

# 本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.40 No.125 2015.9

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125号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.125

## 【巻頭言】

業務の積み重ねによる保全技術の深耕・蓄積……………長大橋技術センター長 Refinements and Accumulations of Maintenance Technology by Iteration of Operations	伊 藤 進一郎… 1
--	------------

## 【技術論文】

鋼床版 U リブビード貫通亀裂検出法の開発と ……長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー 溝 上 善 昭… 2 疲労関連業務の体制整備……………長大橋技術センター 診断・構造グループリーダー 森 山 彰 Development of crack detection technique for bead (前) 保全部 橋梁保全課長 through crack and establishment of framework for fatigue-related activities.
--

門崎高架橋桁外面作業車用給電設備の開発……………鳴門管理センター 専門役 朝 倉 義 博…11 Development of Battery Powered Maintenance 坂出管理センター 施設課長代理 敷 地 直 城 Vehicles for Tozaki Viaduct (前) 鳴門管理センター 施設課長代理 神戸管理センター 施設課長代理 東 秀 樹 (前) 鳴門管理センター 施設課長代理
--

多径間連続 PC 橋 (撫養高架橋) の耐震補強設計・施工 ……鳴門管理センター 道路維持課長 村 上 博 基…19 Seismic design and retrofit works for Muya Viaduct 鳴門管理センター 道路維持課 横 井 芳 輝
---

塩害を受けた PC 橋 (亀浦高架橋) の剥落対策 ……鳴門管理センター 橋梁維持課 金 澤 高 宏…27 Peeling prevention method for high pier PC bridge 鳴門管理センター 橋梁維持課長 貴 志 友 基 (Kameura Viaduct) damaged by salt corrosion 鳴門管理センター 橋梁維持課長代理 長 尾 幸 雄
---

次世代移動無線の導入検討と整備……………鳴門管理センター 施設課長代理 玉 津 和 哉…34 Construction and considering the introduction of (前) 保全部 電気通信課 next-generation mobile radio
--

来島海峡第一大橋のセンターステイロッド破断 ……しまなみ今治管理センター 橋梁維持課長代理 小 河 正 次…41 の原因究明と対応 しまなみ今治管理センター 橋梁維持課長 梶 尾 光 邦 An Investigation of the Cause of Center Stay's 長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー 溝 上 善 昭 Failure and its Countermeasure in the 1st Kurushima Kaikyo Bridge
---

## 【長大橋技術センター アニュアルレポート】

瀬戸大橋トラス橋の耐震対策……………長大橋技術センター 総括・耐震グループリーダー 福 永 勸…48 Study on Seismic Retrofit of Seto-Ohashi Bridges (Truss Bridges) 長大橋技術センター 総括・耐震グループサブリーダー 河 藤 千 尋
--

表面保護工によるコンクリート内部含水率の変化…長大橋技術センター 防食・耐風グループリーダー 楠 原 栄 樹…50 Investigation of inside moisture content of surface protected concrete 長大橋技術センター 防食・耐風グループサブリーダー 山 根 彰
---

鋼床版支点部ウェブギャップ板のまわし溶接部 ……長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー 藤 城 忠 朗…52 に発生した亀裂の補修検討 Study on repair method for crack in vertical stiffener at support of steel deck
---

【技術ニュース】……………54
-----------------

The latest information

【文献紹介】……………56
---------------

Related technical report in other publications

---

# 多径間連続PC橋（撫養高架橋）の耐震補強設計・施工

---

Seismic design and retrofit works for Muya Viaduct



写真-1 工事完成状況

Completion of the seismic retrofit works



写真-2 鋼製架台と部材取り込み

Installation of retrofitting member in narrow space



写真-3 ため池の中の橋脚

A pier in a pond

---

# 塩害を受けたPC橋（亀浦高架橋）の剥落対策

---

Peeling prevention method for high pier PC bridge

(Kameura Viaduct)damaged by salt corrosion



写真-4 亀浦高架橋固定吊足場設置状況(4P-6P 上部工)

Fixed suspended scaffolding(Kameura Viaduct Superstructure 4P-6P)

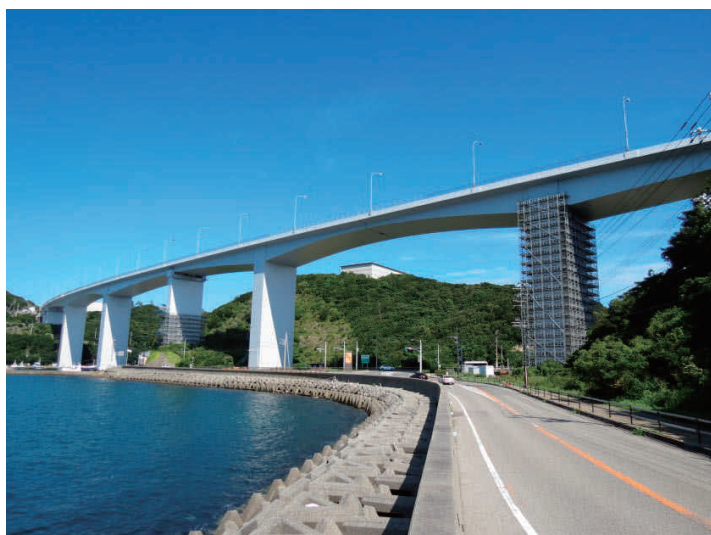


写真-5 亀浦高架橋全景-1

Panorama of Kameura Viaduct-1



写真-6 亀浦高架橋全景-2

Panorama of Kameura Viaduct-2

# 業務の積み重ねによる保全技術の深耕・蓄積

Refinements and Accumulations of Maintenance Technology by Iteration of Operations

長大橋技術センター長

伊藤 進一郎

Shinichiro Ito

## 見えない損傷を検出する

橋梁の損傷を広範囲にわたり、くまなく確実に検知する。これは橋を200年以上利用されるよう万全な維持管理に努める当社の大きな課題のひとつである。具体には、予防保全のシナリオを描き、ライフサイクルコスト最小を目指している。これには早期の発見、補修が有効であり、損傷を目視以上に確実に見つける技術が必要である。

この課題と共通する宇宙科学研究を取材したテレビ番組があった。テーマは、138億年の宇宙の歴史のうち、その誕生から10億年までの初期状態を探る研究である。宇宙にはたくさんのブラックホールがあることが知られている。これらをしらみつぶしに観測調査している。ブラックホール自体は光をも飲み込むので本体は見えないが、その周辺のガスが吸い寄せられる摩擦で相当の明るさで発光する。光は宇宙の膨張によって、地球に届くまでに波長が何倍にも伸びる。光が古いほど、可視光領域は見えず、赤外線領域のみで見える。この原理を利用した絞込み作業で、宇宙最古、130億年前のブラックホールが発見された。

この探索は膨大な観測データから見つけたい対象をスクリーニングによって抽出する作業である。同じように、橋梁でも、長持ちさせるために、損傷が生じやすい箇所をしらみつぶしに調べる必要がある。これを通常は近接目視で行っている。知識と経験がある技術者が行うことにより、相当に発見できる。しかし、対象は膨大であり、発見されたときは、かなり損傷が進んでいることもあり、この点検作業には、多くの改善すべき課題がある。

今号の鋼床版Uリブのブード貫通亀裂の赤外線による検出技術は、そういった取組のひとつである。海峽部橋梁に常設移動作業車を設けている当社の点検環境を活かし、損傷が見えない段階でも、探傷部位の状態を確実に記録し、精度の高い検出ができる。これにより、点検の質を高め、現場滞在時間と整理・分析などの内業の時間を大幅に短縮することができる。とみている。

## 設備の安定運用に欠かせないライフサイクル設計

設備の安定運用も当社の大きな課題である。設備は、構造の摩耗、部品の劣化・枯渇などのため、橋梁と比べるとライフサイクルが短く、劣化部分の交換あるいは全体の更新が必要となる。このため、部品交換による延命

コストと全体更新コストのバランスを調整することにより、ライフサイクルコストの最小化を図っている。

今号は移動無線の設備更新と橋梁点検作業車の給電システム更新を取り上げた。移動無線設備は、パトロール、防災業務などで当社独自の回線として使われている。適切な保守を重ね、30年以上にわたり運用してきたが、アナログ方式機器のメーカーサポートが失われる方向にあり、保有部品が枯渇すればシステムが継続不能となる。システムの更新は、これを解決するものだが、計画にあたり、デジタル化による電波資源の有効利用などの行政背景も踏まえた上で、必要な機能を絞り込み、市場が確立してきた簡易な通信方式を採用した。

海峽部橋梁の常設移動作業車は、点検・補修作業時の構造物への近接を容易にする設備である。これが保全に果たす役割は年々高まっている。設備給電は主にトローリー方式で行っていたが、スパークによる経年劣化や塩害による絶縁不良で、たびたび不稼働が起き、工程の遅延を招いた。製作当時は小型の大容量バッテリーはなかったが、近年、ハイブリッドカーなどの市場が牽引し、性能が格段に向上した。小型の作業車にとって、給電方式が世代交代する良い時代が到来したと考えられる。

## 現場での反復経験が確実な事業遂行につながる

維持管理にかかる仕事量は急激に増大しつつあるが、技術者は減っている。確実な事業遂行には、瞬間風速にも耐える一定の余力が必要である。人材不足の折、余力の確保には、技術者の技術力底上げと業務量の平準化が求められる。この際、当社が配慮すべきことは、当社独自の保全技術の体系化であり、海峽部長大橋、瀬戸内海地域の環境、3ルート of 広域管制など本州四国連絡高速道路特有の事情に対応する知識と実践力の強化である。

技術力の底上げには、教育訓練プログラムの充実だけでなく、現場業務の反復経験の積み重ねが有効と考える。これにより技術が磨かれ、ノウハウが蓄えられる。そして業務量の平準化には、現場が求める技術開発が必要である。これらを踏まえ、当社では社内外の技術交流の活性化に努め、技術の体系化を推進していく所存である。

最後に、本誌を通じ、今回取り上げた当社の長大橋梁群を中心とする本州四国連絡高速道路の維持管理の取組が、長大橋保全をはじめとして道路保全に携わる皆様の取組の一助となれば幸いである。

---

---

# 鋼床版Uリブビード貫通亀裂検出法の開発と 疲労関連業務の体制整備

Development of crack detection technique for bead through crack and establishment of framework for fatigue-related activities.

長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー

溝上 善昭

Yoshiaki Mizokami

長大橋技術センター 診断・構造グループリーダー

森山 彰

(前) 保全部 橋梁保全課長

Akira Moriyama

---

## 概要

本州四国連絡橋は、供用後約20年で疲労亀裂の発生・進展が確認された。現状では、発生箇所数は少ないものの、累積大型車交通量等の増加に伴い、疲労亀裂の発生も増えると予想され、疲労関連業務が増大していくものと想定している。

本報告では、疲労関連業務のうち、従来の目視点検に代わり、赤外線サーモグラフィを用い、鋼床版のデッキプレート-Uリブ溶接部を対象とする効率的な点検手法の開発についてその内容を述べる。また、今後の疲労関連業務の増加を見据え、疲労関連業務フローを定め、点検、診断、補修、記録の実施体制を整備したのでその概要について述べる。

Recently, the origination and progress of fatigue damages have been reported in some Honshu-Shikoku Bridges approximately 20 years after completions. Currently, total number of the fatigue crack is small; however, the inspection and retrofit work are estimated to increase in the future with the increase in the cumulative vehicle traffic amount as well as the number of fatigue crack.

In this report, efficient fatigue inspection method for bead through cracks in steel decks utilizing the infrared thermography technique, the alternative method to the conventional visual inspection, is presented. Also, the outline of established procedure in inspection, diagnosis, retrofit and record for fatigue-related damage, prepared for the increase of the above mentioned activities, is presented.

## 1. はじめに

道路橋の鋼床版に疲労亀裂が発生・進展した事例が数多く報告されている<sup>1)</sup>。本州四国連絡橋の鋼床版でも、平成15年にデッキプレート-Uリブのすみ肉溶接部に疲労亀裂が発見されてから、現在までに数十箇所が確認され、特定箇所に集中している。

これまで、当社における疲労亀裂の検出は、目視点検によって塗膜割れやさび汁を捉え、輪荷重位置や構造詳細等を評価し、疲労亀裂の疑いがあれば亀裂の有無を非破壊検査などで調査することとされていた。一般的な非破壊検査は、塗膜を除去するため近接作業用の足場設置・撤去が必要になるケースが多く、簡単に実施出来ない。また、塗膜割れやさび汁の発生段階での発見では、亀裂長さが数十cmに達しているケースもある<sup>3)</sup>。

これまでに亀裂の発生と進展を確認している鋼床版に

ついて、Uリブ溶接部の疲労亀裂を確実に捉えるため、赤外線サーモグラフィによる温度分布計測によって、塗膜を除去することなく遠隔から非破壊で、高効率・高精度で、すみ肉溶接部のビード貫通型亀裂を検出できる新しい検査法を開発した。また、疲労に関する業務（点検、診断、補修、記録等）が増加しているため、業務の体制を整備し、これをマニュアルとしたので、その概要を述べる。

## 2. 新しい疲労亀裂検出法の原理

開発した手法は、亀裂の発生例が多い、鋼床版のデッキプレート-Uリブ間の溶接部に生じるビード貫通亀裂を対象とした。図-1に本検出法の原理を示す。路面が日射を受け、舗装が温められるとデッキプレートを介してUリブへと熱が伝わる。溶接部に亀裂が存在する場合は、

亀裂の微小な隙間により熱伝導が阻害されるため、デッキとUリブ間に大きな温度差（以下「温度ギャップ」という）が生じる。この温度ギャップを、赤外線サーモグラフィにより、塗装された状態のまま亀裂を検出する。以下、本手法を「温度ギャップ法」と呼ぶ。

温度ギャップ法の開発においては、疲労亀裂が発見された鋼床版箱桁橋を調査対象橋梁として、亀裂の長さの検出限界、気温や日照などの自然条件、赤外線サーモグラフィの性能や撮影距離などの計測条件が亀裂検出性能に及ぼす影響を明らかにするため、現地において、実験及び検証計測を行った。

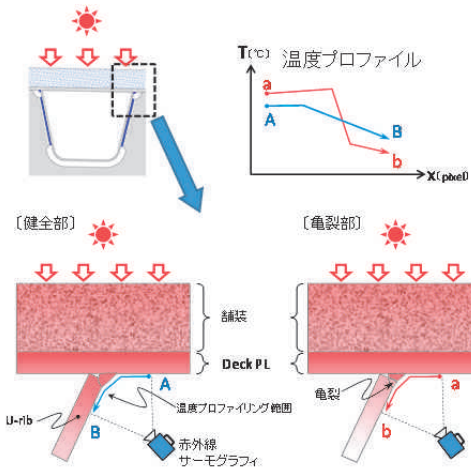


図-1 温度ギャップ検知法の原理

Fig.1 Schematic illustration of principle of NDT technique based on temperature gap detection.

### 3. 調査橋梁の諸元及び実験方法

基礎実験、検出性能の確認実験及びブラインド計測を図-2に示す鋼床版箱桁橋で行った。実験では、張出床版部に設置されている自走式桁下面作業車（以下「作業車」という）に赤外線サーモグラフィを搭載し、走行車線の輪荷重直下のデッキプレート-Uリブ間の溶接線に対し、温度ギャップ法による計測を行った。

実験・計測に用いた赤外線サーモグラフィを表-1に示す。検出の可否と実用性を探るため基礎実験では、高感度かつ応答速度が速いセンサを搭載した赤外線サーモグラフィを使用した。結果、温度ギャップ法では、導入のハードルが低い安価なマイクロボロメータセンサの赤外線サーモグラフィが適用可能であることを確認した。そのため、基礎実験以降の検出性能の確認実験及びブラインド計測では、感度が低く応答速度が遅いが、安価なマイクロボロメータセンサを搭載した赤外線サーモグラフィを使用した。

### 4. 基礎実験

温度ギャップ法による亀裂検出の可否と実用性を探るため、実橋の損傷部を計測し、亀裂の検出に十分明瞭な温度画像や温度プロファイルが得られるかどうかの基本原理を確認する基礎的な実験である。

構造形式：鋼3+4径間連続鋼床版箱桁、開通年：1985年、  
橋長：1006m、支間長：108+108+108、149.6+190.4+190.4+149.6

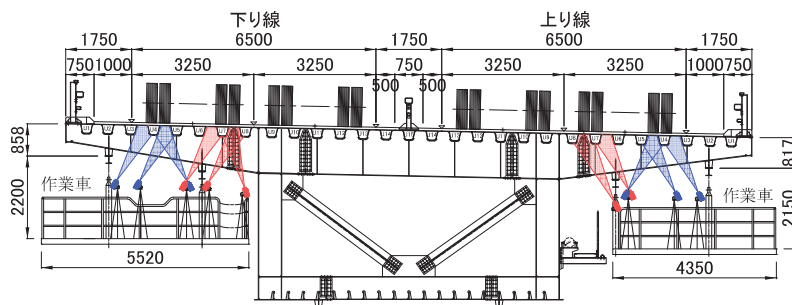


図-2 調査橋梁 桁断面図および調査状況

Fig.2 Cross sectional view and photograph of the objective bridge.

表-1 赤外線サーモグラフィの仕様  
Table.1 Specifications of employed infrared cameras.

機種	検出器の種類	検出器画素数	測定波長帯	温度分解能	フレームレート
A	InSbアレイセンサ	320 x 240	2.5-5.1 μm	0.025 °C	380 frames/s
B	マイクロボロメータ	640 x 480	8-13 μm	0.060 °C	30 frames/s
C	マイクロボロメータ	320 x 240	8-13 μm	0.030 °C	60 frames/s

表-2 計測パラメータ  
Table.2 Measurement parameters.

パラメータ	亀裂長さ	計測部位の表面状態	装置の移動速度	計測時期
Step 1	42, 160, 410mm	鋼面へ黒色塗料 (赤外線放射率改善)	静止	9月
Step 2	228mm	実塗装	250mm/s	11月

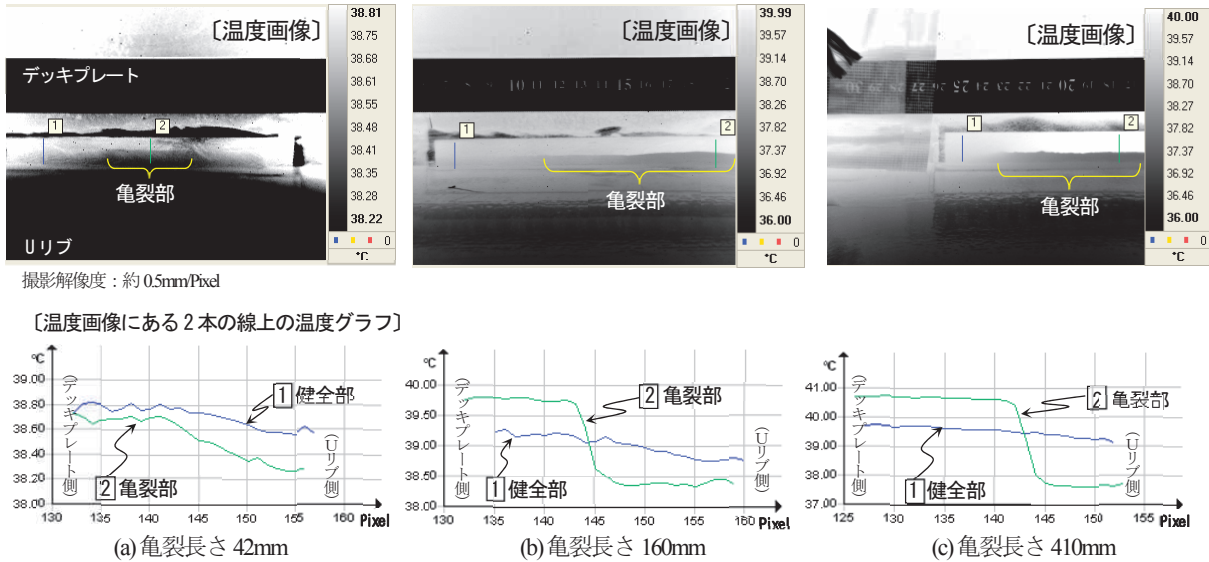


図-3 長さが異なる 3つの亀裂の実験結果 (Step 1)  
Fig.3 Experimental results for three cracks with different length (Step 1)

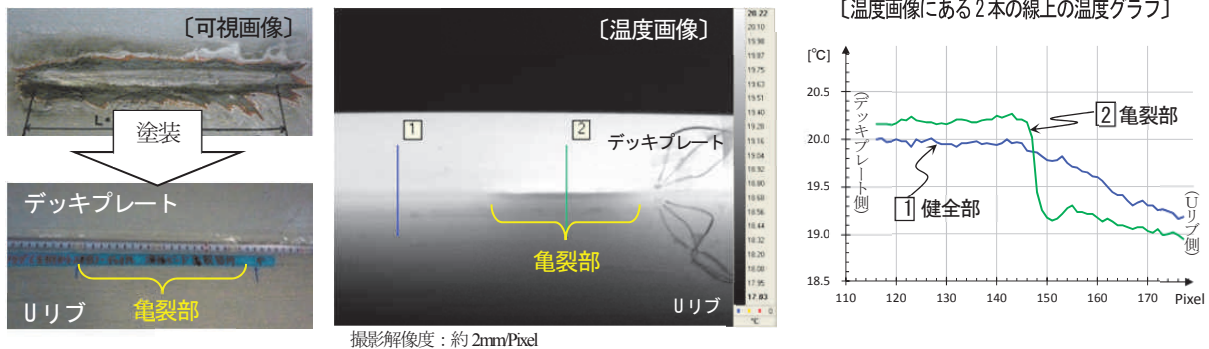


図-4 実塗装を施した長さ 228mmの亀裂の実験結果 (Step 2)  
Fig.4 Experimental results for 228mm-crack with coating (Step 2)

実験に使用した赤外線サーモグラフィは、冷却が必要な量子型InSbアレイセンサを搭載した高性能機種である。

#### 4.1 計測条件

実験は、赤外線放射が最も高い条件のStep1と、実用時の放射条件となるStep2の2段階の試験を行った。

Step1では、実験橋梁で確認されている複数の亀裂を対象とし、路温が比較的高くなる9月に計測を行った。計測部位の鋼面に、赤外線放射率改善のための黒色塗料 (放射率: 0.98) <sup>9)</sup>を薄く塗布し、赤外線サーモグラフィを静止状態として計測した。

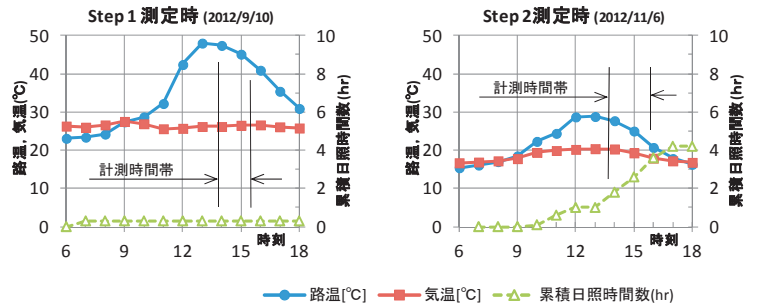


図-5 基礎実験時の気象条件  
Fig.5 Weather conditions at fundamental experiments.

Step2では、路温があまり上昇しない11月に、228mmの亀裂を対象として計測を行った。対象部位に黒色塗料は塗布せず鋼材表面に防食塗装がある状態で計測を行った。

また、作業車に赤外線サーモグラフィを搭載し、移動しながら溶接ビードを連続的に計測した。表-2に各Stepの計測パラメータを示す。

## 4.2 実験結果

各Stepの試験結果を図-3、図-4に、計測時の路温等の経時変化を図-5に示す。これらより以下のことを確認した。

Step 1：亀裂長さ160、410mmでは、健全部 (□青基線) と亀裂部 (□緑基線) に明確な温度勾配の違いがあり亀裂部には急激な温度変化がみられる。42mmの亀裂でも僅かの差であるが温度勾配の違いが確認でき、亀裂部の方が温度変化が大きい。

Step 2：鋼材表面に防食塗装 (約400 $\mu$ m) が施されていても、健全部と亀裂部に明確な温度勾配の違いがある。また、移動しながらの計測であっても、赤外線画像のブレはなく亀裂部の温度差が明確に表れている。

このことから、亀裂部における熱伝導阻害による温度ギャップと、健全部の連続的な温度勾配の違いから亀裂の有無を検出可能であることが分かった。

Step 1の亀裂長さ42mmの基線座標140~155Pixel間の温度差が健全部で0.2 $^{\circ}$ C、亀裂部で0.4 $^{\circ}$ Cに対し、マイクロボロメータの温度分解能が0.030~0.060 $^{\circ}$ Cであることから、マイクロボロメータセンサの赤外線サーモグラフィでも亀裂検出が十分可能である。

また、移動計測については、Step 2の撮影移動速度 (250mm/s) とフレームレート (30~60frames/s) から、1frameあたりの移動距離が4~8mmとなり、その間で移動方向へ温度が平均化 (温度画像のブレが発生) されても、最小の既知亀裂長さが40mm程度のため、亀裂検出性に与えるブレの影響は小さいと想定される。また、撮影方向と亀裂 (溶接線) 方向を同一とすることによって、亀裂を挟んだ画素での移動による温度の平均化がなく、静止計測に近い温度画像や温度プロファイルが得られると想定されるため、移動計測による亀裂検出が可能と判断した。

## 5. 検出性能の確認実験

亀裂長さ、撮影解像度及び計測時期・計測時刻が、亀裂の検出性能に及ぼす影響の検証を行った。

### 5.1 計測条件

既知の5ヶ所の亀裂発生箇所において、マイクロボロメータセンサの赤外線サーモグラフィ2機種を使用し計測した。作業車に赤外線サーモグラフィを搭載し、作業車を250mm/sの速度で移動させながら、各frameの画角が十分に重なり合うような撮影速度 (15frames/s) で連続的に計測を行った。亀裂の判定は、得られた温度画像のコントラストの強弱が温度ギャップ量に比例することから

目視による判別を行った。亀裂部には実際の防食塗装を施し、亀裂検出が可能な亀裂長さについて撮影解像度をパラメータに、計測時期・計測時刻を変えて計測した。

#### (1) 亀裂長さ・撮影解像度

亀裂長さは42~160 mmである (表-3)。撮影解像度は、撮影距離と赤外線サーモグラフィのオプションレンズの組合せにより、1mm/Pixel、2mm/Pixel及び4mm/Pixelとした。

#### (2) 路温・気象条件

計測は、夏 (2013年9月11日)、秋 (2013年11月6日)、冬 (2014年2月4日) の3時期に実施した。各日とも、10時~16時の間に複数回計測を実施した。計測時の路温と気象条件を図-6に示す。

表-3 計測する亀裂長さと撮影解像度

Table 3 Spatial resolution according to crack length.

亀裂 No.	亀裂長さ (mm)	撮影解像度 (mm/Pixel)		
		1 mm/Pixel	2 mm/Pixel	4 mm/Pixel
No.1	42 mm	○	○	—
No.2	160 mm	○	○	—
No.3	52 mm	○	○	—
No.4	60 mm	—	○	○
No.5	60 mm	—	○	○

○印：計測亀裂

### 5.2 計測結果

検出可能な亀裂長さ、撮影解像度を整理した結果のうち、撮影解像度1、2mm/Pixelについて図-8に示す。なお、4mm/Pixelは、亀裂の検出が難しい事が判明したため省略した。図の横軸は、デッキプレート—Uリブ間の温度差 (以下「 $\Delta T$ 」という。) を示している。 $\Delta T$ は、亀裂部近傍の健全部で、溶接ビード中心よりビード直交方向へそれぞれ25mmの位置にある2点間の温度差とした。

$\Delta T$ は、概ね夏計測：0.9~2.5 $^{\circ}$ C、秋計測：0.3~1.0 $^{\circ}$ C、冬計測：0~0.6 $^{\circ}$ Cと季節により大きく変化する。また、正午から14時が大きく、10時あるいは16時に近くなれば小さくなる (図-7)。

亀裂長さの違いによる検出性能は、概ね亀裂長さが大きいほど亀裂検出性が高くなり、基礎実験と同様の結果となった。しかしながら、図-8 (b) の同じ60mmの亀裂長さである亀裂No.4及び5では、検出可能 $\Delta T$ が1.8 $^{\circ}$ C及び0.5 $^{\circ}$ Cと大きく異なる結果が得られている。この違いは、亀裂面の密着具合、また、ビード貫通亀裂がルート部より発生することによるビード表面に現れていないルート側の亀裂進展具合が影響していると考えられる。

撮影解像度と $\Delta T$ が検出性能に与える影響を亀裂No.1 (42mm) で比較すると、1mm/Pixelでは、 $\Delta T$ が約0.5 $^{\circ}$ C以上あれば亀裂検出が概ね可能である (図8-(a))。一方、2mm/Pixelでは、 $\Delta T$ が約1.0 $^{\circ}$ Cで概ね検出できたケースもあったが、 $\Delta T$ が約1.5 $^{\circ}$ Cと大きくても検出できないケースもあった (図8-(b))。これは、亀裂幅が1mmに満たないため、撮影解像度が大きくなると、亀裂部の温度差が平

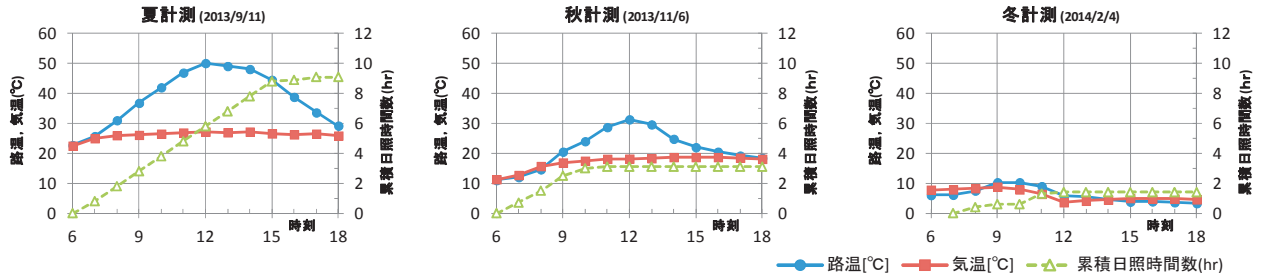


図-6 検出性能確認実験時の気象条件  
Fig.6 Weather conditions at the time of detection performance confirmation experiment.

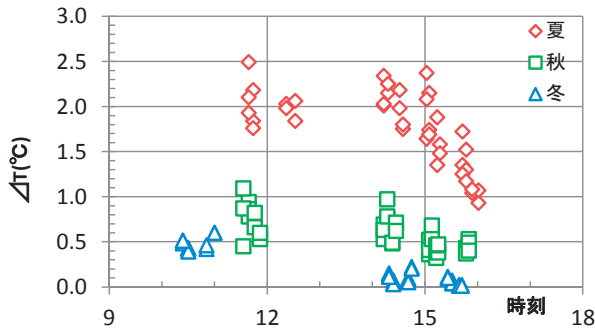


図-7 時刻別 $\Delta T$ の推移  
Fig.7 Changes in  $\Delta T$  by time.

均化され温度ギャップが小さくなり、亀裂検出性が悪くなったことが考えられる。

この結果、撮影解像度と $\Delta T$ は、亀裂検出性に大きく影響することが分かり、亀裂長さ40mm程度を想定した場合には、撮影解像度が1 mm/Pixel以下、かつ、 $\Delta T$ が0.5°C以上必要（より確実な検出のためには0.7°C以上が望ましい）と考えられる。

## 6. ブラインド計測

ブラインド計測は、温度ギャップ法の有効性や効率性を未検査橋梁で計測し、確認する実験である。探傷対象は、鋼床版の輪荷重直下となるビード貫通亀裂の有無が不明な溶接線とした。延べ約10kmの溶接線を3台の赤外線サーモグラフィを用い、11月の15日間で計測を行った。計測時の路温等の気象状況を図-9に示す。

### 6.1 計測条件

計測にはマイクロボロメータ赤外線サーモグラフィを使用した。撮影解像度は、前述の実験結果から得られた設定として1mm/Pixel前後とした。

計測は、作業車に赤外線サーモグラフィを搭載し、250mm/sの速度で移動させながら、溶接線を連続的に計測した。温度分布からの

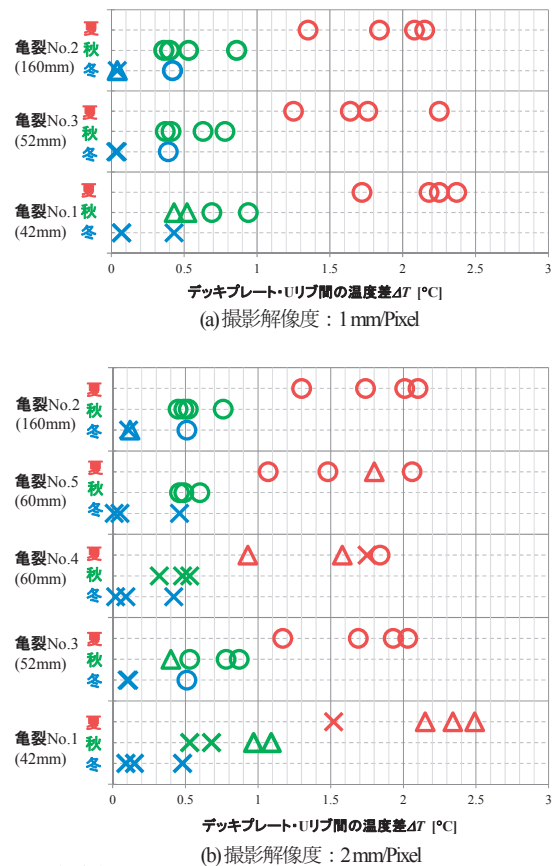


図-8 検出性能確認実験の結果  
Fig.8 The results of detection performance confirmation experiment.

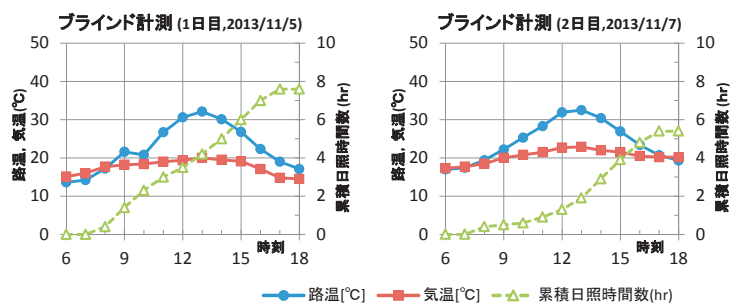
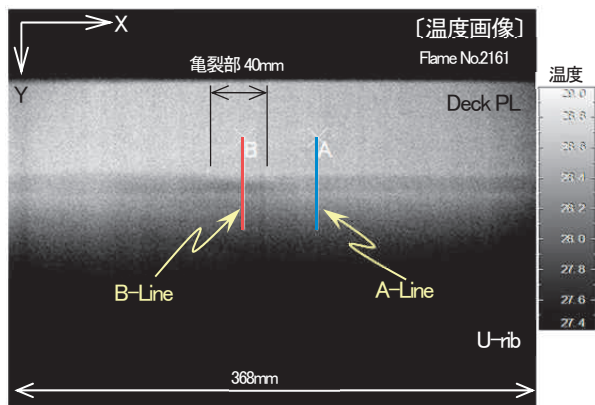
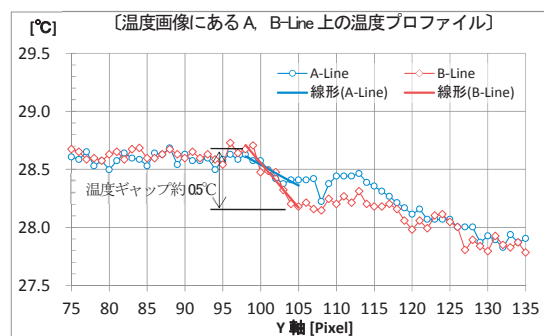


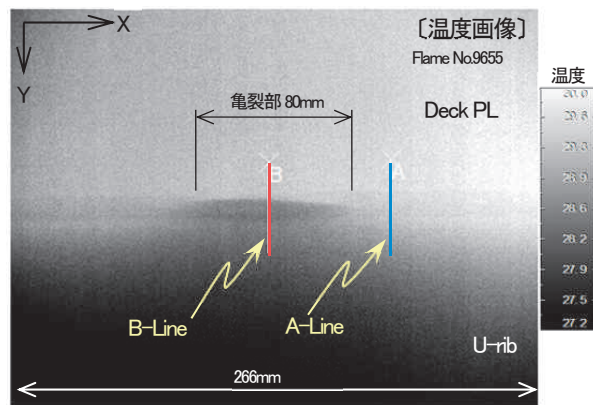
図-9 ブラインド計測時の気象条件  
Fig.9 Weather conditions at the time of blind measurement.



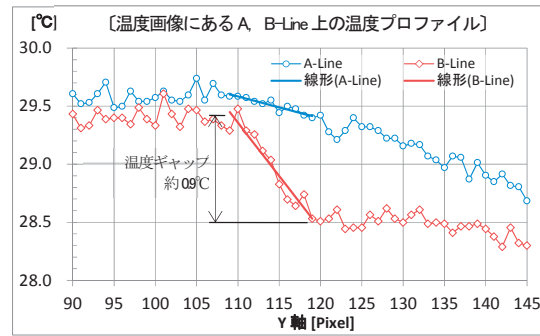
撮影解像度：1.15 mm/Pixel



(a) 亀裂長さ 40mm の温度画像等

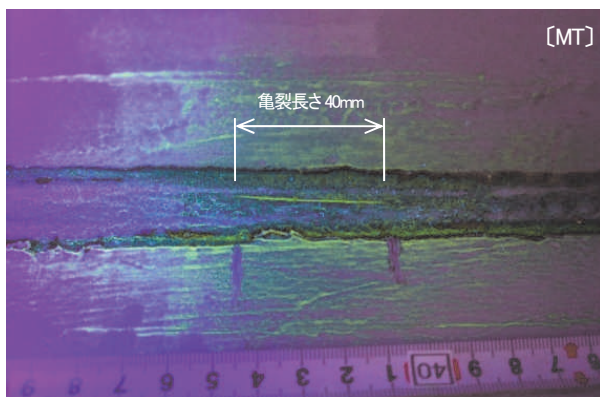


撮影解像度：0.83 mm/Pixel

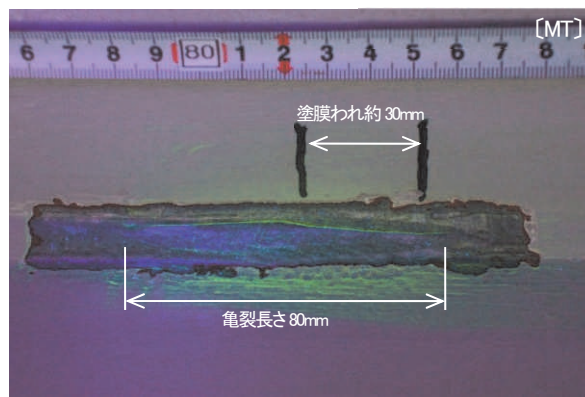


(b) 亀裂長さ 80mm の温度画像等

図-10 検出した亀裂の温度画像と温度プロフィール  
Fig.10 Temperature image and temperature profile of the detected crack.



(a) 亀裂長さ 40mm の亀裂指示模様



(b) 亀裂長さ 80mm の亀裂指示模様

図-11 検出した亀裂の磁粉探傷試験結果  
Fig.11 Magnetic particle test results of the detected crack

亀裂判定は、計測で得られた温度画像による目視判別と温度プロフィールをもとに行った。判定で亀裂が疑われた箇所は、後日、目視調査及び磁粉探傷試験（以下、MTという）によって亀裂の確認を行った。

## 6.2 計測結果

ブラインド計測で発見された亀裂のうち、亀裂長さ40mmと80mmの温度画像と温度プロフィールを図-10に、MTによる亀裂指示模様の写真を図-11に示す。

図-10(a)に示した40mmの疲労亀裂は、静止画として切り出した温度画像では不明瞭で見落とす可能性が高いものの、温度画像を連続再生(動画)で見ると、亀裂部特有の温度分布(Uリブ側の低温部)が再生中に画面内を移動していくため、亀裂の存在を認識できた。温度プロフィールで比較すると、ビート付近の温度勾配(Y軸：98-105Pixel間)が健全部と亀裂部で異なり、亀裂部の方が傾きが大きく、温度ギャップが約0.5°Cある。MTで亀裂は確認されたが、その前の目視調査では塗膜割れはな

かった。図-10(b)に示した80mmの疲労亀裂の場合には、温度画像で明瞭に亀裂部のコントラストが現れている。温度プロファイル上の温度勾配 (Y軸: 109-119Pixel間) の違いも健全部と亀裂部で明確に現れ、亀裂部に現れた温度ギャップは約0.9°Cであった。目視調査で塗膜割れが確認されたが、長さは約30mmと短く、また割れ幅も小さくさび汁はみられなかった。この塗膜割れは、数十cm離れた位置からの目視調査では認められたものの、1~2m程度以上離れると見つけるのは困難であった。図-10に示した温度画像から推察した亀裂長さは80mm、コントラストの境界線が右側で屈曲している。一方、MTによる亀裂指示模様の長さ・形状(図-11)は図-10と良く一致していた。

## 7. 計測時期の検討

温度ギャップ法では、デッキプレート-Uリブ間にある程度以上の温度差が必要であることが分かった。そこで、必要な温度差が生じる時期、時間帯について、調査橋梁近傍の鋼床版で1年間の温度計測を行い、外気温や路温、太陽高度、日照などの環境と、鋼床版の温度分布の関係を整理し、温度ギャップ法に必要な計測条件について考察した。

### 7.1 鋼床版温度計測と参照した気象条件

鋼床版の温度計測期間は、2013年6月18日から2014年6月25日までの約1年間である。

鋼床版に設置した温度センサーは、記憶装置と電源が内蔵されたコンパクトなものを使用し、塗膜を剥がずに接着した。計測場所は、実験を行った調査橋梁に隣接する海峡部吊橋の鋼床版である。計測間隔は、30分又は60分とした。温度センサー設置位置を図-12に示す。

鋼床版の温度と相関するパラメータとして、近傍の路温、気温、日照時間、太陽高度を参照した。

路温は隣接する海峡部吊橋の中央径間中央に設置している交通管理用路温計のデータを、気温は路温計直近のインターチェンジにある温度計のデータを使用した。日照時間は、徳島地方気象台の記録<sup>7)</sup>を、日の出・日の入り・太陽高度は、国立天文台天文情報センター暦計算室の公開データ<sup>8)</sup>の徳島を使用した。

### 7.2 検討結果

路温、気温、鋼床版の温度などのデータは、日射の有無によって大きく影響を受けるため、日照時間5hr/日以上の日を抽出し、月別に平均した。5hr/日以上は、現場で適用するにあたって梅雨・秋雨時期や冬季を除いて20日/月程度の稼働が確保できる1日の日照時間である。表-4に日照5hr/日以上の日別の月別日数を示す。

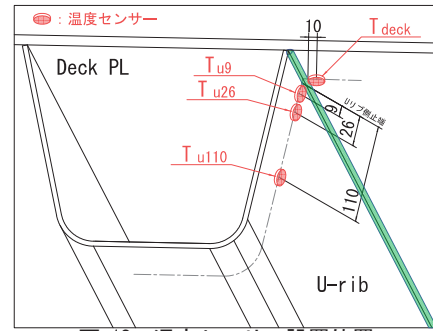


図-12 温度センサー設置位置

Fig.12 Temperature sensor installation position.

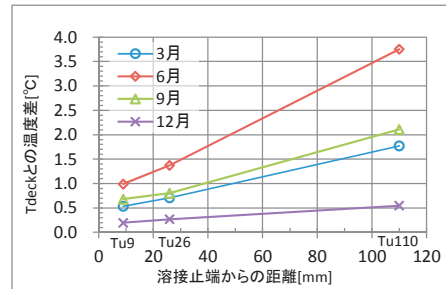


図-13 リブの温度勾配

Fig.13 Temperature gradient of ribs.

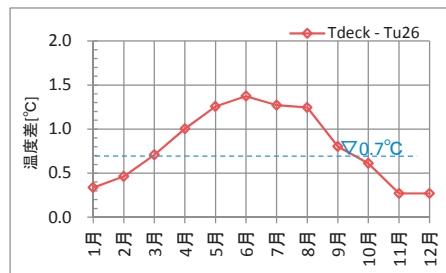


図-14 デッキプレートとUリブの温度差

Fig.14 The temperature difference between the deck PL and trough rib.

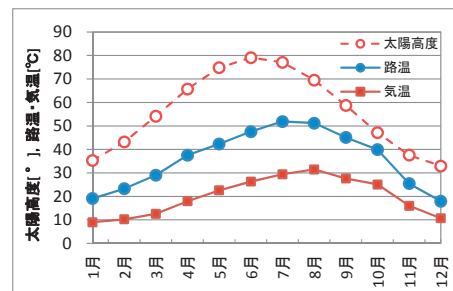


図-15 月別の太陽高度、路温、気温の推移

Fig.15 Solar altitude, road temperature, air temperature, the transition of each month.

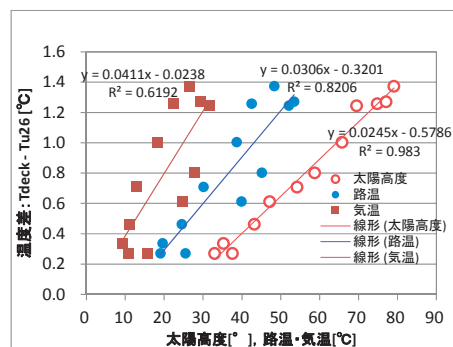


図-16 温度差との相関

Fig.16 Correlation between the temperature difference.

表-4 日照 5hr/日以上 の月別日数 (2009~2013 年平均)  
 Table.4 Number of days exceeding sunshine hours of 5hour/day  
 (2009-2013 average for each month)

月	1	2	3	4	5	6
日数	20.8	13.2	17.8	19.6	19.0	13.6
月	7	8	9	10	11	12
日数	17.0	23.8	18.8	15.8	15.8	18.6

(1) 鋼床版の温度分布と適用可能時期

デッキプレートとUリブ側溶接止端からの各位置での月別日最大温度差の関係を図-13に示す。各部の温度差は、溶接止端からの距離に比例して直線的に変化している。また、月により温度勾配が違う。

デッキプレートとUリブ側溶接止端から26mmの位置の月別の日最大温度差( $T_{deck} - T_{u26}$ )を図-14に示す。 $T_{deck} - T_{u26}$ は、 $T_{u26}$ が $\Delta T$ のUリブ側計測位置(溶接止端から25mm)とほぼ同じであることから $\Delta T$ と同等と評価できる。

前章では、42mmの亀裂長さを検出する場合、デッキプレートとUリブの温度差 $\Delta T$ が0.5°C以上必要で、0.7°C以上が望ましいとした。

これによれば、温度ギャップ法の亀裂検出可能時期は、 $T_{deck} - T_{u26}$ が0.5°C以上となる3~10月、望ましい時期は $T_{deck} - T_{u26}$ が0.7°C以上となる3~9月となる。なお、前章に示したブラインド計測においては、11月に40mmの亀裂検出ができたが、朝夕はデッキプレートとUリブの温度差が出にくい状況があったため、計測時間が昼間に制約され、計測時期としては望ましくない。

(2) 鋼床版の温度差と気象条件

路温、気温、太陽高度の月別推移を図-15に、鋼床版のデッキプレートとUリブの温度差 ( $T_{deck} - T_{u26}$ )との相関を図-16に示す。温度ギャップ法の適用時期に影響する $T_{deck} - T_{u26}$ は、今回の計測点では、太陽高度との相関が

高く、次いで路温、気温であった。他の地域で温度ギャップ法を適用する場合は、まずは、太陽高度で計測時期を設定する必要があると考えられる。

8. 疲労関連業務の合理化

疲労点検、診断、補修、記録の疲労に関する一連の業務サイクルを「疲労関連業務実施マニュアル(案)」として、温度ギャップ法を用いた鋼床版の疲労点検の方法、頻度等を「鋼床版疲労点検マニュアル(案)」として、それぞれ平成27年3月に整備した。以下にその概要を紹介する。

8.1 疲労関連業務実施マニュアル

本州四国連絡道路の道路橋は、一部の構造詳細を除きほとんどが疲労を配慮した構造となっていない。これまでは、疲労亀裂の発生数が他の道路管理機関に比べ少ないが、大型車交通量の累積に伴い、今後、疲労亀裂の発生が増加するものと想定される。これに備え、疲労に関する点検、診断、補修、記録の業務要領を、整理・分類し、それらの業務の実施体制と役割分担を「疲労関連業務実施マニュアル(案)」として整備した。本マニュアルでは、疲労点検は定期的実施する「疲労基礎点検」と、疲労基礎点検の結果から疲労亀裂が疑われると判断する場合に実施する「疲労詳細点検」とに区分した。更に疲労基礎点検は、目視点検により疲労亀裂の疑われるものを発見する「疲労基礎点検(目視)」と、開発した温度ギャップ法により鋼床版デッキプレート-Uリブ溶接部のビード貫通亀裂を発見する「疲労基礎点検(遠隔非破壊)」に区分している。なお、「疲労基礎点検(目視)」とは、既存の定期的点検のことであり、新たに行うものではない。

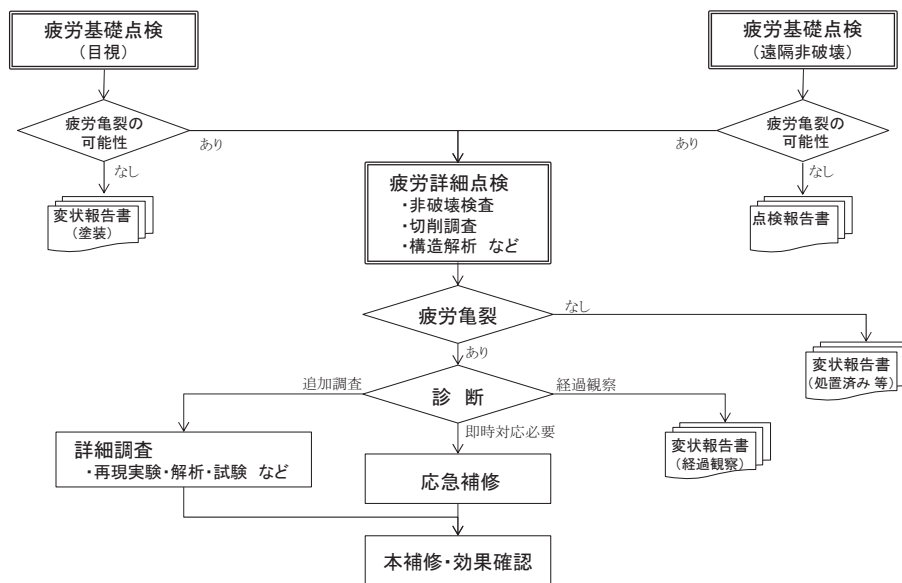


図-17 疲労関連業務フロー  
 Fig.17 Fatigue related business flowchart.

また、疲労に関する点検、診断、補修、記録は図-17に示す業務フローで実施することとしている。これにより、詳細点検のフローを明らかにし、疲労に関する専門知識を有する疲労対策チーム<sup>9</sup>が詳細点検を行い、疲労分科会が補修の可否を診断することとした。

## 8.2 鋼床版疲労点検マニュアル

疲労関連業務のうち鋼床版の疲労点検について具体的な手順をまとめたものが、「鋼床版疲労点検マニュアル(案)」である。本マニュアルでは、鋼床版の疲労基礎点検(目視)を行う上で、過去の事例から疲労亀裂の発生が懸念される箇所を示し、目視点検上の注視すべき部位について示した。また、デッキプレート-Uリブ溶接部のすみ肉溶接の溶け込み量が小さい鋼床版のビード貫通亀裂を対象とした疲労基礎点検(遠隔非破壊)を実施することとした。点検箇所はこれまでの亀裂発生の実績から供用後の累積大型車交通量が1,500万台/車線を超過した区間とし、輪荷重直下の溶接線を温度ギャップ法で点検することとした。

## 9. まとめ

鋼床版デッキプレート-Uリブ溶接部のビード貫通亀裂を赤外線サーモグラフィを使って検出する「温度ギャップ法」の検知能力とその適用性について実験から、以下の知見を得た。

- (1) 重防食塗装下の亀裂に対し、塗膜を剥ぐことなく探傷できる。
- (2) 赤外線サーモグラフィを作業車に搭載し、作業車を走行させながら連続撮影を行うことにより、全線にわたる安定した計測が可能である。
- (3) 目視では発見できない塗膜割れを伴わない亀裂を検出可能である。
- (4) 表面の亀裂長さ40mm程度の亀裂を検出するためには、赤外線サーモグラフィの温度分解能が0.03~0.06°C程度の機種を使用し、撮影解像度を1mm/pixel以下で撮影する必要がある。
- (5) 温度画像で判定した亀裂長さ・形状は、実際の溶接線表面に現れた亀裂と良く一致している。
- (6) (1)~(5)は、以下の撮影条件が前提である。
  - ・ 静止状態での撮影。
  - ・ 移動速度が250mm/sec以下、かつ、撮影方向と亀裂(溶接線)方向とが同一。
- (7) 温度ギャップ法による計測可能時期は、デッキプレートとUリブの温度差( $\Delta T$ 、 $T_{\text{deck}} - T_{\text{wb}}$ )が0.7°C以上となる3~9月が望ましい。
- (8) 計測可能時期は、調査橋梁での結果であり、他の地域で適用する場合には、太陽高度などのデータから計測可能時期を設定する必要がある。

温度ギャップ法は、鋼床版Uリブの溶接線の探傷を全線にわたって短時間に計測することが可能であり、目視で発見できない亀裂でも検出できる。

一方、本州四国連絡橋は、海峡を跨ぐ長大橋であることから死荷重軽減を目的に膨大な量の鋼床版を保有しており、全ての鋼床版に対し温度ギャップ法による疲労基礎点検(遠隔非破壊)を適用することは合理的ではない。そのため、鋼床版疲労点検マニュアル(案)を作成し、亀裂発生の事例より温度ギャップ法による疲労基礎点検(遠隔非破壊)を実施する範囲を、車線別累積大型車交通量と溶接溶け込み量の違いに着目し、亀裂の発生しやすい鋼床版から順次実施することとした。

疲労関連業務の増加に備え、疲労に関する点検、診断、補修、記録の業務を整理し効率的に実施する体制・役割分担を「疲労関連業務実施マニュアル(案)」として整備した。

## 10. おわりに

鋼構造を多く保有する本州四国連絡橋にとって疲労関連業務の合理化は重要なテーマである。温度ギャップ法の高度化、鋼床版以外の疲労点検マニュアルの整備など更なる疲労関連業務の合理化を目指した開発・マニュアル整備を順次進めていく予定である。

## 謝辞

温度ギャップ法の開発は、神戸大学との連携協定に基づき、阪上隆英教授との共同研究により開発できたものである。多くのご助言とご指導を頂いたことに感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編、pp.193-213、2014.3
- 2) 土木学会 鋼構造委員会：鋼橋の疲労対策技術、pp.1-52、2013.12.2
- 3) 平林泰明、牛越裕幸、木ノ本剛：首都高速道路における鋼床版損傷、鋼構造と橋に関するシンポジウム報告集、Vol.10、pp.39-53、2007.8
- 4) (財)阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路における鋼橋の疲労対策[三訂版]、pp.80-99、2014.3
- 5) 日本非破壊検査協会 赤外線サーモグラフィ試験 II、p.92、2012年
- 6) 土木学会 鋼構造委員会：鋼床版の疲労(2010年改訂版)、pp.117-160、2010.12
- 7) 気象庁ホームページ 過去の気象データ検索：<http://www.jma-net.go.jp/tokushima/>、2014.12.22
- 8) 国立天文台ホームページ 天文情報センター 暦計算室：<http://eco.mtk.nao.ac.jp/koyomi/>、2014.12.22
- 9) 小林義弘：疲労対策への取組(疲労対策チーム活動)、本四技報Vol.38、No.121、pp.33-34、2013.9

---

---

# 門崎高架橋桁外面作業車用給電設備の開発

Development of Battery Powered Maintenance Vehicles for Tozaki Viaduct

鳴門管理センター 専門役

朝倉 義博

Yoshihiro Asakura

坂出管理センター 施設課長代理

敷地 直城

(前) 鳴門管理センター 施設課長代理

Naoki Shikiji

神戸管理センター 施設課長代理

東 秀樹

(前) 鳴門管理センター 施設課長代理

Hideki Higashi

---

---

## 概要

門崎高架橋には、箱桁の点検・補修作業用の移動足場として桁下面に橋梁点検補修用作業車が多数配置されている。本作業車は、橋下面の全長に配置された絶縁トロリー線からの給電により走行していたが、海塩粒子等の付着による絶縁低下等により作業車の走行が困難となっていた。このため、絶縁トロリー線による給電方式に代わり、既設作業車に新たにリチウムイオン蓄電池を搭載して走行する給電方式を開発した。

本文では、供用から約30年が経過した門崎高架橋桁外面作業車の絶縁トロリー線方式給電設備の現況と課題を述べると共に、既設作業車に新たに導入したリチウムイオン蓄電池方式給電設備の概要、実橋による走行試験とその結果、導入状況と今後の方策について報告する。

We have many inspection and maintenance vehicles for outside girder at Tozaki Viaduct. The vehicles had run by the power supply system from a trolley wire stretching the full of the viaduct, but sometime had stopped because of, for example, salt particle adhering to the trolley wire and insulation deterioration. Therefore, we developed the power supply system from lithium-ion battery for the vehicles.

This paper shows the present state and problem of the power supply system from a trolley wire and the abstract, running test on actual viaduct, the result, introduction situation and future policy of the power supply system from lithium-ion battery.

## 1. はじめに

本州四国連絡高速道路（以下、「本四高速道路」という）には多数の海峡部を横断する橋梁があり、長期的に良好な状態に保つ万全な維持管理が求められている。一方、海峡部橋梁の設置環境は気象条件が厳しく、また大型構造物であることから、橋梁の点検、補修塗装及び塗替え塗装等の保全作業（以下、「橋梁保全作業」という）を安全に効率よく行うための移動用足場として、橋梁点検補修用作業車が建設当初から計画され配置されている。門崎高架橋には、桁下面に桁外面作業車（以下、「作業車」という）が11台常設されており、作業車は桁下全長に配置された絶縁トロリー線からの給電により走行している。しかし、供用後に絶縁トロリー線に海塩粒子や塵埃等（以下、「汚損物」という）が付着して、スパーク

や絶縁抵抗不良等による給電不良が多発し、作業車の走行が困難となった。このため、絶縁トロリー線給電方式に代わり、既設作業車にリチウムイオン電池を搭載した作業車用給電設備を開発した。

本稿では、供用から約30年が経過した門崎高架橋作業車の絶縁トロリー線方式給電設備の概要及び現況の課題を述べると共に、リチウムイオン蓄電池方式の作業車用給電設備の概要、実橋による走行試験とその結果、導入状況と今後の方策について報告する。

## 2. 門崎高架橋桁外面作業車の概要

### 2.1 門崎高架橋外面作業車の概要

門崎高架橋は、神戸淡路鳴門自動車道の南端に位置し、気象条件の厳しい鳴門海峡をまたぐ大鳴門橋の北側に接

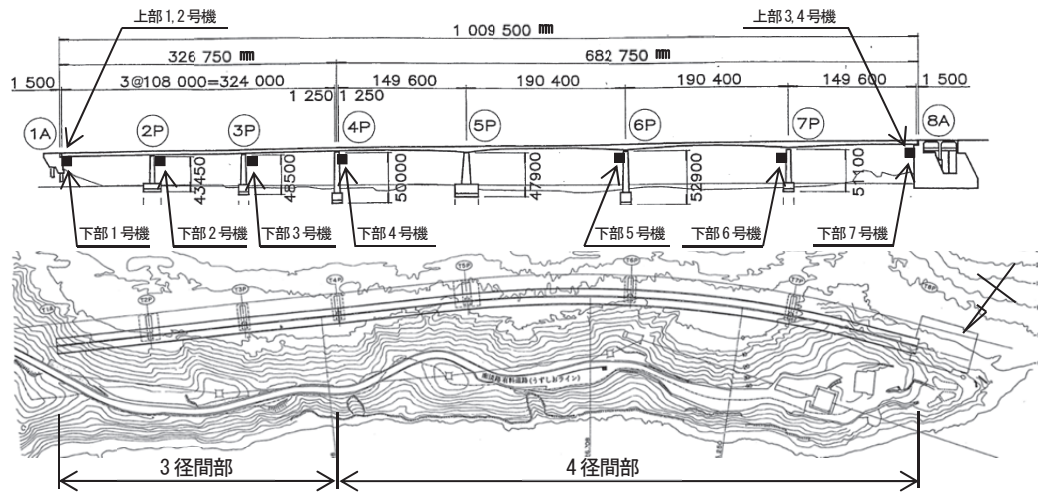


図-1 門崎高架橋一般図

Fig.1 General view of Tozaki Viaduct

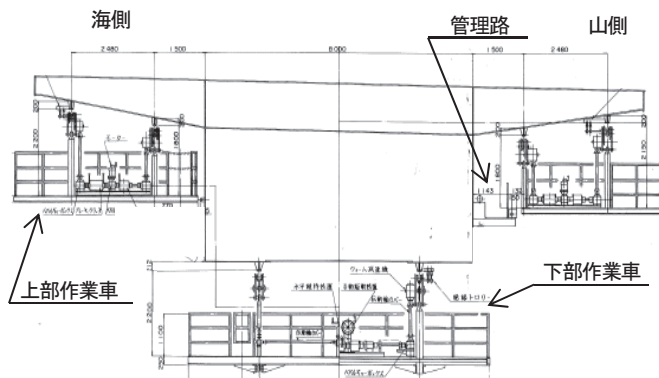


図-2 門崎高架橋桁外面作業車の配置図

Fig.2 Location of maintenance vehicles for outside girders



写真-1 門崎高架橋全景写真

Photo 1 Tozaki Viaduct



写真-2 門崎高架橋上部作業車と下部作業車

Photo 2 Upper and lower vehicles

表-1 門崎高架橋桁外面作業車の主要仕様

Table 1 Specification of maintenance vehicles

区分	諸元	数量	床寸法	搭載質量(kg)	走行速度 (m/min)	走行距離 (m)	出力(kW)		質量 (t/台)
				乗員・資機材			走行	水平維持	
3径間	上部作業車	2台	長さ 2.45m×幅 4.35m(山側) 長さ 2.45m×幅 5.2m(海側)	500	15	322	1.5	—	2.0
	下部作業車	3台	長さ 2.68m×幅 9.18m	700	8	104	1.5	—	4.3
4径間	上部作業車	2台	長さ 2.45m×幅 4.35m(山側) 長さ 2.45m×幅 5.52m(海側)	500	15	677	1.5	—	2.0
	下部作業車	4台	長さ 2.68m×幅 9.18m	700	8	146 187	1.5×2	0.2	4.3

続する1985年に供用された橋梁である。本橋は、3径間連続及び4径間連続で構成された全長1,009.5mのブラケット付鋼床版箱桁橋で鳴門岬と平行に配置されており、主桁高さは、経済性・たわみ制限により、3径間部は等高、4径間部はハンチを有する放物線形状となっている（図-1、写真-1）<sup>1)</sup>。

本橋には、供用当初から箱桁及び左右ブラケット下面に橋軸方向の桁全長にわたって2本の軌条が3ヶ所設置されており、この軌条を車輪駆動方式で走行する懸垂式作業車が11台配備されている（図-2、写真-2）。軌条は縦断勾配や桁高の変化により、3径間部は約1%、4径間部は約1%から9%の勾配があり、海上からの高さは36mから48mである。門崎高架橋に設置している作業車の主要仕様を表-1に示す。各作業車は、径間の両橋脚部に取り付けられた乗降設備から搭乗し橋梁下面に接近できる。4径間部の作業車には、軌条の勾配が大きいことから床面を水平にする水平維持装置（軌条の縦断勾配に応じて作業車床面を傾斜する機構）が設置されている。

## 2.2 作業車の要求性能

本作業車の製作時の要求性能は、①容易で安全に操作できること、②橋梁への余分な荷重負担を減らすために軽量化を図ること、③風に対して安定であること、④全天候型であること、⑤高所足場としての安全対策が施されていること、⑥適切な走行速度を確保できること、⑦確実なブレーキ機能を持たせること、⑧橋梁保全作業に必要な作業性（作業床幅・長さ・面積、乗員・機材等の搭載可能）が確保できること、⑨作業車のメンテナンスが容易であること等である。<sup>2)</sup>

このため、作業車の設計ではこれらの要求性能を満足するために、①電動機駆動による操作盤での一括操作機構及び操作ミス時に安全に停止するフェイルセーフ機構等の安全装置の採用、②構造部材にアルミニウム合金を全面的に採用、③常設のため台風等の強風にも耐える構造とする、④各機器への耐水・耐塩性の配慮、⑤床面外周に手摺り等の設置と非常脱出のための手動駆動装置の設置、⑥各径間を約1時間以内で移動できる走行速度の確保、⑦車輪用ブレーキ（インバータ制御回生ブレーキ＋電磁ブレーキ）とレールクランプ（走行軌条を直接クランプするブレーキ）の設置、⑧桁下全面に接近し作業が可能な床幅と面積の確保と、必要乗員・資機材が搭載できる、⑨構造・動力機構の単純化等を配慮した。

特に走行する作業車への給電方式は、①電力供給が安定しており信頼性の高いこと、②作業環境がよいこと、③メンテナンスが容易であること等が求められた。このため、作業車用給電設備は、①信頼性の高い商用電力を使用、②騒音・排ガス等がない、③単純な構造でメンテナンスが容易であることから、絶縁トロリー線方式としている。本方式は、高架橋両端部に受電設備を設け、桁に敷設した絶縁トロリー線からAC440V単相の商用電力

を給電する方式である。

## 3. 絶縁トロリー線方式の現況と課題

### 3.1 絶縁トロリー線の概要

絶縁トロリー線による給電方式は、トロリー導体表面と接触しながら移動する集電子より電力を給電するもので、モノレール、天井クレーン等に用いられている。本線は、汚損物の付着により桁及び作業車に漏電しないように、①トロリー導体下部以外の廻りを絶縁カバーで覆う。②絶縁トロリー線を桁ブラケットに取り付けた支持金具にハンガークランプ付き絶縁碍子で吊る等の絶縁破壊対策を行っている。また絶縁碍子はシングルスカートの形状となっており、通常の横風では内部に汚損物が付着しにくい構造となっているが、本橋ではダブルスカートの形状とし更に汚損物の付着防止を図っている。（写真-3、図-3）。

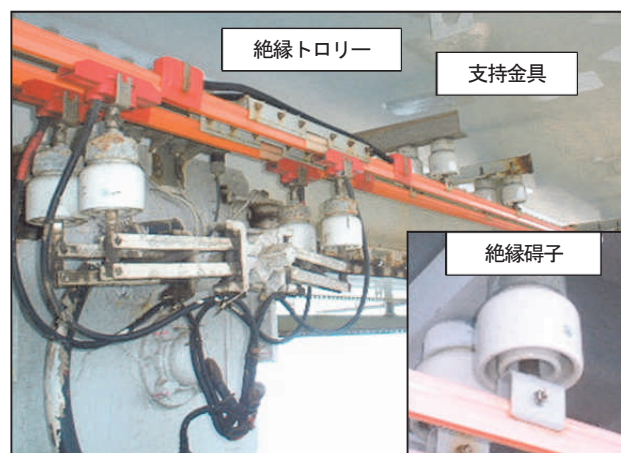


写真-3 絶縁トロリー線給電設備の外観  
Photo 3 Trolley wire on viaduct underside

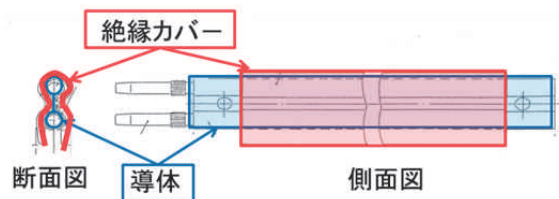


図-3 絶縁トロリー線の構造  
Fig.3 Trolley wire

### 3.2 絶縁トロリー線の課題

#### (1) 絶縁トロリー線の不具合

門崎高架橋に吹く風の発生頻度は、海側の橋軸直角方向に高く、また風は岬の影響により吹き上げられる傾向にある。<sup>3)</sup>このため、風により海から吹き上げられた汚損物が、桁下面の下向きに配置された絶縁トロリー線の導体露出部や絶縁碍子のダブルスカート溝内部に付着し易い傾向にある。また、これらの箇所は通常と比べ雨に

よる自然洗浄効果は少ないため、付着物が除去しにくい傾向にある。このため、絶縁トロリー線の給電には次のような不具合が発生していた。

### ①絶縁トロリー線導体の表面劣化

絶縁トロリー線の導体と集電子の間に汚損物が付着することで接触面積が減少して走行時にスパークが発生し、導体表面が凹凸状に損傷している箇所が多く発生した。本箇所では、集電子の接触不良により供給電圧や電流が不安定となるため、作業車が停止して走行が困難となる場合があった（写真-4）。



写真-4 絶縁トロリー線の導体の表面劣化  
Photo 4 Damage of the trolley wire surface

### ②絶縁トロリー線の絶縁抵抗の低下

絶縁トロリー線は相対湿度が比較的高い海上にあるため、絶縁碍子の内外面に付着した汚損物が吸湿・結露してイオン化し易い傾向にある。このため、梅雨時期には絶縁抵抗値が低下して漏電により作業車が走行できない等の事象が頻繁に発生していた（写真-5）。



写真-5 絶縁碍子内部の汚損  
Photo 5 Contaminated insulator

絶縁トロリー線の絶縁抵抗値の推移を図-4に示す。絶縁碍子は、定期的に水洗浄を行い汚損物を除去することで低下した絶縁抵抗値を回復させていたが、洗浄後に回復した絶縁抵抗値も風等による汚損物の付着によりすぐに管理基準値（0.4MΩ）以下となる場合があった。このため、作業車使用後は絶縁トロリー線への供給電源を切る等の漏電防止措置を実施していた。また、絶縁碍子洗浄作業は、1系統で最長680mと長く、かつ高所作業

となるため、改善が望まれていた。

### ③支持金具等の腐食と絶縁カバーの経年劣化

絶縁碍子のキャップや支持金具等は鉄製であり、防せい対策として溶融亜鉛メッキや塗装を施していたが、供用から約30年が経過し腐食が進行していた。また、絶縁カバーは樹脂製であるが、経年劣化により変色が発生していた（写真-6）。

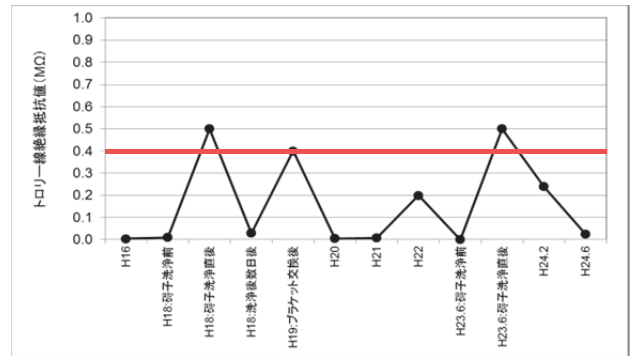


図-4 4径間下部絶縁トロリー線の絶縁抵抗値(H16~H24)

Fig.4 Result of insulation resistance test about the trolley wire



写真-6 絶縁碍子キャップ及び支持金具の腐食

Photo 6 Corrosion of metal supports

### ④絶縁トロリー線の落下防止対策

絶縁トロリー線は海上の強風が吹く高所に桁全長にわたって敷設されており、ボルト等の構成部品点数も多く落下リスクも高かった。このため、落下防止対策として、緩み止めナット等の使用によるボルト等の落下防止対策や定期点検等を行い安全に配慮している。

#### (2) 絶縁トロリー線更新時の課題

前述の絶縁トロリー線の不具合を解消するためには、新たに絶縁トロリー線の更新が必要となる。しかし、更新費用は多額であり、かつ更新してもこれまでの経緯より数年で絶縁抵抗値の低下等が再発するおそれがあった。このため、絶縁トロリー線に代わる新たな作業車用給電設備が必要となった。

## 4. 新たな作業車用給電設備の開発

### 4.1 作業車以外の代替設備の検討

既設作業車に代わり橋梁保全作業が円滑に行える代替設備として、汎用の橋梁点検車を使用し本線上からアプ

ローチする方法が考えられる。しかし、本方式では、橋梁点検車の設置の都度車線規制や通行止めが必要となるため、お客様への道路サービスの低下が課題となる。このため、既設作業車の代替給電設備の検討を行った。

#### 4.2 既設橋梁点検補修作業車の給電方式

本四高速道路に設置された動力駆動式の橋梁点検補修作業車143台の給電方式と概要を表-2に示す。現況の橋梁点検補修作業車の給電方式には、主に絶縁トロリー線方式、鉛蓄電池方式、キャブタイヤケーブル方式、発動発電機方式の4方式があり、安定した商用電力の供給が期待できる絶縁トロリー線方式が最も多い。これらの作業車の給電方式は、いずれも橋梁の建設当初から計画され、橋梁の構造、設置環境、商用電力の供給状況、作業車の走行距離、給電設備の安全性・信頼性・メンテナンス性、新技術の開発状況及び経済性等を考慮し配備されている。

#### 4.3 作業車用給電設備の要求性能

既設作業車の質量増加を伴う新たな給電設備の設置は、作業車、軌条及び桁の補強改造や作業車床面積の減少を伴うこととなる。しかし、改造に伴う大幅な質量増加や床面積の減少等は改造費用の増大や橋梁保全作業の効率低下となるため、できるだけ抑えるものとした。また給電方式の要求性能は、先に述べた作業車当初計画で求められた項目に加え、環境への影響に関心が高まっていることからこれを加味した。以上を踏まえ、新たな作業車用給電設備の給電方式の要求性能は、以下の通りとした。

- ①作業車改造が少ないこと。
- ②既設作業車と変わらない乗員・資機材等の質量を搭載できること。
- ③保全作業に必要な作業床面積を確保できること。
- ④既設作業車と変わらない走行速度を確保できること。
- ⑤橋梁保全作業の作業性を考慮し、橋脚間を1日1往復以上走行でき、かつ電動工具等が使用できること。
- ⑥作業環境がよいこと（騒音・排ガス等が少ない）。
- ⑦電力供給が安定しており信頼性が高いこと。
- ⑧安全性が高いこと。
- ⑨メンテナンスが容易であること。
- ⑩環境負荷が少ないこと。
- ⑪経済性（ライフサイクルコスト）。

#### 4.4 新たな作業車用給電設備の検討

##### (1) 代替給電設備の方式選定

近年、従来の蓄電池よりエネルギー密度やエネルギー効率が高い、メモリー効果がない、寿命が長い、小型・軽量で高出力化が図れる等の特徴を持つリチウムイオン蓄電池がノートパソコン、携帯電話、防災用設備等で利用されている。このため、新たな作業車用給電設備の検討にあたっては、リチウムイオン蓄電池方式と既存の給

電方式である鉛蓄電池方式、キャブタイヤケーブル方式、発動発電機方式の4方式から選定した。検討結果を表-3に示す。

4方式の給電方式のうち、リチウムイオン蓄電池方式は構造部の設計照査や機器の軽量化により、設備質量の増加に伴う作業車主構造部の改造がなく、また作業車床面積の減少も少なく、給電設備の要求性能を満足しており、メンテナンス性も高かった。このため、本方式を新たな作業車用給電設備として採用した。

##### (2) リチウムイオン蓄電池の種類選定

リチウムイオン蓄電池には、正極材料及構成材料により主にマンガン系、コバルト系、ニッケル系、三元系、リン酸鉄系等の複数の種類があり、安全性、エネルギー密度、放電性能、寿命等が異なる。<sup>4)</sup>作業車用給電設備の蓄電池は、上記のうち近年非常用蓄電池等に用いられ、次の特徴を持つオリビン型リン酸鉄リチウムイオン蓄電池（以下、「リチウムイオン蓄電池」という）を採用した。

- ①安全性：充放電時の自己発熱が少なく、また衝撃、外力、変形等を受けても過熱・発火がなく、高温等の温度変化でも熱化学反応をしないため、安全性が非常に高い。
- ②軽量・小型化：軽量（同じ電池容量の鉛蓄電池の56%）で小型（同じ電池容量の鉛蓄電池とほぼ同じ）である。
- ③長寿命：メーカーカタログ値を元に推定した蓄電池の交換寿命は、蓄電池容量が約3割低下で交換とした場合、約30年間（0%～100%充放電を毎日1回繰り返すとした場合）であり、長寿命化が期待できる。
- ④放電特性がよい：温度変化による放電容量、セル電圧の変化が少なく、各種放電レートにおけるセル電圧の変化が少ない。
- ⑤充電時間：約10時間でフル充電が可能である。
- ⑥環境負荷：他の種類に比べ小さい。

##### (3) リチウムイオン蓄電池方式の経済性

絶縁トロリー線方式とリチウムイオン蓄電池方式のライフサイクルコストの比較を行ったところ、リチウムイオン蓄電池方式の設置費用（初期投資）は絶縁トロリー線方式に比べ約4割の削減ができ、かつライフサイクルコストは絶縁トロリー線方式と比べ供用から20年以降で平均約7割の削減が期待できる結果が得られた。なお、コストの算定は、絶縁トロリー線方式を1年ごとの碍子洗浄と10年ごとの導体反転及び20年ごとの設備更新とし、リチウムイオン蓄電池方式を30年ごとの設備更新とした。





#### 4.5 リチウムイオン蓄電池給電設備の実橋試験

##### (1) 実橋試験の概要

作業車が1日に必要な電力量は、走行消費電力量、電動工具等の使用に伴う作業用消費電力量、蓄電池設備や操作・制御盤等の待機消費電力量からなる。ここで、ころがり抵抗や勾配抵抗等の走行抵抗と走行距離は、作業

表一2 本四高速道路の橋梁点検補修作業車の給電方式と特徴

Table 2 The power supply systems of maintenance vehicles

方式	絶縁トロリー線方式	蓄電池方式	キャブタイヤケーブル方式	発動発電機方式
概要	桁に配置した絶縁トロリー線から作業車の集電子を介して商用電力を給電する。	作業車に鉛蓄電池設備を搭載し、係留位置で充電後に切り離して給電する。	スプリング式ケーブルリールを作業車に搭載し、商用電力をキャブタイヤケーブルから給電する。	作業車に発電機を搭載し、給電する。
写真				
適用作業車	明石桁外面作業車 門崎・撫養橋桁外面作業車 大鳴門桁内面・外面作業車 瀬戸大橋内面・外面作業車 因島桁外面作業車 生口桁外面作業車 大三島桁外面作業車 大島桁外面作業車	多々羅桁外面作業車 来島桁外面作業車	大鳴門BS径間桁外面作業車 番の州（供用部）桁外面作業車 伯方島橋桁外面作業車	明石桁内面作業車 ケーブル作業車
台数	79台	9台	37台	18台

表一3 代替給電設備の方式選定

Table 3 Comparison of the power supply systems

評価項目	リチウムイオン蓄電池方式	鉛蓄電池方式	キャブタイヤケーブル方式	発動発電機方式	
作業車	搭載荷重の確保	○ 現状の搭載荷重を確保できる	△ 設備質量が大きいため、搭載荷重の減少が必要	× 電源ケーブル及びリールが重く、現状の積載荷重の確保が困難	○ 現状の搭載荷重を確保できる
	作業床面積の確保	○ ほぼ変わらず	○ ほぼ変わらず	× 設備スペースが大	○ ほぼ変わらず
	走行速度の確保	○ 電動機の変更無し	○ 電動機の変更無し	× 大幅な改造が必要	○ 電動機の変更無し
	走行距離等の確保	○ 走行距離は電池容量で制限を受ける	○ 走行距離は電池容量で制限を受ける	× 走行距離は約100mが限度である	○ 走行距離は給油量で制限を受ける
	作業環境の確保	○ 騒音・排ガスなし	○ 騒音・排ガスなし	○ 騒音・排ガスなし	× 騒音及び排ガスの発生
	作業車等の改造	○ 改造は機器設置のみ	△ 搭載荷重を減少すれば機器設置のみ	× 作業車に大幅な改造が必要 橋体にケーブル受台が必要	◎ 改造は機器設置のみ
給電設備	供給電力の信頼性	◎ 電池寿命が長いこと、長期に安定した電力が供給可能	○ 電池寿命が短いため、電池交換時期には不安有り	◎ 商用電力により安定した電力が供給可能	○ 部品数が多く、故障リスクは高い
	設備の安全性	◎ 蓄電池の種類により発熱・発火がなく安全性が高いものがある	○ 使用状況により水素発生のおそれがあり、適正な蓄電池の管理・交換が必要	○ 適切に分解整備をすれば安全性は高い	○ 適切に分解整備をすれば安全性は高い
	メンテナンス性	◎ 蓄電池交換は約30年間が期待できる	△ 蓄電池交換は3~12年ごとに必要	△ 数年ごとの定期分解整備が必要 機器整備が容易な箇所のみ適用可能	△ 給油、定期運転、数年ごとの定期分解整備が必要 燃料運搬、機器整備が容易な箇所のみ適用可能
	環境負荷	○ 蓄電池の種類により環境負荷が小さいものあり	△ 鉛は有害性有り	○	△ 燃料・油脂の運搬・漏れによる落下リスク有り
	経済性	○ 絶縁トロリー線方式に比べ安価	○ 絶縁トロリー線方式に比べ安価	× 初期投資が大きい	◎ 絶縁トロリー線方式に比べ安価
評価結果	◎	○	×	△ 運用リスク大	

車の設置環境により異なるため、橋脚間を1往復移動する走行消費電力量も作業車ごとに異なる。また作業用消費電力量や待機消費電力量については不明確であった。

さらにリチウムイオン蓄電池方式を作業車用給電設備に導入した事例はなく、給電設備の操作性、絶縁トrolley線方式と比較した設備付加による橋梁保全作業の作業性の確保、作業車の走行安定性（供給電力の安定性）の確保、夜間充電のみで満充電が可能かが課題となった。このため、走行距離と走行勾配が異なる作業車2台を対象に、リチウムイオン蓄電池方式の給電設備に改造し、必要な蓄電池容量、給電設備の操作性、橋梁保全作業での作業性、作業車の走行安定性、供給電力の安定性、充電時間を確認した。

### (2) リチウムイオン蓄電池給電設備の仕様

リチウムイオン蓄電池給電設備の主な仕様と構成を表一4、写真一7に示す。作業車に搭載した給電設備は、リチウムイオン蓄電池、充放電制御ユニット、インバータユニット、これらを納めるアルミ製筐体で構成し、作業車本体にボルト固定している。質量は約230kgと軽く、設置スペースは0.5m<sup>2</sup>と小さい。また、高さは作業車運転者の見通しができる約1.1mとなっている。

### (3) 実橋試験結果

リチウムイオン蓄電池給電設備の実用化に向けた実橋試験による試験結果を表一5に示す。作業車の走行安定性は従来の絶縁トrolley方式と変わりなく確保できており、給電状態は負荷電流が変化しても供給電圧低下は約0.5%以下と良好であった。

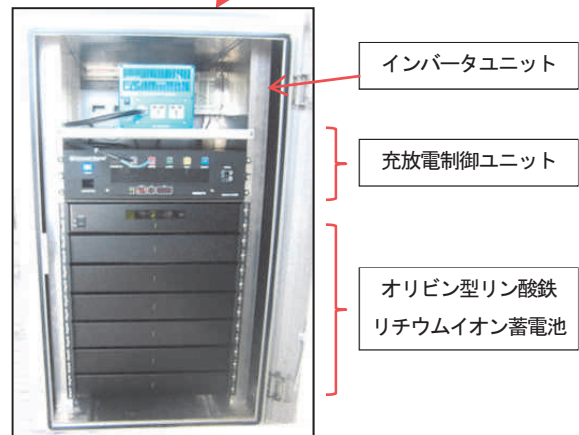
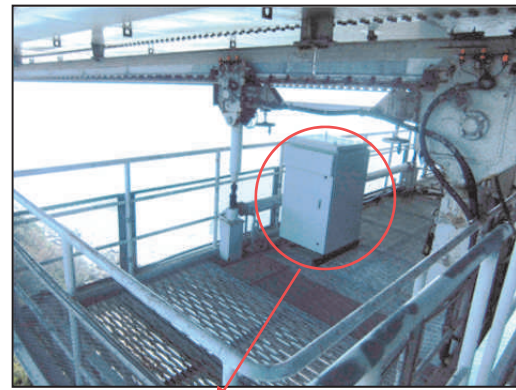
また作業車が使用した消費電力量は、径間1往復の走行消費電力量が最大1.1kWh、絶縁トrolley線撤去や鋼床版リブ調査補修による作業用消費電力量が最大1.0kWh/日、待機消費電力量が0.3kWh/8hrであった。

よって、作業車が1日に必要な電力量は、上記の各使用電力量を合計した約2.4kWhであり、必要な蓄電池容量は劣化に伴う蓄電池容量の低下分の3割を考慮しても約3.4kWh/日と推定された。これより、必要な蓄電池容量は4.4kWhあれば十分であると判断した。

表一4 リチウムイオン蓄電池給電設備の仕様

Table 4 Specification of the power supply system

項目	仕様
寸法	幅0.7m×高さ1.1m×奥行0.7m
質量	約230kg
入力電圧	AC200V,1φ,60HZ
出力電圧	AC200V,1φ,60HZ
定格蓄電池容量	6.6kWh(1.1kWh×6個)
リチウムイオン蓄電池仕様	DC51.2V×22Ah(1.1kWh) 質量 17kg/個
充放電制御ユニット	BMSユニット+充放電スイッチ
インバータユニット	4径間上部作業車(4号海側) : 2.2kW×1 4径間下部作業車(7号機) : 2.2kW×2
コンセント	AC100V&AC200V_1φの電動工具が使用可能



写真一7 リチウムイオン蓄電池給電設備の構成  
Photo 7 A power supply system using lithium-ion battery

表一5 走行試験結果

Table 5 Result of running test

課題	実橋試験による確認項目	確認結果		
		4径間上部作業車(4号) 勾配無し	4径間下部作業車(7号) 勾配有り	
必要蓄電池容量	1往復距離	1,354m	292m	
	走行消費電力量	1.06kWh (16%)	0.86kWh (13%)	
	作業用消費電力量	絶縁トrolley線撤去	最大0.7kWh/日(約16%) 作業期間: 6日	
		鋼床版リブ調査補修	最大1.0kWh/日(約23%) 作業期間: 7日	
	待機消費電力量	約0.3kWh(8hr)		
給電設備の操作性	作業車稼働の準備・後片付け作業内容	作業開始・終了時の絶縁トrolley線ブレーカー入切操作が、充電コンセントへの電源ケーブルの抜き差しに変わったのみで、操作性に問題なし。		
保全の作業性	橋梁の点検・補修作業への影響	給電設備を小型化できたことで、橋梁保全作業に支障なし。		
走行安定性	作業車の走行速度の安定性	走行勾配が変化しても作業車の走行速度は安定している。		
供給電力の安定性	供給電圧(AC200V)及び電流の変化	上り勾配等で走行負荷が大きくなると電流値が大きくなるが、電圧低下は約1V以下である。		
充電時間	0%→100%の充電時間	最大充電時間は約10時間である。		

※( )内は、蓄電池容量との比率を表す。

さらに、蓄電池を0%から100%へ充電する時間は最大10時間であり、夜間のみの充電で翌日は蓄電池残容量を気にせず通常通り作業車を使用できることを確認できた。

## 5. 全作業車への展開と今後の方策

### 5.1 全作業車への展開

実橋試験を踏まえ、作業車全てにリチウムイオン蓄電池給電設備を設置し、絶縁トロリー線給電設備を撤去した。蓄電池容量は、走行距離が長く管理路からの接近が難しい上部海側の作業車を6.6kWhとし、他は試験結果より4.4kWhとした。また、各作業車の蓄電池への充電は、各橋脚上の作業車乗降口近傍と桁管理路全長に約50m間隔で配置した充電用コンセントから給電できる配置とした。なお、本コンセントは、電力負荷が大きい電動工具にも使用可能である。

作業車改造後の1往復の走行時消費電力量は最大で1.89Whであり、走行勾配や走行抵抗の違いにより当初の推定値より大きくなっていった。また、本作業車改造後に行った橋梁保全作業は、橋梁定期点検、塗膜調査、管理路補修、軌条補修、桁塗替え塗装等であり、本作業における作業車の1日の消費電力量は平均1.58kWh、最大3.96kWhであり、停止中に充電コンセントから給電可能であることも考慮すれば当初計画の蓄電池容量ではほぼ十分であることが確認できた。さらに、給電設備の操作性、橋梁保全作業の作業性、作業車の走行安定性、供給電力の安定性、充電時間についても、運用上問題ないことが確認できた。

### 5.2 今後の課題と方策

蓄電池は、充放電の繰り返しや経過年数等で劣化し、蓄電池容量が低下する。このため、将来橋体の点検・補修作業中に給電不良で作業車が停止しないように蓄電池の適切な状態把握と交換を行う必要がある。しかし、国内においてリチウムイオン蓄電池を作業車用給電設備に使用した事例は見当たらないため、蓄電池の維持管理方法には不明な点が多い。このため、蓄電池の端子電圧や内部抵抗の測定等を行い、最適な交換時期の判定方法の確立を目指すものとする。

次に本四高速道路に設置された橋梁点検補修用作業車は供用から約15年から35年が経過しており、今後は給電設備等の経年劣化や陳腐化が進み更新が必要となる。一方、蓄電池の研究開発は小型化・軽量化に向かっており、蓄電池方式では作業車用給電設備の要求性能を満足できなかった既設作業車においても、将来導入が可能となると思われる。このため、作業車用給電設備の更新に当たっては、蓄電池の開発状況や市場動向を見据え、個々の作業車ごとに最適な給電方式を検討するものとする。

なお、これらの課題の対処にあたっては、長期的な視点に立って計画的、効果的、効率的及び体系的に維持管理を行うアセットマネジメントの考え方を導入して行うものとする。

## 6. おわりに

お客様に本四高速道路を安全、安心、快適に200年以上の長期にわたって利用していただくには、長大橋の万全な維持管理が重要となる。本作業を安全・効率よく・適切に実施するには、橋梁点検補修用作業車等の作業ツールを必要とする時に万全な状態で提供できることが重要となる。一方、本四高速道路の長大橋用維持管理設備は経年劣化や陳腐化が進んでおり、今後も将来の維持管理を見据えた設備更新が必要となる。今回実施した既設作業車用給電設備へのリチウムイオン蓄電池方式の導入は、作業車改造を極力抑える等の様々な制約条件の中、コスト縮減と所定の要求性能を確保することができた。今後も長大橋用維持管理設備の良好な管理に努め、かつ新技術を取り入れた設備改善とコスト低減が図れる設備開発を実施する所存である。

### 参考文献

- 1) 宮下力、古屋和彦、熊野善彦：門崎高架橋の橋梁計画、本四技報No.19、pp.16-22、1982.1
- 2) 今中靖雄、谷口 肇、阿部重美：大鳴門橋および門崎高架橋の橋梁点検補修用作業車、建設の機械化、pp.32-37、1985.3
- 3) 楠原栄樹、福永勲、遠山直樹：門崎高架橋耐風安定性の再検証、土木学会構造工学論文集Vol.56A、pp.608-615、2010.3
- 4) 中澤浩志、濱田一平：UPSにおける新型蓄電池の評価・適用技術、富士時報 Vol.85、No.3、pp.235-240、2012

# 多径間連続PC橋（撫養高架橋）の耐震補強設計・施工

Seismic design and retrofit works for Muya Viaduct

鳴門管理センター 道路維持課長

村上博基

Hiroki Murakami

鳴門管理センター 道路維持課

横井芳輝

Yoshiteru Yokoi

## 概要

大規模地震発生時において本州と四国の県庁所在地間を結ぶ緊急輸送道路を直轄国道と連携して確保するために、神戸淡路鳴門自動車道の一部区間の橋梁について耐震補強を推進しているところである。本稿では、当該区間のうちの鳴門北IC～鳴門IC間に位置する多径間連続PC橋である撫養高架橋の耐震補強に関する現橋の性能照査、補強設計並びに補強工事の概要について報告する。

Honshu-Shikoku Bridge Expressway Company Limited is doing seismic retrofit works for highway bridges located in some part of Kobe-Awaji-Naruto Expressway. The seismic retrofit works are being carried out in order to secure the emergency route which connect the prefectural capitals of Honshu and Shikoku Islands together with national highways in case of huge earthquake in the future. This paper reports the outlines of the seismic performance evaluation, design, and retrofitting works of Muya Viaduct, multi-span continuous prestressed concrete bridge, located between Naruto-Kita IC and Naruto IC.

## 1. はじめに

本四高速(株)では、兵庫県南部地震以降の国の施策を踏まえて、本四連絡橋に対する耐震補強を鋭意実施している<sup>1)</sup>。このうち、陸上部橋梁については、昭和55年の道路橋示方書（以下、「道示」という。）より古い基準により設計された橋梁の耐震補強を平成19年度末までに完了した。さらに大規模地震発生時において本州と四国の県庁所在地間を結ぶ緊急輸送道路（以下、「耐震ネットワーク」という。）を直轄国道等と連携して確保するために、神戸淡路鳴門自動車道の垂水IC～淡路IC間及び淡路島南IC～鳴門IC間に位置する橋梁の耐震補強を推進しているところである。本稿では、このうちの鳴門北IC～鳴門IC間に位置する撫養高架橋の耐震性能照査、補強設計並びに補強工事の概要について報告する。

## 2. 耐震補強設計

### 2.1 設計の基本方針

耐震ネットワークにおける本州四国連絡道路の陸上部橋梁のうち、未だ補強工事に着手していない橋梁の耐震

補強は、平成24年に改定された最新の道示を準用し、耐震性能2を確保することを基本とした。本橋については、道示が改定される前に、平成14年の道示を準用した耐震補強設計が既に完了していたが、平成24年の道示で再照査し、必要に応じて補強設計を修正することとした。なお、平成24年の道示では、「レベル2地震動（タイプI）」、「鉄筋コンクリート橋脚の水平力-水平変位の関係の評価方法」、「支承部の設計法」、「落橋防止システムの規定」などが見直されているが、それらの準用に当たっては、「既設橋の耐震補強設計に関する技術資料<sup>2)</sup>」を参考にすることとした<sup>3)</sup>。

本橋では、まず、平成14年の道示に従い耐震性能照査を行い、耐震性能を満たすために補強等の対策が必要な部材や項目を抽出した。その後、対策が必要な部材のそれぞれに対して補強策等の検討を行った。その上で、橋全体系を対象として、より経済的な補強策について追加検討を行い、目標とする耐震性能を満足する補強策を選定した。さらに、この結果に対して、改定された平成24年の道示で再照査を行っている。本章では、2.2に対象橋梁の概要、2.3に耐震性能照査、2.4に耐震性能向上策の概略検討、2.5に橋梁全体系での補強策の検討及び平成24年の道示による再照査について述べる。

## 2.2 対象橋梁の概要

撫養高架橋は、下り線が橋長 1,294m で 4~5 径間連続桁の 6 連、上り線が橋長 1,281m で 9 径間、15 径間、11 径間連続桁の 3 連で構成されており、反力分散型ゴム支承を用いた多径間連続 PC 箱桁橋である。図-1 に橋梁一般図を、表-1 に橋梁諸元を示す。塩田跡地に開かれた市街地を通過するもので、起点側が塩田開発前の島（桑島）、終点側が山（金光山）である。このため、始点、終点付近が I 種地盤であり、それ以外は II・III 種地盤上に建設されていることから、基礎は杭構造が大半となっている。耐震設計は上り線が平成 2 年の道示（上部工は平成 6 年の道示）、下り線が昭和 55 年の道示が適用されている。

## 2.3 耐震性能照査

本橋は、曲線橋であることから、地震時挙動をより精度よく照査に反映させるため、立体骨組みモデルによる非線形動的解析を適用して耐震性能照査を行った。表-2、図-2 及び図-3 に、動的解析条件と動的解析モデルを示す。

また、本橋は橋長が約 1,300m と長大で、橋脚位置により地盤種別が異なるため、全ての地盤種別（I~III 種）に対応する入力地震動を用いて応答値を算出し、それぞれの応答値に対して照査を実施した。橋脚については柱基部及び段落とし部における曲げ及びせん断の照査、ゴム支承についてはゴムのせん断ひずみ照査（250%）、基礎については杭基礎の曲げ、せん断及び支持力の照査をそれぞれ実施した。照査結果を表-3 に示す。上下線とも全ての橋脚、一部の支承及び基礎において照査を満足せず、特に橋軸方向の地震動による橋脚の曲げ（曲率）に対する照査は、全橋脚数に対する照査 NG 橋脚数の割合が顕著であった（表-4）。

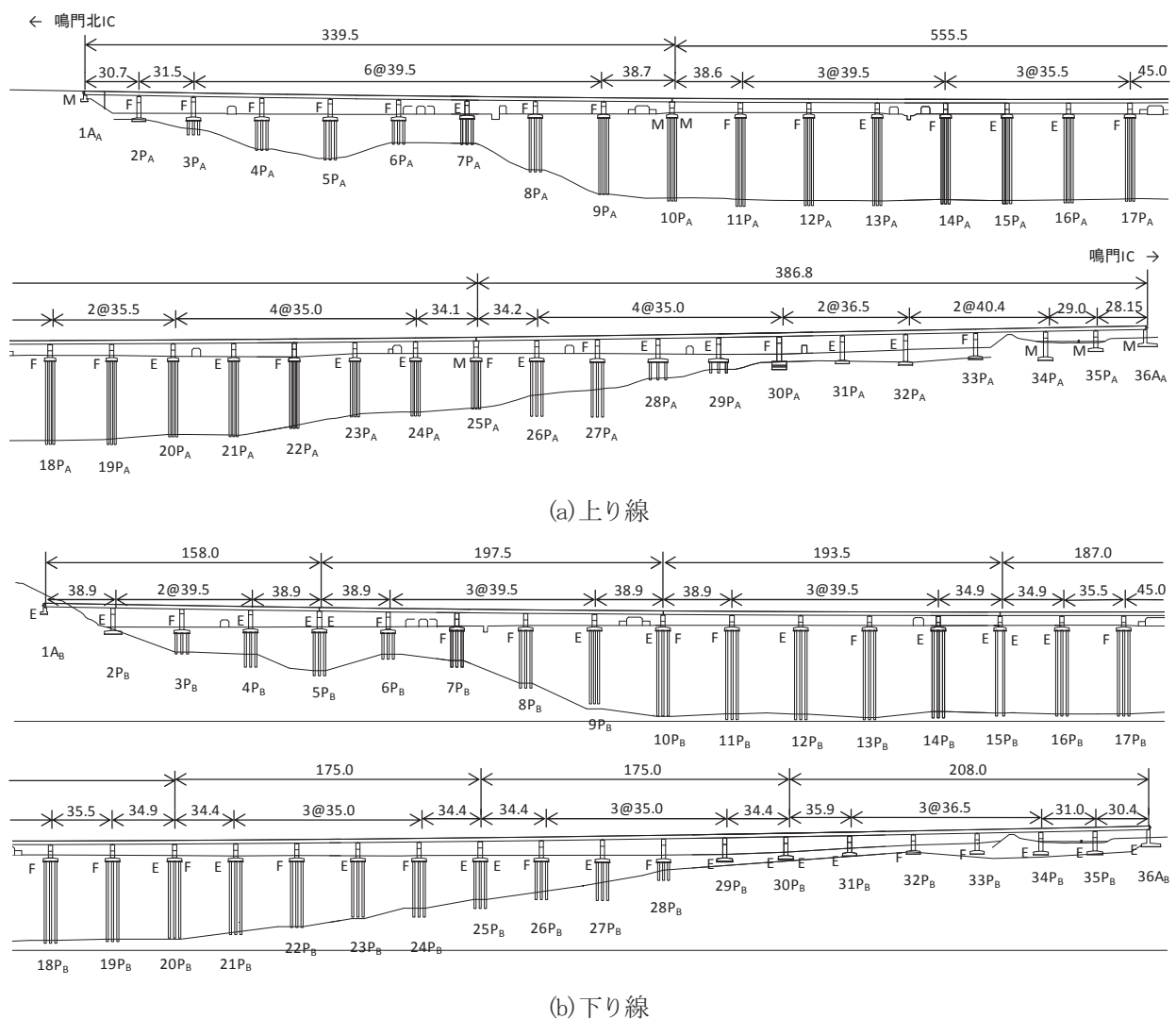


図-1 撫養高架橋一般図

Fig.1 General view of Muya Viaduct



## (2) 支承部の補強検討

ゴム支承の橋軸方向のせん断ひずみを許容ひずみ以下に収めるため、表-5に示す検討案に対して比較検討を行った。ダンパーの設置による慣性力分散の検討ケースにおいて、ゴム支承のせん断ひずみが許容値内に収まると共に、ダンパー設置により慣性力の分散が図られ、橋脚や基礎に対する影響も低減できることが確認された。しかし、橋軸直角方向については、別途、変位制限構造の設置が必要となった。

表-5 支承部の補強検討

Table 5 Reinforcement study for rubber bearings

検討ケース	支承の耐震性能	橋脚の耐震性能	基礎の耐震性能への影響	検討結果
1 変位制限装置の設置	○ 変位制限装置により、移動量が拘束されるため、OKとなる。	△ 現況に比べ橋脚、基礎の負担が大きくなることを確認された。 ⇒補強諸元が非現実的なものとなる。	× (橋脚の補強前後の耐力比は、2.0倍を超過する。)	×
2 多点固定による慣性力分散	○ ダンパー・ストッパーを設置し、地震時支条件を固定することにより、OKとなる。	○ 橋脚、基礎の応答は、現況と同程度となることを確認された。 ⇒現実的な補強諸元で耐震性能を満足させることができる。	△ (一部の橋脚で補強前後の耐力比が、2.0倍以上となる。)	△
3 ダンパーの設置による慣性力分散	○ ダンパーの設置により、橋梁全体の応答が長周期化されるとともに、応答が低減されるため、支承がOKとなる。	○ ダンパーを設置することにより、橋梁全体の応答が下がることが確認された。 ⇒橋脚の補強量の更なる低減が図れる。	○ (橋脚の補強前後の耐力比が、2.0倍未満となる。)	◎
4 免震支承への交換による慣性力分散	○ 所要の耐震性能を満足する免震支承に交換することにより、OKとなる。	○ 橋脚、基礎の応答は、現況と同程度となることを確認された。 ⇒現実的な補強諸元で耐震性能を満足させることができる。	△ (一部の橋脚で補強前後の耐力比が、2.0倍以上となる。)	△

## (3) 基礎の補強検討

杭基礎部では、降伏曲げモーメントやせん断耐力を上回る応答が発生したため、FEM解析により精度の高い耐震性能照査を行うこととし、基礎と地盤を2次元FEMでモデル化したプッシュオーバー解析を行った。また、橋脚と支承部の補強諸元を考慮したうえで、過去の被災事例、基礎の応答塑性率などから補強の必要性を検討した。FEM解析結果では、最終的な基礎の破壊形態は圧縮側の杭の圧壊によるものであり、終局時までせん断破壊は生じなかった。図-4に示すとおり、杭基礎は、地震時保有水平耐力法での基礎の降伏震度 (0.73) や動的解析で橋脚に作用する水平震度 (1.00) よりも大きな荷重まで水平力を分担できており、動解反力程度の荷重レベルに対しては、やや剛性低下はみられるものの耐荷力を十分保持した状態であることが確認できた。よって、これらの結果から基礎補強は不要と判断した。

## 2.5 補強設計結果

前節の概略補強検討では、個別に耐震性能を満足することができる補強案が見出せたが、さらに経済的な補強案を見出すべく、橋梁全体系での補強方法の検討を行い、その結果に基づいて補強設計を実施した。検討及び補強

設計の主な内容は以下の通りである。

### (1) 橋梁全体系の補強方法の検討

前節の概略補強検討で選定したダンパー設置案は、主にゴム支承の橋軸方向変位の低減に効果的な案であった。このため、ゴム支承の変位の低減が期待できる対策案に着目し、表-6のとおり、複数の対策案を追加検討した。これらの対策案の検討にあたっては、橋脚や基礎部への影響も考慮して行った。各ケースの比較検討の結果、橋脚や基礎への負担が増加するものの、ダンパーが不要となる検討ケース4 (支点条件の変更 (支承の固定化)) がより合理的な対策案であることが確認された。

### (2) 支承固定化箇所の検討

支承固定化の方法は、図-5の示す鋼製ブラケットによる変位制限構造を選定した。ここで、常時の課題である温度等の地震動以外の荷重による変位に対しては、変位制限構造の遊間で吸収できるように配慮した。変位制限構造の製作・設置費用は、全体の補強費用の大きなウェイトを占めるため、橋軸方向及び橋軸直角方向のそれぞれについて、次のa)、b)の条件で、変位制限構造の設置箇所を検討した。なお、支点条件が完全固定となる橋脚においても、動的解析で求めた橋脚に作用する水平震度は0.95程度であり、図-4に示す結果から基礎部の耐震性

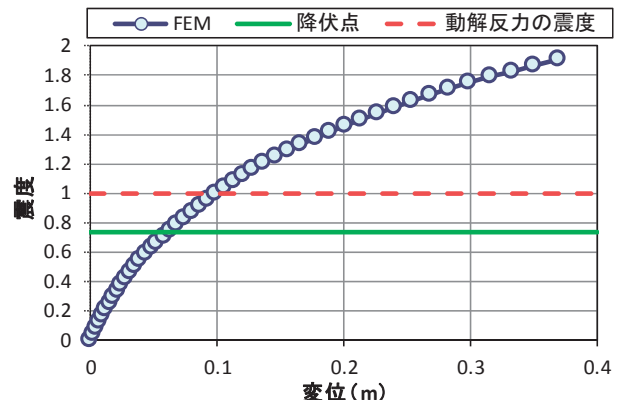


図-4 橋脚天端の震度～変位関係

Fig.4 Relation between the seismic intensity and displacement

表-6 橋梁全体系の補強方法の検討

Table 6 Reinforcement study for the entire bridge system

検討ケース	補強方法概要 (モデル化・解析方法)	想定される検討結果		
		メリット	デメリット	評価
1	桁橋衝突の考慮 (衝突パネを解析モデルに追加)	橋軸方向の桁の変位が減少し、支承や下部構造の負担が軽減される。	橋台の負担が大きくなる。衝突荷重が支承や下部構造に悪影響を与えることもある。	桁端部付近の橋脚の応答確保は低減されるが、桁長が長い場合変位を拘束する効果が小さく、メリットは小さい。
2	衝突荷重低減による橋脚・基礎への影響低減 (ハニカムダンパーの適用)	変位制限構造に、エネルギー吸収効果のある緩衝材を組み合わせることでダンパーが不要となる。	変位制限構造が大規模になることや、橋脚・基礎への影響がダンパー採用時より大きくなる可能性がある。	ダンパーが減ることによるコスト削減効果は大きい。基礎への影響が大きい箇所ではダンパー併用が有効。
3	反力分散支承の履歴減衰の評価	減衰を大きく見積もることができるため、橋梁の応答が軽減される。	減衰特性が大きくなるわけではないので、それほど大きな効果は見込めない。	減衰効果は少なく、補強規模はあまり変わらない。
4	支点条件の変更 (支承の固定化)	ダンパーが不要となる。	地震時の橋脚・基礎の負担が増加する。支点条件が変更されるため、温度等の常時荷重に対して補強が必要となる可能性がある。	基礎の耐震性が確保され、常時の課題がクリアされればコスト削減効果は大きい。
5	土木分野で採用実績が少ないダンパーの適用	デバイスの特性を生かした細かいチューニングにより橋全体として最適な補強となる。	デバイスの多様化がトータルとしてはコスト増になる可能性がある。	補強箇所が多いため、普及品利用のメリットが勝つと思われるが、適用箇所を絞れば効果的である。

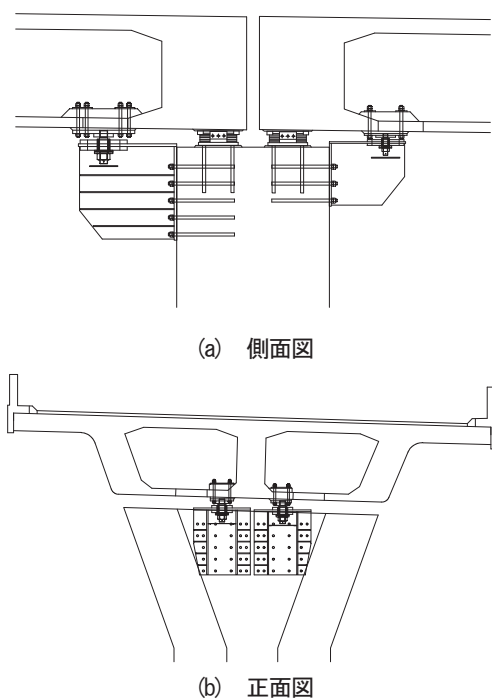


図-5 変位制限構造

Fig.5 Displacement restriction devices

能も確保可能と判断し補強不要と整理とした。

a) 橋軸方向の検討条件

- ・ 掛け違い部には、桁衝突による下部構造への悪影響を防ぐことを目的として、変位制限構造を設置する。
- ・ 変位制限構造を設置する橋脚の支点条件は完全固定とする。
- ・ 変位制限構造に作用する反力（上限約15000kN）と、変位制限構造を設置しない支点での移動量（ゴムの場合はひずみ150%、可動の場合は支承幅の約半分の500mm）を支点部の制約条件（照査条件）とする。

b) 橋軸直角方向の検討条件

- ・ 支点部の制約条件などは橋軸方向と同じとする。
- ・ 支承を固定化しない橋脚（＝橋軸方向で設定した変位制限構造を設置しない橋脚）では、橋軸直角方向に支承を固定化する支承ストッパーがレベル2地震時に破断する結果となっていることから、橋軸直角方向にも桁は可動とする。

検討の結果、変位制限構造の設置箇所は、上り線で全支承34箇所のうち21箇所に、下り線で全支承34箇所のうち21箇所にする事ができた。

なお、補強設計においては、桁が橋軸直角方向に、確実に可動となるように、支承ストッパーを予め切断することとした。しかし、実施工における現地調査により、ゴム支承本体とストッパーの遊間が狭いために、切断を行うことが困難であることが判明した。このため、支承ストッパーがレベル2地震時も破断せず、支承が橋軸直角方向に固定条件となった場合についても橋脚の耐力に問題が生じないか確認した。その結果、一部の橋脚で応答値が許容値を超過するものが生じた。したがって、詳

細な弾塑性FEM解析を適用して応答値を算出し直して再確認を行ったところ、照査を満足することを確認した。以上から、支承ストッパーが破断せず、支承が橋軸直角方向に固定の条件のままであっても耐震性能上は問題無いと判断し、支承ストッパーは切断せず存置することとした。

(3) 橋脚の補強

橋脚補強は2.4 (1) に示したRC巻立てを基本とし、RC巻立て厚は250mmとしたが、側道に隣接している橋脚では、RC巻立てにより隣接道路の建築限界に影響を与えることから、図-6のとおり、特殊ポリマーセメントモルタル吹付けによる薄巻き補強（以下「SRS工法」という）を採用した。補強方法としては、基礎部への影響ができるだけ増加しないようにするために、じん性補強を優先した。ただし、変形性能が足りない橋脚については中間貫通帯筋を設置し、それでも耐力不足となる橋脚については補強により追加する軸方向鉄筋をフーチングに定着させた耐力補強とした。

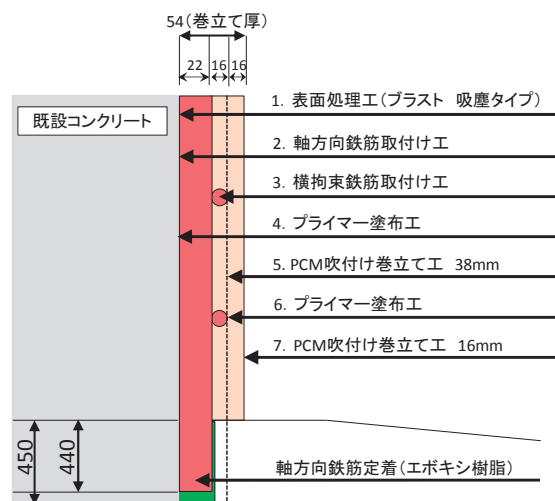


図-6 SRS工法断面図

Fig.6 SRS method

(4) 平成24年道示への対応

平成14年の道示を適用して行った補強設計結果に対して、平成24年の道示及び参考資料2)を用いて再照査した。結果的に、RC巻立て厚、変位制限構造設置箇所数などの補強メニューや補強諸元等への影響は無いことが分かった。なお、平成24年の道示では、レベル2地震動に対して設計された支承部により支持されており、かつ、4基以上の下部構造において弾性支持又は固定支持される一連の上部構造においては、落橋防止構造を省略してもよいとされた。本橋ではこの条件に照らして、上下線ともに、落橋防止構造については省略できるものとした。

表-7に本橋における現況照査結果及び補強内容の一覧を示す。

表-7 補強設計結果一覧

Table 7 Outline of seismic retrofit of the bridge

(a) 上り線

上り線				1AA	2PA	3PA	4PA	5PA	6PA	7PA	8PA	9PA	10PA	11PA	12PA	13PA	14PA	15PA	16PA	17PA	18PA		
地盤種別				I	II	II	III	II	II	III	III	III	III	III	III	III	III	III	III	III	III		
現況照査	橋脚	橋軸	曲げ	—	x	x	x	x	x	x	x	x	○	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
			せん断	—	x	x	x	x	○	x	x	x	x	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	直角	曲げ	—	○	○	x	○	○	○	x	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
		せん断	—	x	x	x	x	○	x	x	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
ゴム支承				—	○	x	x	x	x	x	x	x	—	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
支点条件				端部	中間	中間	中間	中間	中間	中間	中間	中間	掛違	中間	中間	中間	中間	中間	中間	中間	中間	中間	
補強内容	橋脚補強			—	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	鉄筋基座定着			—	○	○	○	○	○	—	○	○	—	○	○	—	○	—	○	○	○	○	
	中間貫通鋼棒			—	—	—	○	○	—	○	○	—	○	—	—	—	—	○	—	○	○	○	
	支承部補強(変位制限)			○	○	○	○	○	○	—	○	○	—	○	○	—	○	—	○	—	○	○	
落橋防止構造				—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

上り線				19PA	20PA	21PA	22PA	23PA	24PA	25PA	26PA	27PA	28PA	29PA	30PA	31PA	32PA	33PA	34PA	35PA	36AA		
地盤種別				III	III	III	III	II	II	II	II	II	I	I	I	I	I	I	I	I	I		
現況照査	橋脚	橋軸	曲げ	x	x	x	x	x	x	○	x	x	x	x	x	x	x	x	x	○	○	—	
			せん断	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	○	○	—
	直角	曲げ	○	○	○	○	○	○	○	x	○	○	○	○	x	○	x	○	x	○	○	—	
		せん断	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	○	○	x	
ゴム支承				x	x	x	x	x	○	—	x	○	x	○	○	○	○	○	○	—	—	—	
支点条件				中間	中間	中間	中間	中間	中間	掛違	中間	中間	中間	掛違	中間	中間	中間	中間	中間	中間	中間	中間	端部
補強内容	橋脚補強			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	—	—	
	鉄筋基座定着			○	—	—	○	—	—	○	—	○	—	○	—	—	—	—	○	—	—	—	
	中間貫通鋼棒			○	—	—	○	—	—	○	—	○	—	—	—	—	—	—	○	—	—	—	
	支承部補強(変位制限)			○	—	—	○	—	—	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	○	
落橋防止構造				—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

(b) 下り線

下り線				1AB	2PB	3PB	4PB	5PB	6PB	7PB	8PB	9PB	10PB	11PB	12PB	13PB	14PB	15PB	16PB	17PB	18PB	
地盤種別				I	II	II	III	II	II	III	III	III	III	III	III	III	III	III	III	III	III	
現況照査	橋脚	橋軸	曲げ	—	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
			せん断	—	○	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	直角	曲げ	—	○	x	x	x	x	x	x	x	x	○	x	○	○	○	○	○	○	○	○
		せん断	—	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
ゴム支承				—	○	○	○	x	○	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
支点条件				端部	中間	中間	中間	掛違	中間	中間	中間	中間	掛違	中間	中間	中間	中間	中間	掛違	中間	中間	中間
補強内容	橋脚補強			—	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	鉄筋基座定着			—	—	—	—	—	—	○	○	—	○	○	—	○	—	—	—	—	—	—
	中間貫通鋼棒			—	—	—	—	—	○	○	—	○	—	○	—	—	—	—	—	—	—	—
	支承部補強(変位制限)			○	—	—	○	—	—	○	○	—	○	○	—	○	—	○	—	○	—	○
落橋防止構造				—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

下り線				19PB	20PB	21PB	22PB	23PB	24PB	25PB	26PB	27PB	28PB	29PB	30PB	31PB	32PB	33PB	34PB	35PB	36AB		
地盤種別				III	III	III	III	II	II	II	II	II	I	I	I	I	I	I	I	I	I		
現況照査	橋脚	橋軸	曲げ	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	—	
			せん断	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	—
	直角	曲げ	x	○	x	○	x	x	x	○	x	x	○	x	○	x	x	x	x	x	x	○	
		せん断	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	—	
ゴム支承				x	x	x	x	x	○	x	○	x	○	○	○	○	○	○	○	○	○	—	
支点条件				中間	掛違	中間	中間	中間	中間	掛違	中間	中間	中間	中間	掛違	中間	中間	中間	中間	中間	中間	中間	端部
補強内容	橋脚補強			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	—	—	
	鉄筋基座定着			○	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	—	—	—	—	
	中間貫通鋼棒			○	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	—	—	—	—	
	支承部補強(変位制限)			○	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	○	—	—	○	
落橋防止構造				—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	

で採用した。一部橋脚が池の中に位置するが、幸いながら橋脚補強が必要なく、周辺への影響を最小とすることに留意しながら施工した。

3. 補強工事の概要

3.1 補強工事の概要

補強工事は、平成24年7月～平成27年3月に実施した。施工数量の総括を表-8に示す。また、補強工事の流れを図-7に示す。

3.2 施工計画

市街地を1,300mにわたり通過する橋梁であり、市道等との交差に加え、その橋軸方向には市道が隣設されている箇所も多い。このため、設計時より、橋脚補強による断面増加により建築限界への影響も考慮する必要があり、通常の鉄筋コンクリート巻立て補強に加え、SRS工法を5箇所(橋脚)に採用している。また、基礎天端までの構造物掘削についても、隣接市道への影響を最小限とするため、ライナープレートを用いた特殊掘削を一部

表-8 施工数量総括

Table 8 Summary of seismic retrofit

工種	単位	概算数量	備考
構造物掘削	m <sup>3</sup>	5,200	普通部47箇所、特殊部16箇所
RC巻立て工	脚	58	t=250mm
SRS巻立て工	脚	5	t=54~79mm
中間貫通鋼棒設置	脚	33	D32
変位制限構造	基	172	基: 鋼製ブラケット1組
その他雑工	式	1	市道規制・用排水構造物等

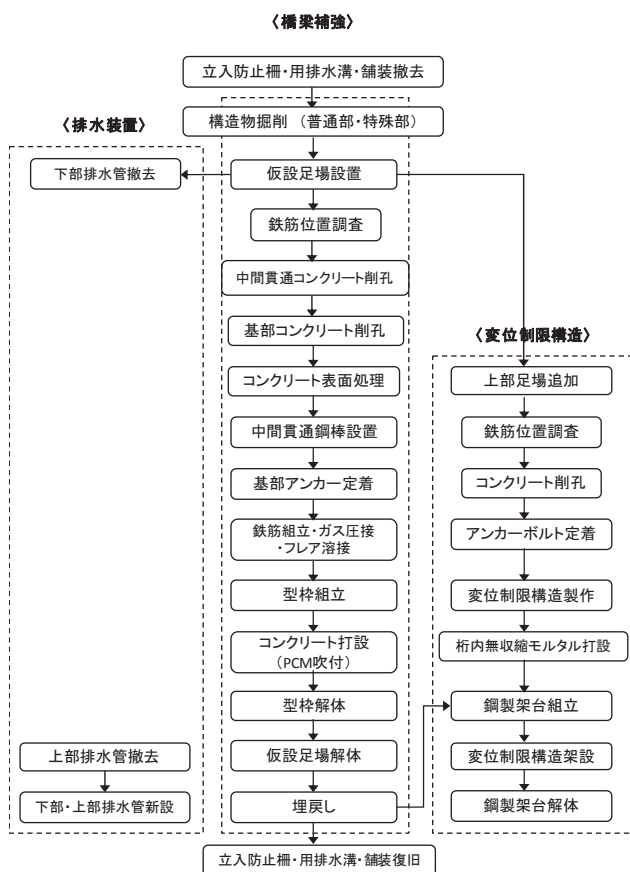


図-7 補強工事の流れ  
Fig.7 Flow of reinforcement works



写真-1 橋脚と周辺道路  
Photo 1 Rural road around bridge piers



写真-2 市道に隣接した橋脚  
Photo 2 Bridge piers adjacent to city road

### 3.3 施工の特徴

#### ① 構造物掘削

橋脚が市道に隣接している箇所は、地域の協力を得ながら市道の交通規制を実施した。しかしながら、オープン掘削が採用できない箇所については、ライナープレートを用いて掘削範囲を最小としながら掘削を実施した。



写真-3 特殊部掘削状況  
Photo 3 Earthwork

#### ② コンクリート打設

鉄筋組立て、型枠設置及びコンクリート打設等の施工時は上部工が支障となるため、クレーン及びコンクリートポンプ車の配置計画を入念に行いながら実施した。



写真-4 コンクリート打設状況  
Photo 4 Concrete placement

#### ③ SRS工法による薄巻き補強

隣接道路の建築限界に影響を与える箇所については、SRS工法により、最大厚さ71mmの特殊ポリマーセメントモルタルを吹付けて補強した。



写真-5 モルタル吹付状況  
Photo 5 Mortar blowing

#### ④コンクリート養生

品質確保、施工工程短縮を図るため、型枠脱型後にはストレッチフィルムによる養生を実施した。



写真-6 コンクリート養生状況

Photo 6 Concrete cure

#### ⑤変位制限構造

支承部の多点固定化を図るため、変位制限構造を172基設置した。上部工に凸部材としての緩衝ピンを設置し、下部工には凹部材としての鋼製ブラケットを設置している。設置の際は、上部工にクレーンが干渉するため、鋼製架台を配置し、上部工に影響無い位置で鋼製架台上に取り込む。上では、ローラー台車を用い横引きした後にジャッキアップして設置した。



写真-7 変位制限構造設置状況

Photo 7 Installation of displacement restriction device



写真-8 ローラー台車への仮置き

Photo 8 Place dolly the members temporarily before installation



写真-9 鋼製ブラケットの設置

Photo 9 Installation of the steel bracket

#### ⑥環境対策

市街地での施工であるため、掘削土を長期にわたり存置する場合には粉じん飛散防止のためのシート養生、また、工事中の騒音低減として足場周囲への防音シート配置などの対策を必要に応じて実施した。



写真-10 環境対策状況

Photo 10 Scatter prevention sheet

## 4. おわりに

本橋の耐震補強は、設計段階においては、多点固定化の採用など橋全体系の補強検討を行うことで、支承部や基礎の補強等について省力化を図ることができた。工事発注後に道示が改定されたが、施工業者の協力のもと、修正設計を行いながら、また、市街地を通過する高架橋であるため、施工中の周辺環境への影響に対する工夫をしながら工事を完成させることができた。今後とも十分な事前現地調査に基づく最適補強策の検討に取り組み、大規模地震発生時においても緊急輸送道路として機能するよう橋梁の耐震補強に取り組んでいきたい。

#### 参考文献

- 1) 福永：本四高速(株)の耐震補強に対する取り組み、橋梁と基礎、pp.93-95,2013.8
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所、(独)土木研究所：既設橋梁の耐震補強設計に関する技術資料、国土技術総合研究所資料第700号、土木研究所資料第4244号、2012.11
- 3) 福永・竹口・河藤：本四陸上部橋梁の耐震補強検討、本四技報、pp.31-32,2013.9

# 塩害を受けたPC橋（亀浦高架橋）の剥落対策

Peeling prevention method for high pier PC bridge(Kameura Viaduct) damaged by salt corrosion

鳴門管理センター 橋梁維持課

金澤 高宏

Takahiro Kanazawa

鳴門管理センター 橋梁維持課長

貴志 友基

Yuki Kishi

鳴門管理センター 橋梁維持課長代理

長尾 幸雄

Yukio Nagao

## 概要

亀浦高架橋は、供用から約30年経過しており、海上部に位置していることから、飛来塩分による塩害環境が厳しく、鉄筋腐食に伴うひび割れやコンクリート浮き等の変状が確認されている。

また、付近が国立公園第二種特別地域及び国立公園普通地域であり、直下は県道、駐車場、遊歩道、漁港があり、一部でモルタル片が落下する事象が発生したことから、緊急点検・応急対応及び劣化したコンクリートを断面修復工法で補修し、表面被覆を併用した剥落対策を実施した。

本論文では、塩害を受けたPC橋で実施した剥落対策方法について報告する。

30 years have passed since Kameura Viaduct(PC bridge) was started to use. It has float and crack by reinforced corrosion because it has located above the sea and it is damaged by salt corrosion.

And, this viaduct has located around special area second class national park and ordinary national park area, and located just above prefectural roads, parking lots, promenade and fishing port. Therefore, it is important not to drop concrete pieces. But, to drop a concrete piece was occurred in a part of the pier. After that, emergency inspection, temporary measures, to repair the deteriorated concrete by section repair method and peeling prevention measure with surface coating were implemented.

In this paper, a peeling prevention method for high pier PC bridge damaged by salt corrosion is described.

## 1. まえがき

亀浦高架橋は、大鳴門橋の鳴門側取り付け高架橋で、全長593.35mのPC2径間連続箱桁+2×PC3径間連続有ヒンジ箱桁橋である（図-1、写真-1）。本橋は、供用から約30年を迎え、海上部橋梁であるため、飛来塩分による塩害環境が厳しく、コンクリートのひび割れや浮きが発生し、2009年にモルタル片が落下する事象が発生したことから、今後第三者被害を未然に防ぐため、表面被覆を併用した剥落対策を実施したので、報告する。



写真-1 亀浦高架橋

Photo.1 Kameura Viaduct

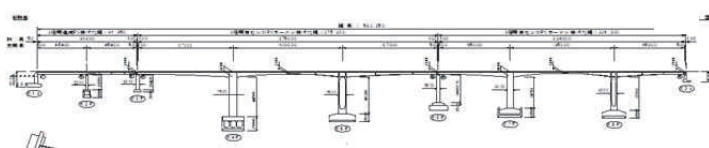


図-1 亀浦高架橋平面図

Fig.1 Draft of Kameura Viaduct



表—2 剥落対策実施年度（橋脚）

Table.2 The years when the fall prevention was enforced by sheets (Pier)

橋脚	K2P	K3P	K4P	K5P	K6P	K7P	K8P
H23～H24				○			
H24～H25			○			○	
H25～H26							○
H26～H27	○	○			○		○

### 3.2 上部工足場の比較検討

今回の対象橋梁の上部工剥落対策シート工に使用する足場工は、構造的、施工性、本橋への影響、工事工程、経済性、強風への対策に着目した上で、次の3案を比較検討し、足場の最適構造を選定する。

#### (1) 固定吊足場（写真—4, 5, 6）

固定吊足場は、吊ボルトをPC上部工のウェブに定着する必要があるため、PC鋼材との干渉が問題となる。そのため、設計図書を確認した上で、橋梁点検車を用いたRCレーダーによる事前調査が必要となる。本足場は、施工期間中継続して設置するため、架橋地の強風に対し、最大基準風速16m/sによる設計が必要となる。また、飛来落下物の防止設備は、メッシュシートや防音シート・パネル等の基本風力係数の大きな設備が必要となるため、足場の補強は大規模なものとなる。

また、作業スペースが広く作業性は向上する。アンカー打設は先行足場パネル上から可能であり、橋梁点検車は不要となるため交通規制の必要はない。

#### (2) 移動吊足場

実績が多く経済的なラック足場とする。壁高欄天端の落下防止網、防風柵を一時撤去し、ブラケットを用いて走行レールを壁高欄から吊り下げる構造を採用する。これにより、上部工にコンクリートアンカーを打つことなくラック足場を設置できる。作業終了時は、移動式足場を橋脚近傍まで移動させ、橋脚に固定し、強風等の天候変化に対応する。

また、施工スペースが狭く作業性は低い。アンカー打設及びレール設置のため橋面上に橋梁点検車が必要となり交通規制が必要である。

#### (3) 橋梁点検車による足場

本線路肩から施工する橋梁点検車による足場工を提案する。橋梁点検車の適用にあたっては、

- ① 桁高が高い支点付近においてブーム長に不足はないか（ブーム長が不足する場合は、固定式足場と橋梁点検車の混合使用を検討する。）。
- ② 本線1車線規制幅内でのアウトリガーの設置は可能であるか。
- ③ 落下防止網、防風柵を撤去せず施工可能か。

以上3点を整理した上で上記2案と比較した。

(1)、(2)、(3)の3つの案を比較した結果、今回は(1)案の固定吊足場を選定した。

選定理由は以下のとおりである。

- ・経済性が高い。

- ・作業スペースが広いため作業性が向上する。
- ・養生シートを全面にわたり密閉状態に張ることができ、粉じんの外部への飛散が少ないため周辺環境への影響が小さい。
- ・作業中の本線規制が不要である。



写真—4 固定吊足場（全景）

Photo.4 Fixed suspended scaffolding (Full view)



写真—5 固定吊足場（内部）

Photo.5 Fixed suspended scaffolding (Inside)



写真—6 固定吊足場（下面）

Photo.6 Fixed suspended scaffolding (Undersurface)

#### 4. 補修方針と塩化物イオン量分布の推定

剥落対策工事を行うにあたって橋脚の断面修復範囲を確定するため、K4P橋脚では電位差滴定法及び近赤外線分光法によりコンクリート表面の塩化物イオン量の測定を行った。<sup>1)</sup>

近赤外線分光法とは、測定対象に近赤外線（波長がおよそ0.7～2.5 $\mu\text{m}$ の電磁波）を照射し、吸光度（光を吸収された割合）の変化によって成分を算出する検査方法であり、宇宙、食品産業、農業、畜産、医薬品等幅広い分野で用いられている。

また、コンクリートの塩化物イオン量の測定にも応用され、新技術としてNETISにも登録されている。近赤外線分光法の調査イメージを図-3に、調査状況を写真-7に示す。

調査の実施に当たり、電位差滴定法で調査した箇所近傍で再度ドリル削孔を行い、段階的に深さ2cm、4cm、6cm、8cm、10cmの5断面で吸光度を測定し、電位差滴定法の結果を基に重回帰分析によるキャリブレーションを行った。キャリブレーションの結果、図-4の検量線を作成したグラフから推定誤差（残差）の平均値は0.3kg/m<sup>3</sup>程度で決定係数R<sup>2</sup>は0.93であり、ほどよい相関を示していることが確認できた。

実橋での測定は、電位差滴定法による調査で塩化物イオン量が多かった橋脚の地表から高さ22m程度までの3面について、約2m間隔で66箇所実施した。測定深さは、事前調査で中性化深さが1.9～2.2cmであったことから、正確に塩化物イオン量を評価するため、コンクリート表面から3cmとした。なお、1孔あたり測定回数は9点とし、骨材測定データを排除した平均値を採用した。

事前に実施した電位差滴定法の結果と近赤外線分光法の測定結果より表面から3cmの位置における塩化物イオン量の分布状況を図化した。図-5にその一例を示す。

これらの結果を基にフィックの第2法則を用いて塩化物イオン量の拡散予測を行った。その結果、表面から3cmの位置における塩化物イオン量が3.2kg/m<sup>3</sup>未満であれば、鉄筋位置で2.5kg/m<sup>3</sup>を超えておらず、表面被覆を施せば、コンクリート中の塩分は内部拡散するが、将来的（100年後）にも、鉄筋位置で補修の要否の目安となる2.5kg/m<sup>2</sup>を超えることはないことがわかった。また、3cm位置で3.2kg/m<sup>3</sup>以上の箇所では、表面被覆のみでは将来的（100年後）に鉄筋位置で2.5kg/m<sup>3</sup>を超える可能性があるが、実際6.0kg/m<sup>3</sup>程度の箇所において、5cmの断面修復を施したところ、図-6に示すが、将来的（100年後）

には、鉄筋位置で腐食発生限界濃度である1.2kg/m<sup>3</sup>を超えないことが分かった。

調査結果を基に高塩分濃度の断面を取り除くことで将来的（100年後）に塩化物イオン量を抑制できる対策として、表面から3cmの位置で塩化物イオン量が3.2kg/m<sup>3</sup>を超える範囲を目安に深さ5cmの断面修復を実施することを基本とした。

なお、実際はコンクリート表面の劣化状況を踏まえ、鉄筋のはつり調査で鉄筋の腐食状況を確認しながら断面修復範囲を決定した。

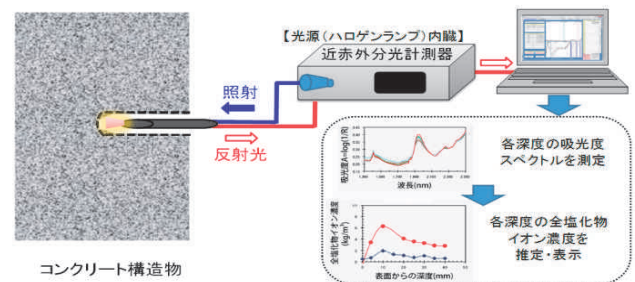


図-3 近赤外線分光法の調査イメージ

Fig.3 The image of near infrared spectroscopy

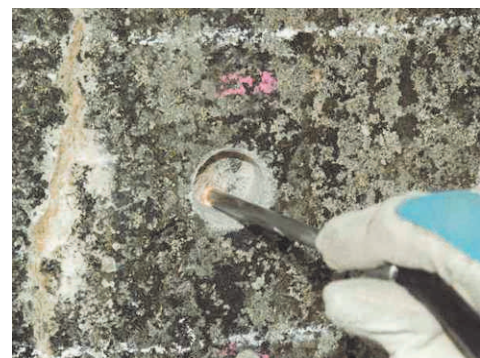


写真-7 調査状況

Photo.7 The checking situation of near infrared spectroscopy

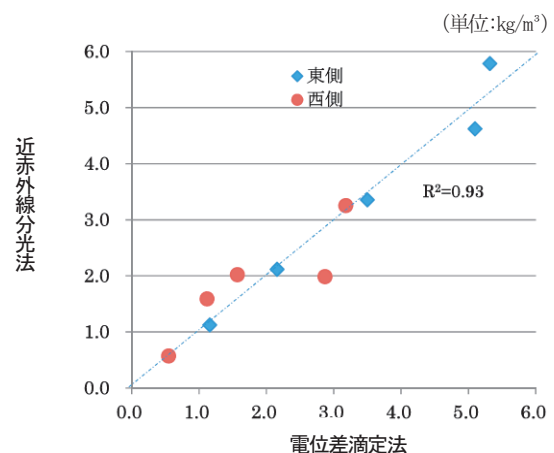


図-4 塩化物イオン量の検量線

Fig.4 Calibration line of chloride content

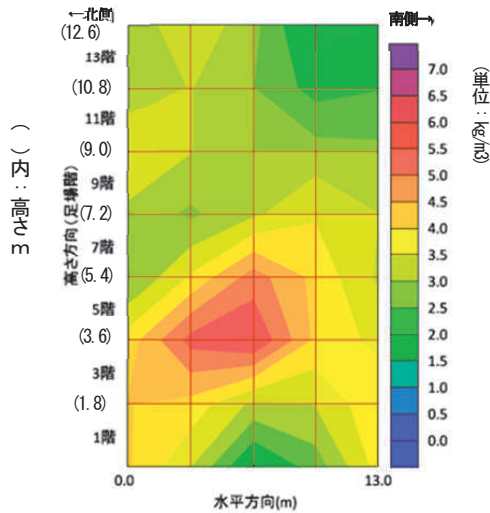


図-5 塩化物イオン量分布図

Fig.5 The distribution of chloride content in the concrete pier

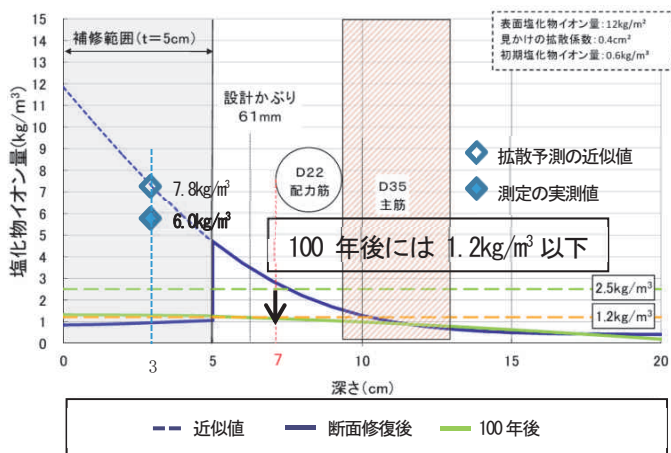


図-6 断面修復施工後拡散予測結果

Fig.6 The result of predicting dispersion after repairing a section

## 5. 施工

### 5.1 施工方法

剥落対策工事の全体の施工フローを図-7に示す。

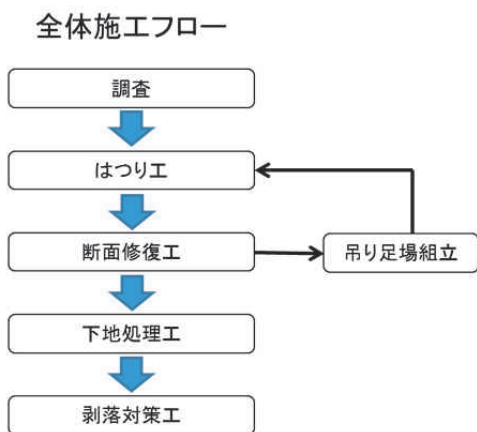


図-7 剥落対策工事施工フロー

Photo.7 The flow of peeling prevention

### 5.2 下地処理 (WJ、バキュームブラスト、サンダーケレン)

施工環境により、ウォータージェット (WJ)、バキュームブラスト、ディスクサンダーの3種類の施工方法により下地処理を行った。図-8にその区分図を示す。

写真-8、写真-9、写真-10にそれぞれの施工状況の写真を示す。

施工方法はWJ工法を基本とするが、①WJ工法に用いる機械を配置するヤードが確保できるか。②交差道路、本線等に対して処理水、コンクリートがらの飛散防止対策設備の設置が可能か。③処理水の回収、処理が可能か。④周辺環境に対し、騒音が問題とはならないか。⑤必要な処理水の確保が可能か。

以上の項目によりWJ工法で行うことが困難または不適切であると判断された場合は、バキュームブラスト、ディスクサンダーによって施工した。

上部工の下地処理については、ブラストユニットが設置できる箇所が限られるため、ディスクサンダーによる下地処理を主体とした。

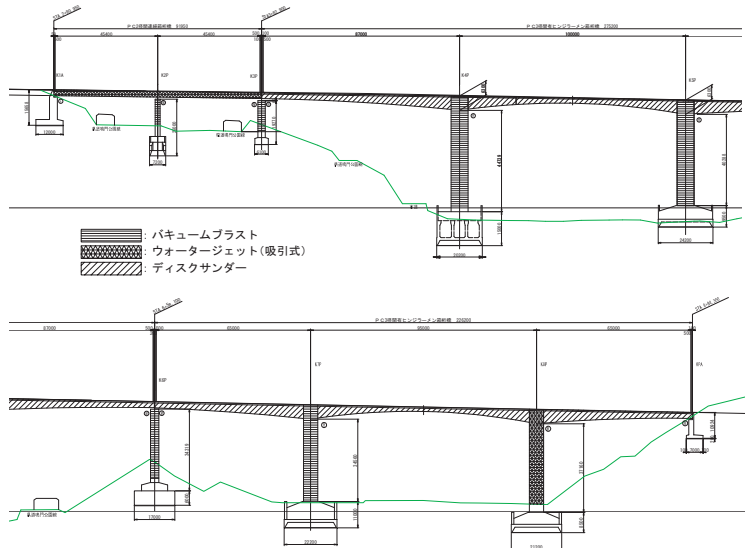


図-8 下地処理区分図

Fig.8 The section of surface preparation



写真-8 WJによる下地処理

Photo.8 Surface preparation by water jet



写真-9 バキュームブラストによる下地処理  
Photo.9 Surface preparation by vacuum blast



写真-10 ディスクサンダーによる下地処理  
Photo.10 Surface preparation by disk sander

### 5.3 電気防食（ガルバシールド）

ガルバシールドは、材料である亜鉛自らが犠牲となって腐食することで、鉄筋の腐食を抑制するため、電源設備が不要で、鉄筋に接続するだけで防食効果が得られる。また、厚さ 13mm と非常に薄型であるため、コンクリート構造物のかぶり部分への設置が可能である。

そのため、容易かつ安価にコンクリート構造物の長寿命化を図ることが出来ることから、かぶりが小さい橋梁等の補修に使用されている。

亀浦高架橋の K4P 及び K5P では、鉄筋のかぶりが小さくコンクリートの浮き等の変状があり、鉄筋の腐食が確認された箇所では、マクロセル腐食対策として、鉄筋の腐食抑制及び再劣化防止を目的にはつり工で露出した鉄筋に電気防食工法に必要な犠牲陽材（ガルバシールド）を取り付けた。その状況を写真-11 に示し、配置の例を図-9 に示す。

また、対策効果を確認できるよう自然電位電極を埋設し、鉄筋腐食電位を測定した。

自然電位電極は、測定範囲のコンクリート表面に水を噴霧し、十分にコンクリート表面を湿潤させ、飽和塩化銀電極をコンクリート表面の測定点に押し当て、照合電極からのリード線をデジタル電位差計の一端子につなぎ、また鉄筋からのリード線を+端子に接続した。

その時にデジタル電位差計の読み値を記録し、硫酸銅電極基準に換算した。以下に判定基準<sup>4)</sup>を示す。  
判定基準：

硫酸銅電極換算＝飽和塩化銀電極+120mV

硫酸銅電極換算＝二酸化マンガン照合電極-86mV

自然電位 (E[mV vs. CSE])	鋼材の腐食のしやすさ	
-350 ≧ E	E	90%以上の確率で腐食あり
-200 ≧ E	> -350	不確定
E	> -200	90%以上の確率で腐食なし

自然電位測定の結果、海側面以外のコンクリート中の鉄筋の腐食は発生していないと考えられる結果が得られた。

海側の一部の範囲で「90%以上の確率で腐食あり」の結果となった箇所が確認されたが、等電位線図を精査した結果、はつり部を不確定 (-250mV ≧ E > -300mV) と推定し、はつり部を目視したところ少量の発せいはあったが鉄筋のかぶり厚が大きいことから、-250mV ≧ E の範囲では鉄筋の腐食なしと考えられるが、-250mV < E の範囲では鋼材表面に軽微な発せいの可能性があると考えられる。海側面は環境として飛来塩分が多いことが原因であると考えられるので、塩害対策を行うことにより、劣化の進行を抑えることが可能であると考えられる。



写真-11 ガルバシールド設置状況

Photo.11 Setting situation of electrolytic protection (Galba shield)

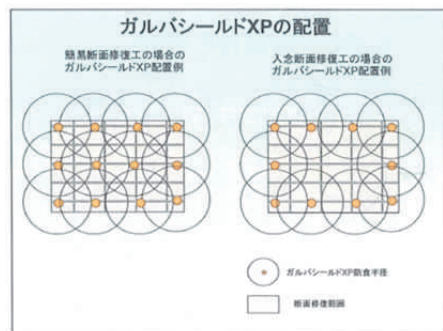


図-9 ガルバシールドの配置

Fig.9 Placement of electrolytic protection (Galba shield)

### 5.4 剥落対策シート（品質管理）

下地処理の後、コンクリート面にプライマーを塗布し、剥落対策シートを貼り付け、上塗り塗装を実施した。

(図-10)。剥落対策シートの貼り付け状況を写真-12 に示す。

今回使用する剥落対策シートについては、施工前に押し抜き試験及び付着強度試験実施し、基準を満たすことを確認した。

(1) 押し抜き試験

押し抜き試験については、JHS424-2004に準拠し、規定値である変位10mm以上での平均押し抜き最大荷重1.5kN以上の強度を確認した。試験は、端部ラップ、中央ラップ、ラップ無しの3種類の貼付け方法で各3枚ずつ試験を実施した。(図-11)

以下に押し抜き試験の手順を示す。

- ・ 荷重はまず1mm/minの速度でU型ふたが破壊するまで荷重する。
- ・ その後、5mm/minで荷重し、押し抜き試験を行い、押し抜き最大荷重を測定する。その間10、20、30mmの各変位において、荷重を一時中止し、剥離範囲を供試体にマーキングする。この間において、最終的な耐荷力を有すると判断できる場合には、その時点で試験を終了する。変位30mm時点において、さらに耐荷力を有すると判断できる場合には、荷重を継続し、最大50mm程度の変位までの剥落防止性能を確認する。
- ・ 荷重及び変位をデジタル値で記録する。
- ・ 試験値は、試験で得られた荷重と変位のデータより、荷重-変位曲線を作成する。
- ・ 荷重-変位曲線より、変位が10mm以上における最大荷重値を求める。
- ・ 同一の構造条件で作製された3個の供試体の平均値を試験値とする。

(2) 付着強度試験

剥落対策防止シート貼付け完了後、付着強度試験を実施した。

付着試験強度については、JISA6909に準拠し、以下の手順で実施する。

- ・ 剥落シートの表面に40×40×10mmの鋼製アタッチメントを4個試験箇所(測定3箇所・予備1箇所)に速硬化性エポキシ樹脂接着剤で貼付け、引張試験機で引張強度を測定する。
- ・ 剥落シートの積層枚数は、現場仕様と同じ積層枚数を原則とし、試験体は施工完了から7日以上養生した後、試験を行う。
- ・ 付着強度については、安全性を考慮して、4箇所測定した結果の下位から3箇所の測定値を平均した。付着強度は合格の判断基準である、1.0N/mm<sup>2</sup>以上であることを確認した。

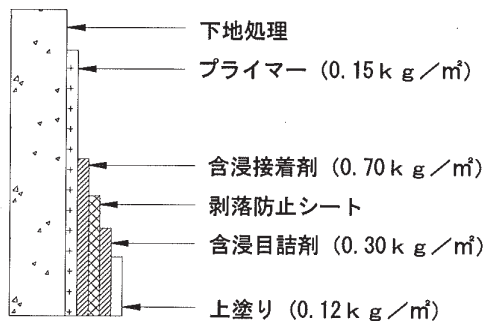


図-10 剥落対策シート施工方法

Fig.10 The method to set the peeling prevention sheets



写真-12 剥落対策シート貼付け状況

Photo.12 Setting situation of peeling prevention sheets

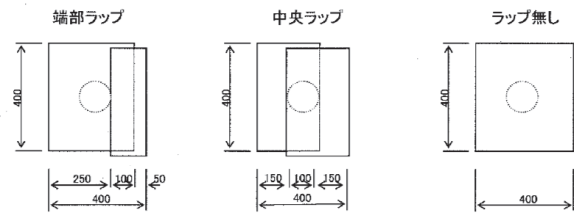


図-11 押し抜き試験方法

Fig.11 The method of punching test

6. あとがき

亀浦高架橋では、モルタル片が落下したことから、緊急調査を実施し、各橋脚及び上部工の剥落対策工事を行った。また、橋脚の塩化物イオン量の調査や橋脚・上部工の位置、環境により様々な施工方法を検討し、工事を進めてきた。

海上部に位置し、飛来塩分による塩害の影響を受けるPC橋において、第三者被害の考えられる橋脚及び上部工には、剥落対策シートによる対応は今回のようなモルタル片等の落下対策には非常に有効な手段であるといえる。

しかし、今回は第三者被害はなかったものの、モルタル片の落下は危険性を伴うことから、日々の点検や塩化物イオン量を定期的に把握することにより変状の早期発見に努め、予防保全を実施し、より安全な維持管理をしていかなければならない。

参考文献

- 1) 長尾幸雄、金澤高宏、貴志友基：海上部橋脚における近赤外線分光法を用いた塩化物イオン量の推定、高速道路と自動車、4月号 Vol.58 No.4
- 2) 土木研究所・日本構造物診断技術協会：非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル、平成15年10月
- 3) 東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社：設計要領第二集(橋梁保全編)平成25年7月
- 4) 国土交通省東北地方整備局：塩害橋梁維持管理マニュアル(案)、平成20年4月

# 次世代移動無線の導入検討と整備

Construction and considering the introduction of next-generation mobile radio

鳴門管理センター 施設課長代理  
(前) 保全部 電気通信課

玉津和哉  
Kazuya Tamatsu

## 概要

交通管理・交通規制・防災対応時における現場と交通管制室をはじめとする拠点間または現場間通信の手段として、各ルートの供用開始時にアナログ波を使用したMCA方式の移動無線システムを整備し運用してきた。今般老朽化した移動無線設備を更新し、同時にデジタル化するに当たり、当社の通信回線整備計画の中で先行整備しているIP網を活用したシステム構築の設計と利用形態及び必要機能の考察検討を行ったので、検討結果等を報告するとともに、次世代移動無線と新機能を利用した運用方法と今後の展開紹介を行うものである。

As a means of inter-base or field communication, including the site and the traffic control room at the time of traffic management and traffic regulations and disaster prevention, maintenance and operation of the mobile radio system of the MCA scheme using an analog wave at the start of service for each route to have been. Update the mobile radio equipment that has now dilapidated, carrying digitized at the same time, the discussion study of the system construction of the design and use forms and necessary function by utilizing the IP network that is leading development in our communication line maintenance plan since went, I studied as well as reporting the results, etc., and is configured to perform the operation method and introduced future development using next generation mobile radio and new features.

## 1. 既設移動無線設備の状況とデジタル化

既設移動無線設備は各自動車道（以降、「ルート」という。）の表-1に示す全線供用開始時に整備し、最も古いもので使用開始から25年以上が経過し、メーカー保守サポートの終了や修理部品の枯渇などにより良好な設備状態を維持できなくなったことから、本四高速が管理する全ルートを対象に更新を図った。

使用する無線波は、電波利用を所管する総務省により電波の有効利用を目的として、移動無線システムに使用している周波数帯におけるアナログ方式での使用期限を平成34年11月末日までと定められていることから、デジタル方式によるシステムとなっている。

表-1 各ルートの全線供用開始時期  
Table 1 Whole line-service start time of each route

神戸淡路鳴門自動車道	平成10年4月(1998年4月)
瀬戸中央自動車道	昭和63年4月(1988年4月)
西瀬戸自動車道	平成11年5月(1999年5月)

## 2. システム構成

### 2.1 新旧移動無線設備の比較検討

システム構成における既設移動無線設備と更新後の移動無線設備の相違点を記す。

既設移動無線設備は図-1に示すとおり、各ルート単位に統制局装置を配置した独立したシステムとなっており、移動局からの通信は、基地局経由で交換機に接続し交通管制室をはじめとする各センターの内線電話と通話が可能である（内線から移動局の呼び出し通話も可能）。

移動局との通話は、電話機の通話と同様で違和感のないスムーズな会話が可能となるよう複信方式を採用していた。この複信方式は複数の周波数が必要であり、移動局と基地局に本四公団時代から当社用に引き続き割り当てられた複数のチャンネルを割当て任意に空きチャンネルを使用し通信を行うMCA方式（Multi Channel Access system）を採用している。

今回更新した移動無線設備は図-2に示すとおり、ルート間接続するIPネットワークを利用することにより3ルートの移動無線設備を1つの広域的なシステムとして

構築することが可能で、既設設備における統制局装置にあたる回線切替装置の統合した配置が可能となり低コスト化が実現出来る。

現在の運用形態から無線機の利便性について各現場からのヒアリング等を行い検討した結果、平時には複信通話を必要とする場合携帯電話を使用すれば足りること。

防災業務時には複数の移動局が同報受信でき情報の同時伝達が可能となること。ダイヤリングが不要でプレ

ストークによる1アクションでスピーディーに通信が出来る利点など業務上必要とする機能は満足することから、通話方式を複信通話から単信通話で行うものとした。

その結果、1通話1基地局に対して1つの無線キャリアで通話サービスを行う方式での構築が可能となり、システムの簡素化に伴う更新費削減を図った。

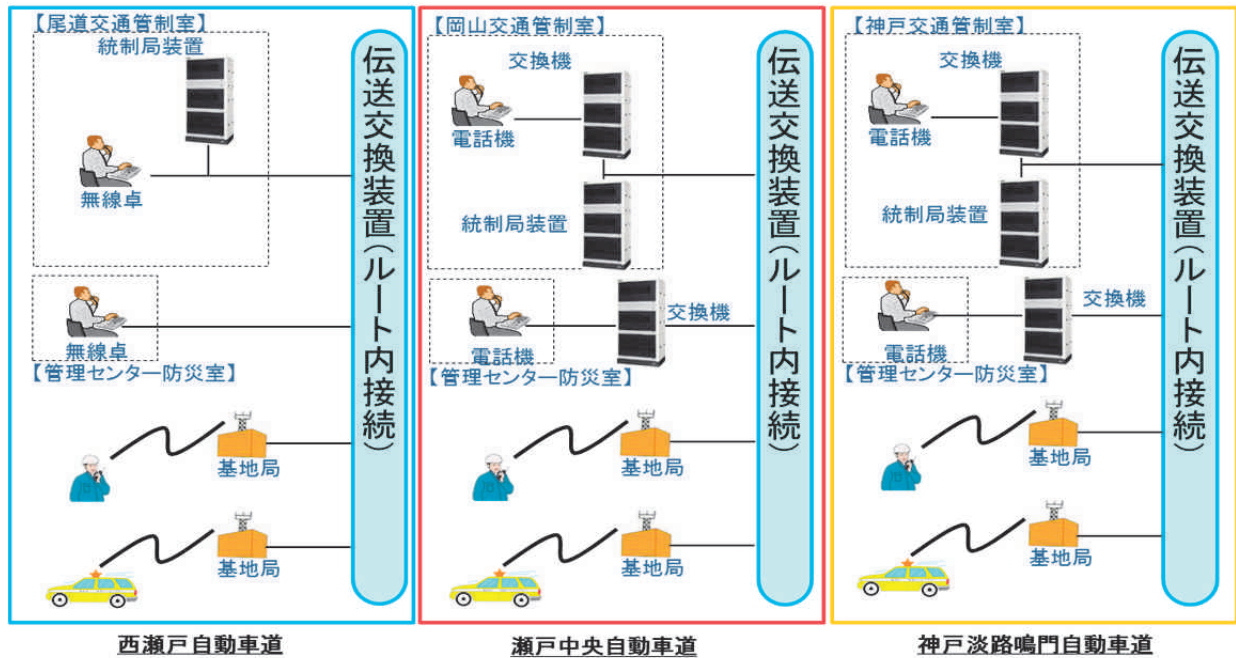


図-1 既設移動無線設備システム構成図  
Fig.1 Existing mobile radio equipment system diagram

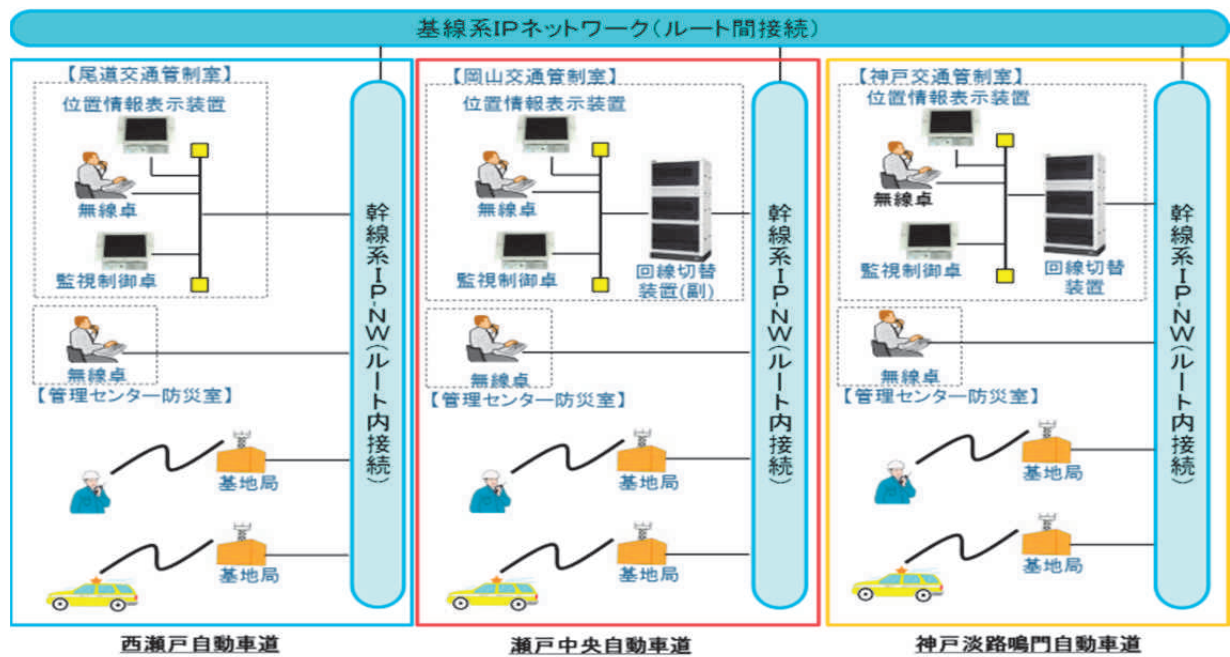


図-2 更新移動無線設備システム構成図  
Fig.2 Update mobile radio equipment system diagram

## 2.2 BCPを考慮したDR構成

回線切替装置と基地局無線機については機器そのものを二重化構成とし、冗長化を図っており、各装置の故障に対して単体でバックアップ可能なものとなっている。

全ルートの移動無線設備を統合し、システムを統制する回線切替装置を1局（神戸管制室）配置とした場合、コスト削減が可能となる反面、神戸交通管制室の建屋とともに装置自体が地震などの大規模災害などで損壊し回線切替装置が機能しなくなった際、各基地局からの音声データなどが各交通管制室に到達できない状態となり、その影響は災害の無いルートにまで及ぶことになる。

この対策として、神戸交通管制室設置の回線切替装置と同様の機能を有する副装置を岡山交通管制室に配置し、必要に応じて制御権を図-3のように切替え、システム停止とまらない運用が可能なDR（Disaster Recovery）構成とした。なお、この副装置は拠点被災等でのBCPを目的とした機器のため、主たる回線切替装置と異なり、装置単体での二重化構成を行わないことで副装置調達コストの圧縮を図った。

また、後述する新機能としての位置情報表示装置は各交通管制室に設置されており、管制室の被災により他管制室でのバックアップが必要な際はソフトの切替えにより、通常担当する自ルートの管理情報（図-4）から3ルート表示（図-5）を行うことにより、自ルートとバックアップが必要なルートの情報を管理することが可能なものとしている。なお、移動無線局との通話、通話エリア指定、後述するショートメッセージサービスの送受信を行う無線卓は各交通管制室と各管理センター防災室に設置し、この無線卓もバックアップを必要とする場合はソフト切替により他ルートの移動無線システムの運用が可能なものとしている。

位置情報表示装置と無線卓は各交通管制室と各管理センターに配置しているが、上記の切替を行うことができるものとして、それぞれで全ルート共通したソフトを有し、自ルートモードまたは3ルートモード運用が可能である。ソフトの共通化を行うことにより柔軟性に富んだ運用が期待でき、防災時におけるハード移設運用も可能となる。

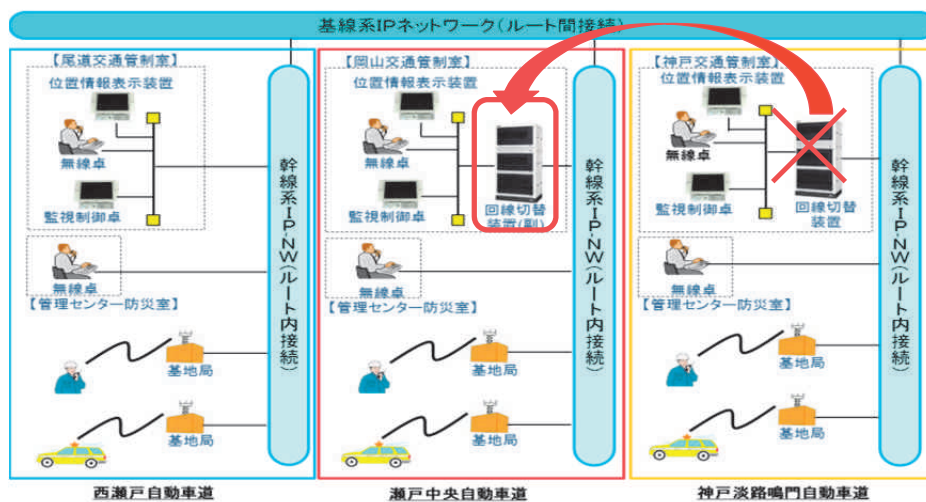


図-3 DR (Disaster Recovery) 構成概念図

Fig3 Disaster Recovery configuration conceptual diagram

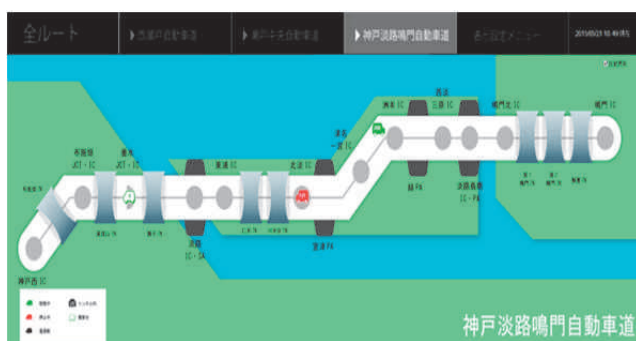


図-4 ソフト切替イメージ

(位置情報表示装置：デフォルト (例Aルート表示))

Fig4 Software switching image(Location information display device: default (for example, A route display))

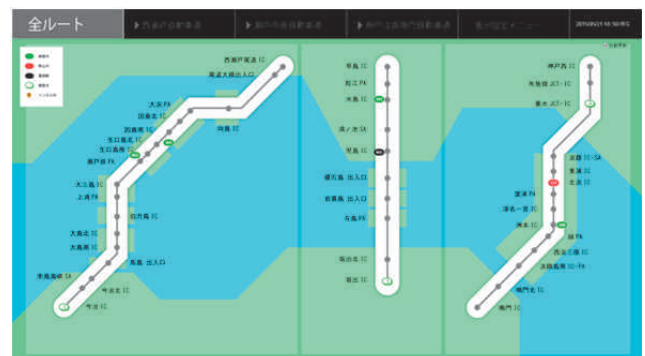


図-5 ソフト切替イメージ

(位置情報表示装置：3ルート表示)

Fig5 Software switching image(Location information display device: 3 route display)

### 3. 通信方式の選択検討

移動無線設備の更新にあたり、400MHz帯狭帯域デジタル通信方式のSCPC方式、FDMA方式、TDMA方式の3方式比較検討（表-2）を行い、本州四国連絡道路における移動無線設備の使用方法及び使用目的を再整理したうえで、先に新旧設備の比較検討の項で通話方式について一部述べたが以下の点も併せて総合的に評価しSCPC方式を採用した。

- ① 音声による事象報告が主たる使用目的（短時間通話）
- ② 従来使用の交換機を介した内線電話への通信は必須ではない
- ③ システム構成を簡略化でき導入コストが安価

表-2 400MHz帯狭帯域デジタル通信方式の比較  
Table 2 Comparison of the 400MHz narrow-band digital communication system

分類	項目	内容	SCPC	FDMA	TDMA
通話関係	内線通話	内線電話と通話可能	×	○	○
	一斉通信	移動局から他移動局や無線車へ一斉伝達可能	○	○	○
データ通信	ショートメッセージ	自由文によるショートメッセージの一斉送信が可能	△無線卓のみ	○	○
操作性	発信時の操作		不要	ダイヤル	ダイヤル
	通話時の操作		プレスボタン	不要	不要
導入コスト	SCPCを1として比較		1	1.6	2.5
総合評価			◎	○	△

### 4. 変調方式の選択

変調方式について、実施設計当時は $\pi/4$ シフトQPSK方式（ARIB STD-T61）としたが、その後ARIB（一般社団法人電波産業会）にて4値FSK方式（ARIB STD-T102）が標準化され以下の利点により4値FSK方式を採用した。

- ①  $\pi/4$ シフトQPSK方式に比べ、規格が新しく4値FSK方式を採用する例が多く普及数が多い。  
その結果、普及数の増加及び機器の生産期間の長期化が見込まれ、長期の保守サービス期間すなわちシステムの長寿命化が期待できる。
- ② 4値FSK方式は搬送波の振幅変動を伴わない方式のため、構成回路の簡素化による機器の小型化及び低消費電力化が可能となり、携帯型移動局では同一容量の電池で $\pi/4$ シフトQPSK方式に比べ約1.5倍の長時間運用が可能となる。

- ③ 基地局、車載・携帯移動局の低価格化による導入コストの抑制が可能となる。

### 5. 基地局配置検討

デジタル方式とすることにより通信を行う音声は明瞭になるなどのメリットがあるが、反面見通し区間以外に置局する各基地局がカバーする通話エリアはアナログ方式に比べ縮小される傾向となることから、基地局間を移動する際のハンドオフによるチャンネル切替えや通話エリア割の検討を実施し、移動通信環境においても通話が切断されることがなく通話が可能な基地局配置を行った。ルートごとの既設と更新基地局配置数を表-3に示す。

表-3 各ルートの基地局配置数  
Table 3 Base station placement number of each route

ルート	既設 基地局数	更新 基地局数
神戸淡路鳴門自動車道	21	22
瀬戸中央自動車道	8	8
西瀬戸自動車道	11	13

### 6. 移動局設備

移動無線設備の移動局設備については、更新後の携帯型無線機、車載型無線機ともに小型化が図られている。特に従来の携帯型無線機（写真-1左）は無線機本体と送受話部で構成されており合計重量も約1.2kgあり、狭小な現場では携帯性に優れたものではなかったが、更新後の無線機（写真-1右）は小型軽量化となったことから現場での使用に際して携帯性が向上する。車載型無線機（写真-2）についても小型化により車両への取付場所の自由度が向上する。

表-4 移動局設備寸法重量比較  
Table 4 Mobile station equipment dimensions weight comparison

移動局種別		寸法【(W)×(H)×(D)】	重量
携帯型無線機	既設	本体：68mm×174mm×44mm 送受話部： 70mm×134mm×44mm	本体：約764g 送受話部：約423g
	更新後	一体：56mm×98mm×31mm	約255g
車載型無線機	既設	本体：180mm×85mm×200mm ハンドセット部： 95mm×233mm×92mm	-
	更新後	本体：45mm×29mm×180mm ハンドセット部： 60mm×100mm×27mm	-



写真-1 携帯型無線機 既設（左）、更新（右）  
Photo 1 Portable radio existing (left), update (right)

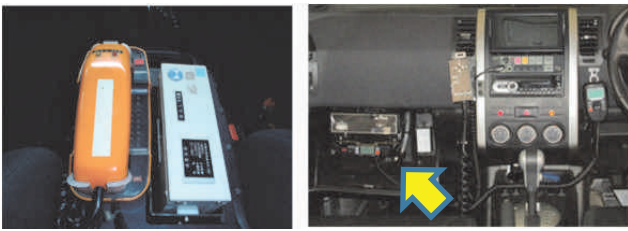


写真-2 更新移動無線設備システム構成図  
Photo 2 Vehicle-mounted radio Existing (left), update (right)

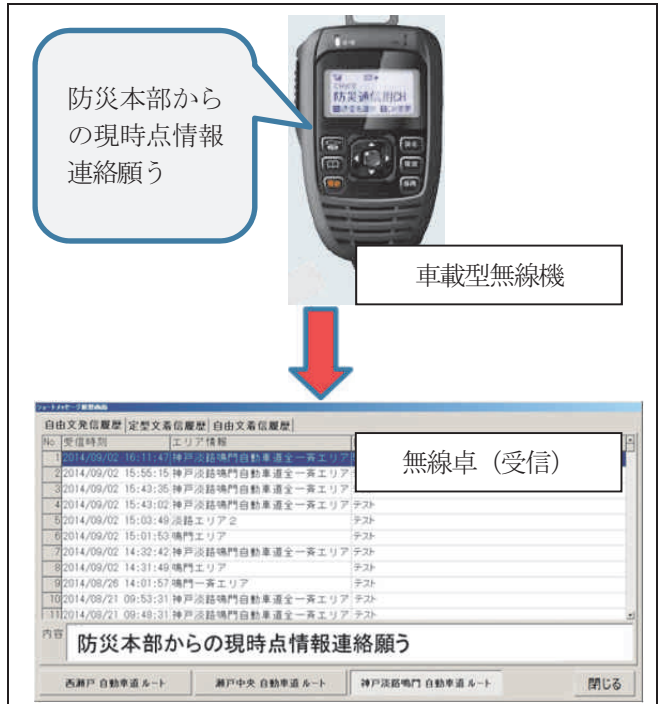


図-6 ショートメッセージイメージの例 1  
(車載型無線機→無線卓)

Fig.6 Examples of short message Image 1  
(vehicle-mounted radio → control console)

## 7. 新機能

### 7.1 ショートメッセージサービス

従来の無線機は音声通話のみの通信機能であったが、新無線機は音声のみならずショートメッセージをボタン操作のみで送信可能とすることで、業務の効率化と利便性の向上を図れる。図-6及び図-7のように移動無線設備と無線卓間でショートメッセージのやり取りが可能で、無線卓からは全角50文字以内を自由入力しメッセージ伝送が可能なものとなっている。定型文は逐次管理者において自由に登録・編集が可能である。このショートメッセージ機能は次に示すような使用を想定し合わせて定型文登録を行っている。

- ① 通行止め開始又は交通開放の時間などの数的情報を正確に伝聞することが可能となり聞き間違いなどのミス防止した確実な行動実施を可能とする。
- ② 車載型端末への連絡の際に搭乗員が車両を離れた場合でもメッセージを残し、連絡要請することを可能とする。
- ③ 定常的に行う連絡（例として、交通巡回隊から交通管制室への出発等の連絡）を登録メッセージで送信することにより交通管制員の業務負荷軽減を可能とする。



図-7 ショートメッセージイメージの例 2  
(無線卓→車載型無線機)

Fig.7 Examples of short message Image 2  
(control console → vehicle-mounted radio)

## 7.2 GPS による位置情報システム

新しく導入した移動無線設備の車載型無線機は、GPS による位置情報を基地局経由で交通管制室に設置された位置情報表示端末に送信し、図-8のように表示することが可能となっている。位置情報により事故発生時など、パトロールカーの現在位置を瞬時に把握できることから、交通管制業務における事故対応時の即応に有用である。

## 7.3 システム間におけるデータ連携

既設移動無線システムでは音声情報のみを扱い、データによるシステム連携は不可能であったが、更新後の移動無線システムはデジタル化によりGPS位置情報データとショートメッセージデータを扱うことが可能となったため、これらのデータを用いて他システムとの連携を図ることができる。

近年更新予定の新交通管制システムにおいて移動無線システムから送信されるデータを用いて以下のような処理を行いシステムの自動化・高度化により交通管制業務の負荷軽減など今後のアプリケーションによる展開が考えられる。

### (1) 交通規制情報の情報板表示自動化処理

事前に作業等における交通規制情報と規制を実施する車両の無線機番号を交通管制システムに入力しておき、規制実施時に車載無線機のショートメッセージ機能での交通規制開始連絡をトリガーとして、規制実施区間における情報板表示を開始することが可能となる。

### (2) 車両位置情報の共有表示処理

位置情報システムの交通管制システムとのデータ連携により、交通管制室の大型ディスプレイ上に車両の位置情報を表示し、大人数での情報共有を図ることが可能となる。

## 8. 第三者被害リスクの軽減対策

トンネル内に空中線として敷設している漏洩同軸ケーブル (LCX : Leaky Coaxial Cable) の更新も併せて行っている。図-9に示すようにLCXの敷設位置を検査路上部に配置し、万が一の落下事故の際にも道路を通行している車両に被害が及ばないように配慮した。なお、既設よりも低位置となることで、LCXと移動局間で大型車両の混在による遮蔽障害が想定されるが、LCXの選定にあたっては車両の遮蔽による受信減衰を考慮した選定を行っており通信は確保される。また、その他の突発的要素で発生する障害物による遮蔽状態はレアケースと思慮される。

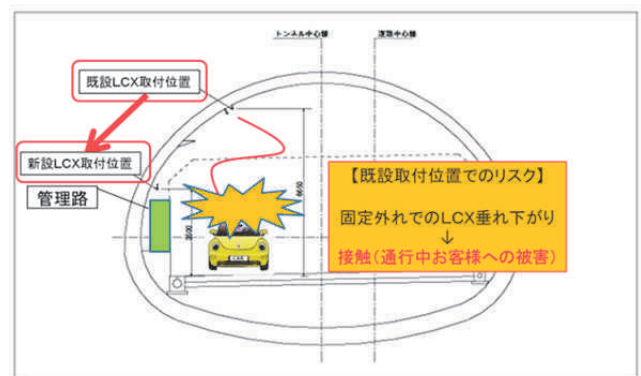


図-9 LCX 取付位置の変更

Fig.9 Change image of Leaky Coaxial Cable mounting position

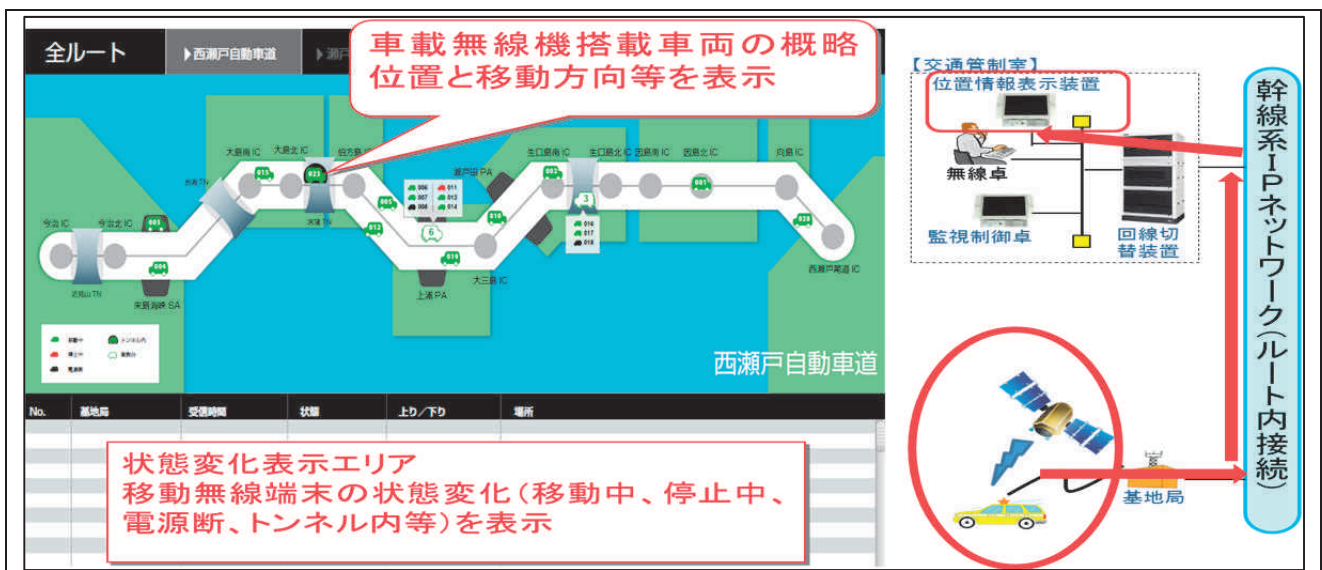


図-8 位置情報システムの概要

Fig.8 Overview of the location information system

## 9. おわりに

今回、移動無線設備の更新にあたっては、道路管理業務で必要とする機能の整理とIPネットワークの活用を行うことで、災害に対するリスクを抑えつつコスト削減を図った。また、運用に関してはデジタル化に伴う付加機能として文字情報伝達手段であるショートメッセージサービスと位置情報システムによる車両追跡機能を新規導入することにより機能の強化を図った。

併せて、移動無線の最大の役割として防災時における通信の確保に重点を置くことにより大幅なコストカットを実現した。シンプルなシステム構成としたことは点検コストの削減にも寄与するものと考えられる。

今後も電気通信施設の維持、修繕を計画的に実施し、機能維持に努めることは勿論であるが、施設の更新にあたっては信頼性を確保しつつ最新技術を活用し、より良い施設の整備と運用が安価に実現できるよう推進していく所存である。

### 参考文献

- 1) 本州四国連絡高速道路株式会社：移動無線設備更新他基本検討業務 報告書 平成21年8月
- 2) 本州四国連絡高速道路株式会社：移動無線設備更新詳細設計業務 報告書 平成24年5月

# 来島海峡第一大橋のセンターステイロッド破断 の原因究明と対応

An Investigation of the Cause of Center Stay's Failure and its  
Countermeasure in the 1st Kurushima Kaikyo Bridge

しまなみ今治管理センター 橋梁維持課長代理	小河 正次 Shojii Ogo
しまなみ今治管理センター 橋梁維持課長	梶尾 光邦 Mitsukuni Kajio
長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー	溝上 善昭 Yoshiaki Mizokami

## 概要

来島海峡大橋のセンターステイは常時及び暴風時の桁とケーブルの相対変位を押さえ、支間中央付近の短ハンガーの傾斜角を抑制し、ハンガーの曲げ疲労防止を行う目的で設置されており、地震時には発生張力の60%（再現期間25年の地震相当）でロッド部が破断するよう設計されている。しかし設計張力を受けていない来島海峡第一大橋の下り線側センターステイロッド2本が、想定した破壊形態であるステイロッドの最小断面部では無く、ロッド取り付けカブラーのねじ部で破断しており、破面観察の結果、繰り返し荷重による疲労損傷であることが判明した。本稿では、損傷要因を確認するために実施した破面観察等の詳細調査、荷重計測による疲労損傷度の推定及び今後の対応策について報告するものである。

Center stays are installed in the 1st Kurushima Kaikyo Bridge, a long-span suspension bridge with a center span of 600 m, to restrain the longitudinal girder displacement, which contributes to prevent short-length suspender ropes from inclining excessively and thus from being bending fatigued. The stays are designed to intentionally fail at rod portions when 60% of a design seismic tension force, equivalent to one in case of an earthquake with a return period of 25 years, acts.

Failure of two stays on the outbound side of the bridge was observed even though the stays had not been subjected to the design tension force. Besides, the failure occurred at screw portions of couplers at the rod-to-girder connection, not at the rod portions where its cross sections are intentionally reduced to induce the failure. An observation of the fracture surfaces revealed that the failure was caused by fatigue due to cyclic loading. This paper presents investigations, such as observations of the fracture surfaces, performed to identify the cause of the failure, fatigue damage estimations performed by measuring acting forces in the stays and countermeasures to be taken.

## 1. 構造

### 1.1 来島海峡第一大橋の構造の特徴

来島海峡第一大橋（以下「第一大橋」という。）は、中央径間600mの3径間2ヒンジ吊橋で、景観を考慮して主塔高さが異なる非対称構造となっている。（図-1）

また、桁断面は全区間で完成形であるが、供用形態は、写真-1に示すように、橋梁上で完成4車線から暫定2車線へと車線数が増減しており、車線のシフト部にはコンクリートを充填したFRP製防護柵（以下「すりつけ区間

防護柵」という）が設置されている。

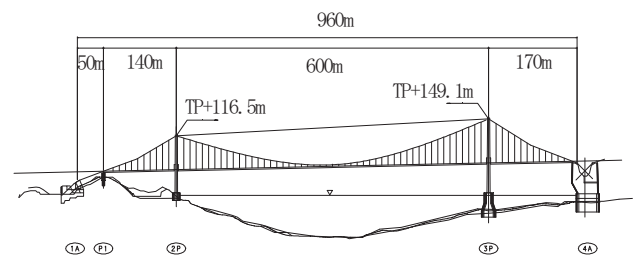


図-1 来島海峡第一大橋一般図

Fig.1 General view of 1<sup>st</sup> Kurushima Kaikyo Bridge

## 1.2 センターステイの構造

第一大橋のセンターステイロッド（以下「ロッド」という。）は、暴風時や小規模な地震時に橋軸方向の桁と主ケーブルとの相対変位を抑制することにより、ハンガーロープに曲げ等による付加的な応力が発生することを防ぎ、ハンガーロープの設計を合理的なものとする目的で設置されている。

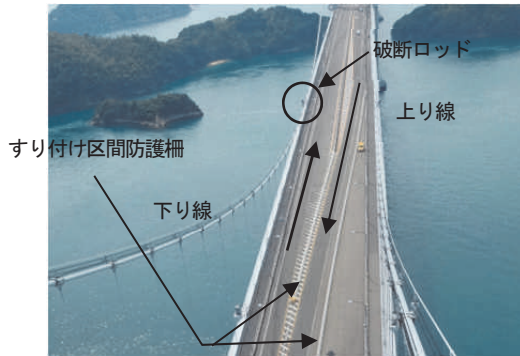


写真-1 第一大橋車線変化状況  
Photo.1 Shift of Inbound Traffic Lane

そのため、大規模な地震などによる非常に大きな力に対しては、図-2に示すロッドの最小断面部において破断することで、主ケーブルに過大な地震力が伝わらないよう設計されており、実際に平成13年3月24日の芸予地震において概ね設計どおりに破断したことが確認されている。<sup>1)</sup>

このように、ロッドは破断することが許容されているため、取り外しが可能なねじ構造でロープ側ソケット及び定着ピンに接合される構造になっている。

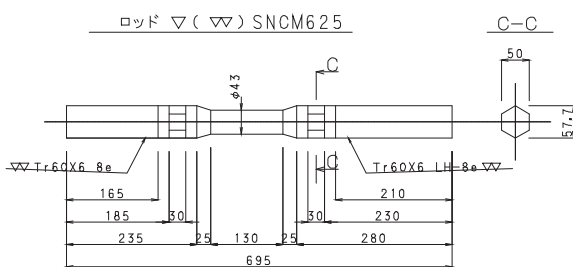
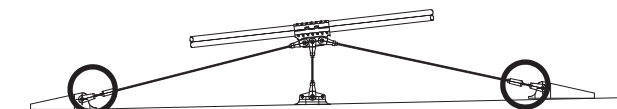


図-2 来島海峡第一大橋センターステイ  
Fig.2 Center Stay

ロッドのサイズはM56×695、材質はSNCM625（ニッケルクロムモリブデン鋼）で、機械切削にてTr60×6の台形ねじ加工を施している。

## 2. 破断状況及び応急対策

### 2.1 破断状況

平成 26 年 5 月の基本点検において第一大橋下り線側センターステイロッドカバーの変状を発見し、ロッドカバーを取り外したところ、今治側（終点側）、大島側（起点側）それぞれのロッドが破断していることを確認した。（写真-2）

今治側、大島側ともに、破断位置はロッドがロープ側ソケットカプラーとかみ合う 1 山目のねじ底部であった。本来ロッドの破壊形態としては、大規模地震時にロッド中央の最小断面部での引張力による延性破壊であり、今回の破壊形態は設計での想定とは異なるものであった。

なお、直ちに同種の構造である第二、第三大橋のセンターステイについて、ロッドカバーの外観を点検した結果、損傷が無いことを確認した。

今回の破断ロッドは、前述のとおり平成 13 年 3 月の芸予地震で破断し交換されたもので、13 年程度の経過年数と比較的新しいうえ破断位置も想定しているロッド中央の最小断面部での破断では無いことから、破断の要因を確認するため詳細調査を実施することとした。

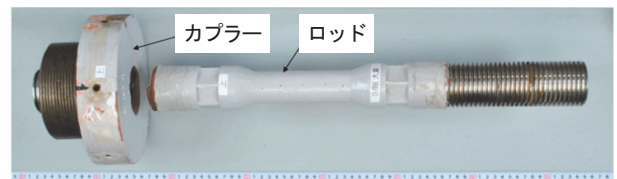


写真-2 センターステイロッド破断状況  
Photo.2 Failure of Center Stay

### 2.2 応急復旧

応急復旧工事は、破断した第一大橋下り線側の2箇所での復旧と合わせて、破断していない上り線側ロッドについても交換を行い、取り外した上り線側のロッドは、浸透探傷試験及び磁粉探傷試験により、亀裂などの変状が無いことを確認した。

交換したロッドは、芸予地震復旧時に製作しておいた

予備ロッドを使用し、起点、終点側同時にセンターステイの張力管理を行い機能復旧した。

### 3. 破断ロッドの詳細調査

破断したロッドに対して、破断原因を確認することを目的に、破断面のマクロ観察及びSEMによるマイクロ観察を行うとともに、材質的な欠陥の有無を把握するため、破断をしていない上り線側ロッドも含め、化学成分分析による材料特性の確認を行った。

#### 3.1 材料特性の確認

化学成分分析結果について、JIS G 4053 機械構造用合金鋼鋼材に示されるSNCM625の規格値と比較したところ、表-1に示すとおり、全ての成分において満足する結果であった。また、製作時の試験結果とも整合していることから、著しい変質が無いこと、位置による成分の差も無いことから、材質的な問題は無いと判断した。

#### 3.2 破断面の観察

##### (1) マクロ破面観察結果

脱スケール後の破面マクロ観察結果を写真-3に示す。今治側、大島側のいずれも、疲労破面に特徴的なビーチマークが確認されることから、繰り返し応力により割れが進展したものと推定した。

いずれの断面も上側(180°)に最終破断部が確認され、ビーチマークの模様から伝播方向を推測すると、起点は下側(0°)であると考えられる。

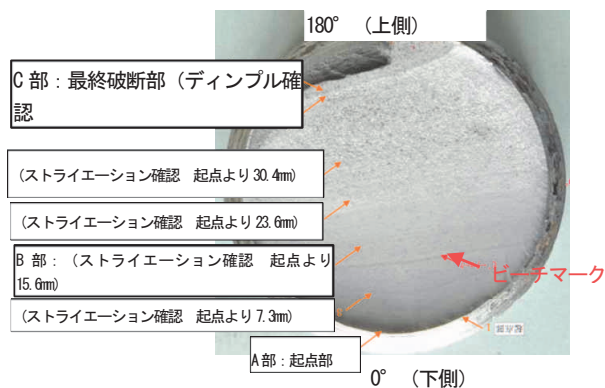


写真-3 破断面（カプラー側）外観及び SEM 観察位置（脱スケール後）

Photo.3 Fracture Surface and Locations of SEM Observation

表-1 成分分析結果

Table 1 Test Result of Chemical Component

位置	化学成分 (mass%)								
	C	Si	Mn	P	S	Ni*	Cr	Mo	Cu
今治側	0.24	0.28	0.49	0.01	0.008	2.97	1.12	0.17	0.03
大島側	0.24	0.28	0.49	0.01	0.008	2.98	1.12	0.17	0.03
規格値	0.20~ 0.30	0.15~ 0.35	0.35~ 0.60	≤0.030	≤0.030	3.00~ 3.50	1.00~ 1.50	0.15~ 0.30	≤0.30

\*：合金鋼鋼材の製品分析の許容変動値（JIS G 0321）による許容値を考慮すると規格を満足

##### (2) SEMによるマイクロ破面観察結果

今治側の破面は腐食による損傷が大きいいため、破面形態の詳細確認ができなかった。そのため大島側の破面の観察結果を以下に述べる。

起点部近傍の破面状況より、欠陥や腐食に起因した割れの発生の痕跡は認められなかった。写真-4は伝播部のもので、疲労破面に特徴的なストライエーション（縞状模様）が確認され、繰り返し応力により割れが進展したと判断できる。

また、写真-5に示す最終破断部では、延性破面に特徴的なディンプル（窪み状の模様）を確認した。

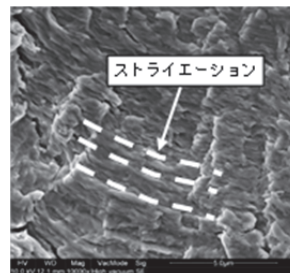


写真-4 進展部の SEM 観察結果（写真-3 B部 10,000倍）

Photo.4 SEM images(pic.3 B × 10,000)

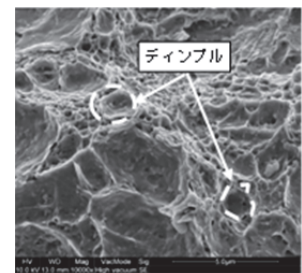


写真-5 最終破断部の SEM 観察結果（写真-3 C部 10,000倍）

Photo.5 SEM images(pic.3 C × 10,000)

##### 3.3 断面観察

写真-6に示す断面において断面を切り出し、マクロ観察及びSEMによるマイクロ観察を行った。

大島側の断面観察の結果を写真-7に示す。断面観察の結果、起点はねじ底のコーナー部であり、微細な割れは確認されなかった。エッチング後の組織観察においては、一般的な焼入焼戻しの組織であり異常は認められなかった。

この他、ビッカース硬さ、ロッドねじ部の浸透探傷試験、磁粉探傷試験を実施したが、いずれも異常は確認されなかった。

これらの結果より、推定される破壊に至る経緯は、ねじ底のコーナー部を起点として繰り返し応力による亀裂が徐々に進展し、減少した断面が引張力に耐えられなくなり、最終的に破断したと考えられる。

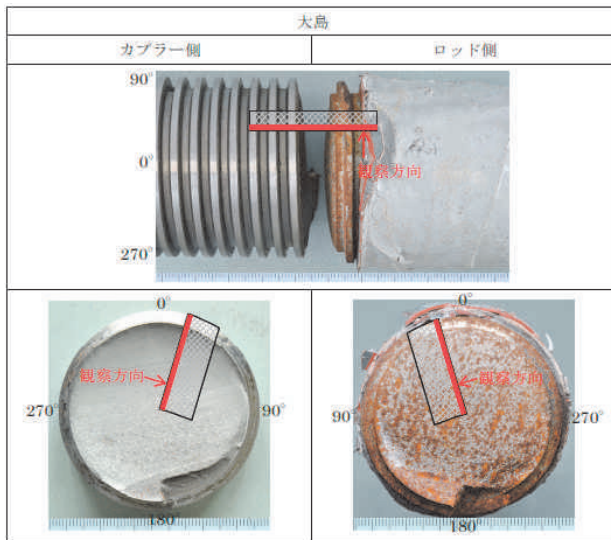


写真-6 断面観察位置  
Photo.6 Locations of Observation

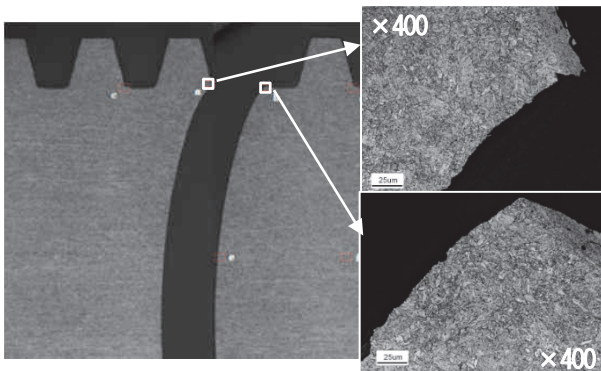


写真-7 断面マクロ及びミクロ観察  
Photo.7 Observation Image

## 4. 破断原因と疲労損傷度の検討

### 4.1 応力計測（予備調査）

損傷原因究明は、保全技術交流会議・疲労分科会と協働して行うこととし、疲労対策チーム<sup>2</sup>が、今後の詳細調査計画の立案のための応力計測（予備調査）をインハウスで行った。

具体的には、現地において活荷重によりロッドに作用する応力の状態を把握するため、破断していない上り線（今治側）側ロッドの応力計測を実施した。得られた応力波形の例を図-3に示す。

応力計測により以下の結果を得た。

- ① 車両が中央径間に入ってから応力が変動し、今治側の1/4支間付近で引張側のピークを迎え、中央で0となり、中央を過ぎると圧縮側の応力へと変動する。
- ② 車両の通行による変動応力がロッド中央部下面で100N/mm<sup>2</sup>を超えるものを、40分間で12回計測した。
- ③ 破断した下り線側ロッドでは、応力ピークを迎える

1/4支間付近において、車線のシフトにより破断した下り線側に近い側を車両が通行することになり、より高い応力範囲となっている可能性が考えられる。

上記より、自動車による活荷重の影響での疲労破壊の可能性が考えられる事から、詳細調査計画として、72時間連続計測及び荷重車による応力頻度計測の実施等を立案した。

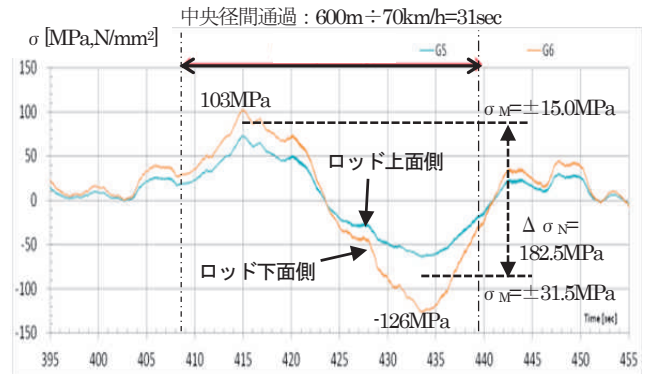


図-3 予備調査時の応力波形（タンクローリー車）  
Fig.3 Stress by Heavy Vehicle

### 4.2 応力計測（72時間計測及び荷重車計測）

活荷重によるロッドの応力発生状況を確認するため、復旧後のロッドにおいて、平成26年7月29～31日までの72時間連続及び散水車2台を用いた荷重車による計測を実施した。

計測箇所は、第一大橋センターステイロッド4本及び第二大橋センターステイロッド2本とした。ゲージ張付け位置は、破断箇所であるねじ部に直接ゲージを貼付けることはできないため、復旧後のロッド中央部の3箇所（0°（下面）、120°、240°）の橋軸方向にひずみゲージを設置した。荷重計測ひずみゲージ貼付け位置を図-4に示す。

なお、第二大橋については発生応力が小さいことが確認されたため、第一大橋の結果について以下に述べる。

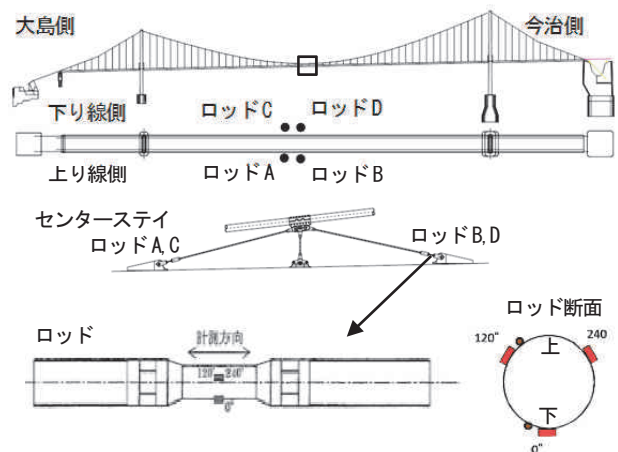


図-4 ひずみゲージ貼付け位置図  
Fig.4 Locations of Strain Gauges

表-2に各ロッドにおける最大、最小ひずみを示す。最大、最小ひずみの発生は破断が確認されたロッドD（下り線今治側）の0°（ロッド下端部）において発生しており、他の計測部位との差が大きいことから、曲げ成分による影響が考えられる。

各ロッドにおいて円周上で最も疲労損傷を受ける位置を把握するため、3点の計測結果から円周上における最大応力を計算した。

その結果、破断したロッドC、Dにおいては下面（0°）に近い箇所が最大応力の発生頻度が最も高かった。

後述する疲労寿命計算においては、この角度の応力履歴を用いるものとした。

表-2 72時間計測結果

Table 2 72-hour Stress Measurement Results

位置	角度	番号	引張 (MPa)	圧縮 (MPa)	最大応力の発生頻度が高い角度 (deg)	
上り線	大島側	0°	A-1	135	107	+40°
		120°	A-2	121	93	
		240°	A-3	92	69	
	今治側	0°	B-1	89	136	-40°
		120°	B-2	79	121	
		240°	B-3	78	122	
下り線	大島側	0°	C-1	123	133	+5°
		120°	C-2	95	87	
		240°	C-3	93	76	
	今治側	0°	D-1	113	218	-10°
		120°	D-2	65	61	
		240°	D-3	83	99	

### 4.3 FEM解析による応力換算係数の検討

ひずみゲージの貼付け位置は、ロッドの中央部であり、破断したねじ底部で計測したものではないため、別途FEM解析により破断位置の応力とゲージ貼付け部の応力比から応力換算係数を算出し、計測結果に乗じることで破断位置の応力に換算した。

#### (1) モデル化

ロッド及びカプラーを2次元軸対象モデルとしてモデル化し、汎用解析コードABAQUSを用いてFEM解析を実施した。モデル図を図-5に示す。

モデル化にあたって、破断ロッドの状況を再現するため、実構造と同様にカプラーからの残りねじ山数を3山とし、亀裂発生部位であるねじ底R部の半径は、破断したロッドの断面マクロ写真から計測した0.3mmとした。

#### (2) 解析結果

上記モデルに軸方向引張荷重（導入張力245kN）を載荷した場合の最大主応力コンターを図-6に示す。疲労亀裂の起点部と推測される、カプラー1列目のねじ底R部で応力集中が発生していることを確認した。

このねじ底応力とゲージ貼付部応力との比を計算した結果、616.8MPa/168.8MPaより応力換算係数は3.65とした。

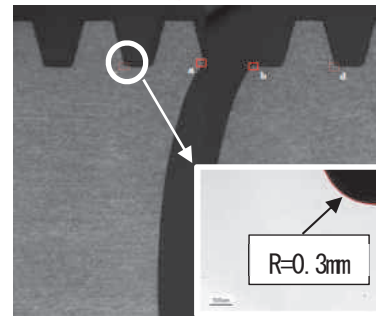
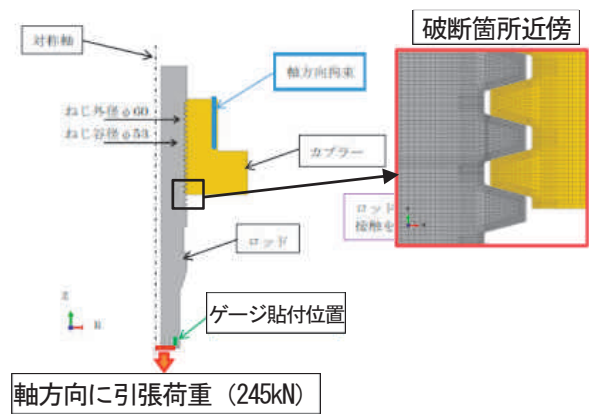


図-5 解析モデル図

Fig.5 FEM Analysis Model

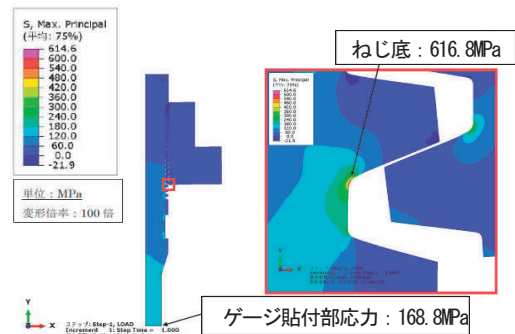


図-6 解析結果

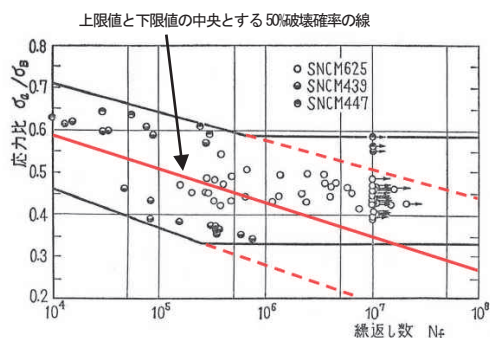
Fig.6 FEM Analysis Result

### 4.4 疲労寿命の推定

疲労寿命の推定にあたっては、表-2に示す各ロッドの最大応力の発生頻度が最も高い角度に発生する応力履歴に、前記の応力換算係数を乗じたものを破断したねじ底部の応力履歴とし、累積線形被害則により累積損傷度を求め、疲労寿命を予測した。

なお、頻度分析にはレインフロー法を用い、SN線図は文献3)に示されるSNCM625のSN線図（図-7）を用い、修正マイナー則に従うものとした。

また、今回用いたSN線図の応力範囲は、引張強さ比となっているため、破断したロッドのミルシートより引張強さ（ $\sigma_b$ ）=1000MPaとして応力範囲に換算した。



第 11 図 構造用合金鋼の両振引張圧縮 ( $\sigma_a/\sigma_s$ )- $N_f$  曲線 (2)

図-7 SN 線図 (SNCM625)

Fig.7 SN Curves (SNCM625)

破断したロッドD (下り線終点側) と損傷の無かったロッドB (上り線終点側) の応力換算係数を乗じて算出したねじ底R部における応力範囲の頻度分析結果を図-8に示す。

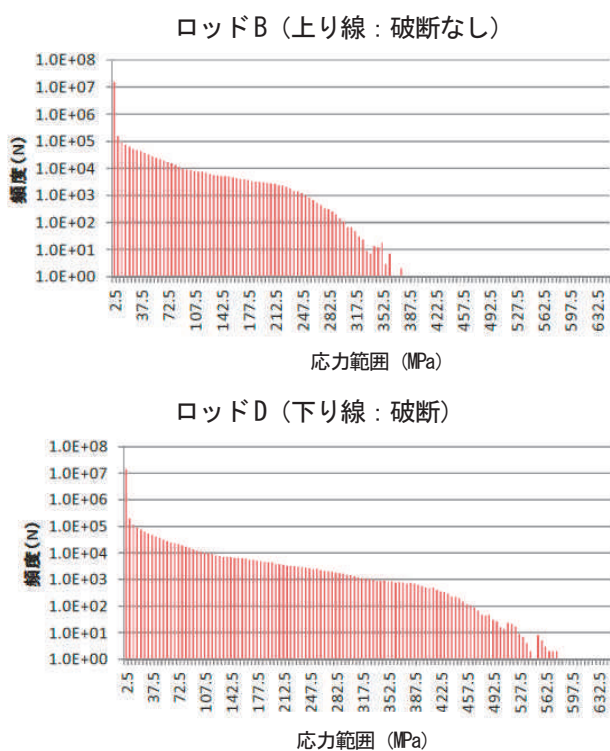


図-8 頻度分析結果 (ロッドB, D)

Fig.8 Frequency Distributions of Stress (Rod B, D)

全体的な頻度の形状はほぼ同様であるが、破断したロッドDではロッドBと比較して高応力側に分布が広がっており、累積損傷度が高い結果となった。

各ロッドにおける50%破壊確率における寿命計算結果を表-3に示す。

計算では寿命が0.8年から34.5年となり、疲労損傷を受ける可能性が高いことが示唆された。

なお、実際のロッド破断までの年数は、平成13年3月に芸予地震によりロッド交換を実施していることから、破断が確認された平成26年6月までの約13年程度で破断

したものと考えられる。

そこで、最も寿命の短いロッドDの寿命が10年となるようなSN線を設定し、疲労寿命予測を再度実施した結果を表-4に示す。上り線側のロッドA, Bでは400年以上の寿命となり、ロッドDの寿命が極端に短い結果であった。

表-3 50%破壊確率を使った寿命計算結果

Table 3 Estimations of Rupture Life

ロッド	累積損傷度	寿命計算 (年)
A	$5.33 \times 10^{-4}$	18.7
B	$2.88 \times 10^{-4}$	34.5
C	$1.66 \times 10^{-3}$	5.99
D	$1.25 \times 10^{-2}$	0.8

表-4 ロッドDの寿命を10年とした計算結果

Table 4 Estimations of Rupture Life supposing 10-year as Rupture Life of Rod D

ロッド	累積損傷度	寿命計算 (年)
A	$2.32 \times 10^{-5}$	428
B	$1.04 \times 10^{-5}$	952
C	$8.81 \times 10^{-5}$	113
D	$9.91 \times 10^{-4}$	10

## 5. 疲労対策構造の検討

### 5.1 対策方法の検討

疲労強度を高める構造的な対策として、以下の方法が考えられる。

- ①ねじ部の径を大きくし応力を低減させる方法
  - ②起点となったねじ底R部の応力集中を低減させる方法
- ①の方法としては、ねじ部の径を大きくするほか、ロッド本数を増加させることが考えられるが、断面積を増加させる場合、ソケット及び定着ピンのカプラーの改良が必要など大幅な構造変更が必要となる。

一方、②の方法では、ねじ底Rの変更などが考えられ、ロッドのみの対応により、大幅な構造変更が不要で対応が比較的容易であると考えられる。

文献4)によると、第一大橋のロッドとは規格が異なる三角ねじでは、ねじ底Rの半径が大きくなると応力集中係数が減少するとの記載があり、同じように低減効果があれば、破断寿命が改善される可能性がある。

ただし、前記のとおりねじの規格が大きく異なるものであり、第一大橋のロッドにそのまま適用することはできないため、ねじ底Rを大きくした場合の応力集中の低減効果を確認するためにFEM解析を行った。

### 5.2 FEM解析によるねじ底R変更による疲労寿命の予測

FEM解析は、前述の応力換算係数算出に用いたFEM解析のモデルのねじ底Rを0.5mm、0.7mmとした2ケースについて行った。最大主応力コンターを図-9、10に示す。

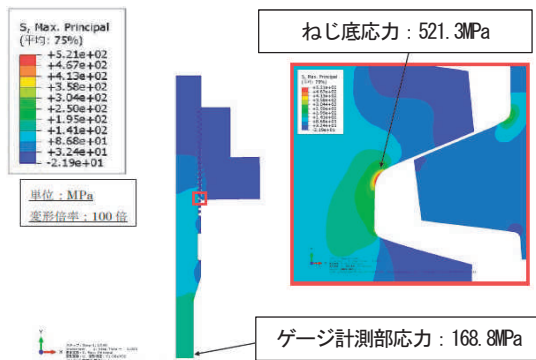


図-9 FEM 解析最大主応力コンター (R=0.5)  
Fig.9 FEM Analysis Result (R=0.5)

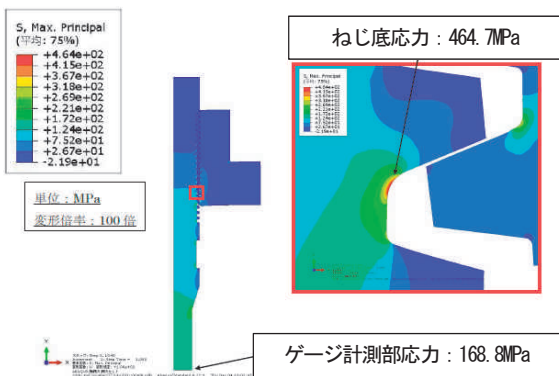


図-10 FEM 解析最大主応力コンター (R=0.7)  
Fig.10 FEM Analysis Result (R=0.7)

応力換算係数は、3.65 (R=0.3) から3.09 (R=0.5)、2.75 (R=0.7) に低減されており、この結果を用いて、破断寿命予測において最も寿命の短いロッドDについて破断寿命の予測を行った。

結果を表-5に示す。R=0.3を1とした場合、R=0.5で約9倍、R=0.7で約30倍の疲労寿命となり、ねじ底Rの拡大による疲労対策は有効であることを確認した。

表-5 ねじ底径による破断寿命

Table 5 Difference of Rupture Life depending on Screw Radius

ねじ底R (mm)	ゲージ部応力 (MPa)	ねじ底応力 (MPa)	応力換算係数	破断寿命比率
0.3	168.8	616.8	3.65	1
0.5		521.3	3.09	8.8
0.7		464.7	2.75	29.6

## 6. 今後の対応方針

### 6.1 構造的な対応

第一大橋のセンターステイロッドの疲労対策としてねじ底Rを拡大することが有効であることを確認した。今後は加工精度の確認手法や、一般的にねじの疲労耐久性は切削より転造が高いことが知られているため、製作にかかるコストを確認した上で仕様を決定し、交換用の改良ロッドを製作する。

### 6.2 大島大橋センターステイロッドの確認

今治管理センター管内の吊橋である大島大橋は、橋梁規模が同程度であり、センターステイロッドを有している。構造は異なるものの、ロッド材質が同じであり、下り線側暫定2車線で供用される偏載状態であるため、ひずみ計測を実施し、ロッドの応力状態や応力変動を確認し、疲労損傷の可能性について検討を行う。

## 7. まとめ

第一大橋のセンターステイロッド破断について、以下の知見を得た。

- 破断したロッドは、材質的な問題や起点部の欠陥は無い。
- 破壊メカニズムは、ロッドねじ部のカップラー側1山目のねじ底部における、自動車荷重による変動応力と応力集中が原因の疲労破壊であることを確認した。
- 応力計測により、第一大橋は、完成4車線から暫定2車線へのすり付け部のため、下り線側への偏載状態となり、ロッドが破断した下り線側の応力範囲が大きくなること、ロッドに曲げ応力が作用し疲労破断の起点と推測される下側の応力が大きくなることを確認した。
- FEM解析により、破断したねじ底R部の応力換算係数を求め、72時間連続計測結果を用いた累積損傷度より疲労寿命を計算した結果、短期間での疲労破壊の可能性があることを確認した。
- 応力換算係数はねじ底Rを大きくすることで改善が可能であり、疲労対策として有効であることを確認した。
- 主ケーブルの設計張力が大きい第二大橋での応力測定の結果、発生する応力は第一大橋と比較して小さく、第二、第三大橋ともに疲労に対する問題は無いことを確認した。

今後は大島大橋での疲労損傷の可能性を確認するとともに、第一大橋のロッドについては、本復旧計画を決定する。

### 参考文献

- 古屋 和彦、磯江 浩、帆足 博明、平野 茂：芸予地震における動態観測と来島海峡第一大橋センターステイロッド破断に対する検証、鋼構造論文集第10巻第39号、pp131、2003.9
- 小林義弘：疲労対策への取組（疲労対策チーム活動）、本四技報Vol.38、No.121、pp.33-34、2013.9
- 金属材料疲労強度の設計資料（I）（改定第2版）日本機械学会p60
- 西田正孝：応力集中増補版、森北出版(株)、セクション129.ねじpp670

# 瀬戸大橋トラス橋の耐震対策

Study on Seismic Retrofit of Seto-Ohashi Bridges (Truss Bridges)

長大橋技術センター 総括・耐震グループリーダー

福永 勸

Susumu Fukunaga

長大橋技術センター 総括・耐震グループサブリーダー

河藤 千尋

Chihiro Kawatoh

## 1. 研究目的及び経緯

道路鉄道併用橋である瀬戸大橋の耐震補強は、平成24年度の補正予算で認可され、平成25年度から約8年間で終える予定である。瀬戸大橋を構成する橋梁群は、道路鉄道併用橋であることに加え、道路橋示方書の適用範囲を超える長大橋梁もあるため、これら橋梁の耐震検討は長大橋技術センターを中心に、保全部、管理センターが一体となって実施している。

本稿は、瀬戸大橋の耐震検討対象橋梁のうち、平成26年度に耐震補強検討、補強設計を行ったトラス橋の耐震対策の考え方などを中心に概説したものである。

せず、橋梁全体の応答を低減することにより、補強必要部材の照査を満足するよう試みる。全体系対策を最大限実施しても照査を満足しない箇所のみを補強することを基本とした。

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。図-1に支承補強概要図を示す。

## 2. 耐震補強検討

### 2.1 耐震対策の条件

検討対象のトラス橋と耐震対策を表-1に示す。これらの橋梁は上述のとおり道路鉄道併用橋であり、道路橋示方書の適用範囲を超える橋梁からなる。耐震検討にあたり、列車荷重の設定など一般の道路橋にはない条件、設計地震動の設定などは紙面の都合で割愛するが、各種設計条件などの詳細は参考文献1)、2)を参照されたい。

### 2.2 耐震対策の基本方針

対策の基本は橋梁全体系の応答低減である。耐震照査により得られた結果に対して免震、制震、長周期化、構造系の変更等の各対策により、補強必要部材を直接補強

### 2.3 上部工の耐震補強方法

全体系対策には、支承免震化、制震ダンパー、座屈拘束ブレース等がある。対象のトラス橋について、各種対策の制震効果、施工上の制約などを検討した結果、表-1に示す耐震対策の一部にあるとおり、トラス桁支承免震化、鋼床版支承免震化、制震ダンパー案を採用した。

トラス部材の部材補強方法には、部材板厚の増厚による補強（以下、板厚増厚補強という。）と、座屈強度の向上を目的とする断面パラメータ改善があり、断面パラメータ改善を優先した。これは、補強必要部材の大部分は圧縮の照査を満足しない部材であることによる。断面パラメータ改善は、板厚増厚補強と異なり追加部材が1部材で連続化されている必要はなく、補強範囲が最小限となるためである。よって、断面パラメータ改善を優先

表-1 トラス橋一覧

Table1 Truss Bridges of Seto-Ohashi Bridges

橋梁	支間割(m)	耐震対策の概要	
樫石島高架橋トラス部	100.9	トラス桁支承免震化+鋼床版支承部の補強	
与島橋	2径間部	125+137	全鋼床版支承免震化+トラス部材断面パラメータ改善+RC橋脚せん断補強
	3径間部	175+245+165	トラス部材断面パラメータ改善+鋼床版支承部の補強
番の州高架橋トラス部	150+180+150	トラス部材断面パラメータ改善+トラス部材板厚増厚補強+制震ダンパー設置+鋼床版支承部の補強	

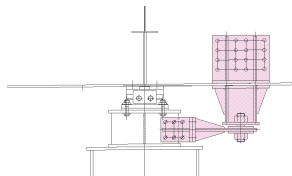


図-1 鋼床版支承部補強例

Fig.1 Example of seismic retrofit for bearing

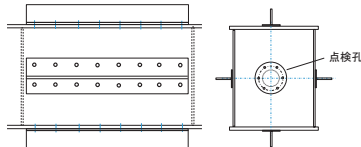


図-2 補強リブによる断面パラメータ改善

Fig.2. Seismic retrofit by adding stiffeners

し、これを適用しても照査を満足しない部材についてのみ、板厚増厚補強を行うものとした。断面パラメータ改善はウェブ、フランジの両方について局部座屈強度の低減係数を向上させるため、図-2に示すようなリブを追加する補強を基本とした。

一方、トラス部材の密閉箱断面への補強リブの取付けは、ワンサイドボルトによるものとなり、削孔切り屑が箱断面内に残ること、ボルト孔からの水分浸入など、防せい上の懸念がある。このため、密閉箱断面の補強リブ取付け部は、内部を乾燥させた後に密閉性確保のためにシールを施すものとする。また、シールの密閉性を監視するため補強リブを取付けた部材の内部モニタリング用の点検孔を主構部材と主構以外では代表部材に設けるものとした。

## 2.4 耐震補強設計

### (1) 櫃石島高架橋トラス部

現況照査では、支点付近のトラス部材、鋼床版支承部に損傷が多く発生した。損傷するトラス部材のうち、横トラス部材の一部は、鉄道営業線の架線が取り付けられており補強が出来ない。このため、全体系の対策により補強対象部材を解消することを目指した。トラス支承反力の大きさが、ジャッキアップによる支承交換が可能な範囲であることから、免震沓への交換により免震化を図る設計を進めている。本対策は、鉄道橋では、国内外でも例がなく、免震後の列車走行性、レールの橋軸方向変位の拘束の影響、ジャッキアップの方法など検討が多岐にわたるが、平成27年度末の工事発注を目指し、設計中である。

- ワンサイドボルトによる密閉箱形断面の補強箇所
- トルシアボルトによる開放断面の補強箇所
- ■ ■ 鋼床版支承補強箇所

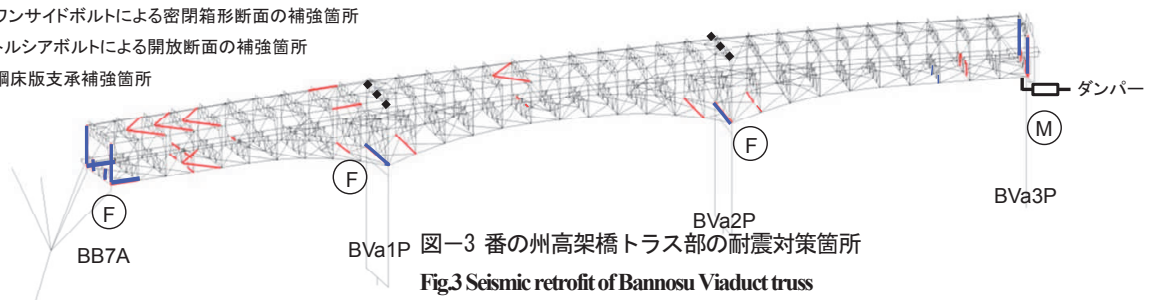


図-3 番の州高架橋トラス部の耐震対策箇所

Fig.3 Seismic retrofit of Bannosu Viaduct truss

### (2) 与島橋

与島橋は2径間部と3径間部で構成されている。現況の照査結果では、2径間部は3径間部に比べ固有周期が短いことなどから、地震力が大きくなり、損傷箇所数、損傷の程度も大きい。そのため、2径間部は、補強規模の縮小と補強方法の改善検討を行っており、現在は、表-1に示すとおり、全体系対策の一種である鋼床版支承を免震沓に交換後、損傷が残る箇所について断面パラメータ改善を行う方法で設計を進めている。また、RC橋脚がせん断損傷する結果のため、補強を予定している。このように2径間部は、補強規模が大きく、検討、設計に時間を要するため、3径間部より約1年遅れの工事発注を予定している。

3径間部は、全体系対策に効果的なものが無く、上横構や横トラス部材の補強リブによる断面パラメータ改善対策を行うこととし、平成27年4月に工事発注された。

### (3) 番の州高架橋トラス部

現況照査の結果、損傷が図-3に示すBB7A側の径間及び中間脚周辺に集中した。耐震対策を各種検討した結果、可動支承位置であるBVa3Pにダンパーを設置すれば、橋軸方向の応答において、トラス上弦材、鋼床版支承の応答低減に効果があることが分かった。これにより、図-3に示す箇所について、断面パラメータ改善などの補強を行うこととし、上述の与島橋3径間部と合わせて工事発注された。

## 3. 今後の予定

トラス橋の耐震性能照査及び補強検討、工事発注用設計は平成27年度で終える予定である。今後は、現在耐震照査中の下津井瀬戸大橋他の吊橋を主に、平成28年度にかけて検討を行う。また櫃石島橋、岩黒島橋の斜張橋も今年度から耐震照査に取り掛かり、平成29年度に瀬戸大橋全体の耐震補強設計を完了させる予定である。

### 参考文献

- 1) 福永勲、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、No.115、pp37-38、2010.9
- 2) 福永勲、角和夫、遠藤和夫：瀬戸大橋の耐震補強検討、本四技報、No.117、pp36-37、2011.9

# 表面保護工によるコンクリート内部含水率の変化

Investigation of inside moisture content of surface protected concrete

長大橋技術センター 防食・耐風グループリーダー

楠原 栄樹

Shigeki Kusahara

長大橋技術センター 防食・耐風グループサブリーダー

山根 彰

Akira Yamane

## 1. 研究目的及び経緯

コンクリート構造物で発生するアルカリシリカ反応（以下ASR）による劣化対策には、表面被覆工法や表面含浸工法などがあり、本州四国連絡橋でも主に外部からの水の浸入を防ぐことを目的として施工されている。一方、コンクリート内部の水分によりASR反応が促進されることも考えられることから、表面保護工による内部水分の発散性能の把握も試みられている。

表面保護工による内部水分量の調査は、コンクリート供試体を用いた試験では確認されているが、実構造物で確認された事例は少ない。そのため、多々羅大橋の斜材ケーブル保護コンクリート（写真-1）に表面被覆工法及び表面含浸工法を施工し、内部含水率の変化を調べた。



写真-1 ケーブル保護コンクリート

Photo1 Cable protection concrete

## 2. 内部含水率の測定方法

調査は、保護コンクリートに表-1の仕様A~Dを各仕様ごとに定められた標準塗布量で平成26年2月に施工した。

内部含水率は、電気抵抗式コンクリート水分計をセンサー端子に接続して測定を行った。測定のためのブラシ型センサーは、所定の深さに埋設されており、センサー

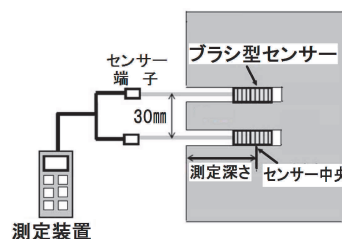
間（30mm）の電気抵抗から内部含水率を求める（図-1）。

また、コンクリート表面の水分率を電気式モルタル水分計を用いて測定した。

表-1 試験体の仕様

Table 1 Specifications of surface protection

名称	定着部番号	仕様	施工時期
仕様A	C5(上り線)	シラン系含浸材A	平成26年2月
仕様B	C4(上り線)	" B	"
仕様C	C3(上り線)	" C	"
仕様D	C2(上り線)	撥水系塗膜	"
無対策	C1(上り線)	—	—



測定装置

測定深さ 15mm, 50mm, 100mm

図-1 内部含水率測定方法

Fig.1 Measuring method of inside moisture content of concrete

## 3. 調査の結果

### 3.1 無対策及び撥水系塗膜

調査は平成26年4月から開始し、約1年間のデータを取得しており、現在も継続中である。

無対策について調査した結果、内部含水率に経時変化は無く、深さ100mmで約7%、深さ50mm及び15mmで約5%と一定の値であった。

撥水系塗膜である仕様Dは、無対策と同じ傾向を示し、内部含水率に経時変化は無く、一定の値となった（図-2）。

### 仕様 D

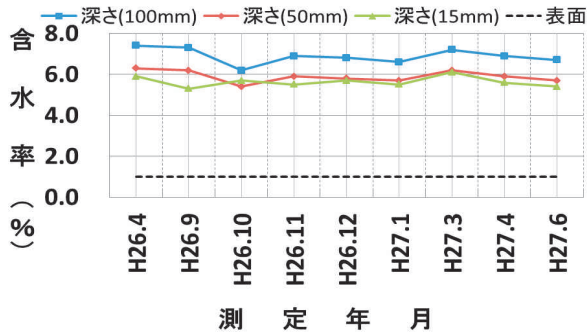


図-2 計測結果 (仕様 D)

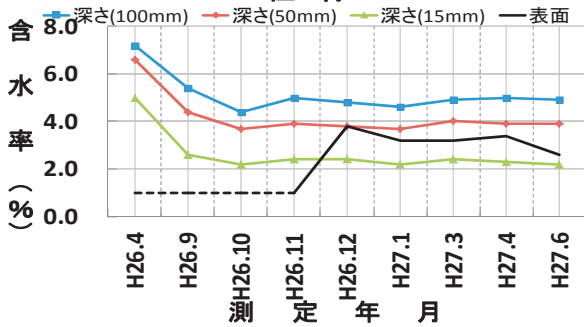
Fig.2 Result of measurements (type D)

### 3.2 シラン系含浸材

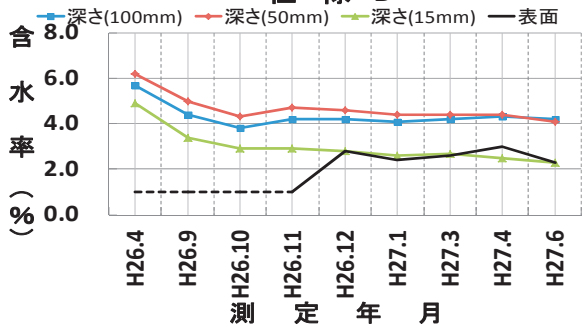
シラン系含浸材 (仕様A~C) では、全ての仕様で2~3%程度の内部含水率低下が見られた (図-3)。

この結果より含浸材は、わずかながら内部水分を発散させる性能を有していると考えられる。

#### 仕様 A



#### 仕様 B



#### 仕様 C

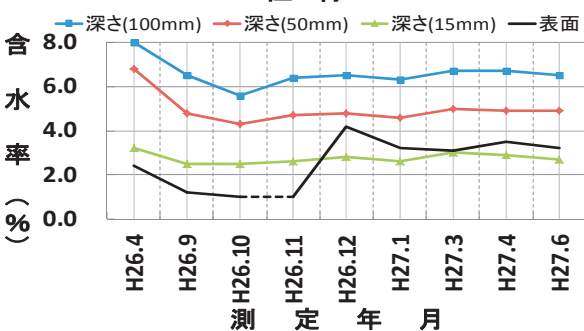


図-3 計測結果 (仕様 A~C)

Fig.3 Result of measurements (type A~C)

### 3.3 測定誤差

施工後、約半年が経過した平成26年10月の測定において、30分間の散水養生を行った後、48時間の計測を行った結果を図-4に示す。このグラフより日没付近と重なった4hrと28hrにおいて内部含水率が上昇していることが確認された。

この原因としては、内部含水率の測定に使用した電気抵抗式コンクリート水分計が、測定装置内にある温度計で計測された温度を使って温度補正を行っているため、気温の変化が大きくなる日没付近では、測定装置で測った温度とコンクリート内部の温度に差が生じた結果、適切な温度補正とならず、内部含水率が上昇したのではないかと考えられる。

また温度補正に伴う誤差のほかにも、計測点が異なる場合には、センサー間の骨材分布に差が生じ、粗骨材が多くなった場合、測定値に影響が出ることも考えられる。

### 仕様 C

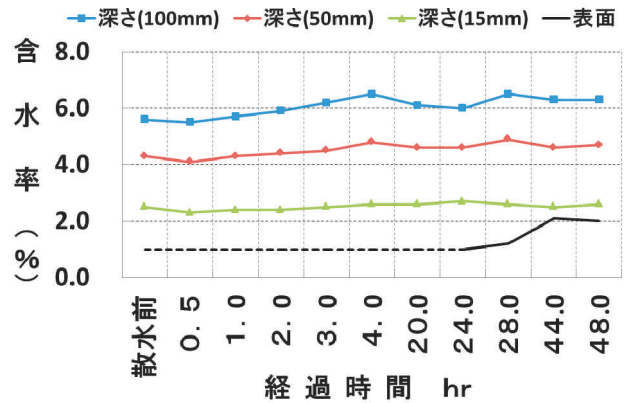


図-4 計測結果 (48時間計測)

Fig.4 Result of measurements (type C, 48hours)

### 4. まとめ

測定値に含まれる温度補正に伴う誤差が小さくないと考えられることなどから、まだ十分な精度とは言い難いが、今のところシラン系含浸材 (仕様A, B, C) では含浸材の遮水性・透湿性によってコンクリート内部の含水率が低下している傾向が確認された。今後は、内部温度の測定方法などを改良しつつ、調査を継続することでASR対策工の効果を確認する予定である。

# 鋼床版支点部ウェブギャップ板のまわし溶接部に発生した亀裂の補修検討

Study on repair method for crack in vertical stiffener at support of steel deck

長大橋技術センター診断・構造グループサブリーダー 藤城 忠朗  
Tadaaki Fujishiro

## 1. 目的及び経緯

道路鉄道併用の斜張橋（櫃石島橋と岩黒島橋）の鋼床版縦桁の支点上横桁交差部の垂直補剛材（ウェブギャップ板）の一部に亀裂の発生が供用後21年目の点検で確認された（図-1）。いずれも垂直補剛材上縁部外側まわし溶接部の止端部から溶接ビードに沿って現れている（写真-1）。現在まで亀裂の進展は認められていないが、発生した亀裂が溶接内に留まらず鋼床版横桁や鋼床版縦桁へ進展することがないように、予防対策として確実な補修方法を検討した。

この補修方法の一つとして、補剛材を円弧状に切欠く案を選定し、切欠き形状と発生する応力度の低減効果について解析的な検討を行い、その結果から望ましい切欠き形状を決定した。また、その効果を確認するため実橋での試験施工を今年度予定している。ここでは平成26年度に行った切欠き形状の検討について報告する。



写真-1 垂直補剛材の亀裂の例  
(岩黒島橋 格点24 上り線 G2縦桁 中央分離帯側)  
Photo.1 Crack in vertical stiffener(example)

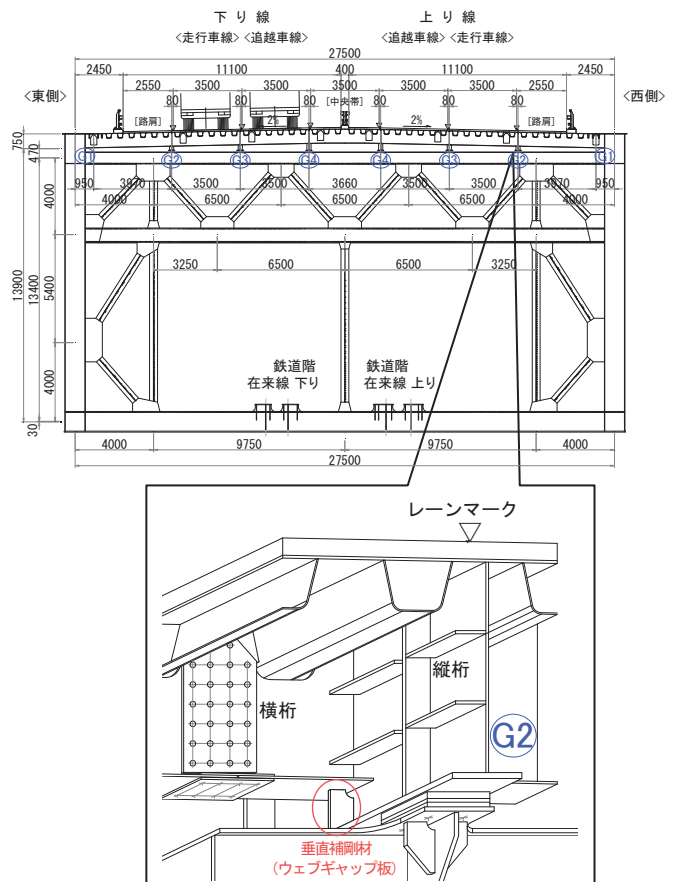


図-1 垂直補剛材構造概要

Fig.1 Detail of steel deck and location of the vertical stiffener

## 2. 検討内容

### 2.1 亀裂発生要因

過年度に実施した現地ひずみ計測の結果<sup>1)</sup>から、亀裂の発生要因は大型車の通行や列車の通過による鋼床版横桁に生じる曲げにより、垂直補剛材上縁端部のまわし溶接部に発生する高い応力であると推定された。

## 2.2 補修方法

補修は、亀裂の除去後再溶接及び止端仕上げを行った後に、亀裂発生予防として補剛材の鉛直方向の剛性を低下させて、垂直補剛材上縁端部の発生応力を軽減するため、垂直補剛材に切欠きを設ける。

## 2.3 解析概要

解析は、切欠きによる垂直補剛材上縁部の応力低減効果及び切欠きR部への影響に着目した。

解析モデルは、主構上弦材及び鋼床版桁に加え、精度良い剛性の評価のために横トラス上弦材もシェルモデルとし、横トラス上弦材より下に位置する部材は梁要素とした。着目部位である垂直補剛材近傍は10mm×10mmのサイズを基本に要素分割を行った。

疲労照査荷重は、自動車荷重<sup>2)</sup>にはT荷重、鉄道荷重<sup>3)</sup>にはM荷重（旅客列車）、EA荷重（貨物列車）とした。

疲労強度等級<sup>2)</sup>は、垂直補剛材上縁部についてはF等級（荷重伝達型十字溶接継手（非仕上げ・止端破壊））、切欠きR部についてはB等級（非溶接継手（ガス切断縁））とし、主応力に着目し評価した。

FEM解析で得られた応力振幅から累積疲労損傷度を算出しそれらを合算して疲労寿命を予測した。その際の載荷回数は自動車は瀬戸大橋の大型車実交通量を走行車線0.8、追越車線0.2の配分で各車線に、鉄道は運行ダイヤ実績本数を上下線にそれぞれ載荷した。

## 2.4 解析結果

図-2 に現状モデル及び切欠きモデルの下り線走行車線に T 荷重を載荷した際の下り線桁部垂直補剛材の主応力ベクトル図と、垂直補剛材上端（横リブ下フランジ面）から 10mm 下の断面の応力分布を示す。

現状モデルについては、垂直補剛材上縁外側（こぼ面）端部の応力集中が-199N/mm<sup>2</sup>と大きく、また疲労寿命予測値も3年程度と短い結果となった。

切欠き寸法を半径 R50、縦桁 Web 表面から 65mm としたケース 1 では、垂直補剛材上縁外側（こぼ面）端部の応力集中の低減効果(-199N/mm<sup>2</sup>→-66N/mm<sup>2</sup>)は認められ

るものの、疲労寿命予測値は 40 年程度という結果となった。

切欠き寸法を大きく（半径 R80、縦桁 Web 表面から 20mm）したケース 2 では、垂直補剛材上縁外側（こぼ面）端部の応力集中の低減効果（-66N/mm<sup>2</sup>→-23N/mm<sup>2</sup>）は認められるものの、最大応力集中箇所が垂直補剛材上縁内側（スカーラップ部）端部に移動し、疲労寿命予測値は 90 年程度の結果となった。

ケース2においてスカーラップ部の応力が大きくなったため、切欠き寸法を半径R85、縦桁Web表面から40mmとしたケース3では、垂直補剛材上縁部の発生応力が集中することなく、最大値も小さくなった。また、疲労寿命予測値については切欠きR部が最短の箇所となり90年程度の結果となった。

## 3. まとめ

切欠きケース2と3について、疲労寿命予測値に注目すると有意差はないが、最短となる箇所はケース2はスカーラップ部であるのに対し、ケース3は切欠きR部となった。補修後に亀裂が再発した場合に、発生箇所が切欠きR部の方が点検及び補修が容易と考えられるため、ケース3を補修法として選定した。なお、本検討は解析のモデル化や疲労強度等級の設定が難しいため、疲労寿命予測値等の結果の評価には注意が必要である。

今後、切欠き案に加え、複数の補修案を対象に実橋において試験施工を実施し、応力低減効果及び施工性の検証を行うこととしている。

## 参考文献

- 1) 川端淳：岩黒島橋の鋼床版垂直補剛材のひずみ計測と疲労評価、本四技報、Vol.37、No.120 2013.3
- 2) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針、2002.3
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説-鋼・合成構造物、2009.7

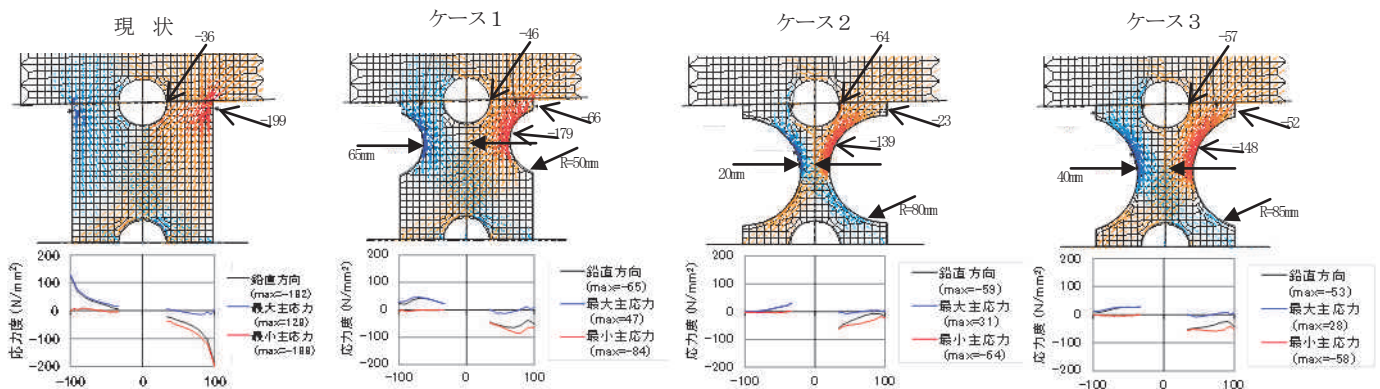


図-2 主応力ベクトル図と垂直補剛材上縁部の応力分布

Fig.2 Principal stresses and stress distribution in vertical stiffener

## ■IABSE 奈良 春季大会2015

IABSE（国際構造工学会、International Association for Bridge and Structure Engineers）の春季大会が2015年5月13～15日の3日間、奈良市において開催されました。過去、1978年・1988年（いずれも東京）、1998年（神戸）に日本で大会が開催されており、今回は久しぶりの日本での開催でした。

大会のテーマは「エレガントな構造（Elegance in Structures）」で、単に造形美にとどまらず合理的な構造美・機能美に着目したテーマでした。大会は古代の日本建築に囲まれた奈良公園の中にある奈良県新公会堂で行われ、このテーマにふさわしい会場設定でした。

32の国と地域から244件の論文が投稿されました。発表は、基調講演の他に景観設計、エレガントな構造、新しい構造形式、革新的な解析・設計・建設技術、歴史的建造物、継続的な発展のための技術革新など8つのセッションにより構成され、特に歴史的建造物の構造美・機能美の再認識など意義深いものでした。一方、トルコのイズミット橋（中央支間長：1,550m、完成すれば世界第4位の吊橋）、中国における長大橋の計画・建設状況、日本最長の人道吊橋となる箱根西麓・三島大吊橋（中央支間長：400m）など最新の事例も紹介されていました。

本四高速からは企画部山口調査役が景観設計のセッションで「景観と調和した多々羅大橋の設計（Tatara Bridge Design as a Spectacular Landscape Element）」を発表し、同セッションで共同司会を務めました。

会場には高速道路会社など国内企業を中心とした技術展示のコーナーが設けられ大変盛況でした。また、テクニカルツアーは、日本の代表的な木造建築である唐招提寺、興福寺や、ウェブにプレキャストパネルを採用した最近の構造形式として芥川橋（新名神高速道路）などの見学がありました。

（企画部 調査役 山口和範）



写真-1 発表状況

## ■韓国道路公社との技術交流-第8回技術交流会の開催-

2015年6月15日～17日、JB本四高速から下村保全部長、磯江道路保全課長、貴志橋梁維持課長及び若林氏（BE）の4名で韓国道路公社（Korea Expressway Corporation、以下、「KEC」と略す。）の本社を訪問し、第8回技術交流会を開催した。

6月15日にJB本四高速及びKECからそれぞれ2題のテーマを発表し、活発な意見交換を行った。

6月16日は、ウルサンハーバー大橋(株)が管理する6月1日に開通したばかりのウルサン大橋を視察した。ウルサン大橋は韓国南東部の日本海に面する蔚山市(ウルサン)に位置する中央支間長1,150mの吊橋で、蔚山湾を跨ぐ橋梁である。

6月17日は、KECが管理する2000年に開通したソヘ大橋を視察した。ソヘ大橋は、ソウルの南65kmに位置する全長7,310mの橋梁で、橋梁形式は斜張橋とPC箱桁橋で構成されており、KECが初めて手がけた海上長大橋である。斜張橋の中央支間長は470mである。

次回、第9回技術交流会は平成28年に日本で開催される予定である。

（保全部 道路保全課 磯江浩）



写真-2 交流会参加者

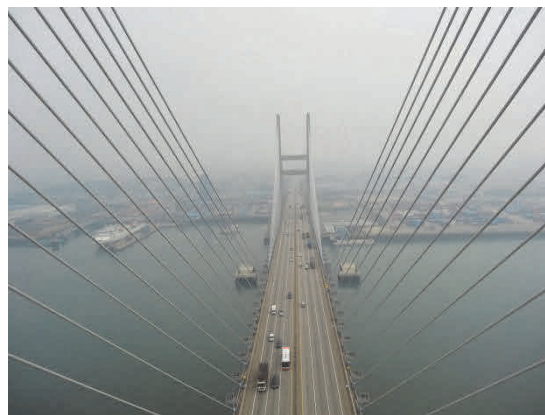


写真-3 ソヘ大橋

# 文 献 紹 介

## 本州四国連絡橋関連技術文献紹介 (15.02~15.07)

題 名	著 者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
Aerodynamic Characteristics of Indent Stay Cables of Tatara Bridge	福永勲 竹口昌弘	37th Madrid IABSE Symposium 2014			201409	11
日生大橋の施工-PC6径間連続エクストラードード箱桁橋-	伊藤拓也 淵本安志 下前隆雄 吉野正道	第23回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム			201410	4
海上部の高橋脚における近赤外線分光法を用いた塩化物イオン量の推定	長尾幸雄 金澤高宏	平成26年度国土交通省国土技術研究会			201411	4
自動車走行と強風規制 (長大橋梁の事例)	楠原栄樹	日本風工学会誌			201501	7
日生大橋の施工	坂本基道 淵本安志 下前隆雄 大久保和彦 大串昌宏 吉野正道	橋梁と基礎2015.1 Vol. 49			201501	6
インドネシア・バリ島の有料海上高速道路を走行体験IRFアジア大会の現地視察から	麓興一郎	道路2015.02			201502	2
高速道路各社の防災・BCP	岡本浩幸	高速道路と自動車第58巻 第03号	58	03	201503	12
吊橋非合成鋼床版横リブの実働応力と疲労寿命評価	川端淳 北村岳伸 溝上善昭 梁取直樹 坂野昌弘	土木学会構造工学論文集Vol. 61A			201503	9

※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27年8月31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		日高裕司
	村田知司		藤城忠朗
	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125号

発行 平成27年9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>



古紙/PLP配合率70%再生紙を使用

