

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.34 No.113 2009.9

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113号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.113

【巻頭言】

目	管理事業本部 保全事業部長	仁木清貴	1
Eye			

【技術論文】

亀浦高架橋耐震補強工事の施工報告	鳴門管理センター 橋梁維持課長代理	越野勝	2
Seismic retrofit of the Kameura Viaduct	鳴門管理センター 橋梁維持課長代理	藤澤幸廣	
鋼ケーソン電着防食の防食性能	坂出管理センター 橋梁維持第一課	坂本佳也	7
Performance of electro-protection method for skin plate of steel caisson foundation	坂出管理センター 橋梁維持第一課長	大川宗男	
	坂出管理センター 橋梁維持第一課長代理	宮口典博	
瀬戸大橋トラス3橋段差防止工事	坂出管理センター 橋梁維持第二課長	真辺保仁	12
Prevention work for faulting for the Seto-Ohashi three truss bridges	坂出管理センター 橋梁維持第二課長代理	平下忠一	
	坂出管理センター 橋梁維持第二課	大爺健司	

【海外報告】

フィリピン国	国際協力機構 (JICA) 長期派遣専門家	長尾日出男	19
--------	-----------------------	-------	----

【長大橋技術センター アニュアルレポート】

新材料を活用した橋梁付属物の検討	長大橋技術センター 総括・防食グループリーダー	荻原勝也	24
(FRP製橋梁管理路の適用性検討)	長大橋技術センター 総括・防食グループサブリーダー	森下尊久	
Study on application of fiber reinforced plastic (FRP) to inspection way			
鋼橋の疲労に関する検討	長大橋技術センター 診断・構造グループリーダー	山田郁夫	27
A study on fatigue of steel bridge	神戸管理センター付 (前)長大橋技術センター 耐風・構造グループサブリーダー 長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー	森山彰 山口和範	
ケーブルバンドすべり安全性の検討	長大橋技術センター 診断・構造グループリーダー	山田郁夫	29
A study on slip safety of cable bands	神戸管理センター付 (前)長大橋技術センター 耐風・構造グループサブリーダー 長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー	森山彰 山口和範	
円形断面ケーブルの制振対策検討	長大橋技術センター 耐風・耐震グループリーダー	福永勸	31
Investigation of aerodynamic characteristics of circular section cables	長大橋技術センター 耐風・耐震グループサブリーダー	楠原栄樹	
海峡部橋梁の耐震補強検討	長大橋技術センター 耐風・耐震グループリーダー	福永勸	33
Seismic retrofit of strait crossing bridges	長大橋技術センター 耐風・耐震グループサブリーダー 長大橋技術センター 耐風・耐震グループサブリーダー	竹口昌弘 遠藤和男	

【技術ニュース】 The latest information			37
---------------------------------	--	--	----

【文献紹介】 Related technical report in other publications			38
---	--	--	----

亀浦高架橋耐震補強工事

Seismic Retrofit Work of the Kameura Viaduct



写真-1 炭素繊維シート貼付状況 (4P-5P 間桁内)

Applied carbon fiber sheet in the girder between 4P-5P



写真-2 制振装置設置状況(1A)

Vibration isolating devices (1A)



写真-3 変位制限構造設置状況 (3P)

Displacement limiting devices (3P)



写真-4 段差防止構造設置状況 (3P)

Unleveling prevention devices (3P)

電着工法による鋼ケーソンの防食

Corrosion protection of steel caissons by electro deposit method



写真-5 電着設備 (櫃石島橋 2P)

Equipment for Electro deposit method (Hitsuishijima Bridge 2P)

目

Eye

保全事業部長

仁木清貴

Kiyotaka Niki

いきなり私ごとで恐縮ですが、もともと近視のうえに10年ぐらい前から老眼が入り遠くもよく見えず、近くもよく見えない状態です。近視の人は遠点が近くなり遠くのものそのままでよく見えなくなります。老眼は遠視の状態と近点が遠くなり近くがよく見えなくなる状態です。近視の人が老眼になると遠点は少し遠くなるようですが、目のいい人のように遠方まで見えるわけではなく、相変わらず近視用のメガネが必要です。一方近点はずっと遠くなり、老眼鏡が必要です。要は目玉のピントを合わせる能力が落ち、ピントの合う範囲が狭くなり遠くも近くも見えなくなります。私の場合非常に狭く、目下3つのメガネを使い分けています。

さて、「虫の目、鳥の目、木の目」というのを聞いたことがあります。「虫の目」とは地上や草木の上に居る虫のように物の近くから細かいところまでよく見る目（視点）です。「鳥の目」とは空や高いところから全体を見回し全体としてのあるべき姿をとらえるという目です。これはどちらも大切で片方だけに偏らず、絶えず虫の目と鳥の目を意識して両方の視点から物事をとらえることが重要です。もちろんその時の状況によりどちらを優先するか判断を必要とする場面はあります。現場で鋼橋にさびを見つけた時どうするか？少しでも早く対応することが望ましいのは言うまでもありません。手の届くところであれば何らかの応急処置が可能でしょう。小さなもの、手の届かない場所だとまとめて直そうか？など判断がはいると思います。それぞれの現場で相談したり各人が判断しながら結論を出していることになりま。これは虫の目と鳥の目の両方の視点から判断していることになりま。

わが社の経営理念に200年以上の長期にわたる維持管理があります。長期にわたり社会資本を良質に維持管理しようということです。「木の目」とは木のように寿命の長い立場でみてどうするかということです。大三島の樹齢2600年といわれる楠や屋久島の縄文杉を例に出すまでもなく私たちの周りにある木で自分の年齢を超えるものはここかしこに見られます。山を管理している人は「この木はおじいさんが植えた木だ」とおじいさんの人が言っているのをテレビで見たことがあります。今植えた苗木が何代もの年を経てやっと利用できるようになる息の長い仕事です。われわれの維持管理もこの仕事と似

たところがあり、毎日の地道な努力の積み重ねが重要です。緊急を要する場合は別として今やらなくてもすぐにダメになるということはまれです。しかしほうっておくとボディーブローのように効いてきて取り返しのつかない状態になります。我々の業務は人事異動が付き物であり数年で担当が変わります。100年とは言いませんが5年後10年後はどうなるのか想像力を働かせて今を見る必要があります。今こうだから大丈夫だろうではなく少し先ではどうなるのか？それぞれ個人が、あるいは皆が考えましよう。また、木の目の意味で重要なのはあまり目先のことにバタバタせず、長期的な視点で考えましようということです。我々はどうしても今のことをかたづけなければならないことが多く、とりあえず何とか・・・となります。近視眼的に考えて局地最大でも全体で最大ではなくなっていることは間間見受けられます。ゲーム理論にいう囚人のジレンマなどは典型で局所的に利益を得ても社会全体としてはマイナスになることがあるかもしれません。少し長い目でみることは何事にも必要ではないでしょうか。

私はよく「違うものを同じ目で、同じものを違う目で」見るように言っています。現場のさびやクラックにしても同じ人がそれぞれを見ることで同じ人の視点で見ることができ、またある一つのもの違う人が見ることでも違った視点で見ることができま。これを繰り返すことで多くの人に共通の認識や考え方がうまれ、判断ができるようになるからです。また、同じものを見ても判断が分かれることがあります。これが面白いところで、人と議論し情報や判断の根拠を交換することでより良い方向に向かうと思いま。

同じ目で長い視点で見る方法に「橋守」があります。これは旧国鉄時代に昭和40年頃まであった制度です。橋の近くに住みつき自分で見てできる場所は自分で維持管理する。簡単なタッチアップなどは行っていたようです。データベース華やかなりし時代ですが記録を残すとともにできることはすぐに直すことも重要と考えま。時代が変わっていますが、今の時代にあった橋守制度も考えられるのではないのでしょうか。すでに橋守を提唱している人や検討している機関もあるよう。いろいろな目でみることや長く見ることが、今までもそしてこれからはなお重要になると思いま。

亀浦高架橋耐震補強工事の施工報告

Seismic Retrofit of the Kameura Viaduct

鳴門管理センター 橋梁維持課長代理

越 野 勝

Masaru Koshino

鳴門管理センター 橋梁維持課長代理

藤 澤 幸 廣

Yukihiro Fujisawa

概 要

亀浦高架橋は、大鳴門橋の四国側に位置する高架橋で上下部構造ともにコンクリート構造の橋である。本高架橋は昭和 53 年の道路橋示方書で設計・建設され、昭和 60 年に供用を開始し、兵庫県南部地震後に復旧仕様により、耐震補強工事を一度行っている。その後、平成 14 年の道路橋示方書により耐震補強設計を行い、平成 19 年 11 月から平成 20 年 12 月にかけて、上部構造補強として炭素繊維シート貼付、橋脚補強としてRC巻き立て、制振装置として 2,000kN 級ダンパー設置、変位制限構造工としてコンクリートブロック、落橋防止構造として縁端拡幅工・段差防止工を施工した。本稿では、上記工事の概要を報告するものである。

Kameura Viaduct is located at Shikoku side of Onaruto Bridge and its superstructures and substructures are made of concrete. The viaduct was designed and constructed based on Specifications for Highway Bridges of the 1978 version and has opened in 1985. The viaduct has been retrofitted based on Recovery Specification after the 1995 Hyogo-ken-nanbu Earthquake. The seismic retrofit is redesigned based on Specifications for Highway Bridges of the 2002 version. The seismic retrofit, which are carbon fiber sheet application for superstructure retrofitting, RC wrapping for superstructure retrofitting, 2000kN class damper installation as vibration isolating devices, concrete block setting as displacement limiting devices and seat widening and unleveling prevention device setting as unseating prevention structures, is undertaken from November 2007 to December 2008. This is a brief report of the seismic retrofit.

1. はじめに

亀浦高架橋は、神戸淡路鳴門自動車道・淡路島南 IC～鳴門北 IC 間の四国側に位置し、付近は、国立公園第二種特別地域及び国立公園普通地域となっている。また県道 11 号鳴門公園線、公園駐車場、遊歩道、漁港と隣接しており、工事実施においては制約の多い地域である。

橋梁形式は、PC 2 径間連続箱桁+2×PC 3 径間連続有ヒンジ箱桁(橋長 593.35m)(図-1)の橋梁で、昭和 53 年の道路橋示方書で設計・建設され、昭和 60 年に供用を開始し、兵庫県南部地震後に復旧仕様により、耐震

補強工事を一度行っている。その後、道路橋示方書が改訂になったため、平成 14 年の道路橋示方書により改めて耐震照査と補強設計を行った。その設計をもとに平成 19 年 11 月から平成 20 年 12 月にかけて耐震補強工事を行った。以下、その概要を報告する。

2. 耐震補強設計の概要

2.1 耐震補強経緯

亀浦高架橋は、平成 8 年 3 月に「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」に基づき耐震補強

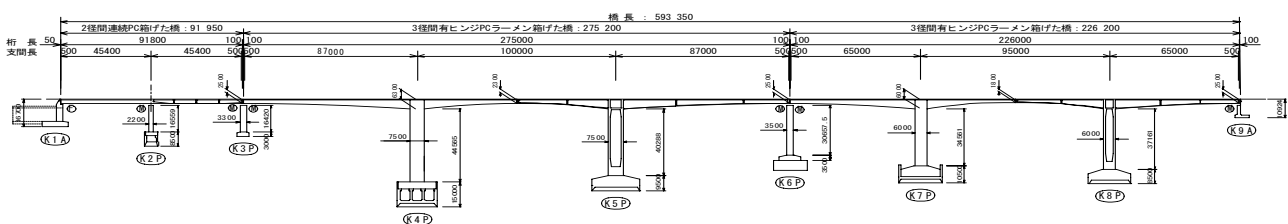


図-1 亀浦高架橋 橋梁一般図

Fig.1 General drawing of Kameura Viaduct

設計を行い、平成9年に4P～5P間と7P～8P間のヒンジ部にPCケーブルによる軸方向ストッパーの設置、2P、6P橋脚に鉄筋コンクリート巻き立て(25cm)による耐震補強工事を実施している。その後、桁ヒンジ部のたわみ対策、連続化等の検討と合わせ、現行耐震基準(平成14年版)での照査を行った。

懸案事項であったヒンジ部のたわみについては、経年変化の影響を照査した結果、構造系への影響はないものと判断した。また、ヒンジ構造の維持管理の軽減を目的に中央ヒンジの連続化の検討を行ったが、耐震性上現実的ではない補強が必要となるため、現構造系にて耐震補強設計を行った。

2.2 上部工の耐震性照査

4P～5P間と7P～8P間は動的解析の結果、中央ヒンジ付近で正の曲げモーメントが発生した。このため、ひび割れモーメント>初降伏モーメント(下ラバ側の鉄筋量が少なくコンクリートのひび割れ発生前に鉄筋が降伏)

となる箇所について、比重が鉄の1/5程度であり貼り付けによる躯体の重量増が殆どなく、更に強度は鋼板の10倍である炭素繊維シートを初降伏モーメント+炭素繊維による補強>ひび割れモーメント又は応答値 M_{max} の大きい方となるよう補強することとした。

2.3 橋脚の耐震性照査

入力地震波はL2タイプI(プレート境界型)(I種地盤用 大鳴門橋周辺波形(東南海・南海模擬地盤))及びL2タイプII(直下型)(I種地盤用 明石海峡大橋2P地盤基盤波($V_s=2000\text{m/s}$))で、動的解析により各橋脚の安全性照査を実施した結果、単柱形式の2P、3P、6Pの内、平成9年に補強していなかった3P橋脚が橋軸直角方向のせん断耐力不足となった。補強工法としてRC巻き立て工法・鋼板巻き立て工法・繊維巻き立て工法で比較した結果、経済性に優れるRC巻き立て工法により補強することとした。

2.4 変位制限構造

現在設置されている支承はL1地震動により設計された鋼製支承である。この支承のL2地震動に対する照査を行った結果、1A(橋軸、橋直)、2P(橋直)、3P(橋直)、6P(橋直)、9A(橋直)で変位制限構造が必要となった。そのため橋軸直角方向には橋脚(橋台)の両端にRC製突起の設置により対応した。橋軸方向の変位を制限する1Aは、PC桁2径間分のマスに相当する約36,000kNが設計地震力となり、変位制限装置の設計が困難であるため、制震装置を設置して地震力を吸収するとともに変位を制限することとした。

2.5 落橋防止構造

PC箱桁橋は、端横桁(隔壁)などが利用できる構造ではないため、一般的にPCケーブルタイプが用いられている。しかし、箱桁橋の下床版及びウェブにPC鋼材が多数配置されていること、PC箱桁は他形式の主桁に比べ、設計地震力が大きいことなどからアンカーボルトの配置が困難である。このため、本橋梁においての桁かかり長は「既設橋梁の耐震補強工法事例集 H17.4(財)海洋架橋・橋梁調査会 I-117」¹⁾に準じ、桁かかり長 S_E の1.5倍以上を確保することとし、表-1のとおり1Aと9Aにおいて最小厚300mmの縁端拡幅を行うことで対応することとした。

表-1 桁かかり長

Tab.1 Seating length of girders

	実桁かかり長	S_E	$S_E \times 1.5$	余裕量
1A	1350mm	1057mm	1586mm	拡幅
3P 起点側	1700mm	927mm	1391mm	OK
3P 終点側	1800mm	1135mm	1703mm	OK
6P 起点側	1900mm	1135mm	1703mm	OK
6P 終点側	1900mm	1025mm	1538mm	OK
9A	1500mm	1025mm	1538mm	拡幅

以上を踏まえ、本橋の耐震補強は、1Aについては制振装置・変位制限構造・縁端拡幅・段差防止構造、2Pについては変位制限構造、3Pについては橋脚補強・変位制限構造・段差防止構造、6Pについては変位制限構造・段差防止構造、9Aについては変位制限構造・縁端拡幅・段差防止構造、4P～5P間と7P～8P間は上部構造補強を採用することとした。

3. 耐震補強工事

3.1 上部構造補強工

4P～5P中央ヒンジ近傍(図-2)の片側当たり6m～16.5mの範囲、7P～8P中央ヒンジ近傍(図-3)の片側当たり7m～20mの範囲で、箱桁内面に幅500mmの帯状に4P～5P間は12列、7P～8P間は10列として炭素繊維シート($t=0.167\text{mm}$)を2層接着した。

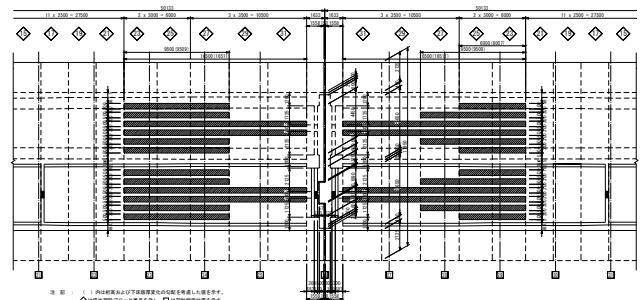


図-2 炭素繊維シート貼付図 4P-5P間

Fig.2 The design of carbon fiber sheet application between 4P and 5P

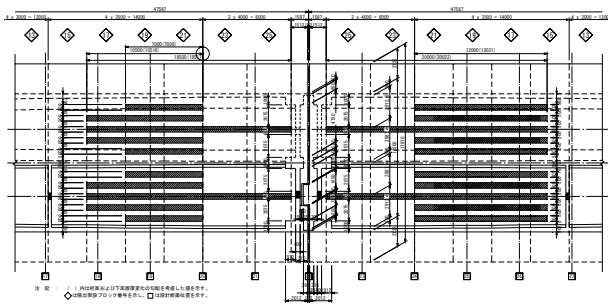


図-3 炭素繊維シート貼付図 7P-8P間

Fig.3 The design of carbon fiber sheet application between 7P and 8P

炭素繊維シートによる十分な補強効果を得るためには、躯体と炭素繊維シートが強固に接着していなければならない。そのためコンクリート面を、ディスクサンダー、エポキシ樹脂パテを使用し平滑に仕上げ、埃等は除塵機又はウエス等で除去した。その後シートの直進性を確保するよう墨出しを行い、プライマー塗布、下塗り樹脂塗布、炭素繊維シートの貼付を行った。

貼付は、端部から繊維方向へゴムへら・脱泡ローラーでしごき、樹脂をシートへ含浸させた。その後上塗り樹脂をローラー等で繊維方向に均一に塗布、硬化確認後2層目のシートを同様に貼り付けた。(写真-1)

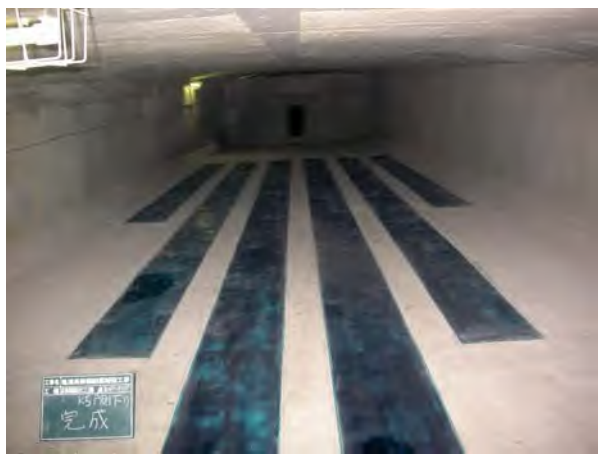


写真-1 炭素繊維シート貼付状況(4P-5P間)

Photo 1 Applied carbon fiber sheet between 4P and 5P

3.2 橋脚補強工

3P橋脚部は、厚さ250mmの鉄筋コンクリート巻き立て工法により施工した。橋脚の周囲は県道に沿って整備された鳴門公園遊歩道・駐車場があるため、工事期間中は作業ヤードとして確保し、鋼矢板打設時は、周辺の商店等への影響を考慮し高周波電動式バイプロハンマを使用した。(写真-2)



写真-2 鋼矢板打設状況

Photo 2 Sheet piling operation

既設橋脚と増し打ち部の一体化を図るため、橋脚の鉄筋位置を電磁波反射法等により確認後、鉄筋を切断しないようアンカー削孔を行い、ブラストによる表面処理、鉄筋・型枠の設置、高さ3.6m毎にコンクリート打設を行った。なお、帯鉄筋は、重ね継ぎ手+端部フックの形状にすることが困難であるためフレア溶接により各段面で一体化した。コンクリートは膨張剤を混和剤に用いた収縮補償用コンクリートをベースに流動化したコンクリート(表-2)を打設した。(写真-3)

表-2 コンクリートB1-4 示方配合

Tab.2 Mix proportion of concrete B1-4

B1-4		示方配合	
粗骨材最大寸法 (mm)		20	
W/C (%)		57.6	
S/A (%)		49.2	
単位量	水	174	
	セメント	282	
	混和材(膨張材)		20
	細骨材	S1	261
		S2	606
	粗骨材	G1	356
G3		537	
Kg/m ³ 混和剤(高性能AE減水剤)		3684cc/m ³	



写真-3 コンクリート打設状況(3P)

Photo 3 Concrete pouring (3P)

3.3 制振装置工

1 A橋台部に橋軸方向の地震力を吸収させるため、大規模地震動に対する減衰抵抗力が 2,000kN、±100mm 以上のストロークを有する、特殊充填材の流動抵抗力を利用した高減衰ダンパーを4基設置した。(図-4)

桁側取付ブラケットは、箱桁下床版の内面に、鉄筋コンクリートにより増し厚(写真-4)し、ボルトで縫い付け固定した。増し厚に際しては、既設下部構造のコンクリート打ち継ぎ目面の表面処理を新旧コンクリート界面で 1.5N/mm² 以上の付着強度を確保するよう施工した。



写真-4 箱桁内面の桁増し厚状況 (1A)
Photo 4 Inside of thickened box girder (1A)

橋台側取付ブラケットは縁端拡幅した沓座前面にベースプレートをアンカーボルトで固定した。工場製作物はそれぞれの取付位置で正確にアンカー位置を決定し製作図を作成した後、製作に取りかかった。

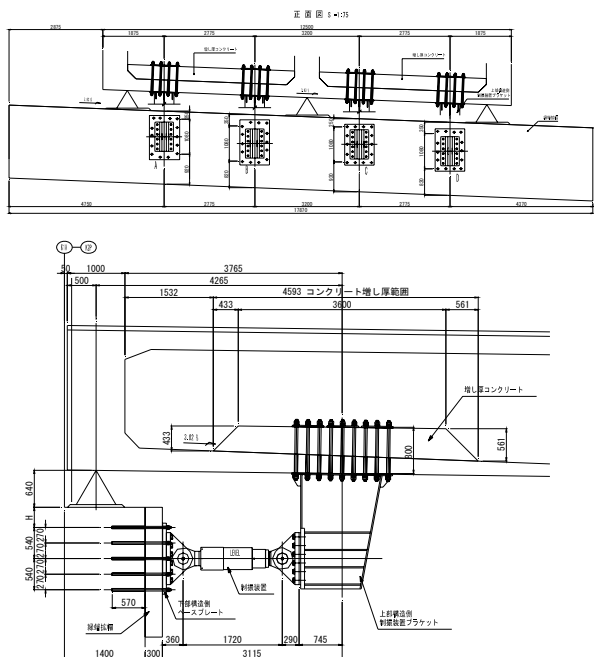


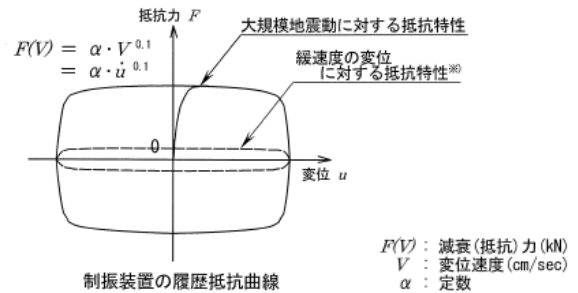
図-4 制振装置一般図

Fig.4 General drawing of the dumper

今回使用するダンパー性能の規格値は、必要ストロークが±100mm、抵抗力は 2,000kN(変位速度 500mm/sec)である。

このダンパーは、変位速度に対する依存性を有し、図-5に示すような履歴特性を持つことから、速度の 0.1 乗 ($F=av^{0.1}$) に比例する関係式を用いて、加振速度を $V=15\text{mm/sec}$ 、 $V=30\text{mm/sec}$ の 2 種類、振幅を±65mm 一定(地震時最大応答変位±63mmを 5mm 単位)として性能確認試験を行った。更に、今回は $V=30\text{mm/sec}$ 、 $V=125\text{mm/sec}$ 、 $V=250\text{mm/sec}$ の高速域での性能についても、実物を用いて試験を行い、500mm/sec については、試験機の能力不足から実施できないため、1,000kN ダンパーを用いて加振試験を同時に行い、双方の特性から速度依存性を評価し、所要の性能を有することを確認した。

また、4基の制振装置は、同一支点部に設置する制振装置群(写真-5)であるため、4基の減衰性能の平均値に対して所定の差違の範囲内であることを確認した。



注) 左図は、制振装置に $u = u_0 \sin \omega_0 t$ (cm) の変位を与えたときの履歴抵抗を模式的に示したもの。
(ω_0 : 角速度(rad), t : 時間(sec))

※について
緩速度の変位とは、温度変化の影響による上部構造の伸縮によるような変位をさす。緩速度の変位に対する低抵抗力は、大規模地震動に対するものの 20%以下とする。

図-5 制振装置の履歴抵抗曲線

Fig.5 Hysteresis curve of dumper resistance force



写真-5 制振装置設置状況(1A)

Photo 5 Vibration isolating devices (1A)

3.4 変位制限構造工

橋軸直角方向に対する変位制限構造として、1 A・9 A橋台部は、既設橋台部に鉄筋をアンカー定着させ、1基当たり2.4~4.4m³程度のコンクリートブロックを構築した。

2 P、3 P、6 Pの橋脚部は、橋脚頂部を橋軸直角方向に拡幅して、1基当たり約14m³程度のコンクリートブロックを構築した。(写真-6) なお、鉄筋探査の結果、1 A・2 Pにおいては鉄筋位置が正確に把握できなかったため、部分的にコンクリートをはつり、鉄筋を露出させ既設構造物の配筋状態を把握した。



写真-6 変位制限構造 設置状況 (3P)

Photo 6 Displacement limiting device (3P)

3.5 段差防止工

段差防止構造は、1 A、3 P、6 P、9 Aに支承部のメンテナンスなどで取り外すことが出来るよう、鋼製のブロック(写真-7)とし、支承前面にアンカーボルト(あと施工アンカー)により固定した。なお、1 Aに設ける段差防止構造については、制振装置の機能時に上部構造の鉛直支持機能を期待することから、当該段差防止構造と上部構造下床版下面とのクリアランスを 50mm 程度とし、その他の段差防止構造については、地震後の通行性、橋の復旧性を考慮し、クリアランスは 100mm 以下とした。



写真-7 段差防止構造 設置状況 (3P)

Photo 7 Unleveling prevention device (3P)

3.6 縁端拡幅工

1 A、9 A橋台部に桁かかり長を確保するため、橋軸方向に厚さ300mmで鉄筋コンクリートにより台座拡幅を施工した。(図-6)

なお、1 Aについてはコンクリート保護塗装が施工されていたため当該拡幅範囲の保護塗装を除去し、表面処理、鉄筋・型枠の設置・コンクリート打設を行った。

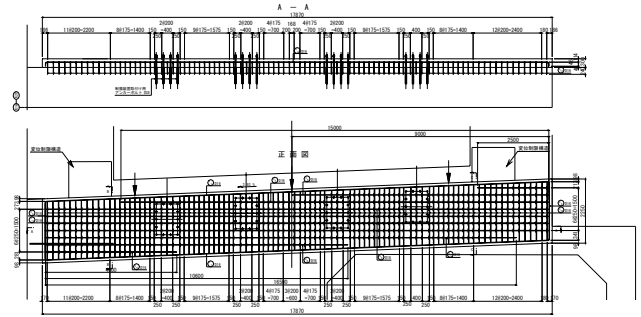


図-6 縁端拡幅工図 (1A)

Fig.6 Design of seat widening (1A)

3.7 その他付帯工

その他工事として、本工事に支障となる管理用通路、排水管、立入防止柵等は、一時撤去し各耐震補強工事の施工完了後に復旧した。なお、今回の工事により復旧できない管理用通路の一部などは構造等を変更し、新たに製作した部材で復旧した。

4. おわりに

亀浦高架橋の耐震補強工事は、国立公園内での工事であること、県道と複雑に交差していること、公園駐車場及び漁港の上に位置することなどから制約が多く、また既存構造物にアンカー削孔を多数施工し、その結果を持って工場製作するなど現場合合せのものが数多くある難工事であったが大きなトラブルもなく無事に施工を完了した。多少、とりまく環境は異なるが、今回の経験を今後本格化する孫崎高架橋、門崎高架橋、撫養橋の耐震補強工事に反映させたいと考えている。

参考文献

- 1) 既設橋梁の耐震補強工法事例集 H17.4 (財)海洋架橋・橋梁調査会 I-117
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 H14.3

鋼ケーソン電着防食の防食性能

Performance of electro-protection method for skin plate of steel caisson foundation

坂出管理センター

橋梁維持第一課

坂本佳也
Yoshiya Sakamoto

坂出管理センター

橋梁維持第一課長

大川宗男
Muneo Okawa

坂出管理センター

橋梁維持第一課長代理

宮口典博
Norihito Miyaguchi

概要

瀬戸大橋の海中基礎を構成する鋼ケーソンの防食工法として、現在、電着工法による防食を順次実施している。この電着工法により析出した電着物の防食性能評価として、これまでコンクリートとの比較により間接的な防食性能評価は実施してきたが、定量的な評価には至っていないのが、現状である。

本稿では、電着物の定量的な防食性能評価として、腐食速度に着目して実施した試験及びその結果について報告する。

The electro deposit method has been carrying out as the protection method of steel caisson for foundations on Seto-Ohashi Bridges. The indirect evaluation has been executed by the comparison with performance of concrete as anti-corrosion performance evaluation of electro deposit. However there has been no study that tried to evaluate the performance of it quantitatively.

This paper reports the result of the experiment focused on the corrosion velocity of the electro deposit as anti-corrosion quantitative performance evaluation of electro deposit.

1. はじめに

瀬戸大橋の海中基礎は、鋼ケーソンにプレパックドコンクリートを充填する設置ケーソン工法で構築されている。この鋼ケーソン設置後、10年程度経過した鋼ケーソン外壁で腐食や孔食の発生等の劣化が確認された。

現在、鋼ケーソンの防食対策として、鋼ケーソンを電着物でライニングし、孔食を閉塞できる電着工法を順次施工している。この電着工法により析出した電着物の防食性能評価として、これまで遮水性（細孔構造）、不動態皮膜（pH）等で評価していたが、定量的な評価には至っていないのが現状である。本稿では腐食速度に着目し、電着物の定量的な防食性能評価を行うために実施した試験及びその結果について報告する。

い孔状の局部腐食である孔食が確認され、その内の一部は鋼ケーソン内部のコンクリート面まで貫通していた。この鋼ケーソンの内部には、鋼殻形状保持や補強のために、ストラット、ブレース、補剛材等が設置されている。そのため、孔食の進行により鋼ケーソン内部に海水が浸入することで、内部に設置されている鋼材が腐食膨張し、コンクリートのひび割れや剥離が生じることで剛体基礎としての一体性が失われることが懸念された。



写真-1 孔食状況（岩黒島橋 IB2P、中央の孔食径 $\phi 40$ ）

Photo.1 Hole corrosion situation (IB2P)

2. 鋼ケーソンの現状

鋼ケーソンの表面において、写真-1に示すような深

この鋼ケーソンの現状を把握するため、平成18年度に鋼ケーソン調査を実施した。調査は水深の浅い箇所（IB2P東、BB3P北）及び水深の深い箇所（BB7A北・東）にて実施した。その結果を図-1、2に示す。

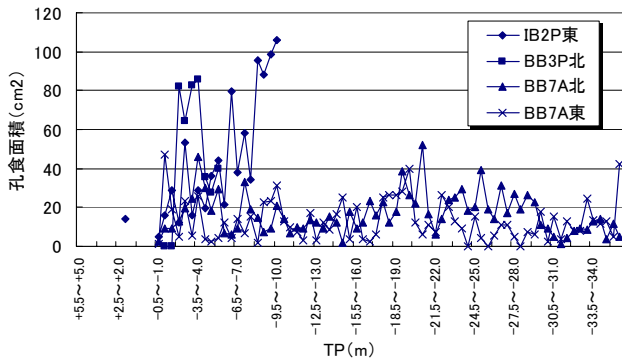


図-1 水深別の孔食面積 (0.25m²当たり)

Fig.1 Areas of hole corrosion each depth (per 0.25m²)

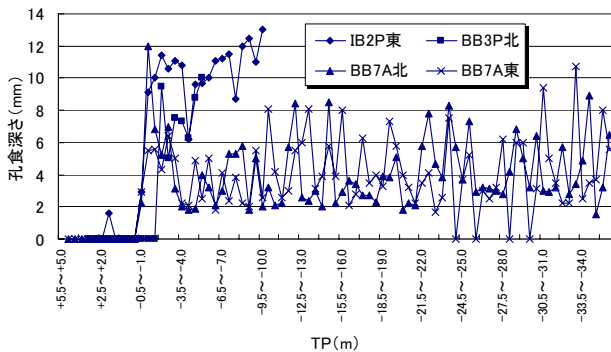


図-2 水深別の最大孔食深さ (0.25m²当たり)

Fig.2 Maximum depth of hole corrosion (per 0.25m²)

各面で代表させた50×50cm区画内での水深別の孔食面積（図-1）及び最大孔食深さ（図-2）を比較した結果、水深の浅い箇所では孔食面積が大きく、一方で水深の深い箇所では孔食面積は小さいが、深さ方向に関係なく発生している。またスキンプレート厚が12mmに対し、TP-

10.0m以浅の箇所では、最大孔食深さが12mmとコンクリート面まで貫通している箇所も存在し、さらにTP-10.0m以深についても8mm程度まで孔食が進行している箇所が存在するなど、鋼ケーソンの腐食が顕著に見られた。

そこで、鋼ケーソンの防食方法として、孔食を閉塞するとともに、電着物によりライニングを行う電着工法（図-3）を採用し、H11年度からHB3Pにて本格的に施工を開始した。そして、H20年度までに3基（HB2P、HB3P、BB5P）の工事が完了し、今年度からIB3Pでの施工を予定している。

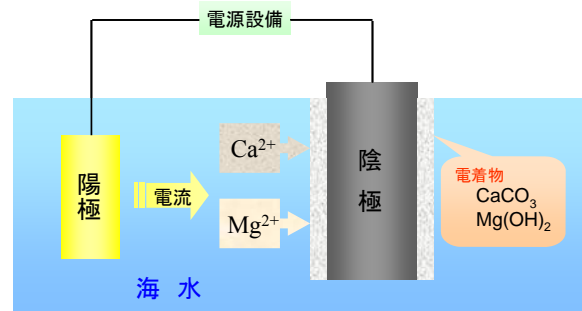


図-3 電着工法概念

Fig.3 Concept of electro-deposit protection method

3. これまでの電着防食性能評価

電着工法は一般的に鋼材表面を細孔構造の緻密な遮水性の高い電着物で被覆するとともに、鋼ケーソンに生じた孔食を閉塞し、スキンプレートや鋼ケーソン内部に酸素、塩化物イオンなど腐食因子の浸透を抑制することで防食を行うものとしている。そのため、これまでの電着防食性能評価は電着物による腐食因子の環境遮断効果に着目した評価を行い、コンクリートと比較することで、鋼材に対する防食性能評価を行ってきた。その評価項目と結果を表-1に示す。

表-1 過去の評価項目と結果

Table 1 Evaluate point and the result of the past

調査項目	結果概要	コンクリートとの比較
透水係数	約 $2.8 \times 10^{-10} \sim 1.8 \times 10^{-11}$ cm/sec程度	高品質のコンクリート(= 10^{-11} cm/sec)と同程度
細孔半径	150Å程度 細孔半径 10^3 Å以上の細孔は3%以下	コンクリート(=434Å程度)の半分以下かつモルタルの細孔半径 10^3 Å以上の細孔は8%以上であり、緻密
被膜内pH	pH10程度のアルカリ性	コンクリート中の鉄筋周囲の環境(pH12.5)と同程度 ただし、鋼材の電位は腐食電位を示しており、コンクリートのような不動態皮膜は形成されていない
膜厚	20kΩ・cm以上の比抵抗で鋼材の腐食性がないこと及び電着被膜が約1mm以上の厚さになると比抵抗の増加率は1/10に低下することから、約1mm(=比抵抗約60kΩ・cm)で十分な防食性能を有する	厚さ1mmの電着物(=比抵抗約60kΩ・cm)はコンクリート(約30~50kΩ・cm/かぶり約5~10cm)より高い絶縁性を有する
溶解度	純水に対する溶解度は電着物の主成分であるCaCO ₃ は13mg/L(18°C)、Mg(OH) ₂ は9mg/L(18°C)	コンクリートの主成分であるCa(OH) ₂ の溶解度が ⁴ 1670mg/Lであり、電着物はコンクリートに比べ難溶性

表-1より、透水係数や細孔半径等の材料物性値をコンクリートと比較することにより、環境遮断性を評価することは可能である。しかし、実際の電着物とコンクリートの防食性能を比較する場合、膜厚の違いや不動態皮膜の有無等の条件も影響すると推測される。そのため、材料物性値による環境遮断性の比較で、間接的な防食性能評価は可能であるが、定量的な評価になっておらず、現実的な電着物の防食性能評価は困難であると考えられる。

4. 防食性能評価の考え方

電着物の防食性能評価を考えるにあたり、電着物による防食性能として、電着物により腐食因子の鋼材表面への拡散が阻害されることで、電着被膜下の鋼材の腐食速度が抑制されると推定できる。そのため、電着物による鋼材の腐食速度の抑制効果に着目した防食性能評価が可能であると考えられる。そこで、鋼材の腐食速度に着目した防食性能評価手法として、分極抵抗法による評価を提案し、以下に分極抵抗法による鋼材の腐食速度の推定方法を示す。

鋼材の電位を平衡状態である自然電位（腐食電位）から ΔE （ $\pm 10\text{mV}$ 以下程度と極微小）だけ変化させた時、微小電流 Δi が生じたとすると、電流-電位曲線は腐食電位近傍では直線となり、次式が成立する。

$$\Delta E = R_p \cdot \Delta i \quad (1)$$

この直線の勾配 R_p （ $=\Delta E/\Delta i$ ）を分極抵抗といい、この分極抵抗 R_p （ $\Omega \cdot \text{m}^2$ ）と腐食速度 i_{corr} （ A/m^2 ）の間には、式(2)が成立することが明らかとなっている。

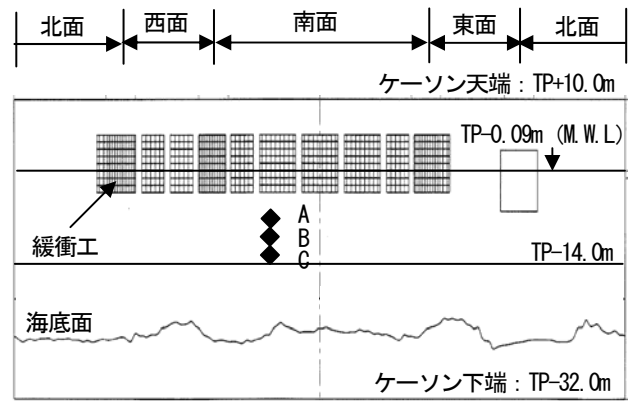
$$i_{\text{corr}} = K / R_p \quad (2)$$

式(2)中の K (V)は材料・環境によって決定される定数である。一般的には腐食減量測定から求めた i_{corr} 値と分極抵抗 R_p の測定値からあらかじめ決定しておく必要があるが、今回はコンクリート中の鋼材腐食で一般的に用いられている $K=0.026$ ¹⁾を採用した。よって、式(1)、(2)より腐食電位での分極抵抗を測定することで電着被膜下の鋼材の腐食速度を推定することができる。

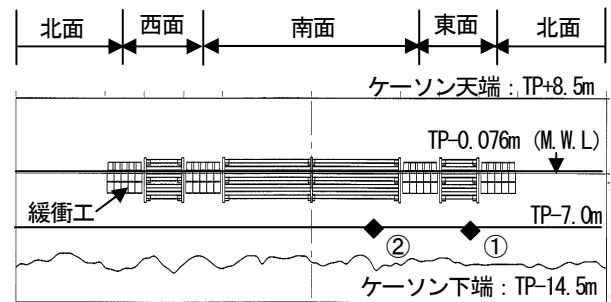
5. 分極抵抗測定による腐食速度の算出

5.1 試料採取

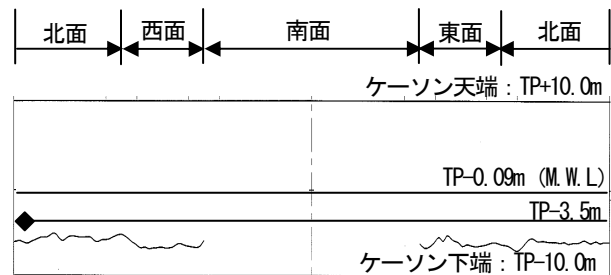
分極抵抗測定試験に使用する試験片は、電着被膜下における鋼材の腐食速度を求めするため、瀬戸大橋の鋼ケーソンからスキンプレートに電着物が付着した状態で採取した。なお、試験片は電着施工箇所であるBB5Pで3試料（A・B・C）、電着未施工箇所であるIB2Pで2試料（①・②）、BB3Pで1試料採取した。



(a) 南備讃瀬戸大橋 BB5P (ケーソン展開図)



(b) 岩黒島橋 IB2P (ケーソン展開図)



(c) 北備讃瀬戸大橋 BB3P (ケーソン展開図)

図-4 試験片採取位置 (◆: 採取位置)

Fig.4 position of test piece collecting

また、試験片の採取は、スキンプレートと電着物との付着を極力維持し、かつ熱変成を与えないようにするため、空圧研削機（圧縮空気を動力源としたグラインダー）を用いて、ダイバーにより概ね250×250mmを水中切断して採取した。



写真-2 北備讃瀬戸大橋 (BB3P) 試験片採取状況

Photo.2 Situation of test piece collecting (BB3P)



(a) BB5P (b) BB3P

写真-3 試験片外観状況

Photo.3 Surface condition of the test pieces

5.2 分極抵抗測定及び腐食速度の算出

採取した試験片を用いて、以下の手順により分極抵抗の測定及び腐食速度の算出を行った。

- ①試験片の裏面に電極を取り付けた上で、室温で自然海水を満たした容器内に試験片を沈め、自然の海水状態に維持するため、エアレーションを実施し溶存酸素量を飽和状態にした。
- ②アノード (+側) ・カソード (-側) 各々の自然電位 (E_{corr}) を測定する。
- ③ポテンショスタット (照合電極を基準に作用極 (試験片) の電位を測定し、作用極 (試験片) の電位をコントロール) にて、試験片に自然電位から $1\text{mV}/\text{min}$ の速度で電氣的な負荷を与え、アノード (+側) ・カソード (-側) へ各々 10mV 分極させた際の電位 (E) に対する電流値 (mA) を計測する。
- ④電流値 (mA) から電流密度 i (mA/m^2) を算出する。なお、電流密度 i の算出に用いる試験片の面積は、計測段階においては電着物やパテに覆われているため、設計値である 625cm^2 ($=25 \times 25\text{cm}$) を採用する。
- ⑤④の計測結果を用いて、過電圧 $E - E_{corr}$ を横軸、電流密度 i を縦軸としたグラフを作成した後、そのグラフを線形近似し、その近似直線の傾きから分極抵抗 R_p を算出する。
- ⑥アノード側・カソード側の分極抵抗 R_p の平均値と $K=0.026$ を式 (2) に代入し、腐食速度 i_{corr} (A/m^2) を算出する。
- ⑦腐食速度 i_{corr} (A/m^2) をファラデーの電気分解の法則 (電気分解により溶出した質量損失は流れた電氣量に比例) に基づき、式 (3) で単位変換³⁾を行い、腐食速度 L (mm/year) を算出する。

$$L = 1.16 \times i_{corr} \quad (3)$$

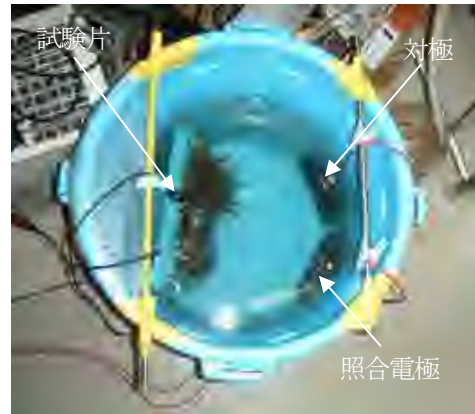


写真-4 分極抵抗測定状況

Photo.4 Situation of Polarization Resistance measure

5.3 腐食速度の算出

分極抵抗測定の計測結果から作成した過電圧 ($E - E_{corr}$) - 電流密度 (i) のグラフを BB5P (電着施工箇所) を図-5、IB2P・BB3P (電着未施工箇所) を図-6 に示す。なお、図-5、6 中にはプロットした試験データの線形近似式も合わせて示す。

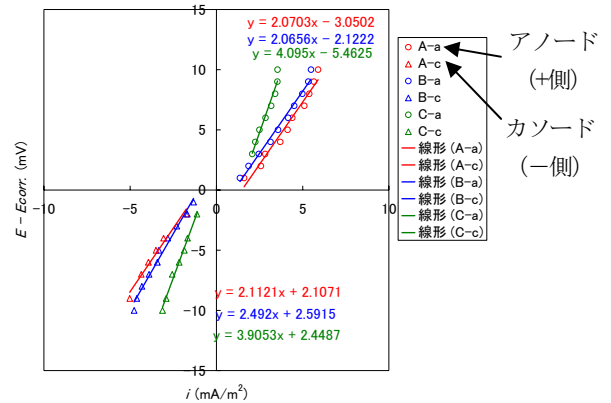


図-5 過電圧 ($E - E_{corr}$)、電流密度 (i) の測定結果 (BB5P)

Fig.5 Result of Polarization Resistance (BB5P)

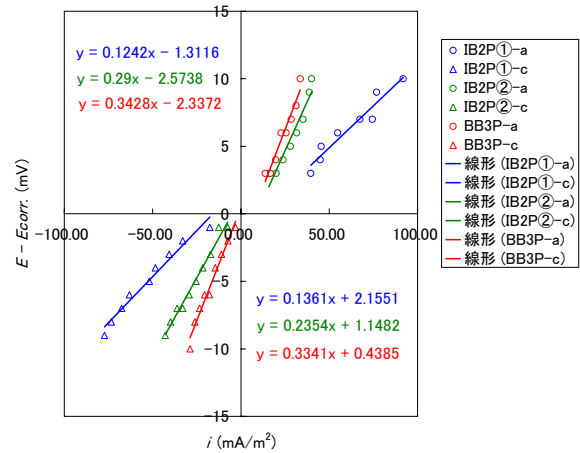


図-6 過電圧 ($E - E_{corr}$)、電流密度 (i) の測定結果 (IB2P・BB3P)

Fig.5 Result of Polarization Resistance (IB2P・BB3P)

表-2 腐食速度の推定結果

Table 2 Estimated result of corrosion velocity

試験片名		試験片面積 (cm ²)	自然電位 (mV vs. SCE)	分極抵抗R _p (Ω・m ²)			腐食速度	
				アノード分極	カソード分極	平均	A/m ²	mm/year
電着 施工	BB5P(試験片A)	625.0	-688	2.07	2.11	2.09	0.012	0.014
	BB5P(試験片B)		-715	2.07	2.49	2.28	0.011	0.013
	BB5P(試験片C)		-694	4.10	3.91	4.01	0.006	0.007
電着 未 施工	IB2P(試験片①)		-734	0.12	0.14	0.13	0.200	0.232
	IB2P(試験片②)		-660	0.29	0.24	0.27	0.096	0.111
	BB3P		-672	0.34	0.33	0.34	0.076	0.088

また、図-5、6から求められた分極抵抗値(=線形近似式の傾き)をもとに算出した腐食速度の推定結果を表-2に示す。表-2より、電着未施工箇所(IB2P・BB3P)での腐食速度は0.1~0.3mm/yearで、海中部の鋼材の一般的な腐食速度と同程度²⁾である。一方で、電着施工箇所(BB5P)での腐食速度は0.01mm/yearであり、電着施工箇所の腐食速度は電着未施工箇所に比べ、1/10程度に低減される結果となった。これは電着物の孔が非常に微細(150Å程度)であるため、電着物の被膜を通過するイオンの拡散障壁となって腐食速度を抑制したことによるものと考えられ、電着物による防食性能が確認された。

6. 終わりに

今回、電着物による鋼ケーソンの防食性能評価として、分極抵抗測定により腐食速度の低減効果を定量的に確認

した。しかし、今回の防食性能評価は電着物の有無については考慮しているが、電着物の状態(厚さ・組成比率等)による影響は考慮しておらず、さらに検証する必要がある。

今後は電着工法により各基礎の水中部の防食を順次進めるとともに、大水深基礎(南備讃瀬戸大橋 BB6P・BB7A)の合理的な施工検討や飛沫部・干満部の防食施工を実施し、鋼ケーソンの防食を進めていく予定である。

最後に、本試験の実施に協力して頂いた株式会社IHIに深く感謝する。

参考文献

- 1) 腐食防食協会：腐食・防食ハンドブック、pp551、2000.
- 2) (財)沿岸開発技術研究センター：港湾鋼構造物防食・補修マニュアル(改訂版)、pp14、1997.4
- 3) 腐食防食協会：腐食・防食ハンドブック、付録-3(pp180)、2000.

瀬戸大橋トラス 3 橋段差防止工事

Prevention work for faulting for the Seto-Ohashi three truss bridges

坂出管理センター	橋梁維持第二課長	真 辺 保 仁 Yasuhito Manabe
坂出管理センター	橋梁維持第二課長代理	平 下 忠 一 Tadakazu Hirashita
坂出管理センター	橋梁維持第二課	大 爺 健 司 Kenji Oya

概 要

瀬戸大橋のトラス3橋（櫃石島高架橋（トラス）、与島橋、番の州高架橋（トラス））は支承高さ約1～3mの大型支承を有しており、支承が損傷しトラス本体が支承から脱落した場合にはトラス本体部材に致命的な損傷が生ずる可能性がある。そこで、「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム」の一貫として段差防止工事を実施した。本論では、段差防止構造の設計概要と施工に関して報告する。

The Seto-Ohashi three truss bridges has large-scale bearings that are the height of 1~3m. If the bearing breaks and the bridge falls down from the bearing, fatal damages may occur in truss members. Therefore, prevention work for faulting were executing for the three years program of seismic upgrading works in 2008.

This paper reports the design concept and the construction of prevention work for faulting.

1. はじめに

平成 17 年 3 月 8 日に国土交通省から「道路、新幹線の橋梁の耐震補強の推進について」が発表され、本四連絡橋のような長大橋に対しては耐震性能照査を行い必要な措置を行うこととなった。このため、本州四国連絡橋公団としての「緊急輸送道路の橋梁耐震補強 3 箇年プログラム（以下、3 箇年プログラムという）」が策定された。

本四連絡橋の海峡部橋梁に対しては、兵庫県南部地震以降、橋種ごと（吊橋、斜張橋、トラス橋等）に代表橋梁を選定し耐震性能照査を実施してきた。耐震性能照査の結果、想定される損傷が供用性と修復性に大きな支障をきたし、落橋につながる大きな損傷に至る可能性のある橋梁を、「耐震性能の低い橋梁」として、3 箇年プログラムとして耐震性能の向上を図ることとなった。対象橋梁は、多柱基礎・側塔・バックステイ径間を有する特殊な吊橋の大鳴門橋、大規模な支承を有する瀬戸大橋のトラス 3 橋（櫃石島高架橋トラス、与島橋、番の州高架橋トラス）である。これらの橋梁の支承は高さ 1～3m の大型支承であり、支承損傷が生じてトラス本体が支承から脱落した場合には、緊急車両の通行に支障となる段差が生ずると共にトラス本体に致命的な損傷が生ずる恐れがあることから、3 箇年プログラムの一貫として段差防止

構造による対策を行うこととなった。

表 - 1 工事概要

Tab.1 Outline of countermeasure works

橋 梁	工 事 内 容
櫃石島高架橋 (トラス)	・ HVa30P : RC製台座設置 ・ HB1P : 鋼製ブラケット設置+RC製台座設置
与 島 橋	・ YB1P,2P,5P : RC製台座設置
番の州高架橋 (トラス)	・ BB7A : RC製台座設置 ・ BVa1P,2P : 鋼製台座および鋼製ブラケット、 鋼製支持台設置 ・ BVa3P : RC製台座+鋼製支持台設置

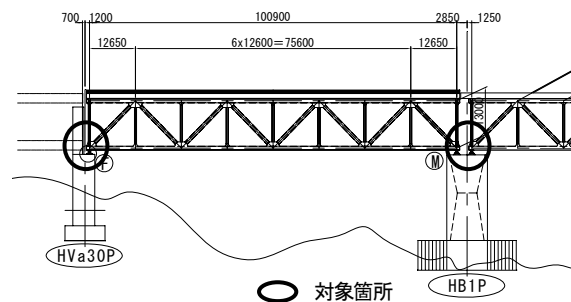


図-1 櫃石島高架橋（トラス部）一般図

Fig.1 General view of Hituisjima Viaduct

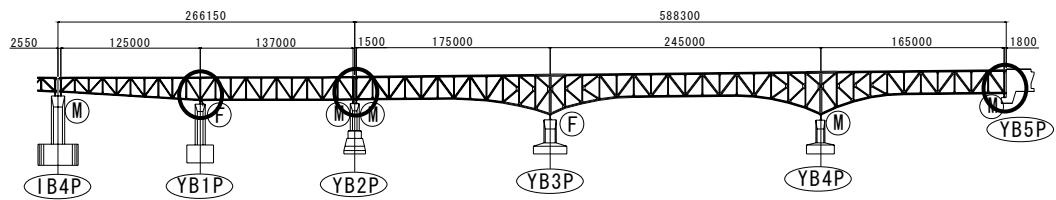


図-2 与島橋一般図

Fig.2 General view of Yosima Bridge

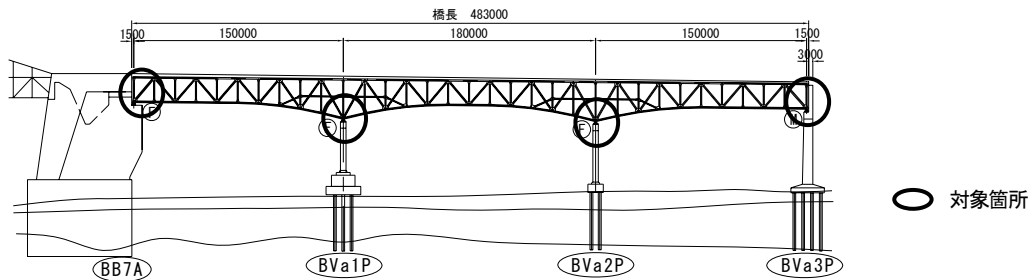


図-3 番の州高架橋（トラス部）一般図

Fig.3 General view of Bannosu Viaduct

2. 段差防止構造の設計概要

2.1 各橋梁の構造形式

櫃石島高架橋（トラス）は図-1に示すように上部工は鋼床版を有する橋長105mの鋼単純ワーレントラス形式で下部工は直接基礎形式のRC橋脚である。与島橋は図-2に示すように橋長850mの鋼（2+3径間）連続ワーレントラス形式で下部工はニューマチックケーソン基礎（YB1P）と直接基礎である。番の州高架橋（トラス）は橋長483mの鋼3径間連続ワーレントラス形式で下部構造は杭形式のRC橋脚と鋼製ラーメン橋脚（BVa1P,2P）である。

2.2 段差防止構造の機能

道路橋示方書¹⁾においては、設計で想定されない地震動が作用したり、周辺地盤の破壊や構造部材の予測しない複雑な振動によって、想定を超える地震力や変位、変形が橋に生じる場合などの不測の事態に対するフェイルセーフ機構として、桁かかり長、落橋防止構造、変位制限構造及び段差防止構造からなる落橋防止システムに関する規定が示されている。

その内、段差防止構造は支承高さが高い支承部が破損した場合でも上部構造を適切な高さに支持し、地震後の住民の緊急避難や緊急車両の通行をできる限り可能とするため、路面に発生する段差を極力抑える機能を持つ。

一方、瀬戸大橋トラス3橋における段差防止構造は、3箇年プログラムとして、レベル2地震動を対象とした耐震性照査において支承損傷の恐れのある箇所で行うもので、地震直後の緊急車両の通行に支障となる路面の段差や落橋につながるようなトラス本体の損傷など、

橋の機能復旧に支障となる致命的な事態を防ぐための対策である。このため、地震による損傷を限定的なものにとどめ、橋としての機能の回復を速やかに行い得る性能を確保するために、段差防止工事に続いて橋全体としての耐震補強対策や落橋防止システムを行う必要がある。

瀬戸大橋の与島橋、番の州高架橋トラス及び櫃石島高架橋トラスは大規模なトラス橋で、その支承部にはピン支承やピボット沓などの大型支承が使われている。これらの支承に作用する上部工からの反力は大きく、支承高さも高い。（表-2に与島橋、櫃石島高架橋トラス及び番の州高架橋トラスの支承形状一覧を示す。また、写真-1に番の州高架橋2Pの支承を示す。）このため、橋脚天端に鋼製またはRC製の台座（段差防止構造）を設けることで、支承部が損傷して本体トラスが支承部より脱落しても、本体トラスを橋脚天端に新たに設けた台座により支え、路面に生じる段差やトラス本体の致命的な損傷を回避することが可能となると考えている。



写真-1 番の州高架橋のピボット支承（BVa2P）

Photo.1 Pivot bearing view of Bannosu Viaduct

表-2 各橋梁の支持形状

Table2 Bearing type of Seto-Ohashi Bridge

橋梁	橋脚	条件	支承形式	支承高さ (mm)	
櫃石島高架橋	Hva1P	F	ピン	1,080	
	HB1P	M	ピンローラー	1,260	
与島橋	2 径間	1B4P	M	ピンローラー	1,550
		YB1P	F	ピン	1,800
		YB2P	M	ピンローラー	1,600
	3 径間	YB2P	M	ピンローラー	1,450
		YB3P	F	ピン	2,850
		YB4P	M	ピンローラー	3,200
番の州高架橋	BB7A	F	ピボット	1,740	
	Bva1P	H	ピボット	1,670	
	Bva2P	H	ピボット	1,660	
	Bva3P	M	ピボット	1,910	

F:固定 M:可動 H:ヒンジ

2.3 段差防止構造の設計方針

2.3.1 段差防止構造の設置対象橋脚

道路橋示方書¹⁾においては、支承高さが高い支承部が破損した場合に、路面に車両の通行が困難となる段差が発生するのを防止するために、段差防止構造を設けることで構造的な配慮を行うこととなっている。このため、通常は桁端部のような路面に段差が生じる箇所のみを対象として段差防止構造は設置される場合が多い。

一方、大型支承を有する瀬戸大橋のトラス橋では、中間支点部において支承部の損傷により本体トラスが支承部より脱落（橋軸方向、橋軸直角方向）すると、本体トラスに落橋に至る致命的な損傷が生ずる恐れがある。このため、耐震性照査の結果を踏まえ、中間支点部を含めて支承損傷の恐れのある橋脚において、段差防止構造を施工することとした。

2.3.2 設計条件等

(1)地震後の段差の大きさ

桁端部の路面に発生する段差の高さは、トラス部材の維持管理が可能な範囲内で、極力小さくする。また、本体と段差防止構造（台座）の接触面には、衝撃を吸収する緩衝材（ゴム）を設ける。今回、橋脚側の台座と本体部材側に取り付ける緩衝ゴムのクリアランスを約 50mm と設定している。

(2)荷重

鉛直荷重は現橋の上部構造の死荷重を支承に替わって段差防止構造が支持すると仮定して算出した。また、水平方向に対する荷重は道路橋示方書¹⁾の規程と同様に考慮しない。

(3)台座の形式

橋脚の形式を考慮し、RC 橋脚については RC 製台座、鋼製橋脚については鋼製台座とする。RC 製台座については、無筋コンクリート構造とし、コンクリート表面のひび割れ防止のための必要最低限の鉄筋量を見込むものとする。

(4)台座の平面寸法

台座の平面寸法は、橋軸、橋軸直角方向に上下部構造

間の相対変位を考慮した寸法とした。櫃石島高架橋トラスと与島橋については、岩盤上の比較的剛な下部構造であることから、上下部構造の相対変位を 50cm と仮定し、支承の移動量を加味して台座寸法を決定した。また、番の州高架橋トラスは軟弱地盤上の杭基礎を有する鋼製橋脚のため、地震時の上下部構造の相対変位が大きくなることが想定されることから、台座寸法は設置可能な範囲でできる限り大きく設定した。

2.3.3 台座位置の選定

- (1)トラス本体が支承から脱落し、トラス本体が台座で支持される場合は、トラス本体部材に作用しない新たな荷重が加わる可能性がある。このため、当初建設時において支承設置のために使用した仮受け支点（ジャッキアップ支点）部は本体部材が補強されていることから、この様な箇所に台座を設置することとし、出来るだけトラス本体に悪影響が及ばないように配慮した。
- (2)本体支承の維持管理を考慮して、支承周辺部の狭隘な空間に可能な限り台座を設置しないこととし、主横トラス下弦材の位置を支点とする構造を基本とした。但し、支障物件や本体部材の追加補強規模が大きくなる場合は主構下弦材の位置を支点とする構造とした。
- (3)支障物件（光ケーブル、高圧電線ケーブル）の大規模な移設が伴うと、費用、対外協議等により工事工程に影響を及ぼすことから、極力移設を避ける位置を選定した。

3. 段差防止構造の施工

3.1 コンクリート製段差防止構造

表-1 に示すようにRC橋脚はRC製、鋼製橋脚は鋼製の段差防止構造を設置した。番の州高架橋BB7A側は図-4 に示すように建設時の主横トラス仮支点部位置を台座支点としたためTP45mからコンクリート柱(高さ約15m)を立ち上げる構造となり、最大打ち下ろし高さが路面から35m以上あるため試験打設を実施した。また、Bva1P、2Pは鋼製の段差防止構造に加え、トラス部本体の座屈防止対策として支承部支点位置の主構下弦材に高流動コンクリートを充填した。ここではBB7Aでのコンクリート打設とBva1Pでの高流動コンクリート打設を紹介する。

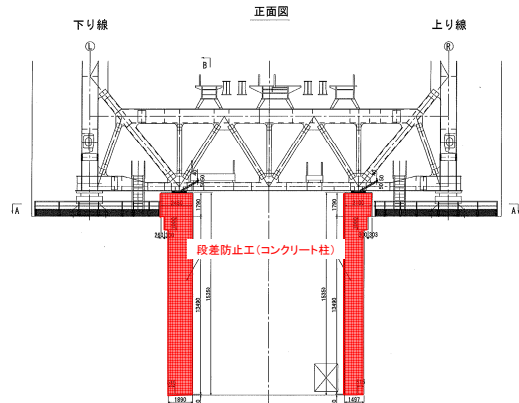





図-4 段差防止構造 (BB7A)

Fig.4 Prevention work for faulting of BB7A

表-3 吸引ブラスト試験結果

Table3 Results of execution test of surface treatment

噴射密度 (kg/m ²)	25	50	75
噴射時間 (min)	1.08	2.07	3.15
仕上り状況			
付着強度 (N/mm ²)	0.29 (×)	3.16 (○)	3.58 (○)

3.1.1 番の州高架橋BB7A側の施工

(1) 既設コンクリートの表面処理

表面処理は既設コンクリート表面の脆弱層、レイタンス、ごみ等を取り除き既設コンクリートと段差防止構造との一体化を図ることを目的としている。BB7Aでは施工範囲の大部分がアンカレイジ側面で面積が150.7m²と比較的広範囲であるため、コンパクトで機動性に富み、粉塵・騒音等の発生が比較的小さい吸引ブラスト工法を採用した。

表面処理に関しては、西日本高速道路株の「構造物施工管理要領⁹⁾」でスチールブラストによる研掃密度は100kg/m²以上を目安とし、他の方法による場合は打継目の付着強度を1N/mm²以上確保することを目安として事前に試験施工などを行い確認することと規定されている。本工法においては研磨材料に研削力に優れ、耐久力があり、非加工物の表面が均一安定な面を得られる特徴をもつアルミナ（粒度#20）を使用している。噴射密度は鉄とアルミナの比重（鉄：アルミナ = 2：1）を考慮し、50kg/m²に±25kg/m²を加えた3種類の施工試験を実施し、仕上がり状況や付着強度の確認を行った。試験結果を表-3に示す。

試験結果より噴射密度が50kg/m²、75kg/m²の2種類で所定の性能を満たすことが確認され、施工性（施工時間など）を考慮し50kg/m²を採用した。

実施工においては、ブラストマシンの時間あたりのアルミナ吐出し量と、1作業サイクルあたりの処理面積および規定研掃密度から標準時間を設定し、当該処理範囲の実作業時間（開始時刻、終了時刻）をこれに整合することにより品質管理を行った（写真-2）。

(2) コンクリート打設

BB7Aの段差防止構造では支圧応力度の照査により、圧縮強度30N/mm²のA1-3コンクリートを使用した。

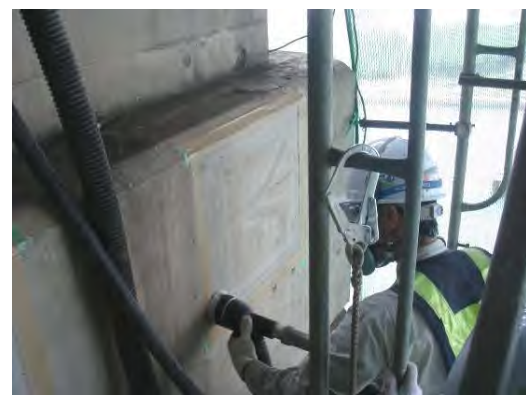


写真-2 吸引ブラスト施工状況 (BB7A)

Photo.2 Surface treatment

表-4 使用コンクリート

Table.4 Concrete content

コンクリートの種類	材齢28日における圧縮強度 (N/mm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類	フレッシュコンクリートの性質		
				スランプ (c m)	空気量 (%)	塩化物イオン量 (kg/m ³)
A1-3	30	20	高炉セメントB種	8	4.5	0.3以下



写真-3 コンクリート打設状況

Photo.3 Casting concrete

表-4に使用したコンクリートの性能を示す。鉄筋は水平方向にD16を鉛直方向にD22を格子状に配筋し、既設面を削孔し鉄筋を挿入した後、エポキシ樹脂を注入することにより固定した。また、BB7Aは路面からの打ち下ろし高さが約35mあるため、事前に本施工時と同条件（配管の配置など）で試験打設を実施し、材料分離等の確認を行った。打設はポンプ車を使用し、1層あたりの打設高さは3.6mとし、5層に分割して行った。1層目の打設完了後、表面のレイタンス処理→2層目の鉄筋配置→型枠組立→コンクリート打設という順序でリフトアップさせて打設した。また、打設時期が平成21年1月から2月という寒中であったため、コンクリート養生は、一般的な養生に加え、ジェットヒーターによる寒中対策を実施し、初期強度が発現する3日間はコンクリート温度を5℃以上に保つこととした。

3.1.2 BValP・2P高流動コンクリートの施工

BValP、2Pは鋼製の段差防止構造に加え、トラス部材の座屈防止対策として主構下弦材に高流動コンクリートを充填した（図-5）。表-5に使用した高流動コンクリートの配合を示す。計画配合は通常のコンクリートの性能に加え、土木学会高流動コンクリート施工指針に示されている充てん装置を用いた間隙通過性試験を実施し自己充填性を確保できるよう決定した。

さらに、主構下弦材内部の支点位置近傍はリブやダイヤフラム等の部材が多数配置されているため、同等の構造条件を有する実物大模型を製作し、材料分離や充填性の確認を行うため、事前に試験施工を実施した。試験打設完了後、模型を解体し模型の角部など問題なく充填されていることを確認した（写真-4）。

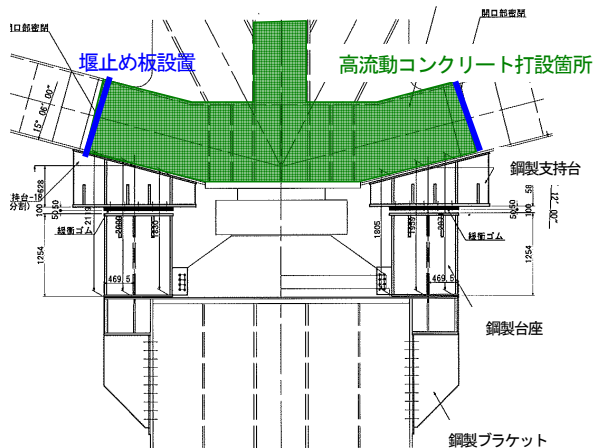


図-5 高流動コンクリート打設箇所

Fig.5 Position of Casting High-Fluidity concrete

表-5 高流動コンクリート

Table.5 High-Fluidity concrete content

コンクリートの種類	材齢28日における圧縮強度 (N/mm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類	フレッシュコンクリートの性質		
				スランプフロー (cm)	空気量 (%)	塩化物イオン量 (kg/m ³)
高流動コンクリート	30	15	普通ポルトランド	65	4.5	0.3以下



写真-4 模型解体後

Photo.4 Dismantling model

コンクリート打設は本線上からポンプ車で垂直材上部のマンホール内部へ配管を通し実施した。内部の充填状況は下弦材ダイヤフラムに取り付けた堰止め板の上部に設けた2箇所の空気穴より確認することとした。写真-5に中間ダイヤフラムの密閉状況を示す。全ての施工箇所において、概ね充填することが出来たが、一部の箇所では最大100 mm程度の充填不足が生じたため、未充填部分は高流動コンクリートと同じ圧縮強度を有する高流動モルタルを小型の手動ポンプで空気穴より充填した。



写真-5 主構下弦材内部の密閉状況

Photo.5 Inside of the lower chord member

3.2 鋼製段差防止構造

番の州高架橋（BvalP、2P）の2橋脚における段差防止構造は鋼製であり、主横トラスまたは、主構トラスで受ける構造のため、現場溶接の難易度、溶接熱の影響等による長期的な部材疲労を考慮し、ボルト接合で施工を行った。番の州高架橋（BvalP、Bva2P）の段差防止構造は、支承前後のスペースに鋼製台座を設置し、橋脚前面に鋼製ブラケットで補強する構造である。前後の鋼製台座は連結材で一体化し、排水処理のために支承周りにコンクリートを充填した。また、主構下弦材側には鋼製支持台を設置し、主構下弦材内部に高流動コンクリートを充填することとした（図-6参照）。ここでは主に番の州高架橋における鋼製段差防止構造の製作、架設について紹介する。

3.2.1 工場製作

段差防止構造に使用した鋼材は、一般構造用圧延鋼材（SS400）、溶接構造用圧延鋼材（SM400A, SM490YA、SM490YB）であり、管理路の手摺り、タラップには形鋼を使用した。工場でのブロックの材片の組み立て精度は、グループ溶接の開先角度 $\pm 5^\circ$ 以下、隅肉溶接の材片密着度 1.0mm 以下で行った。製品検査は、部材の製作完了時に非破壊試験（浸透探傷試験および超音波探傷試験）を監督員立会いにより実施し、溶接不良箇所については、補修を行った。

なお、H20年3月頃は、鋼材需要が高まり、価格も高騰してきていた時期であったため、鋼材の入手が困難となり、結果的に1.5ヶ月の工期延伸を余儀なくされることとなった。

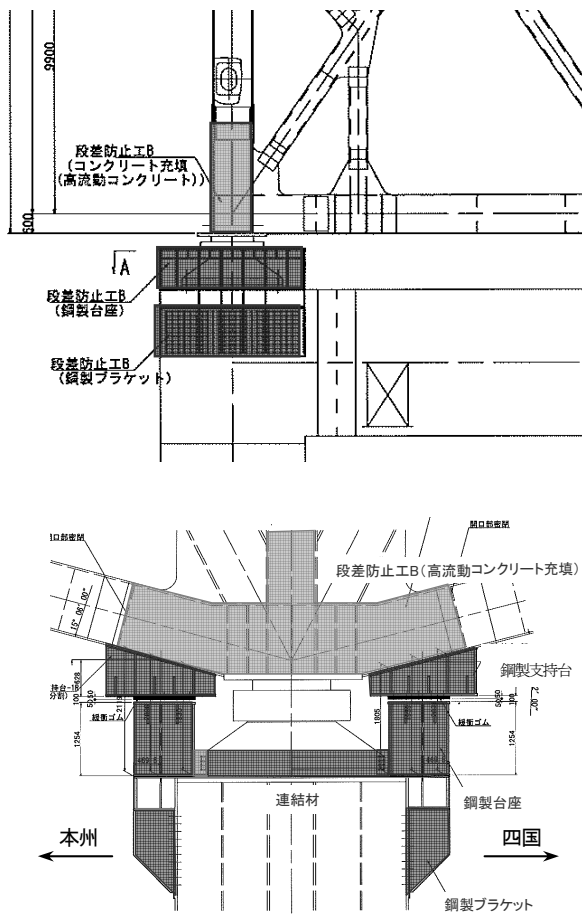


図-6 段差防止工 (BVa2P)

Fig.6 Prevention work for faulting of BVa2P

塗装は、本四塗装基準の海峡部仕様に従い本体外面は、フッ素樹脂塗料を上塗りに使用する E 仕様とした。また、ボルト継手部は、同じくフッ素樹脂塗料を使用する G 仕様とした。なお、本体外面は第 5 層目の中塗りまで工場塗装とし、架設後に上塗りを現場塗装した。ボルト継手部は第 1 層目の無機ジンクリッチペイントのみ工場塗装とし、第 2 層目以降は架設後に現場塗装を実施した。

塗装作業は被塗面塩分測定や素地調整検査（現場塗装部のみ）、各層における乾燥膜厚検査や外観検査を実施

し品質管理を行った。

3.2.2 既設部材へのボルト孔明け作業

既設部材と新設する段差防止構造はボルト接合により一体化を図るため、橋梁本体へのボルト用の孔あけ作業が現場での精度に大きく影響する。本工事においては、事前調査結果を反映した CAD データにより、型板（フィルム）を製作、貼り付けてから罫書きを行い、再度寸法確認を行った。孔明けは、孔明機（磁石固定式）を直角に設置し飛散対策後に作業を行った。ボルト孔の面取り確認は、すべて触指にて行った。



写真-6 孔明け作業状況

Photo.6 Drilling work

3.2.3 架設作業

海上部に位置する番の州高架橋 BVa1P は本線上からクレーンにより架設作業を実施し、陸上部に位置する番の州高架橋 BVa2P, BVa3P は橋脚下から 50t ラフタークレーンにより架設作業を実施した。本線上からの架設用重機は主に車線規制内で作業が出来る最大の 25t ラフタークレーンを使用し、鋼製ブロック最大重量は作業半径と横引作業のハンドリング性を考慮して約 3t 以下となるようにそれぞれの部材を 2~4 分割して架設した。また、各鋼製ブロックの架設に先立ち、橋脚上面の事前調査を行い、高さ調整用のフィラープレートを製作して設置した。

架設作業は鋼製ブラケット（橋脚側）→ 鋼製支持台（トラス下弦材側）→ 鋼製台座（橋脚側）の順に実施した。架設ステップは、

- ① 鋼製のブロックを本線上および橋脚下よりクレーンにて架設地点近傍まで移動
 - ② トラス下弦材および管理路等に設置した多数のチェーンブロックに空中で吊り替え
 - ③ 架設位置まで横移動
- の順で実施した。

特に橋脚側の鋼製ブラケットは取付位置の真上に橋脚の張り出し部があり、既設橋脚への設置作業が困難であったため、既設橋脚内側から新設ボルト孔を通してワイヤーをブロックに取り付け、レバーブロックを使用して橋脚側面に引き込み、ドリフトピンおよび仮ボルトを使用し所定の位置に設置した（写真-7、8）。



写真-7 架設作業①
Photo.7 Setting work



写真-9 ボルトキャップ施工状況
Photo.8 Execution of the bolt-cap



写真-8 架設作業②
Photo.8 Setting work



写真-10 段差防止工全景
Photo.7 Whole view of Prevention work for faulting of BVa2P

既設部材と段差防止工の連結は主に高力六角ボルトおよびトルシア形高力ボルトを使用したが、支点部付近の下弦材は密閉ダイヤフラムが配置されており内側からの施工が困難であったため、外側からのみの施工が可能であるワンサイドボルトを使用した。図-7にワンサイドボルトの締め付け工程を示す。

また、段差防止構造のブロック架設完了後、ブロック間や本体部材面との接合部の隙間に海塩粒子や水分等の浸入が予測され、将来の維持管理において腐食等が懸念されるため2液型エポキシ樹脂を注入し防水工を実施した。さらにボルト頭部はボルトキャップを被せて長期的な防錆対策を施した(写真-9)。



図-7 ワンサイドボルト締め付け工程
Fig.7 Execution method of the one-side bolt

4. おわりに

本稿では瀬戸大橋トラス3橋における段差防止構造の設計および施工概要について述べた。

既設橋梁に対する構造物の架設作業は、新設時の架設とは異なり主部材や二次部材のほか、階段、手摺り、給水管などの多くの支障物を移設しながら、その制約条件の中で精度良く作業を行わなければならない難しさがあった。作業のほとんどが現地合わせによる作業となったため、事前調査等により現場条件を十分に把握し、効率的な施工方法を試行錯誤することにより、安全に作業を実施することができた。また、今回の工事において設置した段差防止構造に引き続き、耐震補強対策や落橋防止システムについても実施していく必要がある。

最後に今回の工事および論文執筆に協力して頂いた関係各位に深く感謝する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説
- 2) 本州四国連絡橋公団：鋼橋等製作基準
- 3) 本州四国連絡橋公団：鋼橋等塗装基準・同解説
- 4) 東/中/西日本高速道路株式会社：構造物施工管理要領
- 5) 福永勲、岡澤達男、長谷川芳己：本四連絡橋の耐震補強 本四技報、No.110、2008.3
- 6) 本田学、川端淳：伊弉高架橋の耐震補強工事、本四技報、No.105、2005.9

海外報告（フィリピン国）

Overseas Report (Philippines)

国際協力機構(JICA)長期派遣専門家
フィリピン公共事業道路省 (DPWH)

長尾日出男
Hideo Nagao

1. まえがき

私は、2005年2月より、JICA 橋梁専門家としてフィリピン国公共事業道路省 (DPWH) へ派遣されている。2005年から2年間は、個別専門家として橋梁事業計画管理アドバイザー業務を実施してきた。その後、JICA 技術協力プロジェクト (技プロ) 「道路・橋梁の建設維持管理に係わる品質向上プロジェクト」の橋梁専門家として参画しているところである。今回、当技プロの活動内容及び進捗状況を報告する。

2. 技術協力プロジェクト要請の背景

ご存知のように、フィリピン国は、日本と同様に四方を海に囲まれた島国で、国内の道路交通は、旅客輸送の約90%、貨物輸送の約50%を担っており、最大の輸送手段である。

そのため、各島内の道路整備は、非常に重要な位置づけとなっている。

フィリピン全国の主要幹線道路の建設・維持管理を行っているのがDPWHである。

DPWH 所管の道路管理延長は、約30000km (幹線国道20000km、二級国道10000km) で、橋梁数は、約8000橋である。橋の種類としては、約9割がコンクリート橋、1割が鋼橋 (簡易橋も含む) で一部木橋等もある。

国内の主たる橋梁は、第二次世界大戦を前後して、外国援助で建設されたものが大半である。特に日本は、戦後賠償の一環として数多くの道路・橋梁を建設してきた。ルソン島北部からミンダナオ島南部を島づたいに国土を縦断する主要幹線道路は、「日比友好道路」と呼ばれ両国の友好を育む道路として現在もフィリピン国民に親しまれている。

しかしながら、度重なる政変、厳しい財政事情により国土は疲弊しており、また、これまで建設に重点を置いてきた経緯もあり、維持管理に目が向けられなかったため、道路・橋梁の損傷は激しい。特に多くの橋梁は、建設後30~40年を迎え、維持管理が重要な課題となってきた。さらに、維持管理に関する概念が薄く、維持管理技術も乏しくおざなりになっている。

加えて、橋梁建設時における不十分な施工・品質管理で初期欠陥が多く、橋梁の寿命を短くしている。これらにより、落橋の危険性を持った橋梁が全国に多く存在している。

最近になり、フィリピン政府は、インフラに対する方針を新設より既存道路の維持管理・補修を優先する方針を「中期開発計画」(2004年~2010年)に掲げ維持管理技術の向上を最優先事項としている。

しかし、交通量の増加、車両の大型化などで、依然として舗装のひび割れ陥没、橋梁の劣化による耐荷力不足などが生じている。

このような状況から、フィリピン国から日本国に対して上記のプロジェクトが要請され2007年2月から3年間実施されている。

3. プロジェクト内容

- (1) DPWH エンジニア技術能力向上(パイロットリージョンナルオフィス3箇所)
道路: 建設・維持管理技術
橋梁: 維持管理技術 (点検・補修)、
施工に伴う品質管理技術
- (2) 上記に係わるマニュアル整備
- (3) 上記に係わる4回の On The Job Training の実施
- (4) 上記に係わる資機材供与。

4. 活動内容

技プロのうち橋梁技術については維持管理 (点検・補修) 技術移転が主である。

活動拠点は、DPWH 本省 (マニラ) を中心として、2箇所のパイロットリージョンナルオフィス {リージョン VII (セブ)、リージョン XI (ダバオ)} で活動を行っている。活動は、大きく2つに分けられマニュアル整備と On the Job Training (OJT) 実施である。

4.1 マニュアル整備

これまで DPWH には、橋梁維持管理に関するマニュアルが、ほとんど整備されておらず、エンジニア達は、

維持管理（点検・補修）に関する知識に欠け、不便を強いられていた。

そのため、ローカルカウンターパート（CP）と協議の結果、今回、下記のマニュアル関係を改訂・整備作成した。

この結果、橋梁点検については、より正確なデータを収集・保存することができるようになり、点検結果が、次のステップである、補修計画立案・予算計画立案に大きく寄与していくことができた。

また、補修に関して、マニュアルを整備することにより、それぞれの橋梁形式ごとに補修工法の選定、工費、図面等が整備され今後の補修工事発注に生かされる事になっている。

4.1.1 BMS改訂版作成

2004年、世銀とアジア開発銀行の支援により、BMS（Bridge Management System）が整備された。

しかしながらその中身は、維持管理に必要な予算管理を中心としたシステムであり、橋梁損傷点検を中心としたものではなかったため JICA と DPWH において BMS 改訂委員会を設置し、改訂作業を行ない 2007 年 BMS（改訂版）を作成した。主たる改訂点は、

- 1) 効果的な点検種類に変更。
（日常点検、定期点検、詳細点検等）
- 2) 定期点検結果データの各損傷をランク分けするとともにそれぞれの損傷評価をできるだけ客観的に判断できるようなシステム構築。
- 3) 詳細点検手法の設定
これにより、点検橋梁ごとにより正確な損傷状態が把握できるようになった。

4.1.2 長大橋点検マニュアル制定

上記 BMS は、一般橋梁を対象としたのであり、特殊橋梁は対象外である。

フィリピン国には、ご存知のようにいくつかの長大橋がある。これらは、後に報告するが、一般橋梁同様、維持管理がほとんどなされていない。

パイロットリージョン VII には、セブ島とマクタン島を結ぶ、2本の長大橋梁があり、そのうちのひとつ Marcelo Feman Br は、日本の援助によって建設されたものである。今回は、DPWH からの要請によりこの2橋の日常点検、定期点検マニュアルを整備した。

2つの橋梁形式は下記のとおりである。両橋とも上部工の点検通路はない。そのため、点検は、目視点検が中心となり、特に中央径間部の下面は、海上から船を使用して双眼鏡での目視点検としている。

マニュアル策定に当たっては、点検ルート、点検項目、損傷評価、損傷に対する対応等わかりやすく策定した。両橋の現在の状況は下記のとおりである。

- 1) Mandaue-Mactan Br
3径間連続トラス橋

（橋長 368m 中央径間 144m, 側径間 112m+112m）



写真-1 マンダウエマクタン橋

Photo 1 Mandaue-Mactan Br

Mandaue-Mactan Br は、Mandaue-Mactan Br の交通量増大に伴いこれらを解消すべく建設され 1999 年完成した。現在、主橋は健全であるが、伸縮装置に特注のゴム系伸縮装置を採用しているため、交通量の増大とともに、損傷が激しい。しかしながら特注製品で高額なため、DPWH では交換も出来ず、鉄板で代用しているのが現状である。伸縮装置の選択は、維持管理を考慮した形式にすべきではなかったと思う。また、完成後 10 年を経過しており、今後、詳細点検を行う必要があると考えられる。

- 2) Marcelo Feman Br
3径間連続エクストラドーズド橋
（橋長 408m 中央径間 185m, 側径間 111.5m+111.5m）



写真-2 マルセロフェルナン橋

Photo 2 Marcelo Feman Br

Marcelo Feman Br は、Mandaue-Mactan Br の交通量増大に伴いこれらを解消すべく建設され 1999 年完成した。現在、主橋は健全であるが、伸縮装置に特注のゴム系のトランスフレックスを採用しているため、交通量の増大とともに、損傷が激しい。しかしながら特注製品で高額なため、DPWH では交換も出来ず、鉄板で代用しているのが現状である。

伸縮装置の選択は、維持管理を考慮した形式にすべきではなかったと思う。

ケーブル自体は、健全と思われるが、すべてカバーしてあり詳細は不明である。ダンパー部はステンレスカバーがあるが、隙間から雨水が浸入し水溜り状態になっている。またコンクリート桁内ケーブル定着部からも水漏れが生じており、今後、詳細点検を行う必要がある。



写真-3 点検訓練
Photo 3 Field Training of Bridge Inspection

4.1.3 橋梁荷重制限マニュアル改訂版作成

フィリピン国では、過積載車が非常に多く、既存橋梁の耐荷力劣化が激しい。現行の制度では、橋梁近辺に荷重制限標識が設置され、橋梁への影響を少なくするようになっているが、この標識が示している荷重の意味が不明で制限荷重も適当に決められていた。これでは何の意味も持たないため、私の前任者（本社栗野課長代理）が既存橋梁における制限荷重をそれぞれの車種毎に計算で求める荷重制限マニュアルを作成した。

このマニュアルを使用して当初、OJT 等を行ったが、計算が煩雑で時間を要するため、DPWH の要請により、コンピュータ操作により簡単に計算結果が得られるプログラム開発した。また、BMS 改訂に伴う修正を行い、使いやすくした。今後、DPWH において新標識設置が随時行われていく予定であるが、その際の荷重制限計算に使用される予定である。

4.1.4 橋梁点検者ハンドブック制定

橋梁点検を実施していく上で、各損傷の説明、損傷の起こりやすい場所、その点検ポイント等をわかりやすく解説したハンドブックを作成した。橋梁点検時に、持ち運びやすいようポケットサイズとなっている。

4.1.5 橋梁補修マニュアル制定

DPWH では、補修のための予算が少なくまた補修技術が乏しかったため、これまでほとんど補修工事がなされて来ていなかった。

しかし、上記で述べたように、維持管理に重点を置くという国の方針から、傷んだ橋梁は、架け替えるのではなく補修を行い延命を図っていくという方針になった。しかしながら、国内ではそれに対応するだけの需要もな

く技術もないため、今回補修マニュアルを策定し、今後実施される補修工事に対応できるようにした。

特徴としては、下記のとおりである。

作成に当たって、

フィリピン国で施工可能な工法

フィリピン国で調達可能な材料

フィリピン国で施工可能な業者がいること等を念頭に、大きく

Routine Maintenance Repair（日常管理時に行う簡易補修）

Measure Maintenance Repair（損傷程度が大きいもの）に分けそれぞれ損傷ごとに補修工法が選定できるフローチャート、補修に使用する材料仕様、施工手順、コスト、図面、工法を選定作業できるようにした。

特に、Routine Maintenance Repair については、日常的に小規模な資機材で簡単にできる補修とした。（例：高圧洗浄機を使った橋脚、シューまわりの洗浄、小規模コンクリートクラックエポキシ補修、タッチアップペイント、パッチング等）これらを日常的に実施していきただけで橋梁寿命が延びることを強調している。

現在、DPWH においてこのマニュアルを使用して補修パイロットプロジェクト工事が発注され、現場において、CPへ補修技術移転を図っている。（写真4,5）



写真-4 橋面舗装剥ぎ取り作業
Photo 4 Remove Asphalt overlay



写真-5 ケレン作業
Photo 5 Remove Rust

4.2 On the Job Training (OJT) 実施

2つのパイロットリージョンに対して、それぞれ OJT を実施しており、1回の受講者はほぼ 30~40名です

現在第3回まで終了し、受講者は、合計400名を超えている。

内容は、上記策定したマニュアルを使用し、講義、現地での訓練、討議、プレゼン発表、試験等で、2週間程度の期間で実施している。

参加者は、リージョンおよびディストリクト（リージョンの下部組織）のエンジニアを対象として実施しており、皆真剣に受講している。



写真-6 講義風景
Photo 6 Lecture on OJT



写真-7 橋梁点検訓練
Photo 7 Field Training of Bridge Inspection



写真-8 炭素繊維補修工事訓練
Photo 8 Field Training of Bridge Repair of Application of Carbon Fiber Sheet

4.3 資機材供与

橋梁点検・補修技術を移転するにあたり、日本国側からDPWH に対して、技術移転に必要な資機材を供与して

いる。今回特に、主たる機材として、橋梁点検・補修のために欠かせない橋梁点検車、非破壊検査機材供与が大きな目玉である。これら機材は、OJT においても使用訓練しており、その結果、現在では、DPWH 側も橋梁点検車、非破壊検査機器が維持管理作業に欠かせないことを認識し、全国のリージョンへ配置できるよう計画している。

表-1 非破壊検査機器一覧表

Table 1 List of Non Destructive Equipments

橋 種	非破壊検査機器
コンクリート橋	鉄筋探査計
	シュミットハンマー
	中性化試験
	超音波計
	ハーフセル機
	マイクロコア採取機
鋼橋	ポータブル圧縮強度試験機
	赤外線サーモメーター
	クラックゲージ
	塗膜測定計
	鋼板測定計
	超音波計



写真-9 鉄筋探査計を使用しでの訓練
Photo 9 Field Training of Reinforcing bar Detector



写真-10 橋梁点検車を利用しでの点検
Photo 10 Field Training of Bridge Inspection by Bridge Inspection Vehicle

5. 課題

現在、3回の OJT を終え、マニュアルについてもほぼ整備が終了している。

今後の課題としては、下記項目が挙げられる。

5.1 点検技術

橋梁点検技術は、一朝一夕でレベルアップするものではなく、日常から良く橋梁を観察していくことが重要なことである。マニュアルだけでは、その橋梁が有している損傷の把握、原因を見つけだすことは非常に重要なことであるが、限られた期間では、全てを身につけることは困難であり、持続した訓練が必要である。

5.2 補修技術

現在まで、補修技術は皆無に近かったため、マニュアル整備、OJT、パイロットプロジェクト工事実施と一応の流れは行うことができた。今後は、当マニュアルに基づいた補修技術がどれだけ、広がっていくかでありこれ

にも時間が要すると思う。

6. あとがき

今後、あと 1 回の OJT を実施して当技プロは、終了の予定である。上記にも述べたように確実な技術移転には更なる時間を要する。

そのため、フィリピン国側は、継続して同様の JICA 技術プロジェクトを要請している。

私も、橋梁維持管理技術の持続発展のためには、是非継続して実施していくべきと考えている。

ともあれ、私自身このような技術協力型プロジェクトに参加するのは始めてであり、いろいろ困難もあったが、様々な経験を積むことができ感謝している。

任期も残りわずかとなったが、何とかうまく技術移転ができるよう努力していきたいと思っている。

これまで、関係者の方には、資料収集等多大な支援をいただいていること紙面をお借りして感謝の意を表します。

新材料を活用した橋梁付属物の検討 (FRP製橋梁管理路の適用性検討)

Study on application of fiber reinforced plastic (FRP) to inspection way

長大橋技術センター 総括・防食グループ リーダー 荻原 勝也
Katsuya Ogihara
長大橋技術センター 総括・防食グループ サブリーダー 森下 尊久
Takahisa Morishita

1. 検討目的および経緯

本四連絡橋を維持管理するにあたって、適切な維持管理レベルを保ちつつ必要とする維持管理費を削減することが重要である。FRP（繊維強化プラスチック）製の橋梁管理路の適用性検討はその取り組みの一つである。

FRP は厳しい腐食環境に対して強いという特性を持ち、外用に面する大鳴門橋や瀬戸内においては海中基礎の飛沫干満帯にある管理路等に使用することができれば、LCC の観点から鋼製亜鉛めっき管理路に比べて経済的になると考えられる。また、軽量であることから交換時の作業性の向上が期待できる。

本文では、平成17年度から開始した適用性検討のうち、平成20年度に行った内容について報告する。

2. 検討内容

2.1 現地暴露試験および環境計測

FRP 材料（GFRP：ガラス繊維強化プラスチック）の耐久性を調査するため、大鳴門橋において平成 17 年度末から現地暴露試験を行っている。また、平成 18 年度後半には現地の環境計測を開始した。

平成 20 年度には現地暴露試験（GFRP 母材および接合部）および環境計測（飛来塩分量、紫外線量）を継続した。ここでは、現地暴露試験のうち、暴露 3 年を経過した母材（GFRP 板、表面に不織布を貼り付けたもの、塗装を行ったもの）の破断時の引張応力について、過年度の結果と合わせて図-1 に示す。破断時の引張応力は、母材の長手方向、幅方向ともに 1 年後にやや大きく低下しているが、データにばらつきが生じており、表面仕様の評価とともに経過観察が必要である。

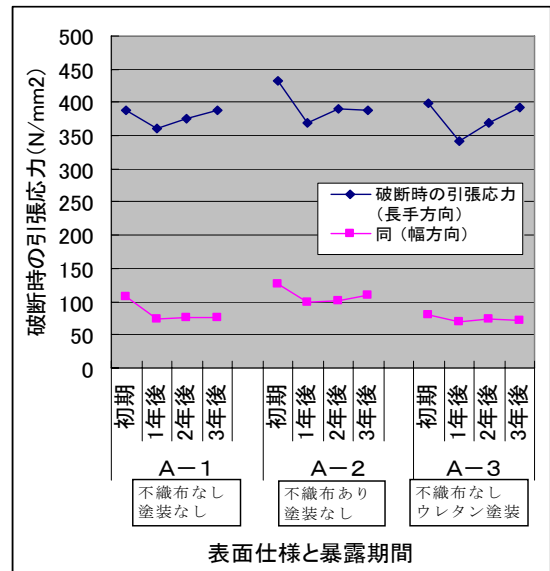


図-1 母材破断時の引張応力の経年変化

Fig.1 Time history of tensile stress

2.2 試験施工

GFRP 製橋梁管理路の適用性評価にあたり、試行的に現場設置を行い、施工性、使用性の把握および継続的な状況確認を行っている（現場設置は平成 17 年度、19 年度および 20 年度に各 1 件）。

(1) 新規現場設置（試験施工体③）

2009 年 3 月に櫃石島高架橋の橋脚管理路の腐食した部分を撤去し、GFRP 製管理路を設置した（写真-1）。設置位置は道路階と鉄道階に挟まれた狭隘部であり、管理路の床から PC 桁下端までの離隔は 1.5m である。

試験施工体③の概要について表-1 に示す。GFRP 製管理路の全体重量は 136kg であり、架設はパネルを道路部からラフテレーンクレーンによって既設の管理路に荷下ろししたのち、作業員が横持ち・組立した（写真-2）。

全体重量は従来の鋼製管理路の1/2程度以下となり、狭隘部における施工性は良好であることが確認された。



写真-1 試験施工（櫃石島高架橋）
Photo 1 Trial construction (hitsuishijima viaduct)

表-1 試験施工体③の概要

Table 1 Outline of examination construction body③

設置年月	2009年3月
場所	櫃石島高架橋 1 3 P (南北面), 1 4 P (北面) 管理路の一部
寸法	通路幅750mm×長さ5400mm [長さ1800mmの3ユニットで構成。1ユニットは床板と両側の手摺りの3パネルからなる]
重量	136kg (床板62 kg, 手摺り37 kg×2)
設置環境	道路階と鉄道階に挟まれた箇所 管理路の床からPC桁下端までの離隔1.5m
塗装	なし



写真-2 施工状況
Photo 2 Construction situation

(2) 過年度に設置した試験施工体の状況

平成 17 年度に大鳴門橋の横断管理路内に GFRP 製管理路 2 体を設置した (試験施工体①)。また、平成 19 年度には南北備讃瀬戸大橋 4A アンカレイジの外周管理路の一部に試験施工体②を設置した。

上記①および②に関する概要と所見を、表-2、表-3 に示す。

表-2 試験施工体①の概要と所見

Table 2 Outline and opinion of ①

設置年月	2006年3月
場所	大鳴門橋 2P・3P間の横断管理路内
寸法	通路幅400×長さ1500mm [2体]
重量	グレーチング形式 : 54kg 平板形式 : 38kg
設置環境	海上約40m, 上空構造物 (道路部鋼床版) との離隔約13m
塗装	あり (ポリウレタン55 μ m, グレー)
所見	設置後3年経過 : 塗装の光沢は失われておらず、床や手摺りの固定状況は良好である。ただし、グレーチング締付金物、ブラインドリベット のSUS304材にさびが見られる。

表-3 試験施工体②の概要と所見

Table 3 Outline and opinion of body②

設置年月	2008年3月
場所	南北備讃瀬戸大橋4A アンカレイジ外周管理路の一部
寸法	通路幅1210mm×長さ3060mm
重量	110kg (桁部材, グレーチングおよび片側手摺りの3パネルで構成)
設置環境	海上約5m, 上空構造物 (道路部鋼床版) との離隔約80m
塗装	なし
所見	設置後1年経過 : GFRP 母材および支柱部の固定ボルトに変状はない。ただし、グレーチング締付金物 (SUS304材) にさびが見られる。また、手摺りの水平たわみが鋼製管理路に比べて大きいため、改良の余地がある。

2.3 管理路の構造に関する検討

(1) 継手部の細部構造

継手構造の性能確認を行うため載荷試験を行うこととし、予察試験をふまえて、次のパラメータを設定した。

- ・縁端距離 : 5d (写真-3に継手部構造を示す)
- ・添接板の材質 : ハンドレイアップ成形 GFRP 材
- ・接合方法 : ボルト (M10) 接合



写真-3 継手部構造 : 縁端距離 5d

Photo 3 Coupling part structure

試験体は CH200×70×8t×3800 とし、試験体中央の継手部を載荷治具により載荷した。設計荷重時のたわみ制限値 $L/500$ を満足し、母材や添接板に異常な割れは発生しなかった。なお、設計荷重の4倍程度で継手部下端に開口部が発生した。

(2)手摺りの細部構造

前出の試験施工体②に関するヒアリング結果より、図-3に示す現行の手摺りの横方向たわみを小さくして安心感を増す構造について検討を行った。

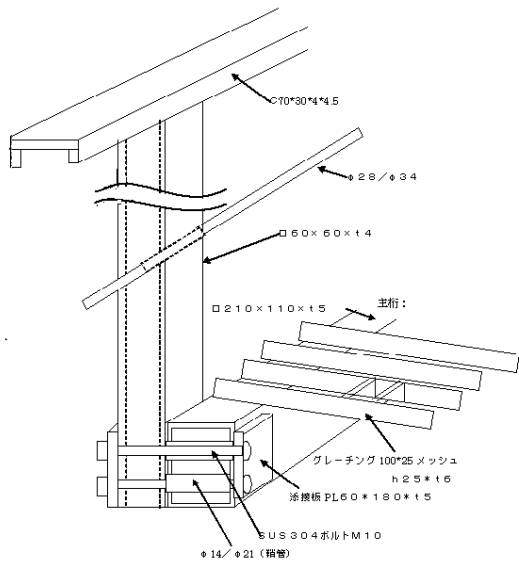


図-3 GFRP製管理路の構造図

Fig.3 Construction drawing of inspection way

手摺りの固定方法に対する改良案は、手摺りの継目を300mmの鞘管とブラインドリベットで接合する「ジョイント案」(図-4)およびジョイント案を併用する「支柱基部を押さえ金物で補強する案」、「支柱基部を内管補強する案」、「支柱基部に樹脂モルタルを充填する案」とした。



図-4 ジョイント案

Fig4 Collaboration idea

実寸大模型を用いたたわみ測定は、図-5の要領で行い、手摺り頂部に70kg/mの水平力を作用させた。

手摺りの継目をジョイントしない場合を含めた手摺りのたわみ測定結果を図-6に示す(ここでは、押さえ金物で補強する範囲、内管補強する範囲、樹脂モルタルを充填する範囲を主桁高さと同じ210mmとしたケースについて示す)。

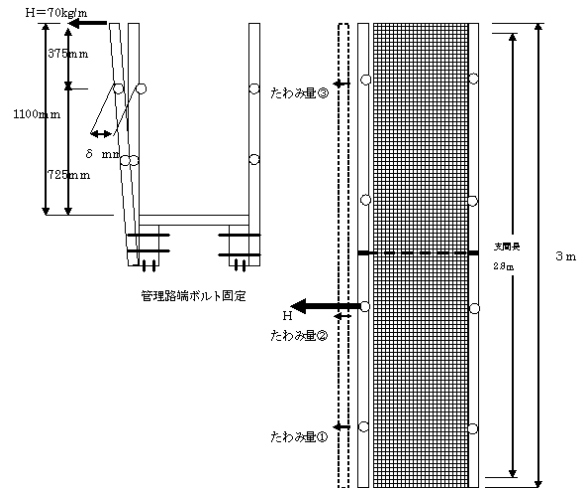


図-5 手摺りのたわみ測定

Fig.5 Bend measurement of handrail

手摺りの継目をジョイントした場合、たわみ量は30mm程度以下となり効果が大きいことがわかる。しかし、他の改良との併用による効果の変化は大きくない。

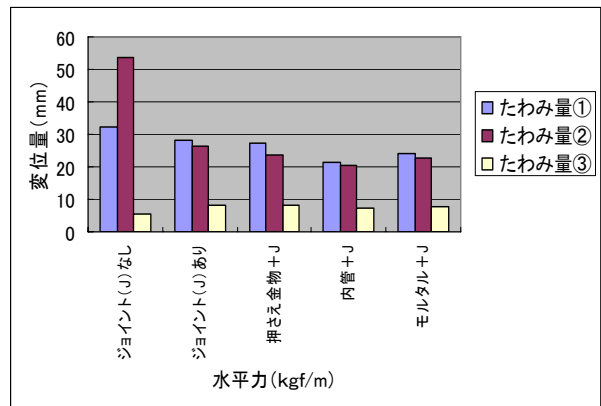


図-6 手摺りのたわみ測定結果

Fig.6 Bend result of a measurement of handrail

3. 今後の予定

今後は、設置箇所選定の指標および標準的なGFRP製管理路の仕様についてとりまとめる予定である。

関連公表論文

- 1) 大谷康史、鈴木周一、薄井稔弘：橋梁付属物の維持管理費縮減に関する調査検討、土木学会年次学術講演会、2006.9
- 2) 秦 健作、大谷康史、薄井稔弘：橋梁管理路に対するFRP材料の適用性検討、本四技報、Vol31、No.109、pp.13-18、2007.9
- 3) 大谷康史、荻原勝也、光畑英樹：FRP製管理路の载荷試験報告、土木学会年次学術講演会、2008.9
- 4) 森下尊久、荻原勝也：FRP製橋梁管理路の試験施工中間報告、第3回FRP複合構造・橋梁に関するシンポジウム、pp.165-168、2009.7

鋼橋の疲労に関する検討

A study on fatigue of steel bridge

長大橋技術センター 診断・構造グループリーダー

山田 郁夫

Ikuo Yamada

神戸管理センター付き

森山 彰

(前) 長大橋技術センター 耐風・構造グループサブリーダー

Akira Moriyama

長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー

山口 和範

Kazunori Yamaguchi

1. 研究目的及び経緯

鋼橋の疲労は大型車両の交通量が多い都市高速道路などで問題となっているが、本四高速においても将来的に疲労き裂が発生する可能性があり、効率的でかつ早期に疲労き裂を発見できるように「疲労点検重要箇所図」の整備を進めている^{1),2)}。

また、センシング技術を利用して、疲労き裂の兆候を効率的にモニタリングし、維持管理の合理化に資する技術を検討している。その一環として、第一伊弉高架橋に疲労センサを設置し、その適用性試験を実施した。ここでその試験結果を報告する。

2. 研究内容

2.1 疲労センサの概要

疲労センサは、図-1に示すとおり金属箔の試験片にスリットを入れ、先端から発生するき裂長から計測部材の累積疲労損傷度を推定するものである³⁾。原理は、センサのき裂長と計測部材の累積疲労損傷度がほぼ比例することを利用している。

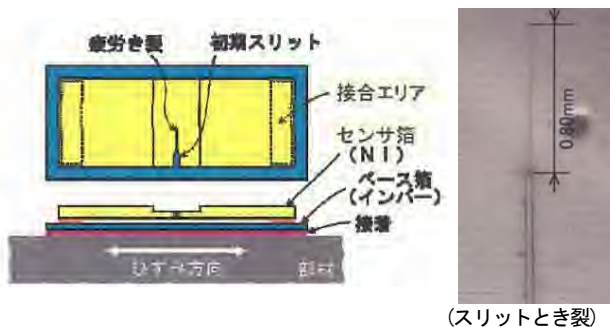


図-1 疲労センサ
Fig.1 Fatigue Detecting sensor

計測で用いた疲労センサは鋼板に発生する応力範囲が25MPa以上でき裂が進展するものを適用した。

2.2 計測箇所

第一伊弉高架橋は、鋼3径間連続非合成钣桁橋であり、疲労センサを貼付けた箇所は神戸側の第1径間である(図-2)。疲労センサは図-2に示す12箇所で、平成20年3月11日から平成21年3月10日までの1年間設置した。また、疲労センサとひずみゲージによる計測結果の比較を行うため、ひずみゲージによる計測を平成20年3月17日から19日までの72時間連続で実施した。

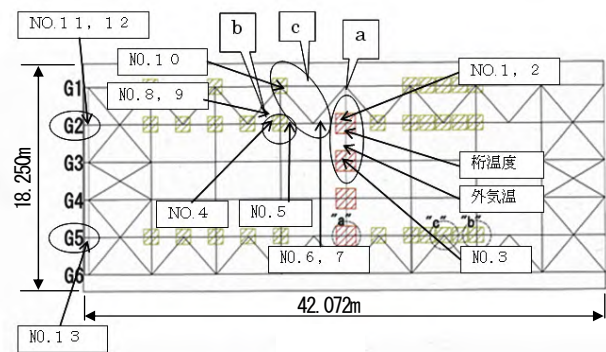


図-2 計測箇所(第一伊弉高架橋)
Fig.2 Measurement point

2.3 計測結果

前述のとおり12箇所で疲労センサによる計測を実施したが、比較的長いき裂が疲労センサの金属箔に発生したのは図-2のNo. 7とNo. 12の2箇所のみであった。No. 7は横構ガセット部の溶接から15mm離れた箇所であり、No. 12はG2桁支承ソールプレートの溶接部から15mm離れた箇所である。それぞれの計測状況とひずみゲージより計測した応力範囲の頻度を図-3から図-6に示す。



図-3 No. 6, 7の計測状況
Fig.3 Measurement conditions of No.6, 7

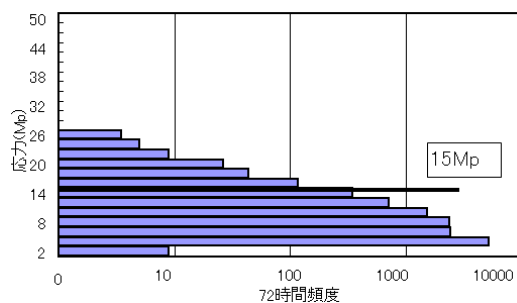


図-4 応力範囲の頻度 (No. 7)
Fig.4 Distribution of stress range (No.7)

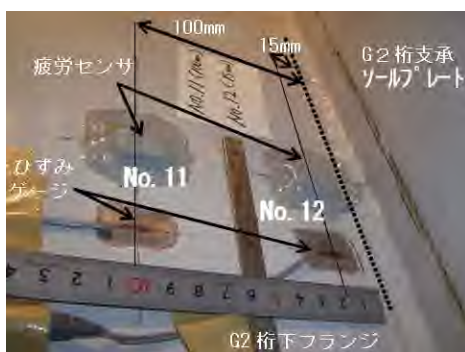


図-5 No. 11, 12の計測状況
Fig.5 Measurement conditions of No.11, 12

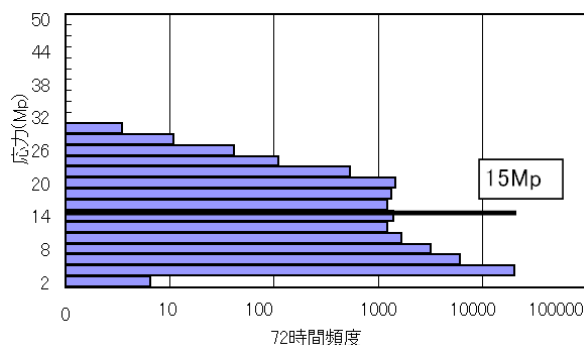


図-6 応力範囲の頻度 (No. 12)
Fig.6 Distribution of stress range (No.12)

2. 4 疲労センサとひずみゲージの計測結果の比較

No. 7とNo. 12の着目している構造ディテールの疲労の強度等級はG等級となる⁴⁾。No. 7とNo. 12は溶接部から15mm

と近接し応力集中の影響が無視できないため、この位置での計測結果をそのまま用いて疲労寿命を推定するのは望ましくないが、疲労センサの精度を検証する観点からひずみゲージの計測結果(図-4、図-6)から推定される疲労寿命との比較を行った。その結果を表-1に示す。

表-1 疲労寿命の比較
Table1 Comparative of fatigue life

	No.7	No.12
強度等級	G	G
疲労センサの亀裂長	0.05mm	0.80mm
①疲労寿命(疲労センサの分析より) ※	462年	50年
②疲労寿命(ひずみゲージの計測結果より) ※	217年	19年
①/②	2.1	2.6

※ 疲労寿命とは橋梁を供用してから疲労亀裂が発生するまでの年数の予測値

その結果、表-1の②に対する①の比率は2倍程度となった。この差異の1つの原因は疲労センサの感度が25MPaであるのに対し、実際の継手の疲労の打ち切り限界が小さいことがあると思われる。参考のため、図-4、図-6に設計指針⁴⁾のG等級の打ち切り限界15MPaを表示した。また、この2箇所については応力集中の影響が無視できず、主応力の方向に必ずしも疲労センサが貼付けられていないことも1つの原因と考えられる。

これ以外の疲労センサではき裂がほとんど金属箔に発生していなかったが、対応する箇所のひずみゲージによる応力推定でもほとんど25MPaを超えておらず、疲労センサの計測結果と整合性がある。

前述したように誤差要因は様々考えられるが、疲労センサによる疲労寿命予測とひずみゲージによる疲労寿命予測は概ね一致することが実橋で確認できたと考えられる。

3. まとめ

今回の疲労センサの適用結果のまとめと今後の適用への注意事項を以下に示す。

- 1) 疲労センサによる疲労寿命予測とひずみゲージによる疲労寿命予測は概ね一致することが実橋で確認できた。
- 2) ただし、応力集中が大きい箇所での計測は適切に補正し、評価する必要がある。
- 3) 疲労センサには所定の感度が設定されているので、実橋で発生する応力範囲を十分把握し、適用することが望ましい。

参考文献

- 1) 森山 彰、薄井稔弘：鋼橋の疲労に着目した点検箇所に関する考察、本四技報 Vol.30 No.107、2006.9
- 2) 横井芳輝：鋼床版の疲労ハザードマップの検討、本四高速(株)第17回技術発表会発表論文集、pp.47~50、2007.7
- 3) 川口、大垣、阿部、上野等：橋梁の建設からメンテナンスへー橋梁診断技術一、川崎重工技報 157号、2005.1
- 4) (社)道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針、2002.3

ケーブルバンドすべり安全性の検討

A study on slip safety of cable bands

長大橋技術センター 診断・構造グループリーダー

山田 郁夫

Ikuo Yamada

神戸管理センター付き

森山 彰

(前) 長大橋技術センター 耐風・構造グループサブリーダー

Akira Moriyama

長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー

山口 和範

Kazunori Yamaguchi

1. 研究目的及び経緯

吊橋のケーブルバンド（以下、「バンド」という）はケーブルバンドボルト（以下、「ボルト」という）に軸力を導入することで主ケーブルに摩擦により固定される。管理段階においてボルト軸力は、設計時の想定（30%の軸力抜けですべり安全率3.0を確保）を上回る軸力低下が経時的に生じることが判明している^{1), 2)}。

しかしながら、設計時の考え方を厳密に維持管理に適用するとボルト軸力の計測やボルトの増し締め回数が多くなり、維持管理のコストアップに繋がる。このため、平成19年度には、ボルト再締め付け10年後のボルト軸力計測を実施した大島大橋の鞍掛け方式のバンドを対象に、「大島大橋ボルト軸力の管理基準（案）」を策定した³⁾。詳細は文献3)、4)のとおりであるが、概要を以下に示す。

- ① ハンガー張力； 実橋の値を適用
- ② ボルト軸力残留率； 平均 (μ) 60% 以上
最小 ($\mu - \sigma$) 50% 以上
- ③ バンドすべり安全率； 平均 (μ) 3.0 以上
最小 ($\mu - \sigma$) 2.5 以上

平成20年度は、大地震時や予想外のボルト軸力の減少が生じた場合の安全性の検証を行うため、

- ① 大地震時、暴風時のバンドの滑動力の把握
- ② 3次元FEM解析によるバンドのすべり解析

を実施した。ここでその成果を報告する。

2. 研究内容

2.1 解析の対象

解析の対象は図-1に示す明石海峡大橋のピン定着方式

の長バンド（タイプH）と短バンド（タイプM）とした。

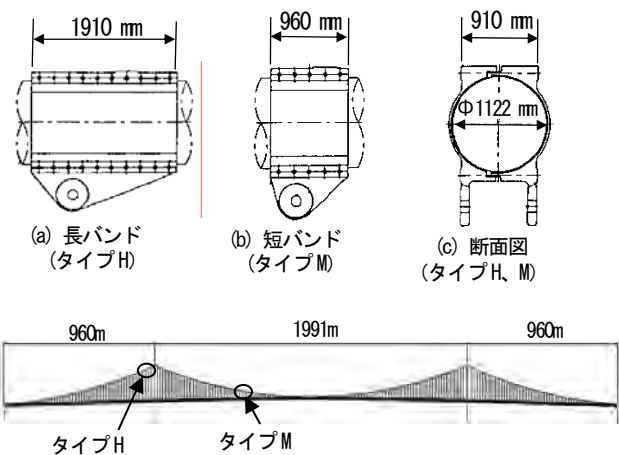


図-1 解析の対象（明石海峡大橋）
Fig.1 Object of analysis (Akashi Kaikyo Br.)

2.2 地震時、暴風時のバンド滑動力

表-1に大規模地震時（六甲・淡路断層帯による地震）および暴風時のバンド滑動力を整理した結果を示すが、滑動力の大きい長バンドにおいて常時の滑動力を超えておらず、常時とほぼ同程度とみなすことができる。

表-1 バンド滑動力

Table 1 Slipping Force of cable bands

(a) 長バンドの滑動力

	ハンガー張力 T (kN)	ハンガー傾斜角(deg.)			バンド滑動力 T·sin θ (kN)
		初期角度	変化角	合計 θ	
常時(設計張力)	2433 (1.00)	23.5	-	23.5	970 (1.00)
暴風時	2211 (0.91)	23.5	0.2	23.7	888 (0.92)
地震時	2317 (0.95)	23.5	0.2	23.7	933 (0.96)

(b) 短バンドの滑動力

	ハンガー張力 T (kN)	ハンガー傾斜角(deg.)			バンド滑動力 T·sin θ (kN)
		初期角度	変化角	合計 θ	
常時(設計張力)	2551 (1.00)	9.5	-	9.5	421 (1.00)
暴風時	2140 (0.84)	9.5	0.5	10.0	370 (0.88)
地震時	2493 (0.98)	9.5	0.9	10.4	449 (1.07)

2.3 3次元FEM解析によるバンドのすべり解析

(1)解析モデル

バンドのすべりに対する解析は図-2に示すソリッド要素などによる3次元弾塑性有限変位FEM解析で実施した。ここで、主ケーブルの弾性係数は空隙の影響を考慮し $5,900\text{N}/\text{mm}^2$ に低減している。また、ケーブルとバンドはギャップ要素で接続してケーブルとバンドが局部的に非接触になった場合を考慮できるようにするとともに、摩擦係数はバンドの設計値である0.15を採用した。

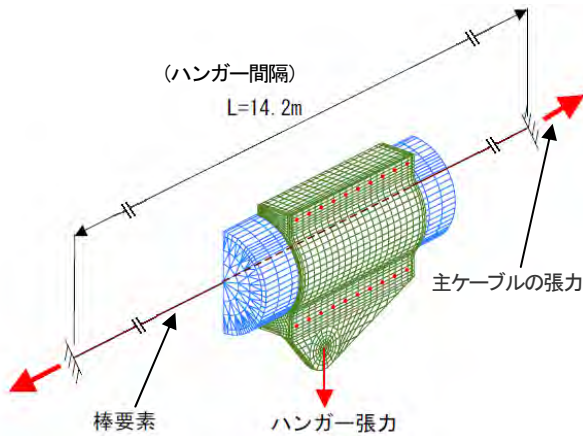


図-2 解析モデル (明石海峡大橋)
Fig.2 Analysis model (Akashi Kaikyo Br.)

(2)解析ケース

解析ケースは長バンドおよび短バンドに対してそれぞれボルト軸力が初期導入軸力の100%、50%、30%の3ケースに着目し、ハンガー張力を設計張力の100%から300%に漸増させた。

(3)バンドの滑動に対する安全性

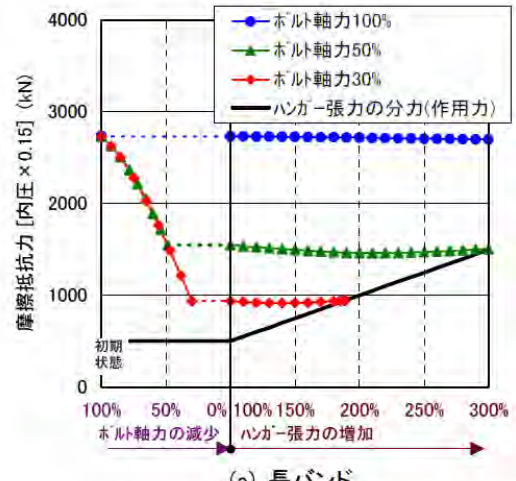
解析結果を図-3に示す。短バンドの場合、いずれのケースにおいてもハンガー張力が設計張力の300%になってもバンドがすべることには無かった。一方、長バンドの場合、ボルトの残存軸力が30%のケースにおいてハンガー張力が設計張力の180%程度でバンドのすべりが発生した。しかし、ボルトの残存軸力が50%のケースではハンガー張力が設計張力の300%でバンドのすべりが発生しておらず、ボルト軸力の減少が1/2になったとしてもすべり安全率は3.0を確保しているものと考えられる。

設計ではボルトの締付けによるフープテンションがバンドの円周に均一に作用するものと仮定しているが、実際にはハンガー張力の増加に伴いケーブルの上側に大きな接触力が働き、すべりに対する抵抗力を増したものと考えられる。

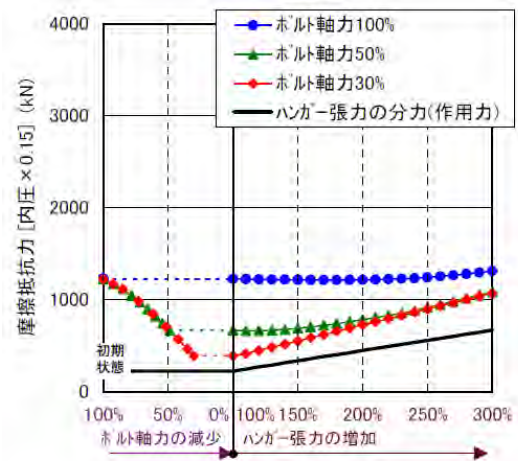
3. まとめ

今回の解析では大規模地震時および暴風時の滑動力を

整理したが、常時と有意な差がなかった。また、3次元FEM解析によるすべりの詳細な解析では、ボルト軸力の減少が1/2になったとしてもすべり安全率は3.0を確保しており、「大島大橋ボルト軸力の管理基準(案)」の基準値は安全側であると考えられる。



(a) 長バンド



(b) 短バンド

図-3 バンドの滑動に対する安全性

Fig.3 Slip safety of cable bands

参考文献

- 1) 森山 彰：吊橋ケーブルバンドボルトの管理手法に関する検討、本四技報、Vol.31 No.108、2007.3
- 2) 森山 彰、山田郁夫、横井芳輝：吊橋ケーブルバンドのすべり安全性に関する検討、土木学会第62回年次学術講演会 I-148、2007.9
- 3) 山田郁夫、森山 彰：大島大橋ケーブルバンドの維持管理、本四技報、Vol.33 No.112、2009.3
- 4) 山口和範、山田郁夫、森山 彰：吊橋ケーブルバンドの維持管理に関する検討、土木学会第64回年次学術講演会 I-109、2009.9

円形断面ケーブルの制振対策検討

Investigation of aerodynamic characteristics of circular section cables

長大橋技術センター 耐風・耐震グループ リーダー 福永 勸
Susumu Fukunaga
長大橋技術センター 耐風・耐震グループ サブリーダー 楠原 栄樹
Shigeki Kusuhara

1. 研究目的及び経緯

円形断面を有するケーブル部材は橋梁の各所に採用されており、明石海峡大橋のハンガーロープ、斜張橋(櫃石島橋、岩黒島橋)の並列ケーブルを始めとして、風による振動も数多く報告されている(表-1)。一般に、円形断面ケーブルの適用にあたっては、建設時に風洞試験を始めとした様々な検討を実施し、構造上の問題が発生しないように必要な対策を実施している。一方、風洞試験だけでは明らかにできない現象や検討時点では明らかとなっていなかった現象も存在することから、供用後においても検討が必要となっている。

このような背景のもと、2006年度より供用後に確認された新たな振動および当初の制振対策の効果の確認を実施している(表-2)。本報告では、2008年度に実施した明石海峡大橋および多々羅大橋の現地振動計測結果を中間報告として紹介するものである。

表-1 本四連絡橋のケーブル構造と風による振動

Table-1 Cable systems of HSB and wind-induced vibration

橋梁名	ケーブル形式	発生振動				
		KV	RV	WF	WG	
吊橋	明石海峡大橋	PE被覆PWS	○		○	
	大鳴門橋	CFRC			-	-
	下津井瀬戸大橋	CFRC			-	-
	南北備讃瀬戸大橋	CFRC			-	-
	因島大橋	CFRC			-	-
	大島大橋	CFRC			-	-
斜張橋	来島海峡大橋	PE被覆PWS	○		-	-
	櫃石島・岩黒島橋	PE被覆PWS	○	○		○
	新尾道大橋	ステンレスカパー	○		-	-
	生口橋	PE被覆PWS	○		-	-
	多々羅大橋	PE被覆PWS	○	○	-	-

注1) KV: 渦励振、RV: レインバイブレーション、WF: ウェイクフラッター、WG: ウェイクギャロッピング

注2) ○: 発生を確認、-: 対象外振動

表-2 調査スケジュール

Table-2 Schedule of investigation

	2006	2007	2008	2009	2010
来島海峡大橋	—	—			
多々羅大橋		—	—	—	—
明石海峡大橋		—	—	—	—

—: 現地観測、—: 評価

2. 調査内容

2.1 明石海峡大橋イルミネーションケーブル

明石海峡大橋のケーブル照明(イルミネーションシステム)用の電源供給用ケーブルおよび信号制御用ケーブルにおいて破損の発生が数カ所確認された。これらのケーブルは主ケーブル上の点検管理用に設置しているハンドロープに敷設されており、このハンドロープの振動が原因で損傷したものと考えられた。

ハンドロープの振動原因を調査するため、実橋に各種センサを取り付ける必要があるが、高所かつ狭隘な箇所への設置となることを考慮し、近年の進歩が著しいFBG(Fiber Bragg Grating)型光ファイバセンサによる観測を実施している。

イルミネーション用ケーブルの損傷のうち、主塔より最も近い箇所(主塔から200m程度離れた箇所)を選定し、光ファイバセンサおよび超音波風向風速計を設置し、振動状況の計測を実施した。計測機器の設置状況を図-1に示す。

2008年2月以降に得られた結果を図-2に示す。2008年度には台風の上陸が無かったことから、平均風速18m/s程度までのデータしか得られていない。これまでに得られたデータでは、風速と振動の間に特徴的な相関関係が認められていないことから、より多くのデータによる分析を実施するため、2009年度も計測を継続中である。

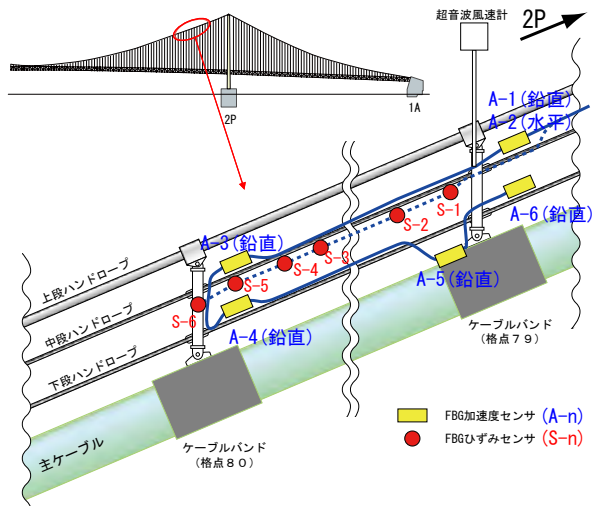


図-1 計測機器の設置位置図

Fig.1 Sensor arrangement for Akashi Kaikyo Bridge

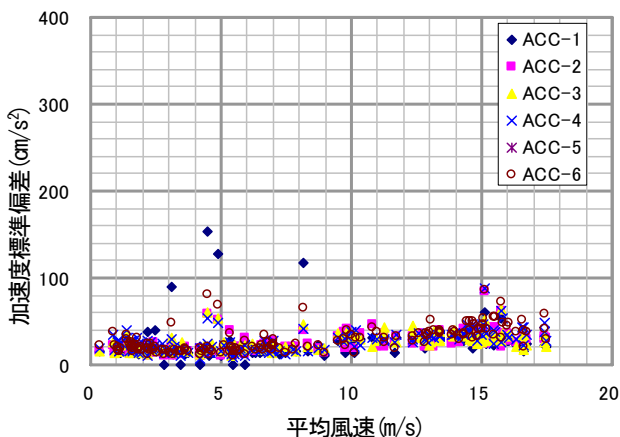


図-2 現地観測結果 (2008.3-2009.3)

Fig.2 Result of field measurement (2008.3-2009.3)

2.2 多々羅大橋ケーブル

多々羅大橋については、以下の事項を明らかにすることを目的として、2007年9月より振動および現地風の計測を実施している。

- 1) レインバイブレーション対策として採用したインデントケーブルの実橋での制振効果の検証
- 2) 建設段階では明らかとされていなかったドライギャロッピングの発生可能性の調査

計測機器(風向風速計、加速度計、雨量計)の配置は、図-3に示すとおりである。

現地計測で得られたケーブルの振動(最大加速度)と現地の風速の関係は図-4に示すとおりである。2008年度の現地計測においては、台風が近傍を通過することがなく、最大でも18m/s程度の風しか観測されていない。

鉛直に近い角度で設置されたC22ケーブルは、レインバイブレーションを考慮しなくても良いケーブルであるが、風速10m/s程度で振動が発達する兆候が1ケースのみ確認された。しかし、発生した振幅は許容値の半分以下であり、振動状況の把握に至らなかった。

そのため、2009年度も計測機器を存置し、引き続き振動状況を判断するためのデータ収集を継続中である。

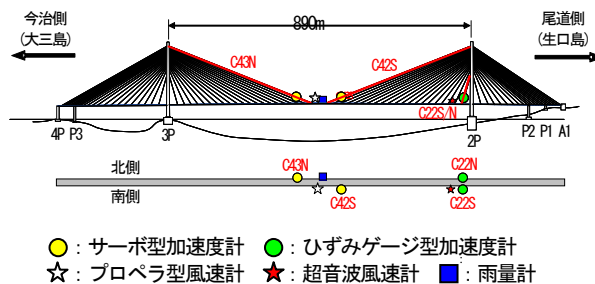


図-3 多々羅大橋ケーブルの計測機器設置状況

Fig.3 Sensor arrangement for Tatara Bridge

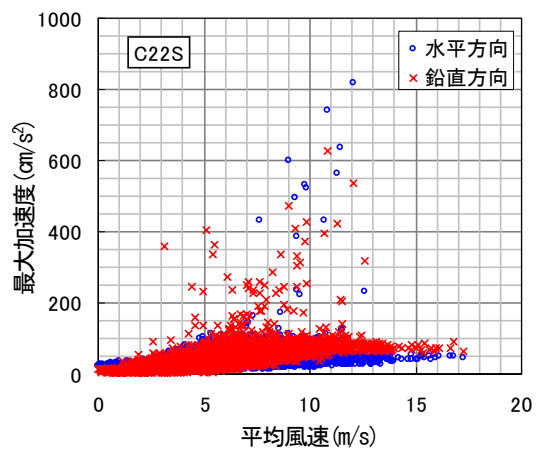
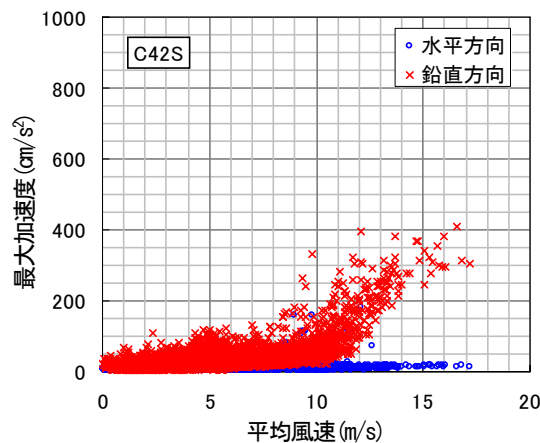


図-4 現地観測結果 (2007.9-2009.3)

Fig.4 Result of field measurement (2007.9-2009.3)

関係公表論文等

- 1) 楠原栄樹、横井芳輝：明石海峡大橋イルミネーションケーブルの振動計測(中間報告)、本四技報、Vol.33、No.111、pp.2-5、2008.9
- 2) 山田郁夫、楠原栄樹：多々羅大橋ケーブルの耐風性検証(中間報告)、本四技報、Vol.33、No.112、pp.25-30、2009.3
- 3) 楠原栄樹、山田郁夫、福永 勲：多々羅大橋のケーブル振動計測結果(第一報)、土木学会第64回年次学術講演会、I-508、2009.9

海峡部橋梁の耐震補強検討

Seismic Retrofit of Strait Crossing Bridges

長大橋技術センター 耐風・耐震グループリーダー 福永 勲
Susumu Fukunaga
長大橋技術センター 耐風・耐震グループサブリーダー 竹口 昌弘
Masahiro Takeguchi
長大橋技術センター 耐風・耐震グループサブリーダー 遠藤 和男
Kazuo Endo

1. 目的および経緯

平成 7 年の兵庫県南部地震以降、海峡部橋梁（取付高架橋含む 44 橋）について、橋梁形式ごとに代表橋梁を選定し、設計で考慮されていない内陸直下型の大規模地震時における安全性を概略的に照査してきた。

そのような中、平成 17 年 3 月に国土交通省より「道路、新幹線の橋梁の耐震補強の推進について」の施策が示され、長大橋梁については、「構造特性や地盤状況に応じて専門的な解析を行い、その結果、補強の必要が生じた場合は 3 箇年プログラムの期間中に必要な措置を行う」とされた。これを受けて、本四公団としての「緊急輸送道路の橋梁耐震補強 3 箇年プログラム（以下、3 箇年プログラムという）」を策定し、H17～H19 年度の 3 箇年で耐震補強を実施することとなった。

この施策に基づき、本四連絡橋の海峡部橋梁については、概略の耐震性照査で落橋等の致命的な損傷に至る可能性のある橋梁を、3 箇年プログラムとして耐震性能の向上を図ることとなった。対象橋梁は、多柱基礎・側塔・バックステイ径間を有する特殊な吊橋の大鳴門橋、大規模な支承を有する瀬戸大橋のトラス 3 橋（櫃石島高架橋トラス、与島橋、番の州高架橋トラス）である。

海峡部橋梁（取付高架橋含む）に対して、3 箇年プログラム以降の取り組みとしては、最新の地震情報と知見に基づき設定した各架橋サイトで発生が想定される大規模地震動に対して耐震補強検討を行っているところである。以下に、平成 20 年度に実施した明石海峡大橋、舞子高架橋、松帆高架橋、門崎高架橋、孫崎高架橋の耐震補強検討結果の概要について報告する。このうち、明石海峡大橋（本橋）については文献 1) を、耐震補強検討に用いた大規模地震動については文献 2) を参考にされたい。

2. 検討結果

2.1 明石海峡大橋

耐震補強検討に用いた大規模地震動には、東南海・南海地震、六甲一淡路断層帯及び伏在断層の 3 種類の地震を考慮した²⁾。

(1) 本橋

3 次元全橋骨組みモデルを用いた地震応答解析を実施したところ、主塔の塔柱基部及び下段水平材で座屈強度を超過する応答が発生したが、主ケーブル、ハンガーロープ、補剛桁の応答は弾性範囲内となるとともに、基礎の安定は確保される結果となった。主塔については、詳細検討としてシェル要素を用いた FEM 解析を実施し、耐力・変形特性を把握したところ、地震時の発生断面力は最大耐力に対して余裕があるとともに、損傷の程度は軽微であることが確認できたことから主塔の損傷を許容することとした。その他、一部の道路桁支承やオイルダンパー（側径間補剛桁-主塔間に設置された耐風安定化部材）が破壊する結果となったが、これら破壊は橋としての機能に及ぼす影響は小さく、修復も可能であることから損傷を許容することとした。また、補剛桁-アンカレイジの衝突、センターステイクケーブルの降伏、ストッパー（側径間補剛桁の過大な橋軸方向変位を拘束する部材）の降伏が生ずる結果となったが、これらの損傷も橋としての機能に及ぼす影響は小さく、損傷は許容することとした。

一方、主塔側径間側の伸縮装置が破壊する結果となった。この破壊により路面に大きな貫通穴（2.3m 程度）を空け、通行車両の地震時走行安全性に重大な影響を及ぼす可能性があることから、通行車両の落下防止対策を施すこととした。また、道路面を構成するために主塔下段水平材上に設置された渡り桁支承が損傷して橋軸直角

方向の拘束を失う結果となった。この損傷により渡り桁が直角方向に大きく変位し、渡り桁に固定されている伸縮装置に損傷が連鎖する可能性があることから、渡り桁の直角方向変位を拘束する対策を施すこととした¹⁾。

(2) 上屋

上屋橋 (図-1) の耐震補強検討では、アンカレイジー地盤一体の FEM モデルで算出したアンカレイジー天端における応答加速度を入力地震動とした 3 次元骨組みモデルを用いた地震応答解析により行った。

耐震性能照査結果および対策項目を表-1 に示す。支承部では水平反力が支承耐力を超過することが確認された。これに対しては、橋軸直角方向に変位制限構造を設置する計画とした。なお、1A 上屋橋の各支承部では、橋軸方向地震時に移動可能量を超過しサイドブロックボルトが損傷するが、ゴム支承の変形量 (ゴムのせん断ひずみ) は、許容値 (250%) 以内である。そのため、橋軸方向地震後も支承機能を有すると判断できることから、橋軸方向の変位制限構造は設置しない方針とした。

2.2 舞子高架橋および松帆高架橋

舞子高架橋および松帆高架橋 (図-2、図-3) の耐震補強検討に用いた大規模地震動には、東南海・南海地震、六甲一淡路断層帯及び伏在断層の 3 種類の地震を考慮した²⁾。舞子高架橋は、P6 橋脚における基礎-地盤一体の FEM モデルで算出した地表面波により地震応答解析を行った³⁾。松帆高架橋は、地盤応答解析により基礎底面位置で算出した地震動により地震応答解析を行った。

耐震性能照査結果および対策項目を表-2 に示す。橋脚については、舞子高架橋、松帆高架橋ともに橋軸方向

地震時に P2 橋脚でせん断耐力を超過する応答が確認された。これについては、連続炭素繊維シート巻きによるせん断補強で対策する予定である。橋台部の可動支承について、橋軸直角方向地震時に水平反力が支承耐力を超過することから、変位制限構造を設置し、所要の安全性を確保する予定である。一方、舞子高架橋では橋軸方向地震時に支承の移動可能量を超過し、ストッパーが破損する恐れがあるが、上部構造と橋台パラペットとは衝突する恐れはなく、伸縮装置の伸縮量も許容範囲内であるため、特に対策は施さない予定である。その他、上部構造や基礎は、所要の耐震性能を有することが確認された。

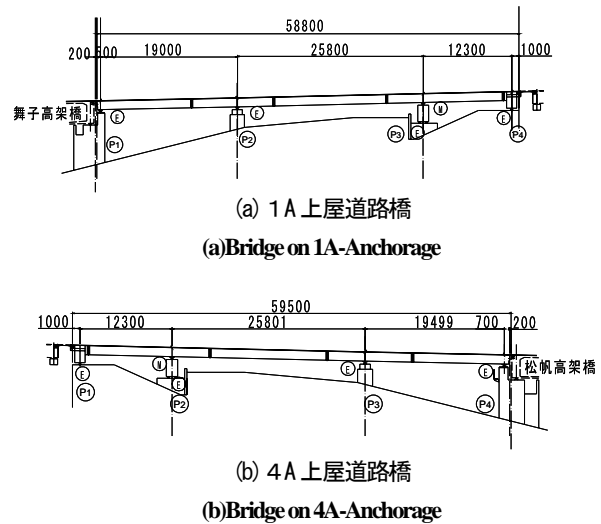


図-1 明石海峡大橋上屋道路橋

Fig.1 Bridge on Anchorage of Akashi-Kaikyo Bridge

表-1 耐震性能照査結果と対策項目 (明石海峡大橋上屋道路橋)

Table 1 Results of Seismic Performance Verification and Countermeasure Contents (Bridge on Anchorage of Akashi-Kaikyo Bridge)

橋梁名			1A上屋道路橋				4A上屋道路橋				
上部工形式			鋼3径間連続鋼床版版桁				鋼3径間連続鋼床版版桁				
支承条件			弾性	弾性	可動	弾性	弾性	可動	弾性	弾性	
照査結果	部材	解析方向	照査項目								
			変形量	P1	P2	P3	P4	P1	P2	P3	A2
	支承	橋軸方向	変形量	○	○	○	○	○	○	○	○
			サイドブロックボルト	×	×	×	×	○	○	○	○
	橋軸方向	水平方向耐力	○	×	○	○	×	○	×	○	
		橋軸方向	曲率	○	○	-	-	-	-	○	○
	橋脚	橋軸方向	せん断耐力	○	○	-	-	-	-	○	○
			曲率	○	○	-	-	-	-	○	○
直角方向		せん断耐力	○	○	-	-	-	-	○	○	
対策項目	落橋防止システム	落橋防止構造 ^{注1)}	-	-	-	-	-	-	-	-	
		変位制限構造	橋軸方向	注2)	注2)	注2)	注2)	注2)	注2)	注2)	注2)
			直角方向 ^{注3)}	●	●	●	●	●	●	●	●

凡例) ○: 耐震性能照査が満足
 ×: 耐震性能照査が満足しない
 -: 照査対象外
 ●: 対策実施

注 1) 既設の落橋防止構造 (耐震連結装置) を活用することにより新規不要。
 注 2) 橋軸方向に対しては、移動可能量超過によりサイドブロックボルトが損傷するが、ゴムの変形量 (せん断ひずみ) は許容値 (250%) 以内であり、地震後も支承機能を有すると判断できるため、変位制限構造は設置しない。
 注 3) 直角方向に対しては、各橋脚位置において、死荷重反力値の比率で総支承反力値を分担する。

2.3 門崎高架橋および孫崎高架橋

門崎高架橋および孫崎高架橋（図-4、図-5）の耐震補強検討に用いた大規模地震動には、東南海・南海地震、金剛-淡路断層帯、鳴門-石鎚断層帯及び伏在断層の4種類の地震を考慮した。門崎高架橋は、工学的基盤の地震動により地震応答解析を行った。また、孫崎高架橋は、地盤応答解析により基礎底面位置で算出した地震動により地震応答解析を行った。

耐震性能照査結果および対策項目を表-3に示す。

門崎高架橋については、すべての橋脚で所要の耐震性能を有する。支承は3径間部のすべての支承と4径間部のT4PとT8Aの支承で橋軸直角方向地震時に水平耐力が

支承耐力を超過することから、変位制限構造を設置することにした。また、支承高さが約0.9m程度と高く、支承部が損傷した場合でも路面に発生する段差を極力防止するとともに、上部構造の支承からの落下による大きな損傷を防止するために、端支点およびかけ違い部に段差防止構造を設置することとした。

孫崎高架橋については、橋軸方向地震時において、M1P、M2P橋脚の柱および横ばりのせん断耐力がせん断耐力を超過することから、連続炭素繊維シート巻きによるせん断補強で対策する予定である。また、支承部の水平反力が支承耐力を超過することから、変位制限構造を設置することとした。

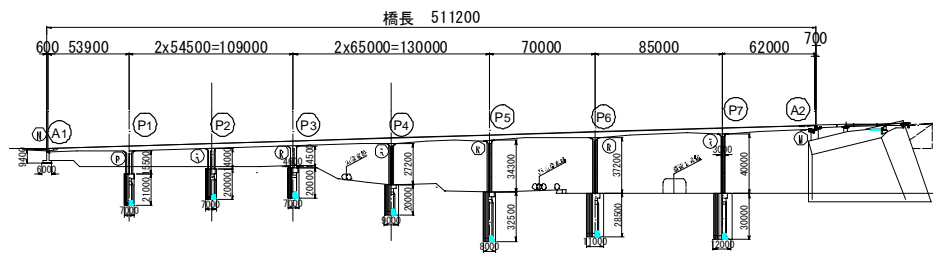


図-2 舞子高架橋
Fig.2 Maiko Viaduct

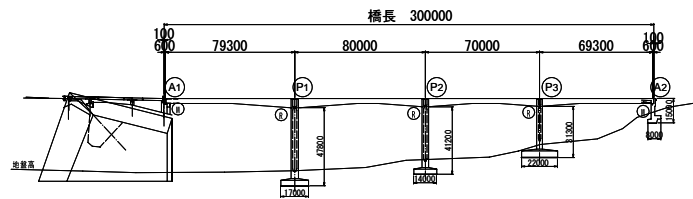


図-3 松帆高架橋
Fig.3 Matsuho Viaduct

表-2 耐震性能照査結果と対策項目（舞子高架橋、松帆高架橋）

Table 2 Results of Seismic Performance Verification and Countermeasure Contents (Maiko Viaduct, Matsuho Viaduct)

橋梁名			舞子高架橋										松帆高架橋					
上部工形式			PC8径間連続ラーメン箱桁橋										PC4径間連続ラーメン箱桁橋					
支承条件			可動	剛結	剛結	剛結	剛結	剛結	剛結	剛結	剛結	可動	可動	剛結	剛結	剛結	可動	
照査結果	部材	解析方向	照査項目	A1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	A2	A1	P1	P2	P3	A2	
		支 承	橋軸方向	移動量	×	-	-	-	-	-	-	-	-	×	○	-	-	-
	直角方向		水平方向耐力	×	-	-	-	-	-	-	-	-	×	×	-	-	-	×
	橋 脚	橋軸方向	曲率	-	○	○	○	○	○	○	○	○	-	-	○	○	○	-
			せん断耐力	-	○	×	○	○	○	○	○	○	-	-	○	×	○	-
		直角方向	曲率	-	○	○	○	○	○	○	○	○	-	-	○	○	○	-
せん断耐力			-	○	○	○	○	○	○	○	○	-	-	○	○	○	-	
対策項目	落橋防止システム	落橋防止構造(沓座拡幅) ^{注1)}	●	-	-	-	-	-	-	-	-	●	●	-	-	-	-	
		変位制限構造	注2)	-	-	-	-	-	-	-	-	注2)	-	-	-	-	-	
	橋脚補強	せん断補強	-	●	-	-	-	-	-	-	-	-	-	●	-	-	-	

凡例) ○: 耐震性能照査が満足
 ×: 耐震性能照査が満足しない
 -: 照査対象外
 ●: 対策実施

注1) 落橋防止構造の機能は、PCケーブル等による上下部連結方式は構造的に設置が困難なため、十分な桁かかり長（必要けたかかり長の最小値の1.5倍以上）により確保することとし、その桁かかり長が不足する橋台は沓座拡幅で対応する。
 注2) 橋軸方向に対しては、移動量超過によるストッパー破損後も鉛直支持機構を有し、かつ伸縮装置の移動量は許容範囲内であるため変位制限構造は設置しない。

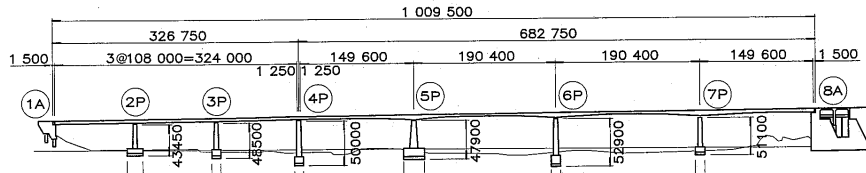


図-4 門崎高架橋
Fig.4 Tozaki Viaduct

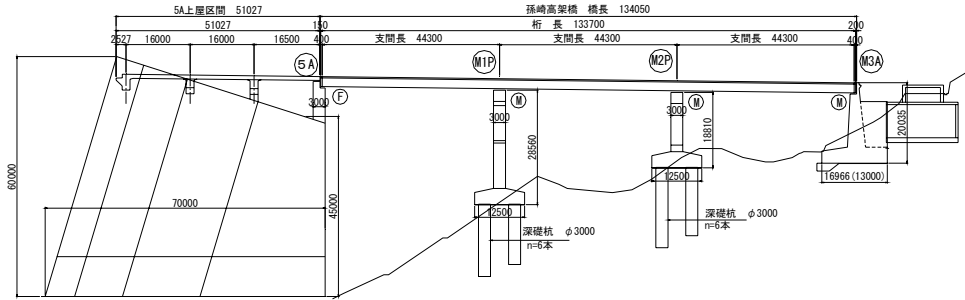


図-5 孫崎高架橋
Fig.5 Magosaki Viaduct

表-3 耐震性能照査結果と対策項目 (門崎高架橋、孫崎高架橋)

Table 3 Results of Seismic Performance Verification and Countermeasure Contents (Tozaki Viaduct, Magosaki Viaduct)

橋梁名			門崎高架橋								孫崎高架橋							
上部工形式			鋼3径間連続鋼床版箱桁橋				鋼4径間連続鋼床版箱桁橋				鋼3径間連続非合成版桁							
支承条件			可動	固定	可動	可動	可動	固定	可動	可動	可動	固定	可動	可動	可動			
照査結果	部材	解析方向	照査項目	T1A	T2P	T3P	T4P	T4P	T5P	T6P	T7P	T8A	5A	M1P	M2P	M3A		
				支承	橋軸方向	移動量	○	-	×	○	○	-	○	○	○	-	○	○
	水平方向耐力	-	○			-	-	-	○	-	-	-	-	×	-	-	-	-
	直角方向	水平方向耐力	水平方向耐力	×	×	×	×	×	-	-	-	×	×	○	○	×	×	
			橋軸方向	曲率	-	○	○	○	○	○	○	○	○	-	-	○	○	-
	橋脚	直角方向	せん断耐力	せん断耐力	-	○	○	○	○	○	○	○	-	-	○	○	-	-
				曲率	-	○	○	○	○	○	○	○	○	-	-	○	○	-
	対策項目	落橋防止システム	落橋防止構造(沓座拡幅)	落橋防止構造	注1)	-	-	注1)	注1)	-	-	-	注1)	●	-	-	●	
変位制限構造				橋軸方向	●	●	●	●	●	-	-	-	●	-	-	-	●	
直角方向			●	●	●	●	●	-	-	-	-	●	-	-	-	●		
段差防止構造 ^{注2)}			●	-	-	●	●	-	-	-	-	●	-	-	-	-	-	
橋脚補強	せん断補強	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	●	●	-	-			

凡例) ○: 耐震性能照査が満足
 ×: 耐震性能照査が満足しない
 -: 照査対象外
 ●: 対策実施

注1) 落橋防止構造の機能は、十分な桁かかり長(必要けたかり長の最小値の1.5倍以上)により確保することとした。
 注2) 支承高さが高い(0.9m程度)門崎高架橋の端支点およびかけ違い部に段差防止工を設置。

3. 今後の予定

今後も引き続き、海峡部橋梁の耐震補強検討を順次進めて行き、平成21年度には、撫養橋(撫養橋北高架橋、撫養橋南高架橋含む)、大島大橋(上屋含む)、および因島大橋上屋の耐震補強検討を完了する予定である。

参考文献

- 1) 福永勸、遠藤和男：明石海峡大橋の大規模地震に対する耐震性照査、本四技報 Vol.33、No.111、pp24-29、2008.9.
- 2) 福永勸、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、pp18-23、2008.9.
- 3) 福永勸、竹口昌弘、遠藤和男、川端淳：明石海峡大橋取付高架橋の大規模地震動に対する耐震性検討、土木学会第64回年次学術講演会、2009.9.

技術ニュース

■「第5回 Strait Crossings」ノルウェーで開催

「第5回海峡横断会議」が2009年6月21日から24日までノルウェーのトロンハイム市で開催された。この会議は、ノルウェー工科大学の主催、ノルウェー公共道路省の後援である。1986年に第1回会議、その後第3回会議まで4年ごとに開催され、前回会議は2001年に開催されている（すべてノルウェー国内で開催）。

今回の会議には、ヨーロッパを中心に25カ国から190名の研究者や技術者が参加した。2つの全体会議での基調講演と16つの分科会での一般発表を併せて84の論文発表があり、「海峡横断全般、海峡トンネル、沈埋トンネル、沈埋浮体式トンネル、橋梁、動態観測、維持管理等」について討論が行われた。

日本からは6名の参加者があり、4つの口頭発表（トンネル関連3論文、橋梁関連1論文）を行った。本四高速からは、長大橋技術センター診断・構造グループの山田が参加し、「吊橋ケーブルバンドボルトの維持管理」について発表した。

全体的には、技術論よりも計画論が中心であり、トンネルに関しては、海底トンネルや沈埋トンネル（浮体式を含む）の発表が多かった。橋梁に関しては、長大橋としてイタリアのメッシナ海峡連絡橋案（単径間吊橋）、イエメン・ジブチの海峡連絡橋案（多径間吊橋）、デンマークのグレートベルト東橋等の発表があり、浮き橋（ノルウェー、アメリカ）の紹介もあった。ノルウェーでは、「トンネルは国内技術、橋梁は外国技術で建設」されているという話を日本人技術者から聞いた。

また、テクニカル・ビジットでは、トロンハイム市内にあるノルウェー港湾技術研究所を訪問した。氷河の崩落によってフィヨルド内で発生が予想される「津波大型模型試験」を見学した。参加者は地球温暖化を含めた自然災害防止の必要性を再認識した。

なお、次回開催時期は未定であるが、ノルウェーの関係者は201X年の開催を希望している。

（長大橋技術センター 診断・構造グループ
リーダー 山田郁夫）



写真-1 Strait Crossings 会議会場（ノルウェー工科大学、トロンハイム）

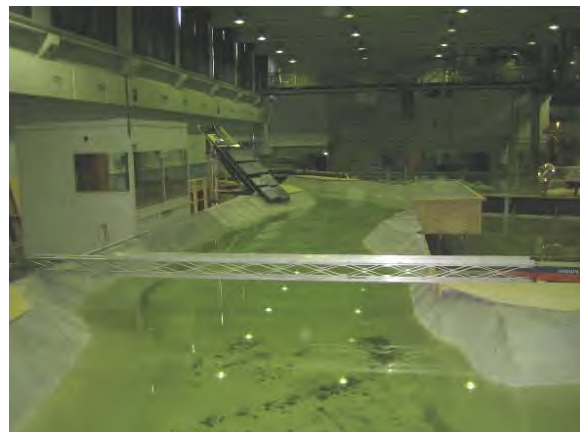


写真-3 津波大型模型試験（ノルウェー港湾技術研究所、トロンハイム）



写真-2 Strait Crossings 開会式（ノルウェー工科大学、トロンハイム）



写真-4 トロンハイム市内の河川に架かる跳ね橋（橋梁の端部に昇開部があり船舶の通行可能）

文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介 (08.08~09.07)

題 名	著 者	雑誌名等	巻 号	年 月	頁
瀬戸大橋開通20周年	藤谷邦夫	「工業教育」2008	54	200801	5
本州四国連絡高速道路(株)の関連事業への取り組み	本州四国連絡高速道路(株)	高速道路と自動車		200802	4
フォト・レポート-瀬戸大橋開通20周年	本州四国連絡高速道路(株) 写真提供	道路Vol. 806		200805	4
本州四国連絡高速道路の架橋記念の企画割引	本州四国連絡高速道路(株)	道路Vol. 806		200805	1
高速道路と車の思い出	伊藤周雄	高速道路と自動車 VOL. 51-6		200806	2
平成20年度高速道路事業計画の概要-本州四国連絡高速道路株式会社	本州四国連絡高速道路(株)	高速道路と自動車 VOL. 51-6		200806	4
瀬戸大橋建設技術記	富田大造, 奥田基他	建設物価200807月号 ～ 建設物価200907月号		200807 ～ 200907	
「瀬戸内企業ビジョン」の策定-地域とともに歩む企業として-	本州四国連絡高速道路(株)	高速道路と自動車 VOL. 51-8		200808	5
瀬戸内・四国地域に展開する本州四国連絡高速道路(株)の取り組み	大江慎一	道路Vol. 809		200808	3
平成19事業年度決算について-本州四国連絡高速道路株式会社	経理部経理課	高速道路と自動車 VOL. 51-8		200808	3
トラス橋における免震支取替工法	末廣弘靖, 森脇正生, 橋本龍	土木学会第63回年次 学術講演会		200809	2
長大橋に用いるすべり支承の補修(改良)	末廣弘靖, 森脇正生他	土木学会第63回年次 学術講演会		200809	2
長大橋に用いる大反力用すべり支承のすべり機構に対する検証	末廣弘靖, 森脇正生他	土木学会第63回年次 学術講演会		200809	2
長大橋に用いる大反力用すべり支承のすべり機構の開発	末廣弘靖, 森脇正生他	土木学会第63回年次 学術講演会		200809	2
本州四国連絡橋コンクリート構造物の維持管理	酒井和吉	コンクリート工学 2008. 9		200809	5
明石海峡大橋の耐風対策事例の紹介	秦野啓司, 麓興一郎	Structure No. 108		200810	2
ドームドケーソン工法を用いたアメリカ・サンフランシスコ・オークランド・ベイ橋の基礎工事	河口浩二	基礎工		200811	4
19世紀最大規模のニューマティックケーソン基礎を持つアメリカ・ブルックリン橋	福永勲	基礎工		200811	4
ケニアの道路事情	花井拓	高速道路と自動車		200901	6
本州四国連絡高速道路の企画割引	観光・お客様サービス室	高速道路と自動車		200901	3
本州四国連絡道路の鋼橋疲労に関する取り組み(英語)	山田郁夫, 森山彰, 麓興一郎	ICOSSAR' 09		200909	8