ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.45 No.135 2020.9

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 135 号　目次

Contents of Honshi Technical Report No.135

ASRにより劣化したPC構造物の調査と対策

Survey and countermeasure for alkali-silica reaction occurred in prestressed concrete structure

写真－1　調査事例（反応リム）

Photo 1 Core sampling (Reaction rim)

写真－2　表面被覆の塗布（アクリルゴム系）

Photo 2　Surface overlay (Acrylic rubber type)

瀬戸大橋長大橋（吊橋・斜張橋・トラス橋）の耐震補強工事

Seismic Retrofit of Seto-Ohashi Bridges (suspension, cable-stayed and truss bridges)

写真－3　南備讃瀬戸大橋　支承補完工（部材設置完了時）

Photo 3 Complement of existing bearings of Minami Bisan-Seto Bridge

写真－4　番の州高架橋（トラス部）　部材補強工（部材設置完了時）

Photo 4 Reinforcement of existing members of truss portion of Bannosu Viaduct

写真－5　岩黒島橋　TRS を用いた横トラス下弦材の部材補強（部材設置完了時）

Photo 5 Lower chord reinforced with TRS (Iwakurojima Bridge)

写真－6　与島橋　道路桁支承の機能分離型慣性力分散支承への交換

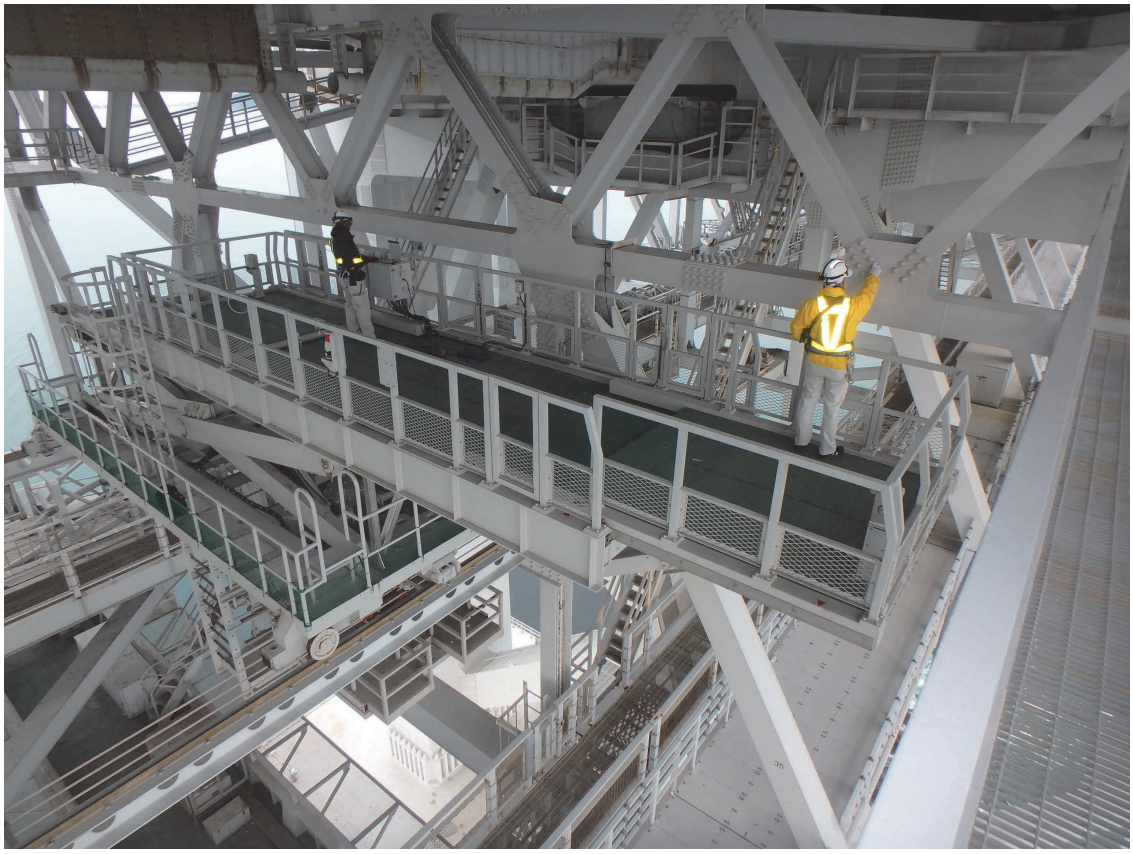
Photo 6 Inertial force distribution bearings as replacement of existing road deck bearings (Yoshima Bridge)

大鳴門橋補剛桁アプローチ率向上に向けた橋梁点検補修用作業車改造の取組

Improvement of maintenance vehicles to improve approach rate of Ohnaruto Bridge

写真－7 大鳴門橋桁外面作業車　伸縮ブーム式高所作業装置（側部用）

Photo 7　Aerial work platform mounted on maintenance vehicle for outside girder (Ohnaruto Bridge)



写真－8　改造後の大鳴門橋桁内面作業車

Photo 8　Modified maintenance vehicle for inside girder (Ohnaruto Bridge)

現場の重要性

Importance of Work in the Field

企画部長　　新　一真
Kazumasa　Atarashi

はじめに

本四高速では，本社・管理センター及びグループ会社が一体となり，新たに発生した課題を解決するための技術開発を担う保全技術交流会議を設置し，そこで技術開発に係る中期計画を策定し，その計画に基づき技術開発を行っています．平成29年度から3箇年にわたって取り組んできた技術開発計画が昨年度末に終了し，令和2年度から始まる技術開発計画（R2-R4）を策定したところであり，省工程型塗料の開発，光学計測による塗膜劣化評価法の開発等，着実に成果を挙げています．また、2020年3月に当社が公表した「高速道路における安全安心計画」では，他の道路会社には記載の無い「AI、IoT等革新的技術の導入」を掲げており、長大橋技術の重要性をアピールしています．開発技術の概要については，本編に譲ることとし，ここでは，技報の巻頭言には馴染まないのかもしれませんが，現場の重要性について，私の経験を踏まえて，少し述べたいと思います．

現場の重要性

随分昔の話になりますが，全国事務所長代表会議で，国交省の幹部（大臣を筆頭に政務3役，事務次官，技監，官房長，各局長等）に対し，事務所の存在意義を説明する機会があり，私がプレゼンをしたことがありました．私が優秀だからではなく，大臣のお膝元の所長がプレゼンするのが慣例だったからですが，その時にテーマにしたのは，組織力，機動力，技術力の3点でした．組織力とは，他省庁と違い，国交省は，本省，地方整備局，事務所，出張所に至る階層構造となっており，出先の事務所等が地元の状況や思いを十分に把握し，本省がその情報を踏まえた施策の立案ができる強みを持っていること．機動力とは，災害発生等の緊急時に，全国から現地を熟知し地の利のある人材や，必要となるポンプ車・照明車等の機材，応急措置・復旧・復興に必要となる物資や資材を迅速に現地に届ける応援体制が整っていること．技術力とは，日頃から研鑽した知識や技術を，現地の状況に応じて駆使し，問題解決に繋げる能力を有すること．この組織力，機動力，技術力の3点に共通するキーワードは，現場であり，いかに現場が重要であるかを物語っているものと思います．

現場を見ずして何が語れるのか

これも随分昔の話になりますが，事務所時代に，渋滞対策のための道路の連続立体交差を計画したことがありました．約4kmの区間に，約1kmの立体交差を2カ所整備するというものでしたが，当時の道路局長からは歩いて現地を視察したいので段取りせよとの指示を受けました．結局は，国会対応が入って実現しませんでしたが，いかに現場を重視していたかが分かります．また，当時の本省の専門官は，隠密で休日に現地を訪れており，「○○交差点の角に店舗があったが，あそこは用地がかかるとやっかいだが大丈夫か」という質問を受けたことがあります．驚きとともに，現場を見ずして何が語れるのか，と教えられたものです．

論文数や資格だけでは不十分

技術士等の資格は，第三者がその人の技術力を見極める重要な指標となると考えられ，会社としても取得を推奨しているところですが，こんなこともありました．いずれも名のある企業に所属する，それなりの資格を持った技術者でしたが、橋梁の耐震補強で，フーチングの増厚をする際，橋桁がすぐ上にあるのに，そこに大型杭打ち機を入れる計画になっていたり，幅広橋脚のコンクリート巻き立てで，目地も入れずに打設する計画だったり，現地や図面をきちんと見ていれば，すぐにおかしいと気付くような書類を平気で提出してきた方がおられました．その人物だけではなく，その企業も一気に信用を失ったのは言うまでもありません．論文数であるとか資格であるとかに胡座をかかず，常に現場に密着した技術の研鑽に努めることが重要であるということに気付かせてくれました．

何事も現場が基本

前述したとおり，技術力は，現地に活かせてなんぼの世界であり，現場で使えなければ，いくら高尚な技術であっても，机上の空論になってしまう可能性があります．室内試験の条件設定も，現地の状況が分からなければ不可能ですし，ニーズとシーズをマッチングさせることができるのも現場を熟知しているからです．同じ工法でも，山の中で施工するのと，街中で施工するのとでは，施工方法から何から違ってきます．何事も現場が基本ということです．

おわりに

本四高速では，「交流と技術による地域貢献」をテーマに「行動計画2019-2021」に取り組んでいます．長大橋の建設・維持管理で蓄積してきた知見や技術を活かし，本四高速グループが一体となって，地域に貢献していくことが必要です．その際，一人一人が，現場の重要性を意識しつつ，基本に戻って，謙虚に取り組んでいくことが重要だと思います．

技術開発計画（H29-R1）の成果

Outcomes of Technological Development Project between 2017 and 2019

荻原　勝也　Katsuya Ogihara
長大橋技術センター長

山口　和範　Kazunori Yamaguchi
長大橋技術センター
総括・耐震グループリーダー

遠山　直樹　Naoki Toyama
長大橋技術センター
総括・耐震グループサブリーダー

概　要

当社では，長大橋の予防保全等を実施するために必要となる技術の開発を目的として，平成29年度から3カ年にわたる計画を策定し，取り組んできた．本報告は，この3カ年における技術開発等の成果について報告するものである．また，引き続いて実施する技術開発計画（R2-R4）の検討項目を紹介する．

Three-year technological development project was worked on to practice preventive maintenance for long-span bridges between 2017 and 2019. This paper reports outcomes from the three-year project. The following three-year project that started in 2020 is explained as well.

1.　はじめに

当社は技術開発の第3期中期計画（技術開発計画H29-R1．以下「本計画」という．）を策定し，技術開発に体系的に取り組んできた．この報告は第3期の活動成果をまとめたものである．3カ年にわたる活動で，進捗をみたもの継続検討が必要となったものさまざまではあるが，現時点での到達点を概説する．令和2年度から，目標期間を同じく3カ年とした第4期の技術開発計画を策定し，引き続き技術開発の着実な進捗を図ることにしている．

2.　技術開発計画（H29-R1）

2.1　技術開発計画の目的

本州と四国を結ぶ3ルート，総延長約173kmの本州四国連絡高速道路（以下「本四道路」という．）は，昭和54年に大三島橋関連区間の部分供用を皮切りに，昭和63年に瀬戸中央自動車道，平成10年に神戸淡路鳴門自動車道，そして平成11年に西瀬戸自動車道が全通した．平成29年4月には，明石海峡大橋開通20周年，瀬戸中央自動車道開通30周年，翌年平成30年には，西瀬戸自動車道全通20周年を迎えた．その中で，17の長大橋は，短いものでも約20年，長いものでは約40年の供用年数となってきた．これまで，橋体そのものの安全性が損なわれるような事象は生じていないが，予防保全を基軸とした維持管理を着実に実施していくために，重要性を考慮しつつ技術開発項目を設定し，点検手法のさらなる効率化や安全性の向上，塗装の長寿命化や塗替塗装のさらなる効率化，耐風設計・耐震設計技術の高度化などさまざまな観点から技術開発に取り組んできた．

200年以上の超長期にわたり長大橋の健全性を確保していくために，予防保全の実践とともに，劣化予測の精度を向上させて，適切な時期に効率的な補修・補強を計画的に実施し，ライフサイクルコスト（LCC）を最小にするというアセットマネジメントの実践も必要不可欠である．このような取組において必要とされるさまざまな技術を効率的にかつ効果的に開発するため，第2期の技術開発計画（H26～H28）に引き続き，前期と同様，目標期間を3年間とする本計画を策定し，技術開発の着実な推進を図ってきた．

2.2　技術開発の項目

技術開発の策定理念は，当社の経営理念の実現を基本とし，次のとおり設定した．

・お客様の安全性向上のための技術を開発する，
・環境に配慮した技術を開発する，
・200年以上の万全な維持管理のための技術を開発する，
・設計を検証するとともに維持管理コストを縮減する．

上記理念を考慮し，本計画で取り組む技術開発の項目を次のように設定した．分科会ごとに技術開発項目を次に列挙する．

〇防食分科会
・劣化予測精度の向上
・新塗料規格の制定（省工程型塗料の開発）
・マスコンクリート表面被覆要領の改訂

・ASR対策表面保護材の性能確認
・電着・電気防食併用工法の確立
・ケーブル気密化のためのラッピング法に応じた最適被覆法の確立
・効率的なシステムの構築と運転手法確立によるLCC最適化の実現
・新たなケーブル防食方法の開発
・ハンガーロープ管理要領の更新
・補修塗装仕様の提案
・鋼床版縦桁支承の延命化方法の提案
・亜鉛めっき部材の劣化予測手法の提案
・FRP材の適用範囲の拡大
○疲労分科会
・道路鉄道併用橋の疲労安全性評価に関する検討
・鋼床版疲労点検の合理化検討
・赤外線サーモグラフィの疲労点検・評価への適用に関する検討
・疲労亀裂補修の推進
・疲労専門業務の効率的な実施
・鋼主桁疲労安全性評価法に関する検討
○耐震分科会
・長大橋の耐震性能照査・耐震補強設計
○舗装分科会
・グースアスファルト局部補修方法の提案
・舗装劣化予測手法の提案
・鋼床版舗装評価方法の検討
・コンクリート舗装評価方法検討
○点検分科会
・近接目視点検困難箇所の点検手法の検討
・新たな点検手法の開発
・光学計測による部材表面の劣化評価に関する検討
・個々のシステムの改善（長大橋の塗装マネジメントシステム）
・GIS等他システムとの連携の検討
・AI技術を活用した効率化・高度化方策の検討
○耐風分科会
・維持管理性を考慮した耐風安定化対策の評価
・耐風設計上の安全性確認

3. 技術開発成果の概要

各検討項目ごとに，3カ年の成果等を以下に概説する．

3.1 劣化予測精度の向上[1),2),3)]

塗膜の劣化要因として消耗を対象にした劣化予測手法は確立されている[4)]が，上塗り塗膜の高耐久化に伴い，塗膜の剥離が塗膜寿命を決める可能性があり，これを考慮した塗膜の劣化予測手法の開発が課題となっている．このため，上塗り塗膜の長期耐候性（消耗特性）の調査に加え，上塗り層及び無機ジンクリッチペイント（以下「無機ジンク」という．）層の剥離要因に関する調査を行い，塗膜の剥離要因を考慮した劣化予測手法の提案を目標に検討を実施した．

上塗り層の剥離に関して，上塗り塗膜と中塗り塗膜の境界部における剥離強度は，上塗りの塗膜厚の減少に伴い低下する傾向にあることが確認されており，上塗りの塗膜厚がある程度薄くなった時点で剥がれ落ちている可能性がある．このため，平成26年度に上塗り塗膜終局状態を観察するための定点を南備讃瀬戸大橋に設けて追跡調査を行っている[5)]．これについては，現時点では，中塗りの露出は最大で1mm^2/箇所と小さく十分なデータが得られていないため，今後も調査を継続し，上塗り塗膜の剥がれの進展状況を確認し，どの程度の膜厚で剥がれが進展していくのかなど，定量的な評価を行い，塗膜の劣化予測精度の向上につなげていく予定である．

無機ジンク層の凝集破壊の要因については，これまで継続的に調査，検討を実施してきた．無機ジンク層の凝集破壊の原因の一つに，亜鉛粒子の酸化・膨張によりバインダーであるシリケートが破壊することが考えられる．これについては，防水層である下塗りのエポキシ樹脂であっても，大気中の水蒸気や酸素を僅かではあるが透過し，塗膜厚が厚いほど透過性が低下するなどの定性的な傾向を試験により確認した．しかしながら，それが無機ジンク層の酸化や凝集破壊に及ぼす影響について，定量的な評価をするに至らなかった．また，施工品質のばらつき，塗膜きずの有無，暴露環境の違いなどによっても無機ジンク層の酸化リスクは異なることが想定されることから，無機ジンク層の酸化や凝集破壊に対する将来予測は，現時点では困難であると考えられる．今後は，塗膜点検データ等から無機ジンクの凝集破壊の発生状況などの実態を分析し，長期的な塗替計画への反映の必要性について検討する予定である．

3.2 新塗料規格の制定（省工程型塗料の開発）[1),2),3)]

上塗りと中塗りを1層で塗布可能な省工程型ふっ素樹脂塗料を塗料メーカの協力のもと開発した（**表－1**）．省工程型ふっ素樹脂塗料の適用により，塗り手間の省力化が図れるとともに，耐候性の高い塗料のみで厚い膜厚が確保できるため，塗替サイクルの長期化による本州四国連絡橋（以下「本四連絡橋」という．）のLCC縮減が期待できる．また，省工程型ふっ素樹脂塗料は有機系塗料ではあるが厚膜性を確保するために溶剤量が少ない設計となっており，揮発性有機化合物（VOC）の削減につながる環境に配慮した塗料でもある．

省工程型ふっ素樹脂塗料の開発にあたっては，実橋試験施工で施工性及び施工品質を確認するとともに，暴露試験体や実橋試験施工塗膜を対象に追跡調査を行い，塗料の耐候性能，旧塗膜との付着性能を確認した．これらの検討結果を踏まえ，2019年度に省工程型ふっ素樹脂塗料をHBS塗料規格として制定した[6)]．

表－1　省工程型塗料の塗装仕様

Table 1 Paint system with simplifield application process paint

仕 様	素地調整	第1層	第2層	備　考
現行仕様	４種	エポキシ樹脂塗料中塗 (30)	高耐久性ふっ素樹脂塗料上塗 (25)	はけ塗り
省工程型塗料	４種	省工程型塗料 (55)		ローラー塗り

※（　）内の数字は基準とする乾燥塗膜厚（μm）

写真－1　マスコンクリート表面被覆材の剥離

Photo 1 Peeling of coating of mass concrete

3.3　マスコンクリート表面被覆要領の改訂

海峡部橋梁マスコンクリートの塩害・中性化の抑制を目的とした表面被覆については，平成25年6月に「海峡部橋梁マスコンクリート表面被覆要領（以下「マスコン表面被覆要領」という．）」が制定されている．その後，低温時の塗膜伸び性能，マスコンクリートのひび割れ開閉量，既設アクリルゴム塗膜の塗替方法等を調査し，その結果から得られた知見を踏まえて，平成28年11月にマスコン表面被覆要領が改訂されている[7]．この改訂では，要領の適用範囲を維持管理（補修・塗替）までカバーすることになったが，塗替の標準仕様はアクリルゴム系塗膜を対象にしたものにとどまっている．

今期は，ポリブタジエン系塗膜など，アクリルゴム系塗膜以外の表面被覆工の補修方法をマスコン表面被覆要領の維持管理編に追加することを目標に，大鳴門橋1A（既設塗膜：ポリブタジエン系）の試験施工箇所などを追跡調査した．その結果，比較的に伸び性能が低いポリブタジエン系塗膜による補修塗装では，ひび割れ部付近で塗膜の割れが確認された．一方，ひび割れ追従性の高いアクリルゴム系塗膜による補修箇所では塗膜割れなどの変状は確認されなかった．なお，いずれの補修仕様においても，コンクリート内部からの漏水が原因と思われる剥離や膨れなどの変状が発生しており，水抜きパイプ等による漏水対策の併用が必要と考えられる．これらの調査結果は踏まえて，マスコン表面被覆要領の改訂案を作成し，令和2年度に改訂する予定である．

また，大鳴門橋1Aなどで確認されているコンクリート内部からの漏水が原因と思われる表面被覆材の剥離や膨れなど変状（**写真－1**）について，その発生メカニズムの解明に向けた検討を神戸大学との共同研究で実施している．これまでに，コンクリート内部からの水は強アルカリ水であり，その供給によりコンクリート表面に炭酸カルシウムが析出されることや，表層部の空隙部に炭酸カルシウムの結晶が充てんされ，その膨張圧によって表層部の強度が脆弱化することが，表面被覆材の付着力低下に影響している可能性があることがわかった[8]．今後は，表面被覆材の付着力の向上が期待できる塗替時の下地処理方法などを検討する予定である．

3.4　ASR対策表面保護材の性能確認

ASRが疑われるコンクリート構造物の側面に表面含浸工を施すことにより，塗装を施すことに比べてライフサイクルコストの低減が図れる可能性があるが，実構造物で表面含浸工の効果を確認した事例が少ない．このため，ASRが発生している櫃石島高架橋橋脚，多々羅大橋PC桁部ケーブル定着部において試験的に含浸材を施工し，ASRに影響を及ぼすと考えられる内部含水率の変化を継続的に計測している[9),10)]．いくつかの含浸材において，経時的に内部含水率を低下させる効果を確認しているが，引き続き調査を継続し，効果の持続性を確認するとともに，表面保護材（塗膜系，含浸材系）によるASR対策マニュアルを策定する予定である．

3.5　電着・電気防食併用工法の確立

本四連絡橋の海中基礎に用いられている鋼ケーソンの外壁の孔食対策として，電着工法等による防食を進めてきた．しかし，大水深大規模な鋼ケーソンを従来の電着工法で防食するには，多大な工費と工期が必要となることが想定される．これまでに，試験施工と追跡調査（電位分布計測，電着被膜調査）により防食状態が安定的に維持されることを確認してきている電着・電気防食併用工法[11)]については，追跡調査の継続により長期耐久性等を確認しているところである．また，腐食速度は大水深部ほど遅く，瀬戸大橋BB6Pでは今後30年経過してもスキンプレートの大部分が残存すると予測している[12),13)]．

また，鋼ケーソンの外壁が腐食により消滅した後，ケーソン内部のコンクリートがどのような劣化性状を示すかを確認するため，明石海峡大橋及び瀬戸大橋で施工されたコンクリートと同配合の供試体を製作し，海中における暴露試験を実施している．暴露6年後の調査を行った結果，コンクリート内部の塩化物イオン濃度は暴露前とほとんど変化しておらず，コンクリート内部の鋼材の腐食も認められていない．一方，外観調査では明石海峡大橋において使用した高流動コンクリートの表面モルタルが僅かに消失し骨材が露出する傾向が確認された．明石海峡大橋と同配合の供試体は，平成29年に実橋の環境に移設し暴露試験を継続しており，海中におけるコンクリートの劣化状況を確認していく予定である．

3.6　ケーブル気密化のためのラッピング法に応じた最適被覆法の確立[14),15)]

ケーブル送気乾燥システム（以下「送気システム」という．）を導入した吊橋の主ケーブルは，ケーブルの伸縮に対して追従性を有する柔軟型塗装（柔軟型エポキシ樹脂塗料2層仕様）の被覆により気密化を図っている．しかし，一部の吊橋では塗替塗装後10年程度でひび割れが多発した．このため，伸び性能に優れた新たな塗装仕様に対して，大島大橋での試験施工及び大鳴門橋1A横での暴露試験により，その適用性を調査している[16),17),18)]．暴露試験体の5年目の伸び性能試験では，設置時に比べ伸び性能が低下しているが，同一仕様の塗装でも製品により性能に違いが出ている．また，大島大橋での試験施工箇所の3年目調査では，歩行部分でのひび割れ以外には変状が確認されていない．これらについては試験施工箇所の追跡調査を継続するとともに，暴露試験体による経年的な伸び性能の低下特性を調査する計画である．

既設吊橋のゴムラッピングが劣化した際の補修仕様については，複数種類の試験施工を平成29年に北備讃瀬戸大橋で行い，結果が良好だった被覆材についてさらに接着力・耐剥離性の室内試験を実施，結果を元に接着剤に改良を加えたものについて検討を行った．このうち補修テープに2層の種類の異なる接着層を塗装したものがふくれ，塗装割れ，空気漏れがなく良好であったことから，明石海峡大橋で平成30年にケーブル開放調査[19)]箇所の補修に使用している．今後も追跡調査を行っていく予定である．

3.7　効率的なシステムの構築と運転手法確立によるLCC最適化の実現

送気システムの電力消費量は，明石海峡大橋が本四連絡橋全体の約4割を占めていることから，前期までの検討により，経済運転のためにプレクーラーの検証を行い，明石海峡大橋での運用を開始している[20),21),22)]．再生ヒーター温度やプレクーラーの運転開始条件等の調整を行い，効率的な送気システムの運転手法の確立を目指し，年間を通じたケーブル送気の相対湿度を確認できるようにモニタリング設備を各橋に展開していく予定である．また，湿度計測以外にも鋼材が腐食環境にあるのかを直接計測するためRCMセンサの設置による計測も試行している．

また，送気システムの高度化のために低酸素ガスの活用の可能性についての検討を行った．酸素濃度16%にすることで送気システムの相対湿度上限値60%RHを緩和可能となることが試験により確認された．必要な能力から機器構成，概算コストを算出した結果，現時点では，コスト面で低酸素ガス発生装置導入の優位性が低いとの結果を得た．今後，安価で高性能なガス発生装置が開発されれば，導入に向けて再検討を実施することとし検討を終えた[15)]．

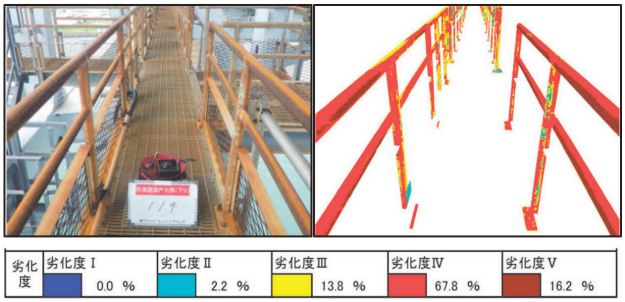
3.8　鋼床版縦桁支承の延命化方法の提案

橋梁付属物は取替え可能な部材であるが，数量が膨大であるため，適切な補修を行うことにより延命化を図りLCCを最小化することが求められている．

鋼床版縦桁支承においては，腐食，さび汁の流出，滑り板（PTFE板）の飛び出し，シールリングゴムのはみ出しなど様々な変状が発生しており，前期に延命化対策として試験施工を実施した，シールリングゴムにPTFE樹脂繊維を巻き付けて摩擦を低減する方法（明石海峡大橋）やステンレスバンドを内蔵したゴムチューブによりシーリングゴムを補強する方法（因島大橋）について追跡調査を実施しその効果を確認した．この結果，因島大橋では補修後1年で黒汁，さび汁の流出が見られるものがあることや，補修後5年で外面が再度腐食しているものがあるなど，劣化後の延命化対策効果は限定的となることがわかった．さらに，与島橋（2径間部）の耐震補強工事で撤去された鋼床版縦桁支承を回収し，劣化した支承の性能試験を実施した．回収した支承の内部は目視においてもさび等による目詰まりですべり板が固着し回転性能やすべり性能が失われていると見られるものが多くあった．支承の補修・交換の検討時には活荷重変動による周辺部材の疲労の影響も考慮のうえ検討を行う予定である．

3.9　亜鉛めっき部材の劣化予測手法の提案

溶融亜鉛めっき部材は，管理路などの橋梁付属物に多く用いられており，それらを計画的に補修していくうえで，効率的かつ定量的な劣化度の評価手法の確立が求められている．亜鉛めっき部材の定量的な劣化度の評価手法として，これまでに電磁膜厚計による残存膜厚測定，自然電位計測，表面粗さ計測などの適用性を検討してきたが，目視調査や顕微鏡観察の結果と必ずしも明確な相関は確認されていない．今期は，渦流探傷法（ECT）によるめっき部材の劣化度を定量的に把握する評価手法を検討しECT測定運用マニュアル(案)を作成した．ただし，ECT測定の性質から，複雑な形状・部位には向かない，測定対象と同形状のめっきなし基準片が必要，計測波形からめっき厚を簡易に推定できないという課題がある．また，合金層の厚さを計測することができないため合金層が露出してからの劣化度評価ががができない等，適用範囲が限定される．前期で検討された画像解析処理での劣化度評価（**図－1**）は，撮影方法や撮影条件に留意すれば，目視調査や顕微鏡観察による劣化度評価とおおむね整合することが確認されていること[23),24)]から，画像診断の技術進歩について今後調査を行い，従来の目視による劣化評価と組み合わせることで，より的確な補修計画策定が可能になると考える．今後も点検分科会でのAI技術活用検討とも連携しつつ有効かつ簡易な残存膜厚の非破壊調査手法の確立をめざす予定である．



図－1　画像解析処理による劣化度評価
（左：元画像，右：判定結果）
Fig.1 Image analysis (Left: Original photo, Right: Result)

3.10　道路鉄道併用橋の疲労安全性評価に関する検討

現在瀬戸大橋には新幹線荷重は載荷されておらず，在来線貨物列車の運行も少ないことから，疲労環境としては安全側にあると考えられるが，現状の疲労環境を評価する基礎データを収集するために現地計測を実施している．

現地計測は，疲労環境が厳しく疲労等級が低い部材を対象とし，活荷重の影響が大きい主構部材を選定して斜張橋とトラス橋で実施した．これまでに実施した吊橋での結果[25]と併せた測定結果を**表－2**に示す．

これらの測定結果より，鋼道路橋疲労設計指針に準拠して算出される疲労寿命について検討した結果，疲労環境的には設計時の想定に対して安全な状況と考えられた．ただし，一部において貨物列車の最大応力範囲が許容値に近いため，許容きずからの疲労亀裂進展が将来発生することが想定される．

表－2　現地計測結果
Table 2 Result of measurement

計測箇所		吊橋	斜張橋	トラス橋
設計値	最大応力範囲	63MPa	117MPa	26MPa
	疲労許容応力範囲	67MPa	132MPa	134MPa
実測値	最大応力範囲	55MPa	36MPa	9MPa
疲労寿命		700年	∞	∞

3.11　鋼床版疲労点検の合理化検討

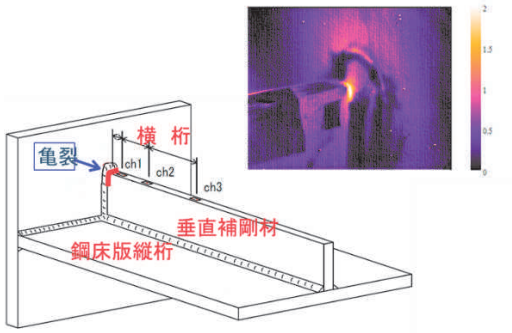
近年，都市高速道路などの重交通路線を中心に疲労亀裂が多数発見されている．これらの疲労亀裂を効率的かつ精度よく見つけるために，神戸大学との共同研究において赤外線サーモグラフィを用いた手法を開発し特許を得た[26),27)]．この技術を用いて，海峡部橋梁の設計時期・構造特性と路線別の累積交通量等から優先順序を考慮したうえで，瀬戸大橋と大鳴門橋関連区間の走行車線において疲労亀裂の点検を継続実施した．また点検装置を当初の有線方式から無線方式とし操作性を向上させるとともに（**写真－2**），自動亀裂検出アルゴリズムの改良を行い，亀裂発見精度の向上を図った．

写真－2　改良した装置による疲労点検
Photo 2　Inspection by improved device

3.12　赤外線サーモグラフィの疲労点検・評価への適用に関する検討

応力集中等による疲労点検重点箇所の特定，疲労亀裂の進展性評価，疲労対策後の補強効果確認等の業務に対し，神戸大学との共同研究で赤外線サーモグラフィを用いた合理的な点検・評価手法の検討を実施した．

すなわち，疲労亀裂の周辺の応力分布を正確に計測することにより亀裂進展性を評価できると考えられたことから，赤外線サーモグラフィによる熱弾性応力計測を実施することによる疲労亀裂の進展性評価について解析検討・室内実験を実施している[28)]（**図－2**）．



図－2　疲労亀裂の進展性試験
Fig.2 Fatigue crack growth test

3.13　疲労亀裂補修の推進

3.11 の検討の中で見つかったビード貫通亀裂や，瀬戸大橋斜張橋のウェブギャップ板で見つかった疲労亀裂[29)]に対し，補修方法を検討し施工している．前者に対してはスレッドローリングねじ（Thread Rolling ねじ，TRS）を用いた当て板補修法を開発し特許を得ており[30)]，これによる補修を継続実施すると同時に（**写真－3**），当て板部の亀裂に進展がないか経過調査を実施し，変化がないことを確認した．また後者に対しては，半円切欠きによる応力集中低減方法と当て板による補修方法を比較検討し，改良した当て板による補修方法を選定して亀裂補修を進めるとともに，応力計測を行って補修効果の確認を行った[31)]．

写真－3　TRSを用いたビード貫通亀裂の当て板補修
Photo 3 Repair of crack by plate with TRS

3.15　鋼主桁疲労安全性評価法に関する検討

鋼鈑桁橋では疲労安全性の低いディテールがあり，他機関では疲労損傷が確認されている．同様の構造が本四管内の橋梁にも存在することから，問題があるとされる縦桁（主桁）と横桁の交差部の構造を持つ 10 橋を選定し調査した結果，2 橋において疲労亀裂が見つかったため，削り込みによる応急処置を行った．

また本四道路では多数の鋼橋を管理しているため，モニタリングの優先度を検討･整理し，安全性の確保と点検の合理化を目指すための検討を実施している．具体的には，瀬戸大橋吊橋の鋼床版桁を対象として実橋応力を計測するとともに疲労設計指針に基づく疲労照査を行い，これらの結果を比較することで本四の交通量実態 [32]に合った疲労照査を行うことができるよう係数比較等の検討を行っている．

3.16　長大橋の耐震性能照査・耐震補強設計

兵庫県南部地震（1995.1.17）以降，最新の知見により内陸直下型の地震の影響を見直したことや，近い将来，東南海・南海地震の発生が予測されることから，海峡部橋梁の耐震補強を計画的に進めている．耐震補強は，神戸淡路鳴門自動車道は平成28年5月に完了し，瀬戸中央自動車道は令和2年度末に完了する予定である．

本計画では残る西瀬戸自動車道の長大橋の耐震補強設計を実施した．また，新規の追加項目として，今後耐震補強が急がれる地域の陸上部橋梁の耐震補強設計を実施した．

(1) 西瀬戸自動車道の海峡部橋梁の耐震補強設計

本計画における西瀬戸自動車道の海峡部橋梁の耐震補強設計の実績をを**表－3**に示す．今後30年間に震度6弱以上の揺れに見舞われる確率が26%以上の地域にあり，令和3年度末までに耐震補強を終わらせる計画の新尾道大橋[33]，生口橋[34]，多々羅大橋[33]，大三島橋[35]について耐震補強設計を実施した．また，これ以外に因島大橋[36]の耐震性能照査や伯方橋[37]の耐震補強設計を実施した．

表－3　耐震補強設計の実績（西瀬戸自動車道の長大橋）
Table 3 Record of seismic retrofit design (Long span bridges in Nishi-Seto Expressway)

	H29	H30	R1	備考
新尾道大橋		耐震性能照査･補強設計		
因島大橋	耐震性能照査			R2～R3で補強設計
生口橋	補強設計			
多々羅大橋	概略照査	耐震性能照査･補強設計		
大三島橋	耐震性能照査		補強設計	
伯方橋	補強設計			
大島大橋				H31.2に補強工事終了
来島海峡大橋				R3～R4で補強設計

注）赤文字：R3年度末までに耐震補強が終わる予定の橋梁
黒文字：R7年度末までに耐震補強が終わる予定の橋梁

(2) 陸上部橋梁の耐震補強設計

本計画の新規追加項目として今後30年間に震度6弱以上の揺れに見舞われる確率が26%以上の地域の陸上部橋梁[38](神戸管理センター：4連，鳴門管理センター：80連，岡山管理センター：128連，坂出管理センター16連，合計：228連)の耐震補強設計を関連する事務所と連携して実施した．

3.17　グースアスファルト局部補修方法の提案[39),40),41)]

鋼床版グースアスファルトの変状箇所の補修について，局部補修を前提にした補修材料の選定を行い，施工性，経済性に優れる補修方法を確立することを目的として検討を行った．平成29年度までに，施工性・経済性等について検討を行い，局部補修材料としては「高耐久現場加熱型弾性舗装材（重交通タイプ）」，既存グースアスファルトとの目地材（t＝3mm）」の使用を推奨することとした．今回選定した材料，補修手順及び留意事項等については手引書として取りまとめた[39)]．

3.18　舗装劣化予測手法の提案[40),41)]

舗装補修は路面性状調査結果及び劣化予測に基づき計画的に実施されているが，施工範囲の決定，予算確保等の面において，より精度の高い予測手法の検討が求められており，劣化予測を高精度で行うための検討を実施した．令和元年に実施した路面性状調査結果を取り入れ，予測式の最適化を図った．今後も，劣化予測式への反映等について，検討を進め精度向上を図っていく．

3.19　鋼床版舗装評価方法の検討[40),41)]

非破壊検査による鋼床版舗装の劣化状況を把握する評価方法を確立するための検討を実施した．

コンクリート床版非破壊検査手法で用いられているマイクロ波反射画像診断技術等を応用した鋼床版舗装非破壊評価について検討を行い，時間−周波数分析を行うことで変状の有無及び範囲を判断できることを確認した．今後は，現地検証等による適切な周波数の閾値設定に向けて検討を行っていく．

3.20　コンクリート舗装評価方法検討[41].

アスファルト舗装と構造，損傷形態やメカニズムが異なるコンクリート舗装について，適切な保全方法等について検討を行った．アスファルト舗装とコンクリート舗装の違いを整理したうえで，快適走行路面率算定からコンクリート舗装を除くこととした．

今後，コンクリート舗装の保全を的確に行うため，主な変状である目地部の角欠け，段差等の補修方法に用いられているパッチング工法等について評価方法等の検討を行っていく．

3.21　近接目視点検困難箇所の点検手法の検討

近接目視が困難な箇所において，高解像度カメラやドローン等により撮影された画像を用いることで，適切な変状の把握，評価が可能となるよう，画像撮影手法等の検討を実施した．他機関の基準整備状況等を参考にした上で，現在高解像度カメラの適用基準整備に向け検討中である．

3.22　新たな点検手法の開発

近接困難な箇所の点検手法の開発及び点検効率化の検討として，ドローンの活用可能性，活用可能箇所の検討[42]や，主塔点検用ロボットの製作･運用を実施した．

ドローンについては現場での撮影試験を行い，現場に用いることが可能であることを確認した（**写真－4**）．今後，現場適用する際の要領等をまとめる予定である．また主塔点検ロボットについては，明石海峡大橋用の点検ロボットを設計製作し，実橋試験を実施した[43]（**写真－5**）．今後他橋梁への適用検討と操作習熟を行う予定である．

写真－4　ドローンの飛行試験

Photo 4 Flight test of UAV

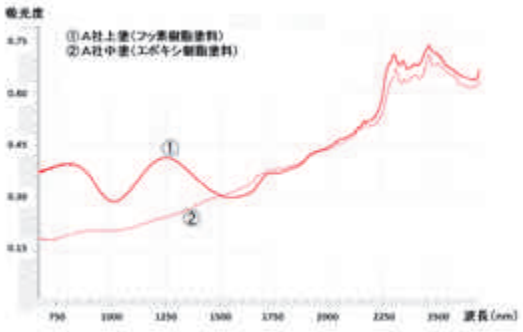
写真－5　主塔点検ロボット

Photo 5 Inspection robot for main tower

3.23　光学計測による部材表面の劣化評価に関する検討

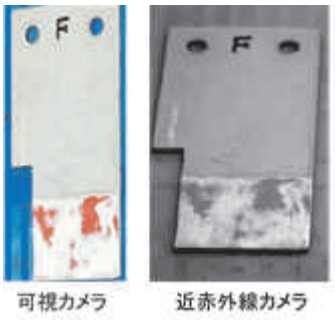
長大橋の鋼構造部材には多層塗装による重防食塗装が施されているが，目視点検では塗膜の経年劣化・損耗度を定量的に把握評価することは困難である．このため，近赤外線カメラを用いて塗料の分光特性による違い（**図－3**）を把握することで塗膜の消耗を把握できないか神戸大学と共同研究することとした．

その結果，近赤外線カメラを用いることで上塗りの消耗と中塗りの露出を把握できることを試験片レベル（**写真－6**）及び実橋（**写真－7**）で確認した[44),45),46)]．現在上塗りの残存膜厚を数値的に把握できないか，また直射日光や反射光の影響や塗料メーカの違いによる影響等について検討を継続している．



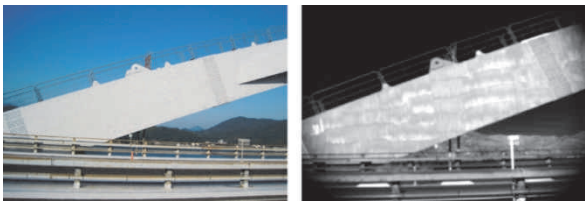
図－3　塗料の分光特性

Fig.3 Spectral characteristics of paint



写真－6　塗膜試験片の撮影写真

Photo 6 Normal and near infra-red photo of specimen



写真－7　近赤外線カメラによる塗膜写真

Photo 7 Detail of painting by near infra-red camera

3.24　個々のシステムの改善（長大橋の塗装マネジメントシステム）

塗装に関するデータを蓄積し，それらを活用して長期的な塗替塗装計画の立案及び効率的な施工を実施するための分析を補助する塗装マネジメントシステムを開発した．

3.25　GIS等他システムとの連携の検討

構造物の維持管理を行う上で，当社が保有する各システム（点検管理システム（IRIS）や工事情報管理システム（SeSMI）等）が，それぞれ独立したシステムとして稼働しているため，点検補修計画の策定や実施等の効率化の課題となっている．位置情報を持ったデータを総合的に管理できる統合型GIS（Geographic Information System）を構築し，維持管理に係る各種情報と位置情報を紐付けて地理空間情報として扱うことで，多種多様な情報を地図という同一基盤上で可視化・共有・相互利用することができ，より効率的な維持管理を行うことができるものと期待されている．

この目的を達するための第一歩として，平成29年度に，路線情報共有システム（JB-GIS）を構築し，運用を開始した．また，既往のシステム（IRIS，SeSMI等）との連携に向けた課題の抽出等を行うとともに，CSVデータの反映が容易に行えるよう，システムの改修等を実施した．今後，各システムのさらなる連携に向けて引き続き検討を行う．

3.26　AI技術を活用した効率化・高度化方策の検討

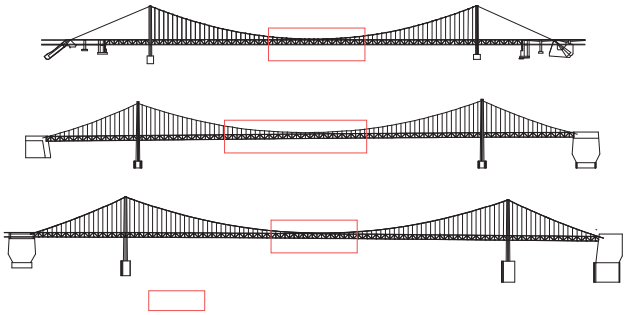
成長著しいAI技術の活用を推進するため，新技術に関する既存事例等の調査を行った．今後も引き続き，新技術に関する情報収集・活用検討を行うとともに，産学官との連携や公募等によりさらなる技術開発を行う．

3.27　維持管理性を考慮した耐風安定化対策の評価

本四連絡橋の吊橋には，耐風安定性を確保するために路面の一部にオープングレーチング構造が採用されているが，グレーチング下への路面落下物の落下や，グレーチング直下への雨水や路面凍結防止剤の流下による腐食環境の悪化などが維持管理上の問題となっている．このため，グレーチングの閉塞可能範囲の確認とグレーチングを閉塞した場合の耐風性向上策の提案を目標に，横浜国立大学との共同研究により，風洞試験と三次元フラッター解析手法を活用して耐風安定性を照査した．

瀬戸大橋の吊橋3橋（下津井瀬戸大橋，北備讃瀬戸大橋，南備讃瀬戸大橋）では，中央部のグレーチングは，全径間にわたり閉塞しても耐風安定性は確保されることが確認された．また，中央部と路肩部の全てのグレーチングを閉塞した場合，中央径間中央部の一部に高さ1.2mのセンターバリアを中央部の自動車防護柵に設置することで耐風安定性は確保できることが確認された[47)48)]（図－4）．

因島大橋についても，瀬戸大橋の吊橋3橋と同様にグレーチングの閉塞可能性について検討を実施している．今期では，検討の第一段階として，バネ支持試験によりグレーチング閉塞の有無による耐風性能の確認とグレーチングを閉塞した場合のセンターバリア設置による耐風性向上の効果を確認した[49)]．今後は，フラッター解析によりグレーチングを閉塞した場合の耐風安定性を評価し，グレーチングの閉塞可能範囲及び耐風性向上策としてのセンターバリアの設置範囲を提案する予定である．



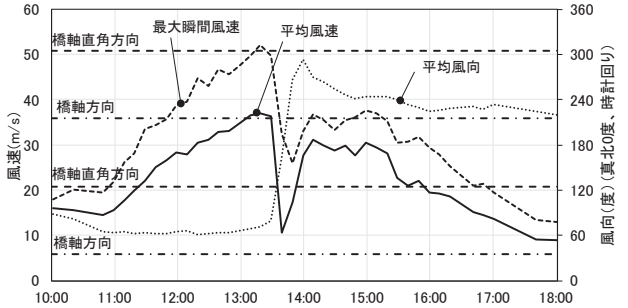
図－4　下津井瀬戸大橋（上），北備讃瀬戸大橋（中），南備讃瀬戸大橋（下）のセンターバリア設置範囲

Fig.4 Required ranges of center barrier for Shimotsui-Seto Bridge (top), Kita Bisan-Seto Bridge (middle), and Minami Bisan-Seto Bridge (bottom)

3.28　耐風設計上の安全性確認

明石海峡大橋と多々羅大橋ケーブルでは，耐風に係る動態観測を継続しており，既往の観測データを超える規模の強風を観測した場合に，記録データを分析し，橋体の安全性評価及び設計検証を実施している．

明石海峡大橋の動態観測では，平成30年台風21号通過時に，観測史上最大の風速（中央径間中央の桁位置で10分間平均風速37m/s，最大瞬間風速52.2m/s）（図－5）と補剛桁の水平変位（中央径間中央で最大変位7.6m）が記録された．また，この台風通過時の強風データの特徴として，風向は橋軸直角方向からの偏角が30度以上の斜風であった．これらを含めた動態観測データについて分析を行い，当初設計との比較を行った．観測された強風の風向や乱れといった風の特性が設計時の想定と異なるが，これらのパラメータを考慮することにより，当初設計で想定した考え方がおおむね説明できることが分かった．また，主塔については，設計で想定した風条件で渦励振が発生し，それを抑制するために塔柱内部に設置されているTMD（質量同調式ダンパー）も適切に作動していることが確認された[50)]．なお，この台風で観測された風速（10分間平均風速37m/s）は，桁の設計基準風速（59.8m/s）の6割程度と小さいため，今後も動態観測を継続し，より高風速域での応答についても検証を行っていく予定である．



図－5　台風21号の風速と風向

Fig.5 Wind speed and wind direction in Typhoon Jebi

4.　新技術開発計画

令和元年度をもって，3カ年にわたる本計画が終了した．令和2年度以降の技術開発計画（以下「新計画」という．）は，計画期間を同じく3年間とし，期間内に成果をとりまとめ，実用化あるいは継続取組みや新たな取組目標を設定することとした．技術開発項目は，予防保全の効果的・効率的な実施，ライフサイクルコスト（LCC）を最小にするためのアセットマネジメントの実践に加え，産学官の連携などのオープンイノベーションも視野に置き，AI，IoT，ビッグデータの活用等の革新的な技術の導入による効率的な長大橋の維持管理などに資する技術課題を考慮し，3年間の計画期間を踏まえた取組目標を設定した．

新計画は，これまで通り，長大橋技術センターを中心として，保全部・各管理センター・（株）ブリッジエンジニアリング一体となった検討体制を継続し，保全技術交流会議の場を活用していく．開発項目を以下に示す．

4.1　防食分科会

(1) 塗装（鋼）WG
- 再塗替計画策定方法の提案（継続）
- 補修塗装方法の効率化（新規）

(2) コンクリート保護工WG
- 表面被覆材の付着性能評価と高性能化（継続）
- ASR対策表面保護材の性能確認（継続）

(3) 海中基礎防食WG
- 海中構造物防食方法の確立（継続）

(4) ケーブル送気WG
- ケーブル気密化のためのラッピング法に応じた最適被覆法の確立（継続）
- 効率的なシステムの構築と運転手法確立によるLCC最適化の実現（継続）

(5) ハンガーロープ，斜ケーブルWG
- ハンガーロープ管理要領の更新（継続）
- 補修塗装仕様の提案（継続）
- 斜張橋ケーブル腐食要因の特定と対応方針の提案（新規）

(6) 橋梁付属物WG
- 鋼床版縦桁支承の延命化及び更新方法の提案（継続）

4.2　疲労分科会
- 鋼床版疲労点検の合理化検討（継続）
- 道路鉄道併用橋の疲労安全性評価に関する検討（継続）
- 赤外線サーモグラフィの疲労点検・評価への適用に関する検討（継続）
- 鋼主桁疲労安全性評価法に関する検討（継続）
- 疲労専門業務の効率的な実施（継続）

4.3　耐震分科会
- 耐震性能照査・耐震補強設計（継続）

4.4　舗装分科会
- 舗装劣化予測手法の提案（継続）
- 鋼床版舗装評価方法の検討（新規）
- コンクリート舗装（継続）

4.5　点検分科会
(1) 点検技術WG
- 近接目視点検困難箇所の点検手法の検討（継続）
- 光学計測による部材表面の劣化評価に関する検討（継続）
- 新たな点検手法の開発（継続）
- 定期点検の省力化・信頼性向上（新規）

(2) 点検要領・システムWG
- IRIS（点検管理システム）の改良（新規）
- GIS等他システムとの連携（継続）
- AI技術の活用（新規）

4.6　耐風分科会
- 維持管理性を考慮した耐風安定化対策の評価（継続）
- 耐風性上の安全性評価（継続）
- 海峡部橋梁路面上の強風特性評価（継続）

5.　おわりに

今後，これらの技術開発項目に関する検討を着実に進捗させ，アセットマネジメントの考え方に基づく，本四連絡橋の中長期保全計画の効果的・効率的実施に活用していく．

参考文献

（本計画の実施期間内に，検討成果の一部として公表したものについては下線を付す．）

1)　竹口昌弘，貴志友基，山根彰：防食分科会塗装（鋼）WGの取組，本四技報，Vol.43，No.131，p.48，2018.9

2) 久米昌夫，竹口昌弘：本四連絡橋の塗替塗装に関する取組，本四技報，Vol.42，No.130，pp.7-14，2019.9
3) 竹口昌弘，貴志友基，山根彰：防食分科会塗装（鋼）WGの取組，本四技報，Vol.44，No.133，p.42，2019.9
4) 大塚雅裕，楠原栄樹：重防食塗装の劣化予測手法の開発，土木学会　構造工学論文集，Vol.62A，pp.492-502，2016.3
5) 久米昌夫，楠原栄樹，町田陽：上塗り剥離要因に関する実橋塗膜調査結果，土木学会第72回年次術講演会，2017.9
6) 山根彰，竹口昌弘：省工程型ふっ素樹脂塗料規格の制定，本四技報，Vol.44，No.134，pp.12-17，2020.3
7) 花井拓，山根彰，楠原栄樹：海峡部橋梁マスコンクリート表面被覆要領の改訂，本四技報，Vol.42，No.129，pp.18-24，2017.9
8) 中西智美，藤崎陽平，森川英典，竹口昌弘：強アルカリ水浸漬によるコンクリート補修用表面被覆材の付着性能の劣化特性に関する研究，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，第18巻，pp.483-488，2018.10
9) 本郷誠人，竹口昌弘：防食分科会コンクリート保護工WGの取組，本四技報，Vol.43，No.131，p.49，2018.9
10) 本郷誠人，竹口昌弘：防食分科会コンクリート保護工WGの取組，本四技報，Vol.44，No.133，p.43，2019.9
11) 竹口昌弘，北村岳伸：電着防食と電気防食を併用した大水深海中基礎の防食方法に関する検討，本四技報，Vol.40，No.126，pp.18-23，2016.3
12) 鎌田将史，貴志友基，岡本豊：本四連絡橋海中基礎防食のあゆみ，本四技報，Vol.42，No.130，pp.38-43，2018.3
13) 安部真理子，門田整達，遠藤和男：瀬戸大橋海中基礎の劣化度調査，土木学会第72回年次学術講演会，2017.9
14) 長尾幸雄，町田陽：防食分科会ケーブル送気WGの取組，本四技報，Vol.43，No.131，pp.50-51，2018.9
15) 長尾幸雄，本郷誠人：防食分科会ケーブル送気WGの取組，本四技報，Vol.44，No.133，pp.44-45，2019.9
16) 森山彰，梶尾光邦：ケーブル気密化のための塗装仕様検討と試験施工，本四技報，Vol.39，No.124，pp.10-15，2015.3
17) 森山彰，熊井貴弘：吊橋ケーブル被覆の劣化調査と伸び性能に着目した被覆仕様の検討，高速道路と自動車，Vol.58. No.11，2015.11
18) 森山彰，大藤時秀：吊橋ケーブル被覆の劣化調査と伸び性能に着目した被覆仕様の検討，土木学会第69回年次学術講演会，2014.9
19) 永瀬繁幸，杉町直明，藤澤幸廣：供用20年を経過した明石海峡大橋主ケーブルの開放調査，第33回日本道路会議論文集，2019.11
20) 貴志友基，朝倉義博：200年供用を支える吊橋ケーブル送気乾燥システム，橋梁と基礎，Vol.51，2017.11
21) 貴志友基，朝倉義博：吊橋ケーブル送気乾燥システムの管理20年，本四技報，Vol.42，No.130，pp.30-37，2018.3
22) 貴志友基，朝倉義博：本州四国連絡橋の吊橋ケーブル送気乾燥システムの改善の取組み，高速道路と自動車 Vol.61，No.11，2018.11
23) 安部真理子，門田整達，遠藤和男：瀬戸大橋管理路の劣化度評価及び補修方法に関する検討，本四技報，Vol.41，No.128，pp.18-23，2017.3
24) 安部真理子，遠藤和男：瀬戸大橋管理路の劣化度評価および補修方法に関する検討，高速道路と自動車，Vo1.61，No.7，2018.7
25) 大藤時秀，奥村淳弘，溝上善昭：道鉄併用橋のトラス部材の疲労環境調査，土木学会第74回年次学術講演会，2018.8
26) 溝上善昭，奥村淳弘，大藤時秀，和泉遊以，阪上隆英：赤外線サーモグラフィを用いた温度ギャップ法によるUリブ鋼床版のビード貫通亀裂の自動検出と装置開発，構造工学論文集，Vol.64A，pp.573-582，2018.3
27) 溝上善昭，小林義弘，和泉遊以，阪上隆英：赤外線サーモグラフィを用いた温度ギャップ検知による鋼床版デッキプレートーU リブ間の溶接部に生じる疲労亀裂の遠隔検出，鋼構造論文集，第22号第87号，pp.47-56，2015.9.
28) 寺内勇希，溝上善昭，奥村淳弘，阪上隆英，塩澤大輝，東智之：熱弾性応力計測による鋼構造部材の疲労き裂進展性調査，土木学会第73回年次学術講演会，2018.8
29) 藤城忠朗：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，本四技報，Vol.40，No.125，pp.52-53，2015.9
30) 溝上善昭，森山彰，小林義弘，坂野昌弘：Uリブ鋼床版ビード貫通亀裂に対する下面補修方法の提案，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.73，No.2，pp.456-472，2017.8
31) 塩澤大輝，有馬敬育，溝上善昭，奥村淳弘，阪上隆英，井原航生：熱弾性応力計測に基づく溶接構造物の疲労き裂補修効果の検証，土木学会第74回年次学術講演会，2019.9
32) 鎌田将史，溝上善昭，貴志友基：本州四国連絡道路における実態活荷重調査，土木学会第10回道路橋床板シンポジウム論文報告集，2018.11
33) 山口和範，溝上善昭，大串弘幸：新尾道大橋・多々羅大橋の耐震補強設計，本四技報，Vol.44，No.134，pp.2-10，2020.3
34) 平山靖之，山口和範，溝上善昭：生口橋の耐震補強設計，本四技報，Vol.43，No.132，pp.2-9，2019.3
35) 山口和範，大串弘幸：大三島橋の耐震補強設計，本四技報，Vol.45，No.135，pp.13-19，2020.9
36) 山口和範，溝上善昭：耐震分科会の取り組み，本四技報，Vol.44，No.133，pp.47-48，2019.9
37) 山口和範，溝上善昭，平山靖之：伯方橋の耐震補強設計，本四技報，Vol.43，No.132，pp.10-14，2019.3
38) 溝上善昭，山口和範，森下尊久：本州四国連絡高速における一般橋の耐震補強設計，本四技報，Vol.44，No.133，pp.8-17，2019.9
39) 中山義雄，梶尾光邦：グースアスファルト舗装局部補修の推奨仕様，本四技報，Vol.44，No.134，pp.27-33，2020.3
40) 竹内政彦：舗装分科会の取組，本四技報，Vol.43，No.131，p.56，2018.9
41) 竹内政彦，中山義雄：舗装分科会の取組，本四技報，Vol.44，No.133，p.49，2019.9
42) 山田三洋，金和寛，筒井祐貴，田邊裕之，堺浩一，杉山和

也，村井俊之：UAVと赤外線カメラによる橋脚ひび割れ等調査の現場適用性評価，土木学会第74回年次学術講演会，2019.9
43) 東秀樹，香川晃，敷地直城，中村将秀：長大橋主塔点検ロボットの開発，本四技報，Vol.44，No.134，pp.43-52，2020.3
44) 林昌弘，溝上善昭：点検分科会点検技術WGの取組，本四技報，Vol.43，No.131，p.57，2018.9
45) 溝上善昭，林昌弘，奥村淳弘，阪上隆英，塩澤大輝，松本悠希：赤外線カメラを用いた塗膜劣化評価による実橋調査，土木学会第73回年次学術講演会，2018.8
46) 松本悠希，阪上隆英，塩澤大輝，溝上善昭，林昌弘，奥村淳弘：近赤外線カメラを用いた重防食塗装最表層の損耗度定量評価，土木学会第73回年次学術講演会，2018.8
47) 花井拓，竹口昌弘，町田陽：瀬戸大橋吊橋のグレーチング閉塞に伴う耐風安定性検討，本四技報，Vol.42，No.130，pp.59-66，2018.3
48) 花井拓，竹口昌弘：耐風分科会の取組，本四技報，Vol.44，No.133，pp.51-52，2019.9
49) 竹口昌弘，遠山直樹：耐風分科会の取組，本四技報，Vol.45，No.135，2020.9
50) 竹口昌弘，花井拓，本郷誠人：強風時における明石海峡大橋の応答，本四技報，Vol.44，No.134，pp.18-26，2020.3

大三島橋の耐震補強設計

Seismic retrofit design of Ohmishima Bridge

山口 和範　Kazunori Yamaguchi
長大橋技術センター
総括・耐震グループリーダー

大串 弘幸　Hiroyuki Ogushi
安全防災部　防災課
前　長大橋技術センター
　　総括・耐震グループ

概　要

大三島橋は，今後30年間に震度6弱以上の揺れに見舞われる確率が26%以上の地域にあるため，令和3年度までに耐震補強を終わらせる予定である．大三島橋の耐震性能照査の結果，道路桁（側タイ）で一部降伏し，橋台でせん断耐力の許容値を超えていた．このため，道路桁（側タイ）で当て板補強を行い，橋台では繊維シート補強を行うこととした．本文は大三島橋の耐震性能照査及び補強設計について報告するものである．

Ohmishima Bridge is located in area where the probability of the occurrence of large earthquakes with a seismic intensity level of Lower 6 or higher in coming 30 years is 26 percent or higher. Therefore the seismic retrofit of the bridges is conducted and planned to be by 2022. As the result of seismic performance verification of the bridge , it was found that the strength of road girder (side tie) and the shear strength of abutment would be exceed the allowable range. On this account, seismic retrofit design was conducted using stiffening plate for the road girder (side tie) and fiber sheet reinforcement for the abutment. This paper presents the seismic retrofit design of the Ohmishima Bridge.

1.　はじめに

兵庫県南部地震（1995.1.17）以降，最新の知見により内陸直下型の地震の影響を見直したことや，近い将来，東南海・南海地震の発生が予測されることから，本州四国連絡橋海峡部橋梁の耐震補強を計画的に進めている．耐震補強は，神戸淡路鳴門自動車道は平成28年5月に完了し，瀬戸中央自動車道は令和2年度末に完了する予定である．西瀬戸自動車道では今後30年間に震度6弱以上の揺れに見舞われる確率が26%以上の地域にある新尾道大橋，生口橋，多々羅大橋，大三島橋，大島大橋については令和3年度までに耐震補強を終わらせる予定である．

大三島橋の耐震性能照査の結果，道路桁（側タイ）で一部降伏し，橋台でせん断耐力の許容値を超えていた．このため，耐震補強対策として道路桁（側タイ）で当て板補強を行い，橋台では繊維シート補強を採用した．本文は大三島橋の耐震性能照査及び補強設計について報告するものである．

2.　橋梁概要

大三島橋は西瀬戸自動車道の大三島と伯方島の間に架かる橋長328m，アーチ支間長297mの単径間ソリッドリブ2ヒンジアーチ橋である．橋梁概要を**表－1**に，一般図と支承条件を**図－1**に示す．

2.1　構造特性

アーチリブが道路桁（側タイ）を介して橋台上部（以降「橋台（アバット）」と表記）に接合されていることにより上部構造の負担を小さくし，合理化が図られている．一方，道路桁（側タイ）から橋台（アバット）へ反力が働くことから，橋台（アバット）の負担が大きくなっている．なお，橋の中央部の道路桁（**図－1** の側面図の水色の部分）もアーチリブに剛結されているが橋の1/4 点でゲルバー構造になっており，この区間の道路桁はアーチリブからの水平力を分担できない構造となっている．これに加え，大三島側に比べ伯方島の方が地盤が固く，橋梁の形状は左右対称であるが，構造特性的には非対称となっている（**図－１**を参照）．

2.2　橋台

3A橋台の一般図を**図－2**に示す．橋台上部の橋台（アバット）は中空構造で，なおかつ，上部の重量が大きく，道路桁（側タイ）の反力を受けることからトップヘビーな構造となっている．

2.3　床組構造

床版は RC 構造で，それを支える床組み構造は横桁を介して道路桁に剛結されている（**図－1** を参照）．

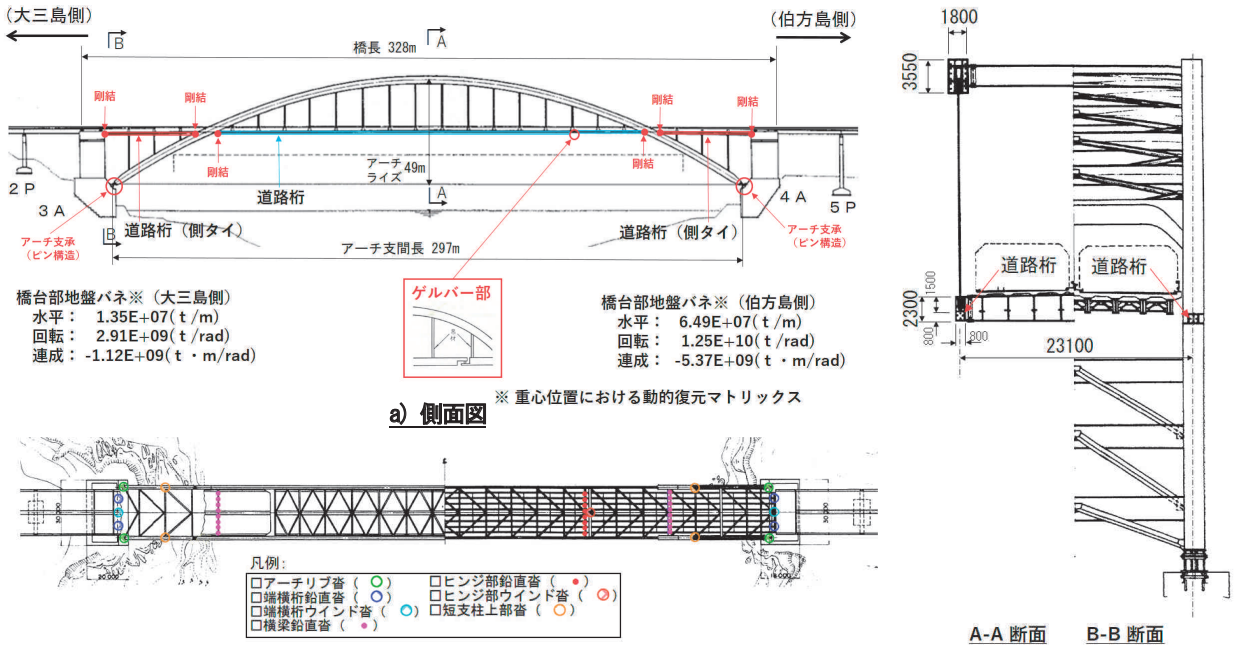
2.4　支承関係

支承条件を**図－1** に示す．全体構造を支える重要な支承等はアーチリブ支承（ピン構造，**写真－1**）と道路桁（側タイ）の橋台（アバット）への剛結構造（**写真－2**）である．それ以外の支承は床組構造に付随するものである．

表－1　橋梁概要

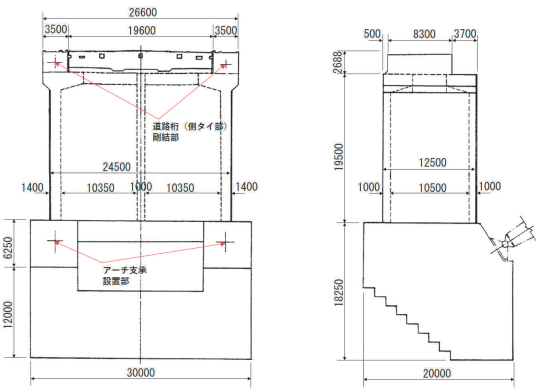
Table 1 Outline of bridge

橋梁名	大三島橋
橋梁形式	単径間ソリッドリブ２ヒンジアーチ橋
供用日	1979年5月12日
支間割	橋長：328m　，アーチ支間長：297m
基礎形式	直接基礎
適用耐震基準	本四耐震設計指針（S47）[1]



図－1　大三島橋の橋梁一般図・支承条件

Fig.1 General view and bearing condition of Ohmishima Bridge



図－2　3A 橋台の一般図

Fig.2 General view of abutment

写真－1　アーチ支承

Photo.1 Arch Bearing

写真－2　道路桁（側タイ）の剛結部

Photo.2 Rigid connection of road girder (side tie)

3. 動的解析

3.1 入力地震動

(1) 経緯・想定地震[2)~4)]

大三島橋の建設時の入力地震動は，「本四耐震設計指針(S47)[1)]」に基づいて設定した．

その後，兵庫県南部地震の発生を受け内陸型直下地震の影響を最新の知見により反映する必要があること，近い将来，東南海・南海地震の発生が予測されることなどから，本四耐震補強委員会（委員長：家村浩和京大名誉教授，2006年設置）の審議を経て設計地震動を見直した．

大三島橋を含む西瀬戸自動車道の長大橋では，1)東南海・南海地震（モーメントマグニチュード（以下「M」という．）8.6），2)中央構造線（石鎚－伊予灘断層）による地震（M7.5），3)芸予地震（M7.3），4)伏在断層（地表に現れていない断層，架橋地点直近でM6.8相当を想定）による地震の4種類の地震を考慮することとした．

今回の大三島橋では架橋位置の関係から，2)中央構造線による地震の影響は小さいことから，1)東南海・南海地震，3)芸予地震，4)伏在断層による地震の3種類の地震について考慮した．

(2) 地震波の作成手順

地震動は，架橋地点の地盤構造や近隣の断層等を考慮し，断層モデルにより設定した大規模地震とし，工学的基盤（Vs=1.0～2.0km/s）で定義したものである．解析に用いた入力地震動は，工学的基盤面における地震動を基にし，一次元波動伝播解析（SHAKE）にて基礎底面位置で設定した．なお，岩盤上の基礎に対する鉛直地震動については，基盤波と基礎底面位置での有効入力地震動の差異が小さいことから，基盤波を基礎底面に与えることとした．

(3) 地震波の入力方向

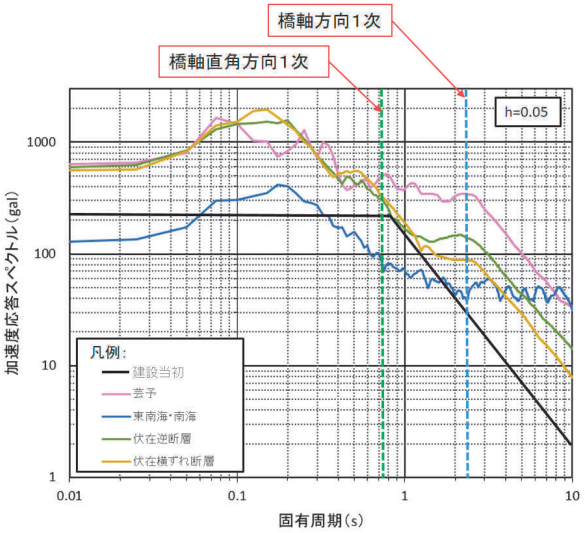
地震動の入力は，東南海・南海地震、芸予地震では，地震動の3次元的な挙動を考慮するため，水平2方向，鉛直の3方向同時入力とした．伏在断層を想定した地震波は，橋軸方向と橋軸直角方向に鉛直方向を組み合わせた2方向にそれぞれ入力した．

(4) 大三島の入力地震動

設定した地震波は東南海・南海地震1波，芸予地震2波，及び伏在断層4波（逆断層2波，横ずれ断層2波）の計7波である．その内，代表的な地震波の橋軸方向の加速度応答スペクトルを**図－3**に示す．橋軸方向1次振動及び橋軸直角方向1次振動のどちらの場合でも芸予地震の影響が大きいことが分かる．

3.2 解析モデル

耐震性能照査では，地震時の挙動を正確に再現することを目指し，全ての部材をモデル化することとした．**図－4**に大三島橋の解析モデルを，**表－2**にモデル化に用いた要素の概要を示す．



図－3 入力地震動の加速度応答スペクトル

Fig.3 Acceleration response spectrum of input seismic motions

(1) 上部構造

アーチリブ，道路桁等主要部材は地震時による軸力変動と2軸曲げによる降伏応力超過に伴う剛性低下を適切に評価するために，ファイバー要素でモデル化し，それ以外の部材については線形梁要素でモデル化した．なお，コンクリート床版の剛性の影響は床組の剛性の中に取り込むことにより適切に評価している．

(2) 橋台

橋台上部のアバットは材料の非線形性が考慮できるM-φモデルを適用した．この部分の剛性が動的解析の結果に大きく影響することから別途3次元FEM解析を行い適正な剛性を反映した．橋台下部はマッシブなコンクリート構造で剛性が高いため剛体棒でモデル化した．

(3) 地盤－基礎系（橋台）

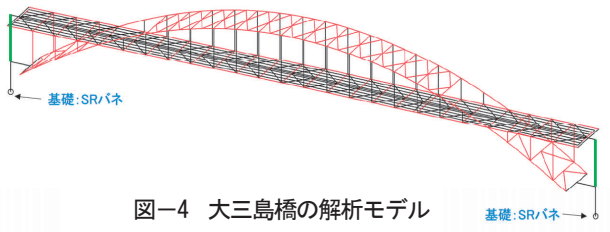
基礎－地盤間のモデル化は集約バネ要素（SRバネ）を用いることとし，水平方向バネ，鉛直方向バネ及び回転バネを設置した．SRバネは基礎の浮上がりの影響を考慮できないが，この影響は別途減衰のモデル化の中で考慮している．

(4) 減衰モデル

減衰モデルには上部構造主体の振動モードと下部構造主体の振動モードで個別に減衰を設定する個別剛性比例型減衰を採用した．振動モードに対応する減衰定数算出時の等価減衰定数は道路橋示方書・同解説（以下「道示」という．）Ⅴ耐震設計編[5)]を参考に**表－2**のとおりとした．鋼上部構造にファイバー要素を適用する場合は，材料非線形の影響を考慮して通常減衰定数を0.01をすることが多いが，大三島橋の解析ケースでは照査・検討時に主要部材の降伏の影響を反映するためにファイバー要素を適用しているが，補強後は主要部材の降伏を許容しないため，減衰の扱いとしては通常の梁要素と同じ0.02の減衰定数を適用した．

地盤－基礎系（橋台）のSRバネの減衰は，基礎の浮

き上がりの影響を考慮している「来島大橋剛体基礎耐震計算法（平成2年3月）」[6]の減衰定数の算出式を適用した．



図－4　大三島橋の解析モデル

Fig.4 Analytical model of Ohmishima Bridge

表－2　解析に用いた要素の概要

Table 2 Outline of analytical element

部　材		モデル化		減衰定数
上部構造	アーチ部材、道路桁（側タイ）、支材、横桁	ファイバー要素	非線形	0.02
	吊材	梁要素	線形	0.02
	床版構造（コンクリート床版＋床組）	梁要素	線形	0.03
下部構造	橋台（アバット部）	M-φモデル	非線形	0.05
	橋台（基部）	剛体要素	線形	0.05
基礎地盤	3A基礎地盤	SRバネ	線形	0.17
	4A基礎地盤	SRバネ	線形	0.16

表中の文字の色は図-4 に対応

3.3　解析手法

解析は材料非線形性及び幾何学的非線形性を同時に考慮できる複合非線形解析で時刻歴解析を行った．

3.4　FEM解析による橋台（アバット）の剛性と耐荷力性能の設定

橋台（アバット）の剛性は橋梁全体の解析に影響が大きいこと，中空の3次元構造で平面寸法に対する高さの比が小さく耐荷力が簡便な梁理論のものと異なる可能性が高いことから，精緻なFEMモデルにより橋台（アバット部）の剛性や耐荷性能を求めた．

(1) モデル化

モデル図を**図－5**に示す．橋台下部が剛性の高いマッシブなコンクリート構造であることから，アバット部のみをモデル化し，底面の境界条件を剛結とした．コンクリート構造のモデル化はソリッド要素で行い，コンクリートのひび割れや材料の非線形性を考慮できる要素を用いた．鉄筋についても材料や鉄筋の付着力の非線形性を考慮できる埋め込み鉄筋要素でモデル化した．

(2) プッシュオーバー解析，耐荷性能の評価

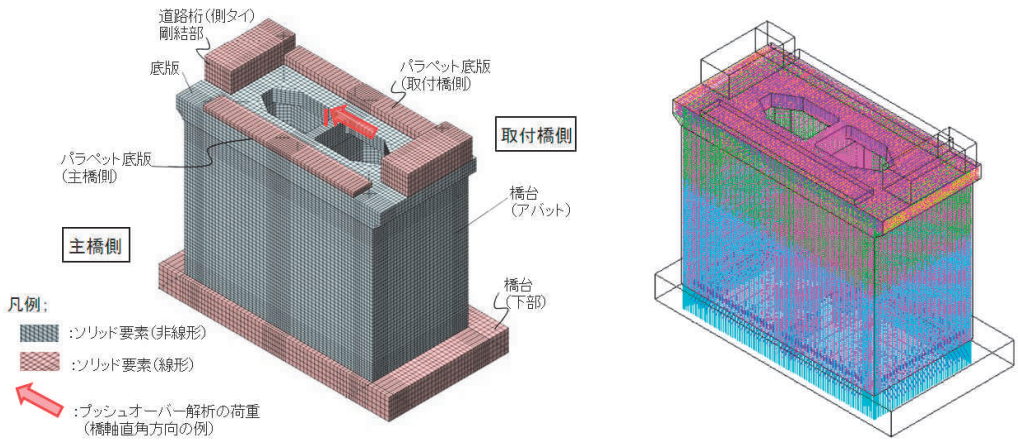
プッシュオーバー解析は，上部構造からの鉛直荷重と橋台（アバット）の自重を載荷した上で，上部構造からの水平荷重の作用位置相当（橋台（アバット）下面から20.85mの位置）に水平方向（橋軸方向、橋軸直角方向の2ケース）の荷重を暫増させた．暫増荷重の載荷位置は**図－5**のとおりの1点載荷であるが，頂版上面が平面保持するように解析した．

橋軸直角方向の解析結果を**図－6，7，表－3**に示す．**図－7**に示すとおりひずみの大きい箇所が斜めに横切っており，せん断による破壊形態を示している．なお，**図－6**には参考のため，一般橋の橋脚の設計で適用される地震時保有水平耐力法（以下「保耐法」と呼ぶ．）で計算されるせん断耐力も図示した．

長辺中央部にひび割れが発生（ステップ18）まではほぼ線形の挙動をする．その後，耐荷力が低下しているが，ひび割れ部上面に圧縮領域が形成されるディープビームの効果により耐荷力が回復し，上昇している．

設計に適用する水平方向の保有耐力としては，大規模地震後の修復性を考慮し，FEM解析で得られた線形領域の最大値（橋軸直角方向の場合は**図－6**のステップ18）を適用することとした．

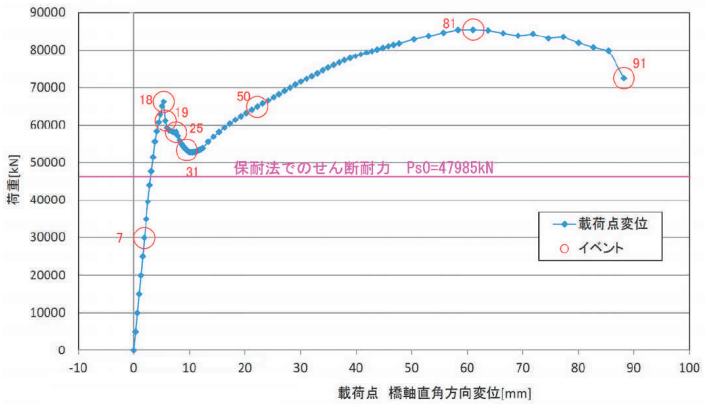
このFEM解析で定めた水平力の保有耐力と一般橋の橋脚の設計で適用される保耐法によるせん断耐力との比較



a）コンクリートのモデル化　　b）鉄筋のモデル化

図－5　橋台（アバット）の FEM モデル

Fig.5 FEM model of upper part of abutment



図－6 橋台（アバット）のプッシュオーバー解析結果

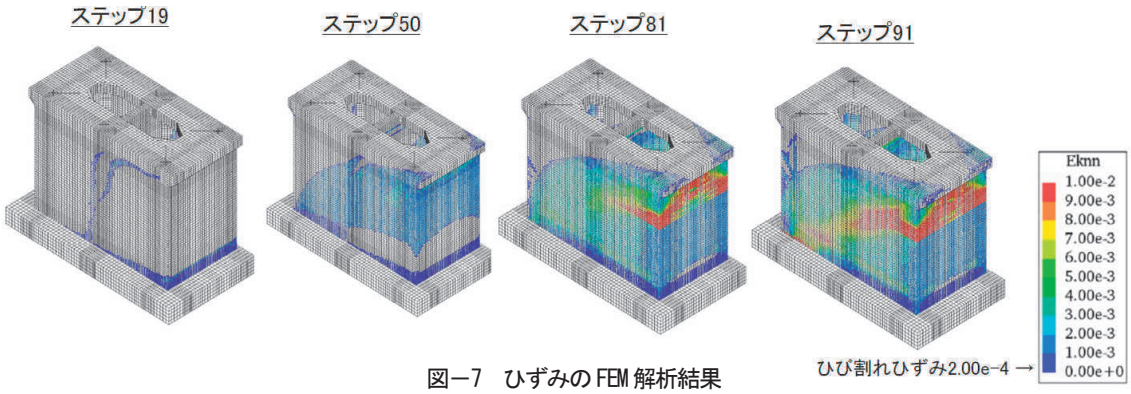
Fig.6 Result of pushover analysis of upper part of abutment

表－3 イベント

Table 3 Event

ステップ	載荷点変位[mm]	荷重[kN]	備考
7	1.9	29914	ひび割れ発生（短辺壁下端）
18	5.4	66256	長辺壁中央部ひび割れ発生
19	5.7	61211	ハンチ部主筋D22降伏開始
25	7.6	58098	中壁主筋D16降伏開始
31	9.5	53307	せん断補強筋D16降伏開始
50	22.2	64957	短辺壁主筋D25圧縮降伏開始
81	61.1	85446	最大荷重
91	88.2	72520	荷重低下

※着色部出力ステップ



図－7 ひずみの FEM 解析結果

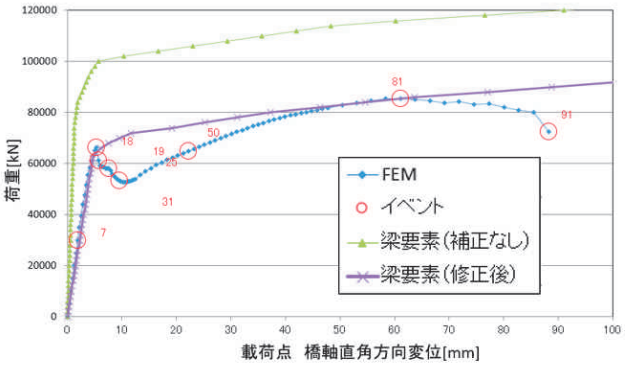
Fig.7 Strain of FEM analysis

表－4 FEM 解析と保耐法の比較

Table 4 Comparison of FEM analysis and horizontal campacity method

	① FEMによる耐力	② 保耐法による耐力	①／②
橋軸方向	38,672	31,987	1.21
橋軸直角方向	66,256	47,985	1.38

単位：ｋN



図－8 M-φ曲線の修正

Fig.8 Modified M-φ curve

を**表－4**に示すが，FEM解析による結果の方が大きくなっている．保耐法は梁として計算しているのに対し今回のケースでは幅に対する高さの比が小さく底面の拘束効果が大きいことや構造物の3次元性などをFEM解析で評価することによりこのような結果となったと考えられる．

(3) 剛性の設定

橋梁全体のモデルで橋台（アバット）に適用したM-φモデルは曲げの影響が大きい橋脚のモデル化に一般的に適用されているが，今回のケースでは橋台（アバット）の平面寸法に比べ高さ低くせん断の影響が大きいことから，この影響を適切に評価する必要があった．コンクリート標準示方書・設計編[7]にもせん断の影響が大きい場合にはその影響を適切に評価できるモデルを使用することが推奨されている．FEMモデルを全橋モデルに取込んで解析を行うのが理想であるが，時刻歴解析を行うにはモデルが大きくなり過ぎることから，M-φモデルを必要に応じて修正して適用することとした．

図－8にM-φモデル（補正なし，修正後）の耐荷力曲線とFEM解析で得られた耐荷力曲線の比較を示す．

M-φモデルの方がFEM解析に比べて耐荷力が大きくなっているが，M-φモデルの耐荷力曲線は曲げ破壊が前提となっており，せん断破壊の影響を取り込んでないためこのような結果となっている．

また，初期剛性の比較では，FEM解析の方が補正前のM-φモデルに比べ柔らかくなっているが，せん断変形の影響を考慮できるティモシェンコ梁[7]の理論で初期剛性の算出結果はFEM解析とほぼ同等の結果が得られており，せん断変形の影響が大きいためにこの様な結果となったと考えられる．

耐震性の照査に適用するM-φモデルは，FEMの結果とa）初期剛性，b)ほぼ線形区間の最大荷重（ステップ18），c)最大荷重（ステップ81）が合うようにパラメータを調整した（**図－8**）．

4.　耐震性能照査

4.1　照査方針

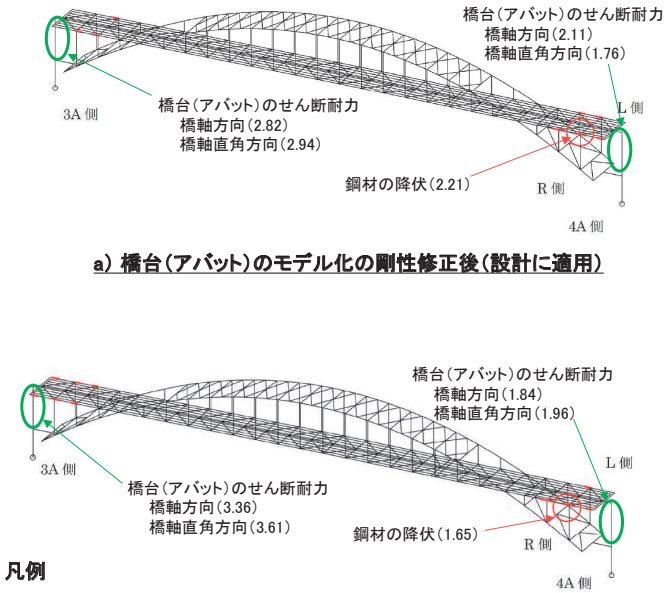
主要な鋼部材の照査ではファイバー要素のひずみによる照査と道示Ⅱ鋼橋編[8]の軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の安定照査を行った．橋台（アバット）は「**3.4 FEM解析による橋台（アバット）の剛性と耐荷力性能の設定**」で検討した結果を反映して照査した．支承部は支承耐力，支承移動量について照査を行った．

4.2　耐震性能照査結果

耐震性能照査での損傷箇所とその超過率を**図－9**，**表－5**に示す．また，参考のため橋台（アバット）のモデル化の剛性変更前の値を示しているが，剛性を修正したことにより橋台（アバット）のせん断耐力に対する超過率が小さくなる傾向にある一方，道路桁（側タイ）の降伏に対する超過率が大きくなっている．

支承関係については，橋梁全体の安全性に影響するアーチ支承や道路桁（側タイ）の剛結部の照査は許容値に収まっていた．これ以外の道路面の床版の床組構造に関連する支承のほとんどが耐力を超過していたが，橋梁全体の安全性に直結しないことや支承が支えているもう一方の部材端は剛結構造になっており，支承損傷による変位は小さく支承の逸脱が無く路面の段差が生じないため地震後の走行性や復旧性への影響は小さい．このことから，これらの支承の損傷は許容することとした．

個別の支承で損傷の影響を検討したが，比較的大きな支承である端横桁ウインド支承（**図－10**参照）の損傷の影響を検討した結果を示す．ウインド支承の照査では支承内部凸部の支承内部曲げ耐力や凹部の支圧耐力で許容値（鋼材の降伏）を超過していた．この損傷により，上沓と下沓が大きくずれることは考え難いが，この部分の水平変位が完全にフリーな状態で時刻歴解析を行った．アーチリブなどの主要部材への影響は小さく，アーチ支承や道路桁（側タイ）の損傷は生じなかった．また，この部分の3A側の最大水平変位は160mmであり，道路桁端部の横桁と道路桁（側タイ）の剛結部のコンクリートブロックの遊間は225mmあることから，この箇所での衝突は無かった．



a）橋台（アバット）のモデル化の剛性修正後（設計に適用）

b）橋台（アバット）のモデル化の剛性修正前（参考）

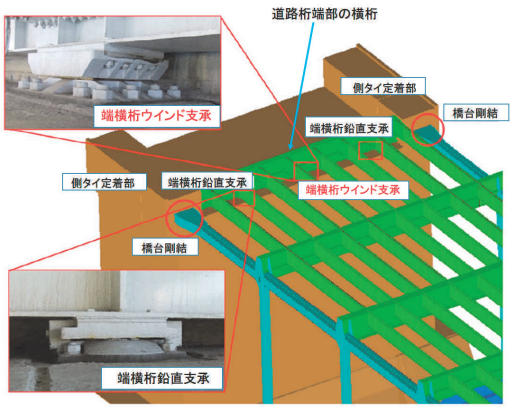
図－9　損傷想定箇所

Fig.9 Damaged portions

表－5　許容値に対する超過率

Table 5 Excess rate for the allowable range

		（設計に適用） ①橋台（アバット）のモデル化の剛度補正後	（参考） ②橋台（アバット）のモデル化の剛度補正前	①／②
3A橋台（アバット）	橋軸方向	2.82	3.36	0.84
	橋軸直角方向	2.94	3.61	0.81
4A橋台（アバット）	橋軸方向	2.11	1.84	1.15
	橋軸直角方向	1.76	1.96	0.90
道路桁（側タイ）		2.21	1.65	1.34



図－10　端支点部の概要図

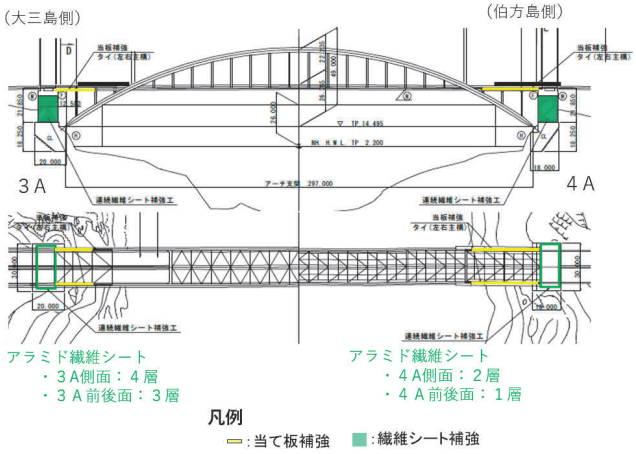
Fig.10 Schematic view of the bering at the end of girder

5. 耐震補強対策

耐震補強対策の要求性能としては，地震による損傷が限定的なものに留まり，橋としての機能の回復が速やかに行い得るものとされる「耐震性能 2」を確保することとした．耐震補強対策として，道路桁（側タイ）のあて板補強や座屈拘束ブレースなど制振ディバイスの適用の検討を行った．制振ディバイスについては，設置しても道路桁（側タイ）の降伏箇所が残ることから，当て板補強の方が経済的に有利であった．このため道路桁（側タイ）の耐震補強対策として当て板補強を採用した．

橋台（アバット）の補強としては，繊維シート補強とコンクリート増厚補強を比較検討したが，3A，4A は急勾配の斜面の下に設置してあり，コンクリート打設には接近のための大きな足場が必要なため経済的に不利なことから繊維シート補強を採用した．

耐震補強設計の概要を図-11 に示す．



図－11　耐震補強箇所

Fig.11 Members retrofitted

6. おわりに

大三島橋はアーチリブが道路桁（側タイ）を介して橋台（アバット）と結合しているのが特徴であり，橋台（アバット）のモデル化が耐震補強設計に大きく影響することから FEM 解析による詳細な検討を実施した．その結果，橋台（アバット）の補強規模の低減を図ることができた．

現時点で，西瀬戸自動車道の耐震補強設計が未了の海峡部長大橋は因島大橋，来島海峡大橋のみであり，両橋とも令和 7 年度内に耐震補強工事を終わらせる予定である．そのため耐震補強設計は，因島大橋については今年度に着手しており，令和 3 年度には完了予定であり，来島海峡大橋については令和 3～4 年度で耐震補強設計を行う予定である．これまで蓄積してきた知見を生かし合理的な耐震補強設計を行うと共に着実な耐震補強の進捗を図る予定である．

参考文献

1) 本州四国連絡橋公団：耐震設計指針（案），1972
2) 西谷雅弘，田村正：この10年における本四連絡橋の耐震補強，本四技報，Vol.42，No.130，pp.20-29，2018.3
3) 福永勧，遠藤和男：耐震補強検討に用いる大規模地震動の設定，本四技報，Vol.33，No.111，pp.18-23，2008.9
4) 本州四国連絡高速道路（株）,本四耐震補強委員会：本州連絡橋（海峡部橋梁）の耐震補強検討の基本方針（案），第5回本四耐震補強委員会資料，2009.1
5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2012.3
6) 本州四国連絡橋公団：来島大橋剛体基礎耐震計算法（案），1990.3
7) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編，2013.3，p.104
8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2012.3

ASRにより劣化したPC構造物の調査と対策

Survey and countermeasure for alkali-silica reaction occurred in prestressed concrete structure

金田 泰明 Yasuaki Kaneda
企画部 企画課
（前）しまなみ尾道管理センター
橋梁維持課

矢野 賢晃 Yoshiaki Yano
しまなみ尾道管理センター
橋梁維持課長

橋本 龍 Ryu Hashimoto
保全部 橋梁保全課
（前）しまなみ尾道管理センター
橋梁維持課長代理

概 要

3径間連続複合箱桁斜張橋である生口橋のPC桁ケーブル定着部の側面において，亀甲状のひび割れや白色の析出物の発生を確認した．床版上面舗装の一部を撤去したところ，多数の橋軸方向のひび割れを確認したことから，アルカリシリカ反応によるひび割れと推定された．

本橋梁は，建設時にアルカリシリカ反応性試験を実施し，無害の判定を確認している．このような背景から，劣化原因を特定するため，アルカリシリカ反応を念頭に置いた詳細調査を実施した．調査の結果，微小な石英を含む反応性骨材に起因する遅延膨張性のアルカリシリカ反応と判断した．

補修は，水分の浸入を防止することを基本的な方針とし，ひび割れ注入，表面被覆，表面含浸を施工した．本論は，各種調査の結果及び当該箇所の補修方法を報告するものである．

It was confirmed that alligator cracks and white precipitates were generated on the side surface of cable fixing part of PC girder at Ikuchi Bridge (Composite box girder cable stayed bridge with three continuous spans). It was presumed that the cracks were originally from Alkali-silica reaction, because numerous cracks on the longitudinal direction of the bridge were confirmed when a part of the concrete deck top surface pavement was removed.

The bridge had been confirmed harmless through Alkali silica reactivity test when the bridge was constructed. For the above reasons, in order to identify the cause of deterioration, a detailed survey was conducted from the perspective of Alkali-silica reaction. As a result of the survey, it was identified that the deterioration was originally from the late expansive alkali-silica reaction that is linked to the reactive aggregate containing microcrystalline.

Crack injection, surface coating, and surface impregnation were conducted since the basic policy for the repairment was prevention of the water infiltration. This thesis reports the results of various surveys and the repairment methods for the relevant deteriorations.

1. はじめに

わが国では，1980年代に近畿，中国及び北陸の各地域にて，主として安山岩砕石を使用したコンクリート構造物でアルカリシリカ反応（以下「ASR」という．）による劣化が確認された．わが国のASRに対する対策は，1986年の建設省通達「アルカリ骨材反応暫定対策について」及びJIS A 5308「レディーミクストコンクリート」より開始され，その後は，新設構造物でのASRの発生は大きく減少している[1)]．しかしながら，これら抑制策の導入後もASRの発生は完全になくなったわけではない[1)]．現在の知見ではASRによる劣化は，限られた骨材を使用した限られた地域の構造物に発生するというものではなく，全国の幅広い地域で発生し，反応性骨材も火山岩系，変成岩系及び堆積岩系など多種多様なものが存在することがわかっている[1)]．

写真－1 生口橋

Photo 1 Ikuchi Bridge

3径間連続複合箱桁斜張橋である生口橋（**写真－1**）は，1991年に供用を開始しており，ASR抑制策の導入後に建設された橋梁であるが，2010年の点検でPC桁側面にASRによる劣化と考えられる亀甲状のひび割れと，それに伴う白色の析出物を確認している．

本論では，ASRによる劣化を念頭に実施した詳細調査の結果を基に，劣化原因の推定を行う．また，補修方法について述べる．

2.　劣化状況と補修履歴

2.1　劣化状況

2010年に，PC桁側面及び下面において，亀甲状のひび割れと白色の析出物を確認した（**写真－2**）．床版上面からの水分の浸入が疑われたため，2017年に現況調査としてケーブル定着部の舗装の一部を撤去したところ，床版コンクリート上面において橋軸方向に方向性のあるひび割れを多数確認した（**写真－3**）．ここで，写真のひび割れ部分は，補修までの期間に雨水の浸入を防ぐため，エポキシ樹脂パテで簡易的に止水処理を施した後のものである．確認されたひび割れ幅は，最大で0.85mmであった．

ASRが発生したコンクリート構造物は，軸方向鋼材やPC鋼材などにより膨張が拘束されている場合，拘束方向に直交する方向のひび割れは発生しにくい．そのため，軸方向鋼材やPC鋼材に沿った方向性のあるひび割れが発生する[1)]．長大斜張橋では，桁に生じる軸力が大きくなるため，この卓越した橋軸方向の拘束力により，橋軸方向に方向性のあるひび割れが生じたと考えられた．

2.2　補修履歴

生口橋のPC桁における主な補修の履歴と，その補修の経緯を下記に示す（**図－1**）．

(1) はく落防止対策（2005年及び2006年）

2005年11月の巡回点検において，PC桁側面にある床版横締め鋼棒の跡埋めモルタルに浮きを確認した．これを受け緊急的に，モルタル片のはく落による第三者被害を防止する目的で，断面修復及びはく落防止対策（**表－1**）を施工した．施工範囲は，国道や県道上であるP2-2P間及びP3-3P間，公園や農道上である3P-P3間及びP4-4P間であった（**図－2**）．

(2) 床版防水（2009年）

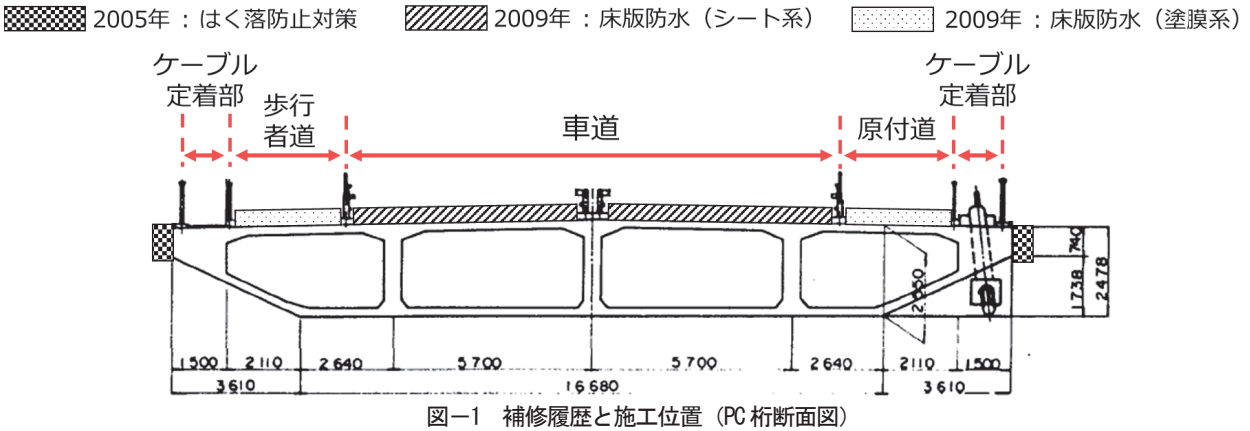
予防保全の観点より，床版上面からの水分の浸入を防止する目的で，車道にシート系，原自歩道に塗膜系の防水工を施工した（**表－2, 3**）．この際，床版上面の端部であるケーブル定着部側の防水は施工されていない．

写真－2　PC 桁側面のひび割れと白色の析出物

Photo 2 Cracks and white precipitate on the side surface PC girder

写真－3　PC 桁上面の橋軸方向のひび割れ

Photo 3 Cracks along the longitudinal direction on the upper surface PC



図－1　補修履歴と施工位置（PC 桁断面図）

Fig.1 Repair history and location (PC girder section)

表－1　はく落防止対策の仕様

Table 1 Peeling prevention specification

工程	はく落防止対策	kg/m^2
1層	エポキシ樹脂プライマー	0.15
2層	エポキシ樹脂パテ	0.5
3層	連続繊維シート	1.1
4層	エポキシ樹脂パテ	0.5
5層	柔軟型エポキシ樹脂塗料中塗	0.35
6層	柔軟型ふっ素樹脂塗料上塗	0.12

※表中のkg/m^{2}は標準使用量

表－2　床版防水の仕様（車道部）

Table 2 Deck waterproof specification (Roadway)

工程	床版防水（シート系）	L/m^2
1層	ゴムアスファルト系溶液型プライマー	0.4
2層	常温粘着型シート系防水層	－

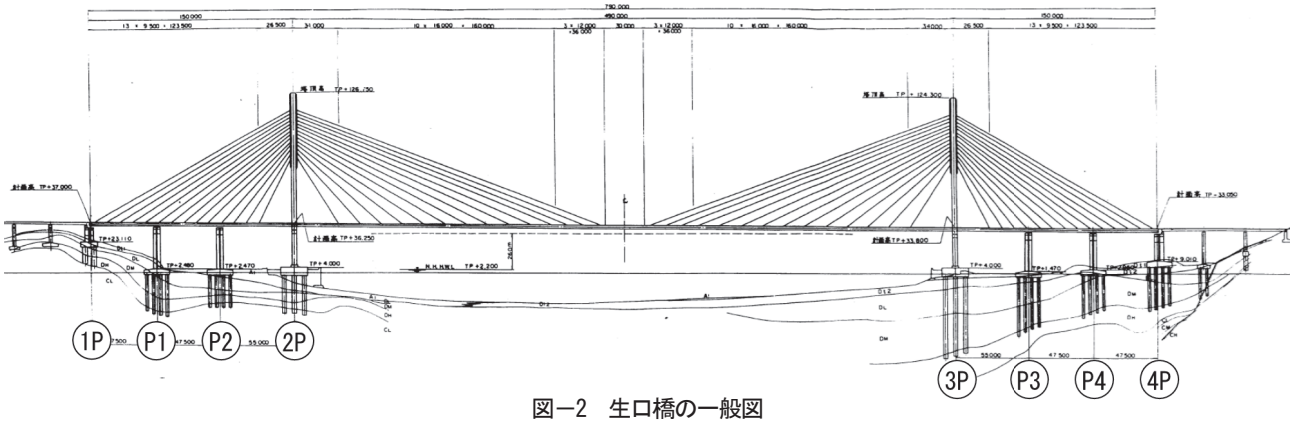
※表中のL/m^{2}は標準使用量

表－3　床版防水の仕様（原自歩道）

Table 3 Deck waterproof specification (pedestrian deck)

工程	床版防水（塗膜系）	kg/m^2
1層	ゴムアスファルト系溶液型プライマー	0.4
2層	加熱塗布系アスファルト防水材	1.2
3層	珪砂	0.7

※表中のkg/m^{2}は標準使用量



図－2　生口橋の一般図

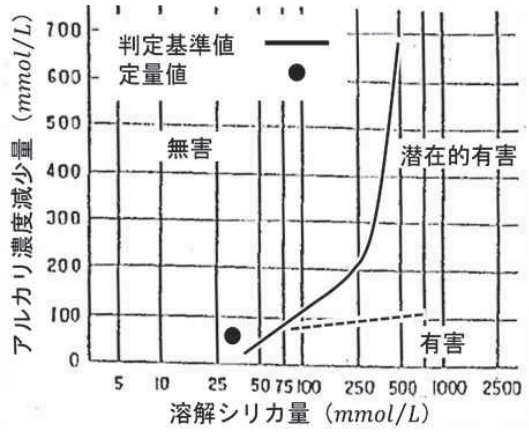
Fig.2 Ikuchi Bridge general drawing

3.　骨材調査

建設時の使用骨材の岩種及びアルカリ反応性試験の結果を確認するため，書類調査を行った．

生口橋は，粗骨材に広島県蒲刈産の採石を使用しており岩種は変成岩である．この変成岩には，ASR原因物質である微小な石英が含まれており，遅延膨張性のASRが生じることが知られている．遅延膨張性のASRとは，玉髄，隠微晶質または微晶質な石英を含む骨材に生じ，国内で確認されている一般的なASRに比べ反応が非常にゆっくりと進行するASRである[2)]．これらの反応性鉱物の特徴として，アルカリシリカ反応性を判定する現行の化学法やモルタルバー法によって，適切に評価できないことがあり問題となっている[1)]．

生口橋は，建設時にアルカリシリカ反応性を確認する試験として化学法を用いており，試験結果は判定基準値に近い値であったものの「無害」の判定であった（**図－3**）．



図－3　建設時の化学法による試験結果

Fig.3 Test results by chemical method during construction

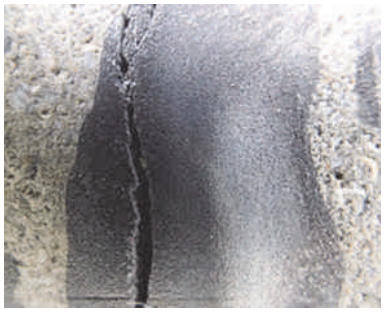
4.　詳細調査

劣化原因の特定及び今後の劣化進行程度の把握を目的に，コアの採取による詳細調査を実施した．コアの採取位置は，**2．1**の現況調査で確認された床版上面のひび割れの近傍と，比較用にPC箱桁内面の横桁の2箇所とした．以下にその調査結果を示す．

4.1　調査項目

(1) コア観察

コア表面の外観目視調査から，ASR特有の劣化である粗骨材の割れ（**写真－4**），粗骨材外縁部の反応リム及び白色の析出物（**写真－5**）を確認した．

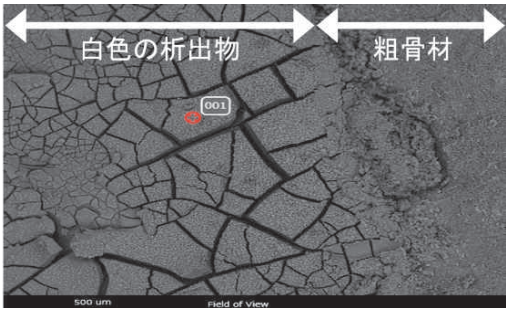


写真－4　粗骨材の割れ

Photo 4 Cracking of coarse aggregate

写真－5　反応リム

Photo 5 Reaction rim



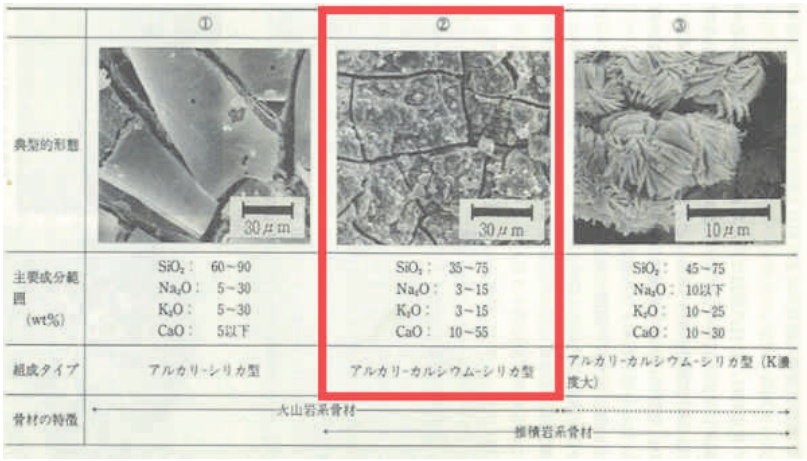
写真－6　白色の析出物（SEMによる観察）

Photo 6 White precipitate (Observation by SEM)

表－4　白色の析出物の主成分表

Table 4 Main component table of white precipitate

	元素	試料-1	試料-2
主要成分（%）	SiO_2	42.91	60.8
	Na_2O	6.85	5.52
	K_2O	13.18	9.19
	CaO	29.93	21.51
計		92.87	97.02



図－4　アルカリシリカゲルの組成タイプ[3)]

Fig.4 Alkali-silica gel composition type

(2) 走査型電子顕微鏡(SEM)及びエネルギー分散型X線分析(EDX)

写真－5で確認した粗骨材外縁部に生じた白色の析出物の表面をSEMにより観察した結果，乾燥収縮したアルカリシリカゲルの典型的なひび割れを確認した（**写真－6**）．また，白色の析出物をEDX定性分析した結果，アルカリシリカゲルの元素組成に類似した成分を確認した（**表－4**）．以上の結果から，骨材上に析出した白色の析出物はアルカリシリカゲル（アルカリ-カルシウム-シリカ型[2)]）と判断した（**図－4**）．

(3) 岩種判定

粗骨材の主な岩種は，変成岩の一種である泥質ホルンフェルスであり，構成鉱物として微晶質石英，石英，斜長石，黒雲母を確認した．微晶質石英が含まれることから，遅延膨張性のASRを生じる可能性があることを確認した．

(4) 水溶性アルカリ量分析（総プロ法）

コンクリート中の水溶性アルカリ量は，2002年の国交省通達によるアルカリ総量規制値（3.00kg/m^3）に近い値の2.90kg/m^{3}であった．

(5) 塩化物イオン濃度測定

ASRによる劣化は，日射及び雨掛かり，あるいは海水，凍結防止剤（NaCl）等の影響を受けやすい箇所で速く進行する[3)]．生口橋は冬期に多量の凍結防止剤を散布していることから，ASRへの影響を確認するために塩化物イオン濃度を測定した．測定の結果，コンクリート表面から約1cmの箇所で最も多い0.48kg/m^{3}の濃度を確認した（**図－5**）．この結果は，建設時に適用した1986年のJIS A 5308「レディーミクストコンクリート」の塩化物総量規制値0.30kg/m^{3}を上回ることから，塩化物イオンが供給される環境であることを示す．

この数値は，該当コンクリートの腐食発生限界塩化物イオン濃度（1.68kg/m^3）以下であったことから，塩害による劣化の可能性はないと判断した．

(6) 促進膨張試験

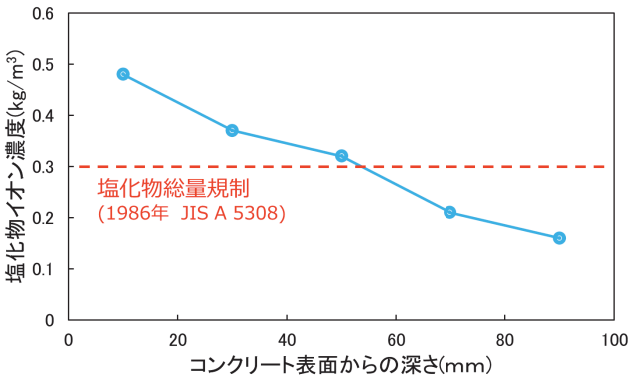
促進膨張試験により得られた残存膨張量の結果を**図－6**に示す．通常，デンマーク法[1)]による促進膨張試験では，試験材齢13週での膨張量で判定を行うが，遅延膨張性のASRが生じる可能性があることから，長期の挙動を確認するために反応期間を長く取り61週まで測定を行った．

試験結果は，材令13～61週の間に膨張率が0～0.1%に変化した．

(7) 圧縮強度，静弾性試験

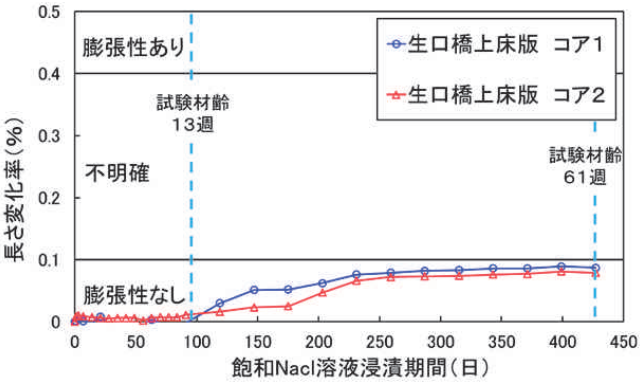
採取したコアによる圧縮強度は54.1N/mm^{2}と設計強度40.0N/mm^{2}を満足する結果となったが，静弾性係数は23.1kN/mm^{2}と設計値30.4kN/mm^{2}に比べて低い結果となった．

通常，ASRの進行に伴うひび割れの進展によりコンクリートの圧縮強度及び弾性係数は低下し，特に圧縮強度



図－5　塩化物イオン濃度

Fig.5 Chloride content



図－6　促進膨張試験の結果（デンマーク法）

Fig.6 Results of accelerated expansion test

と比較して弾性係数の低下が著しいことが知られている[4]．上記の試験結果から，圧縮強度の低下は確認されないものの，弾性係数が低下していることから，ASRによる劣化の可能性が考えられた．

4.2　詳細調査のまとめ

上記の調査結果から，ASR特有の劣化である骨材の割れと反応リムに加え，骨材上に見られた白色の析出物はアルカリシリカゲルと判断されること，粗骨材の構成鉱物としてASR原因物質である微晶質石英が含まれることから，PC桁側面の亀甲状のひび割れはASRによる劣化と判断した．また，促進膨張試験による残存膨張量は小さいものの，骨材に遅延膨張性がある微晶質石英を含んでいたことから，今後もASRによる長期的な劣化を否定できない結果となった．

劣化が確認された箇所は，水分とアルカリ（凍結防止剤による影響）が供給される環境であり，ひび割れからアルカリシリカゲルの滲出は見られるが，鋼材の腐食やさび汁は確認されなかったことから，ASRの劣化過程は進展期[3]と推定された．

4.3　劣化原因

ASRの劣化要因とその侵入経路は，以下が考えられる．

(1) 骨材

建設時に反応性鉱物である微晶質石英を含んだ反応性骨材を使用している．この微晶質石英は，遅延膨張性のASRを生じさせることが知られている．

(2) アルカリ

建設時にアルカリ量の多い早強セメントを使用していることから，ASRに必要なアルカリが供給されている．加えて，冬期に凍結防止剤を散布していることから，コンクリート中のOH^-イオン濃度が上昇し，ASRが促進した．

(3) 水分

建設時に床版防水を施工していなかったことに加え，2009年に床版防水を施工した際に一部で施工していない箇所があり，床版全面を覆ってなかったことから，供用期間を通してASRに必要な水分が供給されている．加えて，床版上面から浸入した水分が，はく落防止対策の表面被覆によりコンクリート内部に滞留し，劣化を促進させた可能性がある．

5.　補修

5.1　ASRに対する補修の基本

ASRによる劣化を受けた構造物の補修・対策の基本は，外部から構造物へ水分が供給されないように，水処理（止水，排水処理）や表面処理（被覆，含浸），ひび割れ注入を行うことである．

表面処理の際には，コンクリート外部からの浸入を防止するだけでなく，コンクリート内部から外部へ水分の逸散が期待される工法・材料の使用を検討することが重要である．補修にあたっては今後予想される膨張量を踏まえ，コンクリートの残存膨張性が認められる場合，ひび割れ追従性の良い補修材料で表面処理を実施するのが一般的である．

生口橋のPC桁では，ASRの劣化過程が進展期[2]であることから，ケーブル定着部の床版コンクリート（上面，側面）に，ひび割れ注入及び表面処理（被覆，含浸）を実施した（**写真－7，8，9**）．

ひび割れ注入は，防水の観点からひび割れ幅0.2mm以上のひび割れを対象とし，ひび割れ注入材としてエポキシ樹脂系注入材を低圧注入により施工した．表面処理の仕様を**表－5**に示す．表面処理は桁上面と側面で材料を分け，水分の供給が多い桁上面では遮水性を期待する表面被覆材を施工した．桁上面に比べ水分の供給が少ない桁側面には，桁内部の水分の発散と，桁側面の表面に撥水性を期待する表面含浸材を施工した．

5.2　コンクリート表面のひび割れ

補修に先立ち，補修箇所であるケーブル定着部の床版上面，側面及び下面のひび割れ調査を実施した．

(1) ひび割れ調査結果

2017年の現況調査で，床版上面の一部で確認された橋軸方向に方向性のあるひび割れが全長に渡って発生して

写真－7　ひび割れ注入（エポキシ樹脂系）

Photo 7 Crack injection (Epoxy resin type)

写真－8　表面被覆（アクリルゴム系）

Photo 8 Surface overlay (Acrylic rubber type)

写真－9　表面含浸（シラン･シロキサン系）

Photo 9 Surface impregnation (Silane siloxane type)

表－5　表面処理の仕様

Table 5 Surface treatment specification

工程	表面被覆材	表面含浸材
1層	エポキシ樹脂プライマー（－）	シラン・シロキサン系含浸材（0.2kg/m^2）
2層	アクリルゴム系塗料中塗（791μm）	
3層		
4層		
5層	アクリルゴム系塗料上塗（86μm）	
6層		

※表中のμmは乾燥塗膜、kg/m^{2}は標準使用量

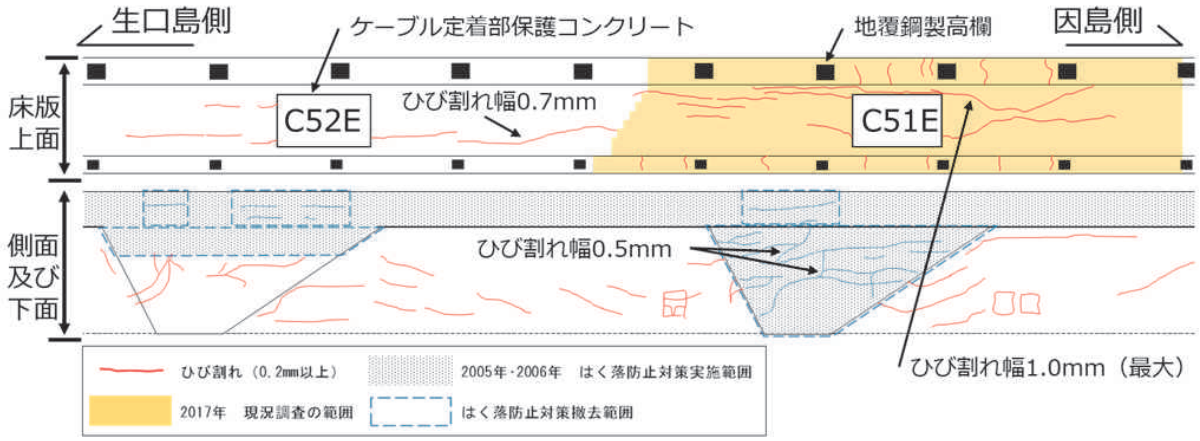
表－6　ひび割れ調査の結果

Table 6 Results of crack survey

	因島側		生口島側	
	上り線	下り線	上り線	下り線
最大ひび割れ幅（mm）	0.5	0.7	0.6	1.0
ひび割れ総延長（m）※2	18.30	15.80	276.40	247.79

※1　表は、ケーブル定着部の床版上面・側面・下面の全てを含む

※2　0.2mm以上のひび割れ



図－7　生口島側のPC桁のひび割れマップ（一部抜粋）

Fig.7 Crack map on the island side girder (Excerpt)

いた（**表－6, 図－7**）．ひび割れは，生口島側のPC桁に多く発生しており，因島側のPC桁ではほとんど確認されなかった．因島側と生口島側のPC桁は，コンクリートの使用材料が異なっており，この影響により劣化の程度に差が生じたと考えられた．

(2) はく落防止対策部のひび割れ

PC桁側面の既設のはく落防止対策部で，塗膜にひび割れ状の汚れを確認した（**写真－10**）．はく落防止対策部を撤去しコンクリート表面の状況を確認したところ，撤去前に確認された塗膜の汚れと撤去後に確認されたひび割れの位置が一致していることがわかった．また，撤去した一部の箇所でひび割れからの漏水を確認した（**写真－11**）．

表面被覆材が，コンクリートの部材全面を覆うことができてない場合には，かえって部材の内部に水分を閉じこめ蓄積させるおそれがあることが知られている[3)]．このことから，過去の補修で床版防水を施工していなかったケーブル定着部の床版上面から浸入した水分が，はく落防止対策の表面被覆により，コンクリート内部に滞留し，ASRによる劣化を促進させた可能性が考えられた．

5.3　補修方法

補修工法の選定は，以下の方針により実施した．

(1) ひび割れ注入

外部からの水分の浸入を防止する目的で，ひび割れ幅0.2mm以上のひび割れを対象にひび割れ注入（エポキシ樹脂系）を施工した．

(2) 表面被覆

水分の供給が多い桁上面では，床版からの水分の浸入を防止する目的で，遮水性に期待する表面被覆

写真－10　はく落防止対策部の塗膜の汚れ

Photo 10 Dirt on the coating film of peeling prevention section

写真－11　はく落防止対策撤去後のひび割れ

Photo 11 Cracks after removing the peeling prevention

材を施工した．その際，今後のコンクリートの残存膨張性を考慮し，ひび割れ追従性のある補修材料（アクリルゴム系）を選定した．

(3) 表面含浸

桁上面に比べ水分の供給が少ない桁側面には，桁内部の水分の発散を期待する撥水性の表面含浸材（シラン･シロキサン系）を施工した．

6. おわりに

ASRによる劣化では，生口橋のように，建設時のアルカリシリカ反応性試験で「無害」と判定されていながら，現在の知見を踏まえればASRによる劣化の可能性を否定できない結果となることがある．

現在の知見ではASRによる膨張の進行は，骨材中の反応性鉱物の種類や量，部材の配筋状況，環境条件（温度や水分の供給状況）等種々の要因が複雑に影響しあい，これを定量的に予測することは困難である[3]．加えて，補修に関してもASRによる劣化を確実に抑制できるような補修技術は確立されていない[3]．補修を検討する際には，複合劣化の可能性を十分に考慮した上で，劣化要因及び劣化機構を特定することが重要である．

今後，今回実施した補修について期待された効果が得られているか，継続的に構造物の状態を把握する予定である．

参考文献

1) 公益社団法人 日本コンクリート工学会：コンクリート診断技術’19，2019.2

2) 社団法人 日本コンクリート工学会：作用機構を考慮したアルカリ骨材反応の抑制対策と診断研究委員会 報告書，2008.9

3) 公益社団法人 土木学会：2018年制定コンクリート標準示方書［維持管理編］，2018.10

瀬戸大橋長大橋（吊橋・斜張橋・トラス橋）の耐震補強工事

Seismic Retrofit of Seto-Ohashi Bridges (suspension, cable-stayed and truss bridges)

村上　博基　Hiroki Murakami
坂出管理センター
橋梁維持第一課長

平山　靖之　Yasuyuki Hirayama
坂出管理センター
橋梁維持第一課

概　要

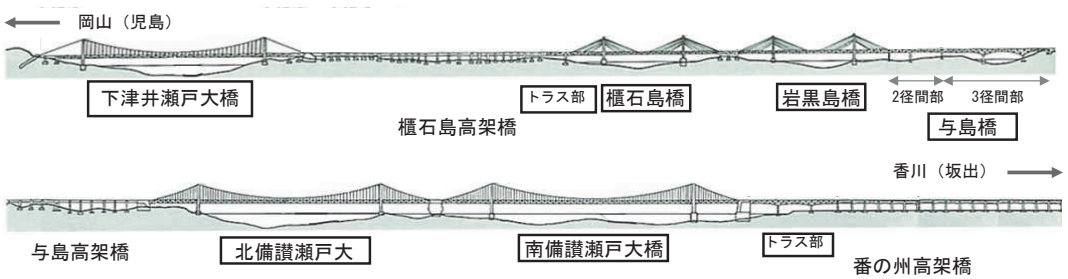
瀬戸大橋の耐震補強工事は，平成26年度から開始し，約7年間をかけて令和2年度末に完了する予定である．ここでは，令和元年度末までに完了した吊橋3橋，斜張橋2橋，トラス橋1橋及び取付高架橋トラス部2橋の耐震補強工事の概要について報告する．耐震対策は，耐震性照査及び補強設計に基づき，鉄道直上の部材補強量及び橋全体としての補強量の最小化に留意した．それぞれの耐震補強工事の主な内容は，吊橋では，道路桁支承の補強，斜張橋では，横トラス下弦材の座屈強度改善，トラス橋4橋ではトラス部材補強，制振対策，道路桁支承の補強及び全体系の免震化などで，各橋梁に応じた耐震補強工事を行った．

Seismic retrofit work of the Seto-Ohashi Bridges and approach viaducts started in 2014. It will be finished by the end of FY2020. This paper describes the seismic retrofit work of three suspension bridges, two cable-stayed bridges, and four truss bridges in the Seto-Ohashi Bridges.

According to the result of seismic performance verification and retrofit design, seismic retrofit of these bridges was designed to minimize the volume of reinforcement work of truss members over railway tracks and of the whole bridges. Road deck bearings were reinforced in the seimic retrofit work of the suspension bridges. And, the buckling strength of the lower chords was improved for the cable-stayed bridges, and the truss bridges were retrofitted by reinforcing truss members, road deck bearings, and so on.

1.　はじめに

瀬戸大橋の鋼橋は，長大橋6橋と取付高架橋トラス部2橋がある．吊橋は，下津井瀬戸大橋，北備讃瀬戸大橋，南備讃瀬戸大橋の3橋，斜張橋は，櫃石島橋，岩黒島橋の2橋，トラス橋は，与島橋の1橋で，2径間部（以下「与島2径間」という．）と3径間部（以下「与島3径間」という．）で構成されている．これら長大橋の他，取付高架橋トラス部は，櫃石島高架橋トラス部（以下「櫃石島Vaトラス」という．），番の州高架橋トラス部（以下「番の州トラス」という．）の2橋がある．これらの耐震補強工事は平成27年4月から3件の工事に分けて順次着手され，令和2年2月に完了した．1件目は，与島3径間及び番の州トラスの補強工事に着手し，平成29年3月に完了した．2件目は，櫃石島Vaトラス及び与島2径間について平成28年3月に着手し，平成31年1月に完了した．3件目は，残る吊橋3橋と斜張橋2橋について平成28年12月に着手し，令和2年2月に完了した．各橋の位置図を**図ー1**に示す．



図ー１　橋梁位置図
Fig.1 Seto-Ohashi Bridges

2. 吊橋の耐震補強

下津井瀬戸大橋は岡山，香川県境の下津井瀬戸に架かる橋長1,400mの張出し径間付単径間補剛トラス吊橋である．また，北備讃瀬戸大橋，南備讃瀬戸大橋は与島から坂出市番の州へ至る3径間連続補剛トラス吊橋であり2連吊橋を構成している．これらは道路鉄道併用橋としては世界最大級の長大吊橋である．橋梁一般図を**図－2**に，橋梁概要を**表－1**に，南北備讃瀬戸大橋の全景を**写真－1**に示す．

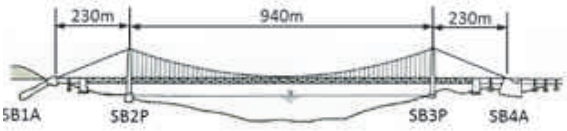
2.1 補強概要

耐震性能照査では，3橋とも強風時に桁とケーブルの橋軸方向相対変位を抑制させるためのセンターステイが破断し，道路桁支承の一部が損傷する結果となったが，主塔，補剛桁など主要部材には大きな損傷は見られなかった．照査結果を受けて行った補強設計では，センターステイの破断は許容するものとし，道路桁支承部を直接補強する対策を採用することとした．道路桁支承（BP-B支承）は，主に6径間の上下線分離の鋼床版を支持し，片側1支承線あたり4基設置されている．耐震性能照査の結果，そのうち道路桁両外側（G1桁，**図－3**）と中央分離帯側（G4桁）の支承が多く損傷する結果となった．いずれも，地震慣性力に対する支承の耐力不足である．特にG1桁支承は，オープングレーチングを支持するものの，活荷重が直接載荷されないため，支承反力別のタイプ分けでG2-G4桁支承に比べ小さく，結果，支承耐力が小さいため，損傷が集中したものと推定される．G4桁支承は鉄道営業線直上であるため，G1桁支承を補強し，補強部の剛性が高まる効果を解析モデルに反映して再度解析を行い，その結果損傷が残るG4桁支承にのみ補強を行うこととした．また，G1桁支承を補強することにより，現況設計以上の軸力が横構部材に作用するため，併せて横構部材の補強も実施した．北備讃瀬戸大橋の補強箇所を**図－4**に，施工数量を**表－2**に示す．なお，当該橋梁の耐震性能照査，補強設計については，文献1)を参照されたい．

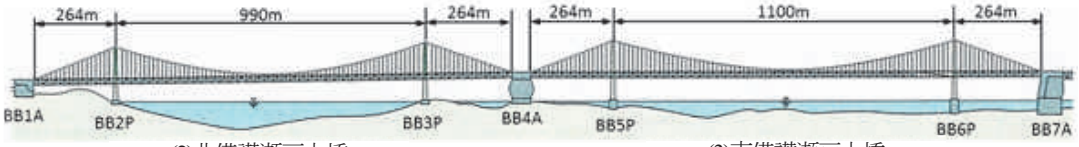
2.2 補強工事と特徴等

支承補強は，支承耐力を超過するものの，当該支承の損傷のみに留まるものは支承補強構造，当該支承だけでなく、隣接する支承にも損傷が伝播するものは支承補完構造とした．支承補強構造は，不足する支承耐力を，補強部材で補ない，既設支承と協働して主横トラスに力を伝達する構造である．また，支承補完構造は，既設支承耐力に期待せず，縦桁下フランジに設置したブラケットにより，主横トラスに力を伝達する構造である．

写真－1 南北備讃瀬戸大橋
Photo 1 Minami and Kita Bisan-Seto Bridges



(1)下津井瀬戸大橋



(2)北備讃瀬戸大橋　　(3)南備讃瀬戸大橋

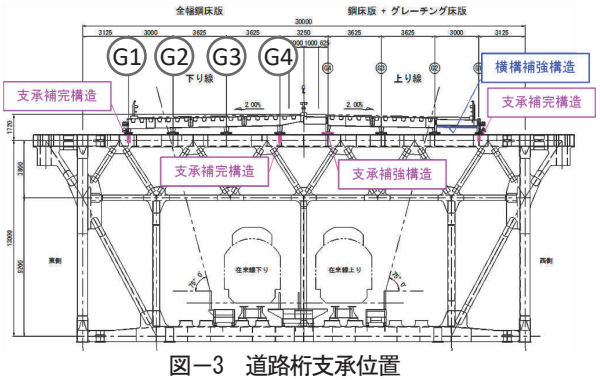
図－2 橋梁一般図（吊橋）
Fig.2 Genaral view (suspension bridges)

表－1 橋梁概要（吊橋）
Table 1 Outline of bridges (suspension bridges)

橋　名	下津井瀬戸大橋	北備讃瀬戸大橋、南備讃瀬戸大橋
形　式	張出し径間付き単径間補剛トラス吊橋	3径間連続補剛トラス吊橋
道路床版形式	鋼床版（舗装厚75mm） 中央分離帯部及び路肩部はオープングレーチング	
橋　長	1400m	（北）1538m、（南）1648m
支　間	ケーブル：230.0+940.0+230.0m	ケーブル：（北）274.0+990.0+274.0m、（南）274.0+1100.0+274.0m
	補剛桁　：130.0+940.0+130.0m	補剛桁　：（北）264.0+990.0+264.0m、（南）264.0+1100.0+264.0m
平面線形	直線	
縦断勾配	0.4%、1%直線勾配	1%直線勾配
適用耐震基準	耐震設計基準・同解説（本四公団、昭和52年）等	

(1) 支承補完構造

支承補完構造は，既設支承が橋軸可動，橋軸直角方向固定の場合は，橋軸方向支承補完構造を設置し，既設支承の形式が橋軸固定，橋軸直角方向可動の場合は，橋



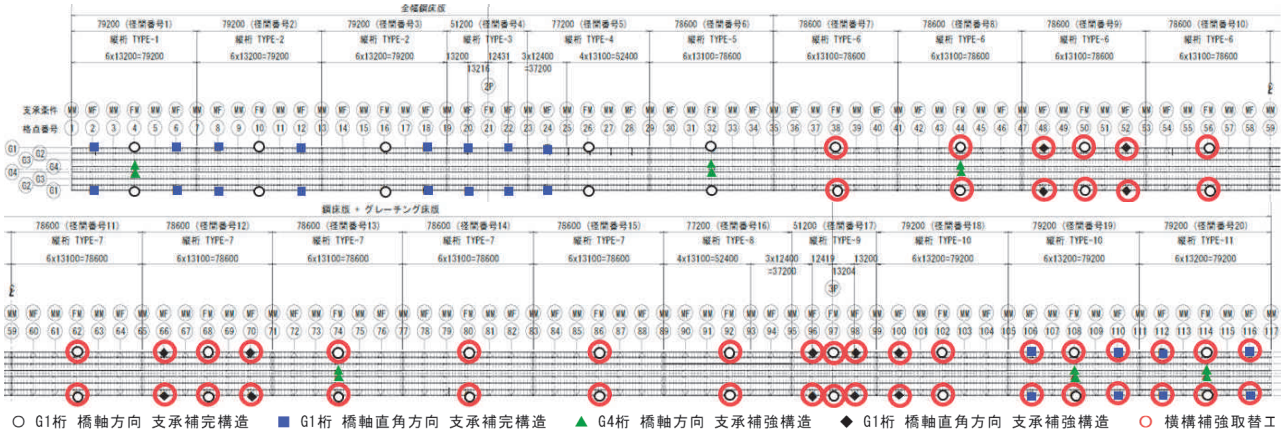
図－3　道路桁支承位置

Fig.3 Road deck bearings

表－2　施工数量（吊橋）

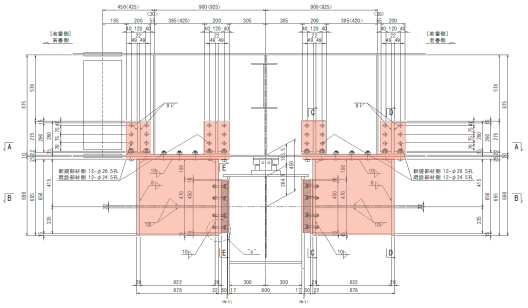
Table 2 Construction quantity (suspension bridges)

工種	単位	数量			
		下津井	北備讃	南備讃	合計
横構取替補強工	t	13.28	32.29	85.2	130.77
道路桁支承補完工	基	64	62	102	228
道路桁支承補強工	基	24	26	58	110



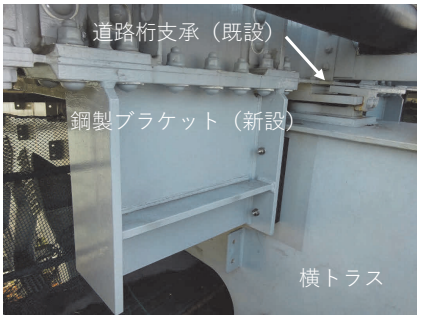
図－4　補強箇所図（北備讃瀬戸大橋）

Fig.4 Location of members to be retrofitted (Kita Bisan-Seto Bridge)



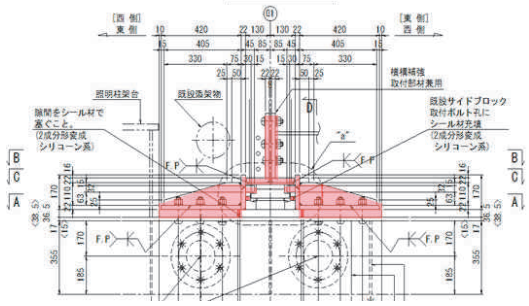
図－5　支承補完構造（橋軸方向）

Fig.5 Complement of existing bearings (longitudinal direction)



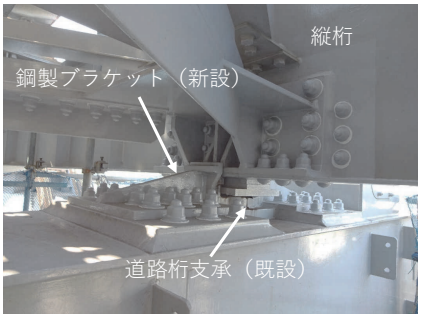
写真－2　支承補完構造（橋軸方向）

Photo 2 Complement of existing bearings (longitudinal direction)



図－6　支承補完構造（橋軸直角方向）

Fig.6 Complement of existing bearings (transverse direction)



写真－3　支承補完構造（橋軸直角方向）

Photo 3 Complement of existing bearings (transverse direction)

軸直角方向支承補完構造を設置した．
橋軸方向支承補完構造を**図－5**，**写真－2**，橋軸直角方向支承補完構造を**図－6**，**写真－3** に示す．

(2) 支承補強構造

支承補強構造も，支承補完構造と同様に，既設支承の可動，固定方向に応じて，橋軸方向支承補強構造と橋軸直角方向支承補強構造を設置した．
橋軸方向支承補強構造を**写真－4**，橋軸直角方向支承補強構造を**図－7** に示す．

(3) 横構取替補強構造

支承補強に伴い，軸力超過する横構の補強も必要となったことから横構部材の補強，取替を実施した．横構補強図を**図－8** に示す．

(4) 施工

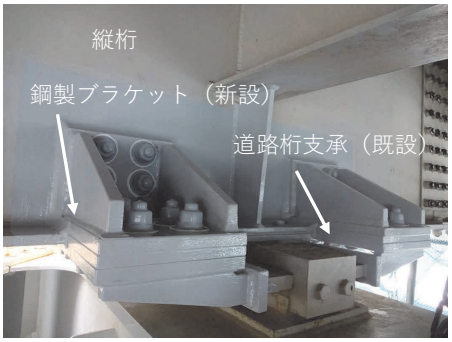
補強箇所ごとに吊足場を構築して事前計測，工場製作，現地設置と進捗させた．また，G4 桁支承は鉄道営業線直上に位置するため，事前に JR 四国へ足場設置の委託を行い施工した．支承補完構造と横トラスとの遊間管理値を 2mm 以下，支承補強構造と既設支承との遊間管理値を 1mm 以下とするなど，管理基準値を設定して施工した．約 340 箇所と膨大な施工箇所数であったが，事前の現場実測に専用治具（**写真－5**）を用いる等により測定精度の向上を図り，また，工場製作時に測定値を正確に反映した結果等により，全て管理値以内で設置することができた．

3. 斜張橋の耐震補強

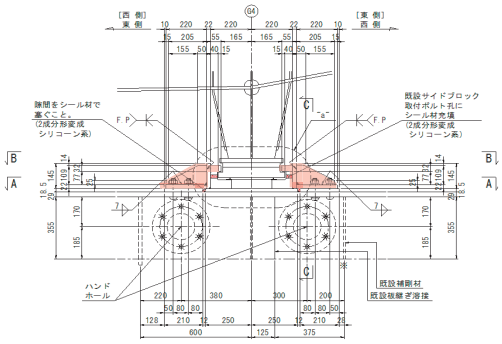
櫃石島橋，岩黒島橋はいずれも櫃石島と与島の間に位置し，ともに橋長 790m，最大支間長 420m の双子の 3 径間連続鋼トラス斜張橋である．本橋梁の全景を**写真－6** に，橋梁概要を**表－3** に示す．

3.1 補強概要

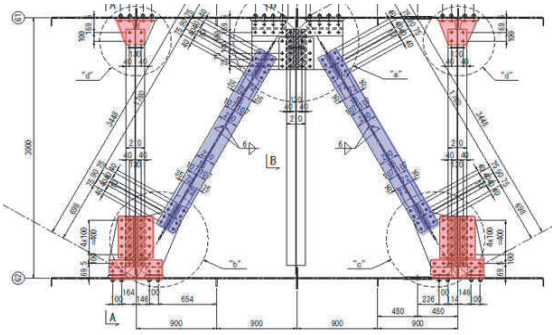
耐震性能照査の結果，補強が必要となった部位は，動



写真－4 支承補強構造（橋軸方向）
Photo 4 Reinforcement of existing bearings (longitudinal direction)



図－7 支承補強構造（橋軸直角方向）
Fig.7 Reinforcement of existing bearings (transverse direction)



図－8 横構補強図（赤：補強，紫：部材取替）
Fig.8 Reinforcement of lateral bracings

写真－5 現地計測用の専用治具
Photo 5 Jig for measurement

写真－6 櫃石島橋及び岩黒島橋
Photo 6 Hitsuishijima and Iwakurojima Bridges

的地震応答解析に基づき，最大圧縮応力度が両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度を超過する横トラス下弦材となった．このため，T字形断面の補強部材（以下「T字形材」という．）を接合して幅厚比パラメーターを改善することで，座屈耐荷力を向上させることとした．なお，当該橋梁の耐震性能照査，補強設計については，文献2)を参照されたい．

部材補強は，櫃石島橋で4格点，岩黒島橋で5格点を行った．この横トラス下弦材は，上下フランジとウェブパネルで構成された箱形の密閉断面構造である．本工事では，既設部材の要補強範囲のウェブ面に，縦リブPLとベースPLで構成されたT字形材を設置した．補強箇所等を**図－9**，10に，補強詳細を**図－11**，12に示す．部材接合に通常用いられる高力ボルト摩擦接合は，ボルト径に比べ部材孔径の方が大きく，密閉されたトラス部材内部への水等の浸入やそれに伴う内部腐食が懸念された．

表－3　橋梁概要（斜張橋）

Table 3 Outline of bridges (cable-stayed bridges)

橋梁名	櫃石島橋	岩黒島橋
形　式	3径間連続鋼トラス斜張橋 （2面ファン形式マルチケーブル）	
基礎形式	HB1P：直接基礎	IB1P：直接基礎
	HB2P：ケーソン基礎	IB2P：ケーソン基礎
	HB3P：ケーソン基礎（脚付き）	IB3P：ケーソン基礎
	HB4P：直接基礎	IB4P：ケーソン基礎
橋　長	790 m	790 m
支間割	185 + 420 + 185 m	185 + 420 + 185 m
縦断勾配	1% 直接勾配	1% 直接勾配
適用耐震基準	耐震設計基準・同解説（本四公団、昭和52年）等	

本工事においては，それらの防止のために，部材孔径とボルト径が同程度で，ボルト締付の際に，その部材孔壁面を塑性変形させて雌ねじを成形することで密閉性が期待できるスレッドローリングねじ（Thread Rolling Screw，以下「TRS」という．**図－13**）を用いている．なお，本工事の詳細については文献5)を参照されたい．

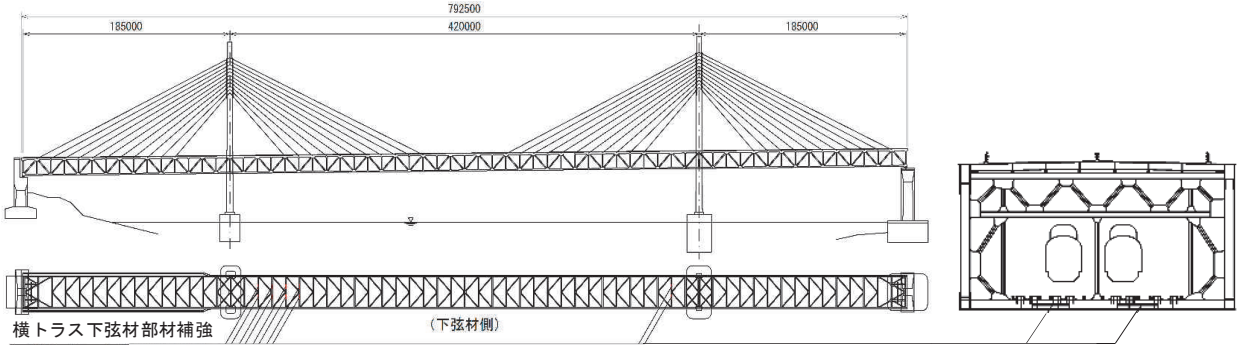
3.2　補強工事と特徴等

(1) TRSによる接合

TRSは締付けることにより，被締結材の孔壁面を塑性変形させて雌ねじを成形するという特長を持つ．TRSφ16を締込む孔は，T字形材，既設部材とも同径のφ15.5径となるように当て揉み削孔した．これは，接合部の密閉性確保に加え，TRSを常時支圧状態にすることで，耐荷力特性を確実に確保するためである．

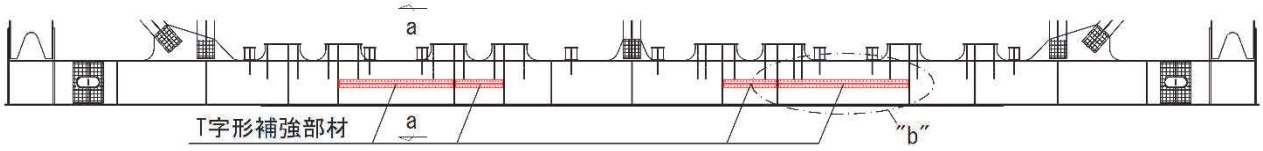
TRSの本数は，座屈方向に着目して，高力ボルト摩擦接合の許容力48.0kN/本に対して，TRSのせん断耐力にH24道路橋示方書に基づく安全率2.2を確保した許容力31.8kN/本で必要本数を算出して設計し，結果的に，高力ボルト摩擦接合で必要な本数の1.5倍とした．

なお，T字形材接合へのTRSの適用性検証は事例がなかったため，**表－4** に示す検証を行ない，本橋への適用が可能なことを確認した．



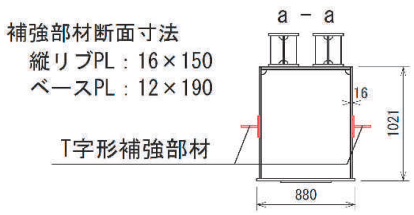
図－9　補強一般図（岩黒島橋）

Fig. 9 Retrofitted members of Iwakurojima Bridge (plane and side views)



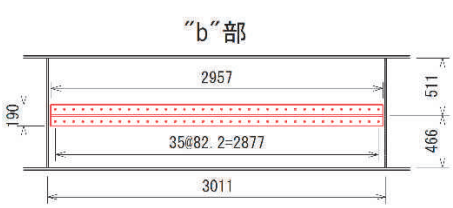
図－10　補強一般図（岩黒島橋）

Fig. 10 Retrofitted members of Iwakurojima Bridge (cross-section view)



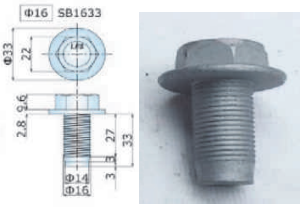
図－11　補強断面図（横トラス下弦材）

Fig. 11 Retrofited lower chord member (cross-section view)



図－12　補強側面図（横トラス下弦材）

Fig. 12 Retrofited lower chord member(Side view)



図－13　TRS

Fig. 13 TRS

(2) 横トラス下弦材の部材補強

1) 施工数量と構造細目

施工数量を**表－5**に，構造細目を**表－6**に示す．

なお，「最小中心間隔」の65mmは，TRS施工不良が発生した場合，再施工するボルト径をM20としたことによる．

2) T字形材設置

ボルト孔は，T字形材のTRS設置全箇所をφ15.5mmで工場削孔し，また，横トラス（母材）側は，仮留め箇所のみ事前にφ11.5mmで削孔し，T字形材を基準線に添わせてφ12mmのTRSにて仮留めをした．T字形材のボルト孔がφ15.5mmであるため，仮留め箇所の位置の調整は容易に実施できた．引き続き**図－14**のとおり，T字形材中央から端部に向かい，T字形材のボルト孔をガイドとして母材にφ15.5mmのボルト孔を1本ずつ当て揉み削孔し，その都度TRSを締め付け，最後に仮留め箇所をTRSφ16mmに付替えて終了した．T字形材の設置状況を**写真－7**に示す．

4. トラスの耐震補強

櫃石島Vaトラスは櫃石島島内の櫃石島高架橋（PC橋部）とその南側の斜張橋である櫃石島橋の間に位置する，支間長100.9mの単径間トラス橋である．与島2径間，与島3径間は斜張橋である岩黒島橋と与島島内の与島高架橋との間に位置する，橋長それぞれ266m，585mの鋼2径間，鋼3径間の連続トラス橋で構成している．番の州トラスは吊橋である南備讃瀬戸大橋と四国本土起点である番の州高架橋の間に位置する，橋長480mの鋼3径間連続トラス橋である．各橋梁の全景を**写真－8～10**に，橋梁概要を**表－7**に示す．

当該4橋の耐震補強設計についても，吊橋，斜張橋と同様に，全体系対策を主に検討し、全体系対策を実施しても照査を満足しない箇所に、部材補強対策を実施することを基本としている．なお，当該橋梁の耐震性能照査，補強設計については，文献3)，4)を参照されたい．

4.1 櫃石島Vaトラス

(1) 補強概要

耐震性照査において，鉄道直上の部材等が損傷する結果となったため，設計においては，鉄道直上の部材補強及び橋全体として補強量を最小化する補強方法が検討された．検討の結果，トラス桁の既設鋼製支承をゴム支承に取替える橋梁全体系免震化による補強設計が行なわれた．本工事の補強一般図を**図－15，16**に，施工数量を**表－8**に示す．工事は，HVa30P及びHB1Pのトラス桁支承取替（2支承線×2＝4基），本州側桁端部の道路桁支承取替（1支承線×8＝8基），トラス桁ジャッキップ用の部材補強（補強重量87t）等を行った．なお，工事の詳細ついては文献6)を参照されたい．

表－4 検討課題と検証項目

Table 4 Examination subject and item

検討課題	検討項目
耐久性	実橋応力計測，疲労試験及びFEM解析，密閉性試験
耐荷性	せん断応力試験及び座屈耐荷力試験
施工性	実物大施工性試験

表－5 施工数量（斜張橋）

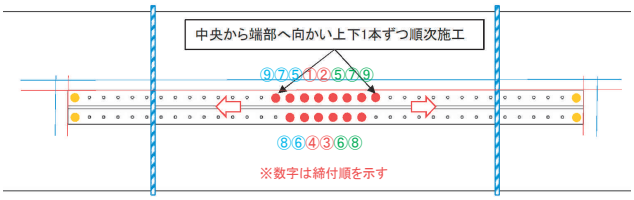
Table 5 Construction quantity (cable-stayed bridges)

	櫃石島橋	岩黒島橋	備考
補強部材設置	2.7t	2.9t	鋼板重量
	4格点(52部材)	5格点(40部材)	( ):T字形補強部材数
現場孔明け(φ15.5)	1796ヶ所	1940ヶ所	
現場孔明け(φ11.5)	300ヶ所	240ヶ所	仮固定用
本締め(TRSφ16)	1796本	1940本	
素地調整(4種ケレン)	13.7㎡	14.9㎡	

表－6 構造細目

Table 6 Structural detail

項目	値	根拠
縁端距離	40mm	ガイドパイプ設置に必要な最小距離
最小中心間隔	65mm	M20の最小中心間隔
最大中心間隔	110mm	M16の最大中心間隔



図－14 TRS締付け順序

Fig.14 Tightening sequence of TRS

写真－7 T字形材の設置状況

Photo 7 Installed T-shaped stiffener

写真－8 櫃石島Vaトラス

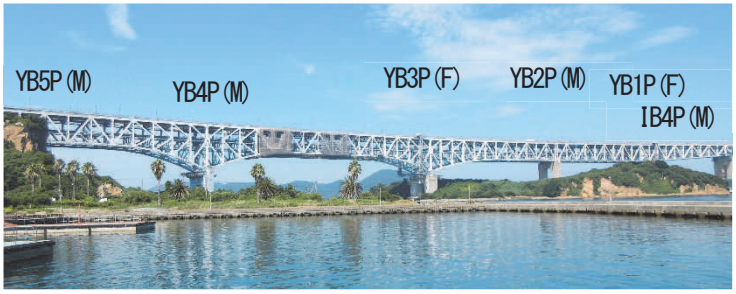
Photo 8 Trussportion of Hitsuishijima Viaduct

(2) 補強工事と特徴等

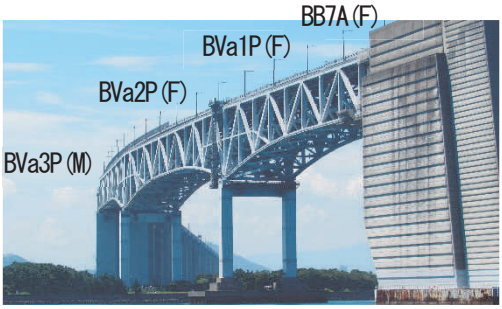
1) 支承取替

現地施工は，トラス桁のジャッキアップに必要な部材補強及び同ジャッキ設備設置の後，道路桁支承取替箇所の高さ調整を行いながら，トラス桁のジャッキアップ，トラス桁支承交換，ジャッキダウンの順に実施した．その後，ジャッキ設備撤去，道路桁支承交換を実施した．新たに設置したゴム支承を**写真－11**，**図－17**に示す．

支承取替は，道路及び鉄道を供用しながら約1ヶ月間ジャッキアップした状態となるため，活荷重や橋体の温度変化による移動量や地震に対する安全性の確保が必要であった．ジャッキアップ高さは3㎜程度であり，1支承線をジャッキアップした後に1支承を取替完了し，同支承線の次の支承取替を行うことにより，ジャッキアップ中の鉛直力支持以外は常に新旧いずれかの3支承で機能させる計画とした（**図－18**）．また，ジャッキアップ中の常時の水平変位に追随できるように，ジャッキと下架台の間にスライド板を設置するとともに，常時及び地震時に設計以上の移動が生じないよう移動制限突起を設けた（**写真－12**）．更に，不測のジャッキダウンに備え，



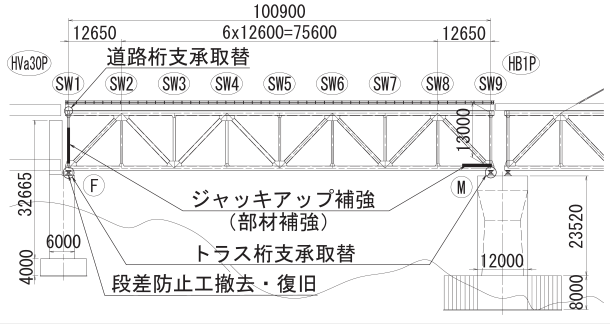
写真－9　与島２径間及び３径間部
Photo 9 Two-span and three-span portion of Yoshima Bridge



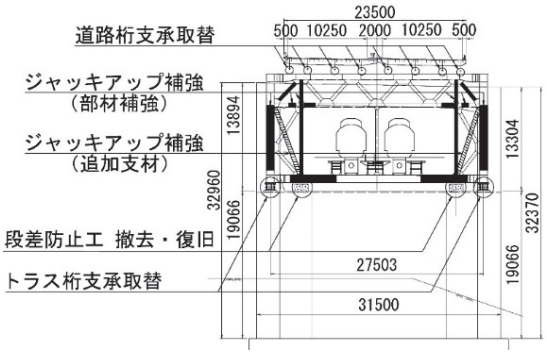
写真－10　番の州トラス部
Photo 10 Truss portion of Bannosu Viaduct

表－7　橋梁概要（トラス橋）
Table 7 Outline of bridges (truss bridges)

橋　名	樋石島高架橋（トラス部）	与島橋	番の州高架橋（トラス部）
形　式	鋼単純トラス橋	鋼2+3径間連続トラス橋	鋼3径間連続トラス橋
支間割(m)	100.9	125.0 + 137.0 + 175.0 + 245.0 + 165.0	150.0 + 180.0 + 150.0
道路床版形式	鋼床版（舗装厚75mm）上下線分離構造	鋼床版（舗装厚75mm）上下線分離構造	鋼床版（舗装厚75mm）上下線分離構造
主構(m)	主構幅：27.5m，主構高：13.0m	主構間隔：28~32，主構高：11.95~37.50	主構幅：27.5m，主構高：13.0m
下部工形式	壁式構造（HVa30P） RC一層ラーメン構造（HB1P） 直接基礎	RC一層ラーメン構造 直接基礎	鋼製一層ラーメン構造（BVa1P，BVa2P） RC耐震壁付二層ラーメン構造（BVa3P） 直接基礎（BB7A），杭基礎（BVa1P~3P）
適用耐震基準	耐震設計基準・同解説（本四公団，S52）等		



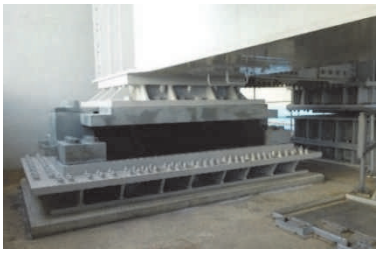
図－15　補強一般図（側面）
Fig. 15 Retrofitted members (side views)



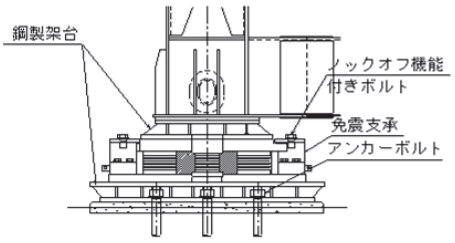
図－16　補強一般図（HVa30P 断面）
Fig. 16 Retrofitted members (cross-section view)

表－8　施工数量
Table 8 Construction quantity

工種	単位	概算数量
部材補強	t	87.311
トラス桁支承交換工	基	4
道路桁支承交換工	基	8



写真－11　新設ゴム支承（HVa30P）
Photo 11 Installed isolation bearing (HVa30P)



図－17　新設ゴム支承（HVa30P）
Fig. 17 Installed isolation bearing (HVa30P)

段差防止のためジャッキ位置に鋼製ブロックを設置した．

2) ジャッキアップ，ジャッキダウン

ジャッキアップ作業は，夜間線路閉鎖時の約2時間で，確実にジャッキへ反力移行する必要があることから，計測管理のため，ジャッキアップ・ダウン施工中のジャッキ反力，支承位置，道路面，鉄道軌道面，添架構造物など12箇所に設置した変位計をモニターにて逐次確認できる集中管理システムを構築した．

ジャッキダウンは，1支承線2基の支承取替完了後に，ジャッキアップ同様に反力と変位管理を行い，ジャッキから新設支承に荷重移行し，その後に，道路桁の支承交換も実施して完了した．

4.2 与島2径間

(1) 補強概要

耐震補強設計において，道路桁に慣性力分散支承を採用することで各部材の補強量が低減された．道路桁支承の機能分離型慣性力分散支承への変更，幅厚比パラメータ改善等を目的とした部材補強工，アラミド繊維巻立てによる橋脚補強，段差防止工の設置・改造を行った．要補強部位等を**図－19**に，施工数量を**表－9**に示す．なお，工事の詳細ついては文献6)を参照されたい．

(2) 補強工事と特徴等

1) 道路桁支承取替

道路桁の慣性力分散化のため，鉛直荷重を支持する鋼製すべり支承（**写真－13**）と，水平荷重を分担するゴム支承（**写真－14**）を組み合わせた機能分離型の支承構造（**図－20**）に変更し，地震によりトラス桁に作用する水平力を低減させた．

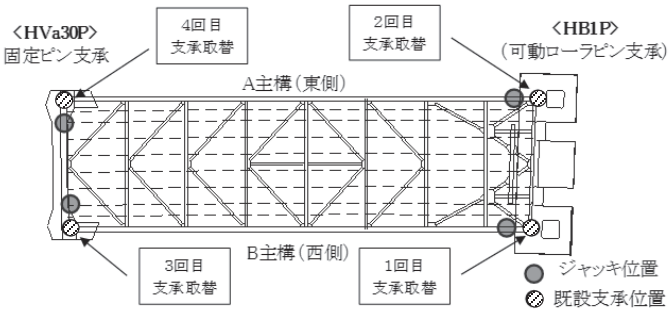
道路桁支承取替にあたり，全 21 格点の仮設足場及び き電線防護を，JR 四国に委託し施工した．全 21 格点（22 支承線×8＝176 基，格点 11 は 2 支承線）の鉛直すべり支承の取替は，可動支承である格点 2～格点 20 を先行し，両端部の固定支承である格点 1 及び格点 21 を最後に取り替えた．

2) 橋脚補強工

IB4P及びYB1Pの橋脚に，せん断耐力の向上を目的としてアラミド繊維シートの巻立てを行った(**写真－15**)．

3) 段差防止工

トラス桁支承損傷時のフェールセーフとして，遊間



図－18 支承取換順序

Fig.18 Order of replacing bearings

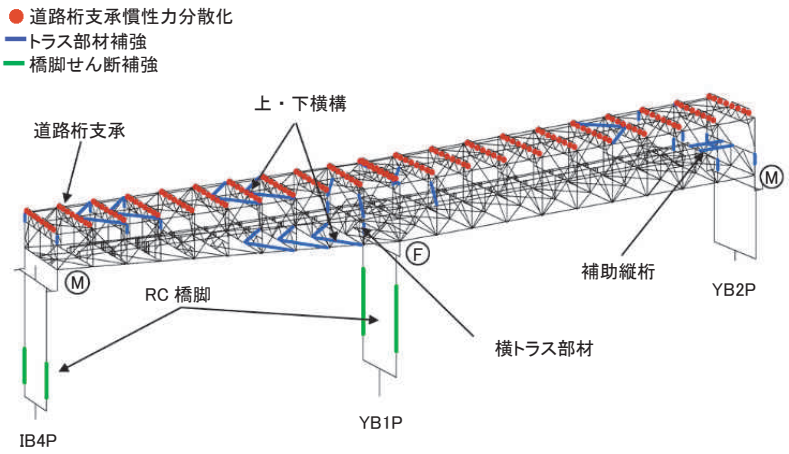
写真－12 移動制限装置

Photo 12 Movement restriction device

表－9 施工数量

Table 9 Construction quantity

工種	単位	概算数量
部材補強	t	41.023
支承交換工	基	176
水平支承追加工	基	72
アラミド繊維巻立工	㎡	3223



図－19 補強一般図（与島 2 径間）

Fig. 19 Retrofitted members of two-span portion of Yoshima Bridge

写真－13 鋼製すべり支承

Photo 13 Steel slideing pot bearing

50mmを確保したコンクリート構造（新設10基，改造4基）及び鋼構造（設置重量58t）の段差防止を設置した(**写真－16**)．

4.3　与島3径間

(1) 補強概要

与島3径間の耐震照査結果では損傷が比較的軽微であり，損傷部材数が少ないこともあり，耐震補強工事では全体系の対策を取らず，断面リブ補強を中心とする部材補強で対応するものとした．取付けボルトにより区別したトラス部材の補強箇所図を**図－21**に，施工数量を**表－10**に示す．

(2) 補強工事と特徴等

1) 道路桁支承補強

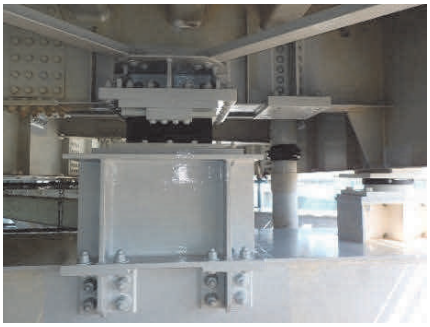
前述した吊橋の道路桁支承に対する補強と同様に，支承補完構造及び支承補強構造を設置した．

道路桁支承部の補強は，支承線単位で実施するものとし，道路縦桁と支承台座間を鋼製部材と鋼製緩衝ピンを増設して連結することで移動を制限して荷重伝達する構造とした（**写真－17**，**図－22**）．

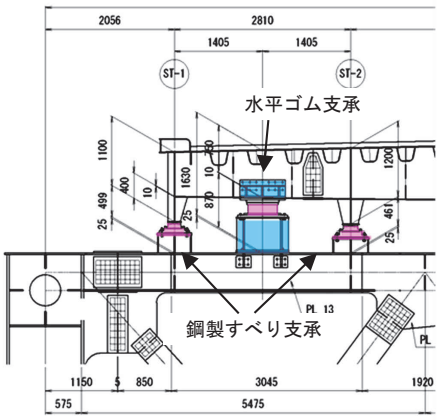
現地で部材を摩擦接合にて追加設置するため，グラインダーにより鉄素地を露出させたが，素地粗さを確保する必要がある．このため，表面粗さ調整は，作用力方向に対して直角方向に行い，算術平均素地粗さ Ra=5μ を確保した（**写真－18**）．なお，本工事以降の他工事も同様に実施した．

2) 部材補強工

前述した斜張橋の部材補強と同様に，要補強箇所にT字形材を接合して補強した．横トラスの部材接合は，箱断面であるものの開口部を有することから，部材内面にアプローチが可能であるため，通常のトルシアボルトを用いてT字形材を接合した．一方，横構については閉断面であるため，ワンサイドボルトを用いてT字形材を接合した．



写真－14　水平ゴム支承
Photo 14 Rubber bearing



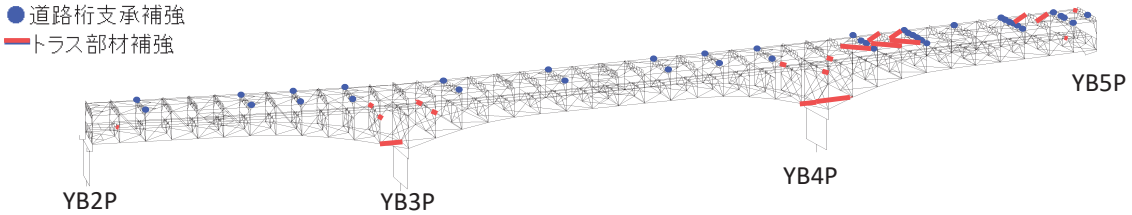
図－20　機能分離型支承構造
Fig.20 Inertial force distribution bearings

写真－15　アラミド繊維シート巻立て
Photo 15 Aramid fiber sheet jacketing

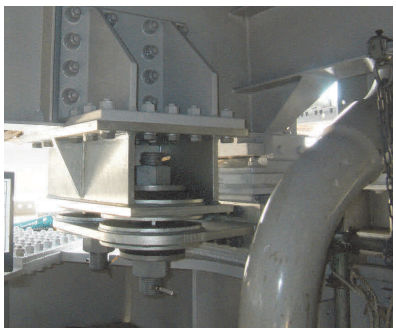
写真－16　段差防止構造
Photo 16 Settlement prevention devices

表－10　施工数量（与島３径間）
Table 10 Construction quantity
(three-span portion of Yoshima Bridge)

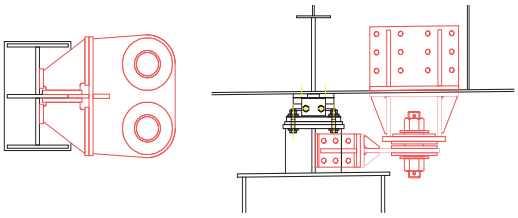
工種	単位	概算数量
部材補強	t	36
支承補強工	基	8
支承補完構造工	基	72
段差防止工	基	10



図－21　補強一般図（与島３径間）
Fig. 21 Retrofitted members of three-span portion of Yoshima Bridge



写真－17　鋼製緩衝ピン
Photo 17 Steel buffer pin



図－22　鋼製緩衝ピン
Fig.22 Steel buffer pin

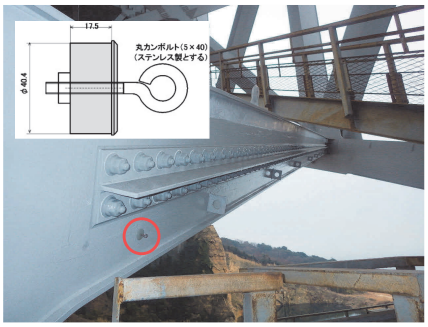
写真－18　素地調整状況
Photo 18 Surface preparetion

3)　部材補強における維持管理性の配慮

部材接合にワンサイドボルト（片側施工タイプの高力ボルト）を用いた箇所の施工に際しては，密閉箱断面内にボルト孔の孔開け時に出る切り屑等の腐食要因を存置することとなり，また施工後は，ボルト孔周囲からの水分浸入など，防せい上の懸念がある．これに対して，以下のような対応を取るものとした．

・補強部材の本体への取付けは高力ボルト（トルシアボルト等）を基本とし，ワンサイドボルトは，主構（上・下弦材，斜材）には原則として用いない．
・やむを得ずワンサイドボルトを用いる部材は，点検孔（φ40程度）を設置する（**写真－19**）．
・補強部材の取付けにあたっては，部材内の削孔時の切り屑等を極力取り除く．
・補強部材取付け後は，箱断面内部を乾燥させた後に密閉性確保のため，シールをする．

なお，この対応を低減するため，本工事以降に施工着手する斜張橋の部材補強においては，密閉性等を高めるためのTRSによる接合を検証して採用している．



写真－19　点検孔
Photo 19 Inspection hole

4.4　番の州トラス

(1) 補強概要

番の州トラスの耐震対策は，補強対象部材のリブ補強を中心とした他，BVa3P支承部近傍に1000kNのダンパーを2基設置した．また，道路桁支承は，BVa1P，BVa2P上の固定支承部において橋軸方向の耐力が不足するため，支承台座と主桁間をピンで連結する補強を行った．要補強部位等を**図－23**に，施工数量を**表－11**に示す．

(2) 補強工事と特徴等

1)　道路桁支承補強

前述した与島 3 径間の道路桁支承に対する補強と同様に，支承補完構造を設置した．

2)　部材補強工

前述した与島3径間と同様にT字形材設置による部材補強を行い，この補強では照査を満足しない格点1～格点2の端部下弦材等については，あて板補強を実施した（**写真－20**）．

3)　段差防止工

本工事では，過年度に設置された段差防止構造への荷重伝達部を補強するため，段差防止構造が設置されている下横トラスに垂直材を追加した．

補強のための垂直材は，既設トラス部材の間に設置するため，2分割で製作して設置した（**写真－21**）．

4)　制震ダンパー

ダンパー及び部材の取付は，下部工台座，上部工ブラケット，制震ダンパーの順に設置した．また，ダンパー設置時には，現地の気温と遊間の計測結果からダンパーのピン間距離温度補正表を基にフィラープレートで調整し，所定のピン間距離を確保して設置した（**写真－22**，**図－24**）．

5.　おわりに

瀬戸大橋のうち，取付高架橋トラス部を含む長大橋の耐震補強工事について報告した．本工事は，3件に分割して順次施工したが，それぞれ，高速道路の安全確保はもとより，JR営業線や添架構造物への影響防止などの注

意が必要であるとともに，海上，高所かつ狭隘な施工現場が大半であるなど制約の多い中での工事であった．技術的には，斜張橋の補強部材接合にTRSを用いたことについては「既設橋における密閉性及び防食性を高めた部材接合方法」として特許出願するなどの新たな試みを行い，また，「櫃石島高架橋（トラス部）の耐震補強」については，土木学会田中賞「作品部門」（改築）を受賞させていただくなどの評価を頂戴することができた．

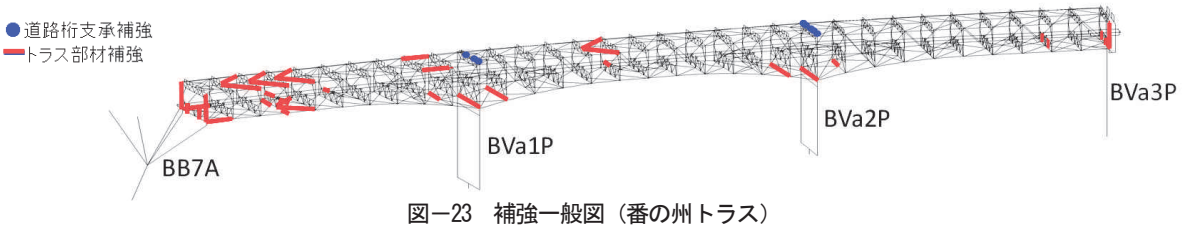
約4年11ヶ月にわたる本工事は，受注者の迅速かつ適切な施工の他，JR四国，電源開発株式会社，本社・長大橋技術センター及び保全部等関係者のご協力により，大きな事故や災害を発生させず，無事完了することができた．

謝辞

設計時より本四耐震補強検討委員会の家村浩和委員長はじめ委員の皆様にご指導賜わり，また，TRS採用の際には坂野昌弘関西大学教授に多くのご助言を賜わりました．ここに記して感謝の意を表します．

参考文献

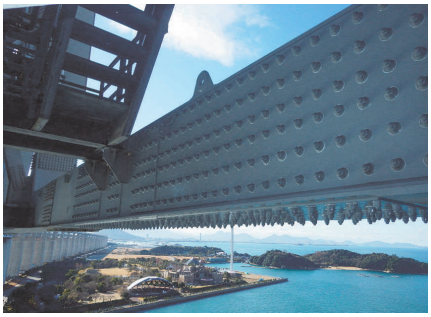
1) 西谷雅弘，河藤千尋：瀬戸大橋吊橋（下津井瀬戸大橋，南北備讃瀬戸大橋）の耐震性能照査，補強設計，本四技報，Vol.41，No.128，pp.10-17，2017.3
2) 西谷雅弘，田村正，平山靖之：瀬戸大橋斜張橋（櫃石島橋，岩黒島橋）の耐震補強設計，本四技報，Vol.42，No.130，pp.52-58，2018.3
3) 福永勧，河藤千尋，遠山直樹：与島橋 3 径間部，番の州高架橋トラス部の耐震補強設計，本四技報，Vol.40，No.126，pp.2-9，2016.3
4) 西谷雅弘，田村正，平山靖之：櫃石島高架橋トラス部，与島橋 2 径間部の耐震補強設計，本四技報，Vol.42，No.130，pp.67-74，2018.3
5) 金田崇男，村上博基，平山靖之：瀬戸大橋斜張橋（櫃石島橋，岩黒島橋）の耐震補強工事，本四技報，Vol.44，No.134，pp.34-42，2020.3
6) 金田崇男，村上博基，遠藤和男：櫃石島高架橋トラス部と与島橋 2 径間部の耐震補強工事，本四技報，Vol.44，No.133，pp.18-27，2019.9



図－23　補強一般図（番の州トラス）
Fig. 23 Retrofitted members of truss portion of Bannosu Viaduct

表－11　施工数量（番の州トラス）
Table 11 Construction quantity (truss portion of Bannosu Viaduct)

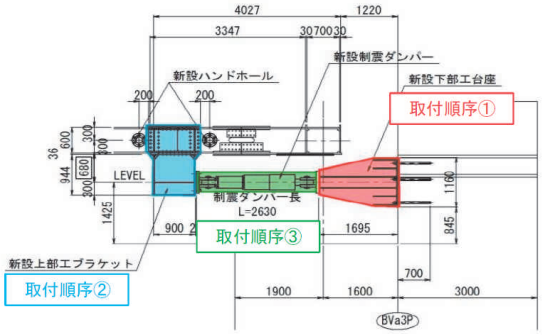
工種	単位	概算数量
部材補強	t	37
段差防止構造工	t	5
支承補完構造工	基	16
制震ダンパー設置工	基	2



写真－20　あて板補強
Photo 20 Reinforcement for truss member

写真－21　垂直材設置状況
Photo 21 Installed vertical member

写真－22　制震ダンパー設置状況
Photo 22 Installed viscous damper



図－24　制震ダンパー
Fig.24 Viscous damper

大鳴門橋補剛桁アプローチ率向上に向けた橋梁点検補修用作業車改造の取組

Improvement of maintenance vehicles to improve approach rate of Ohnaruto Bridge

松尾 俊宏
Toshihiro Matsuo
鳴門管理センター
機械課長

清原 一宏
Kazuhiro Kiyohara
鳴門管理センター
機械課長代理

松葉 真人
Masato Matsuba
鳴門管理センター
機械課長代理

概　要

大鳴門橋は，建設当時から補剛桁への接近方法を検討しており保安管理路及び橋梁点検補修用作業車（以下「桁作業車等」という．）を設置している．しかし，本州四国連絡橋の初期に建設された大鳴門橋は，保全作業の足場となる桁作業車等から補剛桁部材表面への接近面積割合（以下「アプローチ率」という．）が本州四国連絡橋の他橋に比べて著しく低い．近年，鋼床版縦桁支承等の局部的な腐食の発生や，道路法施行規則（省令）の改正に伴い，補剛桁各部材への5年ごとの近接目視点検が必須となり，アプローチ率向上が急務の課題である．これらの課題を解決するため，既設の橋梁点検補修用作業車（以下「桁作業車」という．）を効率的かつ経済的に改造した．本稿では，アプローチ率向上に向けた桁作業車改造の取組について報告する．

In Ohnaruto Bridge, the access to the stiffening girder was examined the access method at the stage of construction, and maintenance vehicles and maintenance walkways were installed to the bridge structure. However, the accessible area of the Ohnaruto Bridge which was constructed in the early stage in the history of the Honshu-Shikoku Bridge construction projects, is extremely limited compared to those of other bridges. On the other hand, in recent years, local corrosions were confirmed in the bearings of steel deck, etc., and close visual inspection to each member of the girder was required every five years due to the revision of Road Act. Therefore, improvement of the approach rate became an urgent problem. To solve the problem, the existing maintenance vehicles were efficiently and economically modified. In this paper, efforts for the remodeling of the maintenance vehicle to improve the approach rate are reported.

1. はじめに

大鳴門橋は，全長1,629mの3径間2ヒンジ補剛トラス構造の吊橋であり，補剛桁は海面から高さ40mに位置する．

補剛桁の維持管理には，定期的な点検及び補修塗装等(以下「保全作業」という．)が必要であり，安全性の確保並びに施工効率及び経済性等の向上が求められた．本橋梁では，建設当時から補剛桁への接近方法が検討され，保安管理路の設置や移動足場として橋梁の構造に応じた橋梁点検補修用作業車(以下「桁作業車」という．)を開発し設置している．

本州四国連絡橋の保安管理路及び桁作業車(以下「桁作業車等」という．)による補剛桁部材表面への接近面積割合(以下「アプローチ率」という．)は，構造が単純な箱桁は約100%であるが，構造が複雑なトラス桁は約40～82%と低く，特に本州四国連絡橋の建設初期に完成した大鳴門橋は著しく低い．

2014年(平成26年)4月，道路法施行規則（省令）の改正に伴い，橋梁等は5年ごとに近接目視を基本とする点検が必須である．更に，補剛桁の全面塗替塗装の数年後に局部腐食等の変状傾向部位が確認され，随時補修を実施してきた．しかし，既設の桁作業車等では接近困難な部位が多く，保全作業には仮設吊り足場の設置等が必要となり，接近方法の改善が求められた．

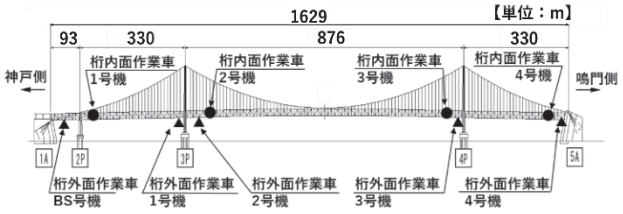
本稿では，大鳴門橋桁作業車改造によるアプローチ率向上に向けた課題とその取組について報告する．

2. 大鳴門橋桁作業車の概要

大鳴門橋の補剛桁には，建設当時から桁外面作業車を5

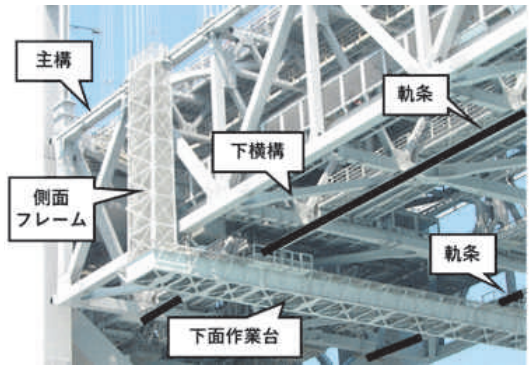
台，桁内面作業車を4台設置している(**図－1**)．

桁外面作業車は，下面作業台及び側面フレームから構成され，補剛桁下面を橋軸方向に設置した軌条に沿って走行し，補剛桁外周の主構及び下横構等に接近できる(**写真－1**)．桁内面作業車は，走行台車，Xバー及び横行台車等から構成され，補剛桁内側の垂直材に橋軸方向に設置された軌条に沿って走行する．また，桁内面作業車は横行台車の鉛直方向への昇降と橋軸直角方向への横行により，桁外面作業車では接近困難な鋼床版下面，小組トラス及び中弦材等に接近できる(**写真－2**)．



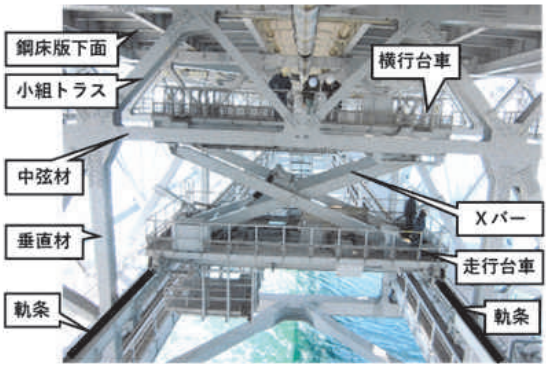
図－1　桁作業車の配置

Fig.1 Location of maintenance vehicles



写真－1　桁外面作業車

Photo 1 Maintenance vehicle for outside girder



写真－2　桁内面作業車

Photo 2 Maintenance vehicle for inside girder

3.　橋梁保全作業の課題

3.1　大鳴門橋補剛桁の維持管理における課題

本州四国連絡橋の建設初期1985年（昭和60年）に供用した大鳴門橋の桁作業車は，主に補剛桁の全面塗替塗装における資機材の運搬及び下面防護並びに中・遠距離からの目視点検等を目的に設計された．このため，大鳴門橋は桁作業車等からのアプローチ率は約40%と他橋に比べて著しく低い(**表－1**)．

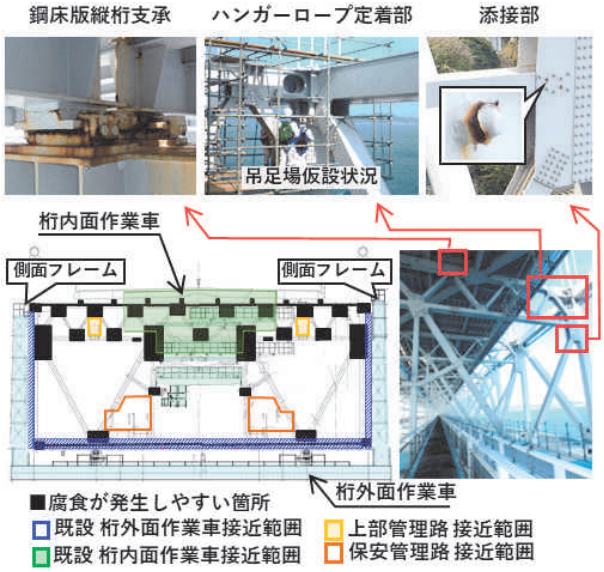
表－1　本州四国連絡橋のアプローチ率

Table 1 Approach rate of Honshu-Shikoku Bridges

桁形式	橋梁名	アプローチ率
トラス桁	明石海峡大橋	82%
	大鳴門橋	**40%**
	瀬戸大橋 （下津井瀬戸大橋～南備讃瀬戸大橋）	51%～67%
	因島大橋	50%
箱　桁	多々羅大橋	100%
	来島海峡大橋（第一～第三大橋）	100%

図－2に大鳴門橋の補剛桁断面における局部腐食等が発生しやすい変状傾向部位及び既設の桁作業車等で接近できる範囲を示す．変状傾向部位は，鋼床版縦桁支承，ハンガーロープ定着部及び添接部等で確認されており，既設の桁作業車等では接近が困難である．このため，必要に応じて吊り足場を仮設して局部補修塗装を実施していることから資機材の落下及び費用の高騰が危惧された．

また，2014年(平成26年)4月道路法施行規則(省令)の一部改正に伴い，5年ごとに近接目視を基本とした点検が必須となり，補剛桁部材等への接近方法の改善が望まれた．



図－2　補剛桁の腐食箇所の例

Fig.2 Examples of corroded places of girder

3.2　既設桁作業車の接近方法の課題

大鳴門橋補剛桁のアプローチ率を向上させるため，保全作業における桁作業車の使用実績を調査した結果，以下の使用上及び構造上の課題が確認された．

1)　2009年(平成21年)ハンガーロープ定着部の点検を効率的に実施するため，桁外面作業車2号機の側面フレーム上部に手動で橋軸直角方向に差し込みができる簡易伸縮足場を設置した(**写真－3**)．しかし，本足場は補剛桁内側への差し込み長さが約1.5mと短いこと及

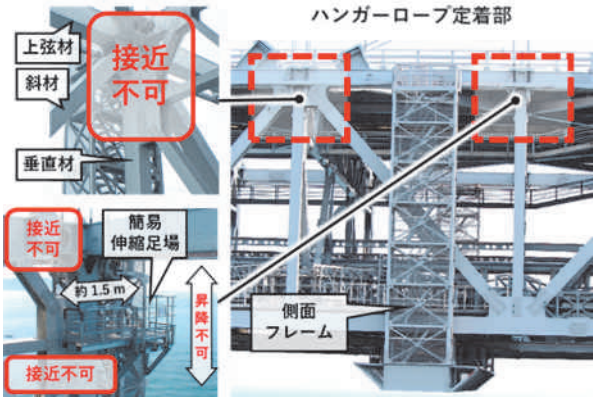
び昇降機能が無いことから，主構上弦材，斜材及び垂直材が集合した添接部では，斜材と接触するため内側へ差し込めない．

2)　桁外面作業車2号機以外は，簡易伸縮足場が設置されていない．このため，桁外面作業車から接近できる範囲は補剛桁外周の主構及び下横構等の外側に限定され，局部補修塗装には多数の吊り足場の仮設が余儀なくされている．

一方，本州四国連絡橋の建設後期1998年(平成10年)に供用した明石海峡大橋の桁外面作業車は，従来の桁作業車の設置目的に近距離からの目視点検及び保全作業等を加え，主構外側から補剛桁内側へ移動できる伸縮昇降足場を当初から具備し，アプローチ率は82%に向上している(**写真－4**)．

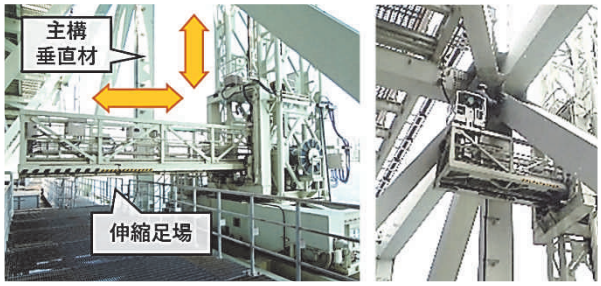
3)　桁内面作業車の横行台車側面には制御ケーブルが敷設されていた．このため，横行台車は小組トラスから約0.8m以内に接近できない．また，横行台車の床幅約2.9mに対して，端部に設置された補助足場の床幅が約0.9mと狭いため，一部の鋼床版縦桁支承とその近傍の小組トラスに接近できない(**写真－5**)．

4)　桁内面作業車のXバーは，横行台車を最下限で横行するための強度が不足しているため，上部管理路付近の中弦材等に接近できない(**写真－6**)．



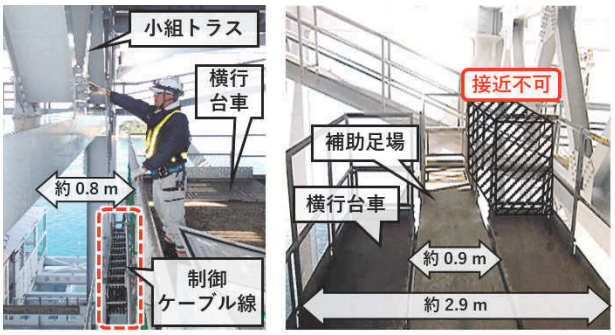
写真－3　桁外面作業車によるハンガーロープ定着部の接近困難範囲

Photo 3 Area not accessible to anchoring part of suspender cable by maintenance vehicle for outside girder



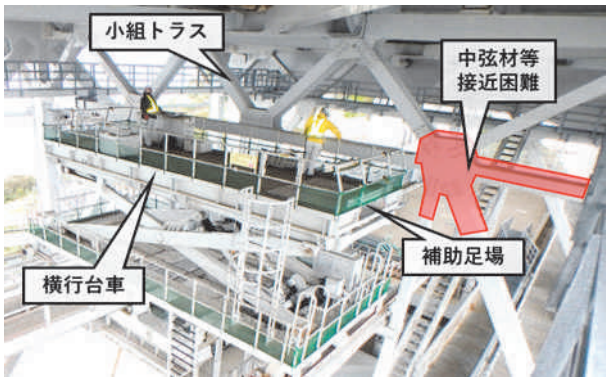
写真－4　伸縮昇降足場（明石海峡大橋）

Photo 4 Telescopic lifting platform (Akashi Kaikyo Bridge)



写真－5　既設横行台車の接近状況と補助足場の床形状

Photo 5 Access to middle chord by existing aerial work platform and shape of overhanging platform



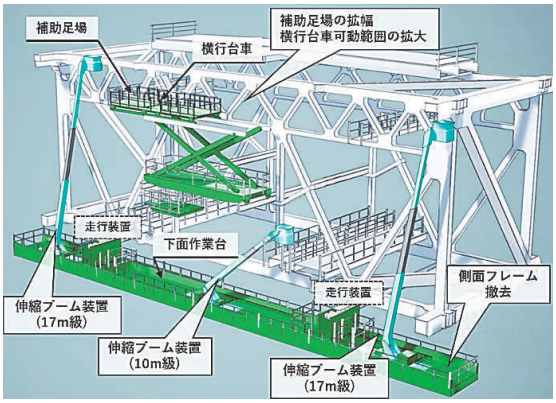
写真－6　中弦材の接近困難範囲

Photo 6 Area not accessible to middle chord

4.　既設桁作業車の改造

4.1　既設桁作業車の改造によるアプローチ率の向上

アプローチ率の向上にあたり，過去の保全作業及び補剛桁の全面塗替塗装における桁作業車の使用状況を調査し，安全性，使用性，作業環境及び経済性等が確保・向上できる改善策を検討した結果，桁外面作業車は伸縮ブーム式高所作業装置（以下「伸縮ブーム装置」という．）を新たに搭載し，桁内面作業車は横行台車の可動範囲の拡大及び補助足場の拡幅を実施した（**図－3**）．



図－3　改造後の桁作業車鳥観図

Fig.3 Three-dimensional view of maintenance vehicles after remodelling

4.2　桁外面作業車の改造

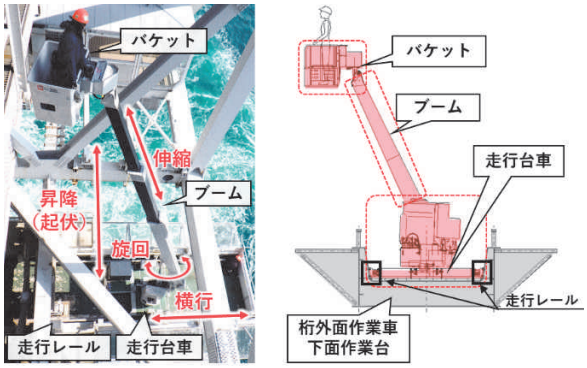
1)　桁外面作業車は，保安管理路及び桁内面作業車から接近困難な範囲に接近するため，下面作業台に国内外で実績のある伸縮ブーム装置を3台搭載した．

2)　伸縮ブーム装置の搭載等に伴う重量増加に対し，側面フレームの撤去等により軽量化を図り，軌条への荷重制限を満足させた．

4.3　伸縮ブーム装置の特徴

(1) 伸縮ブーム装置の構成

図－4 に桁外面作業車に搭載した伸縮ブーム装置の構成及び動作方向を示す．伸縮ブーム装置は，運転者が搭乗し首振り機能を有するバケット，伸縮・旋回・起伏ができるブーム，桁外面作業車の下面作業台に設置された走行レール上を移動する走行台車から構成され，各装置の動作を任意に組み合わせることで複雑な構造を有する補剛桁部材等への接近を可能にした．



図－4　伸縮ブーム式高所作業装置

Fig.4 Aerial work platform

(2) 伸縮ブーム装置の特色

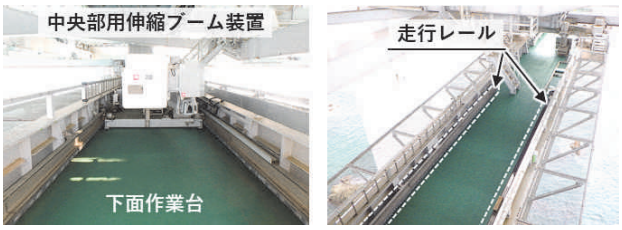
桁外面作業車を効率的に使用するために新たに搭載した伸縮ブーム装置は次の特色を有する．

1)　側部用伸縮ブーム装置は，ハンガーロープ定着部及び鋼床版縦桁支承がある桁高さ12.5mの補剛桁部材上部等に接近するため，作業床高さ17m級の伸縮ブームを国内で初めて桁外面作業車上に搭載した．本装置の採用により広い作業範囲が確保でき，桁外面作業車の停止位置が正確でなくても施工箇所へ容易に接近できる．

2)　中央部用伸縮ブーム装置は，桁内面作業車裏面，軌条桁，軌条桁架台及び補強材がある桁高さ6mの補剛桁部材等に接近するため，国内で使用実績のある作業床高さ10m級の伸縮ブームを搭載した．

3)　本四高速独自の工夫として，伸縮ブーム装置用走行レールを下面作業台の両側部に設置し，レール幅を拡幅させ転倒に対する安定性を向上させた．これにより，伸縮ブーム装置の作業半径の拡大と資材仮置き場としての広い作業床面積を確保した(**写真－7**)．

4)　3台の伸縮ブーム装置は，各桁外面作業車に移設できる構造とし初期コストの縮減を図るとともに，走行台車の機器構成を同一とすることで移設手順を統一し，使用性を向上させた．



写真－7　走行レールの設置

Photo 7 Rail for aerial work platform

4.4　桁内面作業車の改造

1)　補助足場の床幅を横行台車の床幅まで拡幅すると共に，制御ケーブルを横行台車の側面から下面に移設した．その結果，小組トラスと横行台車との接近距離が0.8mから0.1mに短縮され鋼床版の中央部からG3縦桁支承等の保全作業が吊り足場無しで可能となった(**図－7**)．

2)　横行台車の軽量化及びXバーの補強等により，横行台車は最下限での横行が可能となり，上部管理路付近の中弦材へ接近が可能となった(**図－7**)．

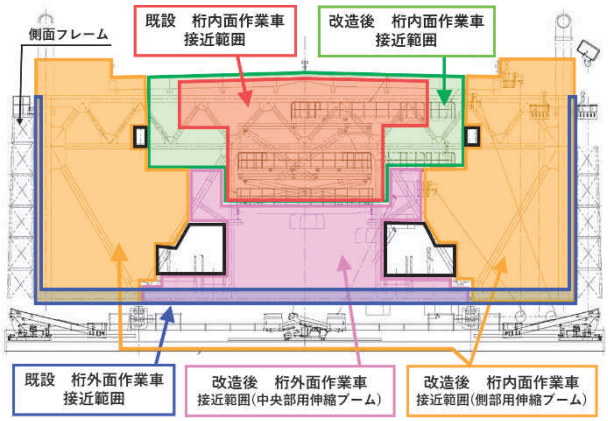
4.5　桁作業車改造後のアプローチ率

前述のとおり既設の桁作業車を改造した結果，アプローチ率は約40%から約93%に飛躍的に向上した．桁作業車改造前後のアプローチ率を**表－2** に，アプローチ範囲を**図－5～8**に示す．

表－2　桁作業車改造前後のアプローチ率

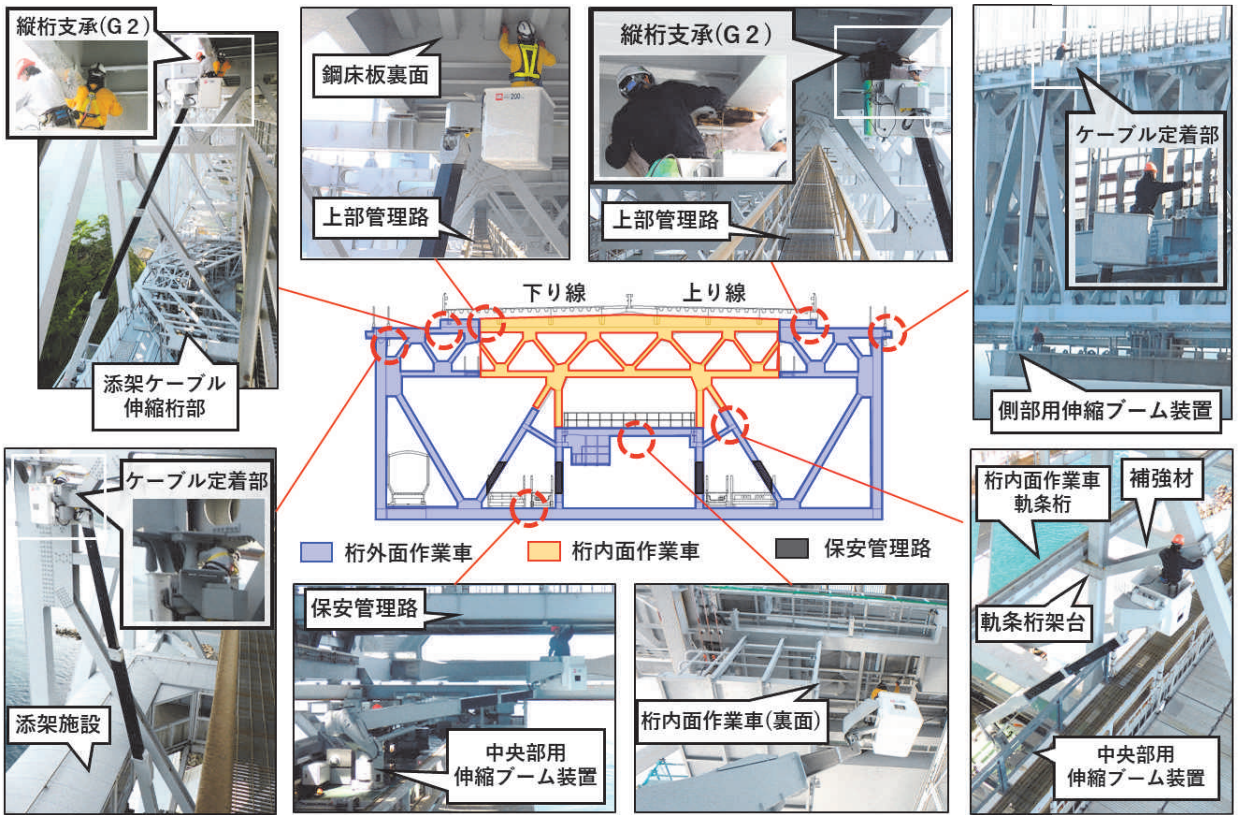
Table 2 Approach rate before and after improvement of maintenance vehicles

区分	格点数 [格点]	合計面積 [㎡]	改造前		改造後	
			接近面積[㎡]	接近率[%]	接近面積[㎡]	接近率[%]
標準部	134	107,200	44,220	41	107,200	100
桁端部	6	4,020	540	13	2,940	73
添架施設部	17	13,600	5,610	41	6,120	45
全径間	157	124,820	50,370	40	116,260	93



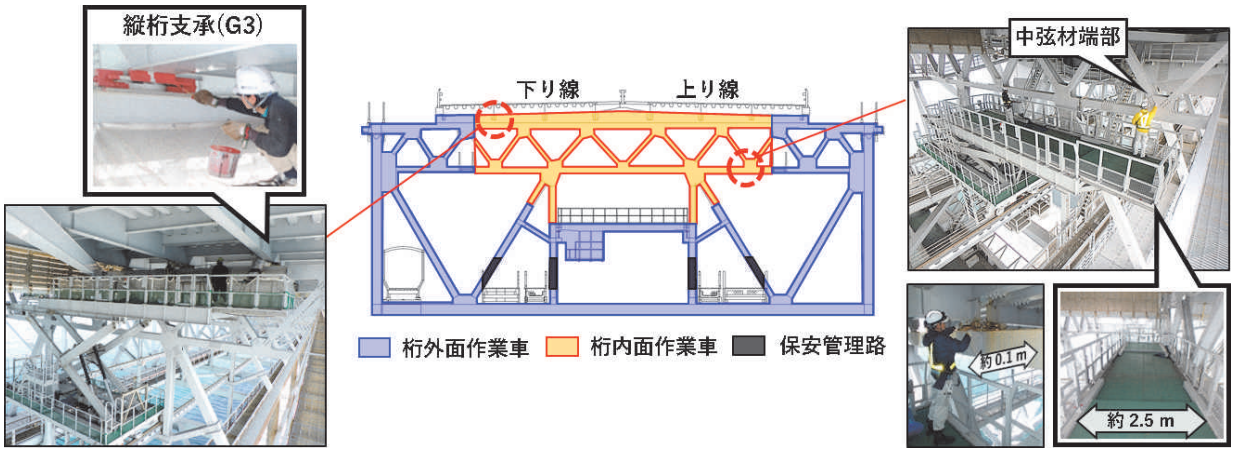
図－5　桁作業車改造前後のアプローチ範囲

Fig.5 Change of accessible area by improvement of maintenance vehicles



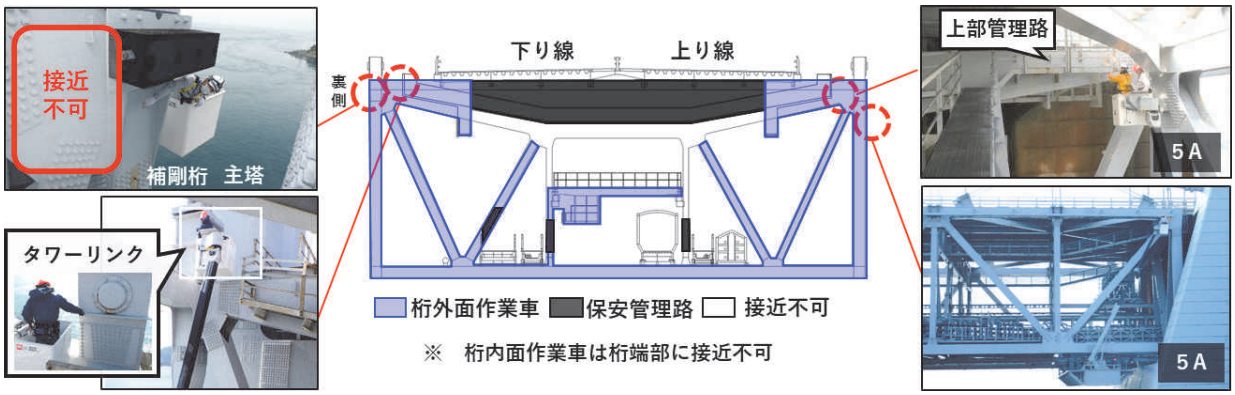
図－6　桁外面作業車改造後の接近範囲（標準部）

Fig.6 Improvement of maintenance vehicle for outside girder (standard part)



図－7　桁内面作業車改造後の接近範囲（標準部）

Fig.7 Improvement of maintenance vehicle for inside girder (standard part)



図－8　桁外面作業車改造後の接近範囲（桁端部）

Fig.8 Improvement of maintenance vehicle for outside girder (girder end)

5.　桁作業車改造費の低減

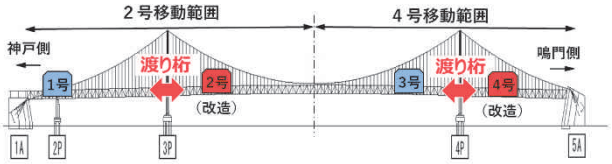
桁外面作業車の改造は，伸縮ブーム装置を各桁外面作業車に移設できる構造とし，初期コスト等の縮減を図った．桁内面作業車の改造は，全号機を改造すると経済性の確保が困難である．このため，現行の保全作業の施工効率が確保できる運用方法を調査して，最適な改造台数及び改造号機を選定した．

5.1　桁内面作業車の改造費低減対策

桁内面作業車の改造台数の選定には，保全作業の施工効率の確保が必要である．このため，作業車の使用頻度が多い補剛桁の全面塗替塗装における以下の運用実績を踏まえ，改造号機を選定した．

1)　全面塗替塗装では桁内面作業車は，足場等資機材の運搬及び仮設作業台に使用される．
2)　足場仮設区間以外で保全作業を行う場合，足場仮設区間の片側しか接近できない．

よって全径間の移動が可能となれば，現行の施工効率を低下させることなく全径間の保全作業が可能となることから，既設の走行軌条が途絶して径間移動できない3P及び4Pの主塔下部水平材下面に径間渡り桁と軌条を開発し，桁内面作業車全号機が全径間を移動できる構造に改造した．これにより桁内面作業車の改造号機は2号機及び4号機の2台とし，作業車改造費の低減を図った(**図－9**, **写真－8**)．



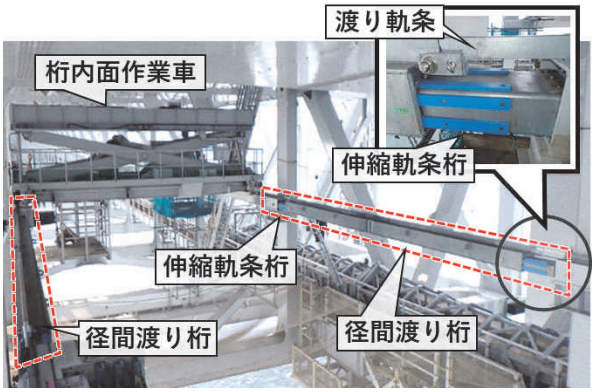
図－9　桁内面作業車の改造台数

Fig.9 Number of improved maintenance vehicles for inside girder

5.2　径間渡り桁の開発

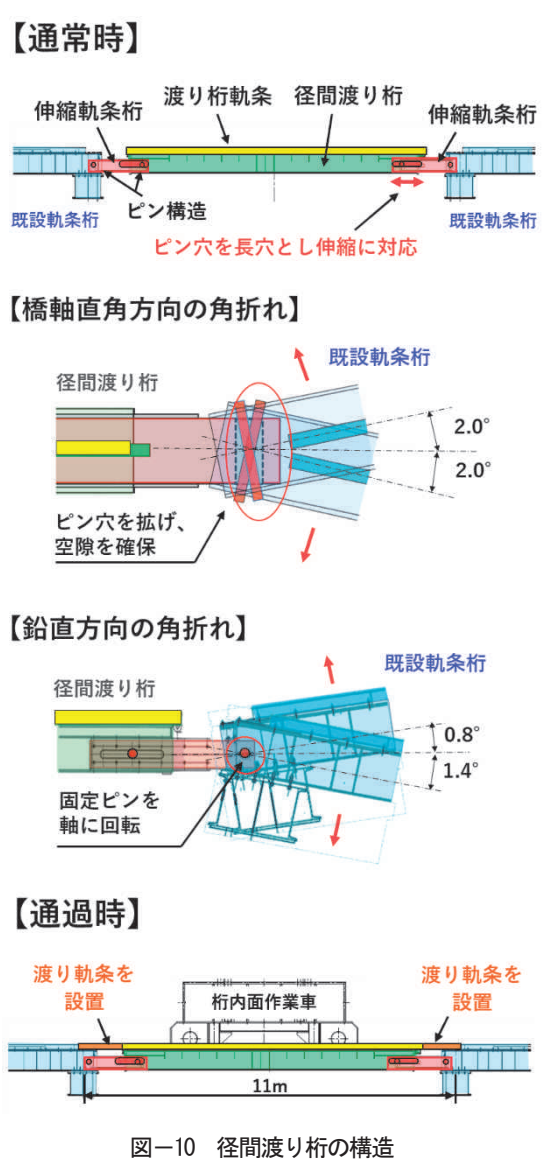
大鳴門橋は，路面からの荷重及び橋梁に作用する風荷重等の水平力を端主横トラスからタワーリンク及びウインド沓を介して主塔に伝達する構造で，側径間と中央径間の補剛桁が分割されており，これまで桁内面作業車が各径間を移動することはできなかった．

本四連絡橋の桁内面作業車において，補剛桁と主塔間の伸縮量が大きい箇所に径間渡り桁がある橋梁として明石海峡大橋がある．本径間渡り桁は建設時に検討され，桁内面作業車の径間移動時に，クレーン装置付トラックが走行できる幅広管理路上に仮置きされた径間渡り桁(長さ約4m,質量約900kg)を走行軌条が途絶する主塔部にその都度設置する構造である．一方，大鳴門橋は，主塔水平材下部に径間渡り桁及び径間渡り桁を揚重するための設備が設置されていない．このため主塔部に径間渡り桁を追加して桁内面作業車が全径間を移動できる方法を検討した．なお大鳴門橋では，①管理路への径間渡り桁の仮置きは幅が狭い等から困難であること，②径間渡り桁の設置及び撤去作業が煩雑となることから，径間渡り桁の構造は補剛桁の伸縮及び角折れに追従する常設型とした(**写真－8**, **図－10**)．



写真－8　主塔部への径間渡り桁の設置

Photo 8 Installation of runway girder for neighbouring spans



図－10　径間渡り桁の構造

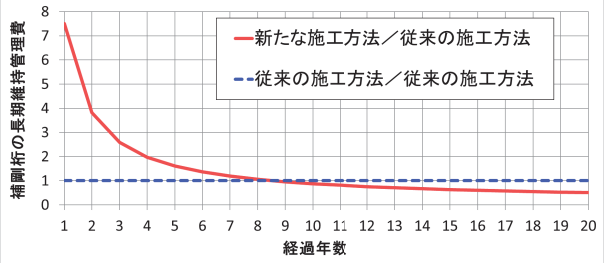
Fig.10 Structure of runway girder for neighbouring spans

径間渡り桁は，質量約13ｔの桁内面作業車を安全に通過させると共に，既設の走行軌条桁と容易に接合でき，後述する伸縮機能等を確保するため，桁断面の形状を箱形とした．径間渡り桁の部材構成は，主塔水平材下部に設置される渡り桁（軌条付）と箱形の渡り桁内に鞘形式で格納し伸縮する伸縮軌条桁（軌条無し）からなる．なお，補剛桁側の既設軌条と渡り桁軌条の間には，軌条間が伸縮しても桁内面作業車が走行できるようにスライド機能を有した渡り軌条を取付けた．渡り軌条は，常時は取り外し，桁内面作業車が走行する際に取り付ける構造とした．また，径間渡り桁の橋軸方向の伸縮量は，主塔部伸縮装置の最大移動量（側径間側±450mm，中央径間側±740mm）及び上弦材のタワーリンクによる補剛桁の角折れ（回転量）を考慮し，1,300mmで設計した．更に伸縮軌条桁には鞘部での可動を容易にするため，表面に機械的強度，耐久性，耐摩耗性及び自己潤滑性に優れたMCナイロン製のシューを設置した．既設軌条桁と伸縮軌条桁との接合は，主塔部における補剛桁の最大角折れ（鉛直面内は中央径間側の下に凸で1.4°，水平面内は中央径間側で±2.0°）に対応するため，ルーズな構造とした（**図－10**）．架設後，瞬間最大風速約30m/sの台風が通過したが，伸縮量及び角折れに対する性能に問題は無く，改造した桁内面作業車の径間移動が可能となった（**写真－9**）．

写真－9　径間渡りの実施
Photo 9 Maintenance vehicle for inside girder travels from center span to side span

6.　桁作業車改造の経済性評価

ハンガーロープ定着部及び桁内面作業車走行軌条桁支持部等の近接目視点検及び局部補修塗装を対象に，既設の桁作業車及び吊り足場を併用する従来の施工方法と改造した桁作用車を使用する新たな施工方法とで補剛桁の維持管理費を20年で試算した．その結果，前者に比べ後者の施工方法は1,080百万円（約54百万円/年）の削減が期待でき，約8年目以降は初期投資を考慮しても安価となる見通しを得た（**図－11, 写真－10**）．



図－11　桁作業車改造の経済性評価
Fig.11 Life cycle cost estimations by improvement of maintenance vehicles.

従来の施工方法　　**新たな施工方法**

写真－10　接近方法の改良
Photo 10 Improvement of access method

7.　おわりに

大鳴門橋では今回の桁作業車改造により，アプローチ率を40%から93%まで飛躍的に向上するとともに，近接目視点検及び局部補修塗装を対象とした維持管理費を大幅に削減できる見通しを得た．また，今回の桁作業車改造は子会社と一体となり，改善案の抽出，改造方針の策定，桁作業車及び径間渡り桁の製作及び現場施工等に取り組み，今後の作業車の改良及び更新等に活用できる技術的知見及び施工技術等を蓄積することができた．

今後も200年以上の長期に渡りお客様に安心して利用される橋を目指し，求められるニーズに対応するための新しい技術開発を行い更なる安全性の向上，保全作業の効率化，維持管理費の削減等の保全作業の課題の解決を目指して桁作業車の改善及び改良に取り組む所存である．

参考文献

1) 松葉真人：大鳴門橋補剛桁の近接範囲拡大に向けた桁作業車改造の取組，H30国土技術研究会 自由課題　一般部門＜イノベーションⅡ＞，国土交通省，pp.5-11～5-16，2018.10

2) 清原一宏，松尾俊宏，松葉真人：大鳴門橋補剛桁の近接範囲拡大に向けた桁作業車の改造，平成元年度土木学会全国大会　第74回年次学術講演会，VI-327,2019.9

3) 松葉真人，貴志友基，朝倉義博，松尾俊宏：IMPROVEMENT OF ACCESS EQUIPMENT ON GIRDERS OF HONSHU SHIKOKU BRIDGES，26th World Road Congress(PIARC)，TC D3"BRIDGES"，Abu Dhabi，2019.10．

4) 西山貴偉：大鳴門橋桁外面作業車の機動性能向上及び運用時の課題と改善の取組，第30回本四高速技術発表会自由課題，2020.11

防食分科会塗装（鋼）WGの取組

Report of Working Group for Metal Coating System, Anticorrosion Subcommittee

竹口 昌弘 Masahiro Takeguchi
長大橋技術センター
防食・耐風グループリーダー

臼田 幸生 Yukio Usuda
保全部
橋梁保全課長

山根 彰 Akira Yamane
長大橋技術センター
防食・耐風グループ
エキスパート（防食担当）

1. 検討目的及び経緯

保全技術交流会議の防食分科会塗装（鋼）WGでは，省工程型ふっ素樹脂塗料の開発・規格化及び塗膜消耗以外の劣化要因の調査を中心に検討を実施中である．

本稿は，塗装（鋼）WGにおいて令和元年度に実施した検討概要を報告するものである．

2. 省工程型塗料の規格制定

2.1 省工程型塗料の規格制定

塗替塗装費の縮減及び環境負荷の低減が期待される省工程型塗料の開発を平成20年から進めてきた．省工程型塗料は，従来の中・上塗りを1工程で塗布する仕様（乾燥塗膜厚55μm）である．

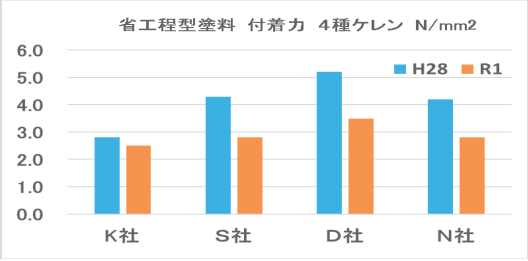
省工程型塗料の開発としては，塗料メーカーの協力のもと宮古島での暴露試験による耐候性、実橋試験施工による施工品質等の調査を行った．その結果，良好な性能が確認され令和元年にHBS塗料規格として規格制定した。

なお省工程型塗料の屋外暴露耐候性は宮古島3年暴露後の光沢保持率50%以上と規定しているが，本原稿作成時点でこれを満足し，かつ供給可能な塗料は1種類となっている．

2.2 省工程型塗料の継続調査

省工程型塗料の実橋試験施工箇所のうち、明石海峡大橋（H28施行）について付着力等の調査を行った．

明石海峡大橋（旧塗膜；ふっ素樹脂塗料）での3年経過後の付着力は，低下が見られるものの塗装の品質管理値（1N/mm²）は満足していることがわかった（図-1）．



図－1 省工程型塗料の付着力（明石海峡大橋）

Fig.1 Results of adhesion tests for simplified application process paint

3. 無機ジンク凝集破壊の原因推定

これまでの調査結果から無機ジンク層の凝集破壊は，無機ジンク層を構成しているシリケートが壊れて付着切れしたものと考えられる．シリケートが壊れる原因は，

(1) 無機ジンク層を構成する亜鉛末の酸化・膨張

亜鉛末の酸化原因は，大気中の水蒸気と酸素が上塗り層から下塗り層までを透過し，無機ジンク層に供給されたことによるもので，酸素等の透過速度は塗膜の膜厚，傷，ピンホールの有無などによって変化していると考えられる．

(2) シリケート自体の強度低下

シリケートが強度低下する原因としては、無機ジンク層の施工中に発生したスプレーダストや過膜厚の影響及び施工後の面圧載荷等の影響が考えられる．

上記，(1)と(2)の重ね合わさせによって実橋での無機ジンク層凝集破壊が発生しているものと推定した．

4. 中塗り・下塗りの塗膜消耗速度調査

塗膜の劣化予測を行うためには，各塗膜の残存膜厚と塗膜消耗速度の平均値及び標準偏差が必要となるが，塗膜消耗速度については大鳴門橋，櫃石島橋，因島大橋に定点を設けて消耗量測定を行っている．定点設置から約10年が経過し，中塗りと下塗りについて塗膜消耗速度が得られた（表-1）．

表-1 塗膜消耗速度調査結果

Table 1 Reduction rate of coat thickness

	中塗り塗膜			下塗り塗膜		
	大鳴門橋	櫃石島橋	因島大橋	大鳴門橋	櫃石島橋	因島大橋
サンプル数	9	9	9	9	9	9
平均 μm/年	6.0	4.7	4.7	6.2	4.8	5.7
標準偏差	2.23	1.80	1.87	2.6	2.1	2.3
平均 μm/年	5.2			5.6		
標準偏差	2.06			2.4		

5. まとめ

塗装（鋼）WGでは，上塗塗膜の消耗特性調査，塗膜消耗以外の劣化要因調査，素地調整方法の調査等を実施し，橋梁の塗装について検討を行う予定である．

防食分科会コンクリート保護工WGの取組

Report of Working Group for concrete coating system, Anticorrosion Subcommittee

大賀 弘貴　Hirotaka Oga
長大橋技術センター
防食・耐風グループ

竹口 昌弘　Masahiro Takeguchi
長大橋技術センター
防食・耐風グループリーダー

1. 検討目的及び経緯

コンクリート保護工WGでは，海峡部橋梁マスコンクリートの塩害・中性化の抑制を目的とした表面被覆について，既設塗膜の補修方法及び要領の改訂（案）を検討している．

また，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」という．）の劣化対策として，表面保護工の試験施工箇所を対象に，継続調査している．

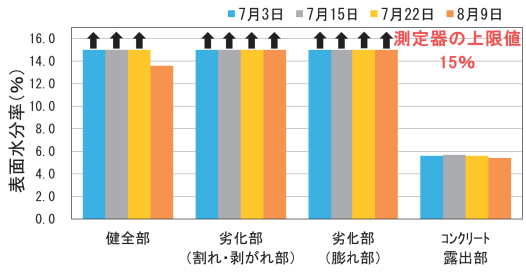
本稿は，コンクリート保護工WGにおいて令和元年度に実施した主な検討概要について報告するものである．

2. マスコンクリート表面被覆の現況調査

マスコンクリート表面被覆に関して，塗替を行う大鳴門橋1Aの太平洋側のコンクリートについて，健全部及び劣化部の表面水分率調査を実施した（図－1）．

表面被覆を剥がして測定した3箇所は，コンクリート露出部に比べ，剥がした直後だけでなくその後１か月あまりに渡り非常に高い水分率であった．なお内部含水率は，3箇所とも3％程度と低い値であった．これは，コンクリート内の水分がひび割れ等を介して塗膜下へ移動し，滞水しているためであると思われる．

いずれの測定箇所においても表面水分率が高いことから，表面被覆材の施工にあたって高い表面水分率に配慮した適切な対策を講じる必要があると考えられる．



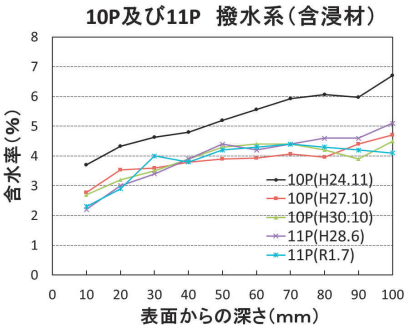
図－1　表面水分率の調査結果

Fig. 1 Results of surface water content

3. ASR対策工の内部含水率調査

ASRによる劣化対策として，コンクリートの内部含水率の低減を目的に，遮水性及び内部の水分を外部へ排出する透湿性を有する表面保護工を施工している．櫃石島高架橋の橋脚（11P）に施工された表面保護工について，内部含水率の追跡調査を実施し，同一仕様（撥水系含浸材）及び同一条件下（環境，施工時期）である10Pの結果も含めて表面保護工の効果の検証を行った．

その調査結果を図－2に示す．11Pの深さ50～100 mmでの含水率勾配がほぼ平行となったことから，平衡含水率に近づいてきている可能性が見られた．また10Pと11Pの比較から，施工後4.7年の経過で明確なコンクリート内部の水分逸散が認められなくなった．この結果により，撥水系含浸材による吸水防止効果は継続しているが，コンクリート内部の水分逸散については今後ほとんど進まない可能性が考えられる．撥水系（含浸材）の性能及び耐久性について，今後も継続的に調査を実施し，評価を行っていく予定である．



10P 施工時期：H23.2
11P 施工時期：H23.2

図－2　内部含水率の調査結果

Fig. 2 Results of internal water content

4. まとめ

令和元年度は，表面被覆補修予定箇所の現況調査や表面被覆要領改訂（案）の検討，ASR対策工の性能調査などを実施した．

表面被覆については，現状調査の継続やこれまで得られた知見や検討結果を基に要領の改訂を行う予定である．ASR対策工の性能調査についても、継続的に調査を行い，得られた知見を今後のASR対策へ反映させていきたい．

疲労分科会の取組

Report of Fatigue Subcommittee

林 昌弘　Masahiro Hayashi
しまなみ今治管理センター副所長
（前）長大橋技術センター
診断・構造グループリーダー

有馬 敬育　Noriyasu Arima
長大橋技術センター
診断・構造グループサブリーダー

1. 検討目的及び経緯

保全技術交流会議･疲労分科会では，本州四国連絡道路において発生が確認あるいは懸念される疲労損傷に対して，できるだけ効率的かつ高精度に疲労損傷を検出するとともに，効率的に補修できるよう，新技術の開発・活用検討を実施している．

本稿では，疲労分科会において令和元年度に実施した検討のうち，鋼床版疲労点検の合理化検討について概要を述べる．

2. 鋼床板疲労点検の合理化検討

現在，都市高速道路の重交通路線などでいくつかのタイプの疲労亀裂が見つかっている．本四連絡橋でもデッキプレートとUリブの溶接部にビード貫通亀裂と呼ばれる疲労亀裂が見つかっていることから，神戸大学との共同研究において，赤外線サーモグラフィを用いた手法によりビード貫通亀裂を検出する技術を開発し，疲労点検を実施しているところである[1) 2)]．点検に当たっては，本四連絡橋は多数の鋼床版を有していることから，設計年度や構造ディテール，累積交通量などを考慮して点検対象箇所を選定し計画的に行っている．令和2年4月現在，瀬戸大橋（**写真－1**）及び大鳴門橋関連区間で疲労点検を実施している．

このうち瀬戸大橋においては，斜張橋及び吊橋の大部分において疲労点検を完了しており，今のところビード貫通亀裂は見つかっていない．今後，吊橋で残っている区間及びトラス橋区間の点検を順次進めていく予定である．

一方，大鳴門橋関連区間においては，淡路島側の取付高架橋である門崎高架橋においてビード貫通亀裂が見つかっている．これまでの点検で見つかった亀裂については，亀裂長さや亀裂進展速度等を考慮した上で順次当て板による補修を行っている[3)]．このため，溶接ビード内に発生した亀裂の先端が屈曲していく事例が多いと言われる亀裂長さ250mmを超える亀裂は現在補修が終わっている．同時に，疲労対策チームによる亀裂進展調査を継続して行っており，令和元年度は平成30年度に見つかった亀裂4カ所を含む全亀裂について進展調査を実施した．調査時点で未補修の亀裂の進展状況を**図－1**に示す．この図においては，平成30年度に見つかった亀裂(A～D)を強調しているが，これらの亀裂の中には亀裂進展速度が比較的速いと思われるものもあり（**写真－2**），引き続き経過観察と疲労対策チームによる亀裂進展調査を継続していく予定である．

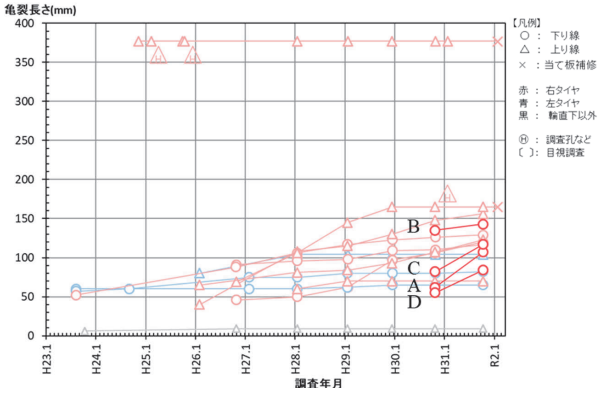
写真－1　瀬戸大橋点検状況

Photo 1 Inspection at Seto-Ohashi Bridge

また大鳴門橋においても，令和元年度より疲労亀裂の調査を開始した（**写真－3**）．点検においては瀬戸大橋と同じ赤外線サーモグラフィを用いた点検システムを使用しているが，大鳴門橋では，鋼床版桁の構造，点検対象とする輪荷重直下の溶接と縦桁の位置関係や作業車の形状が瀬戸大橋と異なっているため，瀬戸大橋と同じ作業効率で点検を行うことは難しいことが確認された．このため瀬戸大橋で使用したシステムを大鳴門橋でも効率よく使用できるよう，機器を改良するなどの工夫を行っている．なお令和元年度の点検では，大鳴門橋において疲労亀裂は見つかっていない．

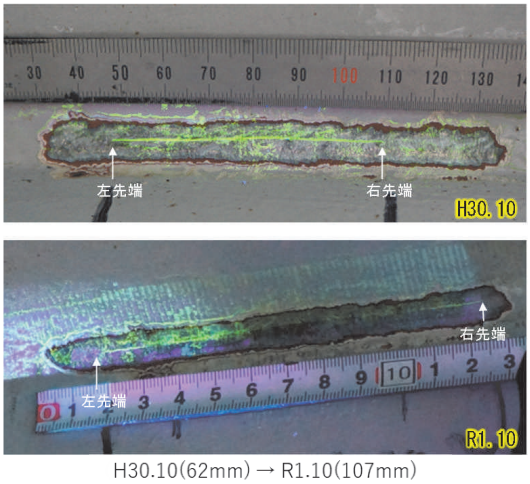
さらに，これまでの調査研究ではビード表面まで貫通した40mm程度の亀裂を確実に検出することが可能であることが判明しているが，現在ビード貫通前の表面に現れていない内在している亀裂に対しても，実験室レベル

で検出が可能であることを確認しており，今後実橋計測等を行い効率的な疲労亀裂点検となるよう検討を進める予定である．



図－1　疲労亀裂進展状況

Fig. 1 Progress of fatigue crack



H30.10(62mm) → R1.10(107mm)

写真－2　疲労亀裂進展状況(亀裂 A)

Photo 2 Progress of fatigue crack

写真－3　大鳴門橋点検状況

Photo 3 Inspection at Ohnaruto Bridge

3.　まとめ

一般に構造物の疲労は一朝一夕で進展するものではないが，年月の経過につれて確実に進行するものであるため，日常における点検が極めて重要である．疲労分科会でも，膨大な数の点検が必要な箇所に対していかに効率よく点検を実施するかを念頭に置いて様々な検討を進めているところである．

また併せて，疲労対策チーム活動を通じて社員の疲労に関する技術力の蓄積・向上を図っているので，今後も各管理センターにおける協力をよろしくお願いする次第である．

参考文献

1) 溝上善昭，奥村淳弘，大藤時秀，和泉遊以，阪上隆英：赤外線サーモグラフィを用いた温度ギャップ法によるUリブ鋼床板のビード貫通亀裂の自動検出と装置開発，構造工学論文集，Vol.64A，pp.573-582，2018.3

2) 溝上善昭，小林義弘，和泉遊以，阪上隆英：赤外線サーモグラフィを用いた温度ギャップ検知による鋼床版デッキプレートーU リブ間の溶接部に生じる疲労亀裂の遠隔検出，鋼構造論文集，第22号第87号，pp.47-56，2015.9

3) 溝上善昭，森山彰，小林義弘，坂野昌弘：Uリブ鋼床板ビード貫通亀裂に対する下面補修方法の提案，土木学会論文集A1(構造･地震工学)，Vol.73，No.2，pp.456-472，2017.8

4) 和泉遊以，溝上善昭，上西広粋，阪上隆英，林昌弘：温度ギャップ法によるビード非貫通亀裂の検出に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.66A，pp.540-548，2020.3

耐震分科会の取組

Report of Seismic Subcommittee

山口 和範 Kazunori Yamaguchi
長大橋技術センター
総括･耐震グループリーダー

大串 弘幸 Hiroyuki Ogushi
安全防災部 防災課
前 長大橋技術センター
総括・耐震グループ

1. 検討目的及び経緯

保全技術交流会議耐震分科会では，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り，橋梁の耐震性照査，耐震補強設計，施工計画の立案等を実施している．

平成25年度から着手している瀬戸大橋の耐震検討がほぼ計画通りに進捗し，耐震補強工事が終盤に差し掛かっている．同様に平成25年度から西瀬戸自動車道の長大橋耐震検討にも着手している．令和元年度は新尾道大橋，多々羅大橋，大三島橋の耐震補強設計を完了させ，現在，工事に着手している．なお，今後の予定では，新尾道大橋・生口橋・多々羅大橋・大三島橋・大島大橋（完了）は令和3年度末までに耐震補強を完了し，因島大橋・来島海峡大橋は令和7年度末までに完了させる計画である．

ここでは令和元年度に耐震補強設計が完了した新尾道大橋，多々羅大橋，大三島橋について簡単な設計概要を紹介する．

2. 解析手法と解析モデル

解析手法や解析モデルの考え方はこれまでの長大橋の耐震補強設計の考え方を踏襲している．

各基礎底面における有効入力地震動を求め，3方向同時入力による地震応答解析を基本として耐震補強設計・照査を実施した．

モデル化については，できるかぎり解析精度を高めることを念頭に，材料非線形性や幾何学的非線形性を忠実の再現できるファイバー要素などを適用した．また，ファイバー要素等の梁要素ではモデル化が難しい構造部材についてはFEM解析を行い，その結果を耐震補強設計に反映させた．

主桁や塔などの鋼部材は、道路橋示方書に従い、断面照査並びに座屈安定照査により，降伏または座屈しないことを，支承類は支承反力によって，支承を構成する部材が降伏耐力に達してないことを照査した．加えて支承の変位や桁端部の移動量が許容値を超えないことも照査した．

3. 新尾道大橋の耐震補強設計

新尾道大橋（斜張橋，橋長:546m，最大支間長:215m）は主塔・主桁は主塔基部で剛結し支承条件が固定，他の支承部はフリーで橋軸方向に揺れやすい構造である．3P（向島側主塔橋脚）の橋軸方向のせん断力の照査や支承関係の照査を満足していなかったため桁端に緩衝ゴムを設置しアバットの拘束効果を考慮する耐震補強設計を行った．

4. 多々羅大橋の耐震補強設計

多々羅大橋（斜張橋，橋長:1480m，中央支間長:890m）は主塔部で弾性支持（2000t/m/基のゴム支承）とし他の支承部はフリーとなっており遊動円木振動で橋軸方向に大きく揺れる構造である．このため，支承や桁端の大型伸縮装置（ローリングリーフ）で変位や耐力で照査を満足していなかったため，主塔部にダンパー（2000kN×8基）と橋脚部にストッパーを設置する耐震補強設計を行った．

5. 大三島橋の耐震補強設計

大三島橋は橋長328m（アーチ支間長297m）の単径間ソリッドリブ2ヒンジアーチ橋であり，アーチリブは道路桁（側タイ）を介して橋台と結合している．道路桁（側タイ）と橋台の耐力で照査を満足していなかったため，道路桁（側タイ）で当て板補強を行い、橋台で繊維補強シートで補強を行う耐震補強設計を行った．

6. まとめ

これまで進めてきた海峡部長大橋の耐震補強設計は残すところ因島大橋，来島海峡大橋のみとなっており，現在、因島大橋の耐震補強設計に着手している．また，神戸管理センター管轄内の陸上部特殊橋梁（アーチ橋等）の耐震補強設計にも今年度中に着手する予定である．これまで蓄積してきた知見を生かし合理的な耐震補強設計を行うと共に着実な耐震補強の進捗を図る予定である．

舗装分科会の取組

Report of Pavement Subcommittee

梶尾　光邦　Mitsukuni Kajio
保全部
道路保全課長

中山　義雄　Yoshio Nakayama
保全部
道路保全課長代理

1.　検討目的及び経緯

本州四国連絡高速道路において，路面舗装の適切な維持管理は，経営理念である「安全」「安心」「快適」に直結するものである．

また，維持管理費に占める舗装補修にかかる費用は大きいため，効率的な保守が求められている．

R29～R1に舗装分科会では，1)鋼床版舗装の局部補修方法の検討，2)鋼床版舗装非破壊評価検討，3)効率的な舗装維持管理のための劣化予測等，4)コンクリート舗装評価方法検討について取り組んできた．2019年度（R1）の舗装分科会としての取組概要を記述する．

2.　検討内容

2.1　鋼床版舗装の局部補修方法の検討

昨年度までに決定した局部補修推奨補修材料を使用しての局部補修手順や留意事項等について，現場施工の際に使用するための「グースアスファルト舗装の局部補修手引書[1)]」としてとりまとめたところである．

2.2　鋼床版舗装非破壊評価検討

鋼床版のグースアスファルトは全体的には健全であるが，近年，表層切削前に目視では確認できないグースアスファルトの劣化や鋼床版表面のさびなど，局所的な変状が表層切削時に確認されており，材料や施工機械等，事前の準備が必要なグースアスファルトの補修を困難にしている．またこれらの劣化は表層を切削しても変状が確認できない場合もあり，更にグースアスファルトの変状が進展する可能性がある．

このため，PC床版等で実績のある地中レーダーを用いた非破壊検査により，表層切削前にグースアスファルトの劣化状況や範囲を事前に把握できる手法について検討を行ってきた．

当初，鋼床版境界からの反射強度及び形状から劣化を判断できると考えていたが，この診断方法ではグースアスファルトのみの劣化診断は現地検証から困難であることが判明した．このため，従来の画像解析に加え，反射が強い鋼床版からの信号を除去して，舗装表面から鋼床版間の微弱な変化を周波数分析に反映し，複数点の周波数分析で連続性と広がりを求める手法を行うことで，グースアスファルトの劣化状況や範囲を把握できることを確認した．

今後，分析結果と舗装改良時の開削状況との確認を行うこととともに，グースアスファルト劣化の分析を可能にするための適切な周波数の閾値設定に取り組むとともに，より広範囲に分析ができるようなシステム化の実現に取り組む所存である．

2.3　舗装劣化予測手法の検討及びコンクリート舗装評価方法検討

限られた予算とお客様への快適な走行を提供する快適走行路面率（舗装アウトカム）を両立させるために，路面性状調査結果に基づく，劣化予測を高精度で行う必要がある．本州四国連絡高速道路(株)では，路面性状の的確な把握と劣化予測の精度向上を目的に，これまでにJBPMS（舗装マネジメントシステム）を導入しており，2019年に実施した路面性状調査結果を取り入れ，予測式の最適化を図った．今後も，劣化予測式への反映等について検討を進め精度向上を図っていくこととしている．なお，構造，損傷形態，メカニズム等について，アスファルト舗装とコンクリート舗装との違いを整理したうえで，快適走行路面率算定からコンクリート舗装を除くこととした．

今後，コンクリート舗装の保全を的確に行うため，主な変状である目地部の角欠け，段差等の補修方法に用いられているパッチング工法等について評価方法等の検討を行っていく．

参考文献

1)　中山義雄，梶尾光邦：グースアスファルト舗装局部補修の推奨仕様，本四技報，Vol.44，No.134，pp.27-33，2020.3

点検分科会点検技術WGの取組

Report of Working Group for Inspection Technology, Inspection Subcommittee

林 昌弘　Masahiro Hayashi
しまなみ今治管理センター副所長
（前）長大橋技術センター
診断・構造グループリーダー

有馬 敬育　Noriyasu Arima
長大橋技術センター
診断・構造グループサブリーダー

1. 検討目的及び経緯

本四高速の道路構造物をより効率的に維持管理するためには,より高度な点検・診断技術の開発が必要不可欠ある.このため保全技術交流会議・点検分科会点検技術WGでは,近接困難箇所の点検手法や近赤外線等の新技術を用いた点検手法などについて検討を実施している.

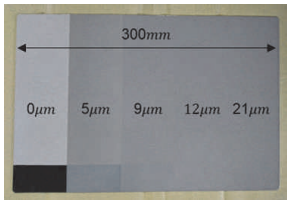
2. 部材表面の塗膜劣化評価法の検討

平成30年度に引き続き,近赤外線領域における上塗り（ふっ素樹脂塗料）と中塗り（エポキシ樹脂塗料）の分光特性の違いに着目した神戸大学との共同研究を実施している.平成30年度の検討では,実橋における塗膜の劣化や日射や間接光(他部材からの反射や海面反射光等)による採光条件の影響が大きいこと等が判明したため,令和元年度の研究では,赤外線照明を用いたアクティブ計測により,採光条件に影響を受けない残存膜厚の定量評価を試みることとした.まず室内試験として,**写真－1**に示す塗装試験片に対して近赤外線光を発するモノブロックストロボを使用して赤外線光を照射し撮影を行った.その際に,実橋梁における採光むらを再現するために試験片上部にのみハロゲン光を照射し光強度のむらを作っている(**写真－2**).ハロゲン光の影響を取り除くために,撮影した画像のうちストロボが発光している画像から発光していない画像を差し引いた差分画像(**写真－3**)を作成し,これから輝度比を算出した(**図－1**).これより,アクティブ照明を用いることで採光条件にかかわらず塗膜劣化を定量的に評価できることが明らかとなった.

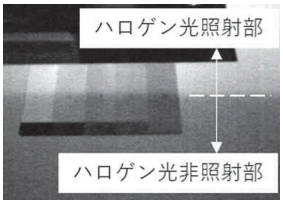
続いて,実橋試験として因島大橋の補剛桁主構トラス下弦材ウェブ面で撮影を行った(**写真－4**).室内試験と同様に,モノブロックストロボによるアクティブ照明下で撮影した画像のうち,ストロボが発光している画像から発光していない画像を差し引いた差分画像(**写真－5**)を作成し,これから輝度比を算出して微破壊による残存膜厚との関係を求めた.その結果を**図－2**に示す.今回の実験を通じて,実橋梁においてもアクティブ光源を用いることで周囲環境による採光条件にかかわらず塗膜劣化を定量的に評価できる可能性が示されたと考えられる.

3. まとめ

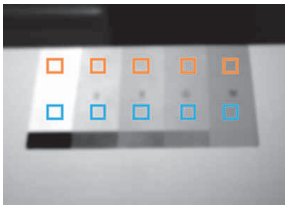
点検技術WGでは,近接困難箇所の点検手法や光学計測による部材表面の劣化評価手法,ドローンやロボットによる新たな点検手法について今後も更に検討を継続していく予定である.



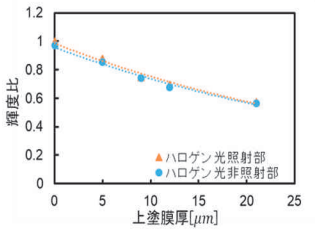
写真－1　塗り分け試験体
Photo 1 Test piece



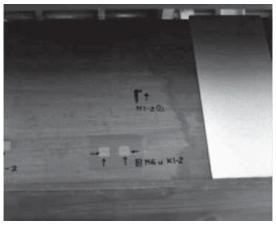
写真－2　ハロゲン光照射状況
Photo 2 Halogen light



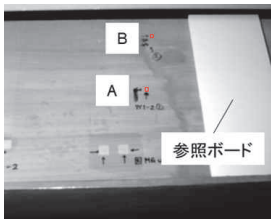
写真－3　差分画像
Photo 3 Photodata of difference



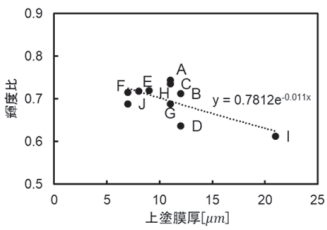
図－1　輝度比と上塗り膜厚関係
Fig. 1 Relation of Luminance-Surface coat thickness



写真－4　赤外線画像(自然光)
Photo 4 Photodata (natural light)



写真－5　差分画像
Photo 5 Photodata of difference



図－2　輝度比と上塗り膜厚関係
Fig. 2 Relation of Luminance-Surface coat thickness

耐風分科会の取組

Report of Wind-Resistance Subcommittee

竹口　昌弘　Masahiro Takeguchi　　遠山　直樹　Naoki Toyama

長大橋技術センター
防食・耐風グループリーダー

長大橋技術センター
防食・耐風グループサブリーダー

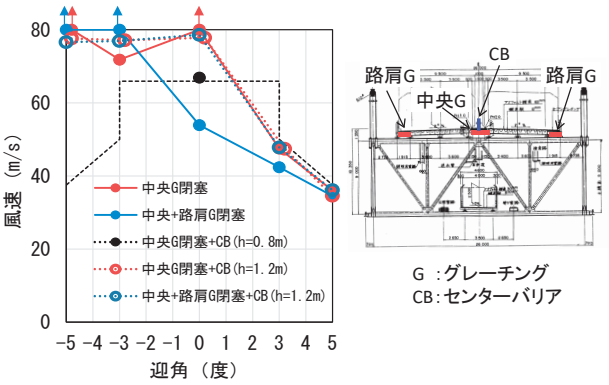
1.　検討目的及び経緯

保全技術交流会議耐風分科会では，設計時に必要とされた耐風安定化対策についての合理的な維持管理手法検討のための再評価や，強風時に取得された動態観測データの分析による設計検証・安全性評価などを行っている．令和元年度は，平成30年度に引き続き，因島大橋を対象に道路床版グレーチングの閉塞の可能性について，耐風性の観点からの検討を行った．また，本四連絡橋の強風時におけるより安全かつ効率的に交通規制を実施することを目的に，海峡部橋梁路面上の強風特性評価に関する検討を開始した．これらの検討概要を報告する．

2.　道路床版グレーチングの閉塞可能性検討

因島大橋では，グレーチングを通過した雨水が鋼床版支承の腐食を促進することが課題となっている．このため，横浜国立大学との共同研究で，グレーチング閉塞の可能性について，耐風性の観点から検討を行っている．

令和元年度では，グレーチングを閉塞した場合の耐風性向上策としてセンターバリアを設置した場合の耐風性をバネ支持試験で確認した（図－1）．センターバリアの高さを1.2m相当を基本として実験を実施したが，耐風性を向上させる効果はほとんど無く，特に正の迎角でフラッター限界風速が対策無しの場合と同様に低い値となった．一方，瀬戸大橋の吊橋を対象に実施した過年度の風洞試験では，センターバリアによる耐風性向上の効果が確認されている．この両者の差は，トラス形状の違いや，トラス桁と道路桁との相対位置などが影響している可能性がある．



図－1　因島大橋バネ支持風洞試験結果

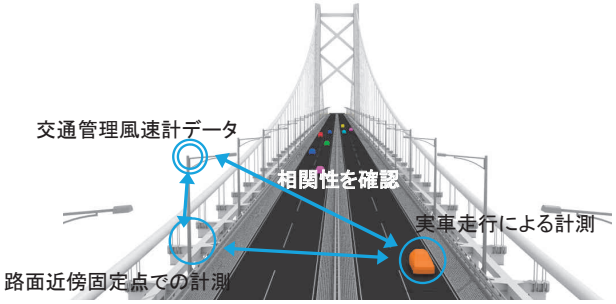
Fig.1 Result of spring-supported wind tunnel test for Innoshima Bridge

3.　橋梁路面上の強風特性評価に関する検討

瀬戸大橋を対象に路面上の強風特性調査を，本田技術研究所との共同研究により開始した．本検討では，風速計を搭載した車両を走行させ，路面上の風速データを取得するとともに，それと交通管理用の風速計及び追加設置する風速計のデータとの関係性を分析し，橋梁路面上の強風特性を評価する計画である（図－2）．令和元年度は，数日間（児島 IC-坂出 IC 間を約 20 往復）の車両走行による路面上の風速データを計測し，瀬戸大橋ルート上の路面上における風特性を整理した．なお，路面上の風速データと交通管理用の風速データとの相関分析を行ったが，強風時のデータ数が少なく十分な分析には至らなかった．

4.　まとめ

因島大橋の道路床版グレーチングの閉塞検討については，今後，三次元フラッター解析により，耐風安定性の評価を行う予定である．また，橋梁路面上の強風特性評価については，今後，更なる強風データの蓄積，分析を行ない，その結果を海峡部橋梁の強風時における交通管理に反映する予定である．



図－2　橋梁路面上の強風特性調査

Fig.2 Investigation of strong winds on the road surface of bridges

土木学会田中賞作品部門（改築）受賞

2019 JSCE Tanaka Award (Excellence in Bridge Design and Construction)

『櫃石島高架橋（トラス部）の耐震補強』が公益社団法人土木学会から令和元年度土木学会田中賞（作品部門・改築）を受賞いたしました.

土木学会田中賞（作品部門）の授与は，“新設あるいは既設の橋梁およびそれに類する構造物で，計画，設計，製作・施工，維持管理，更新，復旧などにおいて特色を有する優れた作品を対象とする。（以下略）”とされています。これまで本四高速の橋梁に関して，田中賞の作品部門・新設、作品部門・技術を受賞していますが、作品部門・改築の受賞は初となります.

櫃石島高架橋（トラス部）は，瀬戸大橋の一部を構成する道路鉄道併用橋で，支間長が約 100m，上部工重量が約 3,700t の鋼単純ダブルデッキワーレントラス橋です. 本橋の耐震補強の特徴に以下のものがあります.

- 道路鉄道併用橋の耐震補強で国内初となる全体系の免震化を実現
- 軌道（レール）による橋軸方向への拘束が免震効果に及ぼす影響を評価し免震設計に反映
- ジャッキアップ時及び免震化後のレベル 1 地震に対する列車走行性への影響を評価
- 地震時変位による鉄道や添架構造物への影響を最小化するための支承構造を採用
- ミリ精度が要求される支承取替を高速道路及び鉄道の供用を確保しながら実施
- 施工実績のある道路桁の床組免震化を主体とした工法に比べ，工事費を約 2/3 に縮減

以上のように全体系の免震化により添架構造物等への影響を最小化し，道路，鉄道の地震時要求性能を満足し，かつ，補強量を大幅に減らした合理的かつ経済的な補強方法で耐震性の向上を図った点で，本橋が道路鉄道併用橋を含む鉄道橋の耐震補強技術の発展に寄与したことが認められたものと考えられ，意義深いものと受けとめております.

（保全部　橋梁保全課長　臼田幸生）

塗膜劣化検出方法特許取得

A Patent for “Evaluation method for deterioration of paint coating” was approved

2020 年 3 月 6 日，「塗膜劣化検出方法」の特許を取得したので報告します.（特許第 6671661 号）

この特許は，神戸大学（阪上隆英教授，塩澤大輝准教授）と本四高速（竹口昌弘，林昌弘，溝上善昭）による共同発明です.

特許である塗膜劣化検出方法とは，太陽光が直接的もしくは間接的に照射される環境で，分光フィルターを装着した近赤外線カメラにより塗膜の劣化状況を検出するものです.

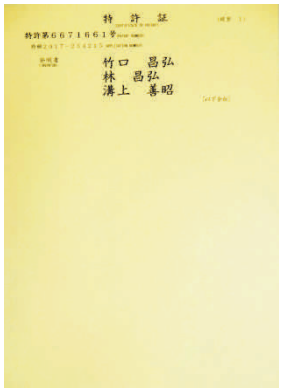
検出方法の概念は，当該上塗りと中塗りの分光特性（塗膜が有する特定波長の光に対する反射，吸収，透過の特性）の違いを利用し，上塗り塗膜の消耗状況を定量的に検出することができるというものです.

また本技術は，太陽光に代わり，ハロゲンヒータやキセノンヒータを使用して照射する環境での適用や，対象箇所から離れた位置での測定も可能です。

本四高速の維持管理においては、下塗りが露出する前に，中塗り及び上塗りを塗り替える予防保全を基本としています。

本州四国連絡橋の塗装面積は，約 400 万 m^2 と膨大であることから，効果的な塗替計画策定のためには，上塗りの塗膜残存厚と中塗りの露出を効率的に調査することが必要です. 本技術を適用することにより，目視点検では評価困難な上塗りの消耗程度を効率的かつ定量的に評価することが可能になると期待されています.

なお，本技術を実橋の塗膜劣化の評価に適用するためには，様々な塗料ごとの分光特性の違いの把握，現場環境の違いによる上塗りの残存膜厚と輝度値との関係の評価などについて課題があり，その解決に向けて現在研究を進めています.



写真－1　特許証

（経営計画部　情報システム課長代理　蔵森和生）

本州四国連絡橋関連技術文献紹介　(20.02～20.07)

Technical articles related to Honshu-Shikoku Bridges

題　　名	著　　者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
Development of Dynamic Positioning Barge for Direct Hoisting Method -Erection of Stiffening Girder of Kurushima Kaikyo Bridge-	朝倉義博 中村修 坂本光重	10th REAAA			200009	15
櫃石島高架橋トラス部、与島橋2径間部の耐震補強設計ー道路鉄道併用橋で初となる免震構造の採用ー	平山靖之 山口和範 溝上善昭	高速道路と自動車	62	6	201906	4
本州・四国間の大動脈瀬戸大橋ー道路鉄道併用橋ーの強靭化対策	西谷雅弘	土木学会誌	104	9	201909	2
本州四国連絡高速道路開通による経済効果額41兆円ー本州と四国が高速道路で結ばれて31年ー	濱部夏帆	道路 2019.09			201909	4
瀬戸中央自動車道櫃石島高架橋(トラス部)の耐震補強設計	平山靖之 西谷雅弘 福永勧 河藤千尋 村上博基 金田崇男	橋梁と基礎	54	2	202002	8
温度ギャップ法によるビード非貫通亀裂の検出に関する基礎的研究	和泉遊以、溝上善昭、上西広粋、阪上隆英、林昌弘	構造工学論文集 Vol.66A・土木学会			202003	9
瀬戸中央自動車道櫃石島高架橋(トラス部)の耐震補強工事	金田崇男 村上博基 遠藤和男 片岡義亮 藤島修一 前田諭志	橋梁と基礎	54	3	202003	8
瀬戸大橋橋梁灯LED化	明野晃治 松永陽次	高速道路と自動車	63	3	202003	4
ASRにより劣化したPC構造物の調査と対策ー西瀬戸自動車道生口橋ー	金田泰明 矢野賢晃 橋本龍	高速道路と自動車	63	4	202004	4
Re-evaluation of aerodynamic stability of suspension bridges in Seto-Ohashi Bridges	遠山直樹 竹口昌弘 花井拓	ISFA2020			202005	11
瀬戸大橋斜張橋(櫃石島橋および岩黒島橋)の耐震補強ースレッドローリングねじを用いた補強部材の接合ー	村上博基 金田崇男 平山靖之	高速道路と自動車	63	6	202006	4

※本四技報，技術発表会は除外。