避である。LCCについては、亜鉛・アルミの擬合金溶射が優れているが、常時飛沫を受ける多柱基礎においては適用不可と判断せざるを得ない。この結果、干満帯・飛沫帯でも可能な工法として優れていた「水中施工型ライニング」を選定した。

4.5 防食工事の実施³⁾

φ7m 杭の防食工事は、①平成13年度 3P杭1本の海中部を対象とした「電気防食」試験工事、②平成14年度 残り3本の本工事、③平成15年度 4P杭1本の干満帯・飛沫帯を対象とした試験工事、④平成16年度 残り3本の本工事、という順序で実施した。

以下に、海中部の電気防食工事、干満帯・飛沫帯の防食工事について述べる

(1) 海中部（海底～T.P-0.4m）

防食工法は、①電気防食（流電陽極方式、外部電源方式）②電着工法の2種類が一般的に採用されている。

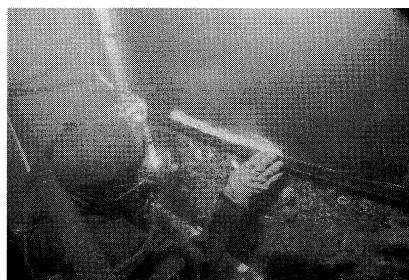


写真-5 下端部の施工状況

Photo.5 Work for bottom edge

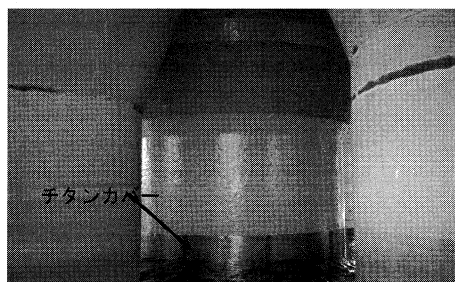


写真-6 チタンカバー設置状況

Photo.6 Setting of titanium cover

本橋で採用した電気防食（流電陽極方式）は、来島海峡大橋の鋼殻ケーソンや関西国際空港連絡橋及び東京湾アクアラインの鋼製橋脚で実績があり、杭形式には特に優れている。電着工法は、瀬戸大橋の鋼殻ケーソンで試験施工されている。

設計条件と仕様を以下に示す。

{設計条件}

防食電位；-780 mV 以下（海水塩化銀電極法）

耐用年数；50年

設計防食範囲；海底面～MLWL（T.P-0.15）

{使用陽極}

型 式；ALAT AH-5030

寸 法；300×295×1,070 mm

重 量；253 kg/個 φ7m×4本 合計52個

発生電流；3.0 A

(2) 干満帯部（T.P-0.4m～T.P+1.1m）

ペトロラタム+チタンカバー工法の構造概要をまとめると以下のとおりである。

①鋼管外周延長約22mに対し、チタンカバー2m/枚×10枚で対応した。

②チタンパネルの接続は、十分な締込力を与えるためチタンの長締めボルトを使用した。

③チタンパネルの取付けは、スタッドボルト付き帯鋼（SS400）を鋼管に溶接し各パネルの中央で固定した。

④チタンパネル上下の水仕舞いは、下端部は固定金具を取付けた後、上端部はパネル設置後に各々水中施工型エポキシ樹脂パテを充填し、気密化を図った。

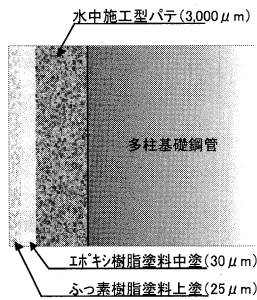


図-15 飛沫部のライニング仕様

Fig.15 Lining for splash zone

⑤スタッドボルト (SS 400) とチタンカバーの異種金属腐食に対しては、自己融着型絶縁テープを貼付け対応した。

1) 仕様

保護カバー；チタンカバー (t=1 mm)

保護層；発泡ポリエチレンシート (t=10 mm)

防食層；ペトロラタムシート+ペトロラタム防食ペースト

2) 施工

施工は、①下地処理 (3種ケレン) による付着物掻落とし②ボルト付帯鋼の鋼管への溶接③一体成型型チタンカバーの取付 (作業ヤードにて、チタンカバーの内面に発泡ポリエチレンシート、ペトロラタムテープ、ペトロラタムペーストを貼付) ④下端固定金具取付⑤上下端部シーリング (水中施工型エポキシ樹脂パテ)、の順で行った。

3) 施工における改善点等

現場作業は、潮流の転流時期 (潮流速 1ノット程度以下) の 1~2 時間を利用することになる。このため、現場作業を極力少なくする工夫を行った。

本現場における改善点を以下に述べる。

- ①チタンカバーを一体成型・設置することで工程を大幅に短縮可能とした (従来は、水中作業でペトロラタム等の塗布、チタンカバーの設置を行う)。
- ②太径鋼管 (φ7 m) でのチタンカバーの施工実績は無かった。防食を確実にするためにはカバーを十分締込む必要があり、今回はカバー同士の接続を長締めボルトで締込むことで問題を解決できた。併せて、鋼管及びチタンカバーの外周長の誤差も吸収できた。
- ③上下端部の水仕舞いの善し悪しが防食機能を低下させることになるが、現構造を採用することで確実な構造となった。

写真-6 にチタンカバーの設置状況を示す。

(3) 飛沫帯部 (T.P.+1.1 m~T.P.+4.5 m)

水中施工型ライニングは、瀬戸大橋鋼殻ケーソンでの試験施工や多々羅大橋での施工等を元にその仕様を決定した。主材料となるエポキシ樹脂パテは、3~4種ケレン程度の素地調整で十分な付着力を発揮することが特徴

である。

1) 仕様 (図-15 参照)

素地調整；ISO St 2 以上 (パワーツール)

第1層；水中施工型エポキシ樹脂パテ (3 mm 以上)

第2層；エポキシ樹脂塗料中塗 (30 μm)

第3層；ふっ素樹脂塗料上塗 (25 μm)

5. まとめ

5.1 耐震照査

- (1)大鳴門橋多柱基礎部のレベル 2 地震動に対する耐震性照査を行った。その結果 φ7 m 基礎の一部にせん断耐力を超過する部分がある。しかし基礎の諸条件を考慮すると、基礎全体としては耐震性を有していると判断できる。
- (2)耐震照査の結果、多柱基礎の鋼管を応力部材として考慮しなければレベル 2 地震時にせん断耐力が不足するため、多柱基礎の維持管理を適切に行い、鋼管を健全な状態に保っていく必要がある。

5.2 防食工事

(1) 防食工法の評価

多柱基礎の防食工法は、既往の実績、試験施工結果、現地条件、耐久性、施工性、工費 (LCC 含む) 等を総合的に勘案し決定した。耐久性の面からは、平成 15 年度実施の 4P チタンカバー等の防食は、昨年襲来 (施工完了後 1 年経過) した超大型台風による波浪や流木の衝突等の洗礼を受けたが、全く損傷は確認されなかった。

(2) 今後の維持管理手法

①海中部 (電気防食)

アルミ溶極の消耗量 (断面積減少) の把握 (5~10 年後) と防食電位の把握を行う。

②干満帯部 (ペトロラタム+チタンカバー)

保護材となるチタンカバーの劣化や損傷は外観目視で評価可能である。

しかし、本来の防食機能の役目を持つペトロラタムについては目視での確認が出来ない。このため、非破壊あるいは微破壊で内部状態を評価する手法について検討を進める予定である。

③飛沫帯部 (水中硬化型エポキシ樹脂パテ)

外観目視により、浮き・剥離等の変状を定期的に確認する。

参考文献

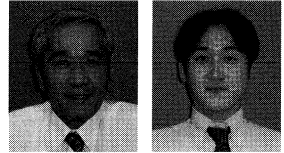
- 1) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説，昭和 52 年 3 月
- 2) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐震設計要領 (案)・同解説，昭和 63 年 3 月
- 3) 角：大鳴門橋における防食 (その 2) Structure Painting 2004 年 Vol.32

真空吸着車輪ゴンドラの開発

Development of Vacuum-Sucker Wheel Gondola

保 全 部 設 備 課 長 坂 本 光 重

Mitsushige Sakamoto



保 全 部 設 備 課 中 村 修

Osamu Nakamura

概 要

塩害環境下のコンクリート構造物の保全では、塩分浸入や中性化による内部鋼材の腐食防止対策が重要な課題になる。これらの保全作業は対象部位への接近が必要であり、現在は総枠組足場で施工されているが、設置期間と費用がかさみ、組立解体時には基部への進入が不可欠になる難点がある。総枠組足場を今後全ての構造物へ適用することは困難であり、安全・確実・短時間で安価な接近手段が求められている。そこで今回、真空吸着車輪ゴンドラによる接近手段を考案し、本装置の要諦である真空吸着車輪を開発した。

本文では、開発にあたっての技術課題とその解決方法、車輪の吸着力、連続吸着性等の実験結果と今後の課題を述べる。

It is one of the important subjects for the maintenance of concrete structures under salty condition to take preventive measures against the steel corrosion by salt damage or neutralization. For taking these maintenance works, normal scaffolding is usually used for approaching target members. However, it takes much cost and length of setting and removal. As it is impossible to apply this normal scaffolding to all structures continuously, therefore, the safety, reliable, short-term and cheap approach method is looking for. As a result, we contrived and developed this vacuum-sucker wheel gondola. This paper introduces the technical assignment and solution, test of sucker power and forward assignments.

1. はじめに

海浜部などの塩害環境下に構築されているコンクリート構造物の保全では、塩分浸入や中性化による内部鋼材の腐食防止対策が重要な課題になる。これらの保全作業は、点検調査、劣化防止、修復などであるが、いずれの作業も対象部位への接近が必要になる。しかし、現在実施されている点検調査では管理路や脚立などにより接近可能なごく僅かな範囲に限定されている。また、表面塗

装などの劣化防止作業は総枠組足場で施工されているため、組立解体時には基部への進入が不可欠で設置期間と費用がかさむ難点があり、全ての構造物へ適用することは困難なため、コンクリート壁面への安全・確実・短時間で安価な接近手段が求められている。

よって、図-1に示すような真空吸着機構を備えた車輪とゴンドラを組み合わせる壁面に接近する真空吸着車輪ゴンドラを考案した。本装置の要諦はコンクリート壁面への吸着機構にあり、今回開発した真空吸着車輪を実験し、実用化に明るい見通しを得た。

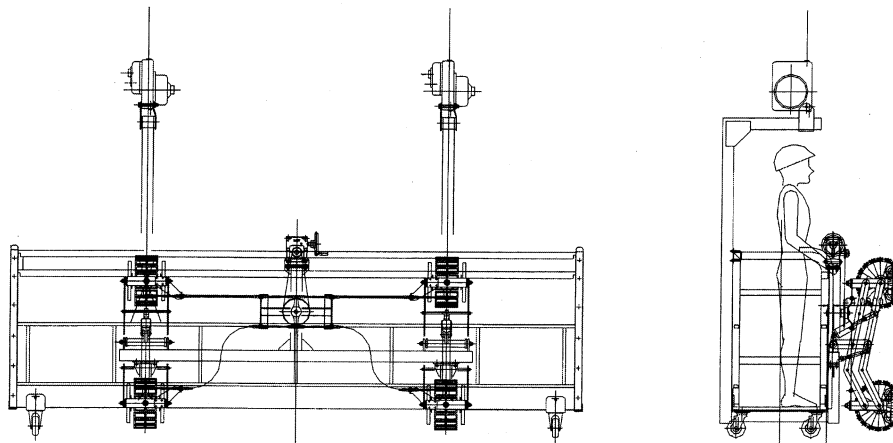


図-1 真空吸着車輪ゴンドラ

Fig.1 Vacuum-Sucker Wheel Gondola

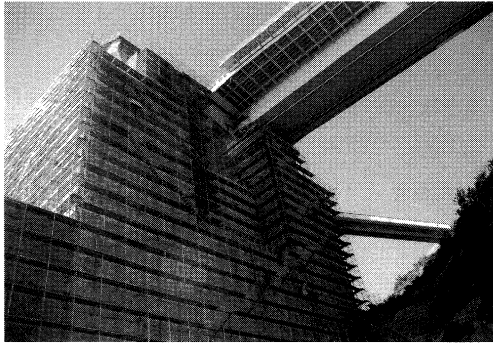


写真-1 大鳴門橋アンカーレイジの総枠組足場
Photo.1 Normal scaffolding of Ohnaruto Bridge

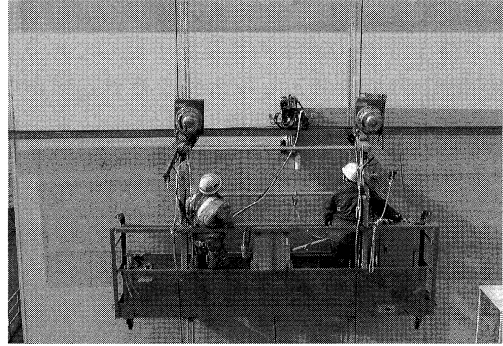


写真-2 磁石車輪 Gondola
Photo.2 Magnetic wheel gondola

本文では、開発にあたっての技術課題とその解決方法、車輪の吸着力、連続吸着性などの実験結果と今後の課題を述べる。

2. 壁面への接近方法

2.1 既往接近方法の課題

既往のコンクリート壁面への接近方法には、枠組足場や高所作業車があり、大鳴門橋アンカーレイジでは平成11~12年度に全壁面に枠組足場を構築し、表面塗装を施工している。(写真-1)

しかし、これらには次の課題があり、全ての構造物へ適用することは困難である。

- ① 枠組足場は期間と費用がかさみ、比較的小規模な大鳴門橋1A(高さ:35m)でも組立解体に122日(NET)、足場費に19,000千円を要している。
- ② 一般に流通している高所作業車の揚程は40m程度であり、適用可能箇所が大幅に限定される。
- ③ いずれも資材搬入、組立・解体、設置などで基部への進入が不可欠であり、岩礁地帯に位置する門崎高架橋や海上に位置する備讃瀬戸大橋4A及び7A、来島海峡大橋4Aなどでは施工が非常に困難になる。

基部への進入と接近高さに左右されず、設置期間を要しない接近方法としては、ビル壁面などで多用されている Gondola があるが、Gondola は次の難点があり採用にはこれらの解決が必要になる。

- ① 風によって揺れる。
- ② 作業反力の確保が困難
- ③ 安定した広範囲の横方向への移動が困難
- ④ 稼働率や安全性が低下する

2.2 吸着機構を有した Gondola による効果

一方、主塔などの鋼製壁面への接近には、先に開発した通常の Gondola に磁力吸着機構を付与した磁石車輪 Gondola を使用している。(写真-2、写真-3) この Gondola で施工した例に大鳴門橋の主塔塗替試験施工があり、次のように報告されている。

① 耐風安定性、作業反力

磁石車輪で壁面に連続吸着するため、作業風速は、作

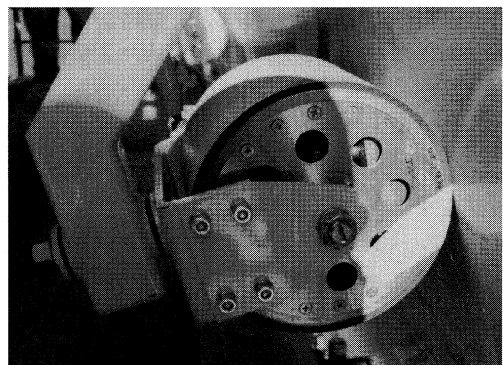


写真-3 磁石車輪
Photo.3 Magnetic wheel

業員の安全性と塗装の施工品質保持上限界であった5~6m/sが13m/sまで可能になり、作業反力も確保できる。

② 広範囲の移動

磁石車輪とステアリング機構により任意の位置に安定した移動が可能になった。

③ 稼働率、安全性

試験施工の報告によると、連続吸着で風に左右されないため安全性が向上し、大鳴門橋の通年気象条件による稼働率は、従来の50%から80%に向上する。

また、因島大橋主塔塗替試験工事で実証したように、磁石車輪 Gondola では作業反力が確保でき、足場も安定するため、素地調整と塗替塗装の機械化が可能になり、自動塗装(ケレン)装置を採用した。

すなわち、Gondola の難点は鋼製壁面に吸着する磁石車輪 Gondola を採用することで全て解消されたことから、コンクリートのような非磁性体壁面でも吸着可能な真空吸着機構を備えることにより、壁面に安全・確実・短時間で安価な接近が実現できる。

2.3 施工コストの検証

枠組足場による施工と真空吸着機構を有する Gondola を使用する場合の接近コスト比較を、磁石車輪 Gondola の開発費用を基に50m立方のアンカーレイジ全面への接近対策費として試算した。その結果、表-1に示すように、Gondola を5台投入しても枠組足場に比べて約25,000千円安価となり、本四架橋全体では約4億円の

経済効果がある。また、全体の開発費用は設計から実橋実験まで踏まえ 25,000 千円程度を予定しており、効果／費用 (B/C) は 15 倍となり大きな投資効果が期待できる。

以上から、コンクリートなどの非磁性壁面でも吸着可能な真空吸着機構を有したゴンドラの開発を進めることにし、まず本機械の要諦となる真空吸着機構の開発に着手した。

3. 吸着機構

3.1 既往吸着技術

非磁性壁面への既往吸着技術としては、ビルの外装点検等を目的に真空吸着移動体が考案され実施工に供されている。しかしゴンドラとの組み合わせでは、①機構が煩雑、②装置が大型化、③移動速度や移動範囲が限定される、④積載を目的としていない等の難点があり既往の技術を採用することは不可能である。したがって、機構が簡素・コンパクトで、容易に広範囲の移動が可能となる車輪形状の真空吸着機構 (図-2) を開発する。

3.2 ゴンドラの必要性能

吸着機構を有したゴンドラに必要な性能は、コンクリート壁面に常時吸着し、高速移動、重量物積載、広い作業エリア、高い安全性を実現することにある。

また、瀬戸大橋のアンカーレイジ壁面には、航行船舶のレーダー偽像対策として 5° の反射角 (最大段差高 252 mm) を持たせたテクスチャーを配している。(図-3) これらを踏まえ必要性能を整理して表-2 に示す。

4. 真空吸着車輪の技術課題

4.1 技術課題

必要性能のうち真空吸着車輪に関する技術課題は次のようになる。

(1) 凹凸面への密着性確保

コンクリート壁面には目地や型枠跡による凹凸面が生じており、凹凸面の密着性を確保するためには、吸着パッドの柔軟さが必要になる。一般に流通している吸着パッドは硬質ゴム製であり、凹凸面に対する密着性は劣る。また端部が薄く比較的柔軟性を有する円形パッドでも、車輪の回転によりパッド端部に巻き込みを生じるため真空が破壊される。このため、凹凸面へ確実に密着するパッドが必要になる。

(2) 吸着パッドへの吸気機構

回転体を真空吸着させるため、全パッドからエアを吸い込むと、壁面に接触していないパッドからもエアを吸い込むため真空が形成されない。また、各パッドへの吸気配管にバルブ等を組み込むと真空形成は可能になるが、機器構成やバルブの開閉制御が煩雑になり現実的ではない。このため、簡素な機構で常に壁面方向のみに真空が

表-1 接近コスト比較

Tab.1 Approach cost

項目	枠組足場 全面設置	真空吸着車輪 ゴンドラ 5 台
損料	12,800千円	18,000千円
組立・解体費	38,500千円	-
吊元費(4面)	-	8,000千円
合計	51,300千円	26,000千円
1 m ² 当たり	5,130円	2,600円

※ 対象物：50 m 立方のアンカーレイジ壁面
(4面合計 10,000 m²)
対象作業：劣化調査、塗装 (共に人力作業)
作業期間：6ヶ月

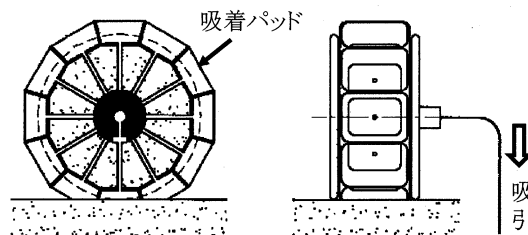


図-2 車輪形状の真空吸着機構構想図

Fig.2 Vacuum-Sucker mechanism concept of wheel form

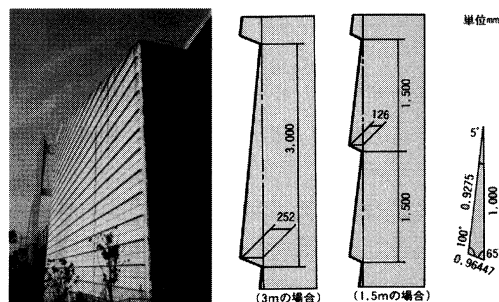


図-3 瀬戸大橋アンカーレイジのテクスチャー

Fig.3 Texture of Seto-Ohashi anchorage

表-2 必要性能

Tab.2 Necessary Performance

項目	必要性能
高速移動	昇降速度 7.2 m/min
重量物搭載	積載質量 300 kg 以上
広い作業エリア	50 m × 50 m で安定した移動
高い安全性	耐風速 16 m/s で揺れないこと
段差走行性	高さ 252 mm のテクスチャー乗越
所用吸着力	1 輪当たり 490 N (50 kgf) で連続吸着
横抵抗力	1 輪当たり 245 N (25 kgf)

形成できる吸気機構が必要である。

(3) 真空発生機構の選択

高所での広範囲な移動を要するため、真空を発生させる機構は吸着車輪近傍、すなわちゴンドラ上に搭載しなければ、施工能率が低下する。また、メンテナンス上

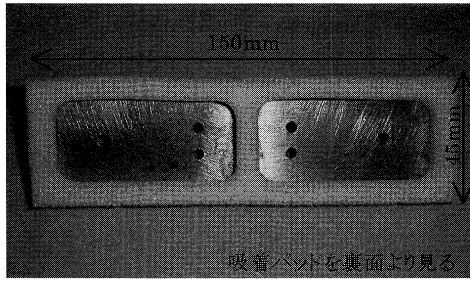


写真-4 吸着パッド
Photo.4 Sucker pad

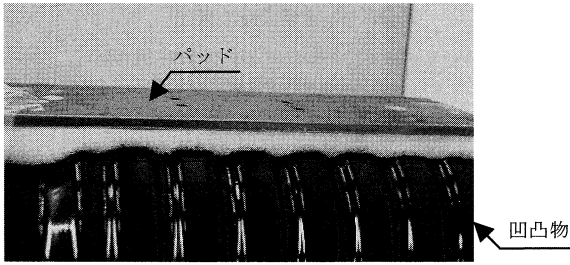


写真-5 吸着パッドの凹凸吸収状況
Photo.5 Working of sucker pad

では、特殊品ではなく小型軽量で汎用性のある機構が必要である。

4.2 技術課題の対策

(1) 密着性が確保できる吸着パッド

銅板に柔軟性に富むスポンジゴムを貼り合わせた吸着パッド(写真-4)を製作し、凹凸面の密着性を確保した。このパッドを使用することにより、写真-5のように複雑な凹凸面でも確実に密着させることが出来る。

(2) 吸気機構

車輪の回転中心にディストリビュータハブを組み込み、壁面に接しているパッドのみを吸気する簡素な機構で解決した。これにより図-4のように壁面に接している3パッドのみに常に真空が形成される。

(3) 真空発生機構

真空発生機構には、真空ポンプ方式とエジェクター(図-5)を使用して正圧を負圧に変換するコンプレッサー方式があるが、コンプレッサーは市場に多く出回っており汎用性に優れ、不具合時の代替品も容易に確保できるためコンプレッサー方式を採用した。今回使用したのはベビーコンプレッサーで、小型軽量のため人力で可搬でき、エジェクター寸法もマッチ箱程度のためゴンドラ上へ容易に搭載できる。

5. 室内実験

前述の検討結果を基に車輪を試作し室内実験を実施した。

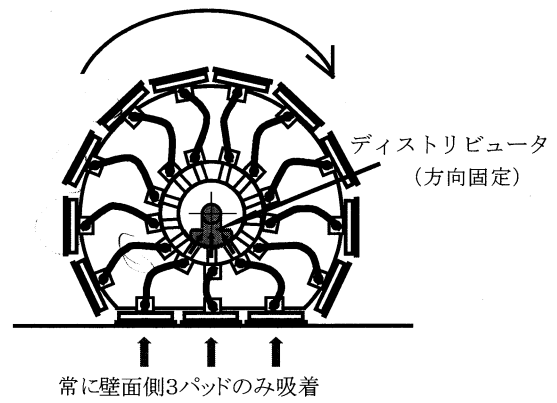


図-4 ディストリビュータハブ
Fig.4 Distributor hub

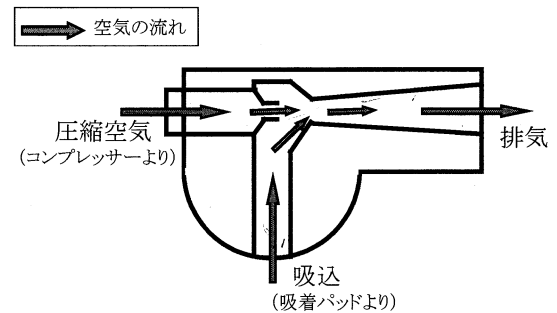


図-5 エジェクターの真空発生原理
Fig.5 Vacuum generating principle of ejector

5.1 実験確認項目

実験の主な確認項目は、①真空吸着力として得られる車輪の吸着力、②耐風安定性を検証するための車輪の横抵抗力、③車輪の回転による連続吸着性、④テクスチャーの乗越性能である。

5.2 実験装置

実験装置の構成を図-6に示す。また、実験での走行面は、目地を切ったコンクリート平面と実寸でテクスチャーを2段配した模擬壁面を使用し、懸架装置と車輪は、実際のゴンドラに装着した条件になるようカウンターウェイトを載せ、装置スケールに合わせて重量配分した。(写真-6、写真-7)

5.3 実験結果

(1) 真空吸着力

真空吸着力は、壁面に吸着させた車輪を後方に引っ張り、車輪が離壁するときの最大引き剥がし力を測定した。実験時の代表的な測定データを図-7に示す。

吸着開始から約-70 kpaで所要の真空度に到達し、引き剥がし開始から約588 N (60 kgf)で壁面から剥がれ真空圧も大気圧に戻る。この引き剥がし力=吸着力となり、測定結果からは、最大585 N (59.7 kgf)、最小516 N (52.7 kgf)のデータが得られた。

これより、1車輪当たりの吸着力を490 N (50 kgf)としても、4車輪では1960 N (200 kgf)の吸着が可能で、必要性能は十分に得られることを確認した。

(2) 横抵抗力

横抵抗力は、吸着させた車輪の軸を軸方向に引っ張り、車輪がずれる、もしくは剥がれる時の最大引っ張り力を測定した。実験時の代表的な測定データを図-8に示す。

最大引っ張り力=車輪の横抵抗力となり、測定結果から、最大272 N (27.8 kgf)、最小214 N (21.9 kgf)のデータを得た。今回は1車輪で引っ張ったため、本来の4輪での安定した横抵抗力より低い値が出ていると考えられるが、1車輪当たりの横抵抗力を平均値の245 N (25 kgf)としても、4車輪では980 N (100 kgf)以上が十分に得られ、必要性能を満足した。この横抵抗力を風速に換算すると16.7 m/sに相当し、ゴンドラ作業中止風速の10 m/sからみても耐風安定性は十分にあるといえる。

(3) 連続吸着性

連続吸着性は、壁面に吸着した車輪を一定速度で昇降させて、連続したパッド3個に圧力計を取り付け、パッドの真空度で連続吸着性能を確認した。実験時の一般的な測定データを図-9に示す。

パッド3個が重なりあっていることから、同時に3パッドが吸着し、また、真空度と間隔は車輪の回転に合わせて等間隔で吸着し、1回転後も同様に保たれている。これより、吸着の切替は等間隔で円滑に行われており、良好な連続吸着性が確認できた。

(4) テクスチャー乗越性能

テクスチャーの乗り越しは、図-10に示すように上昇時は、車輪がテクスチャー下部に接近すると、①上車輪をゴンドラ側に引き込み、段差を乗り越す。②上車輪が吸着後、下車輪を引き込む。③段差を乗り越したら再度吸着する。この動作を繰り返し上昇する(下降時は逆)。

実験では、上昇下降とも昇降中に停止することなく、円滑な乗り越し動作を確認した。

以上の実験結果から、各項目とも良好な結果が得られ、また、①吸着機構は円滑に作動する、②吸着力、横抵抗

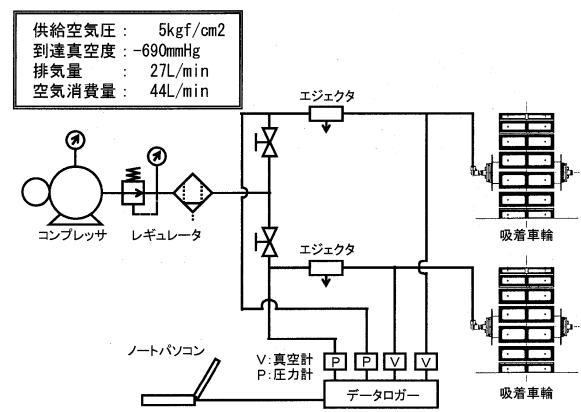


図-6 実験装置の構成

Fig.6 Construction of experiment device

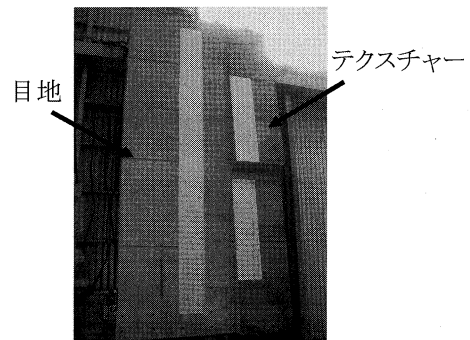


写真-6 模擬壁面

Photo.6 Model wall

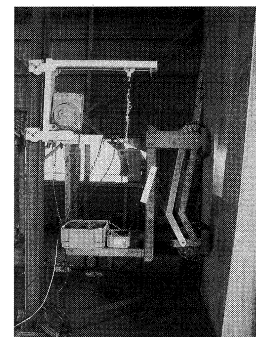


写真-7 装置状況

Photo.7 Device

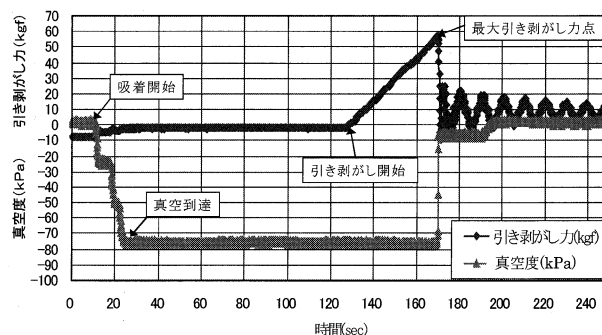


図-7 真空吸着力

Fig.7 Vacuum sucker force

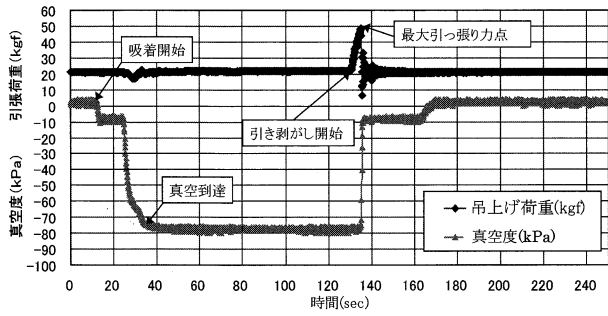


図-8 横抵抗力

Fig.8 Sideslip resistance force

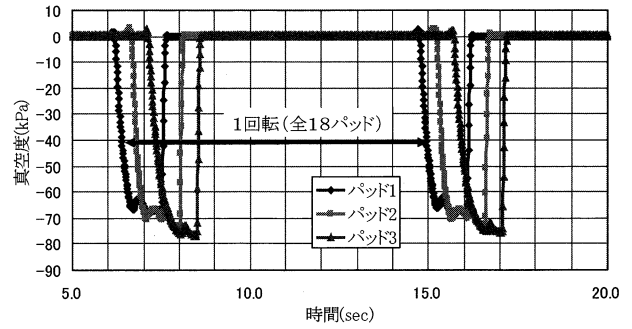


図-9 連続吸着性

Fig.9 Capability for continuous sucker

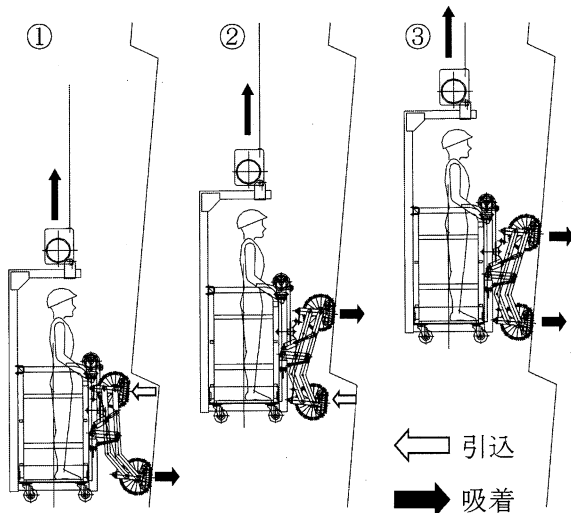
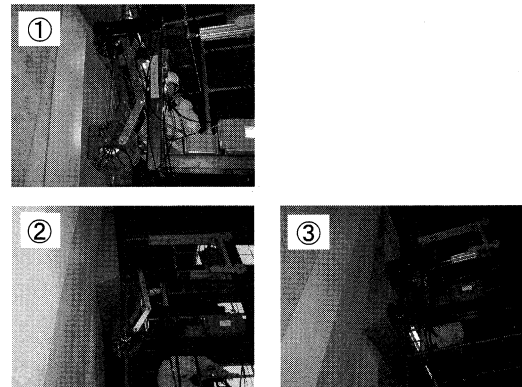


図-10 テクスチャー乗り越し手順

Fig.10 Procedure of getting over texture



力とも実用上の耐力が十分に得られる、③吸着力、不陸追従性、安定性などの吸着性能はパッドの形状、硬度が重要であるとの知見を得た。

6. 今後の課題

今回の実験により真空吸着車輪単独の機能は確認できたが、実用化にはゴンドラへの装着が不可欠である。実作業へ使用するまでの課題としては、①吸着安定性のさらなる向上、②実際のアンカーレイジ等での使い勝手の検証、③吸着パッドの耐久性の検証などが挙げられる。

これらの課題を解決するためには、今後予定されている保全作業に供して使い勝手などを確認するのが最も早道になる。さらに、今まで必要でありながら設備の不足

から制約されていたコンクリート品質（塩分含有量、中性化深さ等）のデータ不足も一挙に解消される。

したがって、今後はゴンドラに真空吸着車輪を装着し、実橋での機能確認やコンクリート品質のデータ収集などを計画している。

7. まとめ

当公団には海浜部に数多くの大規模コンクリート構造物があり、本開発により点検や劣化防止作業など保全作業の機動性、安全性、保全コストが飛躍的に向上されるものと期待できる。今後は計画している実橋実験で課題を検証し、よりよい設備にしていく所存である。

平成 16 年台風災害報告

Report on the Typhoon Disaster in 2004

第一管理局 道路維持課課長 川田 政史

Masafumi Kawada

第一管理局 道路維持課代理 山本 和弘

Kazuhiro Yamamoto

第一管理局 道路維持課課員 杉本 祐一

Yuichi Sugimoto

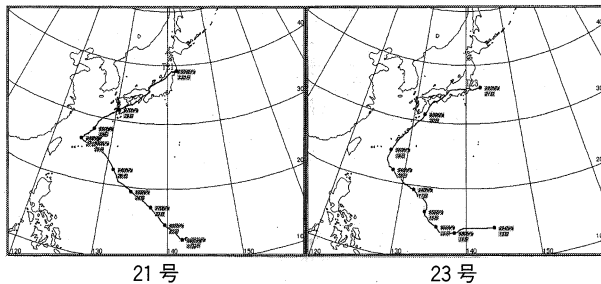


はじめに

平成 16 年には台風の本土上陸 10 回、海外や新潟での地震災害など多くの自然災害が発生した。本州四国連絡道路においても台風による多大な被害が発生し、現在、応急復旧の完了とともに本格復旧の取り組みを行っているところである。16 年の台風被害としては 4 個の台風災害で、2 個は風台風、2 個は雨台風である。本報告は、主に台風 23 号の豪雨による土石流災害による被害状況を報告するものである。台風 23 号では、淡路地域のみならず各地を縦断し至るところで被災が発生しており、河川氾濫、浸水、土石流、等により人命や家財等被害を受けられた多くの方々の一日も早い復興を願うところである。

1. 台風の発生と淡路の気象

1) 台風 21 号及び 23 号は、太平洋沿岸部を始め淡路地域にも局所的な大雨をもたらした。台風の通過経路を見てもわかるように 2 個とも淡路島を通過する経路をた



21 号

23 号

どっている。大雨をもたらした大きな要因は台風とともに前線があったため、四国山脈を越え淡路地域にも大雨をもたらしたものと推察される。

2) 淡路地域は年間を通じて気候が温暖な地域で、三原平野での 4 毛作を始め農業、漁業の盛んな地域であるとともに、降雨については年間を通じて少ない地域である。年間の降雨量としては、一宮町郡家観測所の最近 10 年間データでは 585 mm~1331 mm、平均 1034 mm となり、雨の多い地域からすると半分以下で、今回の 2 個の台風で淡路地域の降雨としては 1 年間の半分以上が降ったこととなる。

3) 淡路地域は過去にこれほどの大規模な集中豪雨を受けたことは希であり、台風 21 号により保水され、弛んだ山に台風 23 号でさらなる集中豪雨を受け大きな被災を受けたと推察する。

また、気象観測データは洲本 IC 及び鳴見川（北淡町）のものであり、土石流の発生した室津 PA 付近約 3 km の範囲においては、特にこの区間に観測データ以上の集中豪雨があったことも考えられる。

2. 台風災害の発生状況

1) 神戸淡路鳴門道での淡路地域の台風 23 号による大きな被災は、淡路島西側に位置する北淡町、一宮町域の室津 PA より終点側約 3 km の範囲に集中的に発生した。台風 21 号、23 号による被災箇所数としては、神戸市 11 箇所、淡路町 15 箇所、東浦町 19 箇所、北淡町 61 箇所、一宮町 36 箇所、津名町 18 箇所、洲本市 13 箇所、南あわじ市 11 所の 184 箇所である。

被災の多くは切土、盛土道路法面の表層すべりではあ

台風	被災日	状況	雨量	場所
21 号	16. 9. 29	雨台風	最大連続雨量 257 mm、最大時間雨量 106 mm	鳴見川(北淡町)
23 号	16. 10. 20	雨台風	最大連続雨量 385 mm、最大時間雨量 80 mm	洲本(洲本市)

図-1 台風経路図

Fig.1 Route chart of the typhoon No.21

るが、特に北淡町、一宮町においては各沢筋からの土石流として甚大な被害をもたらすとともに、一部側道等からの雨水流入により本線の道路災害が発生した。

2) 土石流被害状況

北淡町、一宮町域における神戸淡路鳴門自動車道への土石流被災としては、9 沢筋より直接道路へ流れ込む被害が最も大きかったが、その他に高架下を流下した沢筋、山側溜池があったため直接道路被災に至らなかった沢筋などが多々あった。すなわち、この区域約 3 km に渡る各沢筋のほとんどが土石流として流下し甚大な被害の発生となった。

特に、室津 PA においては、3 沢筋から一気に土石流が流れ込み、一般車両 17 台を閉じこめるとともに、維持作業車両も被災を受け、維持作業ハウスは土石流により約 40 m 程度流下し全壊した。

側道においても一般車両が土石流からの流木による被災もあったが人命への影響はなかった。また、特に室津

PA 南側の④沢筋においては、本線を横過し海岸淵まで流れるとともに一部、民家へも被災を及ぼした。

3. 土石流の性状

(1) 土石流の発生状況

道路へ直接甚大な被害をもたらした土石流は、9 沢筋に上る。転石、土砂、流木により室津 PA 付近で約 18,000 m³ 程度と推察される。被害を受けた道路構造物としては、ガードレール、立入防止柵、舗装、植栽等多岐に渡る。幸いにも人的被害がなかったことが救いである。

(2) 土石流の規模、危険度判定

土石流の規模、危険度判定は表-1 のとおりである。

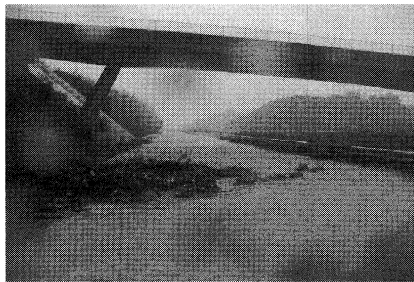


写真-1 側道から本線への流入状況

Photo.1 Sediment and flood from service road to main road



写真-2 側道からの流入状況

Photo.2 Mud flow from service road



写真-3 土石流による室津 PA への堆積状況

Photo.3 Accumulated soil and rocks by the debris flow in Murotsu P.A.

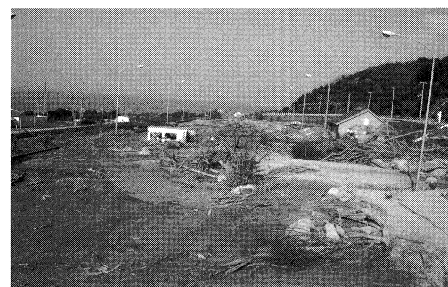
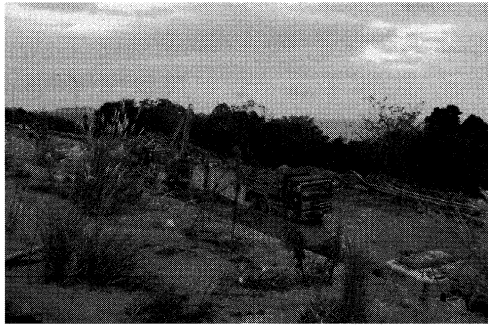


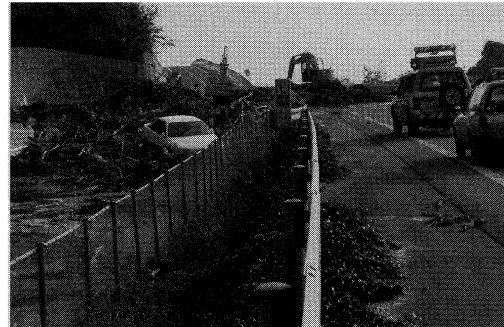
写真-4 土石流による本線への堆積状況

Photo.4 Accumulated soil and rocks by the debris flow in the main road



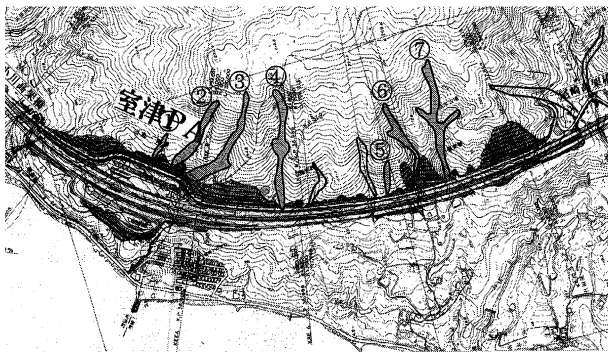
写真一五 本線を横断した土石流の復旧状況

Photo.5 Recovery work for debris flow on the main road



写真一六 本線及び側道への堆積状況

Photo.6 Accumulated soil and rocks on the main and service roads



写真一七 室津PAより終点側に発生した土石流沢筋（影響のあった沢筋は9沢であるが、PA近くの7沢まで表示）

Photo.7 Areas of debris flows around the Murotsu P.A.

表一 土石流の規模と危険度判定

Tab.1 Scales and danger rank judgment of the debris flows

沢筋 No	長さ	幅	勾配	危険度判定
①	95 m	5~15 m	15~45°	A
②	220 m	10~15 m	15~45°	A
③	250 m	10~25 m	10~45°	A
④	300 m	5~25 m	15~45°	A+
⑤	85 m	5~10 m	20~45°	A+
⑥	210 m	5~20 m	15~45°	A
⑦	320 m	10~25 m	10~45°	B
⑧	100 m	5~10 m	10~45°	A+
⑨	150 m	10~20 m	10~45°	A+

危険度判定ランクは、A+：危険度は高い、土石流が発生する可能性は非常に大きい。

A：危険度は高い、土石流が発生する可能性は大きい。

B：前者と比べ相対的な可能性は低い土石流が再発生する可能性はある。

(3) 沢筋の状況

土石流の発生した各沢筋の延長、高さ、勾配等はそれぞれ違いはあるが、④沢を例にとると、下流部付近には沢の底が花崗岩の露出があるが、中～上流部間には厚さ2~3mの土砂が残留堆積している。沢は急勾配（下流15°、中流20~30°、上流40~45°）で、流水状況が確認され堆積土砂は不安定状態にあると判断される。また、

沢の頭部や両側壁は崩壊しており、新たに崩壊及び土砂の供給が発生する可能性は大きいと考えられる。なお、堆積している土砂の中には、径50cmから2m前後の転石が不安定状態で多く分布している状態にある。

対策緊急度としては、残留堆積土砂は不安定状態で、土石流防止設備・対策もなく、沢出口の直下は一般道路及び神戸淡路鳴門道本線であることから、土石流が再発生した場合には直接道路に一気に到達することが想定されるので、より早期に土石流対策の実施が必要となる。

土石流沢筋の最上流域は、急峻な地形部より全ての沢で発生している。また、写真のとおり崩壊土砂が堆積しているとともに、周辺地山には亀裂が見られる。

これらの崩壊危険要素が見られるので、次期出水時には（今年の梅雨）大きく崩壊の危険性がある。

対策は、沢筋の土留め工、法面の安定工、亀裂安定対策工など多くの補強を必要としている。

(4) 発生要因

1) 北淡町、一宮町域における土石流の発生要因については以下が考えられる。（関西大学西田教授（元津名以北ルートのり面安定工の検討委員会 委員長）による考察を示す。）

①土石流の谷頭（山地崩壊）を連ねると標高200m~225m程度に並んでいることが特徴である。土石流の始点の崩壊は、山地の傾斜が緩から急に遷急線の位置にあたると思われる。

②遷急線の位置は、花崗岩の風化層（まさ土）が侵食を受けつつある部分で、その背後には風化層が厚く分布する可能性がある。

この風化層は山地が隆起する前の平坦な時期の風化層で山地頂上に広く分布する。

③したがって、この風化層の崩壊は土量も多くまた、崩壊が続いて起こる可能性がある。

4. 今後の対応等

(1) 災害の復旧

① 応急対策

神戸淡路鳴門道は、本州と四国を連絡する代替性の

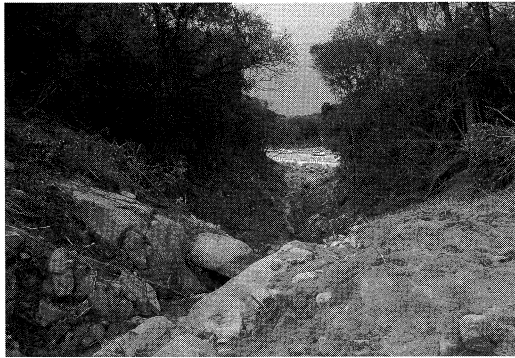


写真-8 上流域より道路側を撮影

Photo.8 A shot from the upstream side to the road side

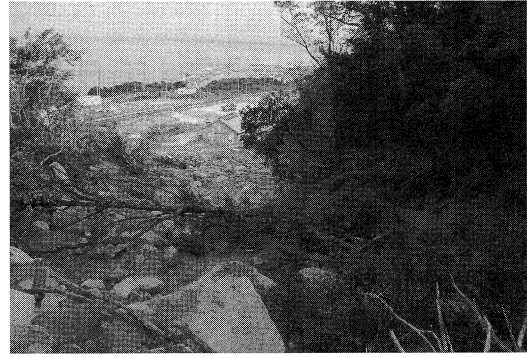


写真-9 上流域よりPAを撮影

Photo.9 A shot from the upstream side to the parking area

ない唯一の道路である。また、淡路島内においては国道28号とあわせて重要な幹線道路であり、徳島県、兵庫県の緊急輸送路として指定もされており、被災後、道路機能を速やかに確保するための対策を実施した。

異常降雨による通行止めの開始をして間もなく土砂崩壊等の災害が発生した。これを受け、応急復旧の実施を行い、57時間に及ぶ通行止めを余儀なくされたが、この間、自衛隊の洲本市への緊急輸送路の確保を図るとともに、室津PAを仮土砂置き場として運用し、早期の開放を図ることが出来た。

②本復旧

北淡町、一宮町をはじめとして、各地域において法面表層すべり、洗掘、崩壊、構造物の損傷が発生しており、これらの被災については再度の発生を予防するために、梅雨時期を目標として早期の対策実施を目指している。

(2) 降雨による暫定基準による当面の交通安全確保

北淡町、一宮町域における土石流沢筋等の保全対策の完了までの間については、北淡IC～津名一宮IC間を降雨について暫定基準により交通の安全確保を行うこととした。

表-2 降雨による通行基準値(暫定)

Tab.2 Traffic control standards for rainfall (Tentative)

制限基準	事象	現行基準	暫定基準
通行禁止	連続雨量	概ね 250 mm 以上	概ね 100 mm 以上
	時間雨量	概ね 40 mm 以上	概ね 20 mm 以上
速度制限	連続雨量	概ね 200 mm 以上	概ね 50 mm 以上
	時間雨量	概ね 20 mm 以上	概ね 10 mm 以上

今後については、復旧状況を見計らいながら、順次暫定基準の見直しを進めていくこととしている。

(3) 土石流沢筋等の復旧

土石流は山側上流域からであり沢筋の復旧については、道路に直接被害のあった9沢筋のうち、7沢筋については緊急治山事業として兵庫県より国へ申請を行っている。また、2沢筋については今後事業実施へ向けて関係機関との調整を進めていきたい。

また、一部の表層すべり法面については、各担当町域のご協力を頂き復旧を目指す必要がある。

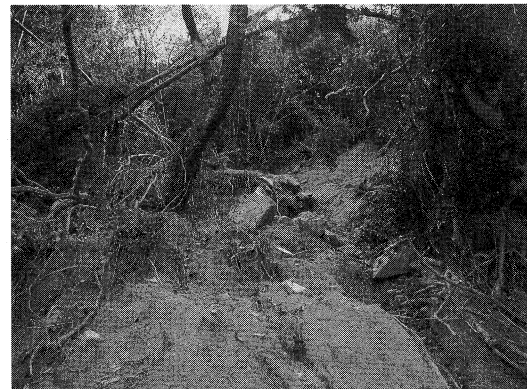


写真-10 土石流最上流部

Photo.10 The uppermost point of the debris flow

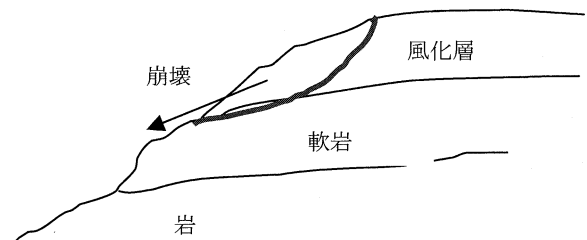


図-2 崩壊模式図

Fig.2 A Pattern diagram of the landslide

終わりに

平成16年の台風は、史上まれにみる上陸となった。特に台風21号、23号は淡路島を縦断するように駆け抜け、甚大な被害をもたらした。神戸淡路鳴門道における通行規制や通行止めも例年を遙かにしのいでいる。この異常な災害の発生を目にして、日常の道路管理、周辺地域や構造物の変状をどのように把握・評価するか、また、異常気象時等における管理の難しさがあらためて教訓となった。この教訓を生かして大規模災害にも強力的確な道路管理が必要である。

最後に、本災害の迅速な対応を実施していただいた関係会社の方々に感謝申し上げますとともに、元津名以北法面検討委員会委員長の関西大学西田先生のご指導に感謝する次第である。

海外報告(エチオピア／新青ナイル橋計画)

Overseas Report (Ethiopia / New Blue Nile River Bridge)

企画業務部 企画課長代理 林 昌弘
(前 JICA エチオピア 長期 専門家)

林 昌弘
Masahiro Hayashi



1. はじめに

ナイル川は総延長 6,850 km、流域面積 300 万 km²、流域関係国が 10 カ国・1.6 億人に達する世界最大級の国際河川である(図-1)。主たる支流として、エチオピアに水源を持つ青ナイル川と、タンザニア・ケニア・ウガンダに囲まれたビクトリア湖から流れる白ナイル川があり、両者はスーダンの首都ハルツーム付近で合流する。このうち、エチオピアから流れ出る青ナイル川が総流量の 85% を占めている。

ここでは、エチオピア国内を流れる青ナイル川(現地名: Abay River: アバイ川)に計画されている新青ナイル橋の計画について述べる。

2. 現況

青ナイル川はエチオピアの北西部に位置する同国最大の湖であるタナ湖を水源とし、北西部の峡谷を時計回りにぐるりと流れた後、隣接するスーダンへと流下するエチオピア第一の大河である。首都アジスアベバからゴンドールを結ぶ北西部幹線(A3、図-2)に沿い、テフ(イネ科の主要作物)畑が広がる丘陵地帯を幾度もアップダウンを繰り返しながら走ると、首都から 185 km、標高 2,460 m のゴハチオンの町に到着する。ここから峡谷地帯に差しかかり、標高差 1400 m の 20 km 区間を一気に駆け下ると青ナイル川畔である。この地点には 1948 年にイタリアが建設した古いコンクリートアーチ橋(橋梁名: アバイ橋、写真-1)が架かっている。残念ながら建設時の資料は架設時の状況を伝える写真 1 枚しか現存しない(写真-2)。老朽化して橋上の通行車両を 1 台に制限しているこのアーチ橋を渡り、再び標高差 1400 m の 20 km 区間を駆け上がると、首都から 225 km、標高 2,440 m のデジェンの町に着く。ここから再び周囲が農業地帯となっている幾つもの丘陵地帯を抜けるとやがて首都から 560 km の距離にある、タナ湖畔の都市バハルダールに到達する。

現在の青ナイル橋(アバイ橋)は本橋部が支間長 120 m の鉄筋コンクリートアーチ、両側のアプローチ部が

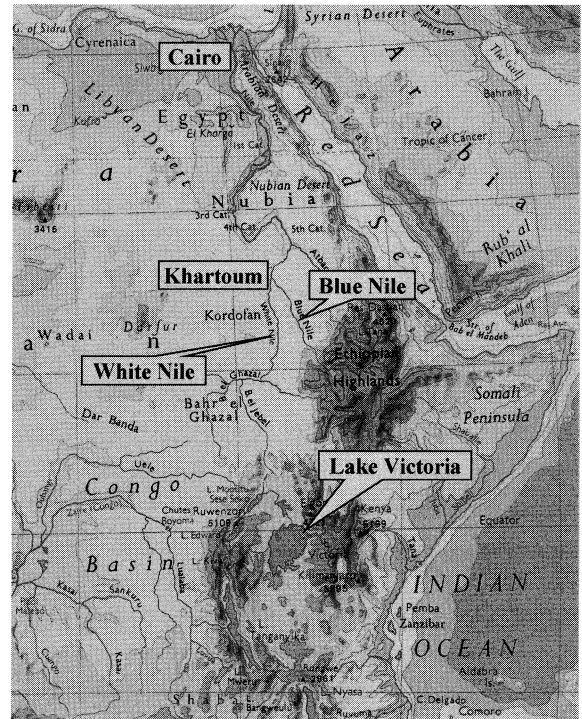


図-1 ナイル川

Fig.1 The Nile

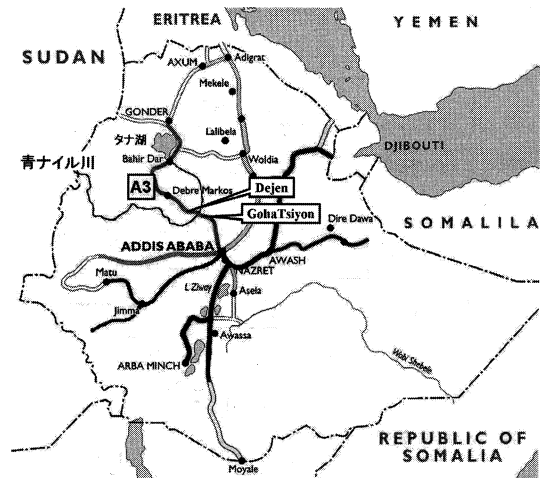


図-2 A3 幹線道路

Fig.2 A3 Trunk Road

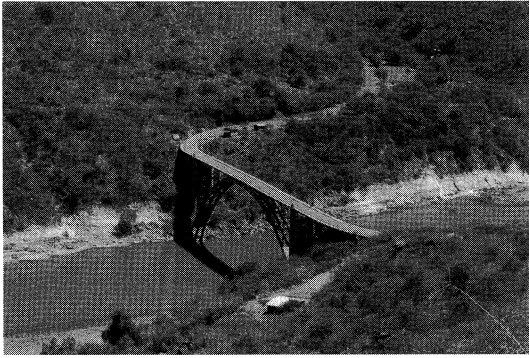


写真-1 現在の青ナイル橋
photo.1 Existing Blue Nile River Bridge

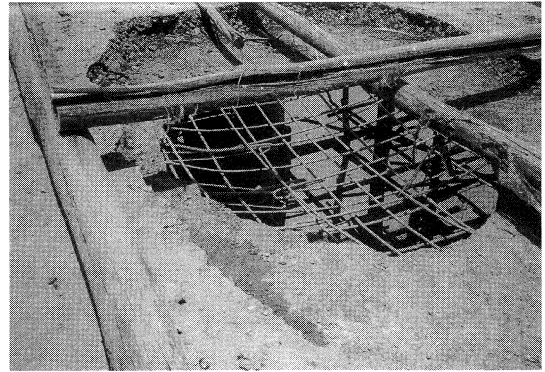


写真-3 床版の損傷
photo.3 Damage of Slab

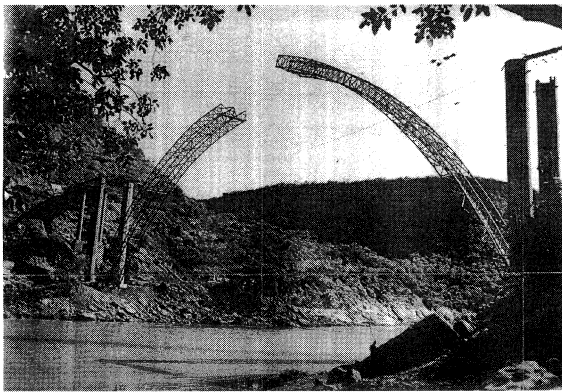


写真-2 架設中の青ナイル橋
photo.2 Construction of Blue Nile Bridge

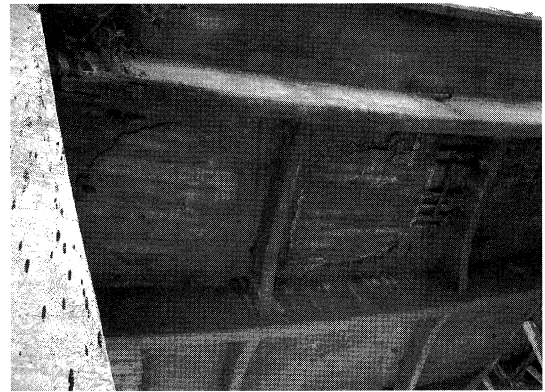


写真-4 床版の補修跡
photo.4 Marks of repair of slab

支間長 10~11 m の 4 径間及び 3 径間の鉄筋コンクリート単純 I 桁橋である。建設後 60 年近くが経過しており、老朽化と交通量（特に重交通）増加によると思われる損傷劣化が著しい。本橋部のアーチリブ側面にはひび割れが発生し、基礎部ではコンクリートの剥離・鉄筋露出も見られる。さらに橋脚の中間梁にもコンクリートの剥離・鉄筋露出が見られる。両側のアプローチ橋の床版は何度も陥没しており、その補修跡も見られる（写真-3、4）が、補修状況は決して良くはない。さらに桁部分のコンクリートにも剥離・鉄筋露出が見られるとともに、全ての橋脚にひび割れ・コンクリートの剥離・鉄筋露出が見られる（写真-5）。なお、橋梁部分が道路縦断で最も低い高さとなっているため、兩岸道路面からの土砂を伴う雨水流入があり、橋面の排水口を閉塞させ、路面舗装の損傷原因となっている。現青ナイル橋は構造全体として健全性に欠けていると判断されており、早期の補修もしくは架け替えが必要であると判断された。このため、日本が 1998 年から無償資金協力により実施してきた北西部幹線道路（A3）改修の一環の中で、この老朽化した青ナイル橋の架け替えが現在計画されている。

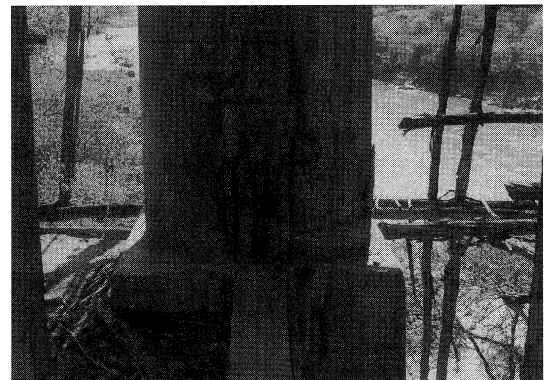


写真-5 橋脚の損傷
photo.5 Damage of pier (peel off and exposure)

3. 新青ナイル橋計画

(1) 適用基準

橋梁へ作用する荷重の算出には、AASHTO を基本としたエチオピアの基準「Bridge Design Manual : 2001」を適用している。ただし、橋梁の各部材の設計は、日本の許容応力度設計法を用いて行うこととしている。使用する主な基準は以下のとおりである。

Bridge Design Manual : 2001 (エチオピア)

コンクリート標準示方書（日本）
 道路橋示方書（日本）
 道路構造令（日本）
 河川構造令（日本）

(2) 周辺環境

現橋梁位置付近では、雨期（6～9月）に多くの砂利混じり土砂が押し流されていることが乾期の川原地形から推察されている。雨期の水位は、これまで残されている記録から乾期の低水位時期に対して約10mの高さまで上昇している。

青ナイル川周辺の地形は典型的な峡谷地形で、青ナイル川の下方浸食により基盤岩まで深く切り込んでいる。橋梁位置付近は中生代ジュラ紀の硬質砂岩が垂直な急崖を形成しており、その上にシルト・石膏・頁岩・石灰岩がほぼ水平にそれぞれ75～300m以上堆積し、最上部は新生代第三紀の玄武岩層となっている。架橋地点付近ではボーリング調査により基盤岩深度が確認されており、岩盤強度等の問題はない。

また、対象地域では火山活動等は活発ではないものの、大地溝帯周辺であることから地震の影響も存在する（図-3、Zone①）ため、エチオピアの橋梁設計マニュアルを参照して、以下のように設計に反映させるものとしている。

$$C_m = 1.2 AS / (T_m^{2/3}) \leq 2.5 A$$

ここに、 C_m ：地震時水平震度

A ：応答加速度係数=0.03

S ：地域係数=1.0

T_m ：構造物固有周期

上式より地震時水平震度は安全側で検討し、最大震度=2.5×0.03=0.075を用いることとしている。

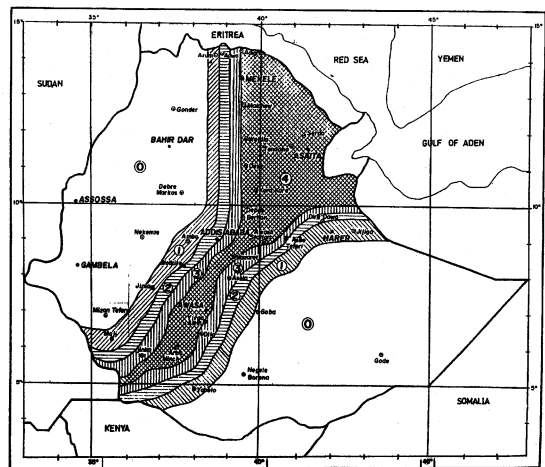
また対象箇所への風向・風力の記録は存在しないが、付近での記録を参考にして最大風速20m/sを考慮することとしている。

(3) 周辺地形

乾期期間中に露出している現地形は、右岸（デジェン側）にシルト質を多く含んだ砂層が1m程度、左岸（ゴハチオン側）に玉石混じりの砂礫層が2m以上堆積しているものの、河床や地表面より3～6mの深さに風化した軟岩を主とする砂岩の基盤層が確認されており、全ての基礎が直接基礎で対応可能である。

(4) 架橋位置

架橋位置としては、現橋梁位置から上流側145m地点（橋長300m）と235m地点（橋長470m）が考えられたが、橋長を短くすることによって経済性に優れる等の理由から上流側145m地点が選ばれている。



Zone	Acceleration Coefficient
1	$A \leq 0.03$
2	$0.03 < A \leq 0.05$
3	$0.05 < A \leq 0.07$
4	$0.07 < A \leq 0.10$

図-3 エチオピアの地震区分と加速度係数

Fig.3 Earthquake zone and Acceleration coefficient

(5) 支間割

橋脚は乾期の河川内には構築しないことと上部工の荷重バランスを考慮して、本橋部の中央支間長は145m、側径間長は70mの3径間連続形式の全長285mの橋梁で計画されている。なお、左岸側は現道との取り合いから18mの単径間RC曲線橋を本橋部に接続する形で計画されている。

(6) 橋梁形式

本橋部の橋梁形式選定にあたっては、以下の項目を満足させるものとされた。

- ・経済性に優れること
- ・将来的な維持管理に問題がないこと
- ・現橋梁との景観的調和に優れること
- ・シンボリックな形式であること
- ・技術移転が可能な形式であること
- ・エチオピア側の要望をできるだけ考慮すること

現橋梁のアーチ形式は経済性で明らかに通常のコンクリート形式の橋梁より劣るが、他案との比較対象として選ばれている。また鋼橋案は定期的な防錆処理など維持管理面で劣ること、現地での部材輸送が困難であること等の理由から比較対象から外されている。これらの諸条件を勘案して、アーチ形式以外に次の2形式が候補として抽出されている。

- ・PC3径間連続箱桁案
- ・PC3径間連続エクストラロードボード箱桁案

表-1 橋種の比較

Tab.1 Bridge type comparison

	A案	B案	C案
橋梁形式	PC3径間連続 エクストラード橋	PC3径間連続箱桁橋	RC上路式 コンクリートアーチ橋
構造的	・エチオピアで初の形式、要望が高い ・コンクリート体積が最も少ない	・PC鋼材配置のため断面形状はA案より大きくなる ・上部工のコンクリート体積が増加し下部工も大きい	・基本構造は現橋梁と同形式 ・コンクリート体積が最も多い
景観性	・最もシンボリック	・支点部の桁高が高くなりやや重いイメージがある	・渓谷の景観性に優れる
施工性	・工期はB案よりやや長い	・工期は最も短い	・工期は最も長い
経済性	◎(1.00)	○(1.05)	△(1.15)
総合評価	◎(採用)	○	△

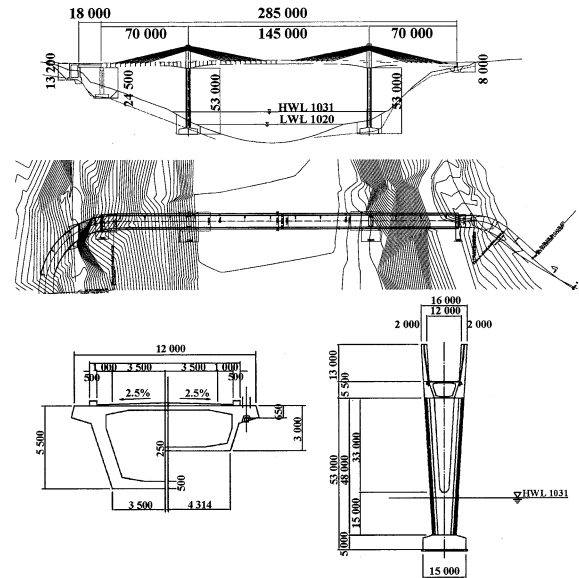


図-4 新青ナイル橋一般図

Fig.4 General drawing of New Blue Nile River Bridge

表-2 新青ナイル橋概要

Tab.2 Outline of New Blue Nile River Bridge

橋梁形式	RC単径間箱桁橋+PC3径間連続エクストラード箱桁橋
橋長	18m+(70m+145m+70m)=303m
橋梁幅員	1.0m(路肩)+2×3.5m(車道)+1.0m(路肩)=9.0m
構造	基礎工：直接基礎5基 下部工：ラーメン式橋台(A1)1基、壁式橋脚(P1)1基、V形橋脚(P2、P3)2基、逆T式橋台(A2)1基 上部工：RC単径間箱桁、PC3径間連続エクストラード箱桁 橋面工：アスファルト舗装 T=5cm

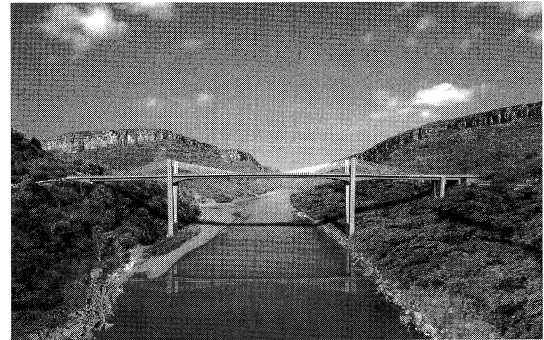


写真-6 新青ナイル橋完成予想写真

photo.6 New Blue Nile River Bridge (Image)

上記3形式の比較検討の結果、新青ナイル橋の橋種としてPC3径間連続エクストラード箱桁橋が選定されている(表-1、2)。橋梁一般図を図-4に、完成予想図を写真-6に示す。2004年12月現在、施工に向けて詳細設計を実施中とのことである。

なお、本橋梁の整備により交通のボトルネックが解消されるとともに、現道の線形改良や改修が行われることから、道路交通の安全、輸送時間短縮、及び道路構造の耐久性向上が見込まれ、円滑な車両交通が期待できると考えられている。またこの幹線道路は東アフリカ縦断道路の一部としての機能も有していることから、その効果はエチオピアのみならず近隣諸国の社会経済へも波及することが期待されると同時に、通学路や通院路が確保されることによる教育レベルや救命可能性の向上、道路改修や維持補修などの軽易な作業に地域住民が雇用されることによる収入機会の創出等、多大な効果が期待されている。

4. おわりに

エチオピアは世界で最も貧しい国の1つである。しかしながら人々は元気であり、極めて親日的である。また日本政府も重点支援国の一つに位置づけており、これからも日本の支援が期待される。この新青ナイル橋が日本とエチオピアとの間の友好の架け橋となることを希望するとともに、貴重な資料をご提供下さった(株)オリエンタルコンサルタンツはじめお世話になった皆様に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) エチオピア国第三次幹線道路改修計画基本設計調査報告書 平成16年6月 国際協力機構

■阪神淡路大震災 10 周年地震工学シンポジウムの開催

2005年1月13日(木)から16日(金)において、阪神淡路大震災10周年地震工学シンポジウムの神戸地区行事が兵庫県淡路島にて開催されました。このシンポジウムは、阪神淡路大震災から10年目を迎えるにあたり、大震災以来の地震工学の取り組み・成果を振り返り、来るべき次の大都市災害に向けて一般市民の方々へ地震防災への関心を高めてもらい、また内外の地震工学専門家の横断的な意見交換を図る場として、日本地震工学会、土木学会、日本建築学会、地盤工学会、日本機械学会、日本地震学会、震災予防協会が共同開催したものです。一般市民と国内専門家を対象とした東京地区行事と国内外の専門家による国際シンポジウムの神戸地区行事からなります。

神戸地区行事は、ISEE Kobe 2005 (International Symposium on Earthquake Engineering Commemorating Tenth Anniversary of the 1995 Kobe Earthquake) と名付けられ、兵庫県淡路島の兵庫県立淡路夢舞台国際会議場で開催されました。シンポジウムは基調講演、パネルディスカッション、ワークショップ、テクニカルツアー等から構成され、日本を含め世界18ヶ国から約260名の地震関係の研究者、技術者、専門家が参加しました。

基調講演は「Global partnership for seismic disaster mitigation in the 21st century」と題して、Luis Esteva 国際地震工学会 (IAEE) 会長 (National University of Mexico 名誉教授) と入倉孝次郎 日本地震工学会 (JAEE) 会長 (京都大学教授) による講演がありました (写真-1)。パネルディスカッションは、「From research to implementation: making retrofit a reality」の議題で中島正愛 京都大学教授の司会により、活発な議論が行われました (写真-2)。

ワークショップは5つのセッションからなり、全体のテーマとして“New frontiers for seismic hazard mitiga-

tion”のもと、それぞれのセッションでは

地震工学セッション：“Simulation of strong ground motions and seismic hazard”

地盤工学セッション：“Dynamic behavior of geotechnical materials and seismic hazard mitigation in geotechnical engineering”

構造工学セッション：“Innovative methods for performance evaluation and retrofit of existing structures”

構造制御セッション：“Recent developments and practices in response control and health monitoring for structural systems”

社会経済問題セッション：“Social preparedness, recovery systems, insurance and urban planning against major earthquakes”

の課題のもとで、論文約160編が発表され、活発な質疑応答が行われました。

本四公団からは、基調講演等の聴講を含め4名が参加し、ワークショップの構造工学セッションで保全部橋梁保全課杉本健が「本州四国連絡橋における大規模地震に対する取り組み」のタイトルで、阪神大震災以降新たに導入されたレベル2地震動による海峡部長大橋の照査、補強について、照査地震動の設定から照査結果の概要および現在大鳴門橋で行われている多柱形式基礎の耐震対策を兼ねた防食工事の現況について発表を行いました。

また、希望者はテクニカルツアーとして15日(土)午後淡路島北淡町の野島断層記念館を訪れるツアーが組まれ、16日(日)には、兵庫県三木市にある防災科学研究所所管の世界最大の震動台である「実大3次元震動破壊実験施設 (通称E-ディフェンス)」の見学と本実験施設の完成披露シンポジウムの参加もプログラムとして組み込まれ、それぞれのツアーでは100名を超える参加者がありました。



写真-1 基調講演

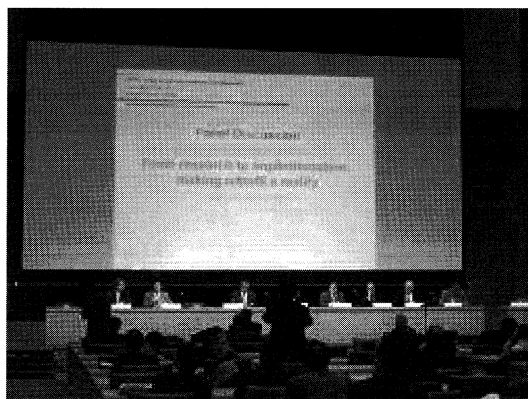


写真-2 パネルディスカッション

■第2回橋梁の維持管理および安全に関する国際会議 (IABMAS '04) が京都で開催される。

「第2回橋梁の維持管理および安全に関する国際会議 (IABMAS '04)」が、2004年10月19日から21日まで、京都国際会議場で開催された。

本会議を主催した「IABMAS (International Association for Bridge Maintenance and Safety)」は橋梁の維持管理および安全に関する分野での国際的な協力を進めること目的に1999年に設立された国際学会であり、2002年7月に「第1回橋梁の維持管理および安全に関する国際会議 (IABMAS '02)」をスペインのバルセロナで開催している。

今回京都で開催された会議は、それに続く第2回目の国際会議であり、「維持補修手法」「資産管理」「設計基準」「橋梁診断」「橋梁管理システム」「耐久性」「健全度評価」「新材料」「点検手法」等の橋梁の維持管理および安全性に関する課題をテーマに、約450名(うち約200名が外国からの参加者)の参加者があり、33カ国から9つのキーノートレクチャーと383編の論文発表が行われた。

本四公団からは、森長大橋技術センター長他5名が会議に参加し、本四連絡橋の維持管理上の課題について以下の5件の論文発表を行った。また、会議の国内実行委員会(委員長:渡邊英一京都大学教授)には、本四公団から岸本企画業務部長が委員として参加した。



写真-1 明石海峡大橋見学

「吊橋ケーブルシステムの維持管理及び信頼性解析」
「建設後20年を経過した吊橋ハンガーロープの健全度評価」
「並列ハンガーロープの風による振動とその対策」
「本州四国連絡橋の信頼性評価で対象とした設計上の風及び地震荷重の考え方:概要」
「厳しい塩害環境下におけるコンクリート構造物の維持管理」

会議最終日の、10月22日にはテクニカルビジットがあり、明石海峡大橋の見学等が行われた。

なお、次回会議は2006年7月にポルトガルのポルトで開催される予定である。

■土木学会年次学術講演会優秀講演者表彰を受賞

平成16年9月8日~10日の3日間にわたり、愛知工業大学で土木学会年次学術講演会(全国大会)が開催されました。当公団職員も毎年数編の論文を発表しており、今年度も18編の論文発表を行いました。土木学会では平成7年度より、①論文内容、講演技術の向上に寄与する、②若手研究者、技術者の参加意欲の向上を図る、③全国大会全体の活性化に貢献すること目的として、全国大会で実際に講演を行う個人会員のうち、40歳以下の研究者、技術者を対象に、論文内容に加え、講演が簡潔明瞭で優れたものに対し、土木学会年次学術講演会優秀講演者表彰を実施しており、今年度は「長大橋梁の振動特性が発散振動に与える影響」について発表した長大橋

技術センターの楠原代理が受賞しました。

—発表の概要—

論文内容は、様々な振動モードの組合せによるフラッター解析を実施することにより、発散振動を発生させる振動モードと抑制しようとする振動モードが存在することを明らかにしたものです。大型風洞試験を含む明石海峡大橋の耐風性に対する一連の検討結果として、発散振動は複数の振動モードの影響により発生することは明らかとなっていましたが、今回の検討のように影響度の高い振動モードを明らかにすることにより、振動モード形状をコントロールすることによる耐風性の向上対策の可能性が見いだされ、将来の橋梁に対する適用が期待されます。

■2004年アメリカコンクリート学会秋季大会

ACI Fall 2004 Centennial Convention

アメリカコンクリート学会(ACI)の秋季大会が、2004年10月22日から28日にかけて、サンフランシスコ・ヒルトンホテルで開催されました。毎年春と秋に開催されていますが、今回は、アメリカコンクリート学会の設立100周年を記念して、日本の代表的なコンクリート技術を紹介するジャパンセッションが設けられました。(社)日本コンクリート工学協会が、ACIより依頼を受け、東北大学の三橋先生が中心となって高層ビルの耐震設計、マスコンクリートなどコンクリート技術に関する6編の論文をまとめ、主に各大学の研究者が日本のコンクリートの先端技術についての講演を実施しました。その中の内1編が「明石海峡大橋におけるコンクリートの技術開発および施工」で、明石の下部工施工のために開発された様々なマスコンクリートの技術について、長大橋技術センター長が発表しました。

会議は、コンクリートのすべての分野にわたり、テーマが多岐にわたるため、講演会のような大部屋の他に数多くの部屋で、発表討論が実施されていました。また建設会社向けのプログラム、学生向けのプログラム、企業等の展示の他、数多くのコンクリートに関わる技術者の交流を促進するためのプログラムが組まれていました。会期中に、約35の教育、技術セッション、約350の委員会会合が実施されました。出席者の多くは全米の技術者と思いますが、海外からの発表者も多く、国際部門として日本から耐震補強関係の講演が、昼食をかねて実施されました。

会議後、BART(新交通)MUNI BUS(公営バス)MUNI METORO(市電、中心部は地下)AC Transit(郊外へのバス)などの公共交通機関を利用してサンフランシスコ周辺を見て回りました。

サンフランシスコ・オークランドベイブリッジは、ヤーバ・ブエナ・アイランドを挟んで西側2連の吊橋、東側はトラス橋ですが、東側のイーストブリッジは、1989

年のロマプリータ地震でトラス橋の1部が落橋し、1ヶ月間ほど交通止めとなりました。サンフランシスコ湾の両側には大きな断層が南北に走り、地震の発生確率が極めて高く、橋梁のルートが柔らかい地層の上にあることから、再度地震が発生するとイーストブリッジ全体が大きな被害を受けることになります。コストの面から、耐震補強より現在のルートの北側に別ルートを新しく建設することになり、現在、ルートの北側海域に多数のバージが展開し、PC上部工のプレキャストブロックの張出架設の最盛期です。

しかしながらヤーバ・ブエナ・アイランド付近の新形式の2箱桁2径間の1本主塔モノデュオケーブル自碇吊橋については、下部工は1部着手していますが、全体コストが2倍近くにふくれあがり、カリフォルニア州交通局(CALTARAN)が、下部工位置も含め、コスト、景観面からいくつかの代替案の比較検討を進めています。詳細については、CALTRANのホームページに現在の工事中の写真を含め紹介されています。

ゴールデンゲイト橋では、サンフランシスコ市側から対岸のマリンカウンティのビスタポイントまで歩道を往復しました。サンフランシスコ側の取付高架橋では、耐震補強工事の最盛期で鋼トラス橋の補強、コンクリート下部工の鉄筋防錆、橋脚断面の増厚が実施されていました。高架橋の付近は、フォートポイントの史跡があり環境保護地区ですが、工事現場の看板には、鉛を含む付近の土壌の撤去・改良工事を含むとの記述があり、塗装として鉛丹さび止めが使用され、過去長期にわたり塗替が実施されてきたためその塗料の影響ではないかと思われます。

20年ほど前に、対岸のバークレイ校に留学していましたが、町の雰囲気はそれほど変わっているように感じられませんでした。高速道路の延伸、BARTの延伸、景観や地元との協議による高架橋の撤去、地震による改築に伴うルート変更などインフラの変化に時間の経過を感じました。



写真-1 ジャパンセッションにおける日本側メンバー
中央は、Anthony E. Fiorato ACI会長



写真-2 ゴールデンゲイト橋SF側取付橋の耐震補強

■IABSE シンポジウム上海が開催される

平成 16 年 9 月 22 日から 24 日まで「世界橋梁構造工学会 (IABSE)」のシンポジウムが中国・上海において開催された。今回のテーマは「大都市における居住と社会資本」であり、シンポジウムのトピックスは、1) 計画・評価、2) 設計・解析、3) 建設・材料、4) 維持管理・運営・ライフサイクル、である。

シンポジウムでは、3 日間合計して 7 名の基調講演、18 の分科会で 138 名のプレゼンテーション及び 87 名のポスターセッションがあり、社会資本整備に関する諸問題について幅広い討論が行われた。発表の中では、サンフランシスコ・オークランド・ベイ橋の取付高架橋に採用された 1 本塔柱自作式吊橋 (橋長約 618 m) の説明が印象的であった。また、バサールと称して、発表者が話題提供後に小人数で議論する形式の討論も行われた。

今回のシンポジウムには、世界約 50 ヶ国より約 5 百名が参加し、日本からは伊藤学 IABSE 会長をはじめ、東京大学・藤野教授、横浜国立大学・山田教授など約 30 名が参加した。本四公団からは第一管理局・山田橋梁維持課長が出席し、「明石海峡大橋の維持管理の現状」について発表した。

テクニカルツアーは 3 コース用意されていたが、中国の代表的な総合大学である「同济大学」(風洞施設、振動施設) と世界一のアーチ橋である「盧浦大橋」(支間長 550 m、完成 2002 年) を見学するコースに参加した。

シンポジウムが開催された上海市は、成長著しい中国の経済・社会・交通の中心地である。現在も、道路・橋梁・高層ビルの建設など各種インフラの整備が急速に進んでいた。特に、上海国際空港と市内を結ぶマグレブ・

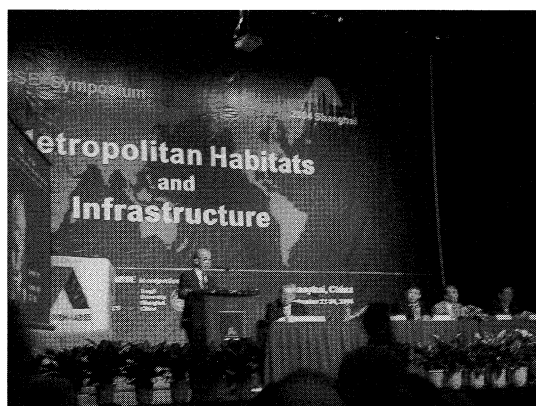


写真-1 シンポジウム開会式 (伊藤学会長)

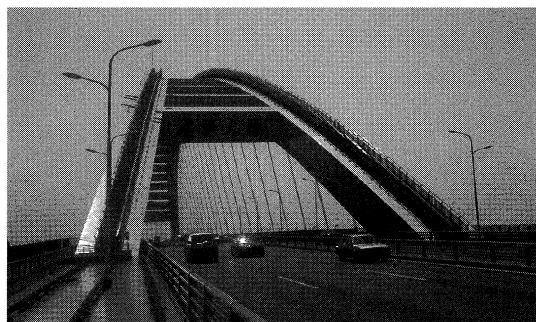


写真-2 テクニカルツアー (盧浦大橋、アーチ橋)

トレイン (磁気浮上式鉄道、最高時速 430 km) 及びオリエンタル・パール・テレビ塔 (世界第 3 位、高さ 468 m) は、躍進する中国を象徴するインフラ整備であると感じた。

(文責：第一管理局橋梁維持課長 山田郁夫)

■国土交通省国土技術研究会優秀論文賞を受賞

平成 16 年 11 月 16・17 日、東京都において、国土交通省主催により平成 16 年度国土技術研究会が開催され、保全部設備課の中村修さんが発表した論文「真空吸着車輪ゴンドラの開発」が優良論文賞として表彰を受けました。

この国土技術研究会は、社会資本整備における中長期的又は緊急的に取り組むべき技術的な課題等について、国土交通省関係機関の調査・研究の成果や現場での取り組み、新しい技術の活用等に関して発表を行い、お互いの取り組みに対する理解を深め、技術の広範な交流が行われ、社会資本整備に関する技術の研鑽につながることを

を目的として開催されているものです。

中村さんが発表した自由課題の新技術活用部門では、30 課題が発表され、そのうち 9 論文が優秀論文として表彰されました。

一発表の概要一

現在、大規模なコンクリート構造物の壁面への接近手段には、総枠組足場が構築されていますが、今回開発した真空吸着車輪とゴンドラを組み合わせることにより、従来の方法より機動性に優れ、かつ低コストで壁面に接近することが可能になります。今後この方法を採用することによる経済効果は、本四架橋の吊橋だけでも約 4 億円が見込まれています。

本四技報編集委員会名簿(五十音順) (平成17年3月15日現在)

編集委員長 森朝石
編集委員 倉塚井田川谷原林村藤前中
◎ 森朝石
◎ 倉塚井田川谷原林村藤前中
◎ 邦義利清幸宗康栄義 哲隆鷹
◎ 久博幸裕生男史樹弘学男雄志((財)海洋架橋・橋梁調査会)
◎ 津土林溝村森森矢
◎ 留井上田下本山野
◎ 和俊昌善知尊秀
◎ 彦秋弘昭司久昌彰稔

◎幹事会幹事長 ○幹事会幹事

本州四国連絡橋公団
HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY
〒651-0088 神戸市中央区小野柄通4-1-22
アーバンエース三宮ビル内
電話番号：078-291-1000 (代表)
<http://www.hsba.go.jp/>

本四技報 第104号

発行 平成17年3月15日
監修 本州四国連絡橋公団
発行所 財団法人 海洋架橋・橋梁調査会
〒112-0004 東京都文京区後楽2-2-23
住友不動産飯田橋ビル2号館4階
電話 03-3814-8439

発行者 山根 孟
制作 ニッセイエプロ株式会社

定価 2,200円

)

)

