

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.40 No.126 2016.3

本州四国連絡高速道路株式会社編集

EDITED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE EXPRESSWAY COMPANY LIMITED

本四技報 第 126 号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.126

【巻頭言】

チャレンジ!!古 家 和 彦… 1
Challenge!!

【技術論文】

与島橋 3 径間部、番の州高架橋トラス部の耐震補強設計..... 福 永 勸 ・ 河 藤 千 尋 ・ 遠 山 直 樹… 2
Seismic retrofit design of truss bridges (3-span portion of the Yoshima Bridge
and truss portion of the Bannosu Viaduct)

点検補修用作業車の変遷..... 廣 田 昭 次 ・ 松 尾 俊 宏…10
The improvement of the maintenance vehicle

電着防食と電気防食を併用した大水深海中基礎の防食方法に関する検討..... 竹 口 昌 弘 ・ 北 村 岳 伸…18
Study on anticorrosion method by electrodeposition method together
with cathodic protection for deepwater foundations

明石海峡大橋主塔基礎鋼ケーソンの腐食調査..... 麓 興 一 郎 ・ 信 重 和 紀 ・ 大 爺 健 司…24
Corrosion investigation of steel caissons for main tower foundations of the Akashi-Kaikyo Bridge

定着部が腐食したハンガーロープの詳細調査と維持管理..... 金 澤 高 宏 ・ 貴 志 友 基 ・ 長 尾 幸 雄…32
Maintenance of suspension bridge suspender rope - Replacement work and maintenance policy -

【技術ニュース】

ニューヨーク市橋梁会議及び米国西海岸長大橋調査.....遠 山 直 樹…38
New York City Bridge Conference and technical visits to long-span bridges in the West Coast of the USA

トルコ共和国の長大橋現場調査.....福 永 勸…39
Technical visits to long-span bridges in Turkey

第 25 回世界道路会議ソウル 2015山 口 和 範…40
25th World Road Congress Seoul 2015

国際会議 (IABSE2015) の開催楠 原 栄 樹…41
IABSE Conference 2015

【文献紹介】

本州四国連絡橋関連技術文献紹介.....42
Technical articles related to Honshu-Shikoku Bridges

本四連絡橋の点検補修用作業車

Maintenance vehicles of Honshu-Shikoku Bridges

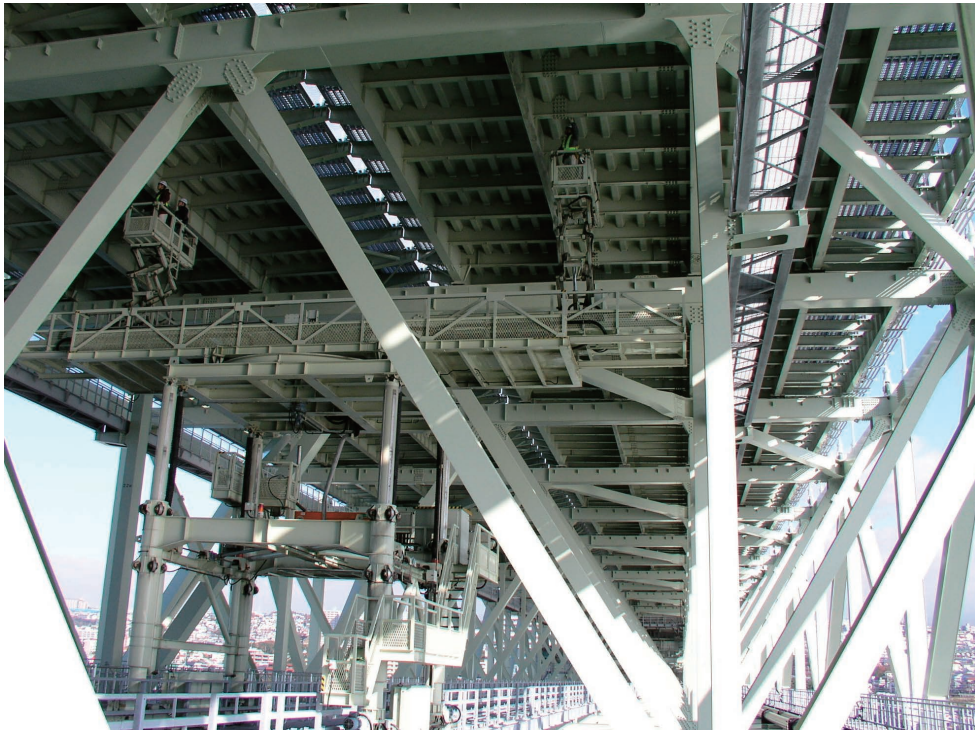


写真-1 明石海峡大橋桁内面作業車（補助昇降足場を用いた鋼床版下面の点検）

Photo 1 Inside girder maintenance vehicle of the Akashi-Kaikyo Bridge



写真-2 南備讃瀬戸大橋桁外面作業車

Photo 2 Outside girder maintenance vehicle of the Minami Bisan-Seto Bridge

明石海峡大橋主塔基礎鋼ケーソンの腐食調査

Corrosion investigation of steel caissons for main tower foundations
of the Akashi-Kaikyo Bridge



写真-3 2P 海上部調査（鋼ケーソン外板及び船舶緩衝工に腐食が見られる）

Photo 3 Visual inspection of 2P

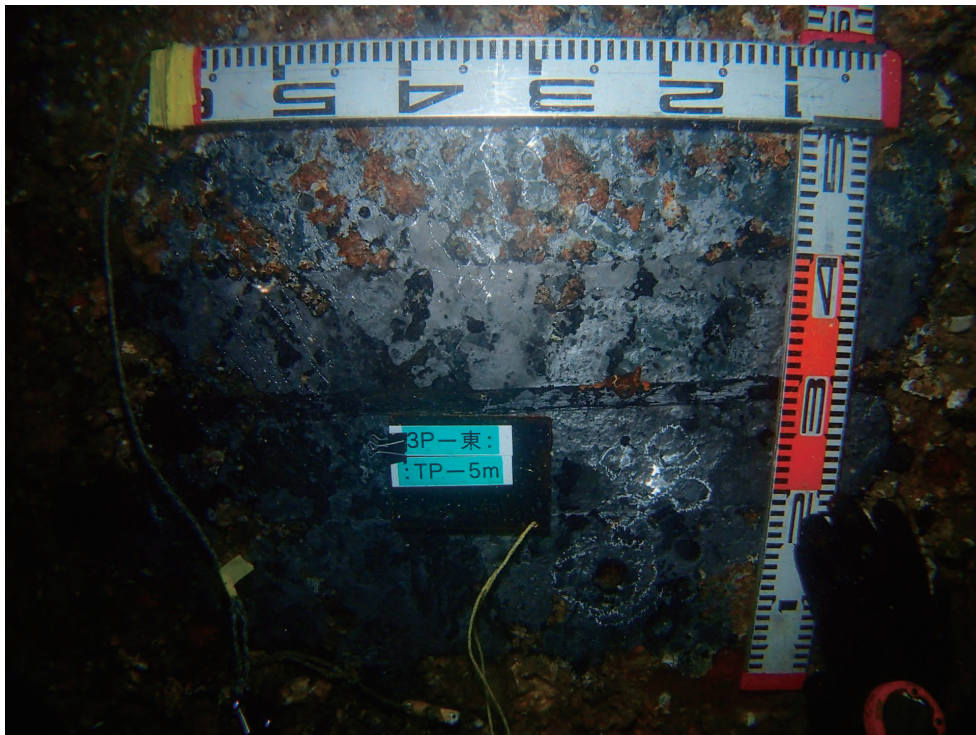


写真-4 3P 海中中部調査（東面 T. P. -5.0m、付着物撤去完了後）

Photo 4 Pitting corrosion on 3P caisson

定着部が腐食したハンガーロープの詳細調査と維持管理

Maintenance of suspension bridge suspender rope
- Replacement work and maintenance policy -



写真-5 大鳴門橋ハンガーロープの架替え作業

Photo 5 Suspender rope replacement of the Ohnaruto Bridge



写真-6 全磁束法によるハンガーロープ一般部の
腐食状況調査

Photo 6 Non-destructive testing (Main Flux Method)
for ordinary part of suspender rope



写真-7 ハンガーロープ引張試験

Photo 7 Tension test

海外長大橋調査

Overseas technical visits



写真-8 イズミット湾横断橋

Photo 8 Izmit Bay Bridge



写真-9 サンフランシスコ・オークランドベイ橋
(自碇式吊橋)

Photo 9 San Francisco-Oakland Bay Bridge
(Self-anchored suspension span)

チャレンジ!!

Challenge!!

安全防災監

古家 和彦

Kazuhiko Furuya

はじめに

私は、本州四国連絡高速道路株式会社(当時は公団。以下「本四」という。)に入って以来、門崎高架橋、北備讃瀬戸大橋、舞子高架橋の設計・建設、瀬戸大橋、しまなみ海道、明石海峡大橋関連の維持管理に、また、出向で関西国際空港連絡橋箱桁部の設計、第二音戸大橋、豊島大橋の設計、大阪湾岸道路西伸部の計画検討に携わることができた。「挑戦」の連続でした。多分私は希望通り橋梁屋に・・・

ケーブル送気乾燥システムの開発

1989年因島大橋で主ケーブルに腐食が発見され、ケーブル防食の検討が始まり、当初はペーストの改良が進められた。そんな中1990年、因島大橋の管理担当となりケーブルを全面的に調査、1993年には、本社でケーブルの防食担当となり、ペースト試験を進めたが上手く行かず、今までの防食方法とは違うケーブル内を乾燥させて、防食する、「ケーブル送気乾燥システム」の開発に1994年に着手した。初めての手法であり、色々確認しながら、検討会で審議し、明石海峡大橋の建設に間に合った。10年後明石海峡大橋のケーブル開放調査が行われ、綺麗なメッキ色の素線を見た時は、感慨無量であった。

オープングレーチング桁吊橋の検討

1999年広島県の道路公社に出向し、豊島大橋の詳細設計を担当した。中央径間540mの吊橋で、経済化を図るため、オープングレーチングの桁を採用しようと検討を開始、グレーチング床版の現地走行調査、桁の風洞試験や、土木研究所等でのグレーチングの走行試験も実施、2年後に最終決断となったが、残念ながら、総合的な判断から、結局採用は見送られた。

I桁斜張橋の検討

2003年国土交通省阪神国道事務所に長大橋技術アドバイザーとして出向、大阪湾岸道路西伸部(六甲アイランド～駒ヶ林南)の道路計画検討を担当、航路を跨ぐ中央径間約600mの斜張橋の経済化を検討した。この中で、桁を軽くする方法として、鋼床版I桁にチャレンジ、風洞試験も実施し見通しは得られた。2009年3月に都市計画決定も完了しているが、残念ながら実施には至っていない。

BCP(事業継続計画)地震版・津波版の策定

本四連絡橋は、1995年兵庫県南部地震(M7.4)、2000年鳥取県西部地震(M7.3)、2001年芸予地震(M6.4)、2013年淡路島地震(M6.3)と4回大地震の影響を受けている。

2008年本社の防災担当の時、阪神高速のBCP 地震版作成の公表を受け、総務課と協力して先生にも相談し社内全体で検討会も作って本社地震版を策定した。

当初はとにかく策定すると言うことで、手探り状態の中、課題を明記し残したまま2009年に完成させた。その後管理センター等やグループ会社にも策定してもらった。

策定が終わって間もなく、東日本大震災が発生、ニュースを聞き、防災対策室でテレビを見ていると、津波が発生、浸水して行く様子が映し出され、津波の恐ろしさを初めて肌身に感じた。その後、死者行方不明者が2万人以上との報道で規模の大きさに唖然とした。

この地震で日本全国の太平洋側に、大津波警報が出され、本四の鳴門北ICでも出口閉鎖する騒ぎとなった。これを受け本四でも、津波版を早急に作成した。

BCPの充実

2014年再び本社の防災担当となり、BCP本社地震版が出来てから約5年が経過していたので、残された課題を確認し、ほぼ解消されていることが確認できた。

大災害が起きた時は、防災意識も高いが、時間とともに意識は低くなる。そこで、少しでも意識を向上させるため、訓練が重要となる。また、問題点を解消したり、訓練等での反省点や新たな知見を取り入れ BCP を充実することも大切である。更に、グループ全体で本社、管理センター、現場の皆が防災情報をいかに早く、スムーズに発信、共有できるかが今後の重要なカギとなる。

さいごに

色々なことに挑戦する機会を頂き感謝しています。皆さんも常にチャレンジを!!。現在、安全防災監という立場になり、「信頼」と「挑戦」のスローガンのもと、お客様に、安全、安心、快適に走って頂くため、また、大災害が発生した時、早期に緊急輸送路としての役割を果たせるよう、災害への備えを充実させることが、重要なミッションであると考えています。さいごに、防災は、全社員等が一丸となって取り組む必要があり、皆さんの協力が不可欠です。今後ともご協力をお願い致します。

与島橋3径間部、番の州高架橋トラス部の 耐震補強設計

Seismic retrofit design of truss bridges (3-span portion of the Yoshima Bridge
and truss portion of the Bannosu Viaduct)

福永 勸 Susumu Fukunaga

長大橋技術センター
総括・耐震グループリーダー

河藤 千尋 Chihiro Kawatoh

長大橋技術センター
総括・耐震グループサブリーダー

遠山 直樹 Naoki Toyama

長大橋技術センター
総括・耐震グループサブリーダー

概要

瀬戸大橋の耐震補強は、道路鉄道併用区間約12kmについて、平成25年度から約8年間で終える予定で実施中である。そのための照査・設計は、瀬戸大橋を構成する橋梁群を桁橋、トラス橋、吊橋などの橋種に分け、工事発注工程にあわせて順次実施している。ここでは、与島橋3径間部、番の州高架橋トラス部、2橋のトラス橋の補強設計について報告を行うものである。

耐震補強設計では、トラス橋に適用される各種工法を検討し、道路橋示方書に規定される耐震性能2を満足するように実施した。与島橋3径間部は、耐震性能照査の結果、比較的損傷が軽微であり、断面リブ補強を中心とした対策とした。番の州高架橋トラス部は、補強対象部材のリブ補強を中心とし、ダンパーを併用する工法を採用した。

Seismic retrofit of the Seto-Ohashi Bridges and approach viaducts, approximately 12km-long highway-railway combined section, has been executed since 2013 and will be completed in 8 years. Seismic retrofit design has been conducted with considering retrofit work schedule and with dividing the Seto-Ohashi Bridges into girder bridges, truss bridges, suspension bridges and etc. This paper presents seismic retrofit design for the 3-span portion of the Yoshima Bridge and the truss portion of the Bannosu Viaduct.

Seismic retrofit design has been conducted to achieve Seismic Performance Level 2 specified in the specifications for highway bridges considering various measures applied to truss bridges. It was decided that seismic measures mainly using stiffener strengthening for truss members were applied to the 3-span portion of the Yoshima Bridge. And it was decided that seismic measures mainly using stiffener strengthening for truss member and seismic damper were applied to the truss portion of the Bannosu Viaduct.

1. はじめに

瀬戸大橋の耐震補強が平成25年度から本格的に着手されることとなった。瀬戸大橋を構成する橋梁のうち、トラス橋（櫃石島高架橋トラス部、与島橋、番の州高架橋トラス部）は、平成25年度から耐震性能照査を開始した。

耐震性能照査の結果、損傷規模、程度が小さく、耐震対策が比較的容易な与島橋3径間部（以下、与島3径間という。）と番の州高架橋トラス部（以下、番の州トラスという。）を先行して詳細設計を行い、平成27年度当初に工事発注された。本文は、与島3径間と番の州トラスの耐震性能照査及び補強設計について報告するものである。

瀬戸大橋は道路鉄道併用橋であり、今回耐震補強設計

したトラス橋は、国内でも有数の規模を誇るものである。また海上という腐食環境の過酷な条件の中、防食対策等の維持管理にも万全を期さねばならないため、耐震対策案の選定、補強の詳細については、それらの観点も考慮して補強設計を実施した。また、瀬戸大橋の耐震性能照査、補強検討及び設計については、道路橋示方書¹⁾（以下、道示という。）の適用外の長大橋も多く、また道路鉄道併用橋の特殊性なども鑑み、当社が設置した本四耐震補強検討委員会において行った。

2. 橋梁概要

与島3径間は、2径間部と3径間部から成る与島橋の四国側部分である。橋梁一般図を図-1に、橋梁概要を表

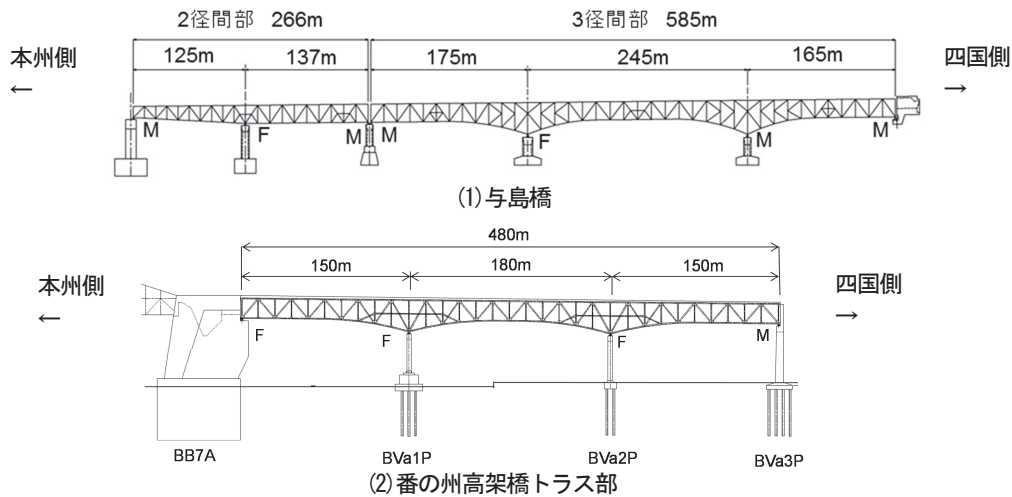


図-1 橋梁一般図

Fig.1 General view

表-1 橋梁概要

Table 1 Outline of bridges

橋名	与島橋	番の州高架橋(トラス部)
形式	鋼2+3径間連続トラス橋	鋼3径間連続トラス橋
支間割(m)	125.0+137.0+175.0+245.0+165.0	150.0+180.0+150.0
道路床版形式	鋼床版(舗装厚75mm)上下線分離構造	鋼床版(舗装厚75mm)上下線分離構造
主構(m)	主構間隔:28~32, 主構高:11.95~37.5	主構間隔:27.5, 主構高:17.5~28.0
下部工形式	RC一層ラーメン構造 直接基礎	鋼製一層ラーメン構造(BVa1P, BVa2P)、 RC耐震壁付二層ラーメン構造(BVa3P) 直接基礎(BB7A)、杭基礎(BVa1P~3P)
適用耐震基準	耐震設計基準・同解説(本四公団、S52)等	耐震設計基準・同解説(本四公団、S52)等

-1に示す。

この2橋に適用された耐震基準は、表-1に示す本四耐震基準²⁾の他、道示耐震設計編(昭和55年版)³⁾であり、これらの基準では、現在の道示耐震設計編⁴⁾に規定されているレベル2タイプII相当の地震が考慮されていないため、ある程度の補強が必要となることが予想された。当該橋梁を含めた瀬戸大橋の耐震性能照査、補強設計の基本方針は、参考文献⁵⁾から⁷⁾を参照されたい。

3. 耐震性能照査

3.1 入力地震動

瀬戸大橋地点での設計地震動の概略⁵⁾は以下のとおりである。地震動は、瀬戸大橋地点の地盤構造、近隣の断層等を考慮し、断層モデルにより定めた大規模地震とし、工学的基盤 $V_s=2.5\text{km/s}$, 1.5km/s で定義したものである。地震動の種類は東南海・南海地震1波、中央構造線(鳴門-石鎚断層)1波、及び伏在断層4波(逆断層2波, 横ずれ断層2波)の計6波である。解析に用いた入力地震動は、工学的基盤で設定された地震動を基に、与島3径間は直接基礎であるため次元波動伝播解析(SHAKE)で算出した。番の州トラスは杭基礎であり基礎と地盤の動的相互作用を考慮するためFEMにて有効入力地震動を算出した。耐震性能照査に用いた地震動を図-2に示す。与島3径間の地震動は地盤条件から各基礎共通であり、番

の州トラスは、基礎により異なるため、代表してBB7A基礎の橋軸方向を示す。

与島3径間は、道示¹⁾の適用範囲を超える支間長を有する長大橋であることから地震動の3次元的な挙動を考慮するため水平2方向、鉛直も含めて3方向同時入力とした。番の州トラスは、道示¹⁾適用範囲の支間長であるため、道示に倣い橋軸方向、橋軸直角方向にそれぞれ独立して入力した。伏在断層については、逆断層、横ずれ断層それぞれ2波の平均値で照査を行った。

3.2 列車荷重

道路鉄道併用橋である瀬戸大橋の耐震補強設計は、列車荷重を考慮することとしており、その荷重は、以下のとおりである。

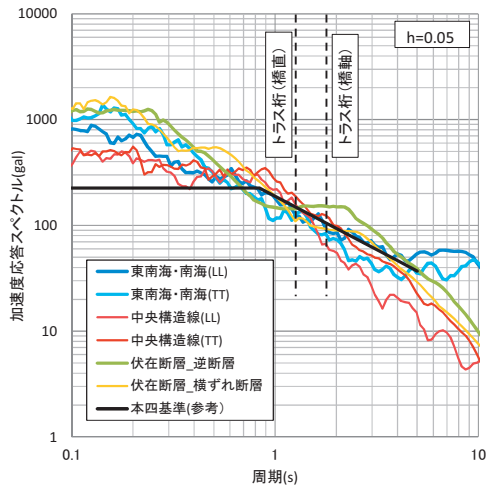
標準列車荷重: EA-17 列車荷重強度: 35kN/m
慣性力の上限値: 線路方向0.2g、線路直角方向0.3g
載荷長: 全橋載荷
載荷する線路本数: 1線(単線)載荷

列車荷重の載荷位置については、上り線側、下り線側載荷の比較計算の結果、与島橋は上り線載荷、番の州トラスは下り線載荷とした。

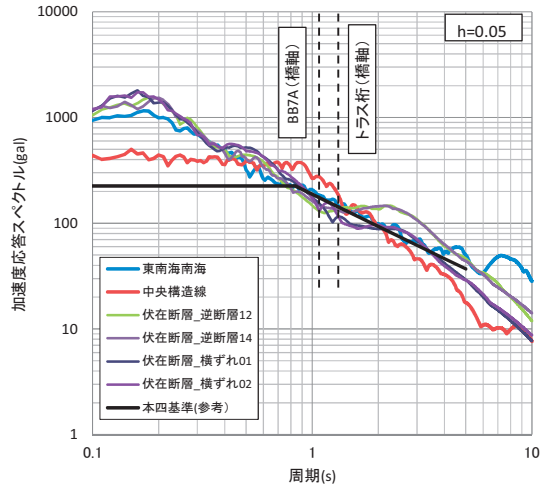
3.3 動的解析

(1) 解析モデル

耐震性能照査、補強設計に用いる解析モデルは、忠実



(1) 与島橋 (全基礎共通)



(2) 番の州トラス (BB7A 基礎底面、橋軸方向)

図-2 入力地震動

Fig.2 Input seismic motions

表-2 部材のモデル化

Table 2 Model of members

上部工	主構トラス、横トラス	ファイバー
	上下横構、プレーキトラス	ファイバー
	トラス支承	線形ばね
	道路桁	弾性はり要素
	道路桁支承	線形ばね
	鉄道桁	弾性はり要素
	鉄道桁支承	線形ばね
下部工	橋脚	ファイバー
	フーチング	剛部材
基礎工	直接基礎	浮上りを考慮した非線形集約ばね
	杭基礎	道示準拠 S-R集約ばね
隣接橋		死荷重反力および質量を考慮

表-3 減衰定数

Table 3 Damping constant

部 材	モデル化	減衰定数	
主構	ファイバー	0.02	
道路桁	線形はり要素	0.02	
鋼製支承	線形ばね要素	0.00	
RC橋脚	ファイバー	0.02	
フーチング		rigid要素	0.00
基礎-地盤系	直接基礎	非線形集約ばね	0.10
	杭基礎	S-Rばね	0.20
剛部材		rigid要素	0.00

な力の伝達等の再現のため、全トラス部材をモデル化した。トラス部材は2軸の曲げと軸力を受ける部材であるため、これらの影響を考慮出来るファイバーモデルを用いた。一方、また、曲げの影響がある上部構造の格点間要素分割は、部材軸方向に平均して格点間で4分割した。

道路桁である鋼床版については、道路桁を上り線、下り線でそれぞれ1本の梁要素とし、全道路桁支承をモデル化して、道路桁の挙動を再現するものとした。

RC橋脚はコンクリート要素と鉄筋要素で構成されたファイバー要素にてモデル化した。

表-2に各部材のモデル化、図-3に与島橋を例に解析モデルの概要を示す。

(2) 材料構成則

1) 鋼部材

ファイバー要素は座屈強度による圧縮側降伏応力度の低減を考慮し、圧縮側と引張側で非対称のモデルとした。ファイバーモデルにおいても座屈現象は再現出来ないが、その影響は、トラス部材ごとの座屈強度に応じた材料構成則を用いた。これはファイバーモデルの各要素に設定している非線形材料構成則の圧縮側降伏点を、積公式と呼称される道示鋼橋編⁸⁾の(3.2.1)式による座屈強度で低減して設定したものである。

2) RC橋脚 (コンクリート部材)

コンクリートの材料構成則は、道示耐震設計編⁴⁾におけるコンクリートの応力-ひずみ曲線とした。ただし、

帯鉄筋端部のフック形状などが道示の規定に準拠していない為、横拘束筋の効果を無視し、応力-ひずみ曲線の最大応力度をコンクリートの設計基準強度とした。

(3) 減衰モデル

部材レベルで個別に減衰を設定できる部材別剛性比例型減衰を採用した。また、振動モードに対応する減衰定数算出時の等価減衰定数は道示耐震設計編⁴⁾を参考に、表-3のとおりとした。

(4) 解析手法

解析は材料非線形と幾何学的非線形を同時に考慮できる複合非線形解析 (弾塑性有限変位解析) で行った。与島3径間はYB2P橋脚を2径間部と共有しており、両径間部相互の影響が不明である。忠実な地震時挙動の把握のため、地震応答解析は2径間も合わせ与島橋全橋で行った。

(5) 固有値解析結果

表-4に対象橋梁の固有値解析結果を示す。図-2の加速度応答スペクトル図にトラス桁の固有周期も示しているが、与島3径間では、トラス桁で約1.9秒 (橋軸) から1.4秒 (橋軸直角) 程度であり、100から200gal程度の加速度応答が生じることが予想される。番の州トラスでは、鋼製橋脚とトラス桁が同時に振動するフレキシブル橋脚構造であり、橋軸直角方向の1次モードの周期が橋軸方向より長くなっていることが特徴的である。

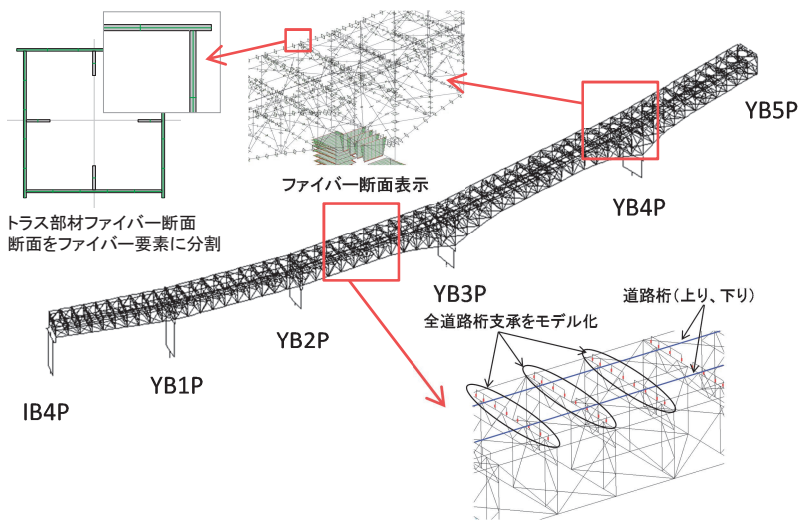


図-3 解析モデル（骨組みモデル表示）
Fig.3 Analytical model

表-4 固有周期
Table 4 Natural period of bridges

(1) 与島3径間 (単位: 秒)

部位	主たる振動方向	
	橋軸方向	橋軸直角方向
トラス桁本体	1.879(1次)	1.367(2次)
YB2P	0.334(34次)	0.194(437次)
YB3P	0.188(468次)	0.121(710次)
YB4P	0.166(535次)	0.129(676次)

(2) 番の州トラス (単位: 秒)

部位	主たる振動方向	
	橋軸方向	橋軸直角方向
トラス桁本体		
BVa1P	1.320(3次)	1.795(1次)
BVa2P		
BVa3P	1.612(2次)	0.980(7次)
BB7A	1.070(6次)	0.874(8次)

4. 耐震性能照査

4.1 照査項目と許容値

(1) 鋼部材の照査

鋼部材は、道示鋼橋編⁸⁾の「4.3軸方向力と曲げモーメントを受ける部材」の(4.3.1)～(4.3.5)式で照査した。

(2) RC橋脚、鋼製橋脚の照査

RC橋脚は道示耐震設計編⁹⁾に従い、曲げとせん断の照査を行った。鋼製橋脚も、道示耐震設計編⁹⁾を参考にひずみによる照査を行った。

(3) 支承部の照査（道路桁支承、トラス支承）

動的解析によって得られる支承移動量、支承反力について、許容値（移動可能量、支承耐力（割増係数1.7を考慮した応力度））に対する照査を行った。

4.2 耐震性能照査結果

図-4に損傷部位を图示した耐震性能照査結果、表-5に構造部位ごとの最大応答値が生じる地震波とその最大値（最大応答値/許容値）を示す。

与島3径間は、上下弦材などの主構には損傷は見られないが、上下横構の一部、横トラスの上弦材などが損傷する結果となった。この損傷は、主に圧縮時の座屈安定照査によるものである。また、道路桁鋼床版は4径間連続構造（一部3径間）で中間支承が橋軸方向の固定となっており、この固定支承の耐力の不足と一部橋軸直角方向の耐力が不足する結果となった。また、最大応答が生じる地震波は、トラス桁ではほぼ中央構造線地震波、RC橋脚は伏在断層地震波となっている。

番の州トラスは、与島3径間に比べ、上下弦材に損傷が生じるなど、損傷箇所が多い。これは、アンカレイジ上の固定支承BB7Aに比べ、BVa1P、BVa2Pがフレキシブル橋脚であり、BB7A支承側に慣性力が集中するためであると考えられる。また、BVa1P近くの上弦材は、連続トラス形式のため常時の荷重状態では引張部材として設

計されており、今回の地震時に圧縮力が作用したため、照査を満足しなくなったものである。道路桁は、10径間+12径間+10径間連続の鋼床版であり、橋軸方向は各径間端部が固定となっている。そのうち、BVa1P、BVa2P支点上道路桁の橋軸方向固定支承は耐力が不足する結果となった。最大応答が生じる地震波は、与島3径間と同様に中央構造線地震波が大半である。

5. 耐震対策方法

5.1 耐震対策方法の比較

(1) 全体系対策と部材補強対策について

耐震対策は、免震、制震、長周期化、構造系の変更などの全体系対策と損傷部位を直接補強する部材補強対策に大別される。全体系対策は、構造系の変更のため、要補強箇所を直接補強するものではないため、補強範囲が部材補強対策より小さくなる場合が多い。また、今回対象とするトラス橋を始め、瀬戸大橋を構成する主に鋼橋（吊橋、斜張橋、トラス橋）は、その規模も大きいため、通常の部材補強対策だけでは、その補強規模、数量が膨大となる可能性がある。そこで、全体系対策を主に検討し、全体系対策を実施しても照査を満足しない箇所に、部材補強対策を実施することを基本とした。

(2) 耐震対策の採用について

表-6に国内のトラス橋で比較的多く採用されている耐震対策を示す。耐震対策ではこれらの対策を単独もしくは、組合せにより耐震対策案を決めることとなる。図-5に示すとおりトラス断面内に鉄道営業線があり、その直上のトラス部材は、き電線を支持しており補強施工が極めて困難であるため施工上補強不可部材として扱うものとしている。また、鉄道営業線上の施工は、安全対策を含め注意を要する箇所でもあり、出来る限り鉄道営業線上の施工を少なくすること、補強不可部材が無対策となる対策案を選定する必要がある。上述した施工条件

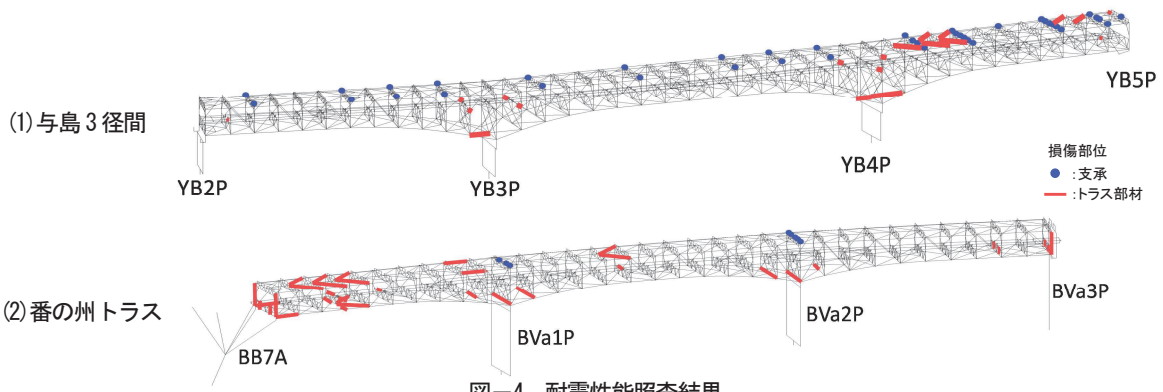


図-4 耐震性能照査結果
Fig.4 Results of seismic performance verification

表-5 耐震性能照査結果総括表

Table 5 Summary of seismic performance verification

(1) 与島3径間

項目	部位	照査	最大値 (最大応答/許容)	最大応答値 決定波形
トラス部材	軸力+曲げ	上弦材	0.60	中央構造線
		下弦材	0.75	中央構造線
		斜材	0.55	中央構造線
		垂直材	0.60	中央構造線
		横トラス	1.39	中央構造線
		上横構	1.19	中央構造線
		下横構	1.48	中央構造線
		その他	0.68	伏在逆断層(橋軸)
トラス支承	変位	YB2P	0.30	伏在逆断層(橋軸)
		YB3P	(固定支承)	—
		YB4P	0.28	伏在逆断層(橋軸)
	YB5P	0.20	伏在逆断層(橋軸)	
	支承耐力	YB2P	0.52	中央構造線
		YB3P	0.89	中央構造線
YB4P		0.46	中央構造線	
YB5P	0.54	中央構造線		
道路桁	支承	変位	移動可能量以内	—
		支承耐力	NG(橋軸36、直角19個)	伏在横、東南南海海
RC橋脚	曲げ	YB2P	0.59	伏在逆断層(橋軸)
		YB3P	0.39	伏在横ずれ断層(橋軸)
		YB4P	0.67	伏在逆断層(橋軸)
	せん断	YB2P	0.96	伏在横ずれ断層(橋軸直角)
		YB3P	0.66	伏在横ずれ断層(橋軸直角)
		YB4P	0.92	伏在逆断層(橋軸)

(2) 番の州トラス

項目	部位	照査	最大値 (最大応答/許容)	最大応答値 決定波形
トラス部材	軸力+曲げ	上弦材	1.37	中央構造線(橋軸)
		下弦材	1.17	中央構造線(橋軸)
		斜材	0.94	中央構造線(橋軸)
		垂直材	1.37	中央構造線(橋軸)
		横トラス	1.66	中央構造線(橋軸直角)
		上横構	1.49	中央構造線(橋軸直角)
		下横構	1.13	中央構造線(橋軸直角)
		その他	0.74	中央構造線(橋軸)
トラス支承	変位	BB7A	(固定支承)	—
		BVa1P	(固定支承)	—
		BVa2P	(固定支承)	—
	BVa3P	0.67	伏在逆断層(橋軸)	
	支承耐力	BB7A	0.78	中央構造線(橋軸)
		BVa1P	0.67	中央構造線(橋軸直角)
BVa2P		0.72	伏在逆断層(橋軸直角)	
BVa3P	0.38	中央構造線(橋軸直角)		
道路桁	支承	変位	移動可能量以内	—
		支承耐力	NG(橋軸14個)	中央構造線(橋軸)
RC橋脚	BVa3P	曲げ	0.74	中央構造線(橋軸直角)
		せん断	0.89	中央構造線(橋軸直角)
鋼製橋脚	BVa1P, BVa2P, BVa1P, BVa2P	圧縮ひずみ	0.24	中央構造線(橋軸直角)
		せん断	0.20	伏在逆断層(橋軸直角)
		ひずみ	0.12	中央構造線(橋軸直角)
		ひずみ	0.12	中央構造線(橋軸直角)

などを考慮すると共に、一般的な施工難易度などの条件を加味し、対策法を選定した。

部材補強対策は、全体系対策を行った上でも照査を満足しない箇所の対策として採用した。支承交換対策は、トラス本体支承を交換するもので、対象橋梁の規模ではジャッキアップ等の補強、施工が非常に困難なため、検討から外した。道路桁免震化案は、基本的に全道路桁支承の交換、改造等が必要となるため、損傷箇所が比較的少ない与島3径間では採用しないものとし、番の州トラスについては、対策効果が少ないことが検討で判明したため、採用しないものとした。免震制震デバイスを用いた対策では、既存の部材の改造、取り外しなど施工性を考慮し、ダンパー対策案と座屈拘束ブレース（以下、BRBという。）案を検討の対象とした。

5.2 耐震補強方針

目標とする耐震性能は道示耐震設計編⁴⁾に従い耐震性能2であるが、道鉄併用橋での補修が困難なことから、2次部材とされる上下横構などについても補強を行うものとした。補強部位の設定では、橋梁断面上において、左

右どちらかの部材のみ損傷が出ている場合、その損傷が構造上、片側のみ生じることが明らかな場合を除き、左右対称に補強を施すものとした。また、補強部材の取付けは、ボルト接合によるものとし、現場溶接は行わないものとした。また、照査を満足しない支承部は、耐力補強を行うものとし、補強は支承線単位で実施するものとした。

部材補強方法には、補強断面を部材の耐力に考慮する当て板補強と、座屈強度の改善を目的とし補強断面を部材の耐力に考慮しない断面パラメータ改善がある。部材補強は1部材について補強部材を連続させる必要があり、補強規模が大きくなり施工の難易度が高くなる傾向にある。一方、断面パラメータ改善は、座屈耐力を向上させることが目的のため、補強部材が1部材で連続化する必要はなく、補強範囲が最小限となる。そのため、断面パラメータ改善を優先し、その方法を適用しても照査を満足しない部材のみ部材補強を行う方針とした。断面パラメータ改善の方法は、既設部材に対する孔開けが少ないリブ補強を基本とした。

表-6 トラス橋に用いられる耐震対策

Table 6 Seismic retrofit measures for truss bridges

①部材補強	②支交交換		③ 道路桁免震化
	慣性力分散工法	免震工法	
「当て板補強」により断面増加等の補強を直接行う工法と「補強リブの追加」により局部座屈強度を向上させる断面パラメータを改善する工法	既設可動支承もしくは全支承を分散支承に取り替え、地震時慣性力を分散させる工法	既設支承を免震支承に取替、長周期化による地震時慣性力の低減・免震支承のエネルギー吸収による地震時慣性力の低減を図る工法	桁と床版とが分離構造となっている形式で、床版と桁本体とで異なる振動周期とし、橋梁の地震時慣性力を低減させる工法
④免震・制震デバイス			
制震ダンパー	支承部せん断パネルダンパー	ガセット部せん断パネルダンパー	座屈拘束ブレース(BRB)
・既設可動支承部へダンパーを設置し、ダンパーのエネルギー吸収による地震力の低減、地震時変位量の低減を図る工法 ・可動桁の橋脚も地震時水平力を分担し、固定桁の橋脚の分担が小さくなる	支承部に設置した、せん断パネルの塑性せん断変形による履歴減衰による地震エネルギー吸収により地震時慣性力、変位の低減を図る工法	斜材端部に設置したせん断パネルの塑性せん断変形により斜材の軸方向力制御、座屈を防止するとともに、履歴減衰による地震エネルギー吸収を図る工法	地震時に塑性変形する芯材と芯材の座屈変形を拘束する座屈拘束材からなるブレース材を横構等に設置し、芯材の塑性化の履歴減衰により地震エネルギー吸収を図る工法

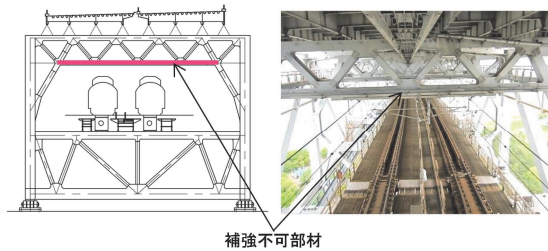


図-5 トラス断面内の施工条件

Fig.5 Working condition in cross section of truss bridge

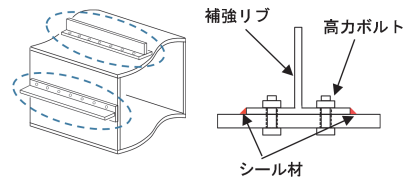


図-6 補強部材の取付け

Fig.6 Attachment of stiffening member

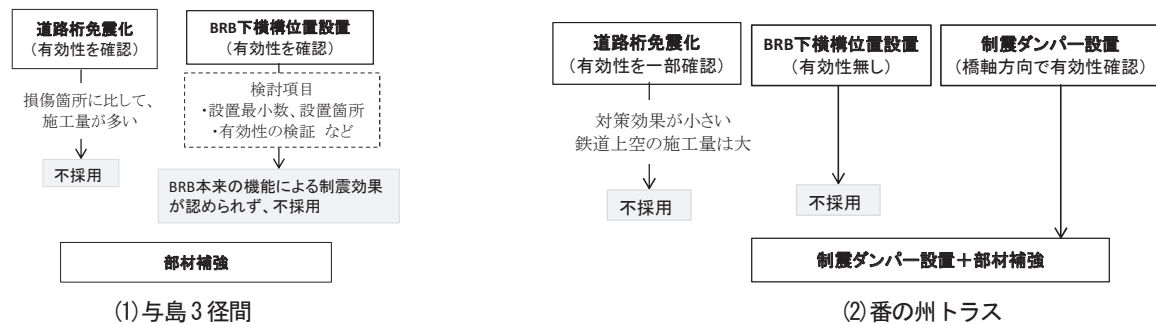


図-7 耐震対策検討フロー

Fig.7 Study flow of seismic retrofit measures

5.3 部材補強における維持管理性の配慮

当該トラス橋は部材の多くが箱断面で構成されている。その箱断面にリブ補強をボルト接合するには、ワンサイドボルト（片側施工タイプの高力ボルト）を使用することとなる。施工に際しては、密閉箱断面内にボルト孔の孔開け時に出る切り屑等の腐食要因を存置することとなり、また施工後は、ボルト孔周囲からの水分浸入など、防せい上の懸念がある。これに対して、以下のような対応を取るものとした。

(1)設計、施工上の留意点

- ・補強部材の本体への取付けは高力ボルト（トルシアボルト等）を基本とし、ワンサイドボルトは、主構（上・下弦材、斜材）には原則として用いない。
- ・やむを得ずワンサイドボルトを用いる部材は、点検孔（φ40程度）を設置する。
- ・補強部材の取付けにあたっては、部材内の削孔時の切り屑等を極力取り除く。
- ・補強部材取付け後は、箱断面内部を乾燥させた後に密閉性確保のため、シールをする（図-6）。

(2)点検孔の設置

作業員が入ることが出来る程度の断面では、密閉ダイアフラムに作業孔（マンホール等）を新設し、補強部材は高力ボルトを用いて取付ける。作業孔は、ワンサイドボルト等を用いて蓋をして密閉構造とし、将来的に点検孔として使用する。

断面が小さい部材への補強部材はワンサイドボルトで取付けるが、これらの部材の1割程度にモニタリング用の点検孔を設ける。点検孔は常時及び地震時に発生応力が小さい箇所での勾配の低い位置に設ける。

6. 耐震補強設計

6.1 与島3径間

(1)耐震補強の考え方

与島3径間の耐震対策は、図-7(1)に示すとおり、道路桁免震化とBRB設置を主に検討した。検討は2径間部と合わせ、与島橋として耐震検討を行い、道路桁免震化は主に2径間部への対策として行ったものであるが、3径

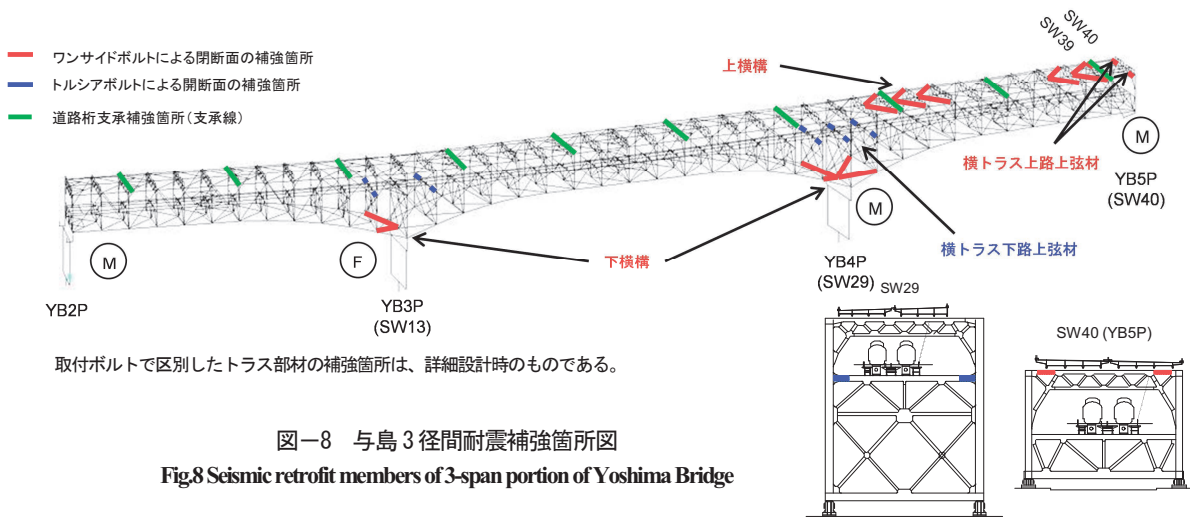
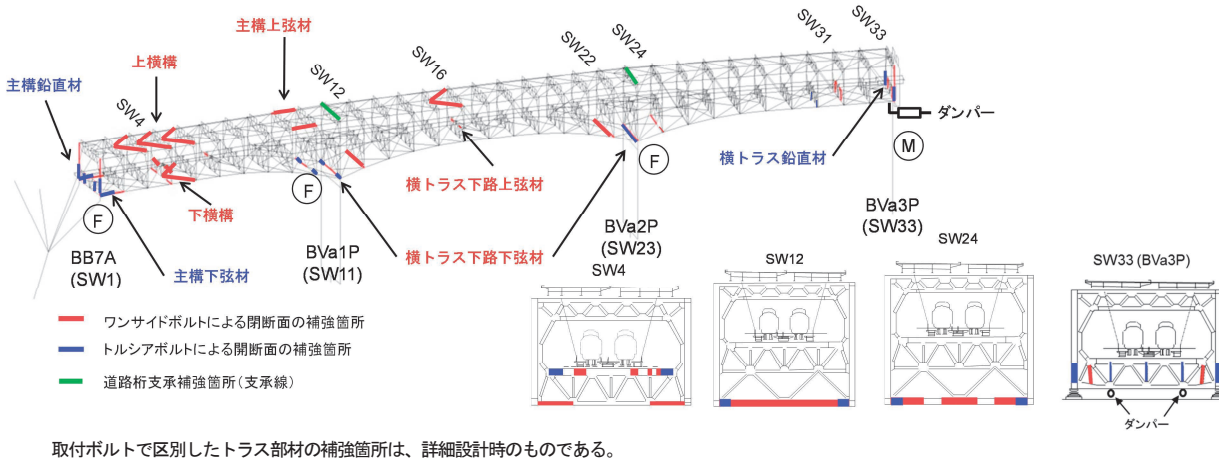


図-8 与島3径間耐震補強箇所図
Fig.8 Seismic retrofit members of 3-span portion of Yoshima Bridge



補強対象の横トラス断面は図示の他に、SW1、10、11、16、22、23、30、31断面

図-9 番の州トラス耐震補強箇所図
Fig.9 Seismic retrofit members of truss portion of Bannosu Viaduct

間部でもその有効性が確認された。しかし、3径間部は元々損傷するトラス部材が少ないことから、全鋼床版支承を交換する道路桁免震化は先に述べた鉄道営業線上での施工が非常に多くなることから、採用しないものとした。一方、BRBの設置は、鉄道への影響がない下横構の交換で検討を行った。概略の検討では有効性が確認されたが、設置位置、設置数などについてより詳細な検討を行ったところ、BRBの塑性化程度が小さく、BRB本来の鋼材の塑性化によるエネルギー吸収機能がほとんど発揮されていないことが判明した。概略検討で制震効果があるとされたのは、下横構をBRBに交換したことによる部材の剛性変化に起因するものであり、最終的に不採用とした。結果的に3径間部は損傷部材数が少ないこともあり、全体系の対策を取らず、部材補強で対応するものとした。図-8に取付けボルトにより区別したトラス部材の補強箇所図を示す。

道路桁支承部の補強は、支承線単位で実施するものとし、後述する番の州トラスと同様に、支承台座と主桁間をピンで連結する形式を主体とした(図-10)。

(2) 落橋防止システム

当該橋梁の掛け違い部はYB2PとYB5P支点位置である。両掛け違い部の桁かかり長が落橋防止構造の省略の目安とされている必要桁かかり長の1.5倍以上(YB2P: 2.44倍、YB5P: 2.85倍)あるため、落橋防止構造は省略した。

また、当該橋梁の支承は支承高が高いため段差防止構造が必要と判断される。支承高が高いが段差防止構造が未設置のYB3P、YB4P支承位置での必要性について検討した。与島3径間の立体解析モデルで、支承損傷を想定し、YB3P、YB4Pの支承高さ分の沈下解析を行い、主構等の主部材が降伏しないことを確認した。それにより、両支点部に段差防止構造は設置しないものとした。

6.2 番の州トラス

(1) 耐震補強の考え方

番の州トラスの耐震対策は、図-7(2)に示すとおり道路桁免震化、BRB設置、制震ダンパー設置を検討した。最終的に、BVa3P支承部近傍に制震ダンパーを設置し、残る損傷部材は部材補強を行うものとした。これは、制

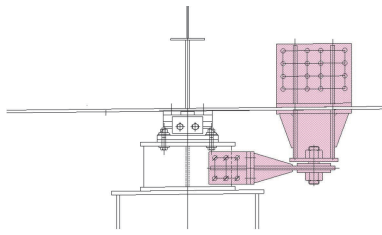


図-10 道路桁支承部補強例

Fig.10 Example of seismic retrofit for bearing

震ダンパーによる全体系対策で主に橋軸方向の応答、損傷部材数の低減を図り、なお損傷が残る箇所は、部材補強を行うものである。

対策案選定において、道路桁免震化は橋軸方向である程度の有効性を確認したが、橋軸直角方向では、上横構などは損傷部材数が増える結果となった。これは、現況の道路桁支承条件が橋軸直角方向に可動であるが、免震査により弾性支持の支承条件に変わること、新たな地震力が作用するためと考えられる。また、鉄道営業線上の施工が多いことなどを考慮し採用しないものとした。BRBは、建設当時の設計軸力相当を降伏軸力として設定したが、応答が小さく降伏しないため、BRBの機能が発揮されず、効果が出ない結果となった。制震ダンパーは、BVa3P可動支承位置近傍の横トラス下面に設置するものとした。制震ダンパーの検討においては、ダンパーの規格、基数、設置位置などをパラメトリックに計算し、最終的に1000kNのダンパーを2基設置するものとした。図-9に取付けボルトにより区別したトラス部材の補強箇所図を示す。

道路桁支承は、BVa1P、BVa2P上の固定支承部において橋軸方向の耐力が不足するため図-10に示す支承台座と主桁間をピンで連結する補強を行うものとした。

(2) 落橋防止システム

当該橋梁の掛け違い部は、BB7AとBVa3P支点位置である。両掛け違い部において、桁かかり長が落橋防止構造の省略の目安とされている必要桁かかり長の1.5倍以上 (BB7A : 3.45倍、BVa3P : 2.01倍) あるため、落橋防止構造は省略した。またトラス本体支承はピボット支承であり支承高は高いが、段差防止構造の台座が既に設置されており新たな設置は必要ない。

7. おわりに

瀬戸大橋のトラス橋のうち与島3径間と番の州トラスの耐震性能照査、補強設計について報告した。トラス橋は、あと櫃石島高架橋トラス部、与島橋2径間部の2橋があるが、本対象橋梁の検討の知見を活かして設計を進めており、平成27年度中には設計を終える予定である。トラス橋の設計、工事により瀬戸大橋耐震補強は大きく前進することとなり、今後は、吊橋、斜張橋の設計、工事を進めて行く予定である。

謝辞

本耐震性能照査、補強設計の実施に際しては本四耐震補強検討委員会(委員長:家村浩和京都大学大学院名誉教授)にてご検討頂き貴重なご意見を頂いた。ここに記して深く謝意を表します。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編、2012.3
- 2) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説、1977.3
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、1980.5
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、2012.3
- 5) 福永勸、竹口昌弘、遠藤和男：耐震性能評価用大規模地震動の設定(瀬戸大橋)、本四技報、Vol.35、No.115、pp.37-38、2010.9
- 6) 福永勸、角和夫、遠藤和男：瀬戸大橋の耐震補強検討、本四技報、Vol.36、No.117、pp.36-37、2011.9
- 7) 福永勸、河藤千尋：瀬戸大橋トラス橋の耐震対策、本四技報、Vol.40、No.125、pp.48-49、2015.9
- 8) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編、pp.176-181、2012.3

点検補修用作業車の変遷

The improvement of the maintenance vehicle

廣田 昭次 Shoji Hirota

保全部 設備課長

松尾 俊宏 Toshihiro Matsuo

保全部 設備課長代理

概要

本州四国連絡橋の点検補修用作業車（以下「作業車」という）は、昭和54年に供用した大三島橋を皮切りに因島大橋、大鳴門橋に設置し、平成11年の多々羅大橋及び来島海峡大橋に至るまで、長大橋梁の製作に併せて段階的に製作し設置してきた。このため、各橋梁ごとに設置した作業車は、これまでに製作したノウハウと維持管理経験及び新たな知見を生かし、改善、改良を繰り返して今日に至っている。近年では、橋体の局所的な変状補修や道路法（省令）改正に伴う長大橋の近接点検に対応するため、橋体構造部へのアプローチ率向上が求められている。本論文では、これまでの作業車の変遷と課題であるアプローチ率改善に対する取組の概要を報告する。

Maintenance vehicles of Honshu-Shikoku Bridges have been gradually developed and constructed along with the construction of the long-span bridges, e.g. the Ohmishima Bridge, the Innoshima Bridge, the Ohnaruto Bridge, the Tataru Bridge, and the Kurushima Kaikyo Bridges. The maintenance vehicles have been improved and modified step-by-step based on the experience in maintenance works and new technologies at that time. For long-span bridge maintenance, improvement of approach ratio is needed for the repair works of hard-to-reach areas and close visual inspection according to the amended road act. This paper reports the outline of the improvement of the maintenance vehicle and the efforts for the improvement of approach ratio.

1. はじめに

主要構造部材が鋼である本州四国連絡橋は、鋼材溶接部や塗装塗膜の点検及び定期的な塗替え塗装が必要であり、いずれも対象箇所への接近が不可欠である。しかし、海峡部の高所に建設されている補剛桁や最大300mの高さになる主塔等、長大橋への接近は容易ではない。また、高所作業となることから安全確保が重要となり、点検の都度足場を架設することは現実的でない。このため、本州四国連絡橋では建設当時から接近手段の検討を実施し、吊橋や斜張橋等の橋梁構造に応じた専用の作業車を開発し設置している。（写真-1、写真-2）作業車は、桁外面作業車、桁内面作業車、塔作業車、ケーブル作業車の4種類に分類され、本州四国連絡橋全体で155台の作業車を設置している。このうち塔作業車及びケーブル作業車は移設が可能な構造となっている。また、明石海峡大橋以降に建設された橋梁には塔作業車の代替設備として後述する磁石車輪ゴンドラを開発し、塔作業車を設置せずに必要時にゴンドラを設置できる構造となっている。表-1に各橋梁の作業車設置台数を示す。¹⁾²⁾

表-1 点検補修用作業車設置台数

Table 1 Maintenance vehicles of Honshu-Shikoku Bridges

	橋梁名	区分	桁外面作業車	桁内面作業車	塔作業車			ケーブル作業車
					外面	内面	水平材	
A	明石海峡大橋	吊橋	3	1				2
	門崎高架橋	桁橋	11					
	大鳴門橋	吊橋	5	4				2
	養橋	桁橋	4					
D	下津井瀬戸大橋	吊橋	4	3				2※1
	櫃石島高架橋	トラス橋	1	1				
	櫃石島橋	斜張橋	3	2	2	1	2	
	岩黒島橋	斜張橋	3	2	2		2	
	与島橋(トラス部)	曲弦トラス橋	1	2				
	与島橋	トラス橋	1	3				
	北備讃瀬戸大橋	吊橋	4	4				2※1
	南備讃瀬戸大橋	吊橋	4	4				
	番の州高架橋(トラス部)	曲弦トラス橋	1	3				
	番の州高架橋(箱桁部)	桁橋	38					
E	新尾道大橋	斜張橋	2					
	因島大橋	吊橋	3					2
	生口橋	斜張橋	1		1	1		
	多々羅大橋	斜張橋	3					
	大三島橋	アーチ橋	1					1※2
	伯方橋	桁橋	2					
	大島大橋	吊橋	1					1
来島海峡大橋	吊橋	6					1	
合計			102	29	5	2	4	13

※1 瀬戸大橋の吊橋3橋で共用

※2 アーチリブ作業車



写真-1 桁外面作業車 U字型（左）と平板型（右）

Photo1 Outside girder maintenance vehicles
(left: U-shaped type, right: flat type)



写真-2 桁内面作業車（左）とケーブル作業車（右）

Photo2 Inside girder maintenance vehicle (left)
and cable maintenance vehicle (right)

2. 点検補修用作業車の変遷

補剛桁トラスの吊橋において、我が国で最初に設置された関門橋の初期の作業車は、下面作業台（平板型）のみで接近範囲は桁の下面である主構下弦材、下横構に限られていた。（近年、関門橋の桁外面作業車は、改修により接近範囲は向上している）次に設置した本州四国連絡橋の因島大橋と大鳴門橋の作業車には下面作業台の両側に側面フレームを設けU字型とし、主構側面の接近を可能にしている。

更に、瀬戸大橋以後に製作された作業車は、側面フレームにワイヤーロープ巻上機又はラック・ピニオン機構で上下及び橋軸直角方向に伸縮ができる伸縮昇降足場を設け補剛桁トラス部内面への進入を可能にしている。この足場によりトラス桁内での移動が可能となり、これまで点検が困難であった主構内側、横構材及び主構トラス部の部分的な接近が可能となった。

また、初期に製作された大三島橋作業車等は、床幅2m程度の下面作業台であったが、瀬戸大橋以降6mを標準化し、点検・補修作業の効率化を図るとともに橋梁の長大化に合わせ急速に大型化を進めた。表-2に桁外面作業車の型式と作業車規模の推移を示す。

なお、長大橋の補剛桁断面は幅30m、高さ10mを超えるため外面作業車のみで桁内空全てに接近することは不可能であり、瀬戸大橋、明石海峡大橋等は桁の内側に内面作業車を設置し、外面作業車が接近できない鋼床版下面や主横トラス部材への接近範囲を向上させている。以下にこれら作業車の特徴を述べる。¹⁾²⁾

3. 点検補修用作業車

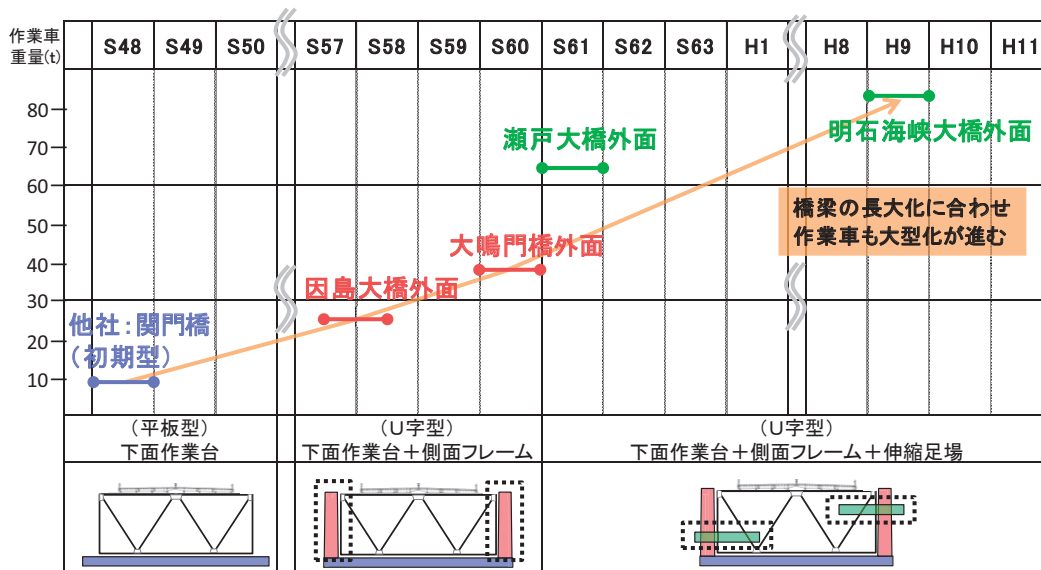
3.1 桁外面作業車

桁外面作業車には、明石海峡大橋や瀬戸大橋に代表される補剛桁の下面と両側面を取り囲んで走行するU字型の作業車と、来島海峡大橋に代表される箱桁の下面を走行する平板型の作業車がある。作業車は全体が橋軸方向に走行するため、箱桁の下面及び側面、あるいは補剛桁の主構、下横構に接近することができる。

桁外面作業車（平板型）は、下面作業台両側の走行装置で軌条を移動する単純な構造で桁外面作業車（U字型）は、図-1に示すように下面作業台・側面フレームで構

表-2 桁外面作業車の型式と作業車規模（重量）の推移

Table 2 Growing size and weight of maintenance vehicle



成されており、下面作業台の両脇にある走行装置が下弦材に添架された作業車軌条を走ることにより橋軸方向に走行する。また、下面作業台の両脇に固定された側面フレームに沿って、上下方向と橋軸直角方向に伸縮（桁内に入り）する伸縮足場を装備しているため、主横トラスの部分的な接近を可能としている。（写真-3）

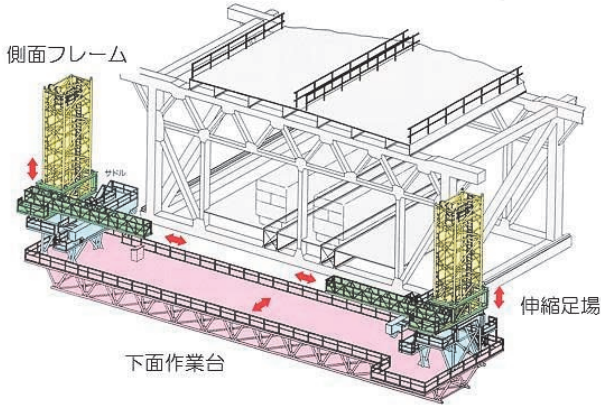


図-1 桁外面作業車 (U字型)
Fig.1 Outside girder maintenance vehicle (U-shaped gantry)



写真-3 伸縮足場
Photo3 Extension platform
写真-4 下面作業台切離し
Photo4 Disconnected platform

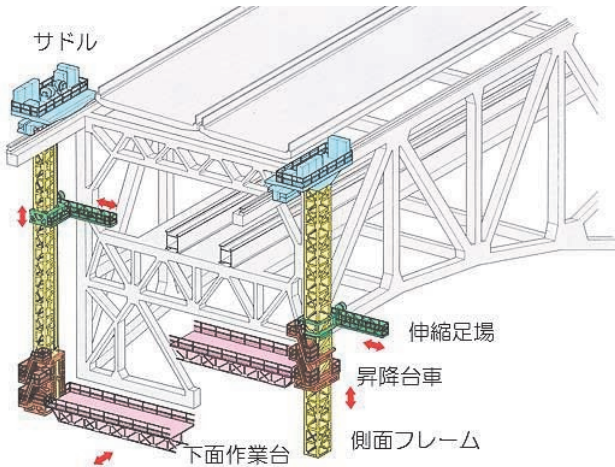


図-2 曲弦トラス 桁外面作業車
Fig.2 Maintenance vehicle for a curved-chord truss bridge

曲弦トラス橋は、橋体下部が曲弦構造であるため、図-2に示すとおり作業車の下面作業台が橋体形状に自動追従して走行する機構となっており、更にトラス補剛桁外面作業車と同様に下面作業台が橋軸方向に、伸縮足場

が桁上下方向と橋軸直角方向に移動し、橋体の主構と下横構及び主横トラス側部の部分的な接近を可能としている。なお、この作業車は下面作業台を切り離して橋脚部を通過し、次の径間へ移動する機構を有している。（写真-4）また、番の州高架橋道路単独部の作業車は図-3に示すとおり作業床を90° 旋回させる機能を有し、橋脚部を通過し、多径間にわたって使用することができる。

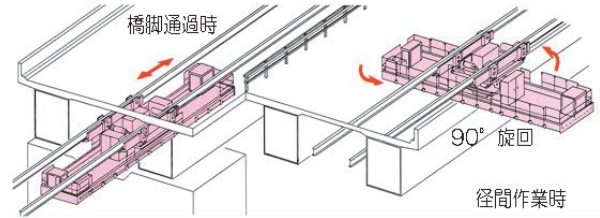


図-3 番の州高架橋道路単独部 桁外面作業車
Fig.3 Maintenance vehicle for Bannosu Viaduct

3.2 桁内面作業車

明石海峡大橋では桁内面の管理路に添架したレール上を桁の全長にわたって走行する桁内面作業車を設置している。明石海峡大橋桁内面作業車を図-4に示す。この作業車はトラス部材が複雑に入り組む桁の内面を通過するため、旋回・昇降・伸縮する足場の上に補助昇降足場を搭載している。これらの足場の動作を組み合わせ、桁外面作業車が接近できない鋼床版下面や主横トラス部材に接近する。桁内面作業車の走行姿勢及び鋼床版点検状況を写真-5に示す。

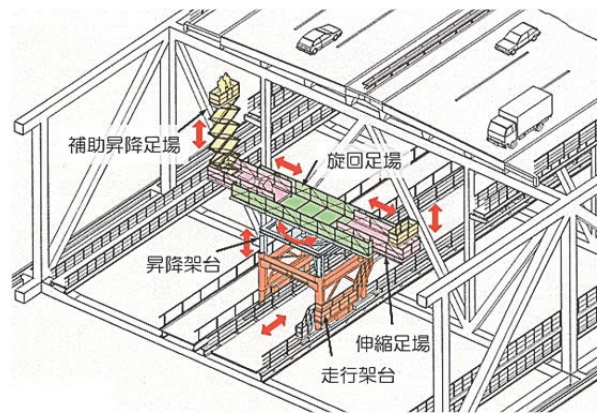


図-4 明石海峡大橋桁内面作業車
Fig.4 Inside girder maintenance vehicle for the Akashi Kaikyo Bridge

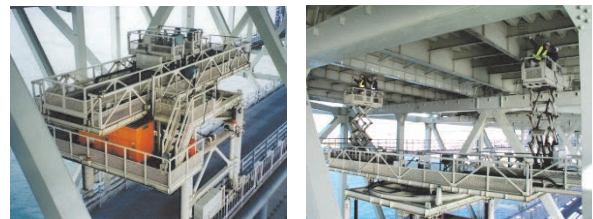


写真-5 走行姿勢及び鋼床版点検状況
Photo 5 Inside girder maintenance vehicle (driving position and close visual inspection)

瀬戸大橋は道路と鉄道の併用橋であり、桁内の中央部は列車の通過空間のため明石海峡大橋のような桁内面作業車は使用できない。設置スペースは列車の通過空間の上部（建築限界の外）に限られるため、橋軸方向全長に作業車移設用の2条のレールと各パネル（12mピッチ）ごとに橋軸直角方向の移動用に2条のレールを配置している。作業車は、図-5に示すように、橋軸直角方向に横行する横行台車とこの横行台車上を橋軸方向に移動するとともに昇降する昇降台車、ならびに横行台車全体を吊り上げて橋軸方向に移動する移設台車で構成されている。所定のパネルに移動した後、移設台車と横行台車は切り離され、横行台車の橋軸直角方向と昇降台車の橋軸方向の動作を組み合わせ、上横構のトラス部材と鋼床版下面に接近する。

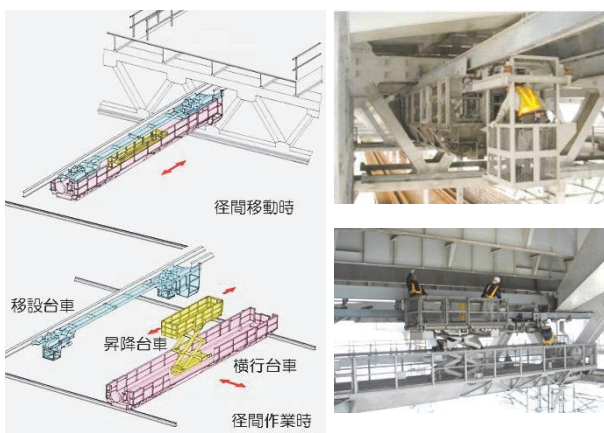


図-5 瀬戸大橋桁内面作業車
Fig.5 Basic structure of the inside girder maintenance vehicle

3.3 ケーブル作業車

ケーブル作業車は、主ケーブル上のハンドロープ（手摺）をレールとして走行する作業車であり、走行用の駆動装置と作業員が搭乗するケージで構成している。ケーブル左右のケージとケージ下のスライド床でケーブルとケーブルバンドの全周に接近することができる。この作業車は走行用のエンジンを搭載しており、約300kgの資機材を積載して最大25度の傾斜を毎分低速3m、高速10mで走行することができる。

初期型の駆動装置は、図-6に示すようにウインチ式で前方に伸ばしたロープを巻き取ることにより走行していたが、ハンドロープを支えるスターション（支柱）通過時にケージが揺れる難点が生じた。原因は支柱前後で作業車自重によりハンドロープがたわんで抵抗力が変化したためである。また、一定距離走行ごとに駆動用ロープの盛り替えも煩雑で改善が必要であった。

上記を踏まえ、ハンドロープで駆動反力を確保する方式として写真-6に示すように、ゴム製の2枚のキャタピラでハンドロープを挟む機構を開発した。

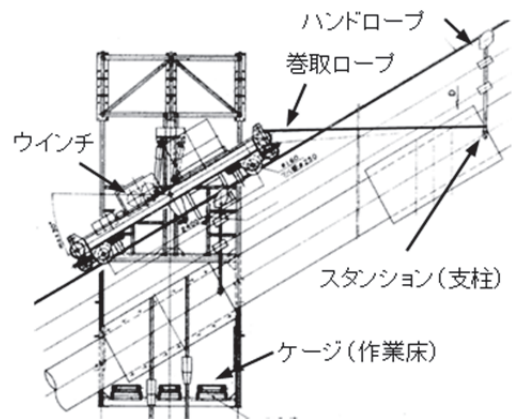


図-6 ウインチ駆動方式
Fig.6 Winch-driving system

駆動力は左右のスプリング押し付け力とキャタピラの摩擦係数の積で決まる。耐久性を確保するためウレタンゴムを採用したが摩擦係数は0.3程度であるため、ウレタンゴムにけい砂を混入した特殊ゴムを開発して摩擦係数0.5以上を確保している。²⁾



写真-6 ケーブル作業車と駆動方式
Photo 6 Cable maintenance vehicle and self-driving unit

3.4 磁石車輪ゴンドラの開発

斜張橋では写真-7、図-7に示すように塔柱の外、内面をそれぞれ“コの字”形に囲み、塔柱に設けたガイドレールに沿って昇降する専用の塔作業車を開発した。ケーブル定着部はスライド床を橋軸直角方向にスライドさせることで、ケーブル定着部をかわし塔頂部まで昇降することができる。この方法によりゴンドラは確実に支持できるが、レールの設置費と作業車の製作費がかさむ。



写真-7 斜張橋塔外面作業車
Photo 7 Suspended platforms for outer surfaces of tower shafts

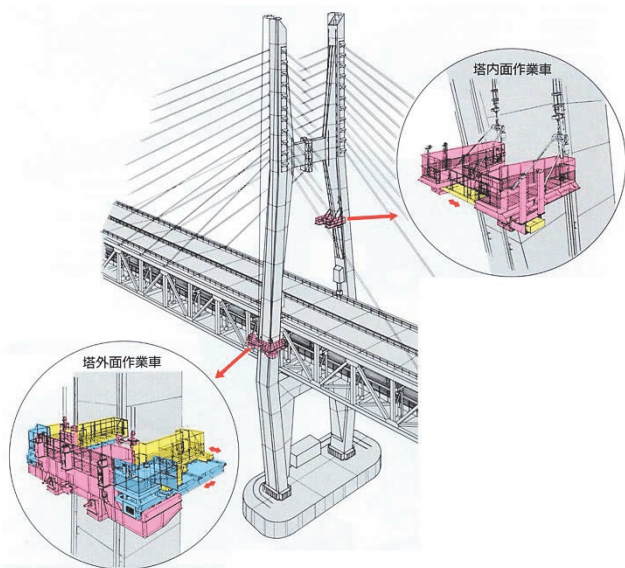


図-7 斜張橋塔内外面作業車

Fig.7 Suspended platforms for outer and inner surfaces of tower shafts

一方、吊橋主塔の点検補修用足場にはゴンドラを使用するのが一般的であるが、ゴンドラは風により揺れやすいため、稼働率が低下するのに加え、揺れ等による恐怖心を克服することが第一条件になる。

これらの課題を解決するために、強力な永久磁石を内蔵した磁石車輪を汎用ゴンドラに装備した磁石車輪ゴンドラを開発した。図-8に磁石車輪の構造を示す。

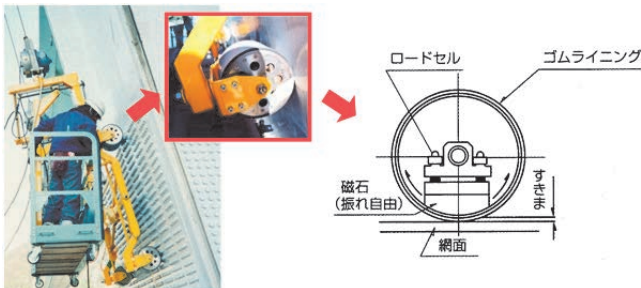


図-8 磁石車輪の構造

Fig.8 Magnetic wheel

この磁石車輪は車輪軸に希土類ネオジウム磁石を振り子状に懸架しているため磁石は壁面傾斜に対し自動的に最大の吸着力を得る方向に向く。この磁石車輪は1輪で最大約2,500N(約255kgf)の吸着力を得られ、ゴンドラはオーバハング部の添接部においても連続して塔壁に吸着することができ、操舵装置により塔壁を任意の方向へ移動できる。

この磁石車輪を保持するフレームを設け、ゴンドラケージを取り付ければ磁石車輪ゴンドラが構成できる。

(写真-8) 主要部分であるゴンドラケージと昇降装置(ワインダ、ワイヤロープ)はリース品を使用すること

ができ、塔への取付設備は塔頂部の吊り元金具のみになる。本ゴンドラの開発により、従来のゴンドラに比べ稼働率は50%から80%程度に向上するとともに作業性・安全性・経済性も向上している。¹²⁾



写真-8 磁石車輪ゴンドラによる補修塗装

Photo 8 Magnetic wheel gondola

4. 点検補修用作業車の設計

4.1 主要構造部材

桁外面作業車及び桁内面作業車は補剛桁全長にわたって取り付けられた軌条の上を走行する。また、ケーブル作業車は主ケーブル全長に取り付けたハンドロープ上を走行するため、作業車及び軌条等の荷重が橋本体にかかり橋体の強度、重量及び建設コストが増加する。このため、作業車の設計では軽量化が重要であり、作業車の主要構造部材は鋼材に比べ比強度が大きいアルミニウム合金を採用している。この作業車の軽量化には、橋自体の建設コストの低減のほかには作業車の使用電力の低減、駆動装置及び給電設備の小型化にも有効である。³⁾

4.2 運転装置

作業車の構造と機構は、トラス桁のように部材が多くなると複雑となるため、衝突、落下等の重大事故が発生しやすくなる。このような事故を防止するために、リミットスイッチ等を用いた自動停止回路を構築し、操作盤は写真-9に示すデットマンスイッチを採用している。デットマンスイッチは、デットマンフットスイッチを踏みながら主操作盤の「走行コントローラ」の頭部押しボタンを押し、コントローラを倒すと走行し、手を離すと中立位置に復旧し停止する仕組みになっている。このようにフェールセーフ設計やフルプルーフ設計によるハード面の安全対策を行っている。更にソフト面の対策として、運転者が作業車を安全かつ効率的に運転できるように、安全運転教育制度を充実した。この免許制度は5年ごとの更新制とし安全を図っている。

また、明石海峡大橋以降に製作した作業車や操作制御盤を改修した作業車等では運転者の安全確認ミスを少なくするため、操作盤に液晶パネルを用いたガイダンス方式を採用している。写真-10に明石海峡大橋桁外面作業車の操作盤を示す。本方式は、操作手順とエラー内容が全てディスプレイ上に表示され、運転者が安全確認を行

う度に確認ボタンを押さなければ次の運転操作に進めないようにしたものであり、運転者の判断操作が減少して操作ミスが解消され、作業時間の短縮と安全性の向上が図られている。³⁾



写真-9 デッドマンスイッチを採用した操作盤
Photo 9 Control panel with deadman switch

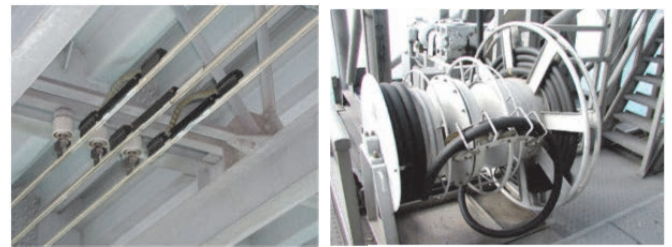


写真-10 桁外面作業車の操作盤
Photo 10 Control panel of outside girder maintenance vehicle

4.3 給電方式

作業車の動力源は、エンジン駆動型ケーブル作業車を除き重量軽減、メンテナンス及び運用面から商用電力や発電機を採用していた。このうち商用電力による作業車への給電は、桁に設置した絶縁トロリー線またはケーブルリールで行っている。写真-11に従来の給電方式を示す。しかし、本方式は桁全長に配線が必要で、かつ飛来塩分による経年劣化が激しく絶縁低下するため碍子洗浄や機器の交換が必要となり、初期投資と維持管理費の増加が課題であった。このため、多々羅大橋や来島海峡大橋の桁外面作業車では作業車に写真-12に示す鉛蓄電池方式のバッテリーを搭載して係留時には桁下に設置した電源コンセントから充電し、走行時はバッテリー駆動とすることで、初期投資とライフサイクルコストの低減を図っている。³⁾

過去の維持管理データを基にトロリー線駆動方式と鉛蓄電池式の供用30年間の給電に関するLCC（初期投資＋維持管理費）の比較では蓄電池駆動方式の方が安価（来島海峡大橋、多々羅大橋全体で約68百万円/30年）となる。



トロリー線
キャブタイヤケーブル
写真-11 従来の給電方式
Photo 11 Conventional power supply (Trolley lines and Cabtyre cable)

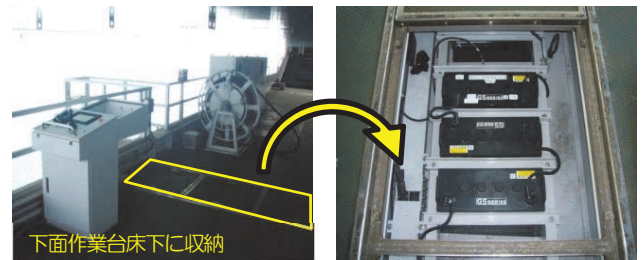


写真-12 鉛蓄電池方式のバッテリー
Photo 12 Lead-acid batteries (under floor of the platform)

更に、門崎高架橋の作業車では経年劣化による給電用トロリー線の更新が必要となったが、鉛蓄電池の搭載は設置荷重を超過する問題があったため、鉛蓄電池より更に軽量かつ性能と経済性に優れたリチウム電池方式のバッテリーを採用し更新している。写真-13に門崎作業車の給電方式の更新前後を示す。

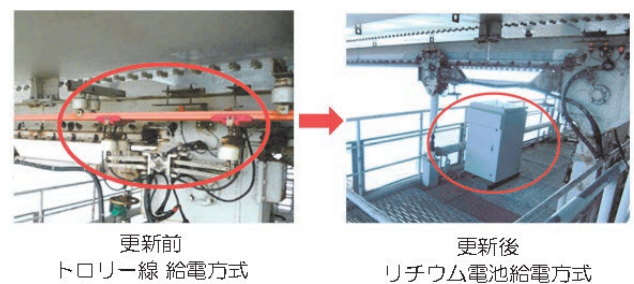


写真-13 門崎作業車の給電方式の更新前後
Photo 13 Before and after updating of the power supply system of the maintenance vehicle of the Tozaki viaduct

5. アプローチ率向上の取組

作業車による長大橋各部材へのアプローチは、ほかに接近用設備がなく、かつ作業車でなければ点検補修できない箇所を対象とし、点検員が手で触れる距離まで接近できることが望ましい。

明石海峡大橋の作業車によるアプローチ率は、初期に

製作された作業車に比べ約82%まで向上されたもののトラス桁では、写真-14のように上弦材と斜材の主構材接合部等は伸縮足場が内側に入らないため接近が困難な部位がある。特に、初期に製作された因島大橋や大鳴門橋の作業車はアプローチ率が他橋に比べ極端に低く約40%～50%に留まっている。

今般、道路法施行規則（省令）が改正・公布され、橋梁部材は近接目視による点検が必要とされている。また、局部的な変状発生箇所の補修作業も急務になっていることから、各橋梁におけるアプローチ率向上の検討を進めているところである。以下に大鳴門橋作業車改造検討の概要を述べる。なお、箱桁構造の多々羅、来島海峡大橋では、ほぼ全ての構造物にアプローチが可能となっている。表-3に各橋梁ごとの作業車アプローチ率を示す。

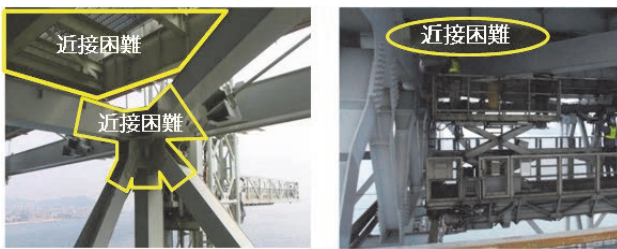


写真-14 接近困難箇所
Photo 14 Hard-to-reach areas

表-3 各橋梁の作業車アプローチ率
Table 3 Approach ratio of each bridge

橋梁名	アプローチ率 (約)
明石海峡大橋	82%
大鳴門橋	40%
門崎高架橋	90%
撫養橋（上り）	90%
撫養橋（下り）	70%
下津井瀬戸大橋	70%
櫃石島高架橋	50%
櫃石島橋	60%
岩黒島橋	60%
与島橋	50%
北備讃瀬戸大橋	70%
南備讃瀬戸大橋	70%
番の州高架橋	50%
新尾道大橋	-
因島大橋	50%
生口橋	100%
多々羅大橋	100%
大三島橋	100%
伯方橋	100%
大島大橋	100%
来島海峡第一大橋	100%
来島海峡第二大橋	100%
来島海峡第三大橋	100%

大鳴門橋の局部的な変状として、写真-15に示すようなボルト添接部、鋼床版縦桁支承部等に腐食が発生している。これらの補修には、管理路のほかには桁内面作業車と桁外面作業車によるアプローチが有効となるが既設管理路、既設作業車によるアプローチ率は約40%と低く効率的な補修作業が行えない。図-9に大鳴門橋におけるアプローチ拡大対象部位（近接困難箇所）を示す。



写真-15 局部腐食状況

Photo 15 Localized corrosions

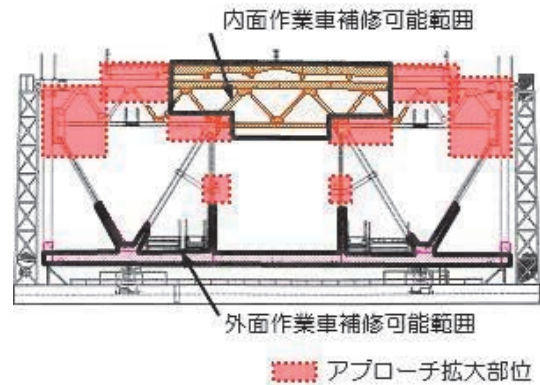


図-9 アプローチ拡大部位

Fig.9 Hard-to-reach areas of the Ohnaruto Bridge (Denoted in red)

大鳴門橋におけるアプローチ率向上に向けた作業車の主な改造は次に示す案により検討を進める。①外面作業車側面フレーム両側の伸縮昇降足場を増設、②桁内面作業車の作業床を改造し横行台車補助作業台を拡幅、③桁内面作業車及び桁外面作業車が接近できない箇所は、ユニット足場又は保安管理路作業車を設置する。これらの改造を行うことにより補剛桁部材のアプローチ率は60%に向上し、局部補修が必要な鋼床版縦桁支承等の変状箇所のアプローチ率は99%対応可能となる。図-10に大鳴門橋作業車の改造案を示す。⁴⁾

また、明石海峡大橋に存在するアプローチできない鋼床版等の一部（写真-16）についても、現在、桁内・外面作業車改造によるアプローチ拡大を検討している。

図-11に明石海峡大橋内面作業車の簡易ビームリフタ搭載による改造案を示す。⁵⁾

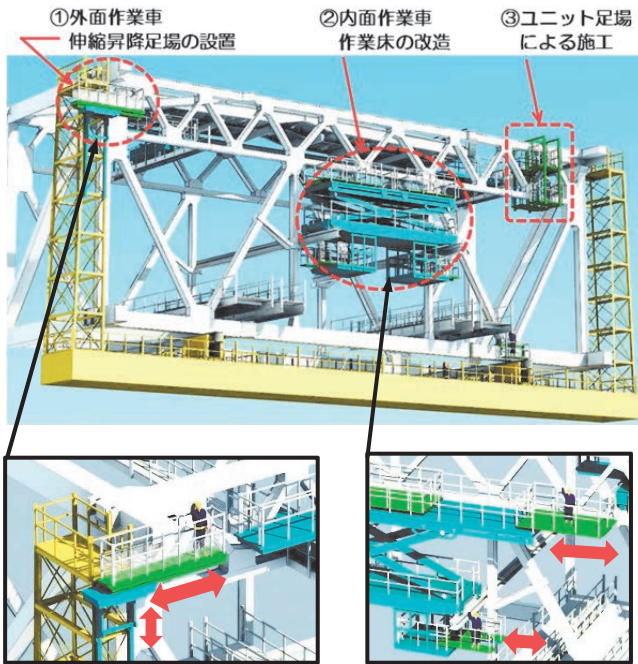


図-10 大鳴門橋改造イメージ
Fig.10 Modification plan for the Ohnaruto Bridge
 (additional platforms, modification of existing working platforms)

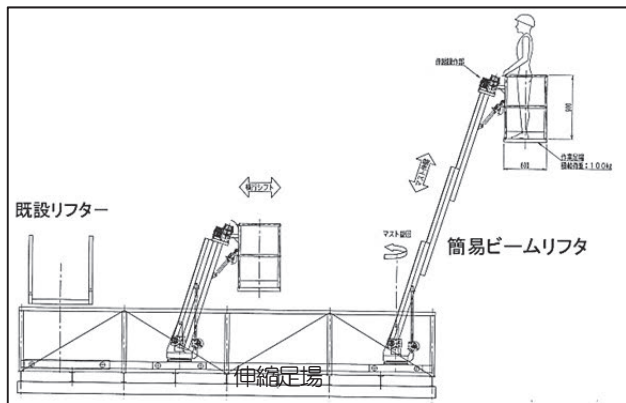


図-11 明石海峡大橋桁内面作業車改造案
Fig.11 Access to hard-to-reach area using portable beam lifter
 for the Akashi-Kaikyo Bridge



写真-16 明石海峡大橋鋼床版等の接近困難箇所
Photo 16 Hard-to-reach area underside of steel deck
 of the Akashi-Kaikyo Bridge

なお、アプローチ率の向上は、橋体狭隘部に接近するため、橋体との接触のリスクが高くなり熟練した運転技術が要求される。また、安全の確認は運転者及び作業員による目視確認が基本であるが、補助的なシステムとして、例えば障害物等を自動で検知し、制動又は警報を鳴らすことができる装置を併せて導入する等、安全性の向上が必要となる。今後は、解決すべき課題と対策について本社と管理センター間で情報を共有し、検討を進める。

6. おわりに

海峽部における長大橋の点検・補修を安全かつ効率的に行うためには作業車の活用は不可欠である。また、近接点検や局部補修の効率化、経費節減が求められている今般、作業車の役割は更に重要なものとなることから、今後も作業車に求められるニーズや新しい技術を調査し改善、改良を行い維持管理作業の効率化と維持管理コストの低減、安全性能の向上を図る所存である。

参考文献

- 1) 高津知司、朝倉義博、香川晃：予防保全のための長大橋維持管理用機械設備及び作業用機械の開発、橋梁と基礎、2008.6
- 2) 坂本光重：長大橋の維持管理用機械設備、建設の機械化、No.132、pp.27-32、2002.10
- 3) 朝倉義博、香川晃、大浦義司：機械設備の維持管理と開発、本四技報、Vol.32、No.110、pp.73-79、2008.1
- 4) 本州四国連絡高速道路（株）：大鳴門橋アプローチ向上検討業務報告書、2013.12
- 5) 本州四国連絡高速道路（株）：明石海峡大橋点検補修用作業車改良検討業務報告書、2015.7

電着防食と電気防食を併用した大水深海中基礎の 防食方法に関する検討

Study on anticorrosion method by electrodeposition method together with cathodic protection for deepwater foundations

竹口 昌弘 Masahiro Takeguchi 北村 岳伸 Takenobu Kitamura

坂出管理センター
橋梁維持第一課長

坂出管理センター
橋梁維持第一課長代理

概要

瀬戸大橋の海中基礎部の鋼ケーソンは、電着工法を基本とした防食対策が順次実施されている。しかし、大水深（T.P.-40m以深）に設置されている鋼ケーソンに対しては、従来の電着工法では、工期、コストが膨大となることが想定されている。このため、大水深鋼ケーソンの新たな防食方法として、電着防食と電気防食を併用した方法の適用性について、現地試験及び解析等により検討した。その結果、薄い電着被膜を形成した後に維持通電することにより、経済的かつ短い工期で大水深鋼ケーソンを防食できる可能性があることを確認した。

The electrodeposition method has been used as the anticorrosion method of steel caisson for underwater foundations of the Seto-Ohashi Bridges. However, for deepwater steel caissons, the cost and construction period by the conventional electrodeposition method has been assumed to be huge. For this reason, we studied the applicability of the new anticorrosion method that employed the electrodeposition method together with cathodic protection for the deepwater foundations. The result showed that the cathodic protection after forming thin electrodeposition coating on the surface of steel caisson was possibly economical and quick anticorrosion method.

1. はじめに

瀬戸大橋の海中基礎は、鋼製のケーソンにプレパックドコンクリートを充填した「設置ケーソン工法」により、1980年～1984年にかけて施工されている。この鋼ケーソンは、建設時には長期耐久性に配慮した防食対策は行われていなかった。

このため、瀬戸大橋の鋼ケーソン基礎では、海中に陽極を配置して海水中に微電流を流すことにより、炭酸カルシウム、水酸化マグネシウム等を主成分とする無機質系物質（電着物）で鋼ケーソンを防食する電着工法を基本とした防食が1999年から本格的に進められている（写真-1）^{1) 2)}。しかしながら、大水深（T.P.-40m以深）に設置されている鋼ケーソンに対しては、これまでの電着工法による防食対策では、工期、コストが膨大となることが想定された。

本稿では、大水深の鋼ケーソンに対して、より合理的な防食方法と考えられた電着防食と電気防食を併用した方法の適用性について、現地試験、解析により検討した

結果を報告する。



写真-1 電着防食の施工状況

Photo.1 Anticorrosion by electrodeposition method

2. 鋼ケーソン防食の現状と課題

2.1 瀬戸大橋の鋼ケーソン防食の現状

瀬戸大橋の鋼ケーソンの防食方法を図-1に示す。海中部（TP.-1.0m以深）は電着工法を基本に、水深が浅い基礎（TP.-20m以浅）は、電着工法の施工設備の搬入に用いる起重機船が係留できない等の施工性から電気防食を実施している。また、飛沫・干満帯部は湿潤型有機ライニング（TP.+3.0～TP.+0.5m）及び電着被膜を有効活用した電気防食（TP.+0.5m～TP.-1.0m）を採用している³⁾。

平成28年1月現在の鋼ケーソン防食工事の進捗状況を表-1に示す。なお、大水深基礎である南備讃瀬戸大橋のBB6PとBB7Aに対する海中部の防食方法は検討中である。

2.2 大水深下における電着防食の課題

瀬戸大橋の鋼ケーソンで実施している電着防食は、まず、ウォータージェットを装備した壁面清掃機を用いて

ケーソン壁面に付着している海生生物及び表面さびを取り除く。その後、図-2に示す電着設備で所要の厚さ（平均5000 μ m、最小2000 μ m）の電着被膜を付着させて被膜を形成させる。しかしながら、今後、防食対策を実施する予定である南北備讃瀬戸大橋BB6P、BB7Aの鋼ケーソンは、水深TP.-40m以深に設置された大水深基礎であり、電着防食を適用する場合、以下の理由から工期・コストが増大するという課題が生じていた。

- ① 既存の電着設備では、電着被膜の形成に多くの時間を要する。
- ② 電着設備設置のための潜水作業の効率が大幅に低下する。
- ③ 壁面清掃に要する時間も多く必要となり、電着開始までに発せいする可能性がある。

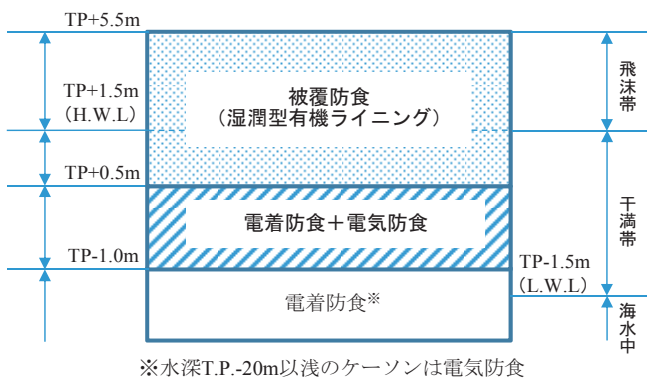


図-1 鋼ケーソンの防食概念図

Fig.1 Concept of corrosion protection for steel caissons

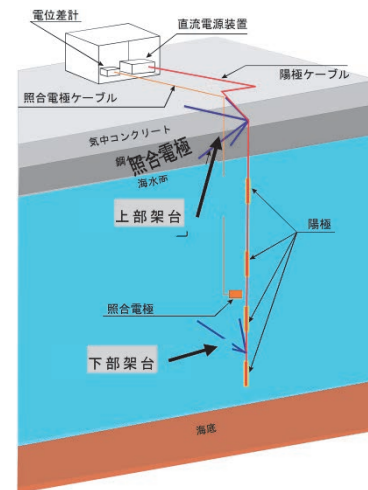


図-2 既存の電着設備概要図

Fig.2 Concept of existing electrodeposition device

表-1 瀬戸大橋 鋼ケーソン防食の現況

Table.1 Present condition of corrosion protection for steel caissons of Seto-Ohashi Bridges

橋梁名		櫃石島橋		岩黒島橋			北備讃瀬戸大橋			南備讃瀬戸大橋		
基礎		HB2P	HB3P	IB2P	IB3P	IB4P	BB2P	BB3P	BB4A	BB5P	BB6P	BB7A
ケーソン寸法 (m)	平面寸法	46*25	46*29	46*18	46*22	32*36	57*23	57*23	62*57	59*27	59*38	59*75
	底面位置	-28	-25	-15	-23.5	-14	-10	-10	-10	-32	-50	-50
防食工事の進捗		完了	完了	完了	完了	完了	施工中	未施工	未施工	電着防食のみ完了	未施工	未施工
飛沫帯												
干満帯												
海中部	水深											
	-1m											
	-4m											
	-10m											
	-20m											
	-30m											
	-40m											
	-50m											

2016年1月末時点

被覆防食（塗装）
 電着+電気防食
 電着防食
 電気防食

 埋め戻し部

3. 電着・電気防食併用工法の検討

3.1 併用工法の概要

電気防食は、海水や海底土を通して直流電流を鋼構造物に流入させ、海中や海底土中部の鋼材表面を腐食電流より大きい負の電位に維持する防食法である⁴⁾。電気防食を適用する場合、鋼材の防食に必要な電流密度は、電着被膜がない場合に比べ、薄い電着被膜を形成することで低減できることが知られている⁵⁾。また、瀬戸大橋の鋼ケーソン（HB3P）で実施した過去の現地試験において、電着被膜が形成された鋼ケーソンの水深の浅い位置に電気防食を施すと、時間経過とともに水深・水平方向の防食範囲が拡大する結果が得られている⁶⁾。このことから、大水深鋼ケーソンの防食方法として、薄層の電着被膜を形成し、浅い位置に電気防食を施すことにより、電着被膜形成の時間を短縮でき、また電気防食に必要な防食電流密度の低減によるコスト縮減が期待できる。さらに、電着被膜が部分的に欠損しても、電気防食により電着被膜の生成（自己修復）することが可能である。

以下に、電着・電気防食併用工法を適用するための基礎的な検討を行うとともに、工期・コストを試算し、従来の電着工法と比較した。

3.2 電着被膜に関する検討

(1) 目標電着被膜厚の検討

BB6P鋼ケーソンの有潮流環境下において、テストピース（410mm×510mmの鋼板）を使用し電着被膜厚と防食電流密度の関係を調査した。ここでは、防食電位である-780mV vs. Ag/AgCl及び電気防食工法における設計上の推奨電位である-900mV vs. Ag/AgClに保持し、その際にテストピースに流入する防食電流密度を計測した。その結果、図-3に示すとおり、鋼材の防食に必要な電流密度は電着の膜厚と相関関係があり、電着被膜厚が250 μ m程度の時に電着被膜を形成していない場合の1/30以下の防食電流密度で防食が可能となることが明らかとなった。なお、この結果は小さなテストピースによる試験であるため、陽極として設置した電極からの電流がテストピースよりも広い範囲に影響を及ぼしていると考えられることから、実際にはこの結果よりも少ない防食電流密度となる可能性がある。今回の試験結果と過去の瀬戸大橋における電着被膜厚のばらつきを考慮して、平均500 μ m、最小200 μ mを管理目標値として設定した。

次に、テストピースによる試験結果の妥当性を検証するためにBB6P鋼ケーソンの壁面を使用し、より広い範囲での現地試験を実施した（図-4）。試験は、ケーソン壁面（水深T.P.-1m～-7m、面積6m×6m=36m²）の海生物やさびを除去した後、電着通电を行い薄層の電着被膜を形成して実施した。電着被膜形成前後で電気防食による防食効果（防食範囲：-780mV vs. Ag/AgCl以下）の

比較を行った（図-5）。その結果、電着被膜形成後は、防食面積は設定電流10Aで30倍程度、設定電流15Aで4程度拡大する結果となり、電着被膜による電位分布の改善効果が確認できた。

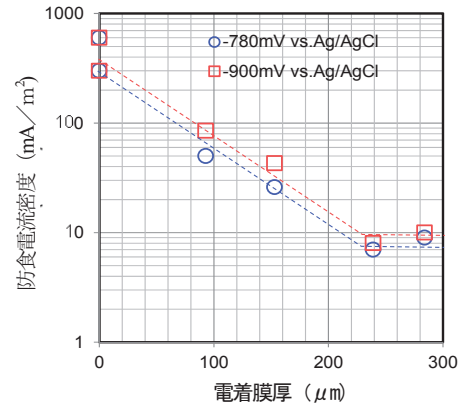


図-3 防食電流密度と電着被膜厚の関係

Fig.3 Relation between thickness of electrodeposition film and required current density

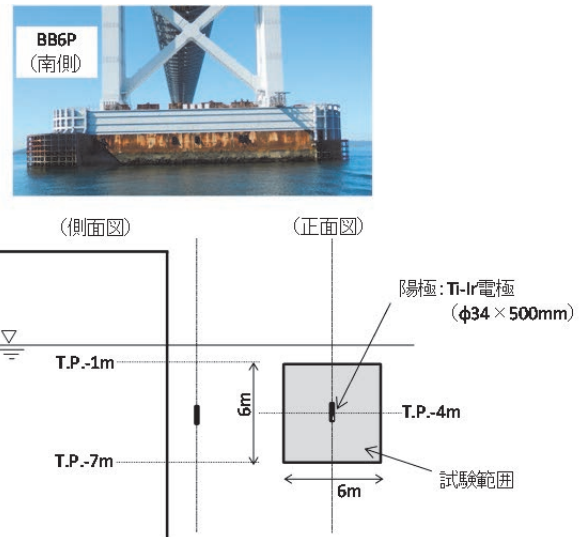


図-4 現地試験概要図 (BB6P)

Fig.4 Concept of field test (BB6P)

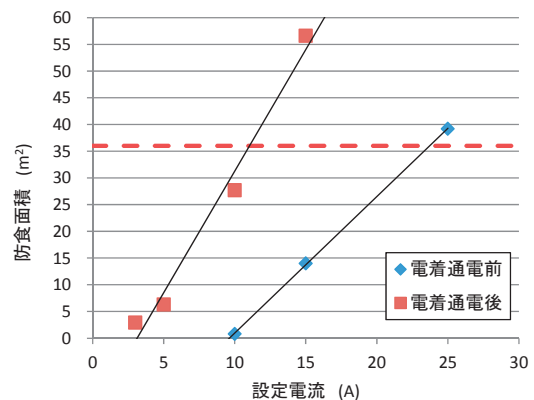


図-5 設定電流と防食面積の関係

Fig.5 Relation between impressed current and corrosion protection area

(2) 電着被膜の耐久性調査

上記(1)のBB6P鋼ケーソンの現地試験で形成した薄層の電着被膜に対して、外部電源により維持通電を行い、電着被膜の組成分析を実施した。表-2に、電着通電終了直後及び維持通電（6ヶ月）後の電着膜の組成分析結果を示す。電着通電終了直後の電着被膜の組成比率は、0.5~0.8であり、マグネシウム成分比率が多くなっている。このように非結晶であるマグネシウム成分比率が多い電着被膜は、柔らかく水密性が高まるが耐久性は劣る。一方、6ヶ月間の維持通電後の組成比率は1.4~1.9と結晶質のカルシウム成分比率が多くなり、固く耐久性が期待できる緻密な電着被膜に変化していることが確認できた。これは、 $Mg(OH)_2$ から $CaCO_3$ への組成置換反応が進み化学組成が変化することにより緻密な電着被膜に変化したものと考えられる。

3.3 素地調整の効率化の検討

電着被膜の付着力を確保するために、電着施工の前処理として、鋼ケーソン壁面に付着している海生生物やさび等のスケールを除去する必要がある。これまで瀬戸大橋では、壁面清掃機を使用した高圧洗浄及びサンドブラストにより1種相当のケレンを行っていた。この場合、大水深ケーソンでは作業の長期化、コスト増が見込まれる。そこで、素地調整の効率化として、強電流による電解除せい及び壁面清掃機の改良について検討した。

(1) 電解除せいの検討

BB6P鋼ケーソン南面を対象に強電流を印加し、壁面に付着している海生生物、さびの強制剥離の可能性について調査した。試験では、設定電流を現有設備で出力可能な最大値160Aとし、41日間の通電を行った。その結果、現有設備の電源規模では、付着生物の小規模な部分剥離が発生するものの、外観上は試験前後で顕著な変化が認められず、付着生物、さびがケーソン壁面から完全に剥離しないことが確認された。

次に、通電箇所におけるケレン効率の確認を行うことを目的に、水深TP.-20mにおいて、通電箇所と非通電箇所かでダイバーによるケレンの作業効率を比較した（表-3）。その結果、6週間の事前通電を行うことにより、ケレンの作業効率が2倍程度向上することが確認できた。

今回の通電試験では、付着生物、さびを除去するには至らなかったが、強電流で事前通電することにより、さび・付着生物と鋼材界面の付着力が低減できることが確認できた。このことは、電解除せいは、ケレン作業の省力化、効率化につながる有効な手段であると考えられる。

(2) 壁面清掃機の改良検討

従来使用している壁面清掃機を稼働させるためにはケーソン天端に16tラフタークレーンが必要である（図-6）。その現地搬入には起重機船が必要であるが、現地作業期間は漁業関係者との協議により年間4ヶ月（1~3月、9月）に制限されている。そこで、本線上よりク

表-2 電着被膜の組成比率

Table.2 Relative proportion of electro deposit film

(a)電着通電終了直後

サンプル No.	被膜組成 (wt%)				CaCO ₃ /Mg(H) ₂
	Ca	Mg	CaCO ₃	Mg(OH) ₂	
①	16.2	22.2	40.5	53.6	0.8
②	12.5	28.1	31.2	67.8	0.5
③	17.1	22.4	42.7	54.1	0.8

(b)維持通電後（6ヶ月）

サンプル No.	被膜組成 (wt%)				CaCO ₃ /Mg(H) ₂
	Ca	Mg	CaCO ₃	Mg(OH) ₂	
①	24.7	13.2	61.8	31.9	1.9
②	24.0	14.9	60.0	36.0	1.7
③	20.1	15.3	50.3	37.0	1.4

BB6P維持通電試験条件

- ・維持通電方法 : 外部電源方式
- ・設定電流 : 15A
- ・ケーソン-陽極間距離 : 0.5m
- ・陽極 : Ti-Ir電極 (φ34 × 500mm)
- ・陽極設置水深 : T.P.-4m
- ・維持通電期間 : 6ヶ月間

表-3 ケレンの作業効率

Table.3 Work efficiency of surface cleaning

	通電箇所	非通電箇所
ケレン面積(m ²)	3.9	2.2
作業効率(m ² /h)	16	9

※ケレン作業時間は、14分59秒。

BB6P 電解除錆試験条件

- ・設定電流 : 160A※
- ・ケーソン-陽極間距離 : 2.4m
- ・陽極 : Ti-Ir電極 (φ114 × 1500mm)
- ・陽極設置水深 : T.P.-20m
- ・維持通電期間 : 41日間

※設備故障により4日間は90Aで通電

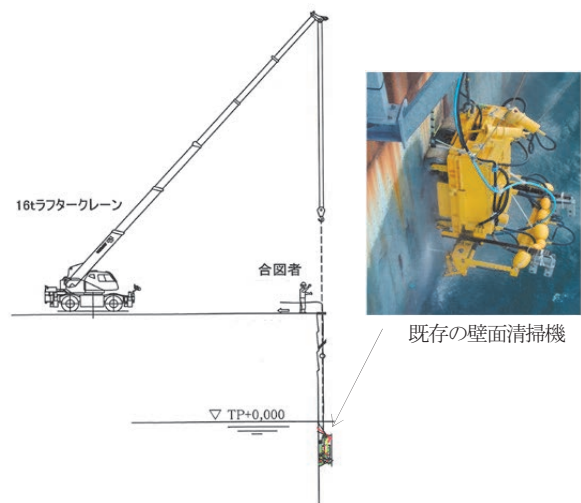


図-6 既存の壁面清掃機

Fig.6 Existing surface cleaning device

レーン作業で搬入可能な半自動の壁面清掃機（高圧洗浄機械）を試作し（写真-2）、その適用性をIB4P鋼ケーソンでの試験施工で確認した。試験条件を表-4に示す。試験は、素地調整のグレードを2種類で実施した。また、ノズルの水平方向の走行速度を一定（2.2m/min）とし、水平方向フレーム内を1往復した後、一定間隔で水深方向に移動させた。作業効率、素地調整グレードの違いによる素地調整の品質を確認するため、高圧水の吐出圧及び水深ピッチを変えて試験を行った。なお、ノズルが1往復する間の高圧水による壁面洗浄幅（水深方向）は100mm程度であることを事前試験で確認している。

素地調整試験の結果、試験条件①ではさび及び海生生物は概ね除去できている。一方、試験条件②では海生生物の一部が残存している。このことから、高圧水による素地調整によりさび及び海生生物を除去するには、吐出圧は35Mpa程度必要であり、水深方向の移動は高圧水がケーソン壁面に当たる水深方向幅に対して1/2程度オーバーラップさせる必要があることが分かった。

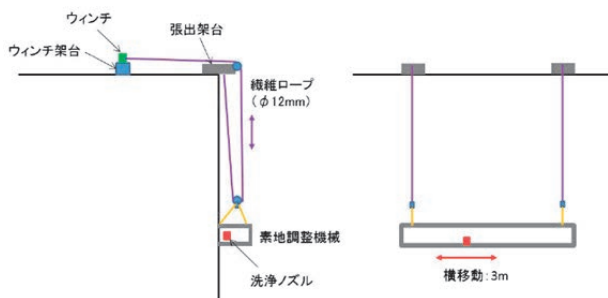


写真-2 簡易ケレンマシン（試作機）
Photo.2 Simple surface cleaning device (Test model)

表-4 素地調整試験条件
Table.4 Test condition of surface cleaning

試験条件	①	②
ノズル-壁面間距離(mm)	50	
吐出圧(MPa)	35	20
水深方向ピッチ(mm)	50	100
水平方向走行速度(m/min)	2.2	

次に、上記の素地調整試験実施後に電着通電を行い、電着被膜の形成状況を確認した。電位-1.4~-1.3V vsAg/AgCl程度で電着通電を48日間実施したところ、0.5mm以上の膜厚の電着被膜が得ることができた。しかしながら、試験条件②では、海生生物が残存した箇所においては電着膜が生成されていない。このことから、適切な電着被膜形成には、海生生物を全て除去できる試験条件①の素地調整グレードが必要であると言える。

3.4 電着通電設備の簡易化検討

従来の電着工法における陽極の固定には、上下支持架台による緊張式係留方式が採用されている。しかしながら、この陽極固定方式を大水深下に採用する場合、架台が大型化し、海中での架台仮設工事に多くの時間とコストが必要となる。そこで、より簡易な陽極固定方法として、海底にシンカーを沈めて、それを下部の支持点とする方法の適用性を、BB6P鋼ケーソンでの試験施工により確認した（図-7）。この工法では、シンカーを沈める前にシンカーに索を取り付けておけば、海中での作業が不要となり、ダイバーによる海中作業の大幅な低減が期待できる。

シンカー方式ではシンカー重量の設定が重要である。試験箇所の潮流速は2ノット程度であり、これによりφ12mmの索に作用する張力は200kg程度ある。それに、電極の抗力等も含めて、シンカーの重量を2t程度に設定して試験を実施した。

試験施工の結果、シンカー（重量約2t）を繊維ロープ（φ12mm）で固定し、ウインチにより海底T.P.-40mに着底させることにより、安定した陽極の固定が可能であることが確認できた。

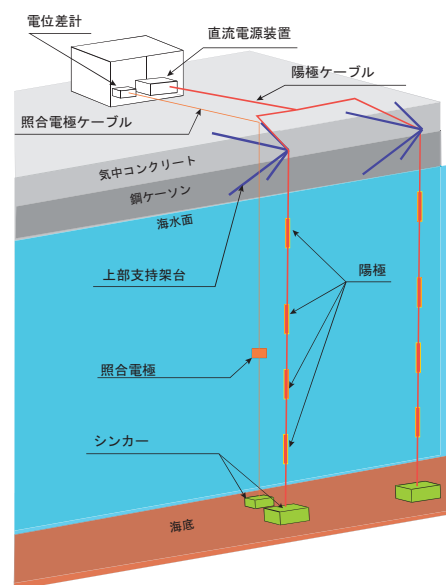


図-7 新たな電着設備概要図
Fig.7 Concept of new electroplating device

3.5 維持通電方法の検討

BB6P鋼ケーソンを対象に、電着被膜形成後の電気防食の維持通電方法として、外部電源方式と流電陽極方式の2種類について、設置方法を有限要素解析 (FEM) により検討した。解析条件は、これまでの現地計測、テストピースによる試験施工の結果を踏まえるとともに、維持通電の管理基準値は-900 mV vs. Ag/AgClとした。その結果、外部電源方式では陽極4箇所での配置で300~500A程度、流電陽極方式では2段配置で総数100本のアルミニウム陽極 (3.5A、耐用年数50年) を水深の浅い位置にのみ設置することで、鋼ケーソン全体の防食が可能となる結果を得た (図-8)。

3.6 工期・コスト

本検討での結果を踏まえ、電着防食と電気防食の併用工法をBB6P鋼ケーソンに適用した場合の施工計画を検討し、概算の工期・コストを試算した。なお、維持通電方式は、外部電源方式と流電陽極方式の2ケースを対象にした。試算結果を従来工法の場合と比較して表-5に示す。

今回の試算では、いくつかの前提条件を設定しているが、併用工法の初期投資費用 (設計・製作・施工) は、従来工法と同程度である。また、200年間のライフサイクルコストでは、併用工法は従来工法の1/3程度である。さらに、併用工法の工期は従来工法の1/5程度である。したがって、併用工法は従来工法に比べて、大幅な工期短縮、コスト縮減が期待できると考える。

4. おわりに

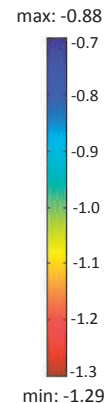
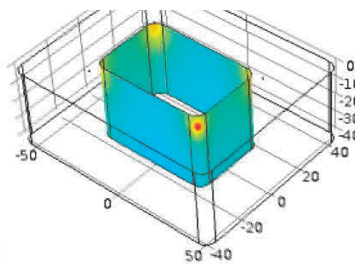
大水深鋼ケーソンを合理的に防食するため、電着・電気防食併用工法の適用性に関する基礎的な検討を実施した。その結果、薄い電着被膜と低電流密度での維持通電により、従来工法 (電着防食) に比べて経済的かつ短い工期で大水深鋼ケーソンを防食できる可能性のあることが確認できた。今後は、実施に向けて、①維持通電下にある薄い電着被膜の長期耐久性、②大水深下におけるケレンマシンの適用性 (耐水圧性、水の供給方法等)、③鋼ケーソン周囲に設置されている船舶緩衝工の影響などの現地施工条件を考慮した具体の施工法、などを検討していく予定である。

参考文献

- 1) 岩垣富春、岡本浩幸：「電着工法」による鋼製ケーソン防食、本四技報、Vol.24、No.95、pp.35-41、2000.12
- 2) 寺下孝男、岡本浩幸：鋼製ケーソンの電着工法による防食の現況、本四技報、Vol.28、No.103、pp.39-44、2004.9
- 3) 宮口典博、大川宗男、坂本佳也：瀬戸大橋の鋼ケーソン干満帯・飛沫帯の防食、本四技報、Vol.35、No.115、pp.2-7、2010.9

(a)外部電源方式

設定電流 : 500A(67mA/m²)
陽極配置 : 4箇所 (T.P.-3.5~5.5m)



(b)流電陽極方式

陽極材質、本数 : Al合金、100本
初期発生電流 : 3.5A(50mA/m²)
陽極配置 : 2段均等 (T.P.-8m、-15m)

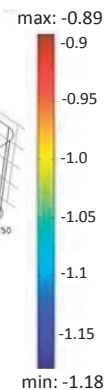
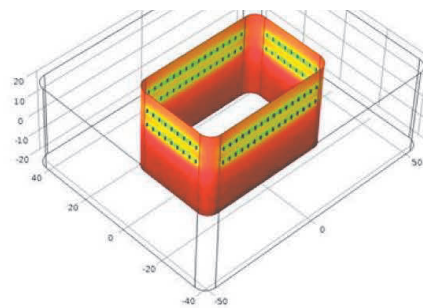


図-8 FEM 解析結果 (電位分布)

Fig.8 Analysis results by FEM (distribution of potentials)

表-5 概算コストと工期

Table 5 Approximate cost and construction period

工法	従来工法 (電着工法)	併用工法A	併用工法B	
維持通電方法	—	外部電源方式	流電陽極方式	
コスト (比率)	設計・製作費	1.0	1.6	1.6
	施工費	1.0	0.7	0.8
	初期投資費用	1.0	0.9	1.0
	維持管理費用(200年)*	1.0	0.1	0.1
	LCC(200年)	1.0	0.3	0.3
工期	17年	3.4年	3.4年	

※維持管理費用算定の前提条件

従来工法 : 電着工事の50年毎の再施工費を計上。
併用工法A : 外部電源設備の20年毎の交換費を計上
併用工法B : 流電陽極設置の50年毎の再施工費を計上。

- 4) 建設省土木研究所ほか：海域における土木鋼構造物の電気防食に関する共同研究報告書 一海域における土木鋼構造物の電気防食指針 (案) ・同解説一、共同研究報告書第58号、pp.1~59、1991.3.
- 5) 濱田秀則、兼坂薫、鈴木靖庸、宮田義一：鋼材における電着および電気防食併用工法の防食性能に関する実験的検討、港湾空港技術研究所資料、No.1113、2005
- 6) 大川宗男、宮口典博、坂本佳也：電着防食と電気防食を併用した海中基礎の防食、第29回日本道路会議論文集、No.5004、2011.11

明石海峡大橋主塔基礎鋼ケーソンの腐食調査

Corrosion investigation of steel caissons for main tower foundations of the Akashi-Kaikyo Bridge

麓 興一郎 Koichiro Fumoto

神戸管理センター
橋梁維持課長

信重 和紀 Kazunori Nobushige

神戸管理センター
橋梁維持課

大爺 健司 Kenji Oya

企画部企画課
(前)神戸管理センター橋梁維持課

概要

明石海峡大橋主塔基礎鋼ケーソン（以下「鋼ケーソン」という。）の腐食調査は、2P及び3Pの両基礎において、設置された平成元年より定期的(おおむね5年ごと)に実施し、腐食状況の把握に努めてきた。

そこで、平成26年度に5回目の調査を行い、海上部は鋼ケーソン外板、緩衝工等の目視観察及び、打音点検を実施し、海中部は潜水作業により、鋼ケーソン外板の肉厚測定や孔食発生箇所寸法測定等をした。その結果、海上部では局部的な腐食や塗膜剥離などを確認し、海中部では鋼ケーソン外板の平均肉厚の減少や孔食深さの拡大など腐食の進行を確認した。

本稿ではそれらの調査結果について報告する。

The foundations of the Akashi-Kaikyo Bridge are installed in the sea. Corrosion condition investigation of the steel caissons has been carried out every 5 years.

In 2014, we performed visual inspection and hammering inspection for the outside of the steel caisson, buffer structure etc. In particular, we measured the thickness of the steel caissons underwater.

This paper is the report of the inspection results.

1. はじめに

明石海峡大橋主塔基礎は、大水深、急潮流という厳しい海象条件の中、安全かつ効率的に施工するため、工場で作成した鋼ケーソン（鋼製型枠）を設置し、その中に水中不分離型コンクリートを打設して基礎を構築する設置ケーソン工法が採用され、建設された。¹⁾

鋼ケーソンの腐食調査は、設置された平成元年よりおおむね5年に1回の頻度で定期的実施し、腐食状況の把握に努めてきており、平成26年度に5回目の調査を実施した。

2. 明石海峡大橋主塔基礎の概要

明石海峡大橋の主塔基礎は、潮流による基礎への影響を軽減するため円形の構造が採用され、2P（神戸側主塔基礎）は直径 80m、設置面高 T.P.-60m で 3P（淡路側主塔基礎）は直径 78m、設置面高 T.P.-57m という大規模な円形基礎である。

また、主塔基礎は、16 分割された二重壁部と内核部に区分された構造であり、鋼ケーソンは水中不分離型コンクリートの型枠となる板材とそれを支える骨組材で構成されている。外壁の板厚は 20mm、内壁の板厚は 10mm である。写真-1 に 2P の全景写真、図-1 に正面図、図-2 に平面図を示す。



写真-1 2P 主塔基礎全景

Photo 1 Tower foundation (2P)

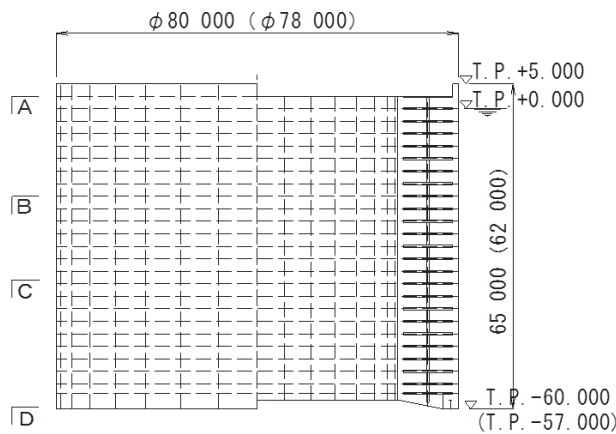


図-1 主塔基礎正面図

Fig.1 Front view of tower foundation

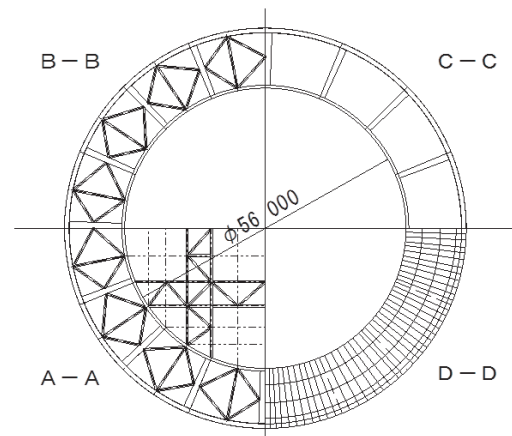


図-2 主塔基礎平面図

Fig.2 Plane view of tower foundation

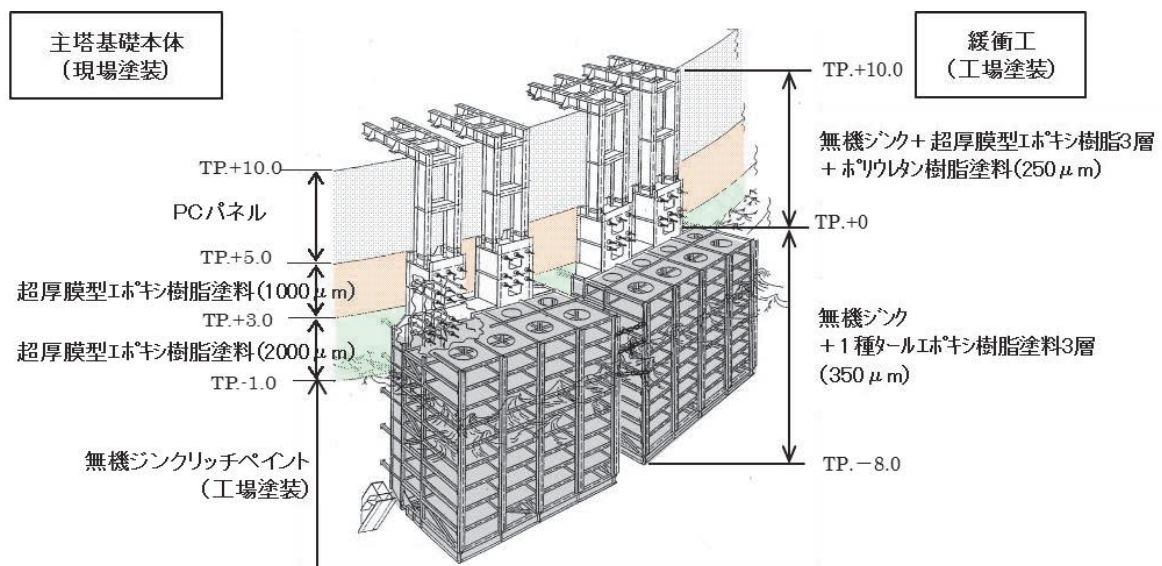


図-3 主塔基礎の防食仕様

Fig.3 Corrosion protection specifications

なお、鋼ケーソンの建設時の防食仕様は、図-3 に示すとおり腐食環境の厳しい飛沫・干満帯 (T.P.-1.0m～T.P.5.0m) は現場にてサンドブラストによる素地調整を行い超厚膜型エポキシ樹脂塗料による防食塗装が施されている。一方、海中部 (T.P.-1.0m より下部) は供用期間中の腐食しるを確保した設計で特別な防食は必要ないとして工場製作時に無機ジンクリッチペイントによる塗装のみが施されている。

また、緩衝工の防食仕様は、T.P.+0m より上部は無機ジンクリッチペイント+超厚膜型エポキシ樹脂塗料+ポリウレタン樹脂塗料、T.P.+0m より下部は一定期間で取換えを前提としていることもあり、無機ジンクリッチペイント+タールエポキシ樹脂塗料3層を工場塗装している。

表-1 鋼ケーソンの設置年月と腐食調査年月

Table 1 Date of installation and inspection

橋脚	設置年月	初回調査	2回目	3回目	4回目	5回目(今回)
2P	H1.3	H3.12	H11.1	H15.1	H18.6	H27.1
3P	H1.6					
経過年数		約3年	約10年	約14年	約17年	約26年

3. 過去の腐食調査及び補修実績

表-1に鋼ケーソンの設置年月と腐食調査実施年月を示す。調査位置は、橋軸・橋軸直角方向の4側線において、T.P.-10.0m、T.P.-20.0mと大水深部のT.P.-40.0mを定点とし、観察調査（付着物の状況、浸食発生の有無、さびの有無）や肉厚測定、孔食深さ計測等を実施している。

前回は平成18年に実施されており、腐食調査結果では、海中部は孔食深さが最大でも5.0mm程度で平均肉厚も15.0mm以上あり、腐食速度も0.165mm/年～0.240mm/年で比較的軽微な腐食であったため、当面の間は経過観察とされた。²⁾

一方、海上部は腐食環境の厳しい飛沫・干満帯において鋼ケーソン外板や緩衝工等に局部的な腐食が確認されたため、平成18年度に超速乾ウレタン樹脂塗料や水中硬化型エポキシ樹脂塗料による補修塗装を実施したが、超速乾ウレタン樹脂塗料は塩分・水分の存在により付着力が大幅に低下するため、平成23年度以降の補修塗装では水中硬化型エポキシ樹脂塗料を採用して補修塗装を実施している。³⁾

4. 平成26年度鋼ケーソン腐食調査

平成26年度の鋼ケーソン腐食調査は、平成27年1月に明石海峡大橋2P及び3Pの主塔基礎の海上部及び海中部で実施した。

4.1 調査方法

(1) 海上部調査

海上部調査は、図-4に示す2P及び3Pの東西南北方向4面のT.P.±0.0m、T.P.+3.0m、T.P.+5.0m位置（1ケーソンあたり12箇所）において、船舶を使用した目視観察や船舶緩衝工上に簡易足場を仮設し、補修した塗膜の浮きの確認のため打音点検等を実施した。簡易足場上での打音調査時の状況を写真-2に示す。

(2) 海中部調査

海中部調査は、図-4に示す2P及び3Pの東西南北方向4面のT.P.-5.0m、T.P.-10.0m、T.P.-20.0m、T.P.-40.0m位置（1主塔あたり16箇所）において、潜水作業により、鋼ケーソン外板の目視観察、写真撮影、肉厚測定及び

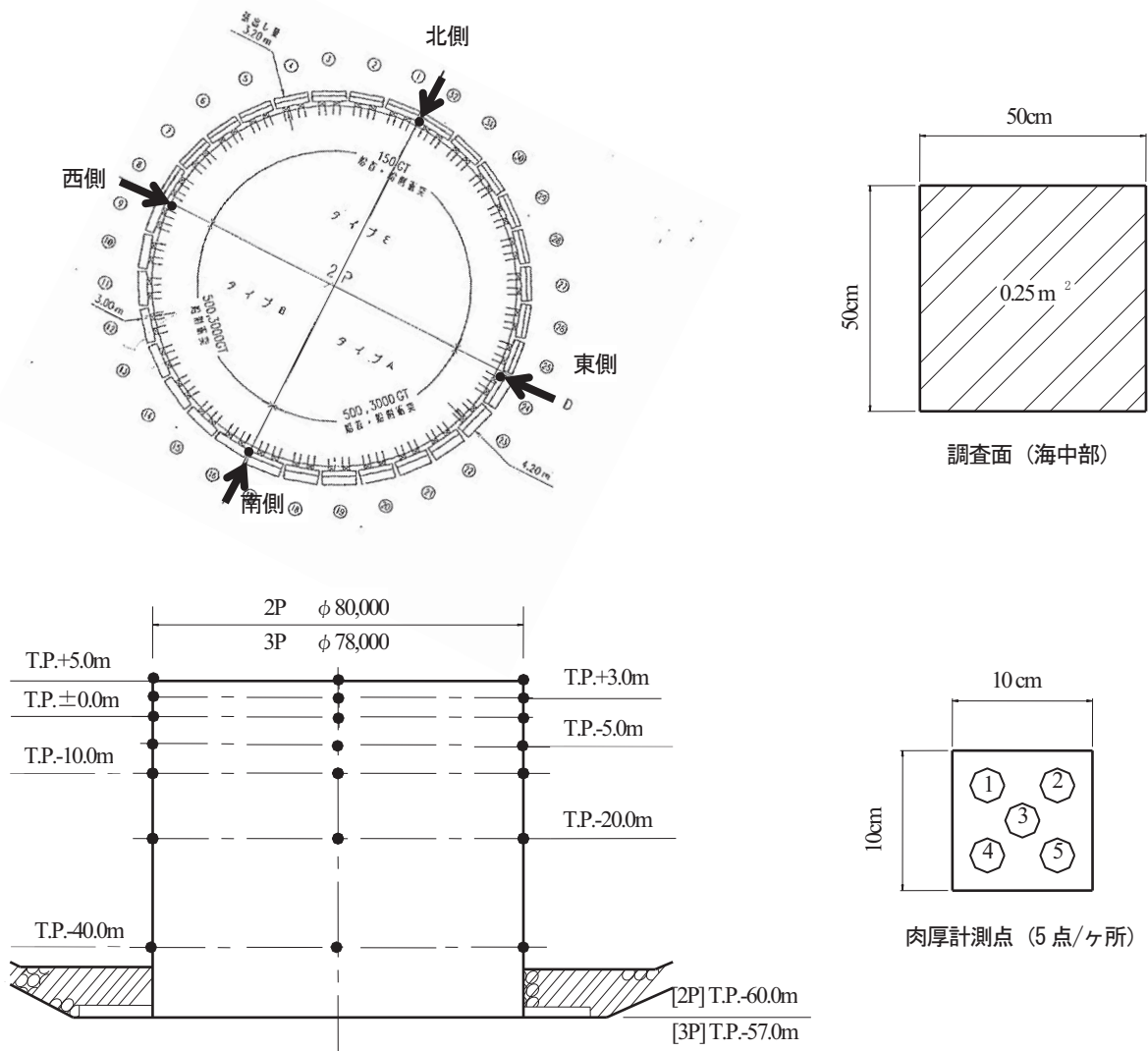


図-4 腐食調査位置図

Fig.4 Inspection spot



写真-2 打音点検状況
Photo 2 Hammering inspection



写真-3 海洋性付着物除去状況
Photo 3 Removing marine organism

孔食深さの計測を実施した。なお、T.P.-5.0m 位置は、腐食環境がより厳しいと考えられる水深の浅い箇所について腐食状況を確認するため、今回の調査で初めて計測を実施した。⁴⁾

調査の手順は、はじめにそれぞれの調査位置において、50cm×50cm 程度の範囲を調査面として設定し、写真-3 に示すように海洋性付着物を除去した後、目視観察及び写真撮影を行った。

次に、調査面内の孔食箇所を5箇所抽出し、深さ及び直径を測定した。

最後に、調査面内で10cm×10cm 程度の範囲をエアーサンダーによりケレンを行い、孔食箇所を避けた5点で超音波厚さ計を使用して肉厚（残存板厚）測定を行い、5点の平均値をその場所の肉厚とした。

4.2 調査結果

(1) 海上部調査結果

海上部では、2P と 3P 共に全体的に T.P.+5.0m 付近の鋼ケーソン外板の上端部、船舶緩衝工吊材ストッパー部や船舶緩衝工吊り材ボルト等が腐食し、当該箇所からのさび汁が広範囲に拡がっている状況であった（写真-4）。

さらに、写真-5 のように T.P.+3.0m 付近の緩衝工アンカーボルトにも腐食を確認した。

また、打音調査では T.P.+5.0m 及び T.P. +3.0m の両位置で調査面の約 50% で塗装の浮きを確認した。

一方、T.P.±0m 付近は、船舶緩衝工の有孔水平板が腐食していたが、写真-6 のようにケーソン外板に特に目立った腐食は見られず、打音調査でも塗膜の浮き等の異常は見られなかった。

これらの海上部における腐食部位は、鋼材の角部やボルト部等で塗装時に十分な塗膜厚が確保されにくく、さらに飛沫・干満帯で腐食環境の厳しい場所であることから、塗装が経年劣化し腐食に至ったものと考えられる。

また、補修を実施してから7年程度で劣化が進展して



写真-4 主塔海上部状況
Photo 4 Scattering zone



写真-5 船舶緩衝工腐食状況
Photo 5 Buffer structure

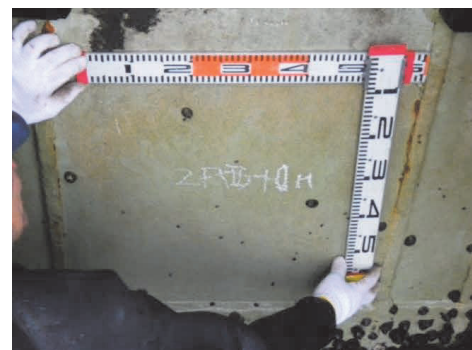


写真-6 T.P. ±0.0m 付近拡大写真
Photo 6 Tidal zone

おり、今後補修方法を改善する必要がある。

(2) 海中部調査結果

①孔食深さ測定結果

各調査箇所の最大孔食深さ（測定箇所5箇所の最大値）の測定結果を図-5に示す。今回の測定では、各調査箇所における孔食深さは2Pで0.0mm~9.0mm、3Pで0.5mm~9.0mmであり、両主塔とも水深の浅いT.P.-5.0mの位置（2P東面、3P南面）で孔食深さの最大値9.0mmを計測した。写真-7に最大孔食深さ箇所の状況を示す。

また、図-5より前回調査までの結果と比較すると、多くの箇所で孔食の進行を確認した。今回浅い水深を計測したことで、比較的浅い方が孔食が深い傾向にあることが判明した。

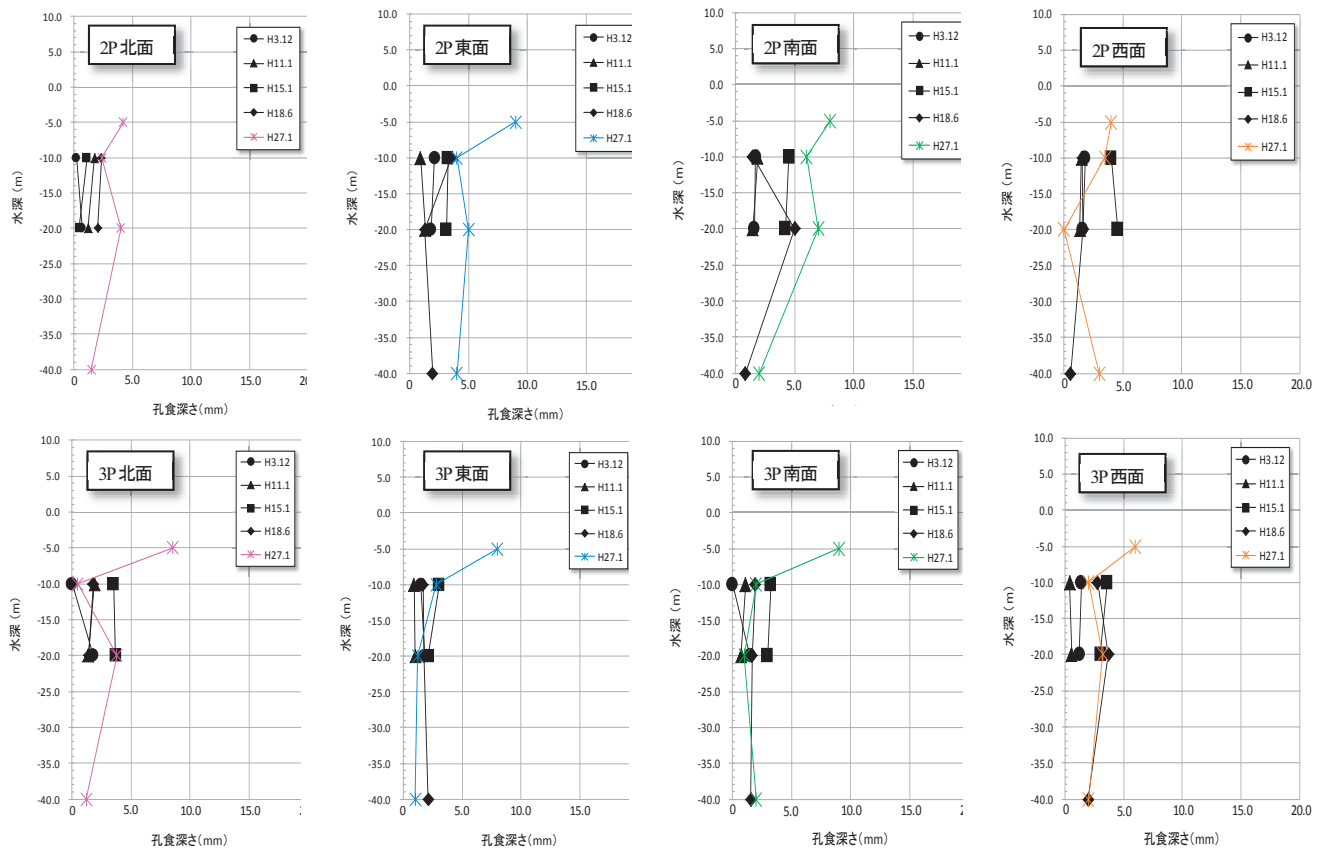


図-5 孔食深さ測定結果

Fig.5 Measurement results of pitting corrosion depth

②肉厚(残存板厚)計測結果

各調査箇所の肉厚測定結果（5点平均値）を図-6に示す。今回の測定では、各調査箇所における残存板厚は、2Pで12.0mm~19.8mm、3Pで12.3mm~19.7mmであり、両主塔とも水深の深いT.P.-40.0mの位置（2P南面、3P南面）で残存板厚の最小値12.0mm、12.3mmを計測し、設計板厚20mmに対して4割程度減肉していることを確認した。また、図-6において前回調査までの結果と比較すると、多くの箇所で肉厚減少の進行を確認した。

今回浅い水深を計測したことで浅い方が肉厚が厚いことが判明した。

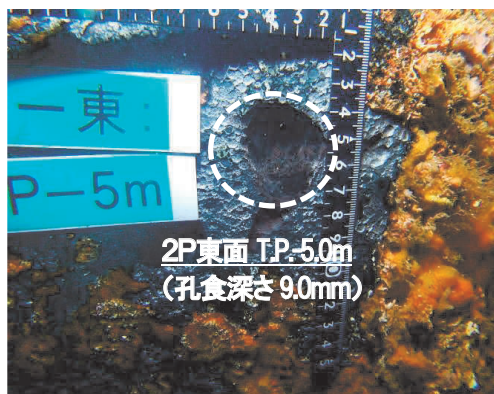


写真-7 最大孔食深さ箇所

Photo 7 Maximum pitting corrosion

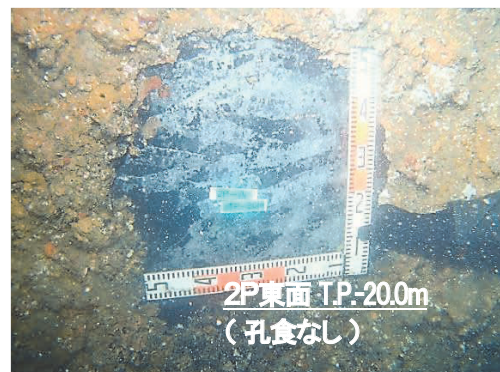


写真-8 最小孔食深さ箇所

Photo 8 Minimum pitting corrosion

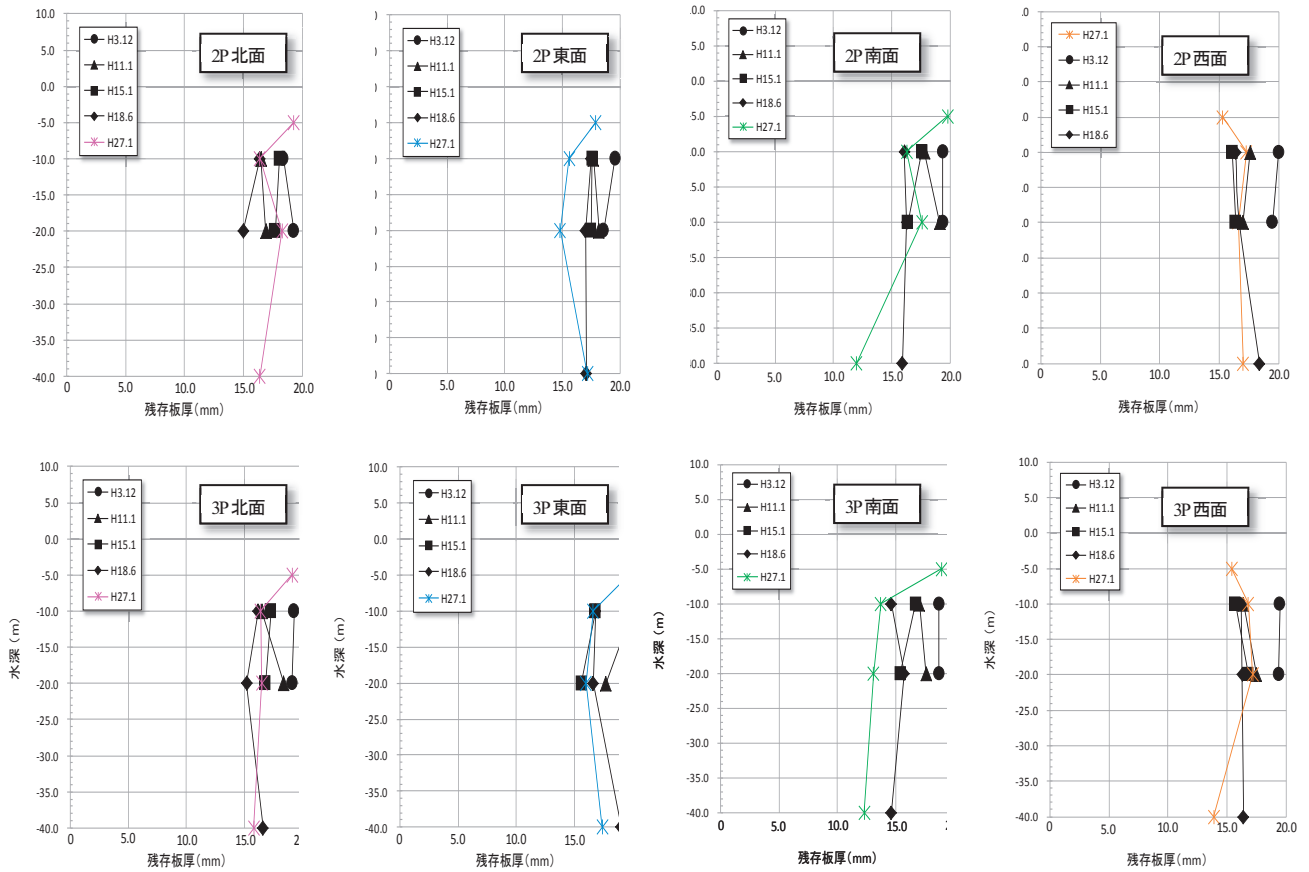


図-6 肉厚測定結果

Fig.6 Measurement results of thickness

③孔食及び残存板厚と海生生物の関係

孔食及び残存板厚と海生生物の関係を表-2 に示す。孔食深さの測定結果では水深の浅い箇所の方が孔食が多く、深さも深い傾向になっており、一方、平均肉厚の測定結果では水深の深い箇所が残存板厚が薄い傾向にある。これらの結果は、鋼ケーソン外板への海生生物の着生状態が影響していると考えられる。⁹⁾ 今回の調査をみても、水深の浅い場所では、写真-9 のように海生生物の付着量は多いが、不均一で隙間が生じた状態で着生している。そのため、マクロセル腐食や隙間腐食と呼ばれる形態で局所的な腐食が進行しているものと考えられる。また、水深の深い場所では、写真-10 のように海生生物の着生状態は均一であるものの、付着生物の厚さが薄い。そのため、全体的に腐食が進行しているものと考えられる。

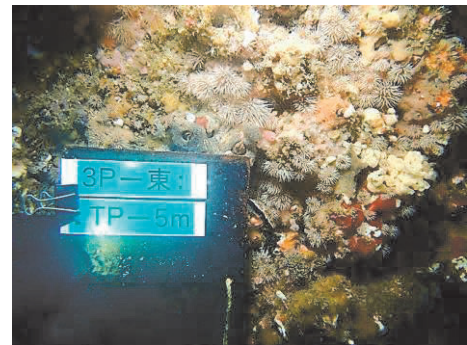


写真-9 海生生物の着生状況 (T.P.-5.0m)

Photo 9 Marine organism (T.P.-5.0m)

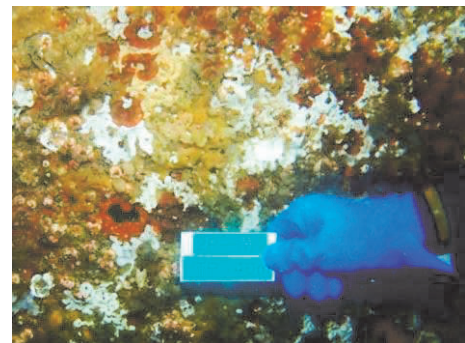


写真-10 海生生物の着生状況 (T.P.-40.0m)

Photo 10 Marine organism (T.P.-40.0m)

表-2 腐食の傾向

Table.2 Corrosion tendency

項目	水深(浅)	水深(深)
孔食	多数 深い	少数 浅い
平均肉厚 (孔食を除く)	厚い	薄い
海生生物付着 状況	多種類 多い(厚い) 凹凸がある	少種類 少ない(薄い) 均一

④腐食速度の経年変化

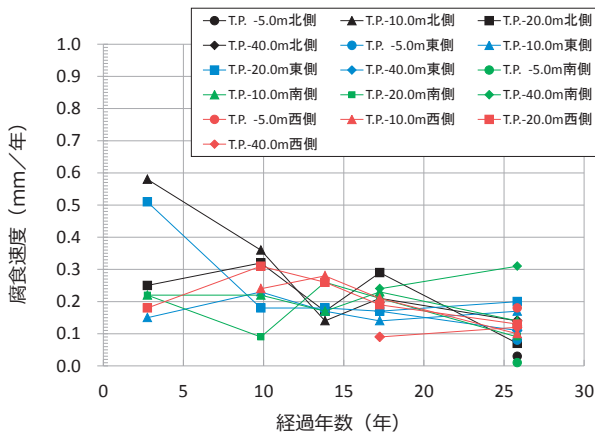
肉厚測定結果と経過年数より算出した一般部の腐食速度（腐食速度＝（設計板厚－残存肉厚）／経過年数）の経年変化を図－7、図－8 に示す。これを見ると、一般部での腐食速度は、経過年数の増加に伴い減少し、一定に近づく傾向にある。また、国土交通省港湾局監修の「港湾の施設の技術上の基準・同解説」では、鋼材の腐食速度は海中部で 0.1mm/年～0.2mm/年とされており、一般部ではおおむね標準値と同程度の値となっている。設置から 30 年近く経過し、平均的な状態になっていると推測できる。⁹⁾

次に、孔食深さ測定結果と経過年数より算出した孔食部の腐食速度（腐食速度＝孔食深さ／経過年数）の経年変化を図－9、図－10 に示す。孔食部での腐食速度も一般部と同様に経過年数の増加に伴い減少し、一定に近づく傾向にある。しかし、今回の結果では、腐食速度は最大で 0.35mm/年で標準値の約 1.8 倍となり、一般部よりも速い傾向にある。

⑤残存寿命の算定

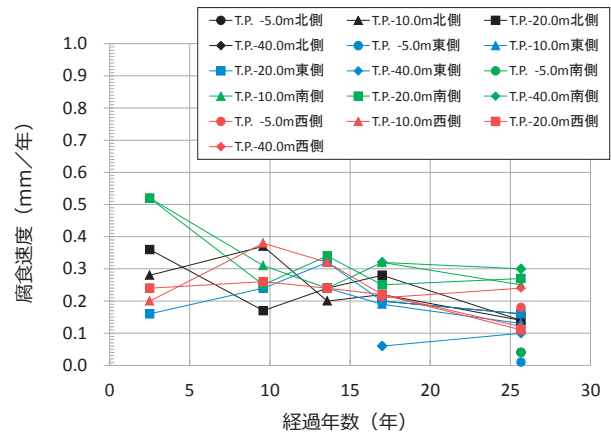
今回の調査結果をもとに 2P 及び 3P の両主塔の鋼ケーソンで腐食がケーソン外板の板厚を貫通するまでの残存寿命の算出を試みた。算出に当たって速度は一定と仮定し、残存寿命を算出する箇所を一般部と孔食部とし、それぞれの残存板厚を腐食速度で除して算出した。算出結果を表－3 及び表－4 に示す。一般部の残存寿命は、最小で 2P 南側の T.P.-40.0m 位置で 39 年、3P 南側の T.P.-40.0m 位置で 41 年となった。また、孔食部における残存寿命は、最小で 2P 東側の T.P.-5.0m で 32 年、3P 南側の T.P.-5.0m 箇所で 31 年となった。

実際の腐食は、このように単純なものではないことが推察される他、長期にわたり計測した例が少ないこともあり、今後も定期的に調査を実施する必要があると考えている。



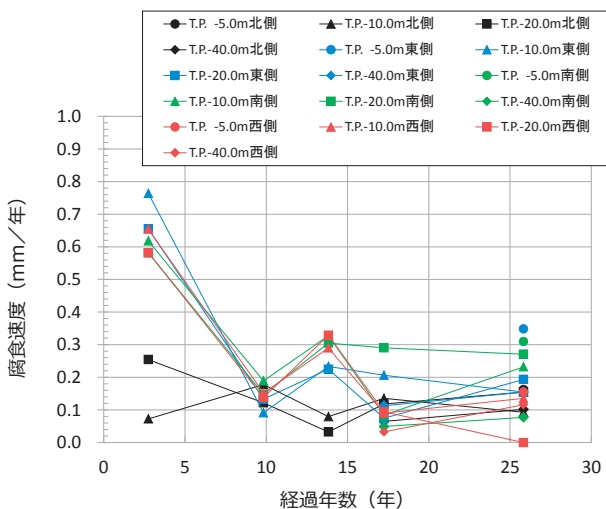
図－7 腐食速度の経年変化（2P 一般部）

Fig.7 Changes in corrosion rate (2P ordinary part)



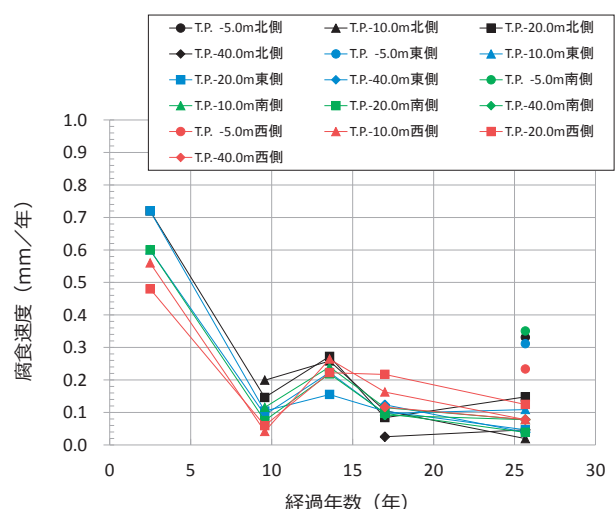
図－8 腐食速度の経年変化（3P 一般部）

Fig.8 Changes in corrosion rate (3P ordinary part)



図－9 腐食速度の経年変化（2P 孔食部）

Fig.9 Changes in corrosion rate (2P pitting corrosion part)



図－10 腐食速度の経年変化（3P 孔食部）

Fig.10 Changes in corrosion rate (3P pitting corrosion part)

表-3 残存寿命算定結果（一般部）
Table 3 Calculation results of remaining life (ordinary part)

凡例	残存寿命100年以下
	残存寿命50年以下
	2P, 3Pそれぞれの最低寿命

2P	水深	肉厚 (mm)	腐食速度 (mm/年)	残存寿命 (年)	3P	水深	肉厚 (mm)	腐食速度 (mm/年)	残存寿命 (年)
北側	-5.0	19.3	0.03	643	北側	-5.0	19.1	0.04	478
	-10.0	16.4	0.14	117		-10.0	16.4	0.14	117
	-20.0	18.3	0.07	261		-20.0	16.5	0.14	118
	-40.0	16.4	0.14	117		-40.0	15.8	0.16	99
東側	-5.0	17.9	0.08	224	東側	-5.0	19.7	0.01	1970
	-10.0	15.6	0.17	92		-10.0	16.6	0.13	128
	-20.0	14.8	0.20	74		-20.0	16.0	0.16	100
	-40.0	17.2	0.11	156		-40.0	17.4	0.10	174
南側	-5.0	19.8	0.01	1980	南側	-5.0	18.9	0.04	473
	-10.0	16.3	0.14	116		-10.0	13.7	0.25	55
	-20.0	17.6	0.09	196		-20.0	13.1	0.27	49
	-40.0	12.0	0.31	39		-40.0	12.3	0.30	41
西側	-5.0	15.3	0.18	85	西側	-5.0	15.4	0.18	86
	-10.0	17.3	0.10	173		-10.0	16.8	0.12	140
	-20.0	16.6	0.13	128		-20.0	17.2	0.11	156
	-40.0	17.0	0.12	142		-40.0	13.9	0.24	58
平均	-5.0	18.1	0.08	226	平均	-5.0	18.3	0.07	261
	-10.0	16.4	0.14	117		-10.0	15.9	0.16	99
	-20.0	16.8	0.12	140		-20.0	15.7	0.17	92
	-40.0	15.7	0.17	92		-40.0	14.9	0.20	75

表-4 残存寿命算定結果（孔食部）

Table 4 Calculation results of remaining life (pitting corrosion part)

2P	水深	設計板厚 (mm)	孔食深さ (mm)	残存板厚 (mm)	腐食速度 (mm/年)	残存寿命 (年)	3P	水深	設計板厚 (mm)	孔食深さ (mm)	残存板厚 (mm)	腐食速度 (mm/年)	残存寿命 (年)
北側	-5.0	20.0	4.20	15.80	0.16	97	北側	-5.0	20.0	8.50	11.50	0.33	35
	-10.0	20.0	2.40	17.60	0.09	189		-10.0	20.0	0.50	19.50	0.02	1001
	-20.0	20.0	4.00	16.00	0.15	103		-20.0	20.0	3.80	16.20	0.15	109
	-40.0	20.0	1.50	18.50	0.10	182		-40.0	20.0	1.20	18.80	0.05	402
東側	-5.0	20.0	9.00	11.00	0.35	32	東側	-5.0	20.0	8.00	12.00	0.31	39
	-10.0	20.0	4.00	16.00	0.15	103		-10.0	20.0	2.80	17.20	0.11	158
	-20.0	20.0	5.00	15.00	0.19	77		-20.0	20.0	1.20	18.80	0.05	402
	-40.0	20.0	4.00	16.00	0.15	103		-40.0	20.0	1.00	19.00	0.04	488
南側	-5.0	20.0	8.00	12.00	0.31	39	南側	-5.0	20.0	9.00	11.00	0.35	31
	-10.0	20.0	6.00	14.00	0.23	60		-10.0	20.0	2.00	18.00	0.08	231
	-20.0	20.0	7.00	13.00	0.27	48		-20.0	20.0	1.00	19.00	0.04	488
	-40.0	20.0	2.00	18.00	0.08	232		-40.0	20.0	2.00	18.00	0.08	231
西側	-5.0	20.0	4.00	16.00	0.15	103	西側	-5.0	20.0	6.00	14.00	0.23	60
	-10.0	20.0	3.50	16.50	0.14	122		-10.0	20.0	2.00	18.00	0.08	231
	-20.0	20.0	0.00	20.00	0.00			-20.0	20.0	3.20	16.80	0.12	
	-40.0	20.0	3.00	17.00	0.12	146		-40.0	20.0	2.00	18.00	0.08	231
平均	-5.0	20.0	6.30	13.70	0.24	57	平均	-5.0	20.0	7.90	12.10	0.31	39
	-10.0	20.0	4.00	16.00	0.15	107		-10.0	20.0	1.80	18.20	0.07	260
	-20.0	20.0	4.00	16.00	0.15	107		-20.0	20.0	2.30	17.70	0.09	197
	-40.0	20.0	2.60	17.40	0.11	158		-40.0	20.0	1.60	18.40	0.06	307

5. おわりに

明石の主塔基礎は他橋と比べ新しいこともあり防食の対策はこれからである。今回の調査により主塔基礎の海上部補修方法の再考や海中部の防食も検討していく必要があることが判明した。今後は、調査も継続しつつ補修方針を策定していく予定である。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋 2 P 鋼ケーソン製作製作報告書、1989.7
本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋 3 P 鋼ケーソン製作製作報告書、1989.8

- 2) 本州四国連絡高速道路（株）：明石海峡大橋鋼構造物補修塗装工事 工事報告書、2007.3
- 3) 本州四国連絡高速道路（株）：平成23年度神戸管理センター管内長大橋機能保全業務 工事報告書、2012.3
- 4) 釣 之郎：海中部・干満部および飛沫部における鋼構造物の防食技術、平成19年度中国地方建設技術開発交流会（広島県会場）、2007.10
- 5) 紺野 和義：海水腐食とマリナースチール、川崎製鉄技報、Vol.01、No.1、pp.105-122、1969.4
- 6) (社) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、2007.7

定着部が腐食したハンガーロープの 詳細調査と維持管理

Maintenance of suspension bridge suspender rope
-Replacement work and maintenance policy-

金澤 高宏 Takahiro Kanazawa

鳴門管理センター
橋梁維持課

貴志 友基 Yuki Kishi

鳴門管理センター
橋梁維持課長

長尾 幸雄 Yukio Nagao

鳴門管理センター
橋梁維持課長代理

概要

大鳴門橋は、鳴門海峡をまたぎ淡路島と四国を結ぶ海上部の吊橋であり、年間を通じて風や波浪の影響を受けやすく、腐食環境の厳しい場所に位置する。大鳴門橋は供用後30年を迎え、吊橋の重要な部材であるCFRCハンガーロープ(以後、「ハンガーロープ」という。)においても徐々に腐食が発生している状況である。

そこで、大鳴門橋では、腐食の進行している定着部付近で全磁束法による非破壊検査を実施し、断面減少率20%未満であれば内部充てん工法による補修、20%以上では架け替え等の部材の更新を行う管理を実施している。全磁束法の結果、2013年に断面減少率20%以上のハンガーロープを3本確認したため、2014年6月にその3本のハンガーロープの架け替えを実施した。本論文では、撤去した3本のハンガーロープの残存耐力等を確認するため詳細調査を行い、その結果を基にハンガーロープの維持管理について考察する。

The Ohnaruto Bridge is a suspension bridge which connects Awaji Island and Shikoku with bridge length of 1,629m and center span length of 876m. The bridge uses a center fit wire rope core (CFRC) rope as the suspender rope, which is one of the most important structural members of the suspension bridge. Since it's located on the sea, thus in harsh environment, and 30 years has passed after its completion, corrosion of the suspender rope has become to be observed.

Maintenance policy for the rope is determined by reduction ratio of the cross section at the anchor portion measured by a non-destructive test (Main Flux Method). An infill method is selected if the ratio is less than 20%, whereas the rope is replaced if the ratio is more than 20%. Since three ropes were found to be corroded with its ratio of more than 20% in the Main Flux Method survey implemented in 2013, the three ropes were replaced in June 2014. Furthermore, the removed three ropes were transported to a laboratory and scrutinized, such as evaluation of the remaining strength, to verify the maintenance policy.

This paper describes the detailed investigation of suspender rope, as well as its maintenance policy.

1. まえがき

大鳴門橋は、淡路島と四国を結ぶ橋長1,629m支間長876mの3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋であり(写真-1)、上部が6車線道路、下部が新幹線規格の鉄道を通す構造で設計されているが、現在は上部の暫定4車線道路のみで供用されている。

大鳴門橋は、供用後30年が経過し、ハンガーロープの

定着部付近(図-1参照)に腐食の進行が確認され、2014年6月には断面減少率20%を超える3本のハンガーロープ(①上り線淡路側海側格点87(以後、「上り線格点87」という。)、②下り線鳴門側海側格点90(以後、「下り線格点90」という。)、③上り線鳴門側道路側格点91(以後、「上り線格点91」という。))の架け替えを実施した(写真-2、図-2)。

本論文では、架け替えを行った3本のハンガーロープについて残存耐力等を確認するための詳細調査を実施し

た結果を報告するとともにハンガーロープの維持管理について考察する。



写真-1 大鳴門橋
Photo 1 Ohnaruto Bridge



写真-2 ハンガーロープ架替え状況
Photo 2 Overview of replacement of suspender ropes

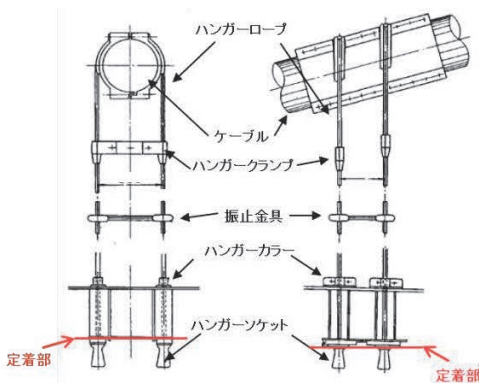


図-1 ハンガーロープの概要図と名称

Fig.1 Schematic view of suspender rope and each name

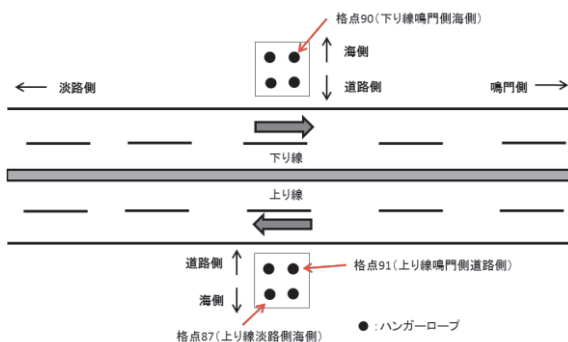


図-2 ハンガーロープ位置図
Fig.2 Position of anchor portion

2. ハンガーロープの架け替え

大鳴門橋では「CFRCの管理フロー」¹⁾ (図-3)に従い、ハンガーロープの健全性を確認するために最も腐食の大きい定着部付近(定着部から10mm,60mm,120mm,175mmの位置(図-4))において非破壊試験(全磁束法)を実施し、補修方法を選定している。非破壊試験の結果により、断面減少率20%を基準に架け替えの実施を判断している。

2013年に非破壊試験を行った結果、断面減少率が20%を超えたハンガーロープを3本確認したので、その3本のハンガーロープの架け替えを2014年6月に実施した。架け替えを行った3本のハンガーロープの詳細を表-1に示す。また、その概要を表-2に示す。今回20%以上の断面減少率を確認したハンガーロープは3本とも中央径間中央付近の比較的短いハンガーロープであった。

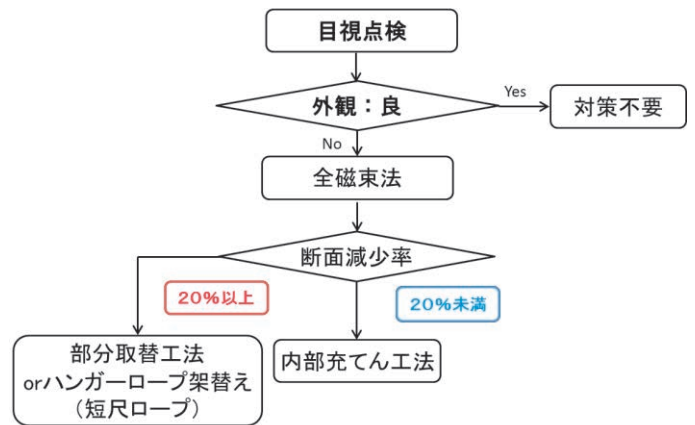


図-3 CFRCの管理フロー (大鳴門橋暫定系における管理)
Fig.3 Maintenance flow of suspender ropes (Ohnaruto Bridge)

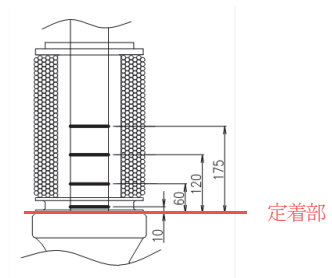


図-4 全磁束法測定位置

Fig.4 Points of measuring cross section by Main Flux Method

表-1 架替えを行ったハンガーロープの断面減少率

Table 1 Reduction ratio of cross section at anchor portions

単位: %

	断面減少率			
	支圧面から 10mm	支圧面から 60mm	支圧面から 120mm	支圧面から 175mm
上り線格点87	19.9	22.1	5.3	2.4
下り線格点90	15.1	20.5	8.3	2.1
上り線格点91	17.1	20.3	7.0	2.5

■ 断面減少率20%以上 ■ 断面減少率10%~20%

表-2 架替えを行ったハンガーロープの概要

Table 2 Profile of replaced suspender ropes



	単位:m		
	SS (形状長)	SS0 (無応力長)	路面からの高さ
上り線格点87	21.057	21.027	9.086
下り線格点90	29.167	29.124	13.076
上り線格点91	32.298	32.251	14.504

※1 車線規制で使用できる最大の25tラフタークレーンでは、約18mまで架替え可能



上り線格点 87 下り線格点 90 上り線格点 91

写真-3 架替えを行ったハンガーロープ定着部状況

Photo 3 Conditions of cross section at anchor points

3.2 外観調査

(1) 調査方法

上り線格点91のハンガーロープについて外観調査を行った。ハンガーロープを試験工場内のプレストレッチングヤードに展開し、定着部からの位置による腐食の状態を確認するため、目視により全長の外観調査を行った。

(2) 調査結果

写真-4に定着部、写真-5に一般部を示す。写真-4及び写真-5に示すように定着部近傍(0~150mm付近)に断線、欠損等が確認されたが、その他一般部、鞍掛部では腐食の進展は見られず、健全な状態であった。



写真-4 定着部近傍部 (定着部から0~150mm付近)

Photo 4 Appearance of anchor portion (Around 0~150mm from the anchor point)

3. 詳細調査の方法と結果

3.1 詳細調査の概要

腐食が進行したハンガーロープの残存耐力等を確認することを目的に、詳細調査として架け替えを実施した3本のハンガーロープに対して、以下の試験を実施した。

- ①外観調査
- ②全磁束法による一般部の非破壊検査
- ③引張試験
- ④疲労試験
- ⑤断面観察

3本のハンガーロープを用いて実施した詳細調査の一覧を表-3に示す。

表-3 詳細調査一覧

Table 3 List of scrutinizing suspender ropes

詳細調査項目	使用ハンガーロープ
3.2 外観調査	上り線格点 91
3.3 全磁束法によるハンガーロープ一般部の非破壊検査	上り線格点 91
3.4 引張試験	上り線格点 87, 下り線格点 90
3.5 疲労試験	上り線格点 91 (海側)
3.6 断面観察試験	上り線格点 91 (道路側)



写真-5 一般部 (定着部から12.73m地点)

Photo 5 Appearance of upper portion (About 12.73m from the anchor point)

3.3 全磁束法によるハンガーロープ一般部の非破壊検査

(1) 検査方法

上り線格点91のハンガーロープにおいてハンガーロープの一般部を全長にわたって腐食状況をより正確に把握するため、全磁束法による非破壊検査を行った¹⁾。図-5

に全磁束法一般部測定検査システムの概要図を示す。

(2) 検査結果

非破壊検査の結果を図-6に示す。図-6に示すとおり、結果はハンガーロープ一般部において、全磁束法の連続測定における測定誤差が1%であることを加味すると、一般部の基準値とほぼ一致したことから、全磁束法による非破壊検査においても一般部の腐食による断面減少は確認されなかった。

ここで、図-6の基準ワイヤーとは、故意に鋼線にダミーの線を取り付け、断面増加量に対する磁束の変化を把握することで、実際のハンガーロープの断面減少量を確認するための基準とする線である。

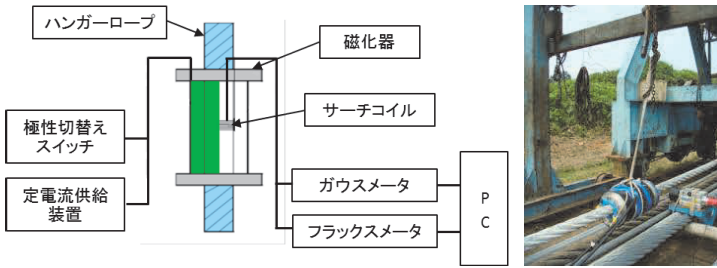


図-5 全磁束法一般部測定検査システム概要図
Fig.5 System of Main Flux Method at upper portion

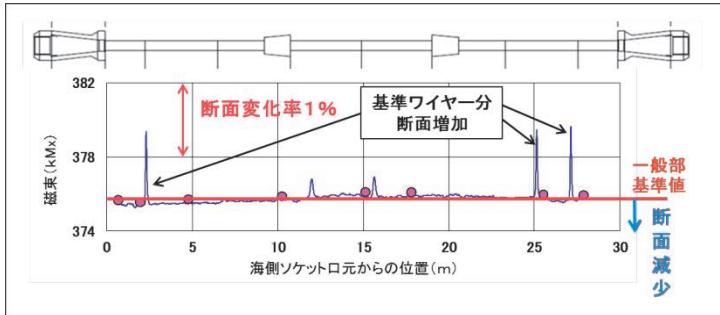


図-6 全磁束法による一般部の腐食状況確認

Fig.6 Corrosion condition at upper portion by Main Flux Method

3.4 引張試験

(1) 試験方法

上り線格点87及び下り線格点90のハンガーロープについて引張試験を行った。腐食したソケットはそのまま、引張試験機のサイズ（約6m）に合わせ、他端は引張試験用コーンの鑄込み加工を行い、その供試体を9800kN引張試験機にセットし、引張試験を行った。

(2) 試験結果

引張試験の結果を表-4及び図-7に、破断状況を写真-6及び写真-7に示す。強度低下率は上り線格点87で48.7%、下り線格点90で49.0%となり、新品のハンガーロープの破断強度と比較すると、2本とも引張強度は半分程度まで低下していた。2003年、2010年に試験的に架け替えを実施し、架け替えを行ったハンガーロープの引

張試験を行っており²⁾、それらの結果と比較し、今回の引張試験の結果は、断面減少率20%で強度低下率が50%となるというこれまでの想定を裏付ける結果となった。

表-4 ハンガーロープ引張試験結果

Table 4 Result of tension test

試験年度	破断荷重(kN)	強度低下率(%)	断面減少率(%)
2002年新作	3001	-	-
2002年	①	2330	22.2
	②	2610	13.1
	③	2860	4.6
	④	2870	4.2
2003年	①	2138	28.7
	②	2736	8.7
	③	2295	23.4
	④	2697	10.0
2009年	①	1590	47.0
2013年	①	1540	48.7
	②	1530	49.0

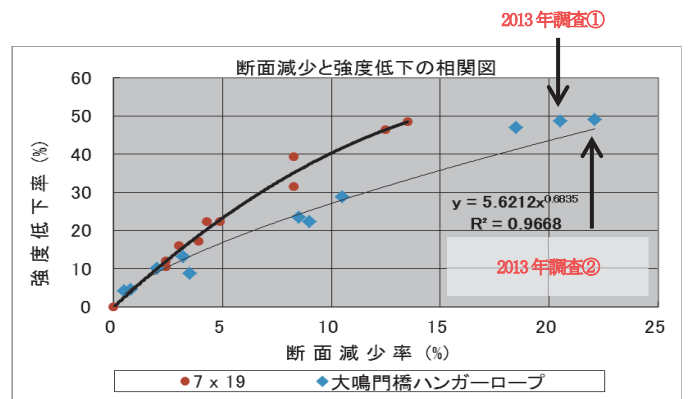


図-7 ハンガーロープ引張試験結果

Fig.7 Result of tension test



写真-6 ハンガーロープ破断状況（上り線格点 87）

Photo 6 Broken state of suspender rope (No.87 Up line)



写真-7 ハンガーロープ破断状況（下り線格点90）
Photo 7 Broken state of suspender rope (No.90 Down line)

3.5 疲労試験

(1) 試験方法

上り線格点91(海側)のハンガーロープについて疲労試験を行った。試験対象のハンガーロープの腐食率は10.1%である。腐食したソケットはそのまま、他端は疲労試験用ソケットを鋳込み加工を行い(図-8)、1960kN引張疲労試験機により試験を行った。この時、断線検出装置を取り付け、試験サイクルと断線検出数をモニタリングし、10%素線断線までのサイクル数-断線数の関係を求める。

試験用ソケット

腐食した定着部のソケット

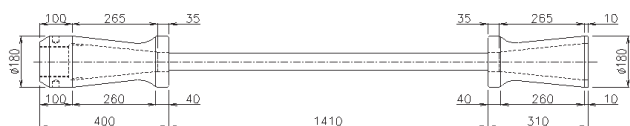


図-8 疲労試験用ハンガーロープ図
Fig.8 Model of fatigue test

(2) 試験結果

表-5に疲労試験の条件、図-9に疲労試験の結果を示す。試験したハンガーロープは、3本新品のハンガーロープにおいて疲労試験を実施したもの(図-9の新品ハンガーロープ①~③)及び断面減少率5%程度のハンガーロープで試験を行ったもの(2006年度調査)¹⁾と比較し、早期で断線が確認された。今回応力振幅レベル196N/mm²で試験を実施した。

図-9より、5%程度の断面減少率のハンガーロープで同様の試験を行った際は、約50万回で初期断線が始まり、短いスパンで断線本数が増加していたのに対し、今回は約2万5千回で初期断線が始まり、長いスパンで断線本数の増加がみられた。これは、ワイヤーの腐食度合いが一樣ではなくばらついていたため腐食度合いの大きいワイヤーから順に断線したと考えられる。早期に断線は見ら

れたものの、その後の破断は長スパンであることから、腐食の激しい外層のみが早期に断線を起こし、内層の健全部分の疲労強度には問題がないと考えられる。

また、今回は過去の実例³⁾を参考に応力振幅196N/mm²で実施したが、実橋での応力振幅を確認するためのひずみの測定を予定している。

表-5 疲労試験条件
Table 5 Condition of fatigue test

最大	荷重(kN)	450.8
最小	荷重(kN)	39.2
載荷速度(Hz)		1

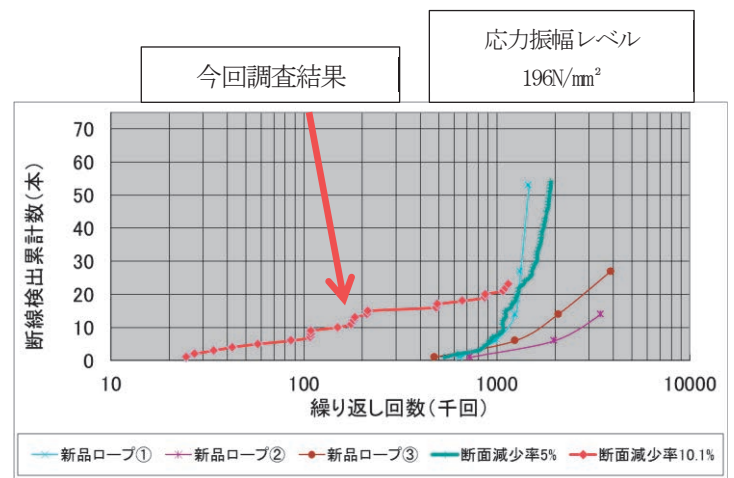


図-9 ハンガーロープの疲労試験結果
Fig.9 Result of fatigue test

3.6 断面観察

(1) 観察方法

上り線格点91道路側(断面減少率20.3%)のハンガーロープにおいて腐食が著しく進行している定着部から60mm地点の断面を目視で観察した。断面の比較として定着部から4730mm地点の断面も併せて観察した。ハンガーロープ断面を観察する際、ハンガーロープがばらけるのを防ぐため、下記の方法で試験を行った。

- ①切断部前後に150mm程度のシージングワイヤーを巻きつける。
- ②φ80のパイプに試験ハンガーロープをとおし、合金によってハンガーロープを固定する。(図-10)
- ③合金によって固定したハンガーロープをグラインダーカッターで切断する。

(2) 観察結果

写真-8に定着部から60mm地点の腐食の大きい断面と定着部から4730mm地点の健全な断面を比較したものを示す。写真-8より定着部から60mm地点では腐食による

ワイヤーの劣化が確認できる。

また、図-11にワイヤーの欠損箇所を図示する。最外層のストランドに関しては25%以上の欠損が確認され、最外層だけでなく、2層目、3層目についても数本の欠損が確認された。

図-11に示すとおり、腐食による断面欠損が確認されたのは、外層のみであることから、内層に関しては健全であると考えられる。

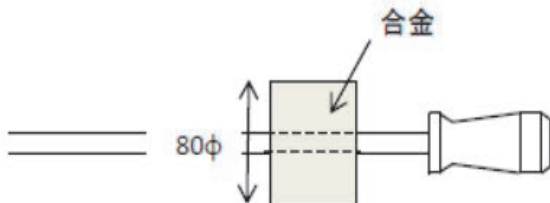


図-10 断面観察用ハンガーロープ図
Fig.10 Model of cross sectional observation

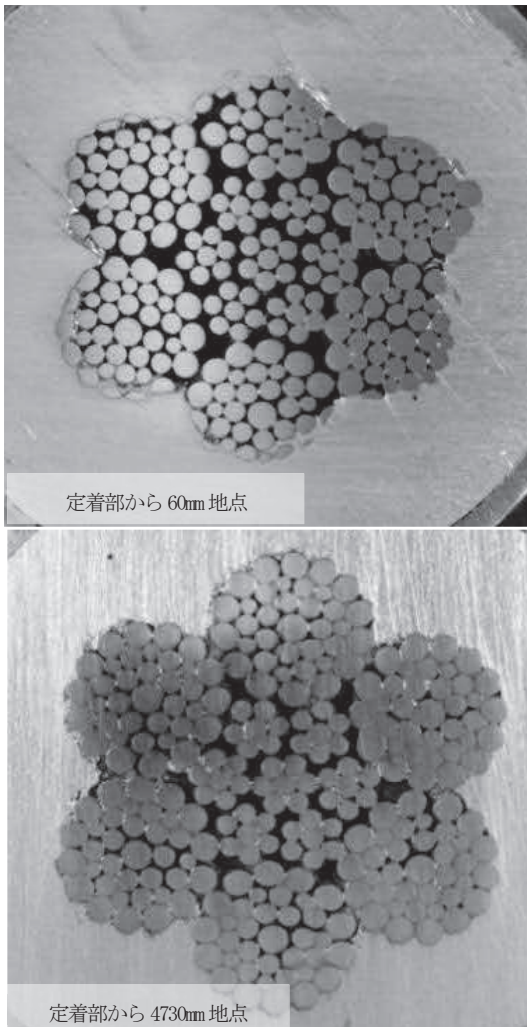


写真-8 損傷部(定着部から 60mm 地点)健全部(定着部から 4730mm 地点)の断面比較
Photo 8 Overview of cross sections (60mm and 4730mm from anchor point)

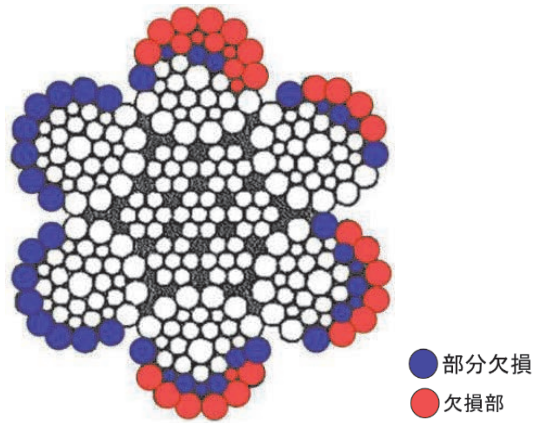


図-11 断面欠損箇所
Fig.11 Position of cross sectional deficit

4. あとがき

引張試験の結果よりハンガーロープの断面減少率が20%程度の場合、ハンガーロープの引張強度は半減するという結果となり、これまでの想定を裏付ける結果となった。

大鳴門橋は暫定系で供用しており、完成時の50%¹⁾の荷重しか作用していない。暫定系である大鳴門橋のハンガーロープは引張強度が半減する断面減少率20%以内であれば管理基準である安全率3以上を確保できる¹⁾ため、断面減少率20%で架け替えを実施するという管理を実施してきた。

今回大鳴門橋で架け替えを行ったハンガーロープは中央径間中央付近の比較的短いハンガーロープであったため架け替えを行うことが可能であったが、主塔付近の長いハンガーロープで腐食の大きなものが発見された場合、架け替えは非常に困難なものとなるため、ハンガーロープの架け替えは最終手段と考え、ハンガーロープの架け替えに至らないように予防保全を進めていくことが重要である。

詳細調査の結果より、ハンガーロープの腐食位置は定着部近傍のみであり、一般部の腐食は確認されなかった。そのため大鳴門橋では、定着部に着目し、定着部近傍を全磁束法によりハンガーロープの断面減少率を計測することによって腐食状況を確認し、腐食の大きなものから順次、内部充てん法により、定着部の補修を行うことで、吊橋にとって重要な部材であるハンガーロープの予防保全に努めている。

参考文献

- 1) 楠原栄樹他：CFRCハンガーロープ管理基準の設定、本四技報、Vol.36、No.118、pp.2-7、2012.3
- 2) 大谷康史他：非破壊検査による吊橋ハンガーロープの経年変化の調査、本四技報、Vol.38、No.121、pp.10-15、2013.9
- 3) 奥川淳志：吊橋ハンガーロープの引張および疲労試験、本四技報、Vol.2、No.5、pp.2-7、1978.7

ニューヨーク市橋梁会議及び米国西海岸長大橋調査
New York City Bridge Conference and technical visits to long-span bridges in the West Coast of the USA

2015年8月22日～30日の9日間の日程で、本四高速グループの6名（保全部次長 山田、長大橋技術センター総括・耐震グループサブリーダー 遠山、坂出管理センター橋梁維持第一課長代理 北村、経理部経理課 惣田、岡山管理センター施設課 谷口、ブリッジエンジニアリング神戸支店鳴門保全センター 奥田）で、第8回ニューヨーク市橋梁会議出席及び米国西海岸の長大橋調査を行った。

第8回ニューヨーク市橋梁会議は、2015年8月24～25日の2日間にわたってニューヨーク市の Marriott East Side Hotel で開催されました。この会議は、橋梁の建設及び維持管理に関する意見交換、情報共有を行うことを目的に、2001年からほぼ2年に1回開催されています。会議の前日に行われたブリッジツアーでは、ニューヨーク市内に架かるブルックリン橋やマンハッタン橋といった近代架橋技術の礎を築いた歴史的な橋梁群を船上より視察しました。会議では合計6編の基調講演及び85編の論文発表が行われ、建設技術、既設橋の補修、点検・モニタリング技術等の幅広いテーマについて討論が行われました。第1日のセッション1A（ケーブルの保全及び耐力評価）では、ケーブルの残存耐力の評価手法や、チェサピークベイ橋におけるケーブル送気乾燥システムの導入事例等が紹介されました。本四高速からは、遠山より「ケーブル送気乾燥システムの現状と改善」と題して発表を行い、本四連絡橋の全吊橋に導入されているケーブル送気乾燥システムの稼働の現状及び同システムの改善事例について紹介しました（写真-1）。

また、今回の会議後、8月26～27日の2日間にわたって、本四高速グループの6名は、サンフランシスコ周辺に架かる長大橋の調査を行いました。まず、California Department of Transportation (Caltrans) の管理事務所を訪問し、サンフランシスコ・オークランド・ベイブリッジ東側スパンの自定式吊橋についての概要説明を受けるとともに、同橋の現地調査を行いました。同橋は1989年 Loma Prieta 地震において被災しましたが、その後の大規模地震に対する安全性を確保に関する検討の結果、東側スパンのトラス橋について、自定式吊橋というユニークな構造を有する橋梁で架け替えを行いました（2013年9月完成）。この自定式吊橋は、高さ160mの鋼製主塔一本を有し、主桁には2箱桁形式を採用しております。また、主ケーブルにはケーブル送気乾燥システムが導入されています。現在、旧トラス橋の撤去工事が進行中で、2030年頃に撤去が完了する見込みです。

続いて、Golden Gate Bridge, Highway & Transportation District (GGBHTD) の管理事務所を訪問し、ゴールデンゲート橋の維持管理、耐震補強プロジェクト等に関する

意見交換を行いました。同橋の耐震補強については、北側の取付高架橋の耐震補強工事が1998年に開始されて以降、継続的に実施されていますが、残る吊橋補剛桁及び主塔の耐震補強については、2016年以降に計画されているとのことでした。また同橋では、時間帯に応じて上下線の車線数を変更（3+3車線または2+4車線）しながら供用が行われていますが、これは最近開発された特殊な車両を用いて中央分離帯防護柵を移動させることで行われています（写真-3）。

（長大橋技術センター総括・耐震グループ 遠山直樹）

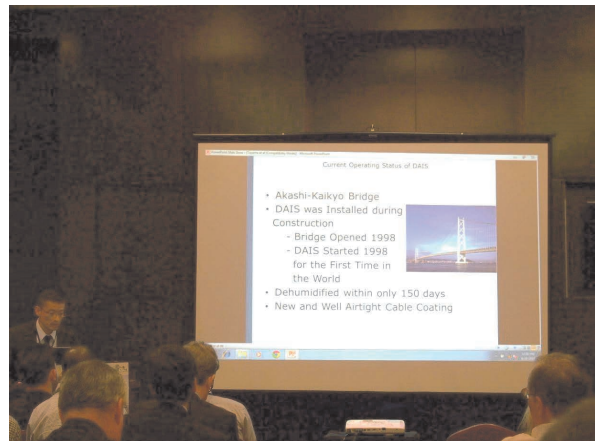


写真-1 ニューヨーク市橋梁会議（本四高速の発表）



写真-2 ゴールデンゲート橋



写真-3 中央分離帯防護柵移動用の車両

トルコ共和国の長大橋現場調査

Technical visits to long-span bridges in Turkey

2015年10月10日～17日の日程で、トルコ共和国の長大橋の現地調査を行った。当社からの参加者は4名で、建設中のイズミット湾横断橋と第3ボスポラス橋、大規模補修工事中の第1・第2ボスポラス橋の現場調査と、マルマラ海の西回りルートで計画されている高速道路の長大橋区間となるダーダネルス海峡の調査を行った。

(1) イズミット湾横断橋

本橋は、イスタンブールからトルコ共和国第3の都市であるイズミルに至る全長420kmにわたる新設の高速道路において、イズミット湾口を横断する3径間2ヒンジ補剛箱桁吊橋（中央支間長1550m）である。建設は㈱IHIインフラシステムにより、施工監理はトルコのコンサルタントとJVを組む㈱長大を中心として、2016年の完成予定で行われている。遅れていたキャットウォーク架設が完了し、ケーブルストランド架設を実施中で、年明けより桁架設が始まる予定である。



写真-1 イズミット湾横断橋（北岸を望む）

(2) 第1・第2ボスポラス橋

第1ボスポラス橋は、イスタンブールのボスポラス海峡に架かる単径間補剛箱桁吊橋（中央支間長1074m）で1973年に完成し、その後1988年に日本の政府開発援助により、㈱IHI他の建設により完成した第2ボスポ



写真-2 第1ボスポラス橋（鉛直ハンガー架け替え済）

ス橋（正式名称ファーティフ・スルタン・メフメト橋・中央支間長1090m）と共に、イスタンブールの欧州側とアジア側を結ぶ大動脈であり、1日の交通量は合計で40万台強に達している。本2橋に対して、老朽化と交通量の増大に伴う大規模補修が、トルコの建設会社とJVを組む㈱IHIインフラシステムにより2016年の完成予定で行われている。第1ボスポラス橋では、斜めハンガーの鉛直ハンガーへの架け替えはほぼ完了し、主ケーブルへのケーブル送気乾燥システム設置工事を実施中であった。第2ボスポラス橋においては、主ケーブルへのケーブル送気乾燥システム設置工事を実施中であった。



写真-3 第2ボスポラス橋（アジア側を望む）

(3) 第3ボスポラス橋

本橋は、ボスポラス海峡の最北端に位置し、斜張橋と吊橋の混合構造の橋（中央支間長1408m）である。本橋の中央径間は鋼箱桁、側径間はコンクリート箱桁で、桁断面中央部に複線の鉄道と、その両側に往復8車線の道路を有し、桁幅は58.5mもある。建設は韓国企業により、施工監理はトルコのコンサルタントとJVを組む㈱長大を中心として2016年の完成予定で行われている。主ケーブルの架設と斜張橋部分の桁架設がほぼ完了し、まもなく吊橋部分の桁架設が始まる予定である。

（長大橋技術センター総括・耐震グループ 福永 勸）



写真-4 第3ボスポラス橋（アジア側を望む）

第25回世界道路会議ソウル2015

25th World Road Congress Seoul 2015

世界道路会議（PIARC：Permanent International Association of Road Congress）は1909年に設立され、122カ国の政府会員と144カ国からの団体会員及び個人会員から構成されている伝統と格式のある会議です。世界大会は4年ごとに行われ、今回の大会は11月2日～6日の5日間ソウルで開催され、114カ国、約2,600名が参加しました。本四高速からは、酒井取締役常務執行役員、今井保全企画課長、企画部山口調査役、道路経済課の西山氏の4名が参加しました。

会議は、約40名の道路関係の大臣クラスが参加した大臣セッション、17の技術委員会のセッション、14のスペシャルセッションにより構成されていました。大臣セッションでは、日本の土井国交副大臣からITSなど最新の技術を用い世界一安全で円滑な道路交通社会を構築することが表明されました（写真-1）。また、このセッションの終わりに、道路交通から新しい価値を創造することを目的に、持続可能な資金調達、道路交通のサービス向上、新たな技術の導入を推進する声明が出されました。

会場内には各国・各団体の展示ブースが設けられ、日本の展示ブースでは、国の道路施策、高速道路会社や民間の革新的な技術の紹介をしていました（写真-2）。本四高速からは長大橋維持管理のパネル出展、ビデオ放映、パンフレットの配布を行いました。

論文発表では、今井課長がTC4.3（道路橋技術委員会）の成果の1つとして「損傷や欠陥に基づく橋梁の耐荷力の推定（Estimation of load carrying capacity of bridges based on damage and deficiency）」について、16カ国の橋梁種別・建設年代等の橋梁ストック状況、各国の点検制度、耐荷力評価の実施要因・管理主体・マニュアル・評価方法、さらに耐荷力評価に基づく交通制限手法などについて発表しました（写真-3）。また、山口調査役が「本州四国連絡橋のアセットマネジメント(Asset Management of Honshu-Shikoku Bridges)」で当社が推進している長大橋のアセットマネジメントを口頭及びポスターセッションで発表しました。特に興味を持たれたことは、米国の古い吊橋では修繕費が建設費をはるかに超えるものがあるのに対し、本四連絡橋はその教訓を生かしアセットマネジメントとして長期の計画を立てていることでした。

この論文「本州四国連絡橋のアセットマネジメント（森山診断・構造グループリーダーと共著）」は、優秀論文賞を受賞し、本四高速の優れた保全技術を世界的にアピールすることができました（写真-4）。なお、TC4.3の委員長は、（一財）橋梁調査会常務理事 加島聰氏に引き続いて日本から選出され当社の今井課長が務めることになりました。

（企画部 調査役 山口和範）



写真-1 大臣セッション（土井国交副大臣）

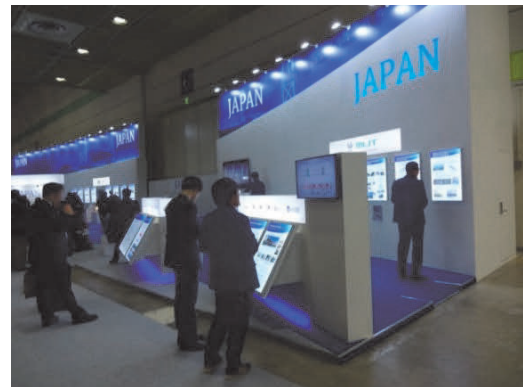


写真-2 日本展示ブース



写真-3 発表状況



写真-4 優秀論文賞授賞式

国際会議 (IABSE2015) の開催

IABSE Conference 2015

2015年9月23日～25日の3日間の日程で、国際構造工学会 (International Association for Bridge and Structural Engineering) の主催のもと国際会議 IABSE 2015 がスイスのジュネーブで開催されました。今回の会議は、1.気候とエネルギーの変化、2.全世界規模の工学的な挑戦、3.飛躍的に進歩した技術、4.都市化と成長の4つのテーマに対し、53カ国から約650人の参加がありました。日本からの参加者は25名で、本四高速からは長大橋技術センター防食・耐風グループの楠原としまなみ今治管理センター橋梁維持課の梶尾の2名が参加し、「瀬戸大橋におけるケーブル送気システムの改善」について楠原よりプレゼンを行いました。また、海外の長大橋建設計画等についての発表を聴講し、最新情報の収集を行いました。

さらに、会議翌日の26日に開催されたテクニカルビジットに参加し、建設中の Tamina Bridge (完成すればスイス最大のコンクリートアーチ橋：アーチ支間長 260m)、Sunniberg Bridge (最大支間長 140m の4径間連続斜張橋)、Landwasser viadukt (1903年に完成した石造りのアーチ橋：世界遺産) など、スイス東部の代表的な6つの橋梁の調査を行いました。



写真-1 プレゼンの状況



写真-2 テクニカルビジット (Tamina Bridge)
(長大橋技術センター防食・耐風グループ 楠原栄樹)

本州四国連絡橋関連技術文献紹介 (15.08~16.01)

Technical articles related to Honshu-Shikoku Bridges

題名	著者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
瀬戸大橋一構想から建設、そして200年以上利用される橋を目指して一	荻原勝也	土木学会誌	100	9	201509	4
熱弾性応力計測に基づく鋼構造のき裂進展性評価	藤本泰成 藤城忠朗 和泉遊以 大谷直矢 小林義弘 阪上隆英	土木学会全国大会 第70回年次学術講演会			201509	2
赤外線サーモグラフィを用いた温度ギャップ計測による亀裂の検出性及びその高精度化に関する検討	和泉遊以 阪上隆英 西脇周季 溝上善昭 小林義弘	土木学会全国大会 第70回年次学術講演会			201509	2
赤外線サーモグラフィを用いた温度ギャップ計測における亀裂判別方法に関する検討	阪上隆英 溝上善昭 小林義弘 和泉遊以 西脇周季	土木学会全国大会 第70回年次学術講演会			201509	2
明石海峡大橋主塔基礎鋼ケーソンの腐食調査	大爺健司 江口敬一 麓興一郎	土木学会全国大会 第70回年次学術講演会			201509	2
鋼床版支点部補剛材に生じた亀裂の補修対策検討	高田大資 藤城忠朗 大谷康史	土木学会全国大会 第70回年次学術講演会			201509	2
引抜成形FRP材の疲労特性	楠原栄樹 山根彰	土木学会全国大会 第70回年次学術講演会			201509	2
表面保護工によるコンクリート内部水分量の変化	大塚雅裕 楠原栄樹 山根彰 西村徹也	土木学会全国大会 第70回年次学術講演会			201509	2
シラン系表面含浸材を塗布したコンクリートの水分逸散性能	大塚雅裕 楠原栄樹 山根彰 西村徹也	土木学会全国大会 第70回年次学術講演会			201509	2
ひび割れからアルカリ水供給を受けるコンクリート表面被覆材の付着劣化に関する検討	井場健太 森川英典 川島洋平 中西智美 楠原栄樹	土木学会全国大会 第70回年次学術講演会			201509	2
南北備讃瀬戸大橋共用アンカレイジ内の主ケーブル防錆対策	竹口昌弘 北村岳伸	土木学会全国大会 第70回年次学術講演会			201509	2
腐食したハンガーロープの架替えと精密調査による維持管理方法の一考察	金澤高宏 貴志友基 長尾幸雄	土木学会全国大会 第70回年次学術講演会			201509	2
Uリブ鋼床版のビードき裂に対する補修方法の検討	楠元崇志 奥村淳弘 坂野昌弘 小林義弘 溝上善昭	土木学会全国大会 第70回年次学術講演会			201509	2

題 名	著 者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
高耐久性ふっ素樹脂塗料の開発と適用	大川宗男 森山彰 熊井貴弘	橋梁と基礎	49	10	201510	4
土佐泊浦高架橋の耐震補強	横井芳輝 村上博基	第31回日本道路会議 論文集			201510	2
本四道路における盛土の調査及び補強対策検討	中村哲也 磯江浩	第31回日本道路会議 論文集			201510	2
本四道路における盛土補強対策の効果検証	村上博基 磯江浩	第31回日本道路会議 論文集			201510	2
鋼床版支点部補剛材に生じた亀裂の補修対策検討	大谷康史 藤城忠朗 高田大資	第31回日本道路会議 論文集			201510	2
腐食ハンガーロープの架替えと精密調査による維持管理方法の一考察	金澤高宏 貴志友基 長尾幸雄	第31回日本道路会議 論文集			201510	2
電着防食と電気防食を併用した大水深鋼ケーソンの防食方法に関する検討	竹口昌弘 北村岳伸	第31回日本道路会議 論文集			201510	2
橋梁の太径ねじ部材における疲労損傷原因の推定と対策	小河正次 梶尾光邦	平成27年度国土交通 省国土技術研究会 論文集			201510	5
吊橋ケーブル被覆の劣化調査と伸び性能に着目した被覆仕様の検討ー本州四国連絡橋吊橋の管理ー	森山彰 熊井貴弘	高速道路と自動車	58	11	201511	4
本州四国連絡橋の基礎の概要と技術の変遷	大谷康史	基礎工	44	1	201601	9
明石海峡大橋の主塔基礎	福永勸	基礎工	44	1	201601	4

※本四技報は除外。

本四技報編集委員会・幹事会名簿(五十音順)平成28年2月29日現在

委員長	伊藤進一郎	幹事長	福永勸
委員	石原和幸	幹事	糸日谷淑光
	磯江浩		薄井稔弘
	伊藤豊秋		遠藤和男
	今井清裕		熊井貴弘
	大川宗男		蔵森和生
	大谷康史		佐伯成巳
	楠原栄樹		遠山直樹
	古村学		中川秋男
	廣田昭次		西野拓志
	福永勸		花井拓司
	村田知司		日高裕司
	森山彰		松尾俊宏
	矢野稔		森幸夫
	山口和範		山根彰

本四技報 第126号

発行 平成28年3月15日
編集・発行 本州四国連絡高速道路株式会社
印刷 有限会社 セキグチ

本州四国連絡高速道路株式会社
Honshu-Shikoku Bridge Expressway Company Limited
〒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.jb-honshi.co.jp>



