

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.36 No.117 2011.9

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117号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.117

【巻頭言】

マネジメントはマーケティングとイノベーション……………経営計画室 執行役員経営計画室長 佃 長 次… 1
Management consists of marketing and innovation

【技術論文】

大鳴門橋のフラッター解析による耐風性再評価……………長大橋技術センター 耐風・耐振グループリーダー 福 永 勸… 2
Re-evaluation of the aerodynamic stability of the 長大橋技術センター 耐風・耐振グループサブリーダー 角 和 夫
Ohnaruto Bridge using the flutter analysis 長大橋技術センター 耐風・耐振グループサブリーダー 竹 口 昌 弘
長大橋技術センター 耐風・耐振グループサブリーダー 遠 藤 和 男
明石海峡大橋リンク式伸縮装置耐震補強……………長大橋技術センター 耐風・耐振グループサブリーダー 遠 藤 和 男… 8
Seismic retrofit of link-type expansion joint at Akashi-Kaikyo Bridge 神戸管理センター 橋梁維持課長代理 久 米 昌 夫
来島海峡大橋鋼製ケーソン電気防食の現況調査……………岡山管理センター 管制室長 田 向 和 則…12
Survey of existing conditions of steel caisson electric (前)しまなみ今治管理センター 橋梁維持課長
protection of Kurushima Kaikyo Bridge (前)しまなみ今治管理センター 橋梁維持課長代理 川 上 明 彦
東京事務所 技術調整課付 横 井 芳 輝
(前)しまなみ今治管理センター 橋梁維持課

【海外報告】

エジプト……………保全部 保全企画課長 川 上 賢 明…18
橋梁維持管理能力向上プロジェクト詳細計画策定調査
Overseas Report (Arab Republic of Egypt :The project for improvement of
the bridges management capacity)
ベトナム ニャッタン橋の現況について……………長大橋技術センター付 上 村 博 文…24
Overseas Report (Present state of Nhat Tan Bridge, Vietnam) (大日本コンサルタント株式会社 派遣中)

【長大橋技術センター アニュアルレポート】

塗膜劣化の面的評価方法検討……………長大橋技術センター 総括・防食グループリーダー 萩 原 勝 也…32
Study of evaluation method of paint film deterioration 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
明石海峡大橋主塔の制振対策再評価……………長大橋技術センター 耐風・耐振グループリーダー 福 永 勸…34
Re-evaluation for vibration control of the main towers 長大橋技術センター 耐風・耐振グループサブリーダー 角 和 夫
of the Aakashi Kaikyo Bridge 長大橋技術センター 耐風・耐振グループサブリーダー 竹 口 昌 弘
瀬戸大橋の耐震補強検討……………長大橋技術センター 耐風・耐振グループリーダー 福 永 勸…36
A study on sesimic retrofit of Seto-Ohashi Bridges 長大橋技術センター 耐風・耐振グループサブリーダー 角 和 夫
長大橋技術センター 耐風・耐振グループサブリーダー 遠 藤 和 男
画像を用いた点検手法の適用性検討……………長大橋技術センター 診断・構造グループリーダー 伊 藤 進 一 郎…38
Study on applicability of inspection using image processing 長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー 川 端 淳
長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー 池 田 秀 継
鞍掛け方式ケーブルバンドの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 伊 藤 進 一 郎…40
A study on slip safety of striding-over type cable bands 長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー 川 端 淳
長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー 池 田 秀 継

【技術ニュース】……………42

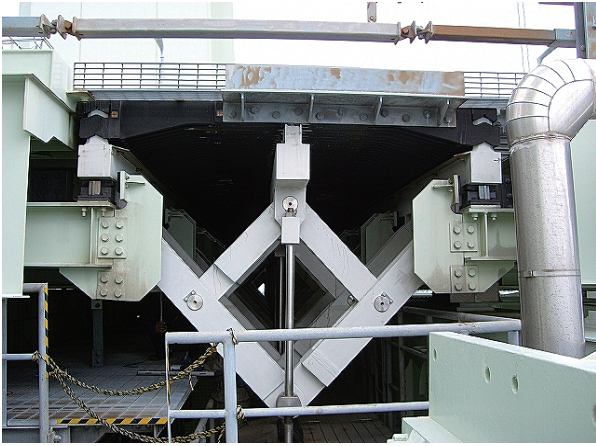
The latest information

【文献紹介】……………43

Related technical report in other publications

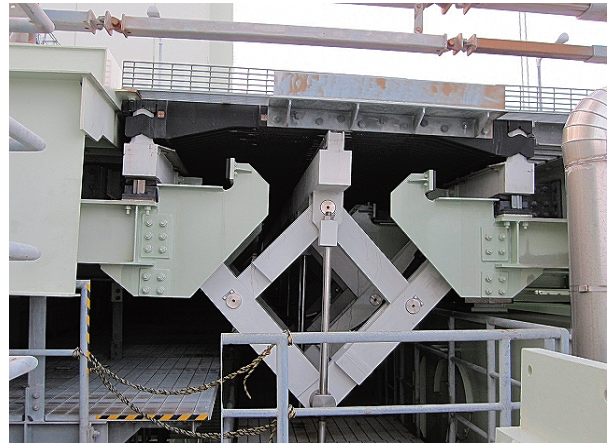
明石海峡大橋リンク式伸縮装置耐震補強

Seismic retrofit of link-type expansion joint at Akashi-Kaikyo Bridge



施工前

Before retrofit work



施工後

After retrofit work

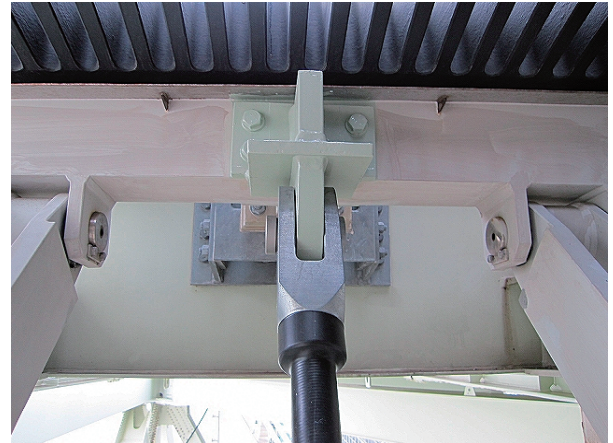
写真-1 リンク式伸縮装置の補強工事

Retrofit work of link-type expansion Joint



取り付け前

Before installation



取り付け後

After installation

写真-2 PCケーブル取り付け

Installation of PC cable

来島海峡大橋鋼製ケーソン電気防食の現況調査

Survey of existing conditions of steel caisson electric protection of
Kurushima Kaikyo Bridge



写真-3 3P 鋼製ケーソン
3P steel caisson



写真-4 4A 鋼製ケーソン
4A steel caisson



写真-5 5P 鋼製ケーソン
5P steel caisson

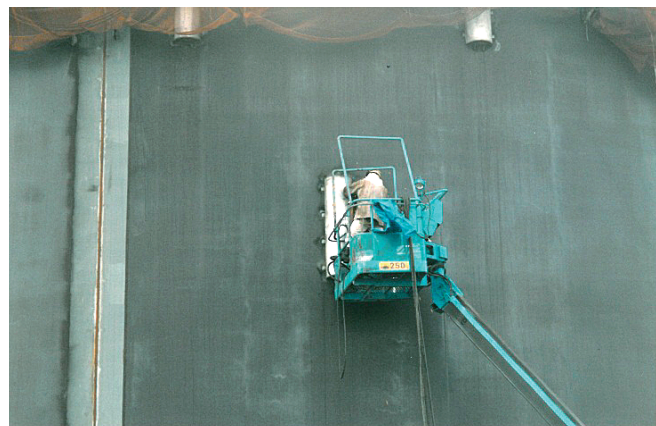


写真-6 5P 陽極の溶接
Welding anode on 5P caisson

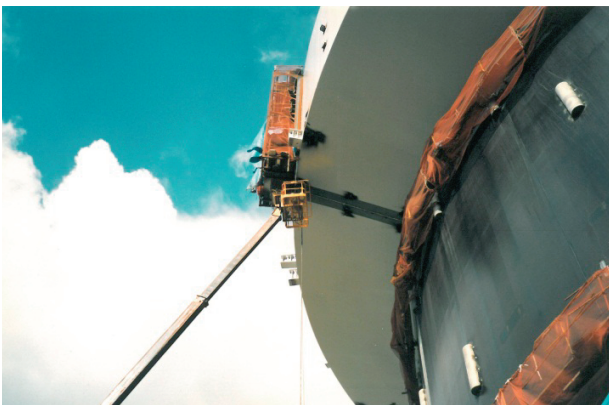


写真-7 5P 陽極取り付け状況
Welded anodes on 5P caisson



写真-10 回収した陽極 (4A)
Salvaged anode from 4A

マネジメントはマーケティングとイノベーション

Management consists of Marketing and Innovation

執行役員経営計画室長 佃 長 次
Choji Tsukuda

経営計画室に所属してから、経営についての本を読むようになった。書店にはたくさんの経営書があり、選ぶのに困るぐらいであるが、ピーター・F・ドラッカーの『マネジメント』という本がある。ドラッカーはビジネス界に影響をもつ思想家として知られ、たくさんの著書が発行されている。「もし高校野球の女子マネージャーがドラッカーの『マネジメント』を読んだら」で有名になったあのマネジメントである。マネジメントとは、簡単には経営とか管理という言葉で表されるが、この本によると、「マネジメントとは組織の中核の機関である。組織とは社会的な機能を果たし、社会に貢献するための社会の機関である。」と書かれている。この本のすべてを理解したわけではないが、企業の目的については次のように書かれている。「企業の目的は顧客の創造である。したがって、企業は二つだけの基本的な機能を持つ。マーケティングとイノベーションである。企業の利益は目的ではなく条件である。利潤動機は的外れであるだけでなく、害を与える。マーケティングとは、顧客が価値ありとし、必要とし、求めている満足である。イノベーションとは、新しい満足を生み出すことである。」日本人の書いた別の経営書にも、同様のことが書かれており、簡単に言うと「働くことの原点は企業にとっても、社員にとってもお客様のため」とのことである。

このことは当社の経営理念、行動規範にも表現されている。「お客様に安全、安心、快適に利用していただけるよう、サービスの充実に努めます。長期にわたり利用される橋をめざし、万全な維持管理に努めます。お客様の視点を大切にし、対話に努めます。自立・自律の精神で仕事に臨み、創意工夫と自己研鑽に努めます。」などであり、業務改善活動も同じ思想である。

それでは、本四の技術についてのマネジメントはどうか。建設時代はマーケティングとイノベーションが当然のように実行され、人と物の交流を推進するため、新しい満足（橋や道路とその技術）を遂行した。管理の時代では、今まで通りの状態に維持修繕することで目的が達成できる。その方が失敗はないし、新しいことを考える時間もお金も必要としない。しかし、道路を利用するお客様が何を求めているのか、管理作業を実施する人が何を求めているのか、新しい満足を生み出すためにどのように改良・開発するのかを考え、実践していかなければならない。その結果、より安全・安心・快適に

利用していただき、より安全・確実に管理作業ができ、より経済的で長持ちのする管理が可能になる。管理においてもマーケティングとイノベーションである。

当社の中期経営計画2009-2011の活動計画において、技術開発を4つの視点から推進することとしている。

- ① お客様の安全性向上のための技術
 - ② 200年以上の万全な維持管理のための技術
 - ③ 設計を検証するとともに維持管理コストを縮減するための技術
 - ④ 環境に配慮した技術
- 具体的には、耐震補強技術の高度化、塗替塗装の合理化、耐風安定化部材等の見直し、環境に配慮した塗料の実用化など、14テーマについて研究開発を行っている。どのテーマも簡単に結論が出るものではないようであるが、目標期限を決めて確実にイノベーションが実践されることを期待している。今年度は次期中期経営計画の策定期間であり、この3年間の技術開発実績を踏まえ、次の3カ年計画を作る必要がある。本四3ルート（維持修繕・技術開発）について、限られた予算と時間の中で、マーケティングとイノベーションを実行していかなければならない。

日本マクドナルドの原田泳幸会長・CEOは、「コスト削減は改革ではない。何のコストを削減するかではなく、新しく何ができるかを考えてアイデアを持ってこい。持ってきたら、その必要なお金をどこから捻出するかを考えよう。コスト削減や社員削減は自殺行為。経営とはお金の使い方を考えることである。」と述べている。

本四の技術についても、新しく何をするのか、何ができるのか、そのためにお金と人材をどのように確保するのかを本四グループ全体で考えていかなければならない。橋梁技術のフロントランナーとして、世界一の明石海峡大橋を含む長大橋を、世界一の管理技術で管理していくことをめざすマネジメントが必要であると考えている。そのマネジメントにより、JB本四高速は、本州と四国を結ぶ世界に誇る橋を良好に保つことができ、人と物の交流と地域の連携を推進し、経済の発展と生活の向上に寄与するという経営理念をいつまでも持続していくことができるのではないのでしょうか。

大鳴門橋のフラッター解析による耐風性再評価

Re-evaluation of the Aerodynamic Stability of the Ohnaruto Bridge Using the Flutter Analysis

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

角 和 夫

Kazuo Sumi

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

概 要

大鳴門橋補剛桁の耐風安定化部材として中央径間部に設置されている鉛直スタビライザーにおいて、取付部の一部にき裂が発生し補修等の対応が必要となっている。このため、維持管理コスト縮減を目的として、明石海峡大橋の耐風安定性検討で妥当性が検証された三次元フラッター解析手法を用いて、大鳴門橋補剛桁の耐風安定性を再評価し、鉛直スタビライザーの部分的な撤去の可能性について、耐風安定性の観点から検討した。その結果、現状の30%程度の範囲の鉛直スタビライザーを中央径間中央部に設置するのみで所要の耐風安定性が確保されることが確認できた。

The vertical stabilizer is installed in the center span of the Ohnaruto Bridge as aerodynamic stabilization components. Cracks occur in parts of the attachment of the vertical stabilizer, so it is necessary to be repaired. For the purpose of reduction of the maintenance cost, we reevaluated the aerodynamic stability of the Ohnaruto Bridge using the flutter analytic method of which validity was verified by the aerodynamic stability analysis of the Akashi Kaikyo Bridge, and the possibility of partial removal of the vertical stabilizer was examined from a viewpoint of aerodynamic stability. As a result, it was found that required aerodynamic stability is ensured only by installing about 30% length in the central part of the present vertical stabilizer of the center span.

1. はじめに

大鳴門橋は、1985年6月に供用開始した鳴門海峡に架かる橋長1,629mの3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋である(図-1)。架橋地点は、わが国でも有数の強風地域であり、本橋の耐風設計に用いる基本風速(海上10m高度における10分間平均風速)は本四連絡橋の中で最も高い50m/sとなっている。そのため、上部構造の設計にあたっては、耐風安定性の確保が重要な検討課題であった。

特に、長大吊橋の耐風安定性を評価する上で最も重要な振動現象である補剛桁のフラッターに対しては、断面形状や管理路、公共添架物、検査車レールの配置などを含めて、数多くの二次元ばね支持風洞試験により検討がなされた。その結果、発散振動であるフラッターに対する耐風安定性を確保するために、中央径間部に鉛直スタ

ビライザーが設置されることとなった。

鉛直スタビライザーは、上下に剛性のある鋼管を配置し、その間を薄板で張り渡す構造となっており、主横トラス上弦材に、その座屈防止材としての機能も兼ねて設置されている(図-2)。この鉛直スタビライザーの取付部の一部において、比較的軽微であるが、き裂による損傷が確認されており、今後補修等の対応が必要となっている。

本稿では、鉛直スタビライザーのき裂対策を含めた今後の維持管理コストの縮減を目的として、大鳴門橋の耐風安定性に関する基本特性を既往の風洞試験結果から整理するとともに、三次元フラッター解析(以下、「フラッター解析」という。)により、鉛直スタビライザーの部分的な撤去の可能性について、耐風安定性の観点から検討した結果を報告する。

2. 既往検討結果の整理

2.1 二次元風洞試験結果

大鳴門橋補剛桁に対する既往の二次元風洞試験結果を整理することにより、フラッターに関する基本特性を確認した。既往の二次元風洞試験結果を図-3に示す。なお、供用後の2000年4月から、徳島側側径間と中央径間の一部の補剛桁内に海上遊歩道「渦の道」が添架されており、その際に実施された風洞試験結果も合わせて示す。対象断面は、図-4に示す4車線暫定時完成系断面（現状

断面）と鋼床版断面の両端を拡幅した6車線暫定時完成系断面であり、鉛直スタビライザーと「渦の道」の有無により断面①～④としている。

4車線暫定時完成系断面において、「渦の道」が設置されていないケースは、断面①（鉛直スタビライザーなし）では、吹き上げ側の迎角+3degが最も耐風安定性が悪く照査風速87.6m/sを下回っている。これに対して、断面②（鉛直スタビライザー設置）では、特に迎角+3degの耐風安定性が大幅に改善され、風速140m/sでもフラッターは発生していない。このことから、実橋ではフラッターの抑制に効果的と考えられた中央径間部に鉛直スタ

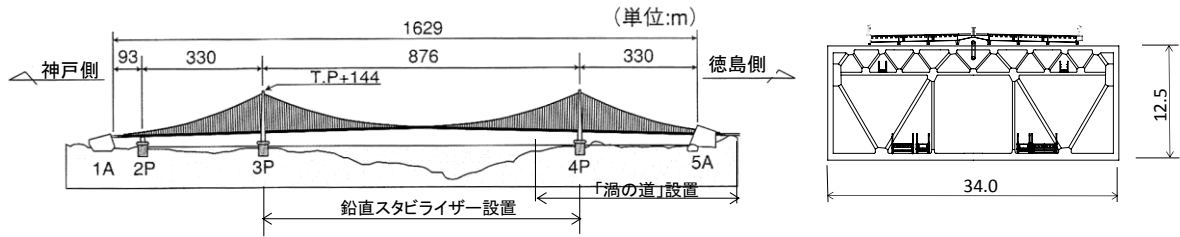


図-1 大鳴門橋一般図

Fig.1 General view of the Ohnaruto Bridge

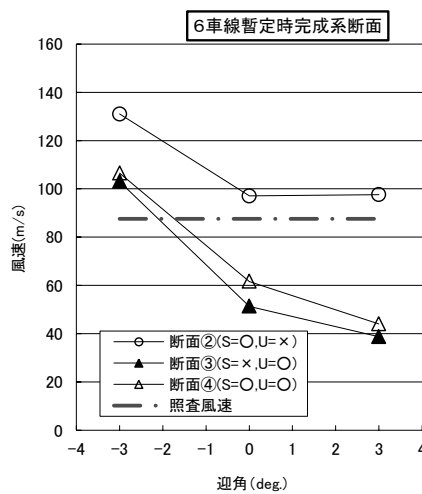
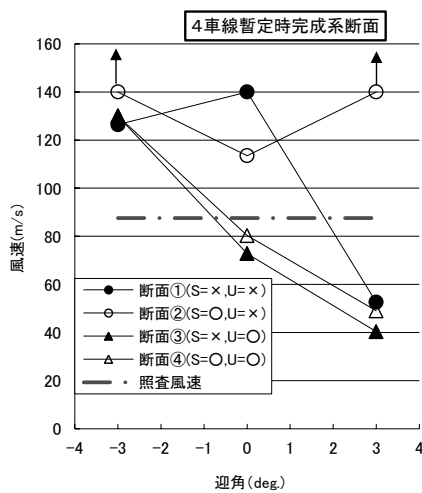


図-3 二次元風洞試験結果

Fig.3 Results of wind tunnel test using 2-dimensinal models

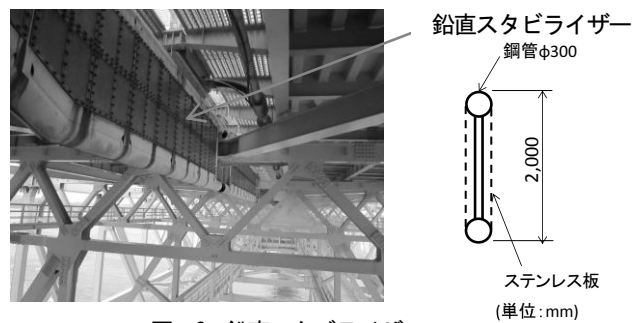


図-2 鉛直スタビライザー

Fig.2 Vertical stabilizer

断面	鉛直スタビライザー(S)	「渦の道」(U)
断面①	×	×
断面②	○	×
断面③	×	○
断面④	○	○

○:設置, ×:なし

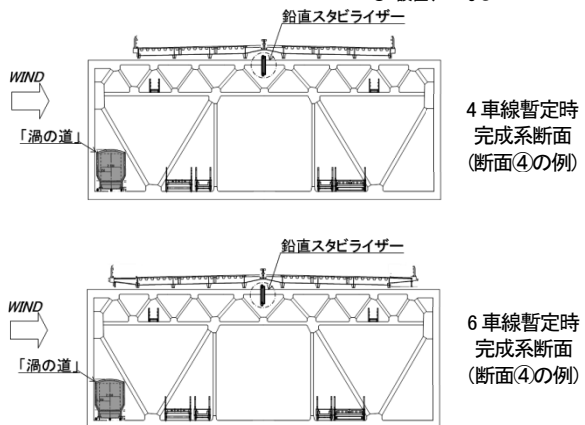


図-4 風洞試験対象断面

Fig.4 Sections of 2-dimensional model

ブライザーを設置することとなった。

供用後に検討された「渦の道」を設置したケースでは、それを設置しない場合に比べ耐風安定性は相対的に悪くなっている。また、断面③（鉛直スタビライザーなし）に対して、断面④（鉛直スタビライザー設置）では耐風安定性が僅かに改善される程度である。このことから、「渦の道」の設置は、鉛直スタビライザーによる制振効果を減ずる傾向にあるといえる。なお、実橋では、フラッター解析により所要の耐風安定性が確保される範囲内に限定して「渦の道」が設置されている。

2.2 非定常空気力特性

フラッター解析に用いる非定常空気力係数（3章参照）は、既往の二次元風洞試験で使用した剛体模型による強制加振試験で求められている。このうち、ねじれフラッターに対する安定性に大きく影響する M_{Q1} について、迎角および断面の違い（鉛直スタビライザーおよび「渦の道」の有無）による特性を整理した。なお、 M_{Q1} は、ねじれの振動速度と同位相成分であり、ねじれ振動の減衰に関する非定常空気力係数である。したがって、 M_{Q1} の符号が正の場合は負の減衰力（励振力）が作用し、その

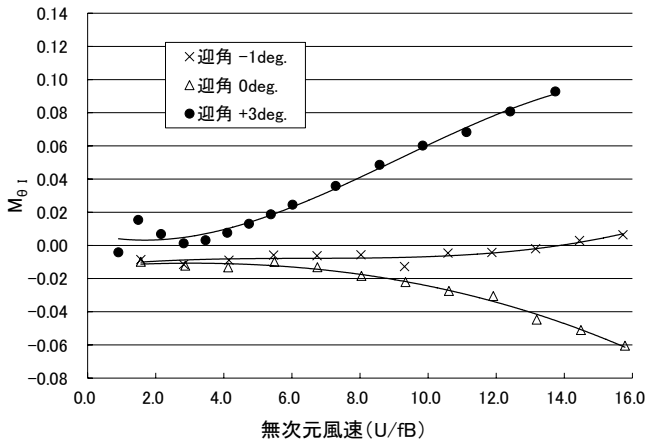
値が大きいほど耐風安定性が相対的に悪くなることを意味している。

図-5に M_{Q1} と無次元風速 U/fB （ U :風速、 f :振動数、 B :桁幅）の関係を示す。図-5(a)に示す4車線暫定時完成系断面（鉛直スタビライザーおよび「渦の道」なし）における迎角の違いによる比較では、迎角+3degの場合が M_{Q1} が最も大きく耐風性が不安定になることを表している。

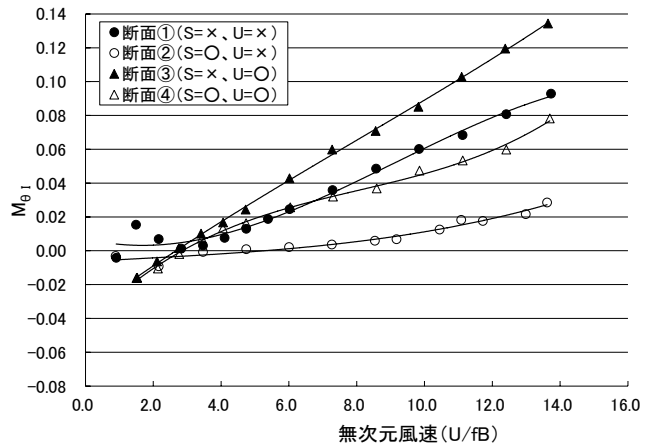
図-5(b), (c)に4車線暫定時完成系断面（迎角+3deg、0deg）における M_{Q1} の断面の違いによる比較を示す。迎角+3degでは、鉛直スタビライザーを設置することにより M_{Q1} が低下し、耐風安定性は大幅に向上することを表している。一方、迎角0degでは、鉛直スタビライザーの設置による M_{Q1} の低下は僅かであり、耐風安定性の向上効果は小さい。

なお、図-5(d)に6車線暫定時完成系断面（迎角+3deg）における M_{Q1} の断面の違いによる比較を示すが、4車線暫定時完成系断面と同様な特性を示しているのがわかる。

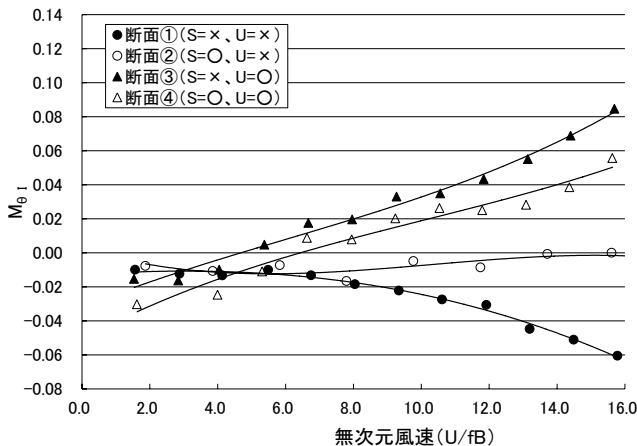
以上のことから、非定常空気力係数から推定される耐風特性は、ばね支持風洞試験結果とよく整合しているといえる。



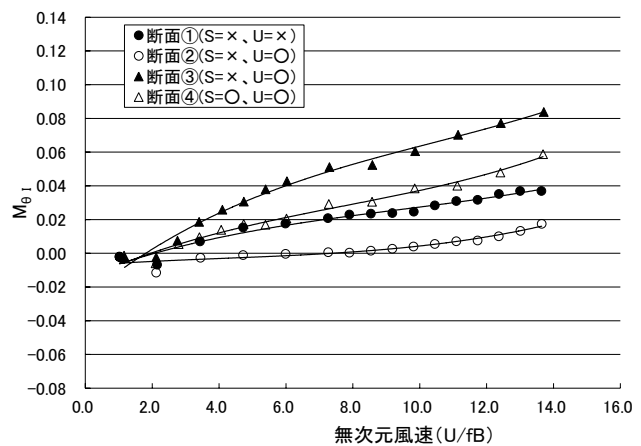
(a) 4車線暫定時完成系断面
断面①(S=x, U=x)



(b) 4車線暫定時完成系断面
(迎角 +3deg)



(c) 4車線暫定時完成系断面
(迎角 0deg)



(d) 6車線暫定時完成系断面
(迎角 +3deg)

図-5 非定常空気力係数 M_{Q1}

Fig.5 Coefficient of unsteady aerodynamic force ; M_{Q1}

3. フラッター解析による耐風性評価

3.1 解析手法

大鳴門橋補剛桁の耐風安定性をフラッター解析により再評価した。なお、本検討で用いたフラッター解析手法は、明石海峡大橋の全橋模型風洞試験結果（模型縮尺1/100）との比較により、その解析精度が比較的的良好であることが検証された方法である¹⁾。

フラッター解析は、大鳴門橋の全橋立体骨組みモデルに非定常空気を適用して運動方程式を作り、複素固有値解析を行うことによって、フラッター特性を表す諸量を求めた。解析は、50次までの全固有振動モードを用いたモード解析とし、桁に適用する非定常空気力係数は既往の風洞試験により測定したものをを用いた。

また、風による静的変形により、構造側の幾何剛性の変化のみならず風の迎角の関数である各節点の非定常空気力係数も変化する。このため、静的解析により、風速に応じた変形状態（幾何剛性および補剛桁の迎角分布）を求め、それらを考慮したフラッター解析を行うこととした。

以下に、本検討に用いたフラッター解析手法の概要を示す。

フラッター解析を行う際の振動方程式は、式(1)で表される。

$$\begin{aligned} [M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} &= [F] \\ [F] &= [A]\{\dot{u}\} + [B]\{u\} \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、

$[M], [C], [K]$: 質量、減衰、剛性マトリクス
 $\{\ddot{u}\}, \{\dot{u}\}, \{u\}$: 加速度、速度、変位ベクトル
 $[F]$: 非定常空気力
 $[A], [B]$: 非定常空気力係数マトリクス

桁に作用する非定常空気力である非定常揚力 (L)、空力モーメント (M) および非定常抗力 (D) は、式(2)~(4)で表される。ここでは、鉛直振動および回転振動による非定常空気力係数は既往の風洞試験により直接求め、水平振動による非定常空気力係数は準定常理論により算出した。なお、主塔、主ケーブル、ハンガーの非定常空気力係数も準定常理論により算出した。

$$L = \left\{ \frac{1}{2} \rho B^2 (L_{ZR} \omega^2 z + L_{ZI} \omega \dot{z}) + \frac{1}{2} \rho B^3 (L_{\theta R} \omega^2 \theta + L_{\theta I} \omega \dot{\theta}) - \rho B C_L U \dot{y} \right\} l \quad (2)$$

$$M = \left\{ \frac{1}{2} \rho B^3 (M_{ZR} \omega^2 z + M_{ZI} \omega \dot{z}) + \frac{1}{2} \rho B^4 (M_{\theta R} \omega^2 \theta + M_{\theta I} \omega \dot{\theta}) - \rho B^2 C_M U \dot{y} \right\} l \quad (3)$$

$$D = \left\{ \frac{1}{2} \rho H B (D_{ZR} \omega^2 z + D_{ZI} \omega \dot{z}) + \frac{1}{2} \rho H B^2 (D_{\theta R} \omega^2 \theta + \right.$$

$$\left. D_{\theta I} \omega \dot{\theta}) - \rho H C_D U \dot{y} \right\} l \quad (4)$$

ここで、

z, θ, y : 桁の鉛直たわみ、ねじれ、水平たわみ
 ρ, U : 空気密度、風速
 B, H, l : 桁幅、桁高、部材長
 C_L, C_M, C_D : 揚力係数、空力モーメント係数、抗力係数
 ω : 円振動数
 $L_{ZR}, L_{ZI}, L_{\theta R}, L_{\theta I}, M_{ZR}, M_{ZI}, M_{\theta R}, M_{\theta I}, D_{ZR}, D_{ZI}, D_{\theta R}, D_{\theta I}$: 非定常空気力係数で添え字の Z, θ は振動方向を表し、 R, I は実数部、虚数部を示す。

式(1)の右辺の非定常空気力は速度と変位に比例することから、これを左辺に移項して整理すると式(5)となる。

$$M^* \{\ddot{u}\} + C^* \{\dot{u}\} + K^* \{u\} = \{0\} \quad (5)$$

ここで、

$$M^* = [M], C^* = [C] - [A], K^* = [K] - [B]$$

式(5)に対して、変位を固有振動モード形の重ね合わせで表現できるモード解析法を適用する。

変位ベクトル $\{u(t)\}$ を振動モードマトリクス $\{X\}$ と一般座標 $\{\Phi(t)\}$ を用いて表すと式(6)となり、式(6)を式(5)に代入すると、式(7)が得られる。

$$\{u(t)\} = [X] \{\Phi(t)\} \quad (6)$$

$$\hat{M} \{\ddot{\Phi}(t)\} + \hat{C} \{\dot{\Phi}(t)\} + \hat{K} \{\Phi(t)\} = 0 \quad (7)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \hat{M} &= [X]^T M^* [X] \\ \hat{C} &= [X]^T C^* [X] \\ \hat{K} &= [X]^T K^* [X] \end{aligned}$$

一般座標 $\{\Phi(t)\}$ に対して次のように調和振動を仮定する。

$$\{\Phi(t)\} = \{\Phi\} e^{\lambda t} \quad \text{ただし、} \lambda = \lambda_R + i \lambda_I \quad (8)$$

式(7)、(8)から、フラッター発生条件が次のように導かれる。

$$[\lambda^2 \hat{M} + \lambda \hat{C} + \hat{K}] = 0 \quad (9)$$

式(9)は複素固有値問題となり、得られた複素固有値 $\lambda (= \lambda_R + i \lambda_I)$ と複素固有ベクトルから固有円振動数 ω 、減衰定数 h が次式で算出される。

$$\omega = \sqrt{\lambda_R^2 + \lambda_I^2} \quad (10)$$

$$h = \frac{\lambda_R}{\sqrt{\lambda_R^2 + \lambda_I^2}} \quad (11)$$

減衰定数 h が 0、すなわち複素固有値の実部 $\lambda_R = 0$ となる風速がフラッター発現風速であり、その時の虚部 λ_I に

よりフラッター発現時の振動数が求められる。なお、式(9)は、無次元振動数 $k (=B\omega/U)$ の関数であるため、フラッター発現風速を求めるためには、円振動数 ω と風速 U を仮定して収束計算を行う必要がある。

3.2 解析モデル

解析モデルは、図-6に示す全橋立体骨組みモデルとし、パネル毎に鉛直スタビライザーや「渦の道」の有無による空気力の変化を考慮するため、全ハンガー（補剛桁全格点）をモデル化した。

表-1にフラッター発現に支配的であると考えられる曲げ対称1次振動とねじれ対称1次振動の固有値解析結果を、建設時の実橋振動実験結果²⁾と比較して示す。これによると、ねじれ対称1次振動については、固有値解析結果は実橋振動実験結果の1.08倍と高くなっているため、フラッター解析による耐風安定性評価では、この影響を考慮することとした（照査風速の割増しにより考慮）。

表-2に実橋振動実験により得られた補剛桁の対数減衰率を示す。これによると、補剛桁の対数減衰率は、本四耐風基準³⁾の既定値である0.03以上期待できることから、フラッター解析では、全ての振動モードに対して0.03を適用することとした。

3.3 解析結果

解析は、現状において中央径間全区間に設置している鉛直スタビライザーを、補剛桁の耐風安定性に及ぼす影響が相対的に小さいと考えられる両端の塔付き部から左右対称に順次撤去した構造系に対してフラッター解析を行った。ここでは、耐風安定性が相対的に悪い4車線暫定時完成系断面の迎角+3degの結果について示す。

図-7に、4車線暫定時完成系断面における鉛直スタビライザーの設置範囲とフラッター発現風速の関係を示す。図-8に、主なケースの風速と減衰率の関係を示す。なお、図-7には本四耐風設計基準³⁾による照査風速(87.6m)のラインも示すが、ここでは、ねじれ対称1次振動数に対するモデル誤差を考慮した照査風速の補正值(94.6m/s)により、耐風安定性を評価することとした。その結果、中央径間両端部の鉛直スタビライザーを部分的に撤去しても、耐風安定性の大幅な低下は認められない。そして、中央径間中央部に鉛直スタビライザーを現状の30%程度の区間に設置するのみでフラッターに対して所要の耐風安定性が確保されることが確認できた。

次に、鉛直スタビライザーを全区間撤去した場合について、フラッター発生時に、非定常空気力が各節点に1周期の間に桁になす仕事量の橋軸方向分布を算出した⁴⁾。図-9に結果を示すが、各非定常空気力成分のうち、空力モーメントがフラッター発現に支配的になっている

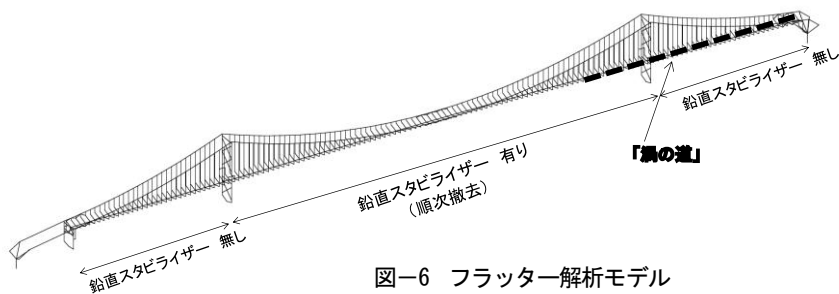


図-6 フラッター解析モデル

Fig.6 Model for flutter analysis

表-1 固有振動数（固有値解析結果と実橋振動実験結果）

振動モード	①固有値解析	②実橋振動実験 [※]	①/②
曲げ対称1次	0.157 Hz	0.165 Hz	0.95
ねじれ対称1次	0.353 Hz	0.328 Hz	1.08

※ 大型起振機による強制振動から求めた共振振動数

表-2 対数減衰率（実橋振動実験結果）

振動モード		最大初期振幅 (cm)	対数減衰率
曲げ	対称1次	7.0	0.112
	対称2次	9.8	0.080
ねじれ	逆対称1次	5.7	0.109
	対称1次	17.6	0.033
	逆対称1次	10.4	0.057

のがわかる。また、その橋軸方向分布から、中央径間中央部に鉛直スタビライザーを配置することは、フラッターの抑制対策として効果的であることがわかる。

4. まとめ

大鳴門橋補剛桁の中央径間部に設置されている鉛直スタビライザーの維持管理コストの縮減を目的として、建設当時の知見にはなかったフラッター解析手法を用いて、鉛直スタビライザーの部分的な撤去の可能性について検討した。その結果、以下のことを明らかにした。

- ① 中央径間中央部に、鉛直スタビライザーを現状の30%程度の区間に設置するのみでフラッターに対して所要の耐風安定性が確保される。
- ② 非定常空気が桁になす仕事量の橋軸方向の分布から、中央径間中央部に鉛直スタビライザーを設置することは、フラッターの抑制対策として効果的であるといえる。

なお、大鳴門橋の補剛桁に設置されている鉛直スタビライザーは、主横トラス上弦材の座屈防止材としての機能も兼ねている。そのため、鉛直スタビライザーに対する今回の耐風安定性検討に加え、構造的な必要性や補修・撤去に要する費用などを総合的に判断し、コスト縮減に資する最適な維持管理方針を策定する予定である。

参考文献

- 1) 北川 信、鈴木周一、勝地 弘：明石海峡大橋のフラッター特性に関する検討、本四技報、Vol.18、No.71、pp.35-41、1994.7
- 2) 田中淳之、淵田政信、岩屋勝司：大鳴門橋振動実験の報告、本四技報、Vol.9、No.36、pp.30-37、1985.12
- 3) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準(1976)・同解説、p.23
- 4) 宮田利雄、山田 均、風間浩二：フラッター振動モード形に着目した長大吊橋の耐風安定性向上に関する研究、土木学会論文集、No.525、1-33、pp.191-200、1995.10

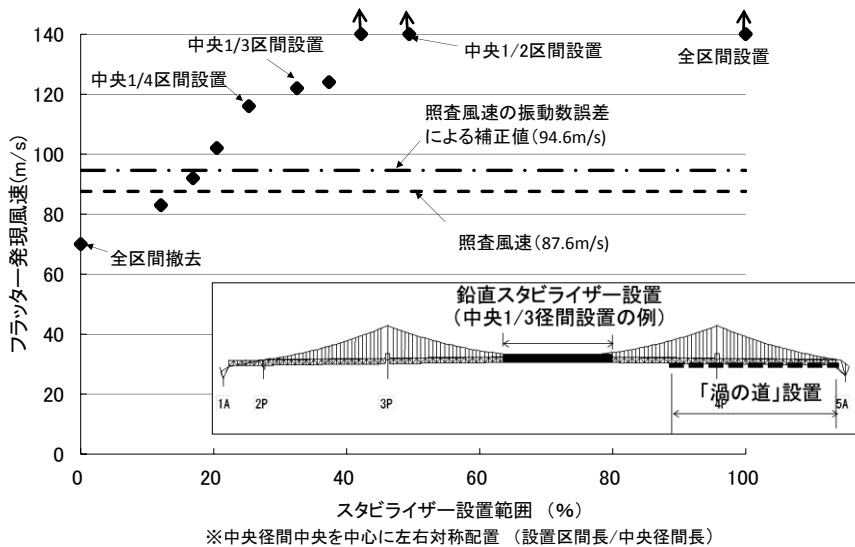


図-7 フラッター解析結果（鉛直スタビライザーの設置範囲の影響）

Fig.7 Results of flutter analysis

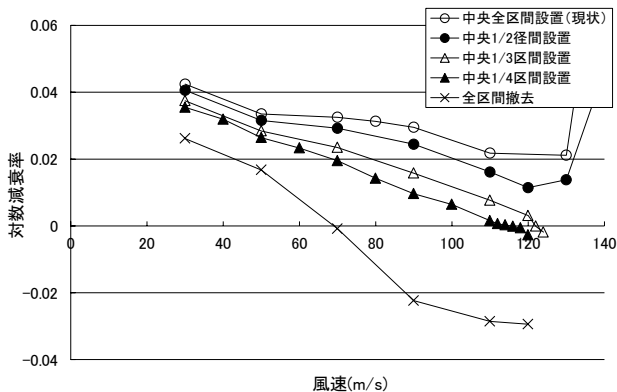


図-8 フラッター解析結果（風速と減衰の関係）

Fig.8 Results of flutter analysis (Relation between wind velocity and aerodynamic decrement)

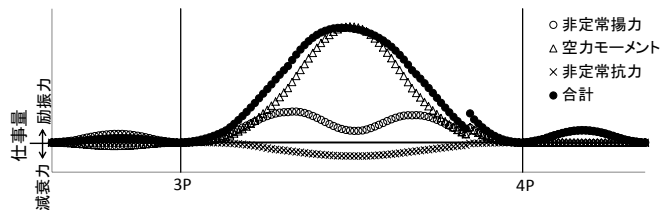


図-9 非定常空気が桁になす仕事量の分布

Fig.9 Distribution of the work load by unsteady aerodynamic force

明石海峡大橋リンク式伸縮装置耐震補強

Seismic Retrofit of Link-type Expansion Joint at Akashi-Kaikyo Bridge

長大橋技術センター耐震・基礎グループサブリーダー

遠藤 和男

Kazuo Endo

神戸管理センター 橋梁維持課長代理

久米 昌夫

Masao Kume

概要

架橋サイトで発生しうる大規模地震に対する明石海峡大橋の耐震性能照査を実施した結果、主塔、ケーブル、補剛桁等の主要部材では所定の健全度が確保できることが明らかとなった。その他、補剛桁とアンカレイジの衝突、道路桁支承及び伸縮装置等の二次部材において損傷が発生するが、軽微な対策を実施することにより目標とする耐震性能が確保できる結果となった。本稿では、リンク式伸縮装置における地震時通行車両の安全性及び地震直後の緊急車両の走行性を確保するために実施した耐震性向上策に関する検討及び工事の概要について報告するものである。

As a result of a seismic performance verification of the Akashi-Kaikyo Bridge against site-specific large-scale earthquakes, it was found that soundness of main structural elements, such as the tower, main cable and girder was secured. Besides, target seismic performance was ensured by taking some minor countermeasures, even though some damages of sub-structural elements, such as the stopper at girder end, steel deck bearing, expansion joint, were generated. Presented in this paper is an outline of a seismic upgrading study and execution of the link-type expansion joint in order to ensure the safety of a vehicle during earthquakes and the serviceability after events.

1. はじめに

明石海峡大橋は、図-1に示すように、1998年に完成した中央径間1991mを有する世界一の長大吊橋である。本橋の架橋サイトで発生しうる大規模地震に対する耐震性能照査を実施した結果、主塔、ケーブル、補剛桁等の主要部材では所定の健全度が確保できることが明らかとな

った。その他、補剛桁とアンカレイジの衝突、道路桁支承及び伸縮装置等の二次部材において損傷が発生するが、軽微な対策を実施することにより目標とする耐震性能（道示V¹）に示される耐震性能²）が確保できる結果となった²）。

本稿では、リンク式伸縮装置における地震時通行車両の安全性及び地震直後の緊急車両の走行性を確保するために実施した耐震性向上策について報告する。

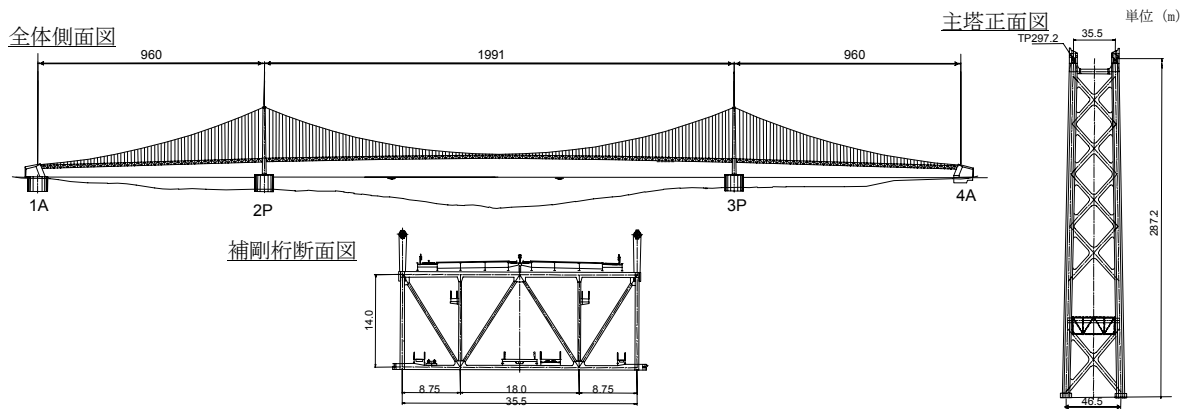


図-1 明石海峡大橋一般図

Fig.1 General view of Akashi Kaikyo Bridge

2. 大規模地震時における伸縮装置の損傷評価及び対処方針

明石海峡大橋の伸縮装置を図-2に示す。本橋では桁端の大変位を吸収するためにリンク式伸縮装置を採用しており、当初設計における移動量はそれぞれ橋台部： $\pm 450\text{mm}$ 、主塔部側径間側： $\pm 600\text{mm}$ 、主塔部中央径間側： $\pm 1450\text{mm}$ である。本装置の1ユニットの幅は1355～1995mmであり、各桁端位置で橋軸直角方向に16ユニットが設置されている。本装置1ユニットの構造は、フィンガーがリンク機構による中間横梁で可動支持され、1ユニット全体が四隅の可動鉛直支承で支持されている。また、一对のユニバーサルジョイント（UJ）で橋体と連結され、水平力を支持するとともに、橋軸直角方向変位、水平・鉛直面内回転などの桁端部の変位に対して追従できる構造となっている。さらに、受け桁の先端にストッパーを設置し、UJ損傷等の不慮の事態が発生しても装置全体が受け桁から逸脱しないようにしている。

耐震性能照査を実施した結果、主塔部側径間側において $+830\text{mm}$ （伸びる方向）、 -724mm （縮む方向）の移動量が発生し、設計値を超過する結果となった。一般的な

高架橋では、レベル2地震時には伸縮装置の損傷を許容している。これは、仮に伸縮装置が損傷しても、これが橋の致命的な被害を引き起こす可能性は低く、路面に鉄板を敷く等の応急復旧により緊急交通への対応が可能となるためであるとしている¹⁾。しかし本橋の場合、仮に伸縮装置が損傷すると、路面橋軸方向に2mを超える開放空間が発生して地震時通行車両の安全性及び地震直後の緊急車両の走行性に影響を及ぼす可能性がある。一方、桁の地震時橋軸方向水平変位を低減して伸縮装置の損傷を発生させないような対策や設計移動量の大きい伸縮装置への交換は非常に大掛かりとなる。そこで、伸縮装置の損傷は許容するが、設計値を超過する上記移動量が発生しても目標性能（道示Vに示される耐震性能2）を確保する対策を検討した。

3. 耐震性向上策の検討

主塔部側径間側伸縮装置における伸縮両方向の移動可能量の算出と破壊モードの推定結果を図-3に示す。なお、破壊モードの推定は、伸縮装置本体及び橋体との取

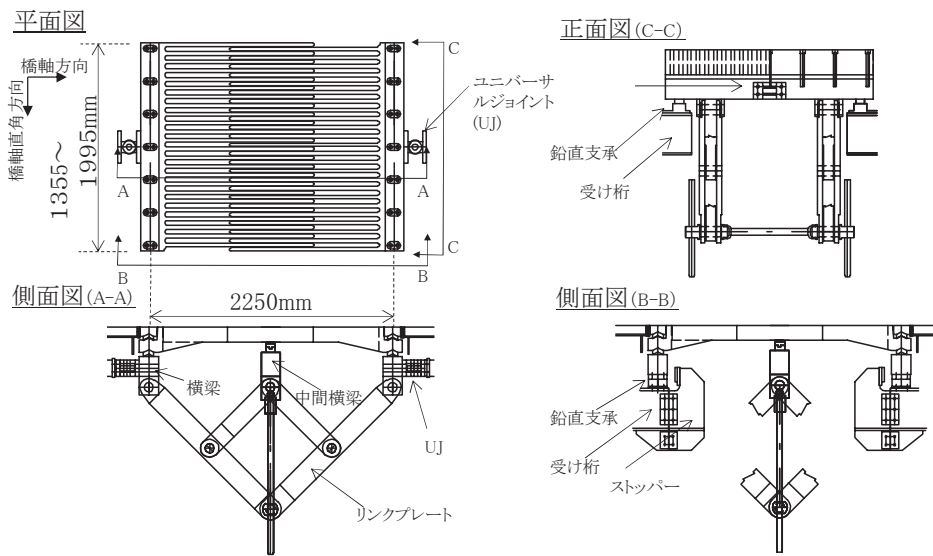


図-2 リンク式伸縮装置一般図（主塔部側径間側）

Fig.2 General view of Link-type Expansion Joint

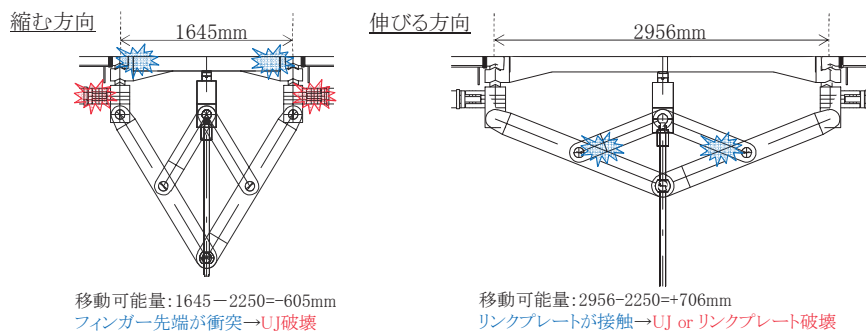


図-3 移動可能量と破壊モードの推定（主塔部側径間側）

Fig.3 Estimation of Movable Range and Failure Mode

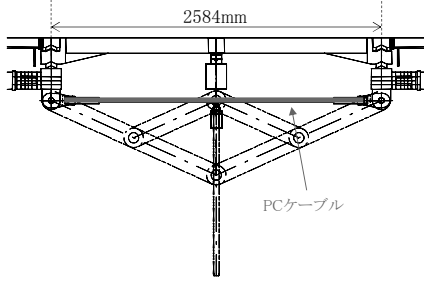


図-4 対策1 (PCケーブル設置)
Fig.4 Installation of PC Cable

り付け部 (UJ) を対象とした。これは、過大な移動量発生時には橋体まで損傷 (伸縮装置近傍の鋼床版の塑性変形、等) が及ぶ可能性があるが、その損傷が目標性能に与える影響は小さいと考えたためである。

縮む方向では、移動量が-605mmに達するとフィンガーの先端が衝突し、破壊箇所は各部材の耐力比較からUJと推定された。一方、伸びる方向では、移動量が+706mmに達するとリンクプレートが接触する。この場合の破壊箇所は、リンクプレート、UJの2つが推定されたが、リンクプレート接触時の耐力算出が困難であることからその何れかは特定出来なかった。

【対策1：PCケーブル設置】

過大な伸び方向移動時に仮にリンクプレート破壊が先行すると、リンク機構が崩壊して、地震時通行車両の安全性及び地震直後の緊急車両の走行性確保が困難になると考えられた。そこで、破壊箇所をUJに誘導する対策を検討した。対策案の要求性能は以下の通りとし、これらを満足する構造として、図-4に示すように、UJ前面の横梁に、所定の耐力 (引張強度: 1000kN)、長さ (ピン間隔: 2584mm) を有するPCケーブル (1本/ユニット) を設置した。PCケーブルには、PE被覆されたPC鋼より線 (7×φ11.1) を用いた。

- ・ UJ耐力<追加部材耐力として、UJの破壊を先行させること
- ・ 過大な伸び方向変形時にリンクプレートが接触する直前に追加部材が作動すること
- ・ 設計移動量内のリンク機構の変形 (伸び、縮み) を拘束しないこと
- ・ 損傷制御設計となることから、力学特性が明快な構造であること

【対策2：ストッパー取替え】

対策1を実施することにより、過大な伸縮両方向移動時にはUJが先行して破壊し、装置本体と橋体とが分離することになる。橋体と分離後、伸び方向に移動可能量 (+706mm) を超える過大な移動が発生すると、スト

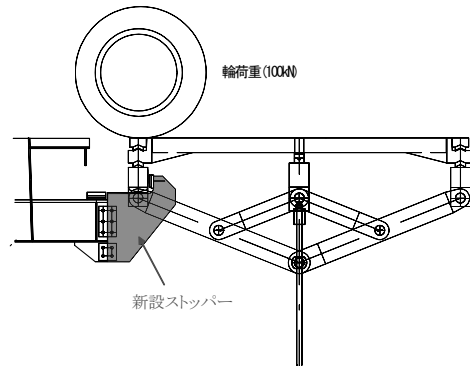


図-5 対策2 (ストッパー取替え)
Fig.5 Replacement of Stopper

ッパーにより装置本体の移動が拘束され、リンク機構が崩壊すると考えられた。そこで、過大な伸び方向移動時に装置本体の移動を拘束せず、鉛直支持を確保する対策を検討した。対策案の要求性能は以下の通りとし、これらを満足する構造として、図-5に示すように、既設ストッパーを形状の異なる新設ストッパー (4カ所/ユニット) へ取替えを行った。新設ストッパーには、最大板厚22mmの鋼材 (主にSM400A) を用いた。

- ・ 大規模地震時の伸び方向の移動 (+830mm) を拘束しないこと
- ・ 輪荷重一輪 (100kN) が支持可能であること
- ・ 設計移動量内のリンク機構の変形 (伸び、縮み) を拘束しないこと

4. リンク式伸縮装置保護工事

4.1 PCケーブル連結工

PCケーブル連結工は主塔部(側径間)リンク式伸縮装置横梁に工場製作したPCケーブルを2P主塔部16基、3P主塔部16基を設置した。PCケーブルは引張強度(1000kN)を有するものとし、予め工場でソケット付けされたものを使用した。

取付ブラケット金物の取り付けを図-6に示す。

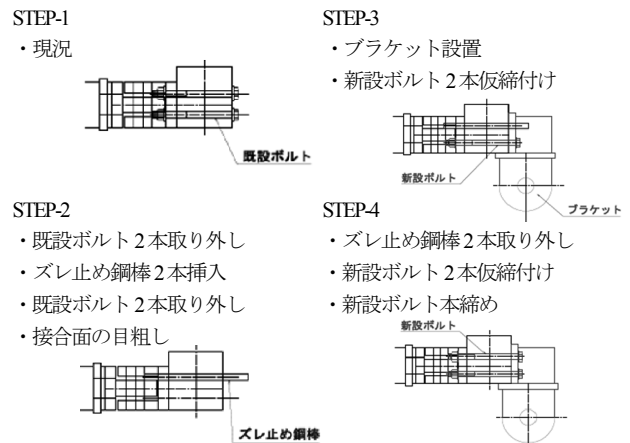


図-6 ブラケット取り付け
Fig.6 Installation of New Bracket

部材の搬入は、交通規制を実施し本線上からクレーン付トラックで主塔水平材上に仮置き、取り付け箇所へ運搬台車等で人力移動した。

現況のユニバーサルジョイントボルトを長いものに交換してブラケットを取り付けた。取り付け作業においては、安全を考慮し当該車線部の交通規制を行って実施した。

PCケーブルの取り付けは人力で所定の位置に設置した。

4.2 ストッパー交換工

ストッパー交換工は、ストッパーを工場製作し、現況取り付けしているストッパーの2P主塔部64カ所、3P主塔部64カ所を交換した。

部材の搬入は、交通規制を実施し本線上からクレーン付トラックで主塔水平材上に仮置き、取り付け箇所へ運搬台車等で人力移動した。

(1) 既設ストッパー取り外し

既設ストッパーの取り外しを図-7に示す。インパクトレンチでボルトを弛め、レバーブロックまたは人力にて管理路上に設置した運搬台車まで吊り下げ、仮置き場所へ移動した。

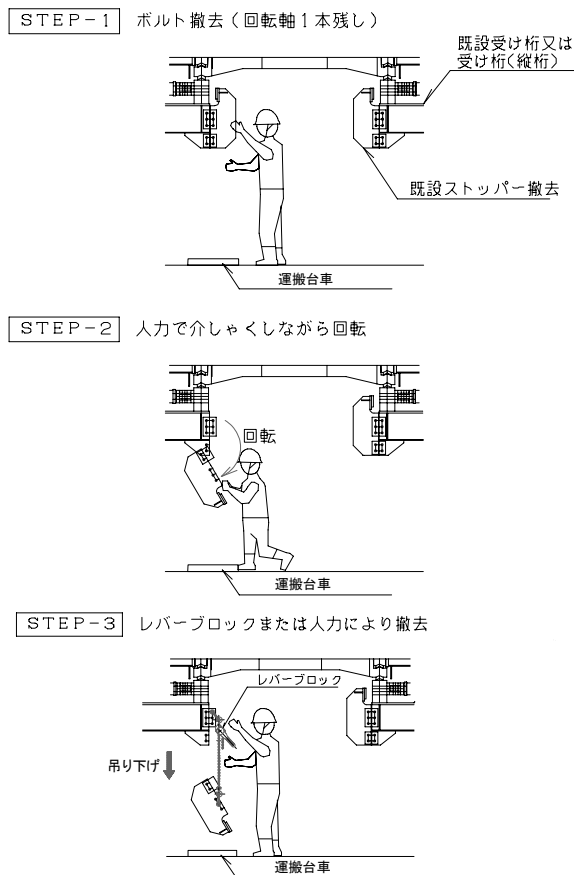


図-7 ストッパー取り外し

Fig.7 Removement of Existing Bracket

(2) 既設継手面の清掃

既設受け桁の継手面周辺をスクレーパー、ブラシ等の人力による工具で継手面の清掃を行った。

(3) 新設ストッパー取り付け

搬入した部材は、取り外しと逆の手順で所定の位置に設置した。

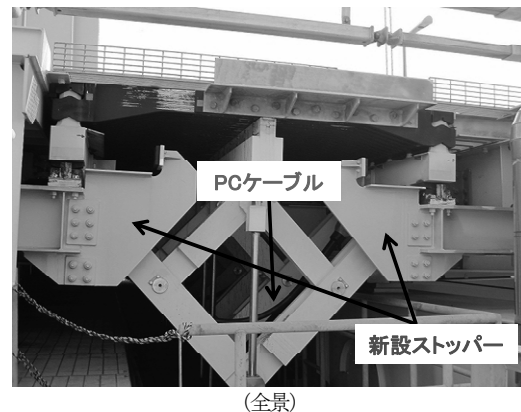
(4) 高力ボルト本締め

高力ボルトを取付け、レンチにより所定のトルクまで締付けを行った。

(5) 現場塗装

下塗り、中塗り、シーラー、上塗り塗装を行った。

対策後の状況を写真-1に示す。これら2種類の対策により、大規模地震時の目標性能を確保することができた。



(全景)



(PCケーブル定着部)

写真-1 対策後の状況
Photo 1 Condition after Execution

5. おわりに

本対策工事に併せて、主塔水平材上の設置された渡り桁、アンカレイジ上屋構造、舞子高架橋、松帆高架橋に対する対策工事（落橋防止システム設置、橋脚の巻き立て補強）も実施され、明石海峡大橋関連区間の耐震補強工事は平成22年度末に完了した。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、丸善、20023
- 2) 福永勲、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、pp.24-29、2008.9.

来島海峡大橋鋼製ケーソン電気防食の現況調査

Survey of existing conditions of steel caisson electric protection of Kurushima Kaikyo Bridge

岡山管理センター 管制室長 田 向 和 則
(前)しまなみ今治管理センター 橋梁維持課長 Kazunori Tako

しまなみ今治管理センター 橋梁維持課長代理 川 上 明 彦
Akihiko Kawakami

東京事務所 技術調整課付き 横 井 芳 輝
(前)しまなみ今治管理センター 橋梁維持課 Yoshiteru Yokoi

概 要

来島海峡大橋の6基の海中基礎のうち、3P、4A、5Pについては鋼製ケーソンが用いられている。これらのケーソンには、長期の基礎の安定性等を目的とした電気防食が施されており、ケーソンを設置してからおよそ17年が経過している。これまで、基礎上からの電位測定により、ケーソンが良好な電気防食状態であることは確認してきたが、目視による点検等は実施していなかった。今回、潜水による陽極の目視点検、ケーソン壁面の状態確認、試験片による防食効果の確認、陽極の消耗量及び発生電流の調査を行い、電気防食の効果、塗装と電気防食の併用での長期防食の可能性を確認したので報告する。

The Kurushima Kaikyo Bridge have six undersea foundations. The steel caissons is adopted for three foundations, 3P, 4A and 5P. For the purpose of long-term basic stability of these foundations, the electric protection system was installed to these caissons, and 17 years have passed since the caissons were set up. It was confirmed that the steel caissons were good condition because the protection potential was secured, by measuring electric potential from the top of foundation. But, the visual inspection has not been executed for the past 17 years.

This paper reports the visual inspection of the anode by diving, the state confirmation of the caisson wall, confirmation of anti-corrosion effect by test pieces, survey of the quantity of anodic consumption and of the outbreak electric current and confirmation of the possibility of long-term anti-corrosion in using of painting together with the electric protection.

1. はじめに

設置ケーソン工法における鋼製ケーソンの役割は、海中基礎コンクリート打設時における型枠として考えられていた。しかし、瀬戸大橋の鋼製ケーソンに設置後10年程度でケーソン表面に著しい腐食がみられたことから、内部の鋼材を保護するために、鋼製ケーソンの防食が考えられるようになった。

来島海峡大橋4Aでは、海中で電池を作り防食電流を与える電気防食、3P及び5Pでは電気防食と併用して塗膜により鋼材表面を覆う複合電気防食を採用した。

2. 電気防食

金属の腐食は金属原子が電子を放出する酸化反応（ア

ノード反応）と電子を受け取る還元反応（カソード反応）により起こる（図-1）。

電気防食はこのアノード部に電子を与えることで金属がイオン化することを防止する方法である。

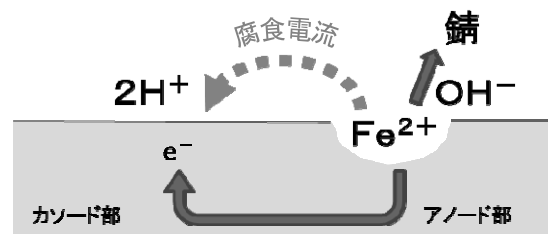


図-1 腐食のメカニズム

Fig.1 Mechanism of corrosion

電気防食の方法には、直接電流を流す外部電源方式と保護したい金属に陽極を取り付ける流電陽極方式がある

が、来島海峡大橋では流電陽極方式（図-2）を採用した。

流電陽極方式は、金属のイオン化傾向の高いアルミニウムを鋼材とつなぐことにより防食する鋼材を陰極に、アルミニウムを陽極とした電池を完成させ、両極間の電位差によって防食電流を流す方法である。

金属の種類による電位の違いを表-1に示す。

表-1 金属電位の腐食傾向¹⁾

Table1 Corrosion tendency of metal electric potential

金属	電極反応 (アノード)	標準電極電位
金	$Au \rightarrow Au^{+} + e^{-}$	1,680
銀	$Ag \rightarrow Ag^{+} + e^{-}$	800
銅	$Cu \rightarrow Cu^{++} + 2e^{-}$	345
水素	$H_2 \rightarrow 2H^{+} + 2e^{-}$	0
鉛	$Pb \rightarrow Pb^{++} + 2e^{-}$	-126
ニッケル	$Ni \rightarrow Ni^{++} + 2e^{-}$	-250
鉄	$Fe \rightarrow Fe^{++} + 2e^{-}$	-440
亜鉛	$Zn \rightarrow Zn^{++} + 2e^{-}$	-762
アルミニウム	$Al \rightarrow Al^{+++} + 3e^{-}$	-1,670
ナトリウム	$Na \rightarrow Na^{+} + e^{-}$	-2,712
リチウム	$Li \rightarrow Li^{+} + e^{-}$	-3,045

イオン化しやすい↓

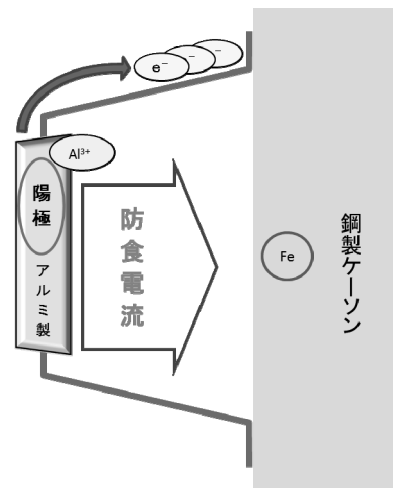


図-2 流電陽極方式のイメージ

Fig.2 Image of the galvanic anode system

および潮流・潮汐環境を表-2に示す。各ケーソンとも、飛沫・干満帯部については、超厚膜型エポキシ樹脂+ふっ素樹脂塗装を、海中部については電気防食による防食を実施している。また、3P、5Pの海中部については設置陽極数を減らし、電気防食と併用してタールエポキシ樹脂塗装が施されている。塗装と電気防食を併用した場合、電流は塗装の劣化箇所から流入することになるが、防食設計時には50年間で平均25%²⁾の塗膜劣化（はく離）を見込んでいる。電気防食の陽極と

3. 来島海峡大橋鋼製ケーソンの防食概要

来島海峡大橋 3P、4A、5P ケーソンの防食概要

表-2 来島海峡大橋鋼ケーソン防食概要および潮流・潮汐環境

Table2 Summary of corrosion protection of steel caissons and tidal environment of Kurushima Kaikyo Bridge

		3P	4A	5P
潮流・潮汐	設計最大潮流	1.5m/s	0.5m/s	4.0m/s
	略最高潮面		T.P. +2.2m	
	平均潮位		T.P. +0m	
	略最低低潮面		T.P. -2.0m	
ケーソン防食概要	概略図			
	防食方法	飛沫干満部：塗装（超厚膜型エポキシ+ふっ素） 海中部：塗装（タールエポキシ）+電気防食	飛沫干満部：塗装（超厚膜型エポキシ+ふっ素） 海中部：電気防食	飛沫干満部：塗装（超厚膜型エポキシ+ふっ素） 海中部：塗装（タールエポキシ）+電気防食
	ケーソン設置月	1993年10月	1992年2月（陽極設置完了：1993年8月）	1993年1月
電気防食	方法	流電陽極方式（塗装と併用）	流電陽極方式	流電陽極方式（塗装と併用）
	陽極形状			
	設計防食年数	50年		
	陽極設置数量	38本	164本	63本
	取付方法	溶接	ボルト	溶接
	テストピース	あり（2個）	なし	なし
	防食設計潮流	0.25m/s~0.75m/s	0.25m/s~0.75m/s	2m/s
	防食電流密度	海水中：100mA/m ² ×25%=25mA/m ²	海水中：100mA/m ²	海水中：230mA/m ² ×25%=57.5mA/m ²
		捨石中：50mA/m ² ×25%=12.5mA/m ²	捨石中：50mA/m ²	捨石中：50mA/m ² ×25%=12.5mA/m ²

表-3 来島海峡大橋3P、4A、5Pの陽極配置と調査箇所

Table 3 Anode arrangement and survey positions of Kurushima Kaikyo Bridge 3P, 4A and 5P

(尾道側)	(下り線側)	(下り線側)	(今治側)
	(上り線側)	(上り線側)	
陽極(38本) T テストピース調査(2箇所) O 陽極消耗量調査(3箇所) □ ケーソン本体目視調査(4㎡)	3P	4A	陽極(63本) O 陽極消耗量調査(3箇所)
	陽極(164本) O 陽極回収調査(3箇所) □ ケーソン本体目視調査(1㎡×4箇所)		

しては、アルミニウム合金陽極を採用しており、3P、5Pについては溶接、4Aについてはボルトにてケーソンに取りついている。

また、3Pには防食効果を確認するためのテストピースが設置されている。各ケーソンの陽極の配置及び調査箇所を表-3に示す。

4. 電気防食の点検

電気防食の点検は、一般定期点検として電位測定、詳細定期点検として、潜水士によるケーソン壁面調査、テストピース調査、陽極調査等がある。

港湾鋼構造物防食・補修マニュアル(2009年版)によると、一般定期点検は、概ね1~2年間隔、詳細定期点検は概ね10年に一度を標準とし、防食開始初期で安定した状態が確認されれば、点検間隔を適切に設定するようになっている。また、電位測定により、電位に異常が見られる場合等には、臨時点検として詳細点検を実施することとなっている。

5. 点検結果

5.1 電位測定

電位測定は鋼製ケーソンの電位を測定することにより、ケーソンの防食状態を確認するものである。

測定方法を図-3に示す。

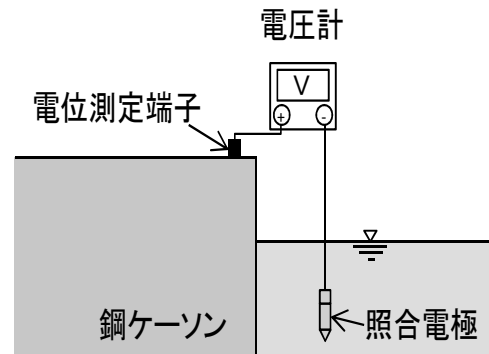


図-3 電位測定方法

Fig.3 Method of electrometry

測定は、基礎天端面からケーソン壁面に沿って電極を沈めながら水深1mごとに行った。

来島海峡大橋では、これまで橋体精密点検時(3年目、5年目、10年目)に電位測定を実施してきた。これまでの測定結果を表-4に示す。

測定値は海水塩化銀電極基準(-780mV)よりも卑(マイナスの値が大きい)であれば防食されていると判断できる。³⁾

測定結果によると、すべてのケーソンで十分な電位があり、また、深さ方向や平面位置においてもおおそ一定の値となっており、経年的な変化も特に見られないことから良好な防食状態が維持されていると考えられる。

表-4 電位測定結果

Table 4 Electrometry result

(単位:mV)

測定日	3P	4A	5P
H14.2	-1033~-1050	-1019~-1040	-1041~-1060
H16.2	-1029~-1049	-1020~-1042	-1018~-1033
H20.12	-1037~-1041	-1025~-1031	-1051~-1059

5.2 ケーソン壁面調査

3 P、4 Aについて、潜水土による孔食の発生の有無、塗膜のはく離(劣化)状況の確認調査を行った。ケーソン壁面の状況を写真-1に示す。写真では海生生物等の付着物が完全に除去できないため着色部がみられるが、どちらのケーソンにおいても、孔食等は発生しておらず、塗装部についても塗膜にはがれや膨れ等はなく、非常に健全であることが確認できた。通常であれば塗装劣化箇所などから鋼材が発錆し、塗膜との間で付着力が低下し、塗膜の剥がれや膨れが発生するが、電気防食下では塗膜劣化箇所から電流が流入することにより、鋼材の腐食を防ぎ、塗膜を長期に健全な状態で保つことができていると考えられる。

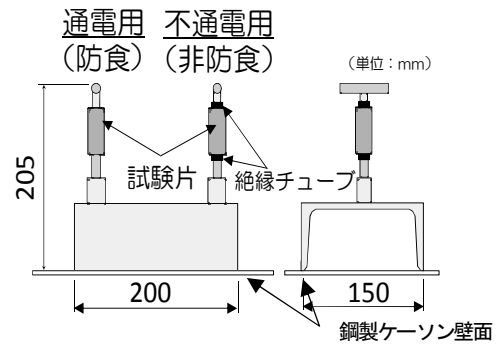


図-4 テストピース

Fig.4 Test pieces



写真-2 テストピース設置状況

Photo 2 Test piece setting situation

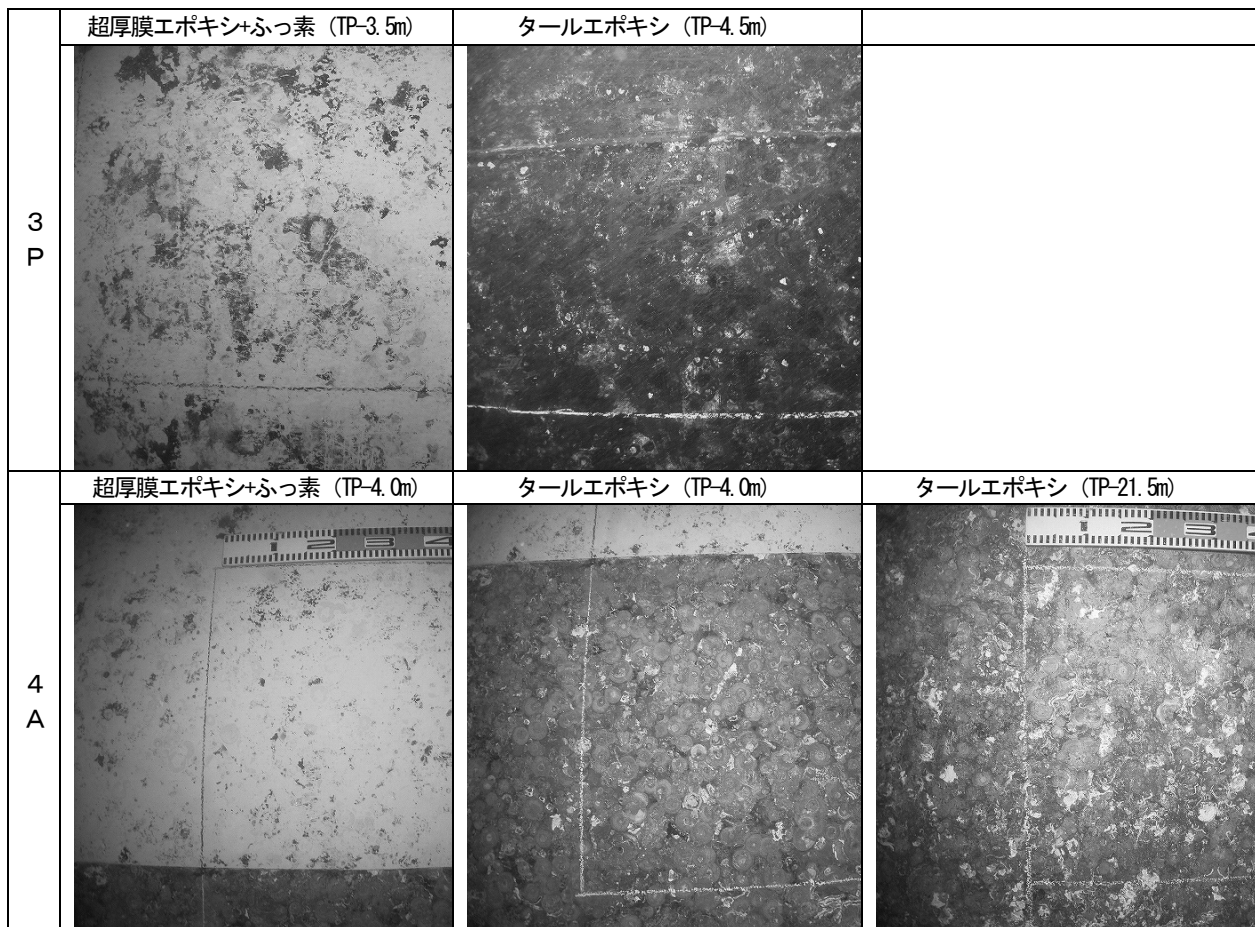


写真-1 ケーソン壁面調査

Photo 1 Caisson wall surface survey

5.3 テストピースによる防食効果の確認

テストピースは図-4に示すように、通電用（防食）と非通電用（非防食）の2種類が3Pに設置されており、この両者の重量の減少量を比較することで、電気防食の効果がわかる。

ケーソンには深さ方向に2箇所テストピースがある。これらを取り外した後、室内にて付着物を除去し、重量を測定した。結果を表-5に示す。

測定結果によると、通電用（防食）は年当たり0.001mm程度の侵食度であり、非通電用（非防食）と比べると1/20～1/40程度の腐食となっている。

表-5 テストピース調査結果（3P）

Table 5 Measurement result of test pieces (3P)

テストピース名	計測値 (g)		侵食度 (mm/年)	
	設置時 [*]	今回		
TP -5.0m	17P (防食)	92.4	92.1	0.001
	17C (非防食)	92.4	84.7	0.021
TP -18.0m	18P (防食)	92.1	91.7	0.001
	18C (非防食)	93.3	78.5	0.041

^{*}1994年10月10日

次回の調査のため、今回の調査により回収した2箇所及び新規に架台を設置した1箇所には、新しいテストピースを設置した。テストピースはねじ式で取りついており、ねじ部分は電気防食されているため錆び付きもなく取外しは問題なく実施できた。テストピースの設置状況を写真-2に示す。

5.4 陽極消耗量調査

陽極消耗量の調査は、水深等を変えて、ケーソン1基あたり3箇所について実施した。

溶接により取りついている3P、5Pの陽極については、取り外しが困難なため、海中にて海生物や腐食生成物を除去後に陽極の形状寸法を計測し（写真-3）、寸法から得られる体積により残重量を想定した。

ボルトにより取りついている4Aの陽極（写真-4）については、海中にて陽極を取り外し、陸上に引き上げて付着物等を除去後に直接、重量を計測し、残重量を得た。また、形状計測の精度を確認するため、4Aでは形状計測も実施し、実残重量と比較した。

その結果、形状寸法計測から算出した残重量に比べ実残重量は平均7%程度小さい値となった。これは、陽極の表面にできる凹凸（孔食部）による誤差であり、陽極の消耗量が少ない現時点では大きな影響があることから生じている。したがって、3P、5Pの陽極質量については、陽極表面の凹凸状況が4Aと同程度と仮定したものを参考値として算出した。実際の値は、計測値と参考値の間に存在すると思われる。

表-6に陽極消耗量調査の結果を示す。



写真-3 形状寸法の計測

Photo 3 Measurement of shape dimensions



写真-4 4Aの陽極

Photo 4 Anode of 4A

表-6 陽極消耗量調査結果

Table 6 Quantity of anode consumption

位置	深さ	経過年数 (年)	消耗前重量(kg)	残重量 (kg)	消耗量 (kg)	平均年間消耗量(kg)	陽極残存率	備考
3P	-9.0m	15.9	255.2	253.2	2	0.2	0.99	起点側
	-9.0m			254.1	1.1			終点側
	-21.0m			250.3	4.9			終点側
	参考値				17.9+2.7			1.3
4A	-7.6m	16.9	256.6	211.9	44.7	2.7	0.82	
	-14.3m			210.6	46			
	-21.5m			209.8	46.8			
	参考値				241.3			11.8
5P	-6.0m	17.4	253.1	241.3	11.8	0.7	0.95	
	-14.0m			239.7	13.4			
	-22.0m			243.6	9.5			
	参考値				17.7+11.6			1.7

消耗量については、海中部無塗装の4Aで2.7kg/年、複合電気防食の3P及び5Pで0.2～1.7kg/年であり、陽極の設計時の平均年間消耗量5.1kg/年に比べ少ないことが確認できた。また、消耗量は大きい方から4A→5P→3Pとなっている。3Pと5Pについては、複合電気防食を行っており、塗装の健全部からは電流が流入しないため、海中部無塗装の4Aよりも消耗量が少なくなっていると考えられる。また、3Pと5Pの違いについては5Pの方が潮流が速いために消耗量が大きくなったと考えられる。

3P、5Pと同じ複合電気防食を採用している多々羅

大橋⁹⁾では、建設時に発生電流を測定しており、電気防食初期に1.9Aであった発生電流が3カ月後には0.1A以下の値で安定したという結果がある。このことから来島海峡大橋3P、5Pにおいても電気防食開始から短期間の間に安定状態になりほとんど陽極を消耗しない状態が続いていると推測される。

海中部無塗装の4Aで消耗量から陽極寿命を算出すると、95年となり、設計で想定した50年の1.9倍という結果となった。理由としては、干満帯に被覆塗装を施していることで潮位変動に伴う発生電流の増加を防ぐことができている⁹⁾と思われる。また、写真の状況から工場製作時の無機ジンクリッチペイント(20 μ m)が残っていること、およびエレクトロコーティング(石灰質皮膜、主にCaCO₃、Mg(OH)²のコーティング)効果も影響している可能性はある。また、テストピース調査による腐食速度の結果から、一般の海中部よりも腐食環境が良い結果となったことも一因として考えられる。以上のことから設計よりも長期の防食が十分に期待できると推測される。

塗装と電気防食の併用の場合、塗膜の劣化と陽極の消耗量には相関があると考えられ、今回の調査時点では、劣化がほとんど見られなかった塗膜も、今後、劣化が進行すれば、陽極の消耗量が急激に増加していくことも想定される。経過年数と陽極残存率の関係を図-5に示す。

無塗装の場合、設置直後から消耗するが、塗装の場合は20~30年程度³⁾はほとんど消耗せず、その後塗膜劣化の進行に比例して消耗していくと考えられる。

今回の調査では、塗装の有無により陽極の消耗量に有意な差は得られたものの、調査データが少なく、また塗膜が健全な時点でのデータであることから長期的な予測は難しい。今後も定期的な調査が必要である。

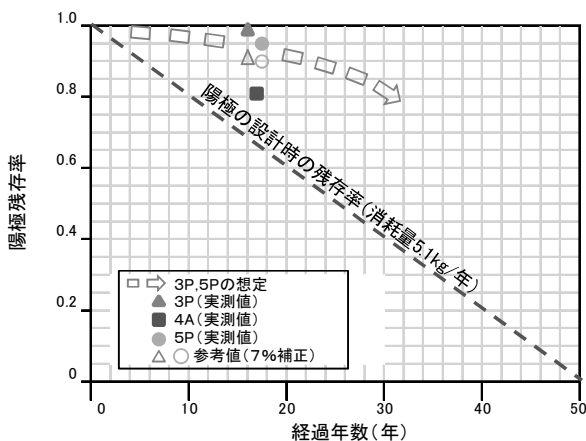


図-5 経過年数と陽極残存率の関係

Fig5 Relation between service year and anode remaining rate

6. 今後の維持管理

今後の維持管理計画を表-7に示す。塗膜の劣化の進行

は明確となっていないが、現在の陽極の消耗量から詳細点検の次回実施時期はケーソン設置30年目付近とした。この理由は、海中部の塗装の耐久性がおよそ20~30年程度³⁾であることから陽極の消耗程度、ケーソン壁面の塗膜状況を把握する時期として有効と考えた。その後の点検頻度については、次回詳細点検時の塗膜の状況、陽極消耗量の程度、発生電流等を勘案して決定するものとする。また、電位測定については塗装の損傷と電位の関係を調査するため5年間隔とした。

表-7 維持管理計画

Table 7 Maintenance plan

実施時期	項目	内容
2013年度	電位測定	4方向で実施。深さ方向は1m毎測定は満潮時に実施
2018年度	電位測定	
2023年度	電位測定	TP-4m付近の塗膜の境を調査
	ケーソン壁面調査	
	テストピース調査	
	陽極消耗量調査	

7. あとがき

来島海峡大橋の鋼製ケーソンで実施されている電気防食について、潜水士による詳細調査を行った結果、電気防食により高い防食効果が得られ、ケーソン壁面が健全であることが確認できた。また、陽極の消耗量は、いずれのケーソンでも設計時の想定よりも少なく、特に塗装と電気防食を併用の場合には、相乗効果により塗装が健全であれば、陽極の消耗量が微小となり、長期の防食実現の可能性があるとわかった。

今後は定期的な詳細調査を行いデータを蓄積することにより、より経済的な防食設計を行うためのデータが得られるものと思われる。

参考文献

- 1) 腐食と防食の基礎、1999.7、須賀工業株式会社HP
<http://www.suga-kogyo.co.jp/trcd48wa/husyoku.html>
- 2) 土木研究所他：海域における土木鋼構造物の電気防食に関する共同研究報告書、1991.3
- 3) 沿岸技術研究センター：港湾鋼構造物防食・補修マニュアル(2009年版)、2009.11
- 4) 高城信彦：複合電気防食した構造物の防食電流密度、第21回日本道路会議論文集、pp.892-893、2009.11
- 5) 阿部正美、福手勤、山本郁雄、清水一夫、真辺昌司：波浪地域に位置する鋼構造物の電気防食法に関する現地試験、港湾技研資料No.921、1998.12

海外報告：エジプト

(橋梁維持管理能力向上プロジェクト詳細計画策定調査)

Overseas Report (Arab Republic of Egypt : The Project for Improvement of the Bridges Management Capacity)

保全部 保全企画課長

川上 賢明

Yoshiaki Kawakami

1. はじめに

筆者は2010年11月26日から12月3日及び2011年6月13日から6月24日の2回にわたり、(独)国際協力機構(JICA)における「エジプト国 橋梁維持管理能力向上プロジェクト」の詳細計画を策定するため、技術アドバイザーとして参団した。

本稿は、エジプト国における橋梁維持管理の実情を把握し、エジプト政府の本件に対するニーズを確認した上で、JICA側で協力内容を検討しプロジェクトの主な実施内容を合意した計画を報告する。

2. エジプト・アラブ共和国の概要

エジプト・アラブ共和国¹⁾は、アフリカの北部に位置し、気候は地中海性気候の北部海岸地方以外は砂漠性気候で、雨はほとんど降らない。5～9月が夏季、11～3月が温暖な冬である。4月頃の春には国中でハムシーンと呼ばれる砂混じりの熱風が吹く。首都カイロの年間平均気温は摂氏21.8度で年間降雨量は24mm程度である。

面積は日本の約2.6倍。人口は約7,900万人。民族は主にアラブ人で少数のヌビア人、アルメニア人、ギリシア人等。言語はアラビア語。宗教はイスラム教が94%、キリスト教等。在留日本人は1,000人弱。政体は立憲共和制。議会は一院制。外交・国防は中東・アフリカ地域における大国として、中東和平ではパレスチナ諸派やイスラエルとのパイプを活かした活動を積極的に行うほか、イラク、スーダンなどの地域問題でも活発な外交を展開している。

経済は4大外貨収入源(観光、運河通航料、石油輸出、出稼ぎ者による外貨送金)が貿易赤字を補填する構造、主要産業は農業(GDPの14.6%)、鉱工業(同17.5%)、貿易・金融・保険(同18.4%)、石油(同12.9%)、運輸(同10.6%)である。GDP(2009/2010年度)は1,883億

ドル、1人当たりの国民所得は2,070米ドルである。

日本との二国間関係は、1936年にカイロに公使館を設置して以来、良好な関係を維持している。2002年の邦人渡航者は5万人台であったが、その後徐々に増加し、2009年の邦人渡航者数は約9万人となっている。両国間の首脳レベルの往来は、ムバラク大統領(当時)が過去4回訪日し、日本からは、2003年に小泉総理が、また2007年には安倍総理がエジプトを訪問し、閣僚レベルや政治家の要人往来も頻繁に行われている。



図-1 エジプト・アラブ共和国とカイロの位置

Fig.1 Arab Republic of Egypt and Cairo

3. プロジェクトの背景

エジプト国内の道路延長は64,000km以上におよび、その中におよそ3,000橋以上の橋梁が存在している。国内貨物輸送量の約98%がこれら道路および橋梁を利用しており、道路交通網はエジプト国の経済活動において非常に大きな役割を果たしている。

しかしながら、地中海沿岸およびナイル川沿いをはじめとする国内の道路交通インフラの整備及び維持管理状況は十分なものではなく、特に適切な維持管理がなされず老朽化した橋梁が多く存在しており、エジプトの国内および国際物流に多大な負の影響を及ぼしている。

エジプト国のさらなる経済発展のためには、これらの問題を解決する必要があることから、エジプト国にお

る道路の建設および維持管理を所掌している道路橋梁陸運総庁（以下、GARBLT という。）は、橋梁の維持管理補修に関する対策プログラムをスタートさせたが、これまでのところの成果は芳しいものではなかった。その主な理由としては、エジプト国内に十分な知識及び技術を持った人的リソースと、適切に検査・評価するために必要な機材が不足しているためである。

以上の経緯から、今般、エジプト政府より日本に対して橋梁の維持管理および補修に関するキャパシティ・ディベロップメントを主たる内容とした技術協力の要請がなされたものである。

4. プロジェクトの主要調査・協議事項

- (1) 要請背景、内容の確認
- (2) 先方政府の意向の確認（実施体制、実施方針）
 - 1) プロジェクト実施体制の確認
 - 2) プロジェクト目標、成果、活動内容の協議
 - 3) 日本側投入・負担事項とエジプト側負担事項の確認
- (3) カウンターパート組織の確認（GARBLT 本庁、及び地方事務所）
- (4) プロジェクトサイトの確認（橋梁維持管理状況、損傷状況等）
- (5) エジプト国の技術水準の確認（GARBLT、コントラクター、コンサルタント）
- (6) 評価項目による事前評価結果取りまとめ
- (7) 上記協議を受け、合意文書（M/M）として取りまとめる。

5. 橋梁の維持管理事情

5.1 一般橋梁の維持管理状況と課題

(1) 橋梁維持管理体制

現在、橋梁の維持管理に当たっているのは 15 の地方事務所に常駐する技師各 1 名（専任ではないところも多い）と本部の 15 名の技師（内、点検担当は 4 名）と脆弱な体制である。しかしながら橋梁点検と早期の補修の必要性の認識は高く、2007 年より目視点検を始め、職員の増員が 2010 年 12 月 1 日に行われている。

(2) 橋梁と点検の状況

道路巡回による違法行為の是正と構造物の日常点検に対する認識が低いのか、高架橋下のゴミ廃棄場化、壊れた橋梁伸縮装置の放置、橋梁の沓回りの清掃不良、橋梁下面のコンクリートの剥離・鉄筋露出等の問題が、調査団が一見しただけで散発的に発見された。（写真-2～4）橋梁点検台帳も、紙ベースの資料が地方事務所に存在するだけで写真の添付もなく、経過観察する損傷の進行等も把握できない状況にあり、資料、データの保存がないことは今後の本技プロの実施上の懸念点である。

(3) システマティックな点検・管理の必要性

他方、ナイル川を渡河するイギリス統治時代に建設された鋼製橋梁の塗装やリベットが十分に維持管理されている状況も見られ、経験的に重要構造物には手厚い管理が行われているとも評価できる。少数の重要橋梁を管理するには十分だったかもしれない「経験と直感による管理」から、アセットの増加に対応した「統一的な維持管理システム」に移行し、点検を計画的に強化していく必要がある。

(4) マネジメントサイクルの早期確立の必要性

現状では、一見した範囲では、橋梁の損傷は橋梁の架替えを伴う深刻な状態にはまだ至っていない観があるものの、20年以上前に建設された橋梁について、その設計の合理性、施工精度及びコンクリートの品質に大きな問題が見られる。十分な点検の下、損傷が進行する前に予防保全を行い将来的な維持管理のトータルコストを最小化する橋梁マネジメントサイクルの確立の意義は非常に大きいと思料される。



写真-1 カイロ市内の国道
Photo 1 National Highway of Cairo City



写真-2 伸縮装置の管理状態
Photo 2 Maintenance Condition of Expansion Joint



写真-3 橋脚の管理状態
Photo 3 Maintenance Condition of Bridge Pier



写真-4 床版の管理状態

Photo 4 Maintenance Condition of Deck Slab

5.2 斜張橋の維持管理状況と課題

(1) スエズ運河架橋

スエズ運河架橋(写真-5)は日本の無償資金協力により建設され 2001 年 9 月に開通した。この橋梁維持管理体制はエンジニアが 2 人と人数は不明であるがその他ワーカーで構成されており、現場案内を受けた範囲ではワーカーは少なくとも 4、5 人程度はいるようである。

スエズ運河架橋の建設に携わった日本の鹿島等 JV が橋梁の維持管理マニュアルを作成し、それに基づいて彼らが点検を含めて維持管理を実施しているようである。正確かどうか判らない点はあるが彼らのプレゼンテーションによるとスエズ運河架橋のこれまで実施した維持管理は項目別に整理、取りまとめられており、そのとおり実施されているのであれば相当な維持管理ができていると判断できるが、個人的にはやや疑問が残るものもあった。

確かに桁などタッチアップによる塗装、路面上のガードレールの補修、伸縮継手などの補修は地元業者でも、一般橋梁の補修事例を見る限り可能であると考えられるが、点検設備がないケーブルや塔に関する点検や維持管理、また鋼床版上の特殊な舗装は、どうしてよいかわからない状態であると思料された。



写真-5 スエズ運河架橋

Photo 5 Peace Bridge



写真-6 スエズ運河架橋の橋面舗装

Photo 6 Pavement of Peace Bridge

(2) スエズ運河架橋の鋼床版舗装

スエズ運河架橋については、GARBLTより調査団派遣時

に鋼床版舗装のひび割れ対処法を教示願いたいとの申し入れがあり、筆者はJICAに下記の対処法を提示した。

1) 鋼床版舗装の現況

スエズ運河架橋の舗装に関しては、供用後間もなく縦断方向にひび割れが発見され、2003 年までに最終瑕疵検査が実施された。その結果、ひび割れの原因は過積載と指摘され、日本側から GARBLT にその取り締まりを申し入れていた。今回の現地調査の結果では、過積載の取り締まりは適切に実施されているとは言い難いものであった。また、維持管理に関しては、部分的にタールエポキシ樹脂によるコーティングを実施してきており、その後も随時、エポキシ樹脂による注入目地工法で補修を行っているが、その効果もなくひび割れはさらに進行し、損傷程度の酷い箇所では写真-6 のとおり亀甲状に進展しており、このまま放置すると部分的なポットホールが危惧される状態となっている。

2) ひび割れの推定原因

供用後間もなく縦断方向にひび割れが入ったとの報告から、想定外の重車両が鋼床版上の舗装を走行したことにより、床版内部に配置されている縦桁及びUリブの縦断方向に沿って床版が局部変形を起しそこからひび割れが発生したと考えられる。その後もレーンマークにより規制された走行位置を繰り返し同じような箇所をタイヤが通過したことにより、さらにひび割れが亀甲状に進行したものと推定される。

3) 当面の懸念事項

表層の亀甲状のクラックの細分化が進行していること、打音検査による叩き調査の結果、全箇所です浮きが確認されていること、ひび割れ箇所には的確に注入目地がなされていないことから、今後いつ何時でも重車両の走行時におけるブレーキ操作や、降雨後の車両走行により、表層の剥がれによるポットホールの発生が危惧される。

放置するとさらに剥がれが広範囲となり、ハンドルを取られるような交通事故にも繋がる懸念される。もちろん、基層部分も表層の働きがなくなっている部分はさらにひび割れが進行し、基層部分も全面打ち換えへと進んでいくことは言うまでもない。

4) 当面の対処方法

急ぎ取るべき対処方法としては、この後 JICA のフォローアップ調査により年度内に一定の結論が得られること、その後、GARBLT による補修工事までに一定の時間を有することなどを考慮すると、これまでのひび割れ注入目地工法では十分な対策とはなり得ないため表層(40mm)の損傷箇所を全て剥ぎ取ることが必須となる。一部では基層(40mm)まで剥ぎ取る箇所が出る可能性は十分あるが、今回の場合は直後に大規模な舗装補修を行うことが前提となっていることから、基層部分についてはそれまでの間、剥ぎ取らずひび割れ注入目地工法で延命させるような対策を考えるのが現実的と思料する。

5) 将来を見据えた取るべき対処方法

JICA で今後行われる詳細調査を含めた調査結果次第

となるが、全面的な補修工事が必要となった場合は、基層部分に同じ SMA 工法を採用するか否かの検討は必須事項と考える。特に基層に日本で実績のあるグースアスファルトの採用を考えた場合は、材料の手配、施工機械の入手が可能かどうか、またその施工管理ができるか否か、将来の維持管理費を含めた経済性も大きなファクターとなり、GARBLT に判断させるのもひとつの方策である。

舗装補修完了後、再びひび割れを防止する意味で事前に車両走行位置を割り出し、鋼床版の縦桁やUリブの引張りひずみが卓越する箇所を特定し、その箇所の舗装表面にひび割れ防止目地なるものを予め入れることにより、今後のひび割れがかなり抑制されるという実績もあることから、その検討も有効な対策の一つになると思料する。

また、根治治療として重要なことは、鋼床版の縦桁やUリブにおける疲労亀裂の可能性である。これまでの経緯を振り返ると、相当巨大な過積載車が繰り返し通過したことにより鋼床版の縦桁やUリブ直上が局部的に大きく変形し、その引張り部分となった箇所から舗装面のひび割れが発生したと考えられる。

その状態でおおよそ 10 年弱が経過していることから、実走行の輪荷重が載る鋼床版の裏側にある例えばUリブ付近の疲労亀裂の有無を含めた詳細調査が必要である。その調査結果により、鋼床版の疲労対策の要否の判断と必要な場合の対策方法を検討することとなる。

(3) アスワン橋

アスワン橋は、設計はフランスで行い施工はエジプト独自による大手ゼネコンのアラブコントラクターが行ったとのことである。GARBLT の地方担当事務所では道路担当のエンジニアしか配置されてなく、橋梁の維持管理については、ほとんどなされていない状態であった。

元々この地区では4つしか橋がないということもあり、一般橋梁の簡易な補修は行われているようであるが、アスワン橋は補修が全くなされていないとのことであった。地方事務所のエンジニアはアスワン橋の話になると、本部（カイロ）の管轄で自分たちは全くタッチしていきな分らないと云うことであり、事務所には橋梁の一般図すらない状態であった。

上記より、取付高架橋を含めて、現場の維持管理が全くなされていないこと、建設中の施工問題も数多く散見されているのが現状である。今後この橋の維持管理体制を含めて、どのようにして行くのかと云うこと自体が課題であると思料する。(写真 7~10)

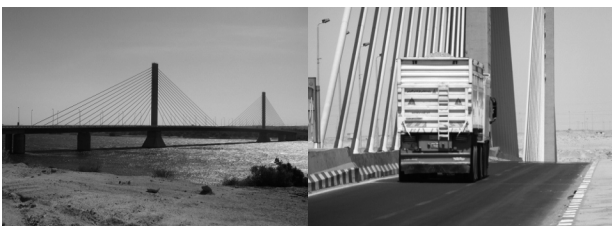


写真-7 アスワン橋
Photo 7 Aswan Bridge

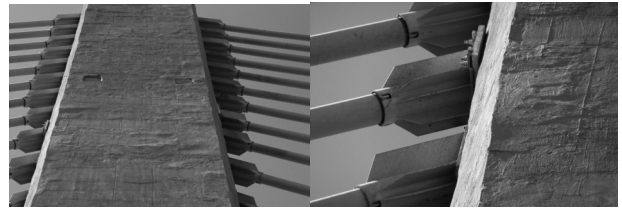


写真-8 主塔及びケーブル定着部付近
Photo 8 Tower and Cable Anchorage Zone



写真-9 取付高架橋の主桁
Photo 9 Main Girder of Approach Bridge



写真-10 床版定着部ボルトの緩み
Photo 10 Loosened Bolt of Deck Slab Anchorage Zone

(4) プロジェクトでの斜張橋維持管理の進め方

前述したとおり、スエズ運河架橋についてはある程度、斜張橋用の維持管理マニュアルが存在すること、また、協議の中でも GARBLT 側は一般橋梁とアスワン橋を本プロジェクトでの対応を要望していることから、スエズ運河架橋のマニュアルをベースにアスワン橋用の点検マニュアルを含めた維持管理マニュアルを作成する必要がある。ただし、アスワン橋は桁及び床版はスエズ運河架橋とは異なり、コンクリートを採用していることから、使用材料の違いによる損傷の表れ方も異なるためその辺りは十分に吟味してマニュアルを作成することが肝要である。

現実問題としては、まずはスエズ運河架橋をベースにしたマニュアルに、アスワン橋独自の条件を取り入れた暫定版を作成する。その後、点検車が投入されたときに合わせて、定期点検並みの点検を行いその損傷の状況を踏まえ、点検維持管理マニュアルを見直すというステップを踏むことが望ましいと思料する。

そのマニュアルに則り、まずは急ぐ箇所から補修を行い、その点検データと共に BMS に入力していくようにする。塔側の主ケーブル定着部前面、床版側の主ケーブル定着部前面及び箱桁下側の PC 横締め定着部については、何らかの保護するサポートが必要と考えられる。

このプロジェクトの範囲としては、点検マニュアルを

作成し、スエズ運河架橋と同様な維持管理体制が組めるようにすることが、まずは大事なステップとなる。

6. 協議結果によるプロジェクトの概要

6.1 プロジェクトの概要

(1) プロジェクトタイトル：

現状：The Project for Improvement of the Rehabilitation Program for Bridges

変更予定：The Project for Improvement of the Bridges Management Capacity

(2) プロジェクト期間：3年（2011年度中に開始予定）

(3) プロジェクトエリア：エジプト国全土

(4) プロジェクト裨益者：（直接的裨益者）GARBLT エンジニア、（間接的裨益者）エジプトの橋梁利用者

6.2 プロジェクトの実施内容

(1) 上位目標

エジプト国において橋梁維持管理が適切に実施される。

(2) プロジェクト目標

GARBLT の橋梁維持管理能力が向上する。

(3) プロジェクト成果及び活動

(3-1) GARBLT における橋梁維持管理サイクルが強化される。

- 1) 橋梁維持管理サイクルの現状をレビューし、問題点を明確にする。
- 2) 現在の橋梁維持管理サイクルにおける改善方法を提案する。
- 3) 橋梁維持管理サイクルにおける改善方法を試行的に実施する。
- 4) 橋梁維持管理サイクルに関するワークショップを実施する。

(3-2) GARBLT のエンジニアの橋梁点検能力が強化される。

- 1) 橋梁点検マニュアルを作成する。
- 2) 作成した橋梁点検マニュアルを活用し、橋梁点検（インベントリー調査、日常点検、定期点検、詳細点検）を実施する。
- 3) 斜張橋に関する点検マニュアルを作成する。（アスワン橋を想定）
- 4) 作成した斜張橋に関する点検マニュアルを活用し、橋梁点検（インベントリー調査、日常点検、定期点検）を実施する。

(3-3) GARBLT のエンジニアの橋梁補修能力が強化される。

- 1) 橋梁補修マニュアルを作成する。
- 2) 橋梁補修を実施する。
パイロットプロジェクトとして数橋で実施する。
また、この補修については、橋梁維持管理における基本的な補修（コンクリートひび割れの修復）などを中心に技術移転を図る。

(3-4) GARBLT において橋梁維持管理システム（BMS）が整備される。

- 1) 橋梁維持管理システム（BMS）を開発する。
（STEP1）：BMS では、一般的に①台帳機能、②点検（損傷度）結果入力機能、③補修優先度判定機能、④補修工事費計算機能が求められる。STEP1 では、①、②までを開発する。
- 2) BMS への橋梁点検結果を入力する。
橋梁点検結果の入力等により BMS の活用方法をマスターする。
- 3) BMS に関するトレーニングを実施する。
- 4) BMS のアップグレードを実施する。
（STEP2）：上記③、④を追加する。

6-3 対象橋梁

橋梁点検や補修にかかる技術移転は、20 橋の対象橋梁において実施する。この対象橋梁は以下に示すとおり、3つのバッチに分割して活動を実施する。

(1) 第1バッチ（3～5橋）

シンプルでアクセスしやすいトレーニング用橋梁、日本人専門家の指導の下、現地トレーニングを実施する。

(2) 第2バッチ（3～5橋）

第1バッチに比べ若干レベルの高い橋梁、日本人専門家の指導の下、現地トレーニングを実施する。

(3) 第3バッチ（10橋程度）

トレーニングを受けた GARBLT エンジニアにより点検を実施する。点検の補助及び点検結果のレビューを日本人専門家が実施する。

なお、対象橋梁は日本人専門家と GARBLT との協議により決定されるが、本調査において確認した GALBRT 東デルタ事務所のような橋梁維持管理に力を入れている事務所（①橋梁数及び種類が多く（300 橋程度管轄）、②士気の高い職員がおり（JICA 課題別研修「橋梁コース」の受講経験あり）、③データが比較的整備されている（写真付きの台帳が整備））から選ぶことが望ましいとした。

6-4 日本側負担事項

(1) 専門家の派遣

- 1) 長期専門家：チーフアドバイザー
（官推薦エンジニアを予定）
 - 2) 短期専門家：コンサルタントチームを想定
 - ・橋梁点検専門家
 - ・橋梁補修専門家
 - ・BMS 開発専門家
 - ・斜張橋専門家
 - 3) ローカルスタッフ：長期専門家の支援
- (2) 供与機材
- 1) 橋梁点検車
 - 2) 橋梁点検機材（非破壊検査器、リバウンドハンマー等）
 - 3) 橋梁補修機材、補修剤（エポキシ樹脂、フェノール

フタレイン液等)

供与機材の具体的な条件等については、プロジェクト開始後チーフアドバイザーと GARBLT の協議により決定する。

- (1) 本邦研修：3～5 人×3 回程度を想定
- (2) その他
 - 1) 専門家用プロジェクトカー
 - 2) その他活動に必要となる諸費

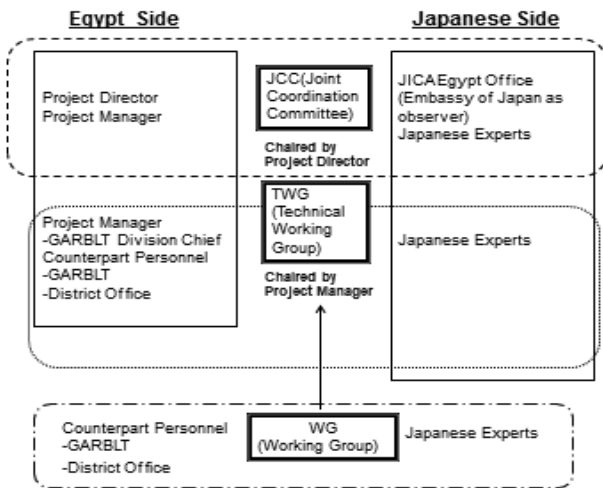


図-2 JCCの組織

Fig.2 Organization chart of Project

6-5 エジプト側負担事項

- (1) CP の配置
 - 1) Project Director：Chairman of GARBLT
 - 2) Project Manager：General Manager for Bridge Maintenance of GARBLT
 - 3) Project Coordinator：プロジェクト開始時に JCC (図-2) にて任命する。
 - 4) Fulltime Counterpart：プロジェクト開始時に JCC にて任命する。2 名を予定。
- (2) オフィス、機材等
 - 1) 執務室：机、椅子、本棚 (各 7)、電話線、インターネットアクセス、エアコン
 - 2) 会議室：テーブル (1)、椅子 (5)、エアコン
 - 3) 秘書 (英語)
 - 4) リフト車 (橋梁点検用として 1 台)
- (3) データの提供
- (4) 現地調査における手配：交通規制、実施許可取得等
- (5) プロジェクト活動に伴う必要経費：
スタッフの person 費、旅費等

6-6 プロジェクト実施のための留意事項

- (1) 第 1 次調査及び第 2 次調査において、何度要請しても GARBLT から必要なデータ (組織図、予算等) が出でこなかった。これらは、縦割り組織であることのみならず、GARBLT の職員の気質として、貴重な情報を個人で抱え共有することを拒む傾向があると感じる。

本調査においては、最終的に総裁に情報提供の依頼を行い、GARBLT の対応が改善された。本技プロを行うに当たっては、この点に留意し、実施することが必要と思料する。

(2) GARBLT は、技術プロジェクト (以下、技プロという。) の活動よりも供与機材に高い興味を示している。このことから、本技プロにおいては、機材の供与条件としてプロジェクトの成果を上げることなど、機材供与を活用し、GARBLT 側のモチベーションを高めることは有効であると思料する。

(3) 本技プロでは、5,000 万円程度の橋梁点検車を供与予定である。他プロジェクトでは、免税手続きなどにより多くの時間を費やしプロジェクト活動に影響を与える例も散見される。幸い、GARBLT はこの点をよく理解しており、スムーズな手続き実施のためあらかじめ準備を進めることを明言している。

7. おわりに

本技プロの限られた期間と専門家・供与機材等の投入量では、エジプトの現状からして「良好な橋梁の維持管理」に関する全ての課題に応えることは困難である。しかしながら、本技プロはいずれの課題の改善にもつながる GARBLT 職員の仕事のマネジメントの改善に関するモチベーション向上の手掛かりを与えるものに成り得る。係る観点から、専門家 (特に長期専門家) については、業務の執行体制の改善等にも積極的に助言を行い、本技プロの波及効果がより大きなものになるような活動を行うことが望まれる。

現時点では GARBLT 側は機材の充足とインハウスエンジニアの能力向上で維持管理の問題が大幅に改善されると考えている節がある。実際、約 1,500 橋 (長い渡河橋梁等を含む) の点検をすべてインハウスの橋梁エンジニア 20 数名のみの体制で行うとすれば、定期点検の頻度も低いものとならざるをえないことから、コンサルタントまたは、維持管理業者の活用等の執行体制構築をインハウスエンジニアの能力向上と並行して考え、状況によっては本プロジェクト活動の後半では、そういった新たな執行体制を意識したセミナー等を行っていく必要があると思料する。

スエズ運河架橋の協力から 10 年近くの時間が経過していることから、プロジェクト開始後に GARBLT の職員との信頼関係を改めて醸成し、より広範囲な問題について意見が交換できる環境を形成し、プロジェクトの内容を適宜、柔軟に見直し、より良い協力と成果が生まれることを期待する。

参考文献

- 1) 外務省ホームページ

<http://www.mofa.go.jp/mofaj/area/egypt/data.html>

ベトナム ニャッタンの橋の現況について

Overseas Report (Present State of Nhat Tan Bridge, Vietnam)

長大橋技術センター付
(大日本コンサルタント株式会社 派遣中)

上村博文
Hirofumi Uemura

1. はじめに

小生は、ベトナム社会主義共和国において、「ニャッタンの橋建設事業」を監理するコンサルタントの一員としてハノイに在住しています。一昨年の10月1日に赴任し、既に二年(2011年8月末時点)が経とうとしています。活気溢れるハノイでの生活にもすっかり慣れ、業務も軌道に乗ってきましたので、本紙面を御借りして、ベトナムやハノイの概要、生活状況、ハノイ市内の道路交通や橋梁の現状、さらには、現在担当しているニャッタンの橋(日越友好橋)の建設状況等について、簡単に報告させていただきます。

2. ベトナム国の概要

まず、最初にベトナム国の概要について述べます。国土の面積は約33万km²ですから、九州を除いた日本の面積とほぼ同じです。2009年4月時点の人口は約8,579万人、民族的にはキン族(越人)が約90%を占め、残りが少数民族(53民族)や華僑となっています。宗教は、国民の約80%が仏教を信仰しており、残りはカトリック教、カオダイと呼ばれる新興宗教等となっています。行政組織は、全国に64省、5つの直轄都市(ハノイ、ホーチミン、ハイフォン、ダナン、カントー)が配置されています(図-1参照)。

2.1 地理・地形

ベトナムの国土は南北1,650km、東西600kmに及び、国土の大半がインドシナ半島の太平洋岸に平行して南北に伸びるチュオンソン山脈(アンナン山脈)の東側に位置するため、東西の幅は最も狭い部分では、わずか50kmしかありません。細長くS字形に似た国土の形状は、よく米かごを吊るす天秤棒に例えられます。この天秤棒の両端には大規模なデルタが広がり、ここに人口の大部分(約70%)が集中しています。北のデルタは紅河

(ホン川)によるもので、首都ハノイのほか河口付近には港湾都市ハイフォンが位置します。南のデルタは中国に源を発するメコン川によるもので、河口付近に最大の経済都市であるホーチミン市を擁しています。北部国境(中国国境)の長さは1,150km、国境の総延長距離は、6,127km、沿岸の総延長距離は3,260kmに及びます。沿岸には北部の一部(ハロン湾周辺)を除き、島嶼はほとんどありません。本土から離れた領土としては、ホーチミンから約600kmの東、南シナ海に浮かぶチュオンサ群島(スプラトリー諸島、南沙諸島)と、中部ダナン市の約400km東に存するホアンサ群島(パラセル諸島、西沙諸島)の領有権を主張しています。もともと両郡島とも中国、フィリピンをはじめ、マレーシアやブルネイの諸国が同様の主張をしています。チュオンサ群島の一部はベトナム国が実効支配しているものの、ホアンサ群島は全体が中国の実効支配下にあります。従って、実質的なベトナム最大の島は、最西端の領土となるシャム湾に浮かぶフークオック島となります。主要な河川は、前述したように紅河(支流であるカウ川、ロー川、ダーツ川)、ダナンに河口をもつカー川、中部のパー川、南部のドンナイ川、そしてメコン川です。天然の湖沼も多く見られますが、その殆どはデルタに残る三日月湖というのが実態です。



図-1 ベトナムの位置図

Fig.1 Location of Vietnam

2.2 気 候

ベトナムの国土は北回歸線よりも南に位置し、赤道近くまで伸びている（本土の最南端は北緯 8 度 33 分）ので、南西モンスーンの影響を大きく受けます。また、7 月から 11 月までは台風の影響があり、特に国土の中央部において、大きな被害が発生することが少なくありません。北部の気候は亜熱帯～温帯性の気候となっており、4 月から 10 月までが雨期のシーズンになります。首都ハノイの気候は、平均気温が 1 月で 16℃、7 月で 29℃、年間平均降水量は約 1,700mm となっています。南部は熱帯性気候下にあるため、ホーチミン市では 1 月の平均気温が 18℃、7 月が 33℃と高くなっていますが、年間降水量は約 1,000mm と逆に少なくなっています。なお、チュオンソン山脈の山岳地帯においては、年間降水量が 4,000mm を超える地域もあります。

2.3 経 済

1986 年 12 月のベトナム共産党第 6 回大会において、社会主義に市場経済システムを取り入れるという「ドイモイ政策」が採択され、中国と同様に改革・開放路線へと大きく転換しました。1996 年のベトナム共産党第 8 回大会では、2020 年までに工業国入りを目指す「工業化と近代化」を二大戦略とする政治報告が採択されています。経済的には、まだまだ政府開発援助(ODA)と外国投資に牽引されていますが、アジア通貨危機で一時失速した国内総生産 (GDP) の成長率も、2007 年 8.5%、08 年 6.3%、09 年 5.3%と比較的安定成長が続いています。近年、中国では人件費が上昇基調にあることから、新たな投資先として注目を集めており、こうした点からも、WTO 加盟が政府にとって重要な目標となってきましたが、ようやく 2007 年 1 月に加盟を果たしました。労働人口については、その約 70%が第一次産業に従事していますが、近年は第二・第三次産業が急速に成長しており、特に観光業の伸びが著しく、重要な外貨獲得源となっています。主な輸出品目は、原油、鉱物資源、衣料品、農水産物となっています。

2.4 農 業

米は、タイに次ぐ世界第二位の輸出国でしたが、現在は輸出制限措置が採られているようです。また、コーヒーは、現在ブラジルに次いで世界第 2 位の生産量 (99 万トン、2003 年) に達しています。大部分がインスタントコーヒー、缶やペットボトル入りの清涼飲料、製菓用杯に使われる安価なロブスタ種 (カネフォラ種) ですが、近年はレギュラーコーヒーに使われる高級品のアラビカ種栽培にも力が注がれています。

2.5 鉱 業

ベトナムは石炭・石油を中心とした有機鉱物資源、スズを中心とした金属鉱物資源に恵まれています。北部ハ

ロン (ホンゲイ) から産出する石炭は上質の無煙炭であり、19 世紀末からホンゲイ炭として採掘が始まりました。2003 年時点の採掘量は 1670 万トンに及びます。また、ベトナムは産油国でもあり、1660 万トン/年の原油を産出するとともに、天然ガスの採取量は 126 千兆ジュール/年にも及びます。さらに、金属鉱物資源も豊富であり、その多くが北部デルタ周囲の丘陵地帯で採掘されています。最も重要な鉱物資源は世界第 4 位のスズ (4000 トン、世界シェア 1.5%、2005 年) です。この他に、亜鉛、金、クロム、鉄、鉛のほか、リン鉱石も産出されています。

3. ハノイ市の概要

3.1 市 勢

ハノイ市 (漢字: 河内) は、ベトナム北部に位置するベトナムの首都です。地名の「河内」は、市街が紅河デルタの堤内にあることに由来しています。2008 年の市人口は、約 620 万人 (拡大された郊外部を含む。所謂、グレーター・ハノイ市としての人口。旧市街だけなら、人口は約 330 万人) と言われています。中心部は紅河の右岸にあり、政治や国内工業の中心地、農産物の集散地ともなっています。また、有名な「一柱寺 (写真-1)」など、古くからの史跡も多く、これらを含むタン



写真-1 一柱寺

Photo 1 One Pillar Pagoda



写真-2 タンロン遺跡

Photo 2 Imperial Citadel of Thang Long

ロン¹の古代遺跡群が 2010 年 8 月ユネスコの世界遺産に登録されました（写真-2）。市内には、Hoan Kiem, Ba Dinh, Hai Ba Trung, Dong Da, Tay Ho, Cau Giay, Thanh Xuan の 7 つの行政区があり、郊外には Soc Son, Dong Anh, Gia Lam, Tu Liem, Thanh Triz の 5 つの県が配置されていましたが、2008 年 5 月 29 日ハタイ省全域とヴィンフック省メリン県、ホアビン省ルオンソン県がハノイ市に合併されることが決定し、2008 年 8 月 1 日をもって合併しました。この合併により、面積は約 3.6 倍、人口は約 2 倍となっています。ハノイ市全体からみた人口密度は 17,125 人/km² ですが、市内中央部にある Hoan Kiem 区は 37,265 人/km² と、全国で最も人口密度の高い地区となっています。

ハノイの気候の特徴は、1 年の気候が寒暖・湿乾で 2 分されることです。5 月から 9 月までは高温・多湿で、雨量も多く、猛暑期には気温が 40℃を超える日もあります。一方、11 月から 3 月までは気温が低く、空気も乾燥していて日本人には比較的過ごしやすいと感じる季節です。寒期の平均気温は、18℃程度ですが、1955 年 1 月には最低気温 2.7℃を記録したこともあります。4 月と 10 月は、2 つの季節の移行期で、あたかも日本の春・秋のような気候となり、日本の四季のような季節を少し感じることもあります。

3.2 歴史

ハノイがベトナムの中心都市となったのは、11 世紀初頭のことと言われており、2012 年には遷都 1,000 年を迎えます。唐時代には雲南と南シナ海を結ぶ交易路上にあったこともあり、安南都護府が置かれ、唐による南方支配の拠点となっていました。唐時代末期には安南都護府の支配は形骸化し、さらに紅河が当時の海上交易網から外れていったため、その重要性は一時低下しました。しかし、11 世紀の李朝はこの地を都と定め、農業地帯を統治する拠点としました。李朝の成立以降、1802 年に阮朝がフエに都を移すまで王都として繁栄していました。その間、昇竜（タンロン）、東京（トンキン）など様々な名で呼ばれてきましたが、1831 年に現在の名称に統一されました。1873 年にはフランスに占領され、1887 年以降はフランス領インドシナを中心地となっていました。1940 年、日本軍の仏印進駐により、事実上日本の占領下となりましたが、日本の敗戦とともにその占領状態は終了し、1945 年 9 月 2 日ハノイにおいてベトナム民主共和国（当時の北ベトナム）の独立が宣言されています。その後、1946 年から 1954 年の第一次インドシナ戦争において、ハノイも戦場となり、一時フランス軍に占領されたりしたこともありましたが、最終的にはベトナム側の勝利に伴ってハノイはベトナム民主共和国の首都となりました。その後のベトナム戦争時には、市内にある橋梁（ロンビエン橋）などの交通施設を中心にアメリカ軍の激しい爆撃を受けることとなったものの、1976 年の南北ベトナムの統一（サイゴン陥落）に伴い、

ベトナム社会主義共和国の首都となって現在に至っています。

4. ハノイの生活

4.1 生活情報

ベトナムでの食料調達場所といえば、未だ市場や路上店舗が一般的なようです。食材ばかりでなく、食器、家具類、花などの日用雑貨、下着をはじめとした衣料など、あらゆる消費財が処狭しと並んで販売されています。例えば、牛肉や豚肉は皮を剥ぎ、内臓をとったままの姿で店先に並び、客からの要望を聞いてその都度切り分けられて販売されています。鳩、犬、蛇、蛙などもベトナムでは一般的な食材です。また、魚も肉もむき出しのまま並べられていることに抵抗を感じ（冷蔵なしに）、現地の人に尋ねると「新鮮だから冷蔵しなくても大丈夫」とのこと。それでも、外国人はちょっと手を出す気にはなれないような気がしていましたが、半年もすればすっかり慣れてしまい、今では普通に買って食しているような状況になっています。経済発展が急速に進む中、最近では通常のスーパーマーケットも急激に増加傾向にあり、既にホーチミン市では主流になりつつあるようです。果物は、ライチ、メロン、マンゴー、ドラゴンフルーツ、オレンジ、リンゴ、すいか、梨、柿、苺など、種類が豊富です。ほぼ一年中出回っているようで、路上にピラミッドのように積み上げられている光景があらこちらで見受けられます。なお、こういった路上の店では、値札が付けられていることはなく、値段は基本的に交渉制となっています。米は、インディカ米（長粒米）が一般的ですが、一部では日本の「こしひかり」も生産されており、価格も日本より安く（5kg で 700 円程度）販売されています。また、焼酎や日本酒類も製造・販売されており、こちらも日本より相当安く購入することが可能ですし、味もそれほどの遜色はありません。

4.2 日本食レストラン

人口 330 万人（旧市街）を有する首都ハノイ。在ハノイ日本大使館への在留届数から推算すると、ハノイには少なくとも 4500 人程度の日本人が居住しているようです。それに応じて、日本人向けの和食レストランは現在約 50 軒近くあるようです。和食レストランが地方都市に進出を検討する際に、「日本人在住人数 100 名あたり 1 軒の需要」を目安にしているとも言われていますが、ハノイにはちょうどその目安通りの軒数が営業しているようです。日本人が積極的に経営に関わっている店舗には新鮮な海鮮ネタがあり、日本の店と比較しても遜色ないところもあります。また、ベトナム産の焼酎、日本酒があり、さらに、日本や諸外国から輸入された酒類（特にワイン類等）も多くあります。お勧めは、お昼の定食

(ランチ・メニュー) です。5 ドルから 8 ドル程度で、デザートやコーヒー付きの食事ができます。

4.3 道路交通事情

ハノイ市は、土地全面積に占める道路面積の割合が小さく(約 6%)、道路の現況は大幅に不足しているのが実状です。ただ、車両保有台数がそれほど多くはないため、車両による交通混雑はさほどでもありません。しかしながら、ハノイ市内では「成人 1 人にバイクが 1 台」と言われるように、バイクによる交通量は相当な量に及びます。また、交通信号は大きな交差点には設置されているものの、交通警察官が配置される朝夕においても信号に違反するドライバーが相当数見受けられます。ましてや、交通警察官が配置されていない交差点や昼間の交差点においては、交通規則を守るドライバーは殆ど皆無であり、各バイクが思い思いの方向に勝手気ままに走行している、というのが実態だと思います。このため、交通事故の件数は多く、死傷者も約 1.5 万人/年と日本よりも相当多くなっています。なお、在留先輩日本人によれば、バイクとバイクの小さな接触事故等は事故件数には含まれていないようです。このような交通事情なので、歩行者が道路を横断する場合には、相当な注意力が要求されます。

5. ハノイ市内の橋梁状況

ハノイ市内を北西から南東に向かって流下する紅河(ホン河)には、現在 5 つの横断橋梁が建設・供用されており、さらに、1 橋が日本の ODA により建設中です。これらの橋梁は、北西から南東に向かって順に、タンロン【Thang Long】橋、ニャットタン【Nhat Tan】橋(建設中)、ロンビエン【Long Bien】橋、チュンズオン【Chuong Duon】橋、ビンタイ【Vinh Tuy】橋、タインチ【Thanh Tri】橋となっています。各橋梁の概要は以下のとおりです。

5.1 タンロン【Thang Long】橋 (昇龍という意味)

道路・鉄道併用の鋼トラス橋。当初ソ連の援助で建設が進められましたが、当時の政治・経済情勢の悪化に伴い、一時建設が中断しました。その後、中国の援助によって 1985 年に完成されています。上部デッキに道路(往復 4 車線)、下部デッキに鉄道(複線)が建設され、道路はハノイ市内とノイバイ国際空港を結ぶ幹線道路として活躍していますが、鉄道は現在、貨物列車が日に数便運行する程度であまり利用されていないようです。この理由は、ハノイ市と地方都市を結ぶ鉄道幹線がロンビエン橋を通過する線路となっているためと思われます。将来計画として、タンロン橋の鉄道部分を利用して、市内と空港を結ぶ新鉄道の計画もあるようです(写真-3)。



写真-3 タンロン橋

Photo 3 Thang Long Bridge

5.2 ロンビエン【Long Bien】橋

ベトナムがフランスの統治下にあった 1899 年に建設工事に着手し、1902 年に完成したハノイで一番古い鉄橋です。設計者は、パリのエッフェル塔を設計したエッフェル氏と言われています。ベトナム戦争時は、米軍の主要な爆撃標的とされ、何度となく爆撃を受けて所々欠損しましたが、そのたび毎に当初の形式とは異なる形式で修復され、今も現役としてハノイ旧市街と対岸(東)地区を結ぶ橋梁として利用されています。トラス構造内に鉄道(単線載荷)、主構トラス外面から両側に張り出す形で車道(現在は自転車歩行者道であるが、バイクも不法に通行)が設けられています。橋梁延長が 1,683m、最大スパンは 106.20m あります。建設から既に 100 年以上が経過し、トラス部材等には相当な錆・腐食が発生しています。運輸交通省(MOT)では、この橋梁の架け替え案や保存方法について検討しているようです(写真-4)³⁾。



写真-4 ロンビエン橋

Photo 4 Long Bien Bridge

5.3 チュンズオン【Chuong Duong】橋

チュンズオン橋は、ロンビエン橋の老朽化や増加した交通量に対応するため、自国の技術や資金を使って、同橋の200mほど南側（下流）に建設された新しい橋梁です（完成年不明）。橋梁形式は、ロンビエン橋とほぼ同様な構造形式ですが、トラス形状は平行弦に変更され、また、トラス内部の幅員を増加してトラス内部に対面の2車線、さらに、主構トラス外面から両側に張り出す形で車道（1車線）が設けられており、都合、往復で4車線の橋梁となっています。この橋梁の完成に伴い、ロンビエン橋は鉄道（単線）と自転車歩行者道となりましたが、アクセスの利便さゆえか、バイクの通行は現在も続いています。なお、本橋は、自動車とバイクの専用道とされていますが、逆に歩行者や荷車も通行しています。

5.4 ビンツイ【Vinh Tuy】橋

純国産技術（自国の技術と建設会社）で建設されたPC連続箱桁橋で、2009年に完成し供用を始めています。環状2号線上に位置し、既に供用を開始しているタインチ橋の上流側に位置します。メインスパンは135mの長さを有しています。なお、詳細なデータは不明ですが、友人のベトナム人技術者によれば、日本の技術のコピーとのことです（実態は不明。写真-5）。



写真-5 ビンツイ橋

Photo 5 Vinh Tuy Bridge

5.5 タインチ【Thanh Tri】橋

タインチ橋は、環状3号線建設プロジェクト（総延長12.8km）の中心を占める橋梁で、日本の援助によって建設が進められています。紅河内は、主橋梁であるPC6径間連続ラーメン箱桁橋（スパン割：L=80+4@130+80=680m）と東側の取付橋梁で構成され、その全長は約3.1kmに及びます。この区間の工事は既に完了し、2007年2月から供用を開始しています。全体の事業完成年は2013年が予定されているようです。

6. ニャットン橋の建設状況

6.1 橋梁の概要

ニャットン橋は、タンロン橋の東側、ロンビエン橋との間に、日本のODAにより建設が進められている新しい橋梁です。紅河を横断する主橋梁は、5塔（コンクリート製）を有する6径間連続斜張橋で主径間長は300m、橋梁延長は1,500mを有しています（写真-6）。南側に675m、北側に1,580mの取付橋梁が計画されており、それらを含む全橋梁延長は3,755mになります。

このうち、主橋梁と北側の取付橋梁を含む区間がPackage-1（IHI Infrastructure System (IIS)・三井住友建設(SMC)共同企業体）、南側の取付橋梁はPackage-2（三井住友建設・VINACONEX共同企業体）として施工が進められています。現在、工事は主橋梁部の基礎工事（鋼管矢板井筒基礎形式）が概ね完了し、主塔（Pylon）工事が最盛期を迎えつつある状況となっています。また、北側の取付橋梁や道路工事等も建設工事が進められており、2014年当初の完成を目指しています。



写真-6 ニャットン橋（完成予想図）²⁾

Photo 6 Nhat Tan Bridge (Image)

主橋梁部の概要は次のとおりです。

- 1) 橋梁形式: 6径間連続鋼・RC床版合成斜張橋
- 2) 主塔: コンクリートA型タワー（下絞り）
- 3) 基礎工: 仮締切兼用鋼管矢板井筒基礎（SPSP）
P12～P16（5基）
場所打コンクリート杭（直径1.5m）
P11、P17（2基）
- 4) スパン割: 150m+4@300m+150m=1,500m
- 5) 有効幅員: 30,900mm（車線数: 片側4車線×2）
- 6) 総幅員: 33,200mm
- 7) 構造幅員: 35,600mm

主橋梁の側面図を図-2に、主塔（Pylon）の一般図を図-3に、主桁の断面図を図-4に示す。

6.2 設計の概要

設計の基本となる設計基準類（示方書等）としては、下記の基準が適用されています。

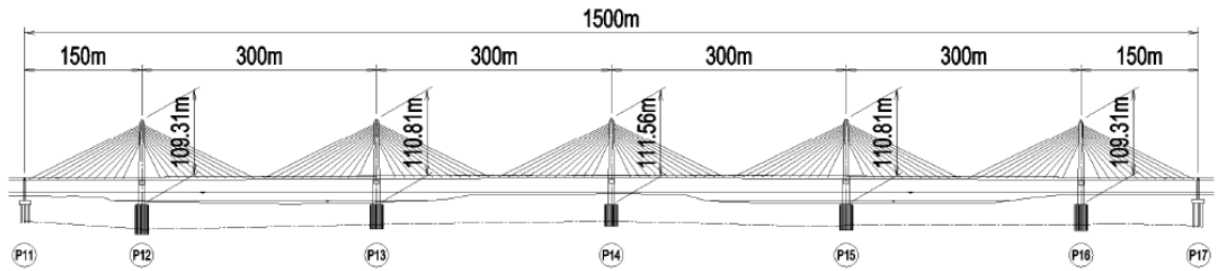


図-2 ニャットン橋【主橋】側面図

Fig.2 Side View of Nhat Tan Bridge

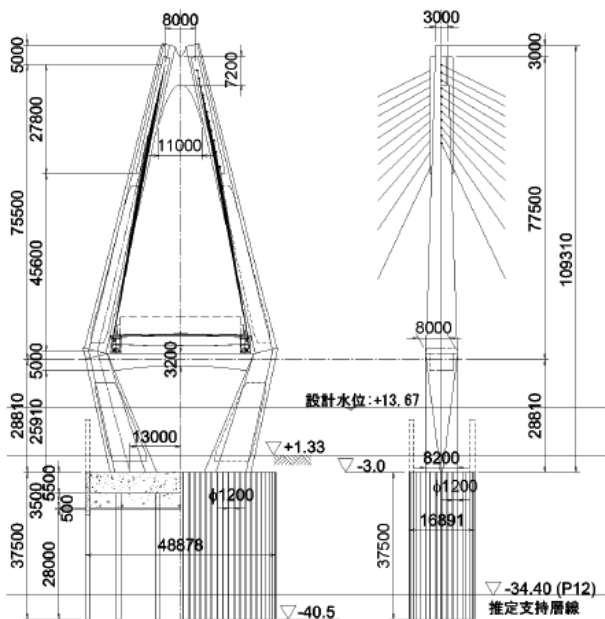


図-3 ニャットン橋【主塔 (Pylon)】一般図

Fig.3 Pylon of Nhat Tan Bridge

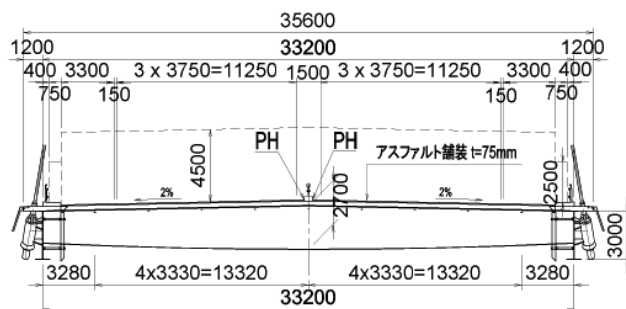


図-4 ニャットン橋【主桁】断面図

Fig.4 Girder of Nhat Tan Bridge

- 1) Specification for Bridge Design 22 TCN-272-05 (Vietnam)
- 2) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (USA)
- 3) 日本の設計基準類
 - ① 道路橋示方書 I 共通編～V 耐震設計編 (H14.03、日本道路協会)
 - ② 鋼管矢板基礎設計施工便覧 (H9.12、日本道路協会)
 - ③ 杭基礎設計便覧 (H4.10、日本道路協会)

構造物の性能評価は、国際標準規格(ISO2394—構造物の信頼性に関する一般原則)において、確率を用いて表現すること、若しくは、それに基づく限界状態設計法で行うことが基本とされており、本橋でも荷重及び周辺環境などの項目を上記1)の規準に基づいて算定し、実際の設計は同2)の基準に規定されている「LRFD法 (Load and Resistance Factor Design Method)」によって行われています。ただし、鋼管矢板井筒基礎は、同基準には規定が無いため、日本国内で用いられている設計基準類に従って設計が為されています。

LRFD法は構造物の限界状態を細分化し、その限界状態と各種の荷重の組み合わせから荷重係数及び抵抗係数を信頼性理論、確率統計データに基づいて設定されています。AASHTO-LRFDでは、各限界状態(使用限界、疲労限界、強度限界、異常気象時限界)において、次に示す照査式を満足するよう規定されています。

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (1)$$

ここで、

- η_i : 構造物のじん性、冗長性、運用上の重要度によって決まる荷重修正係数
- γ_i : それぞれの荷重作用に係る荷重係数
- Q_i : 荷重作用
- ϕ : 部材の公称耐力に係る抵抗係数
- R_n : 部材の公称耐力
- R_r : 抵抗係数がかげられた部材の耐力

この他、両端部の主桁(鋼I桁)については、全体の座屈照査が「DIN4114」の規定に従って実施されています。

なお、主径間長(300m)に対する側径間長(150m)が若干短いため、常時の負反力対策として最端部のエンド・ガーダー内にはカウンター・ウェイトとしてコンクリートが充填される設計となっており、また、異常時への対策として、主桁と端橋脚(P11、P12)が Tie-down Cable により結合される構造となっています。

6.3 建設状況

Package-1の工事は、2009年8月に契約が締結され、同

年 10 月 1 日に工事着手となりました。その後、河川内における構造物設置協議、工事許可を関係機関と協議し、実際に現地工事に着手したのは 2010 年 2 月のことです。まず、準備工事として測量作業（基準点設置）、地形・深淺測量、追加土質調査、工事用仮進入路等の整備を行い、2010 年 4 月、P14 の SPSP 工事に着手し、その後、P15、P13、P12 へと工事展開されています。P16 については、工事用地（ROW）の引き渡しりが 2010 年 11 月末まで遅れたため、同年 12 月に SPSP 工事に着手し、現在（2010 年 7 月末）までに概ねその施工が完了している状況となっています。

SPSP 工事は、まず、ガイド・フレームを設置（写真-7）し、鋼管矢板の下杭（直径 D: 1.2m、長さ L: 22m 程度）をパイプロ・ハンマー（ウォーター・ジェット併用）により打設し、その後、上杭を現場溶接にて接合し、支持位置上 6D まで同じ工法で打設します。その後、ディーゼル・ハンマーにて所定の位置まで打ち込みます（写真-8）。各基礎の最初の 1 本については、打設完了後、極限支持力を確認するため PDA（Pile Dynamic Analysis）試験が実施され、設計支持力を有していることを確認しています。

全鋼管杭の打設が完了したのち、支持フレーム（切梁等）を設置し、水中掘削を所定の深さまで行い、その後底版（Bottom Slab）の打設を水中コンクリートにて行っています。底版コンクリートの養生完了後、基礎内を排水し、表面仕上げを行って SPSP 工事の完了となります（写真-9）。ここで、第 1 回目の Stage Inspection を受け、施工完了が認められてから、始めて頂版鉄筋工（写真-10）、主塔（Pylon）工事（写真-11）へと進んでいくこととなります。なお、P12、P13 及び P15 基礎は河川内に位置するため、コンクリート打設のために新たにプラント台船（写真-12）が準備されています。2011 年 7 月末現在の各基礎の進捗状況は、次のようになっています。

- P12：頂版工施工中【鉄筋工が概ね完了】
 - P13：Pylon 工事中【塔第 2 段まで完了】
 - P14：Pylon 工事中【右側塔第 7 段、左側塔第 6 段まで完了】
 - P15：Pylon 工事中【塔第 5 段まで完了】
 - P16：頂版工に着手
- 注：「右側塔」は、ハノイ側から見て右側の塔

一方、上部工関係は、主構部が IHI-Aichi、IIA Asia（IIS 子会社、Hai Phong）、Mitsui-Tan Long（Hanoi）の 3 工場、また、Pylon の Anchor Box が Mitsui-Tan Long でそれぞれ製作されています。2011 年 7 月末現在の進捗状況は、主構部で 51%、Anchor Box が 81%となっています。

主桁の一部（IHI Aichi 製作分）は既に製作が完了し、現地の仮置場までの輸送も完了しています（写真-13）。



写真-7 導枠と試験杭 (P14)
Photo 7 Guide Pile and Test Pile (P14)



写真-8 鋼管杭打設（ディーゼルハンマー、P15）
Photo 8 Casting Steel Pile (Diesel Hammer, P15)



写真-9 底版工完了 (P16)
Photo 9 Completion of Bottom Slab (P16)



写真-10 頂版鉄筋工 (P12)

Photo 10 Rebar Arrangement for Top Slab (P12)



写真-11 主塔工事 (P13)

Photo 11 Pylon Work (P13)



写真-12 プラント台船

Photo 12 Concrete Plant Barge

7. おわりに

盛夏を迎えたハノイ市内では、昼間に歩く人を見かけることはあまりありません。が、少し涼しくなる夕方



写真-13 主構の現地仮置

Photo 13 Temporary Storage of Girder Members

以降、ホーチミン廟やレーニン像のある広場には、多くの若者たちが集まります。また、同様に、若いカップルが二人乗りしたバイクが市内の道路を無数に走り廻る光景をよく目にします。人口の大部分を若者が占めるこの国の活気や伊吹を感じる瞬間です。今、ベトナム政府は中国と同様に人口抑制策（二人子政策）を採っていますが、人口はこれからも政府の意に反し増加し続けるでしょう。政府には、経済成長率が常に人口増加率を上回るような政策が求められていると思います。今、私達と一緒に働いている若いエンジニア達、その子供達、今後生まれてくる子供達に明るい未来が訪れるよう、インフラの整備を通じて微力ながら協力させていただきたい、と願っています。

参考文献

- 1) 高田壮進、池田大樹、大橋治一他：日越友好橋ニャッタン橋（6径間連続合成斜張橋）の詳細設計、橋梁と基礎、2010年1月号
- 2) 三井住友建設株式会社提供
- 3) 現地新聞記事の邦訳

「ハノイ：新たなロンビエン橋建設へ」

(2007/12/07 11:19 JST 配信)

「ハノイ市人民委員会と交通運輸省はこのほど、2020年までのハノイ市交通開発計画案を政府に提出した。それによると、市内のホン川（紅河）に架かり老朽化が問題になっているロンビエン橋の建設・保存案件について、オリジナルの様式を保持したまま新しい橋を建設する方式を提案している。グエン・タン・ズン首相はこの案に同意したという。

また同市の交通用地の割合を現在の6%から15%強へ引き上げること▽2～3年以内に市中心部に向かう幹線道路6本と環状道路5本を建設すること▽タンロン北～ノイバイ空港間の道路を拡張・改良すること▽ノイバイ空港から第2環状道路を通して市内へ向かう直通道路を建設することなどを提案している。ズン首相は、交通用地の割合が海外では通常20～25%であるのに対し、ハノイ市の水準は依然低いとして、さらに割合を引き上げるよう促した。」

塗膜劣化の面的評価方法検討

Study of evaluation method of paint film deterioration

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. 研究目的及び経緯

本州四国連絡道路の海峡部長大橋梁における鋼製部材の外面の塗装には、図-1 に示す長期防錆型塗装を採用している。現在、完成後 23 年経過した瀬戸大橋において、上塗りのポリウレタン樹脂塗料をより耐候性に優れたふっ素樹脂塗料に塗り替える工事を行っている。塗替え塗装の開始時期は、上塗り塗膜の消耗速度をもとに、下塗り塗膜が消耗し始める前に塗替えを終了することを基本として設定している（図-2 参照）。

本研究は、塗膜劣化（消耗）を従来の定点に比べて広い範囲で面的に評価する方法として、「塗膜の透け」（ここでは、上塗り塗膜が消耗し中塗り塗膜が透けて見えてくる状態をいう）に着目して行ったものである。

本稿では、塗膜の透けを塗膜表面の色調として捉えてラインセンサスキャナにより計測した結果および顕微鏡カメラにより塗膜表面を観察した結果について示す。

なお、検討の対象を色差が大きく識別が容易な中塗り塗膜と下塗り塗膜ではなく、上塗り塗膜が消耗し中塗り塗膜が透けて見えてくる状態とした理由は、中塗り塗膜の消耗速度が大きく 3 年程度で消耗すると想定され、塗替え塗装の実施期間がこれより長くなることを勘案したことによる。

2. 研究内容

2.1 ラインセンサスキャナによる塗膜表面の色調計測

塗膜の透けを塗膜表面の色調（明度の違い）として捉えるため、ラインセンサスキャナを用いて上塗り塗膜厚を 0~25 μm 程度の範囲で塗り分けた塗り板（試験体）および実橋梁を対象とし、デジタルデータを取得した。使用したラインセンサスキャナの撮影範囲は A4 サイズ（210×297mm）であり、解像度は最大 1200dpi である。

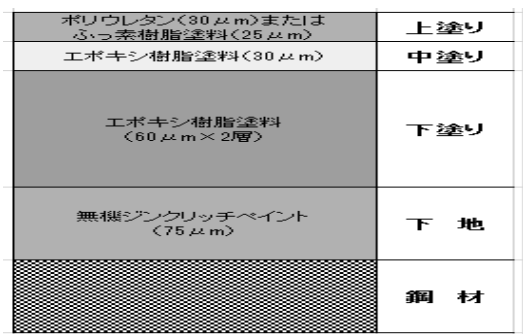


図-1 塗膜の断面構成

Fig.1 Section of paint film

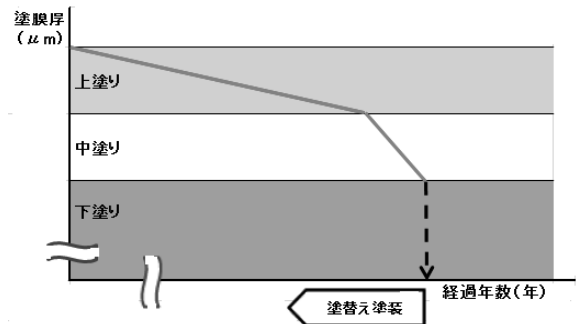


図-2 塗替え塗装の実施時期（イメージ）

Fig.2 Timing of repainting

2.2 顕微鏡カメラによる塗膜表面の観察

完成後 23 年を経過した実橋梁の塗膜の透けを対象とし、最大倍率 300 倍の拡大レンズ付きデジタル顕微鏡カメラを用いて接写画像を取得した。

3. 研究結果

3.1 ラインセンサスキャナによる塗膜表面の色調計測

塗り板（試験体）の上塗り塗膜厚と塗膜表面の色調計測結果を図-3 に示す。解析範囲は 1200dpi の場合 6000 × 2000 画素であり、プロットした値は各画素の明度

(RGB それぞれの値：0～255) の平均値である。図-3では平均膜厚 10 μ m 程度を境に RGB 値が急変している。これにより、上塗り塗膜厚を RGB 値で把握する可能性があることが確認された。

実橋梁における塗膜表面の色調計測は、目視により選定した9箇所（健全部、塗膜の透けの箇所、下塗り露出箇所を3箇所ずつ）を対象とした。計測状況を写真-1に示す。また、実橋梁における色調計測結果を図-4に示す。塗膜厚の変動幅に対する RGB 値の変動幅は小さく、塗り板（試験体）の結果に見られた急変部は確認できない。



写真-1 実橋梁における計測状況

Photo1 Measurement at site

3.2 顕微鏡カメラによる塗膜表面の観察

実橋梁における上塗り（ポリウレタン樹脂塗料）の塗膜表面を顕微鏡カメラにより接写した。取得した画像のうち代表的なパターンを写真-2に示す。ここで、画像のサイズは長辺が約5mmである。

上塗り（灰色）の表面にはクレーター（本稿での呼称）が散見され、その部分には中塗りの塗色である白色あるいは黄変しつつある白色部が露出している。

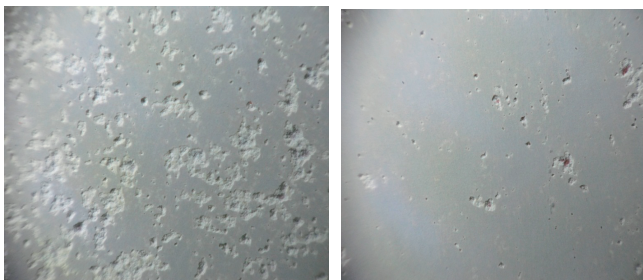


写真-2 塗膜表面の接写画像の代表的なパターン

Photo2 Surface of paint film

4. まとめ

・塗膜の透けに着目した色調計測において、塗り板（試験体）では上塗り塗膜厚をRGB値で把握する可能性があることが確認されたが、実橋梁では異なる傾向を示し、塗膜の色調の変化から残存する塗膜厚を推定することはできなかった。これは、実橋梁の上塗りの表面にクレーター（残存する塗膜厚が薄い部分）があっても、その周

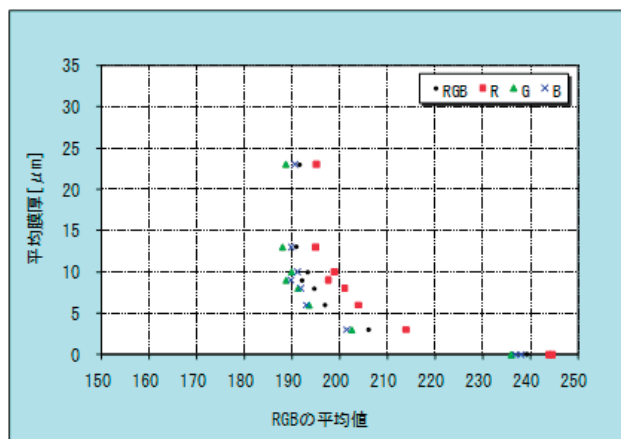


図-3 塗り板（試験体）における色調計測結果

Fig3 Tone measurement result (test piece)

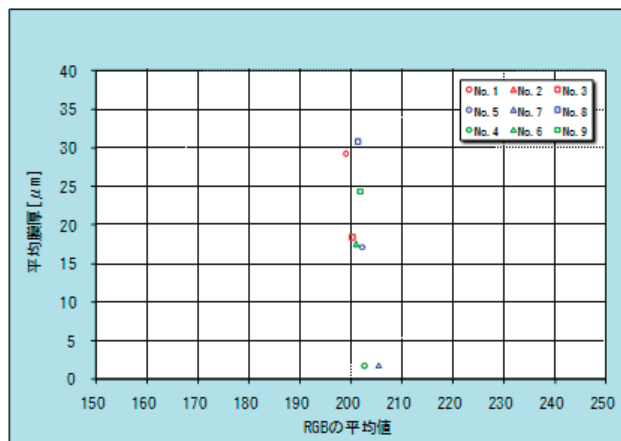


図-4 実橋梁における色調計測結果

Fig4 Tone measurement result (site)

辺には相当量の上塗りが残存しているため、画像処理で面的にRGB値を平均化する場合、クレーター部分のRGB値が反映されにくくなっているためと考えられる。

- ・顕微鏡カメラによる塗膜表面の観察において、塗膜の消耗段階における塗膜の透けは、塗装時の塗膜の透け（上塗りが薄く中塗り塗膜が透けて見える）とは異なり、クレーターによる中塗りの露出現象が面的に広がる（目視では塗膜が透けたように見える）劣化パターンであることがわかった。
- ・クレーターによる中塗りの露出現象が面的に広がる状態は、小さいクレーターが平面的・深度方向ともに拡大するケース、小さいクレーターにクラックが生じたのちに拡大するケース、クレーター付近からはがれるように拡大するケースなどに分類できる。
- ・塗膜表面の画像観察や色調を経時的にとらえることにより、特に上塗り塗膜が薄くなった場合の中塗り塗膜との境界（図-2の折れ線付近）の塗膜評価について有用な情報が得られる可能性がある。

補遺

本研究におけるラインセンサスキャナの適用にあたり、佐賀大学伊藤幸広准教授にご指導いただいた。記して謝意を表す。

明石海峡大橋主塔の制振対策再評価

Re-evaluation for Vibration Control of the Main Towers of the Aakashi Kaikyo Bridge

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

角 和 夫

Kazuo Sumi

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

1. 研究目的及び経緯

明石海峡大橋の主塔は、塔高が大きく可撓性があるため、一般に耐風性が不安定となる主塔架設時だけではなく吊橋完成時においても風による有害な振動（渦励振）の発生が想定され（表-1）、完成系に対してもダンパーによる制振対策がとられている。その制振対策では、本橋の社会的重要性等を踏まえて確実に制振するために、塔内のTMD（Tuned Mass Damper/質量同調式ダンパー：20基/塔）に加えて、下部水平材と側径間側の補剛桁との間に桁間ダンパー（非同調式ダンパー：4基/塔）を設置し、それぞれ単独でも制振可能となるよう二重の安全対策がとられている¹⁾（図-1）。これらの制振装置は、所要の性能を維持するために定期的な分解整備が必要であり、維持管理コストが膨大になることが想定されている。そこで、本研究は、明石海峡大橋主塔の制振装置について、その維持管理コスト削減を目的として、①主塔の耐荷力と制振振幅の再評価、②制振効果の再評価（ダンパーの減衰係数の変動が獲得減衰に及ぼす影響）、③主塔の減衰特性の把握に着目して検討を実施している。平成22年度は、このうち、①、②に対する解析的検討を実施し、それらから制振装置の維持管理コスト削減の可能性について、現時点の評価を行った。

2. 研究内容

2.1 主塔の耐荷力と制振振幅の再評価

主塔の渦励振に対する耐荷力と終局状態に至るまでの損傷過程を確認するために、主塔単独モデル（ファイバ

一要素モデル）を用いた弾塑性有限変位解析を行った。解析では、主塔に共振風速時の荷重を固定荷重として載荷させた状態で、塔柱に振動作用に相当する分布荷重を橋軸方向に漸増載荷させ、主塔が終局に至るまでの挙動を確認した。さらに、主塔の各部材が降伏するまでのデータを分析することにより、渦励振に対する制振振幅の再評価を試みた。なお、建設当時においても、これと同様な耐荷力検討を実施しているが、当時との違いは、解析モデルを精緻化（塔基部をモデル化）したことと、初

表-1 主塔の渦励振特性（完成系）

Table 1 Characteristics of Vortex-induced Oscillation of the Main Towers (Completion of Bridge)

項 目	振動モード		備 考
	曲げ1次	ねじれ1次	
振動数 (Hz)	0.442	0.747	
振動振幅 (cm)	95	217	スクルーション数と振幅の関係から算出 ($\delta=0.02$)
共振風速 (m/s)	36	66.7	設計風速：66.7m/s

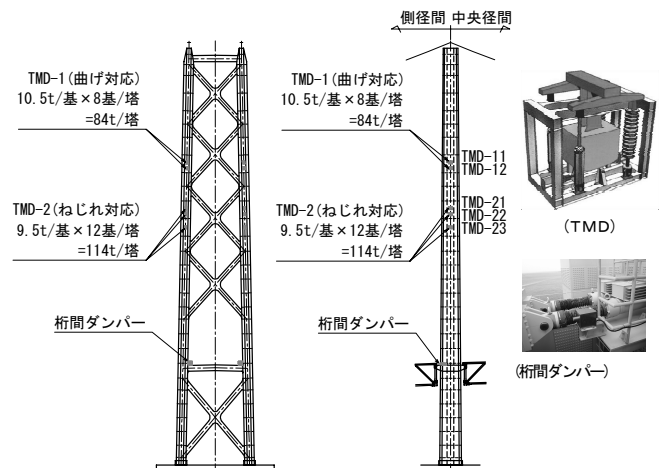


図-1 明石海峡大橋主塔の制振対策概要

Fig.1 Location of Vibration Control Devices of the Main Towers

期不整等の影響を供用後の精密点検結果等により見直したことである。

図-2に耐荷力解析結果を示す。荷重-変位の関係は、建設当時の検討結果と同様であり、制振装置が無い場合、曲げ渦励振発生時には塔柱の一部に降伏が生じるものの、終局変位に対しては3倍以上の安全余裕があること、ねじれ渦励振は、設計風速レベルで発生するが、終局変位に対して安全余裕はほとんどないことを確認した。

制振振幅について、建設当時と同様に部材の降伏に対して一定の安全率を考慮して再評価した。その結果、曲げ振動については、初期不整等の影響を現状に即して評価することにより、現行の30cmに対して40cm程度に緩和できる可能性があること、ねじれ振動については、現行の15cmで評価することが妥当であることを確認した。

2.2 制振効果の再評価 (減衰係数変動の影響)

供用後にTMDの12本のオイルダンパーに対して実施された性能試験によると、15年経過時で一部のダンパーの減衰係数は現行の管理基準値 (設計値±10%) の上限値を超過しており、この管理基準値を守ろうとすれば、少なくとも15年程度に1回は分解整備によるオイル交換や減衰係数の測定・調整が必要となる。

そこで、吊橋全体系モデル (制振装置含む) を用いた

複素固有値解析により、TMDの減衰係数の変動が制振効果に及ぼす影響を確認し、減衰係数に対する管理基準値の緩和の可能性について検討した。その結果、TMDのみ (振動数誤差+5%) の場合、曲げ振動に対しては、制振振幅を2.1の検討結果を踏まえ40cmにすることにより、また、ねじれ振動に対しては、TMDの減衰付加機能に余裕があったことにより、TMDの減衰係数の変動が、現行の管理基準値を大きく上回る±50%となっても所要の減衰が確保できることが明らかになった (図-3)。

以上より、TMDを分解整備するサイクルは、減衰係数の経年変化による性能低下には支配されず、パッキン等の耐久性を考慮しても30年程度以上に延長できる可能性があり、維持管理コストの大幅な縮減が期待できることを確認した。

平成23年度は、現地観測により主塔の減衰特性の分析を試みる計画であり、その結果も踏まえて主塔の制振対策を再評価し、維持管理コスト縮減につなげて行く予定である。

参考文献

- 1) 秦, 辰巳, 大倉, 大西: 明石海峡大橋主塔の制振対策, 土木学会論文集 No.507/I-30, pp.279-289, 1995.1

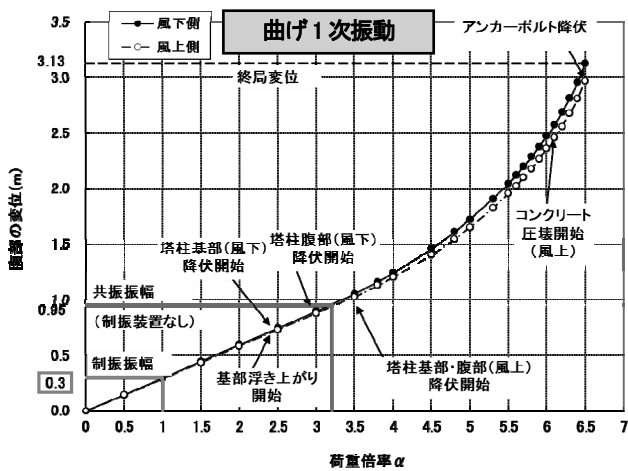


図-2 耐荷力解析結果

Fig.2 Results of Elasto-Plastic and Finite Displacement Analysis

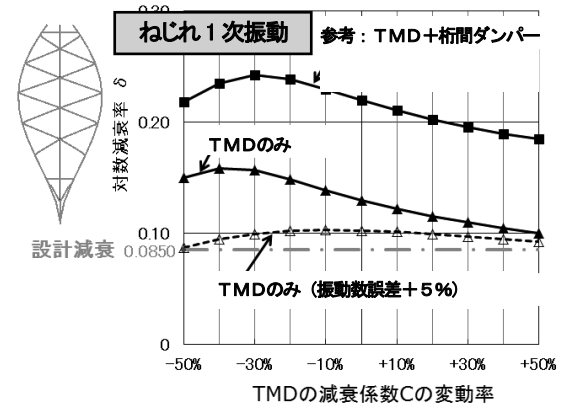
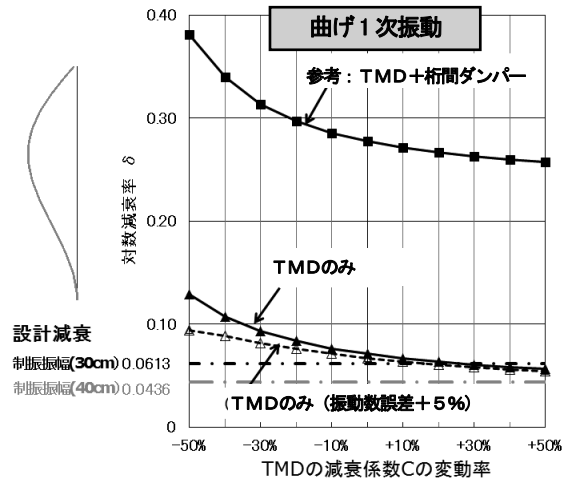


図-3 獲得減衰計算結果 (減衰係数変動の影響)

Fig.3 Results of Calculation of Logarithmic Decrement (Change of Damping Coefficient of TMD)

瀬戸大橋の耐震補強検討

A Study on Sesimic Retrofit of Seto-Ohashi Bridges

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 角 和夫
Kazuo Sumi
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. 目的及び経緯

近い将来に東南海・南海地震等のプレート境界型の大規模地震の発生が予想されると共に、近年、内閣府中央防災会議等の政府関係機関から新たな地震情報が公表され、本州四国連絡橋の設計時に想定した地震力を上回る規模の地震の発生が懸念される状況となっている。この様な背景から、代替道路が無く重要構造物である本州四国連絡橋の大規模地震に対する耐震補強検討を鋭意実施しているところである。平成 22 年度は、道路鉄道併用橋である瀬戸大橋のレベル 2（以下、「L2」）地震動に対する耐震性能照査法に関する検討を実施したのでその概要について報告する。

2. 大規模地震に対する耐震性能照査法

2.1 目標耐震性能

道路橋示方書（以下、「道示」）¹⁾と鉄道構造物等設計標準（以下、「鉄標」）²⁾のL2地震動に対する目標耐

表-1 各基準の目標耐震性能と橋の重要度

Table 1 Seismic Performance and Bridge Importance of Highway Bridge and Railway Bridge

【道示】	
A種の橋	B種の橋
重要度が標準的な橋	とくに重要度が高い橋 (高速自動車国道、本四連絡道路等の橋)
地震による損傷が橋として致命的とならない性能(耐震性能3)	地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能(耐震性能2)
【鉄標】	
その他の構造物	重要度の高い構造物
右記以外の構造物	原則として ・新幹線鉄道及び大都市旅客鉄道の構造物 ・開削トンネル等被害が生じた場合の復旧が困難な構造物
地震によって構造物全体系が崩壊しない(耐震性能III)	地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる(耐震性能II)

震性能及び橋の重要度区分について表-1に示す。

ここに示すように、橋の重要度区分では、道示では本四連絡道路は「B種（特に重要度の高い橋）」に該当することが明記されており、L2地震動に対して耐震性能2を確保することが要求される。一方、鉄標では瀬戸大橋の区分が明確にされていないが、「ここで、「原則として」としたのは、上に示した構造物以外に鉄道事業者が重要と判断する構造物について、耐震性能を向上させることを妨げるものではないためである。」とあり、瀬戸大橋の重要度、機能を喪失した場合の社会的影響度及び復旧の困難さを考慮すると、「重要度の高い構造物」としてL2地震動に対する目標耐震性能は耐震性能II相当が妥当であると判断される。

以上より、道路鉄道併用橋である瀬戸大橋の耐震補強検討を進めるにあたっては、L2地震動に対して耐震性能2（耐震性能II）の確保を目標とすることとした。

2.2 L2地震動

瀬戸大橋の耐震補強検討に用いるL2地震動は、瀬戸大橋周辺の地震環境や地盤状況等を踏まえた断層モデルにより設定することとした³⁾。

2.3 考慮すべき荷重とその組合せ

道示、鉄標及び瀬戸大橋当初設計³⁾の耐震設計上考慮すべき荷重とその組合せを表-2に示す。

ここに示すように、道示と鉄標を比較すると、温度変化の影響の考慮の有無、活荷重及び活荷重に起因する慣性力の影響の考慮の有無といった違いがある。しかし、鉄道橋の耐震設計実務では、発生確率の低さ等から地震の影響と温度変化の影響を同時に考慮する組合せは考慮していない。また、列車荷重及び列車荷重に起因する慣性力の影響については、他鉄道橋における耐震設計との整合性の観点から、鉄標に準拠することが望ましいと考えられる。

以上より、瀬戸大橋の耐震補強検討で考慮すべき荷重とその組合せを表-3の通り設定することとした。なお、瀬戸大橋は新幹線の載荷を考慮した設計がなされているが、現在は在来線のみ載荷となっている。このため、当面の耐震補強検討においても現構造（在来線のみで新幹線なし）に対して行うものとした。また、標準列車荷重、その載荷方法は、鉄標を参考に以下の通りとした。

標準列車荷重：EA-17

列車荷重強度：35kN/m (=通常のEA-17牽引等分布荷重50kN/m×0.7)

慣性力の上限值：線路方向0.2g、線路直角方向0.3g

載荷長：全橋載荷（但し、吊橋等の長大橋については今後検討予定）

載荷する線路本数：1線（単線）載荷

2.4 耐震性能照査法

道示と鉄標のL2地震動に対する耐震性能照査法は、何れも一部に塑性化を許容し、ここでエネルギー吸収を図ることにより大地震に適切に抵抗するといった塑性変形性能を考慮した設計体系が採り入れられている。しかし、両基準で非線形特性、限界状態等の細かな設定が異なる。

瀬戸大橋当初設計では、「道路鉄道併用橋（同一主構で道路及び鉄道床組を支持する橋梁）」の鋼上部構造の各部材について、図-1に示すように「道路部材」、「鉄道部材」、「併用部材」の3種類に分類し、

表-2 各基準の考慮すべき荷重とその組合せ

Table 2 Loads in Seismic Design and Load Combination of Design Specifications

	考慮すべき荷重	荷重の組合せ
道示	①主荷重【活荷重及び衝撃は含まない】 死荷重、プレストレス、等 ②従荷重【地震の影響】 慣性力、地震時土圧、等	①主荷重+②従荷重
鉄道標準	①永久荷重 死荷重、プレストレス*、等 ②変動荷重 列車荷重、温度変化の影響*、等 ③地震の影響 慣性力（列車荷重の影響も考慮）、 地震時土圧*、等 [*：必要により考慮]	基本的に ①永久荷重+②変動荷重 +③地震の影響 だが、地震動レベル（L1・L2）に応じて設定
瀬戸大橋当初設計	D：死荷重 L（EQ）：地震時活荷重（常時の影響を検算する自動車荷重及び列車荷重の半分程度） T：温度変化の影響 EQ：地震の影響 SD：支点移動の影響 E：製作及び架設誤差の影響	・D+EQ+T（吊橋以外） ・D+EQ+L（EQ）+T+SD +E ・EQ（吊橋）

表-3 瀬戸大橋の耐震補強検討で考慮する荷重と組合せ

Table 3 Loads in Seismic Design and Load Combination for Seismic Retrofit Design of Seto-Ohashi Bridges

考慮すべき荷重（作用）	荷重（作用）の組合せ
a. 主荷重1（永久作用） 死荷重、プレストレス*、等 b. 主荷重2（変動作用） 列車荷重（EA-17） c. 従荷重（偶発作用） 慣性力（列車荷重の影響も考慮）、 地震時土圧*、等 [*：必要により考慮]	基本的に a. 主荷重1（永久作用）+ b. 主荷重2（従たる変動作用）+c. 従荷重（偶発作用）

- ①疲労照査（鉄道・併用部材では鉄道基準の疲労照査を実施）
- ②鋼板の適用厚さ（鉄道・併用部材では靱性確保の観点から鉄道基準の鋼板の適用厚さを適用）
- ③部材の細長比（鉄道・併用部材では振動抑制の観点から鉄道基準の厳しい細長比を適用）
- ④相反応力を受ける部材（道路・併用部材では自動車荷重を30%増し）
- ⑤鉄道縦桁（鉄道部材として鉄道基準に準拠）

の規定を3種類の部材で使い分けているが、その他の規定（但し、列車走行性に関する許容変位量以外）については基本的に道示に準拠したものとなっている。また、「道路鉄道分離橋（道路及び鉄道桁を同一の橋脚で支持するものの、それぞれの桁が分離した橋梁）」でも、鉄道桁設計には鉄道基準が適用されたが、それ以外の部材の設計は基本的に道示に準拠したものとなっている。従って、瀬戸大橋当初設計においては、鉄道縦桁を除く部材の耐震設計に関わる設計については、基本的に道示に準拠したものとなっていると言える。

以上より、当初設計における設計の考え方を踏襲し、L2地震動に対する瀬戸大橋の耐震設計に用いる基準は、原則として道示によることとした。

3. まとめ

今後、関係機関との協議が整い次第、設定した耐震性能照査法に基づき瀬戸大橋の耐震性能照査や必要になる補強設計を実施する予定としている。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002.3
- 2) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）、1999.10
- 3) 福永勤、竹口昌弘、遠藤和男：耐震性能評価用大規模地震動の設定（瀬戸大橋）、本四技報、Vol.35、No.115、pp.37-38、2010.9
- 4) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説、1989.4

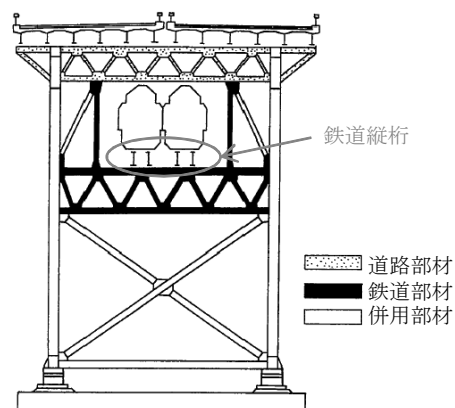


図-1 瀬戸大橋での部材の区分

Fig.1 Member Classification of Seto-Ohashi Bridges

画像を用いた点検手法の適用性検討

Study on applicability of inspection using image processing

長大橋技術センター 診断・構造グループリーダー 伊藤 進一郎
Shinichiro Ito
長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー 川端 淳
Sunao Kawabata
長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー 池田 秀継
Hidetsugu Ikeda

1. 研究目的及び経緯

本州四国連絡橋の海峡部橋梁の点検は、基本的に近接目視、触指および打音などにより行われている。これらの方法では、点検者が対象物に近接する必要があり、海峡部橋梁は巨大でそれを構成する部材の数も多いことから、多大な時間を要している。また、実際には、足場を設置しなければ近接が困難な部位も存在し、このような部位は、遠望からの目視以外に損傷の有無を確認する方法がない。

画像や映像には、撮影機材、撮影方法を適切に組み合わせることで、肉眼では視認が困難なものでもイメージ化できるという可能性があり、また、ありのままを撮影することから、それ自体が点検記録になる。近年は、デジタルカメラやパソコンの性能の向上が著しく、高画質、高精細の画像が容易に撮影でき、それらの加工や保存も比較的簡単に行えるようになってきている。加えて、画像・映像処理技術も進歩しており、撮影した画像から損傷などの大きさを計測するなどの技術が確立されつつある。

このような状況を踏まえ、点検手法の合理化の一環として、従来の近接目視に代わると考えられるこのような画像技術を用いた点検手法についての検討をはじめ、平成22年度は、画像の取得品質に関して検討した。

2. 研究内容

2.1 吊橋主ケーブル裏面への望遠撮影画像の適用性

吊橋主ケーブル裏面は近接が困難で、点検は、主ケーブル上面から点検用ミラーを差し込んで視認するという方法で行われている。点検用ミラーでは、視野が限られ死角が生じやすく、損傷等の位置や大きさの同定も難し

い。また、足場の悪い高所での作業となり危険でもある。このようなことを踏まえ、足場のよい橋面上から、主ケーブル裏面を望遠撮影し、その画像を用いてさび等の損傷を把握できるかを検証した。

主ケーブル裏面の撮影は、1,200万画素のデジタル一眼レフカメラを使用し、明石海峡大橋の側径間部の撮影距離(橋面から主ケーブルまでの高さ)が50m、100m、150mおよび200mとなる地点で焦点距離200mm、400mm、600mmおよび800mmのレンズで行った。

表-1に示すのは、撮影距離150mで焦点距離400mm、600mmおよび800mmのレンズによる撮影した主ケーブル裏面の画像である。取得した画像を拡大し、5×5mm程度のさびなどを判別するためには、1画素が対象物の2～3mmとなるような解像度で撮影する必要がある。これより、撮影距離150m程度であれば、焦点距離600mm程度のレンズを使用することで損傷抽出が可能な画像を得られる。焦点距離800mmで撮影した画像では、解像度は高いが、像にボケが生じており損傷等の抽出は困難となっている。表の写真は橋面上でカメラを三脚に固定して撮影したものであるが、橋面上は通行車両により常に振動しており、これがブレとなり鮮明さが損なわれたと考えられる。この傾向は、長い撮影距離、大望遠レンズほど顕著となる。これらを踏まえると、使用レンズの限界は焦点距離600mm程度まで、撮影距離は150m程度までとなる。

2.2 吊橋補剛トラスの連続画像撮影

現在、路線測量などでは、GISと併用して全方位カメラによる連続画像を撮影し、地図情報にあわせて、周辺状況を映像により確認できるというシステムが開発されている。このようなシステムは、位置情報(地図状況)と周辺状況の映像が合わせて記録されるため、橋梁などの点検でも活用できる可能性がある。

橋梁の点検では、損傷を極力早い段階で把握すること

が必要である。そのため、画像を用いた点検を行うためには、小さな損傷、またはその兆候を撮影できなければならぬ。このようなことから、路線測量などに使用される全方位カメラ、工業用カメラおよびデジタル一眼レフカメラにより補剛トラスを対象に連続画像を撮影し、画像の取得品質を検討した。

写真-1は、明石海峡大橋で、外面作業車に4台のデジタル一眼レフカメラを異なる向きに設置し、外面作業車を走行させて外側から補剛トラスを連続的に撮影したものである。取得画像から損傷などを把握するためには、画像が高解像度で高精細であることが必要である。全方位カメラや工業用カメラは、画素数が200~500万程度で色調も低く、視野角も狭いため、表-2に示すように、取得画像から損傷などの抽出は難しい。一方、デジタル一眼レフカメラは、比較的広い範囲を高解像度で高精細な画像が取得できており、要求を満たす品質の画像を効率的に撮影できることが分かった。

また、これらのカメラで撮影した連続画像を合成し、

部材の不可視領域の有無も検証した。これにより、複数のカメラで移動しながら連続的に画像を撮影することで、各部材の大半の部位の詳細な画像を取得できることが分かった。しかしながら、部材の交錯するトラス格点部や、設備等により隠される部位は不可視領域として残り、これらの部位に対する画像取得方法が課題となることが明らかとなった。

3. まとめ

吊橋主ケーブル裏面については、撮影距離が150m程度であれば望遠撮影画像により損傷の抽出は可能という結果が得られた。この距離であれば、明石海峡大橋を除く海峡部吊橋のすべてが点検できる。

連続画像撮影については、今後、画像取得に関する追加検討、画像から損傷など抽出するための処理システムなどの検討を行う予定である。

表-1 吊橋主ケーブル裏面の望遠撮影画像

Table 1 Telephoto images of undersurface of main cable of a suspension bridge

撮影距離：150m	焦点距離 400mm	焦点距離 600mm	焦点距離 800mm
撮影画像			
ハンガー取付部 拡大画像			
解像度	3.17mm/ピクセル	2.11mm/ピクセル	1.59mm/ピクセル

表-2 各カメラで取得した画像の比較

Table 2 Difference between photo images taken by each camera

カメラ1 撮影画像

各点 65 [→ 作業車の移動方向]

カメラ2 撮影画像

各点 65 [→ 作業車の移動方向]

カメラ3 撮影画像

各点 65 [→ 作業車の移動方向]

カメラ4 撮影画像

各点 65 [→ 作業車の移動方向]

写真-1 吊橋補剛トラスの連続撮影画像

Photo 1 Continuous photo images of stiffening truss of a suspension bridge

全方位カメラ (200万画素)

工業用カメラ (200万画素)

デジタル一眼レフカメラ (1,000画素)

鞍掛け方式ケーブルバンドのすべり安全性の検討

A study on slip safety of striding-over type cable bands

長大橋技術センター 診断・構造グループリーダー

伊藤 進一郎

Shinichiro Ito

長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー

川端 淳

Sunao Kawabata

長大橋技術センター 診断・構造グループサブリーダー

池田 秀継

Hidetsugu Ikeda

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、ハンガーロープの主ケーブルへの固定部材である。半割のバンドをバンドボルト（以下「ボルト」という。）の締め付け軸力による主ケーブルとバンドの間の摩擦抵抗力で固定している。ボルトは経時的に軸力の低下が生じているが、所要の性能を確保する合理的な管理を行うためには、バンドがすべる終局時の力学特性を把握する必要がある。本州四国連絡橋の吊橋には、鞍掛け方式バンド（瀬戸大橋、大鳴門橋、因島大橋、大島大橋）とピン定着方式バンド（明石海峡大橋、来島海峡大橋）とがある。平成21年度にはピン定着方式バンドのすべり安全性の検討を終え^{1,2)}、平成22年度は鞍掛け方式バンドのすべり安全性の検討を行った。本稿では、その鞍掛け方式バンドに対して3次元弾塑性有限変位FEM解析によるバンド内圧分布を求め、すべり安全性の検討を行った概要を報告する。

2. 研究内容

2.1 解析モデル

着目したバンドは、南備讃瀬戸大橋の主塔近傍のすべりに対して最も厳しいバンド（図-1）とし、バンド部をソリッド要素などでモデル化した3次元弾塑性有限変位FEM解析を実施してその内圧分布を求めた（図-2）。ここで、垂鉛めつき鋼線で構成される主ケーブルの横方向剛性は、過去の実験結果³⁾を参考に $5,900\text{N}/\text{mm}^2$ に低減し、バンド部以外の主ケーブルは棒要素とした。また、ケーブルとバンドの間にギャップ要素を挿入し、ケーブルとバンドの非接触を考慮するとともに、摩擦係数は設計値である0.15を採用した。バンドの上半円部にかかるハン

ガー張力による側圧は、等分布の線荷重として载荷した（図-3）。

解析ケースは、ボルトの初期導入軸力を100%とし、50%、35%に低下した計3ケースとした。各ケース毎にハンガー張力を設計張力の100%から300%に漸増させた。

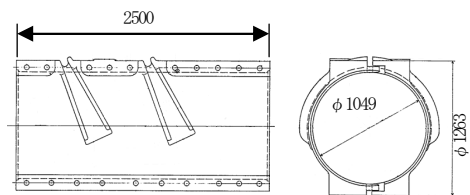


図-1 着目バンド

Fig.1 The analyzed cable band

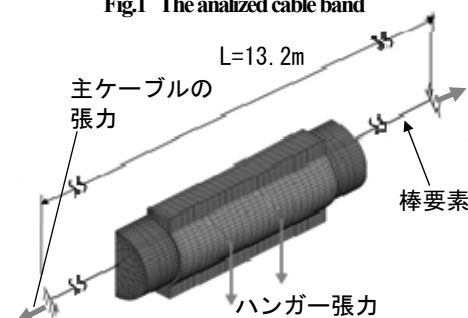


図-2 バンドのモデル化

Fig.2 Analysis model

等分布線荷重 q

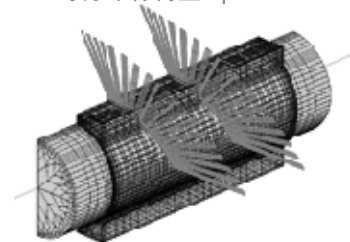


図-3 ハンガー張力载荷方法

Fig.3 Analysis model of applying tensile force of suspender rope

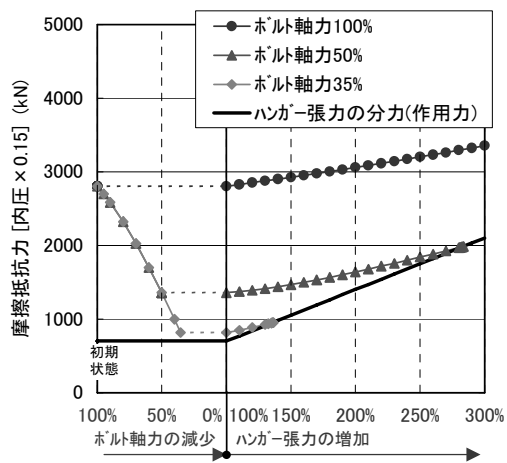


図-4 ケーブルバンドのすべり安全性

Fig.4 Slip safety of cable band

表-1 側圧効果による内圧の増加量(ボルト軸力100%)

Table 1 Increase of inner pressure by pressure effect by suspender rope

条件	内圧の増加量		②/①
	理論式 ①	解析結果 ②	
ハンガー張力の増加200%時	2,623kN	1,698kN	0.65
ハンガー張力の増加300%時	5,246kN	3,677kN	0.70

理論式：
鞍掛け部からの反力による全内圧
(1/2断面) $P = \pi \cdot Th / 4$

2.2 ケーブルバンドのすべり安全性検討結果

ボルト軸力減少時及びハンガー張力増加時におけるケーブル軸方向の作用力と摩擦抵抗力の関係を図-4に示す。ハンガー張力の増加に伴い内圧が増加し、摩擦抵抗力も増加する傾向がみられる。図-5及び図-6に示す既往のピン定着方式バンドでの解析結果^{1),2)}ではそのような傾向はみられず、鞍掛け方式バンドでのハンガー張力による側圧効果が認められる結果となった。側圧効果による内圧の増加量は、理論式から求めた値の65~70%程度であった(表-1)。内圧の増加量が理論値よりも小さくなる原因としては、ハンガー張力増加量がすべて主ケーブルの内圧増加に寄与せずにバンドの変形などに寄与することが考えられる。

本解析の結果、バンドがすべるハンガー張力は、摩擦抵抗力が上記側圧効果を含めてのものということになるが、ボルト軸力が50%の場合は設計張力の約280%、ボルト軸力が35%の場合で設計張力の約130%であり、ピン定着方式バンドの場合とほぼ同等のすべり安全性であると考えられる。

3. まとめ

今回の鞍掛け方式バンドのすべり安全性の検討結果

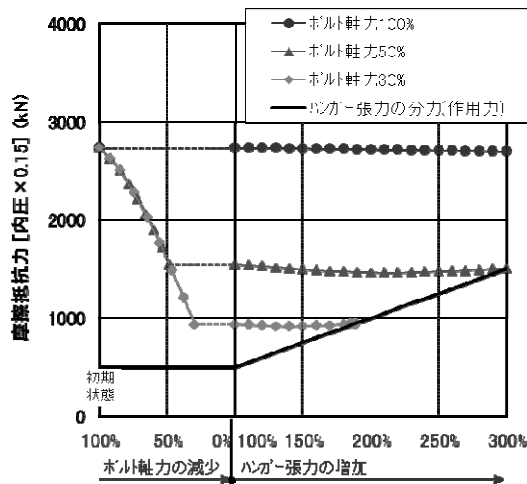


図-5 ケーブルバンドのすべり安全性¹⁾

(ピン定着方式、横締め、長バンド)

Fig.5 Slip safety of pin-plate type cable band

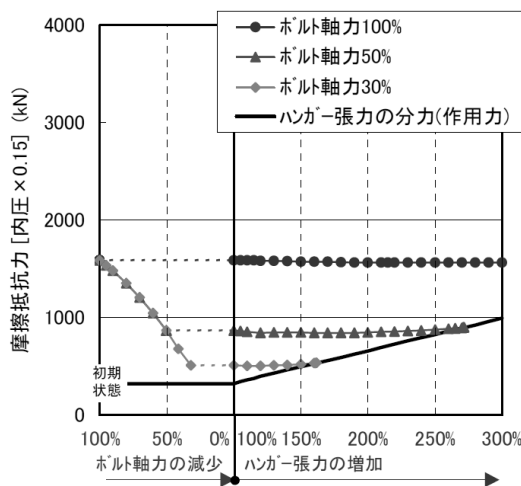


図-6 ケーブルバンドのすべり安全性²⁾

(ピン定着方式、縦締め)

Fig.6 Slip safety of pin-plate type cable band

では、ピン定着方式バンド同様に、ボルト軸力が50%程度になっても十分なすべり抵抗が確保されていると考えられる。

参考文献

- 1) 山田郁夫、森山彰、山口和範：ケーブルバンドすべり安全性の検討、本四技報、Vol.34、No.113、pp.29-30、2009.9
- 2) 山田郁夫、山口和範、川端淳：ケーブルバンドのすべり安全性の検討、本四技報、Vol.35、No.115、pp.43-44、2010.9
- 3) 大橋治一：ピン定着ケーブルバンドの構造特性、本四技報、Vol.17、No.67、pp.22-32、1993.7

■第6回ニューヨーク市橋梁会議

2011年7月25日～26日の2日間、第6回ニューヨーク市橋梁会議 (NYC Bridge Conference) が、市内のホテル(Marriot New York East Side)で開催された。この会議は、Bridge Engineering Associationの主催で、2001年から約2年間隔で開催されている。

今回の会議は、基調講演(9編)のほか、吊形式橋梁(14編)、革新的な橋梁技術(4編)、橋梁解析及び設計(16編)、点検及び補修(13編)、アセスメント及び維持管理(13編)、床版の評価及び補修(5編)、耐震補強(4編)、歴史的橋梁(5編)、可動橋(5編)、洗掘(4編)の10テーマ 83編について、3会場に分けて発表が行われた。また、会議にあわせてソフトウェアや伸縮装置メーカーなど 24社の展示コーナーが設置された(写真-1)。

この会議には、地元アメリカのほか、イギリス、フランス、デンマーク、ノルウェー、スイス、オーストリア、ベルギー、アイルランド、チリ、ボリビア、日本、香港の計13カ国、約300人が参加した。

本四高速(株)からは、橋梁保全課の酒井と今治管理センター道路維持課の河野が参加し、酒井が「ケーブル防食と水素脆化(Cable Corrosion and Hydrogen Brittleness)」について発表した(写真-2)。このほか日本からはIHIの発表があった。

両日も、7時登録開始、8時から18時15分まで会議と、タイトなスケジュールであった。

初日の昼食会では、Bridge Design 賞 (Richard A. Lawrie氏：米国)、Bridge Engineering Research 賞 (Michael C. Forde氏：英国)等の授賞式が行われた。

会議の前日には、テクニカルビジットとして、マンハッタン島の南側を半周してニューヨークの主な橋梁(ブルックリン橋、マンハッタン橋、ウィリアムズバーグ橋、クイーンズボロー橋、ヘルゲイト橋、トライボロー橋)を見学する3時間クルーズが開催されたので参加した。ブルックリン橋は、ブルックリン側で塗替工事を実施中であるが(写真-3)、自歩道から近接目視したところ、塗装のたれやケレン不足によるものと思われる点錆が見られた。

会議の翌日には、ジョージ・ワシントン橋の管理事務所を訪問し、ケーブル及びハンガーロープの防食対策について意見交換を行うとともに、橋梁を視察させてもらった(写真-4)。本橋は供用後80年が経過しており、2014年から2022年の間に、ハンガーロープの全数交換および主ケーブルの除湿システムの導入やアコースティック・モニタリングの設置等を予定している。また、ニュージャージー側のアンカレッジ内部には除湿カバーが設置されているが、地下水が流入しているため、この対策工事を行う予定である。本橋の主塔は2006年に塗替塗装を完了したばかりとのことで良好であった。主ケーブルは順次塗替工事中であるが、補剛桁は錆が目立った。

(保全部 橋梁保全課長 酒井和吉)



写真-1 展示ルーム



写真-3 ブルックリン橋

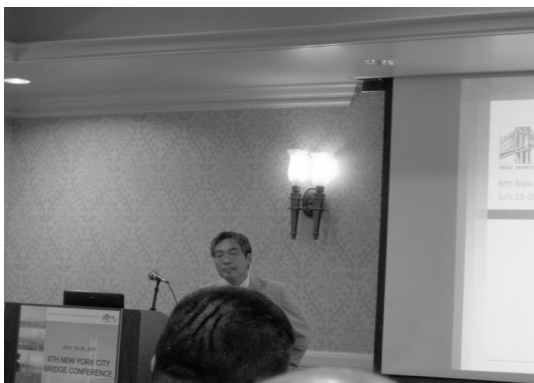


写真-2 発表状況

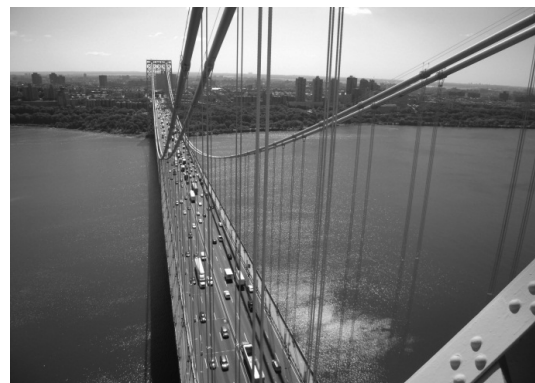


写真-4 ジョージ・ワシントン橋

文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介 (11.02~11.07)

題 名	著 者	雑誌名等	巻	号	年月	頁
本州四国連絡高速道路株式会社	調査情報課 道路保全課	高速道路と自動車	53	4	201004	3
本州四国連絡高速道路株式会社	観光・お客様サービス室	高速道路と自動車	53	7	201007	4
本州四国連絡高速道路株式会社	経理課	高速道路と自動車	53	8	201008	3
円筒型飛来塩分捕集器を用いた飛来塩分捕集と流入量からの飛来塩分濃度算出	奥田慧 白土博通 八木知己 田中俊輔 森下尊久 中原俊之	土木学会第65回年次 学術講演会			201009	2
送気システムを導入した豊島大橋補剛桁の内部湿度計測結果	荻原勝也 小川和也 森下尊久 中本賢一	土木学会第65回年次 学術講演会			201009	2
吊橋ケーブルバンド(ピン定着方式)のすべり安全性に関する検討	山口和範 山田郁夫 川端淳	土木学会第65回年次 学術講演会			201009	2
吊橋ハンガーロープ塗替塗装における素地調整の機械化	貴志友基 東秀樹 梶尾治郎	土木学会第66回年次 学術講演会			201109	2
本州四国連絡橋の疲労設計、製作および疲労照査事例	山田郁夫 山口和範 川端淳	日本材料学会誌連 載講座			201010	6
多々羅大橋ケーブルの空力振動に関する現地観測結果	楠原栄樹 角和夫 竹口昌弘	第21回風工学シンポ ジウム			201012	6
大鳴門橋-幻の剛体基礎と多柱基礎の現場工事- 連載講座 日本の吊橋基礎の50年 第12回	吉田巖	基礎工	39	3	201103	2
明石海峡大橋-地盤の概況とルートを選定- 連載 講座 日本の吊橋基礎の50年 第13回	吉田巖	基礎工	39	4	201104	2
明石海峡大橋-陸上での地盤調査と海底ボーリン グ調査- 連載講座 日本の吊橋基礎の50年 第14回	吉田巖	基礎工	39	5	201105	2
本州四国連絡橋の評価用地震動と補強の考え方	福永勸 角和夫 遠藤和男	基礎工	39	4	201104	3
本州四国連絡橋の鋼製ケーソン基礎の腐食と対策	大塚雅裕 大川宗男 田向和則	基礎工	39	5	201105	4

※本四技報，技術発表会は除外。

本四技報編集委員会・幹事会名簿(五十音順)平成23年8月31日現在

委員長	藤原 亨	幹事長	荻原 勝也
委員	有村 真二	幹事	石原 和幸
	伊藤 進一郎		梶尾 光邦
	石橋 清美		川西 芳則
	今井 清裕		川端 淳学
	岡野 哲也		古村 敦和
	荻原 勝也		角 和夫
	川上 賢明		竹内 政彦
	北口 雅章		西谷 雅弘
	酒井 和吉		西野 晋二
	下村 稔		平井 良樹
	福永 勸彦		平下 浩史
	古家 和彦		平城 忠朗
	政田 潔		藤城 正生
	山田 和彦		森脇 正賢
			矢野 賢晃

本四技報 第117号

発行 平成23年9月15日
編集・発行 本州四国連絡高速道路株式会社
印刷 有限会社 セキグチ

本州四国連絡高速道路株式会社
Honshu-Shikoku Bridge Expressway Company Limited
〒651-0088 神戸市中央区小野柄通4-1-22
アーバンエース三宮ビル内
電話番号：078(291)1000(代表)
<http://www.jb-honshi.co.jp>



古紙/PLP配合率70%再生紙を使用

