

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.33 No.111 2008.9

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111号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.111

道路構造物のリスクマネジメント Risk Management of highway structures	管理事業本部 保全計画部長	富田大造	1
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) Vibration Measurement for illumination cables of the Akashi-Kaikyo Bridge (Interim Report)	長大橋技術センター 耐風・構造グループサブリーダー しまなみ今治管理センター 橋梁維持課	楠原栄樹 横井芳輝	2
門崎高架橋における塩害の実状と対策 The present status of chloride attack and the measurement on the Tozaki Viaduct	鳴門管理センター 橋梁維持課長 鳴門管理センター 橋梁維持課	村田知司 大西貴浩	6
多々羅大橋鉛直支承のすべり板改良 Improvement of slide plates at vertical bear- ings in Tataru Bridge	しまなみ尾道管理センター 橋梁維持課長 しまなみ尾道管理センター 橋梁維持課長代理	末廣弘靖 森脇正生	12
耐震補強検討に用いる大規模地震動の設定 Large-scale earthquakes for seismic upgrading	長大橋技術センター 耐震・基礎グループリーダー 長大橋技術センター 耐震・基礎グループサブリーダー	福永勸 遠藤和男	18
明石海峡大橋の大規模地震に対する耐震性照査 Seismic performance verification of the Akashi- Kaikyo Bridge against large-scale earthquakes	長大橋技術センター 耐震・基礎グループリーダー 長大橋技術センター 耐震・基礎グループサブリーダー	福永勸 遠藤和男	24
海外報告(バングラデシュ) Overseas report (Bangladesh)	独立行政法人国際協力機構(JICA)長期派遣専門家 バングラデシュ(道路・橋梁維持管理アドバイザー)	栗原敏広	30
技術ニュース The latest information			36
文献紹介 Related technical report in other publications			38

次回掲載予定：瀬戸内しまなみ海道10周年特集

門崎高架橋における塩害の実状と対策

The present status of chloride attack and the measurement on the Tozaki viaduct

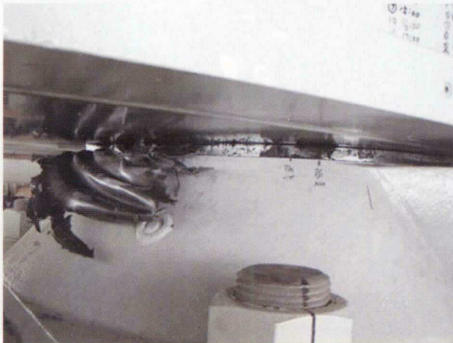


巻頭写真-1 コンクリート橋脚防食工完了（神戸側から鳴門側を見る）

Opening Photo 1 Measurement against chloride attack for concrete pier (Seen from Kobe)

多々羅大橋鉛直支承のすべり板改良

Improvement of slide plates at vertical bearings in Tatara Bridge



巻頭写真-2 PTFE（テフロン板）のせり出し状況
Opening Photo 2 Sticking Out of PTFE plate



巻頭写真-3 改良すべり板 交換
Opening Photo 3 Replacement of improved slide plate

第6回国際吊構造橋梁管理者会議

The 6th International Cable Supported Bridge Operator's Conference



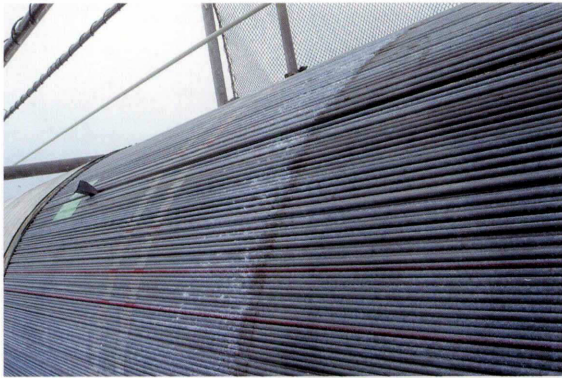
巻頭写真-4 会議状況（かがわ国際会議場）
Opening Photo 4 Scene of the Conference



巻頭写真-5 テクニカルツアー概要説明（北備讃瀬戸大橋アンカレイジ内）
Opening Photo 5 Scene of technical tour (at BB1A in Kita Bisan-Seto Bridge)

明石海峡大橋ケーブル開放調査

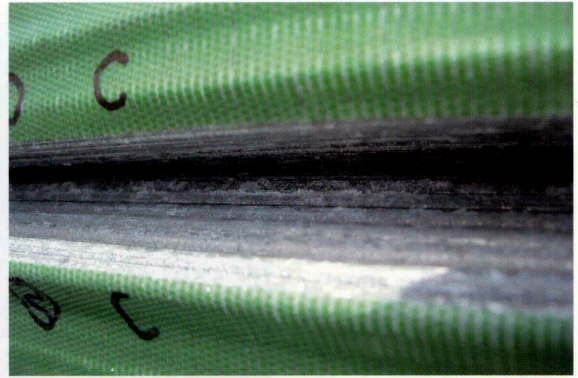
Visual inspection of the cable in Akashi-Kaikyo Bridge



巻頭写真-6 ラッピング撤去後ケーブル素線
Opening Photo 6 Condition of outer cable wire
(after removing wrapping)



内部
観察



巻頭写真-7 ケーブル素線内部状況
Opening Photo 7 Condition of inner cable wire

亀浦高架橋耐震補強工事

(2P 橋脚変位制限工, 3P 橋脚コンクリート巻立工)

Seismic retrofitting for Kameura Viaduct
(2P; Displacement restriction, 3P; Reinforced concrete lining)



巻頭写真-8 2P, 3P施工状況
Opening Photo 8 Retrofitting work for 2P and 3P

瀬戸大橋塗替塗装工事

Recoating work for Seto Ohashi Bridges



巻頭写真-9 北備讃瀬戸大橋補剛桁塗替
Opening Photo 9 Recoating of the stiffening girder
in Kita Bisan-Seto Bridge

大三島橋舗装補修工事

Repair work of the pavement on Ohmishima Bridge



巻頭写真-10 碎石マスティックアスファルト舗設状況
Opening Photo 10 Laying of crushed mastic asphalt

道路構造物のリスクマネジメント

Risk management of highway structures

管理事業本部 保全計画部長 富田大造

Daizo Tomita



本四高速の経営理念には、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ることと、200年以上の長期にわたり利用される橋をめぐし、万全な維持管理に努めることが明記されている。当社が管理する橋梁、トンネルなどの道路構造物は、最も古いものでも供用後の経過年数が約30年であり、全国の道路構造物と比べた場合、比較的年齢が若く、総じて構造物の健全性は維持されていると考える。一方、道路構造物の個々の部材や付属物に着目した場合、設置環境の違いや品質のバラツキなどの要因により、劣化が進んでいる箇所があることも事実である。道路構造物のリスクは、設計、建設、保全の各段階において潜在しているわけであるが、直接お客様に被害が及ぶのはほとんど保全段階であり、この段階での事前対策が重要である。しかしながら、近年連続している海外における橋の落橋事故、国内の高速道路において発生したコンクリート片、目地材、排水管、標識柱などの落下を鑑みるに、事後対応となっているケースが目立っている。よって、道路構造物の安全を確保するためには、この分野にリスクマネジメントの考え方を導入する必要があると考える。

ところで、当社の保全業務においては、リスクマネジメントの考え方がすでに一部導入されており、日常点検、定期点検、ハザード点検における判定結果等を活用したリスク低減に向けての取り組みを推進しているところである。但し、現状の手法では、道路構造物に潜在するリスクに対し十分対策が出来ているとは言い難いと考え。その理由は、保全段階に入ると、現時点での部材に作用する力やそれに抵抗する性能を把握しきれないことにある。建設に用いた設計図は、安全率により様々な不確定要因を考慮しているものの、当時の示方書等に基づき算定した作用力に対し、拘束条件、材料強度などを設定し、規定された仕様もしくは要求された性能を満足させた成果であることを忘れてはならない。保全段階では、経年変化、社会環境の変化、基準の変更、補修・補強などに伴い、当時設定した条件や性能が変化し続けている。その結果、個々の部材や付属物が、局所的に作用する思わぬ力や材料強度の低下などにより、所要の性能を満足できずお客様の安全を脅かすことにならないよう、定期的に診断することが大切である。例えば、道路付属物の仕様変更（情報板の大型化、標識の追加）、橋梁の構造形式などの変更（免震化、連続化、ノージョイント化、防護柵の形式変更）により振動性状が変化する場合は、交

通や風による揺れや大きな変形により部材の損傷、倒壊、落下を招く可能性があるため留意が必要である。鋼橋本体においても、滞水しやすい箇所、海塩粒子が付着残留しやすい箇所、土砂などが堆積しやすい箇所に対し、管理路、点検作業車による近接手段がない場合には、腐食が進行し断面欠損を引き起こす可能性があるため同様に留意が必要である。

このようにリスクマネジメントにおいて重要であるのは、リスクの源となるハザードの発見である。ハザードからいくつかのプロセスを経て被害の原因となる事象が発生するわけであり、ハザードを見誤らないようリスク分析を進めることが必要である。これを見誤ると、当然リスク対策も異なった手法となり、リスク低減がなされない可能性がある。また、リスクは認識されて初めてリスクとなるわけであり、リスクの拾い漏れがないよう、日頃から「ちょっと変だな」、「いつもと違うな」などの意識を持ち異常を察知することが重要である。これらの課題を踏まえ、昨年度より、お客様及び第三者への被害を未然に防止するため、リスクマネジメントの考え方を導入し効果的な被害防止対策を立案することを目的としたZH（ゼロハザード）推進会議を立ち上げ、更なるリスク低減に向けた活動を推進しているところである。

ここで、リスクマネジメントの難しさは、限られた経営資源（人、物、金）の中で実施するため、一つのリスク対策を施すと代わりに一つのリスクを保有せざるを得ないことにある。これはモグラたたきと同じであり、近々大きな社会的損失をもたらす可能性のあるモグラなのか、損失が受容できるモグラなのかを峻別するリスク感性を養うことが必要である。この能力を短時間で身につけることは、前述の保全業務の特殊性を鑑みると非常に困難であるため、「他山の石」として社内に限らず全国の道路構造物等の事故事例を収集し、共通点を見いだすことも有効な手法の一つであると考え。但し、最終的には、現場において各人が保有しているリスク感性を最大限活かさなければ何の効果もないわけであり、日々、担当した業務を振り返り無理や過信が無かったか確認することにより、一つでも多くリスクの芽を発見することが経営理念の着実な実施につながるものと考え。

リスクマネジメントの心得は、「彼を知り己を知れば百戦して殆うからず」（孫子）と言われている。敵（彼）であるリスクの全容とそれらに対する己の防御策をしっかり把握することを日常から心掛けることが大切である。

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）

Vibration measurement for illumination cables of the Akashi-Kaikyo Bridge (Interim report)

長大橋技術センター 耐風・構造グループ
サブリーダー

楠原 栄樹
Shigeki Kusuvara



しまなみ今治管理センター 橋梁維持課
(前 長大橋技術センター 耐風・構造グループ)

横井 芳輝
Yoshiteru Yokoi

概要

明石海峡大橋主ケーブル照明用の電源供給用および制御信号用ケーブルにおいて、損傷の発生が確認された。損傷の発生状況より、ハンドロープの振動が原因であることが推測された。そこで、振動の性状を把握し、発生要因を特定するために、現地において振動計測を実施することとした。

本論文は、狭隘かつ不安定な主ケーブル上における光ファイバセンサを用いた現地計測方法と、固有振動特性の計測結果について中間報告を行うものである。

Slight damage has occurred on the illumination cables, which consist of electric power supply and signal control for cable illumination system of the Akashi-Kaikyo Bridge. According to the appearance of damage, it is suspected that the damage was caused by the vibration of hand ropes. Therefore, field measurement was carried out, in order to recognize the situation of the vibration and to clarify the reason of the vibration.

This paper describes the field measurement method by means of optical fiber sensors for hand ropes on the main cable and the analytic results of vibration characteristics.

1. はじめに

明石海峡大橋のイルミネーションシステム（橋梁照明設備）のうち、主ケーブルには光の三原色（赤、緑、青）のランプ3個を1セットとした特殊な灯具を多数設置し、それぞれのランプの明るさを変えることにより様々な色のライトアップが可能となっている¹⁾。これらの灯具を橋の全長（約4 km）にわたって任意に制御するためには、各灯具への電源供給と制御信号送信のためのケーブル（以下、「イルミネーションケーブル」という）が必要であるが、供用約10年の間に、これらのイルミネーションケーブルに損傷が生じていることが確認された。

損傷の発生状況より、イルミネーションケーブルの振動が原因であることが推測されたが、その振動原因を解明するため、現地振動観測を実施することとした。

しかしながら、イルミネーションケーブルが設置されているのは主ケーブル上であり、設置スペースが限られるとともに、不安定な作業環境での計測機器設置となることから、近年発達している光ファイバセンサを適用し、現地における設置作業の軽減に努めた。

本論文は、イルミネーションケーブルの現地振動計測計画と、計測機器設置後に実施した固有振動特性の分析結果について中間報告を行うものである。

2. イルミネーションケーブル

明石海峡大橋のイルミネーションケーブルは、主ケーブルの維持管理用に設置されているハンドロープ（中段および下段）にラッシングワイヤを介して敷設されている（図-1）。中段及び下段のハンドロープは、支柱部に固定されているものの、大きな張力は導入されていないことから、比較的低い振動数で振動しやすい構造となっている。また、イルミネーションケーブルは、ラッシングワイヤによりハンドロープとほぼ一体化されているものの、ハンドロープ支柱部において固定されていないことから、イルミネーションケーブルあるいはハンドロープの振動に伴い支柱部近傍においてイルミネーションケーブルがケーブルバンド等の本体構造と擦れる状況となり損傷が発生したものと考えられる。損傷の発生が確認された箇所を図-2に示す。

一方、振動の発生要因は、風による振動や橋体の振動等が考えられるが、原因を推定するためには現地計測による振動状況の定量的な評価が必要であると判断した。

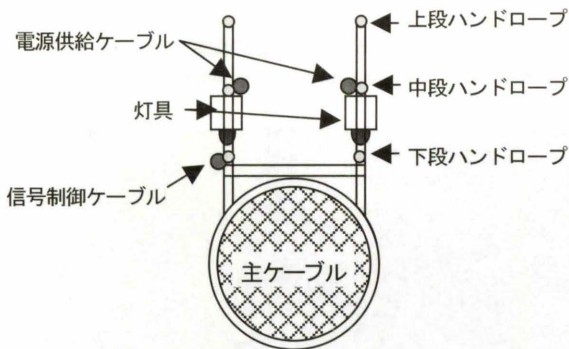
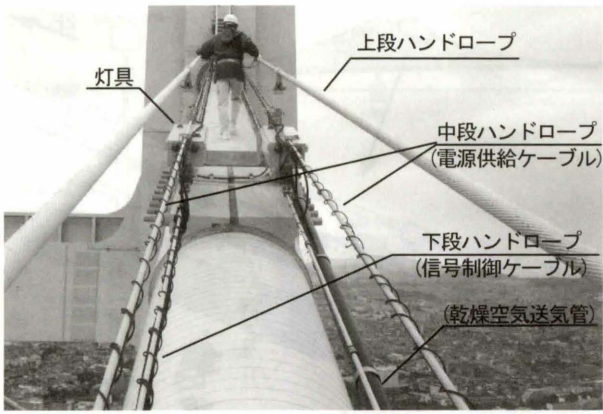


図-1 イルミネーションケーブル設置状況
Fig.1 Arrangement of illumination cables on main cable

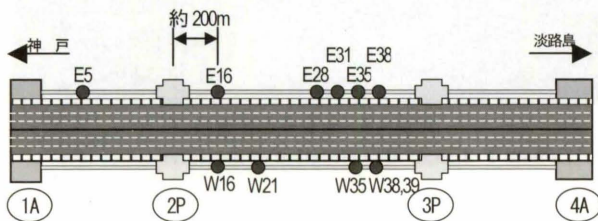


図-2 イルミネーションケーブルの損傷発生位置
Fig.2 Location of damaged illumination cables

3. 現地振動計測計画

3.1 センサの選定

現地計測は実際に振動の発生が確認されている箇所にはセンサを設置し、パソコン等の計測機器は主塔内や箱桁内などの電源供給が容易で風雨にさらされない場所に設置するのが通例である。

今回の振動により損傷が発生した箇所は、図-2に示すとおり最も近い箇所でも主塔から200m程度離れている。計測計画を立案するにあたり、一般的に使用されるセンサは電源の供給と電圧変化を伝達するための配線が必要となるため、主ケーブル上に複数のセンサ用ケーブルを設置するのは困難であると判断した。

また近年、配線を必要としない計測システムとして無線LANを活用した計測システムも開発されているが、バッテリーによる駆動となるため、長期間にわたる計測を行う場合は適していないと判断した。

その他のセンサについて調査したところ、電源供給が不要なセンサである光ファイバセンサが存在していることが明らかとなった。

光ファイバセンサには、電源供給が不要である以外に、

- ① 落雷や電磁波の影響を受けない
- ② 発火の可能性がない
- ③ 耐久性が高い
- ④ 計測中断後のキャリブレーションが不要

等のメリットを有しており、土木、建築にだけでなく様々な分野で活用されて始めている。

また、光ファイバセンサには表-1に示すとおり様々な形式のものが開発されており、それぞれの形式に対応して得意とする計測分野があるが、今回の計測においては、

- a) 多点同時計測が可能
- b) 10ms (100Hz) 程度で計測が可能

であることを考慮し、FBGタイプのセンサ(加速度計、ひずみ計)を採用することとした。

表-1 主な光ファイバセンサの種類と特徴

Table 1 Variety and characteristics of typical optical fiber sensor

形式	計測範囲	計測位置	計測時間	評価
FBG (Fiber Bragg Grating)	センサ部 (10箇所/本)	センサ部	4ms以上 (250Hz)	○
BOTDR (Brillouin Optical Time Domain Reflectometer)	ファイバ全長 (~数10km)	1m程度の範囲	数分	×
BOCDA (Brillouin Optical Correlation Domain Analysis)	ファイバ全長 (~数km)	数cmの範囲	50ms以上 (20Hz)	×
FOD (Fiber Optic Doppler)	センサ部 (1箇所/本)	センサ部	超高速 (3MHz)	△
OSMOS (Optical Standard Monitoring System)	ファイバ全長 (~10m)	計測長×0.5%	5ms以上 (200Hz)	×
FPI (Fabry Perot Interferometer)	センサ部 (1箇所/本)	センサ部	50ms以上 (20Hz)	×

下線部は今回の計測において必要とする性能

3.2 光ファイバセンサの概要

光ファイバセンサは、温度変化や変形に伴い光ファイバが変形すると、ファイバ内を通過する光の特性（透過量、反射量、周波数等）が変化する性質を活用したものである。今回使用したFBGセンサは、光ファイバ中にブラッグ回折格子（Bragg Grating）を配置することにより、回折格子部分におけるひずみの変化を反射光の波長の変化として測定を行うものであり、1本の光ファイバに複数の回折格子を設けることにより、多点の同時計測が可能となっている（図-3）。

なお、今回使用した加速度計は、振り子の変位をひずみとして計測するものであり、図-4に示すようなイメージの構造のものを使用した。

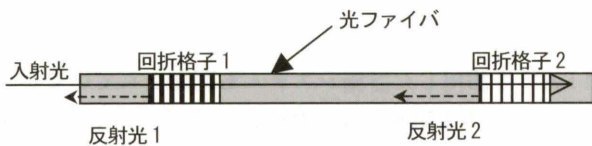


図-3 FBG センサの原理
Fig.3 Principle of FBG sensor

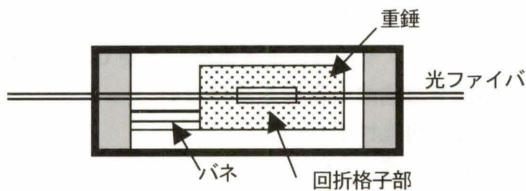


図-4 FBG 加速度センサのイメージ
Fig.4 Image of FBG-accelerometer

3.3 計測機器の配置

以上の調査結果を踏まえ、計測機器の設置計画を作成した。計測対象は、現地における他の維持管理作業の計画も考慮し、2P側の中央径間の主塔より200m程度離れた東側主ケーブルの格点79を挟むスパンのハンドロープとした。事前の現地調査により、鉛直方向の振動が発生しやすいことが明らかとなったため、鉛直方向の振動を中心に「FBG 加速度センサ」(A-1,A-3,A-4,A-6)を配置した。また、水平方向成分の振動も把握するためのセンサ(A-2)をA-1センサと同じ位置に、主ケーブル自体の振動を把握するためのセンサを格点79のケーブルバンド上(A-5)に配置した。さらに、「FBG ひずみセンサ」の適用性を把握するため、格点79から80の中段ハンドロープに5つのセンサ(S-1~S-5)を配置するとともに、支柱の振動を把握するためのセンサ(S-6)を配置した。

また、振動時の風況を把握するため、風向風速計が必要となるが、路面への落下対策として可動部のない超音波風速計を格点79のハンドロープ支柱に設置した。各センサの配置位置を図-5に、FBGセンサおよび超音波風速計設置状況を写真-1に示す。

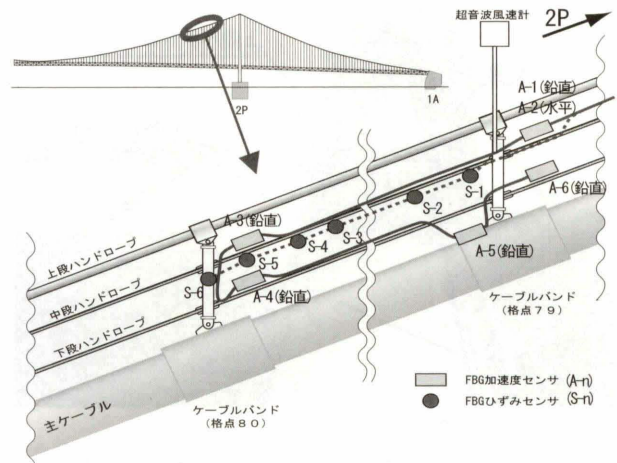


図-5 計測機器の配置
Fig.5 Arrangement of measurement sensors

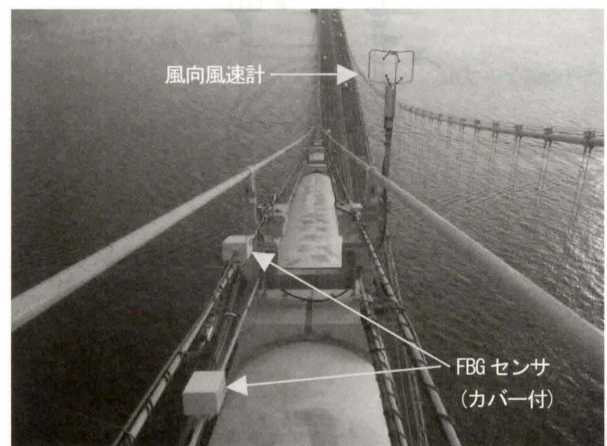


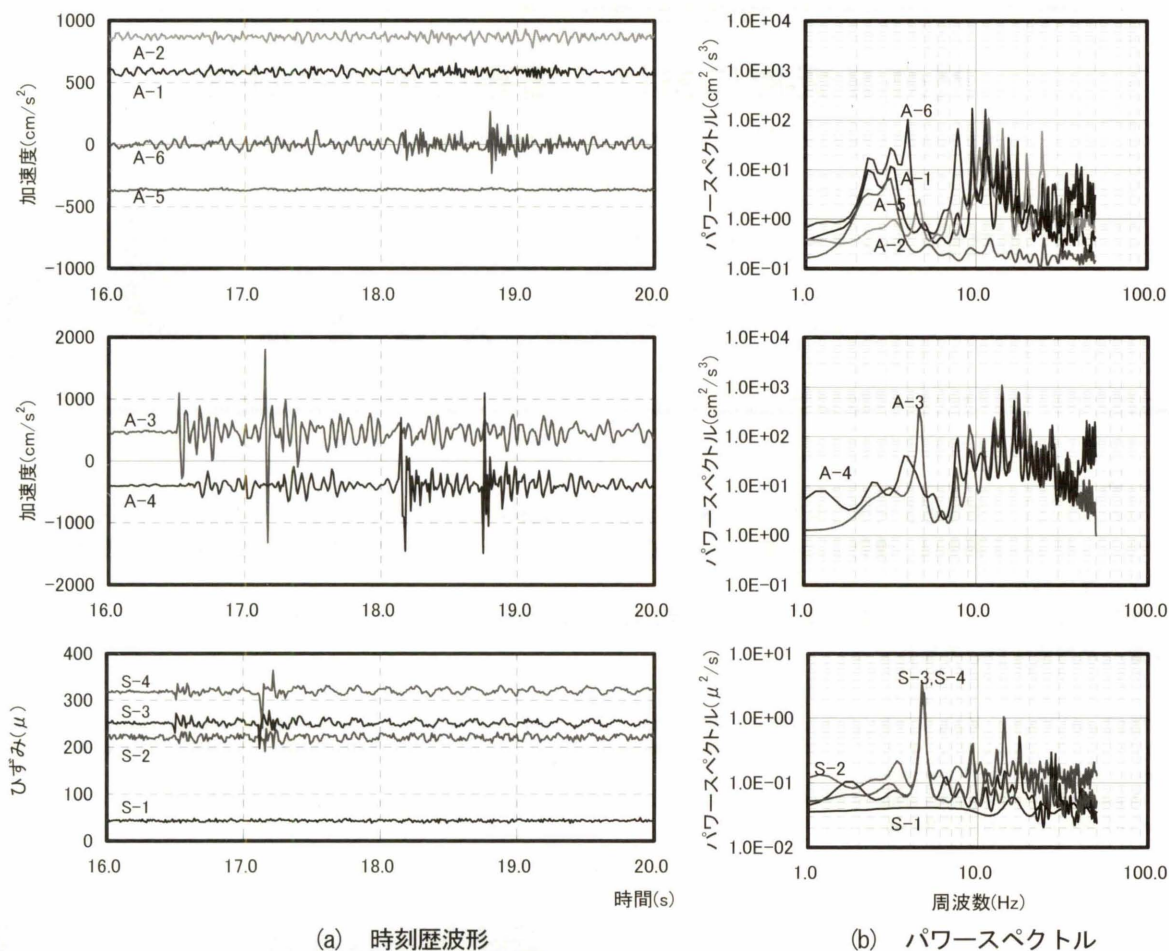
写真-1 センサの設置状況
Photo 1 Installation situation of measurement sensors

4. 振動計測結果

計測機器類は、平成20年2月下旬から計測を開始しているが、本稿の作成時点には振動原因推定のために十分なデータは得られていない状況である。そのため、固有振動特性を把握するために実施した打撃試験（格点79から80の中段ハンドロープをプラスチックハンマーで打撃）の結果を図-6に示す。

打撃を行ったハンドロープには、加速度計(A-3)とひずみ計(S-1~S-5)が設置されているが、いずれの時刻歴波形も17秒付近に打撃による衝撃を示す応答が記録されている。また、ひずみ計による応答は、ハンドロープの支間中央付近に設置したセンサ(S-3,S-4)で大きな応答が得られることが明らかとなった。下段ハンドロープの加速度(A-4)は中段に比べ1.5秒程度遅れてピークを示しており、中段ハンドロープから下段ハンドロープへ振動が伝搬している状況が確認された。なお、その他の加速度計(A-1,A-2,A-5,A-6)においては、大きな加速度は計測されておらず、振動は支柱を挟んで伝搬していないことが確認された。

パワースペクトルに着目すると、主ケーブル上に設置



(a) 時刻歴波形

(b) パワースペクトル

図-6 打撃試験の結果
Fig.6 Results of impact test

した A-5を除き10Hz を超える高周波成分において多くのピークが観測されている。これは、ハンドロープとイルミネーションケーブルが完全に一体化していないため、それぞれの振動特性が互い影響を及ぼして複雑な振動性状を示しているためであると考えられ、今後のデータの分析にあたり注意が必要な点である。また、A-1や A-6の加速度計において、A-5の加速度計と同じ2 Hz程度にピークが現れており、主ケーブルからの振動がハンドロープにも伝搬している可能性があることも確認された。

一方、打撃を行ったケーブルのセンサ (A-3,S-3,S-4) では、4.7Hzの卓越振動数を示しており、これが1次振動モードの固有振動数であると考えられる。またこの結果より、比較的大きなひずみが発生する場合はひずみ計でも加速度計と同様の振動特性を計測可能であることが明らかとなった。

5. まとめ

光ファイバセンサの採用により、主ケーブル上という特殊な作業環境においても、超音波風速計用ケーブル (1本) と、12個のセンサに対し2系統の光ファイバケーブル (1本) の合計2本のケーブル架設で済み、現地作業を大幅に軽減することができた。

また、光ファイバセンサにより加速度を精度良く計測が可能であり、特に今回の計測により FBG 加速度センサと FBG ひずみセンサはほぼ同様の振動特性が得られることが確認された。しかしながら、今回の対象としたケーブルで計測されたデータには様々な振動成分が含まれており、データの分析にあたっては必要なデータの抽出に注意が必要であることが明らかとなった。

また、光ファイバセンサは耐久性の高いセンサであるため、モニタリング技術としての適用性を評価することも目的の一つとしている。なお、今回の振動計測は、本来の目的であるケーブルの振動原因を推定するためのデータが得られるまで継続する予定である。

参考文献

- 1) 阿部和智、日里正夫：明石海峡大橋のライトアップ、本四技報、Vol.22、No.86、pp.41-46、1998.4

門崎高架橋における塩害の実状と対策

The present status of chloride attack and the measurement on the Tozaki Viaduct

鳴門管理センター 橋梁維持課長 村田 知 司

Tomoji Murata



鳴門管理センター 橋梁維持課 大西 貴 浩

Takahiro Ohnishi

概 要

当社が管理する海峡部長大橋の中でも特に厳しい気象・海象条件にある門崎高架橋は、供用後20年以上を経過し、そのコンクリート橋脚は、塩害による腐食によってコンクリートの浮き・剥離等の断面欠損が生じ、構造物の機能低下が見られた。

本稿では、コンクリート橋脚の塩害による変状の状況を塩化物イオン量調査等の調査結果及び調査結果を踏まえ実施した対策について報告する。

The Tozaki Viaduct, which is under severe weather conditions and oceanographic phenomena, is 20 years old after its opening. Piers of the viaduct are damaged by chloride attack. Its steel bars have been corroded therefore concrete section has been lost by floating and flaking. As a result, the performance of the structure has decreased.

This is a report of the present status of chloride damage of the concrete piers based on the result of researches into chloride ion content survey of the pier and measures taken after the survey.

1. はじめに

門崎高架橋は、大鳴門橋の淡路島側取付高架橋で、全長約1,010mの3径間及び4径間連続鋼床版桁橋である(図-1、写真-1)。本橋は、鳴門岬の紀伊水道側海岸線を埋め立て各橋脚を構築しているため、年間を通して風雨や波浪に晒される厳しい気象・海象環境にある。

供用後20年を経過し、塩害による鉄筋腐食によってコンクリートの浮き・剥離等が随所に確認され、構造物としての機能低下が見られた。

本稿では、6P橋脚を対象に実施した各種コンクリート調査による塩害の状況、現地における試験施工について述べる。



写真-1 門崎高架橋
Photo 1 Tozaki Viaduct

2. コンクリート調査

2.1 6P橋脚の詳細調査

足場を設置後、各種コンクリート調査を行った。調査内容と調査結果を以下に示す。

(1) 打音調査

橋脚全面(1,181㎡)を対象に、近接目視及びテストハンマーにより、ひび割れ、浮き・剥離、鉄筋露出等の調査を行った。

調査の結果、橋脚全面の約3割にあたる328㎡で浮き等の変状を確認した(図-2)。変状は鳴門側面に多かった。特に景観上の配慮から設置したスリットの目地部に浮き・剥離等が目立った(写真-2)。また、橋脚基部において

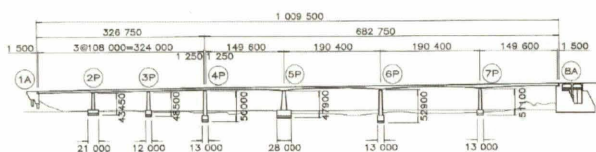


図-1 門崎高架橋側平面図
Fig.1 Side view of Tozaki Viaduct

は、コンクリートの剥離により鉄筋が露出している箇所もあった（写真-3）。

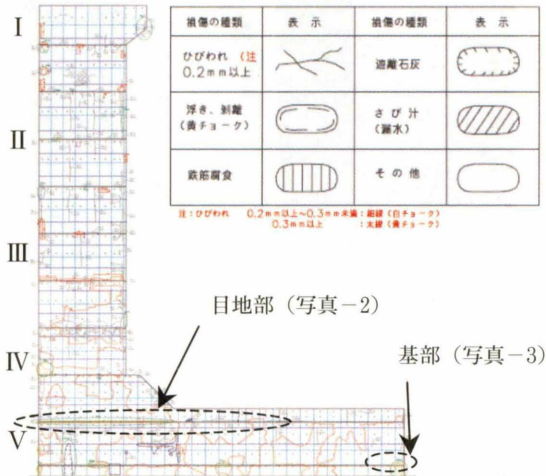


図-2 打音調査結果 (鳴門側)
Fig.2 Hammering examination result (Naruto side)



写真-2 目地の浮き
Photo 2 Concrete floating at joint



写真-3 基部の剥離・鉄筋露出
Photo 3 Steel bars at the base of the pier after chipping

(2) 塩化物イオン量

橋脚を高さ方向に5分割し各4面の計20箇所、コンクリートコア (L=120mm、径75mm) を採取し、20mmごとにコンクリート中の塩化物イオン量の測定 (JIS A 1154 電位差滴定法) を行った。

20箇所の平均塩化物イオン量は、コンクリート表面から深さ50~70mmで2.5kg/m³を超え、深さ70~130mmで1.2kg/m³以上であった。なお、橋脚面別の塩化物イオン量は、神戸側・太平洋側→瀬戸内側→鳴門側の順に多い傾向にあった。一方、高さ別では、波浪の影響を受けやすい橋脚基部の浅いところで最も高い値を示した (図-3、4)。

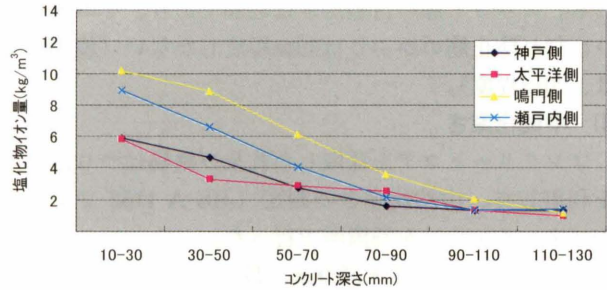


図-3 橋脚面別の塩化物イオン量
Fig.3 Chloride ion content of each side of the pier

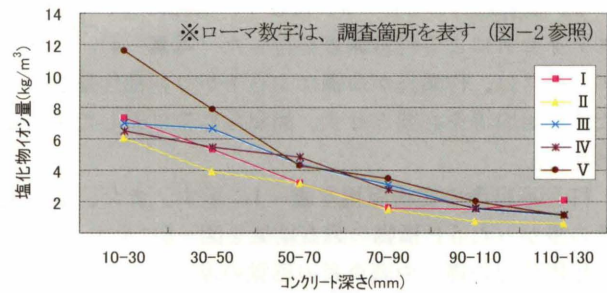


図-4 橋脚高さ別の塩化物イオン量
Fig.4 Chloride ion content of each height of the pier

(3) 鉄筋はつり出し

塩化物イオン量調査箇所にコンクリートが浮いている3箇所を追加し計23箇所、30cm×30cm程度の範囲を主筋が半周以上露出するまではつり出し、鉄筋の腐食状況を観察した。

はつり出した鉄筋の平均かぶりは、ひび割れ防止筋 (D6) が69.0mm、帯筋 (D19) が101.6mm、主筋 (D51) が129.4mmであり、ひび割れ防止筋は設計値 (47mm) より大きなかぶりを有していたが、帯筋 (105.5mm) 及び主筋 (124.5mm) については概ね設計値どおりのかぶりを有していた。塩化物イオン量調査と対比すると、ひび割れ防止筋の位置で2.5kg/m³以上であり、帯筋及び主筋の位置でも1.2kg/m³を超えている箇所が多く見られた。

塩化物イオン量が2.5kg/m³以上であったひび割れ防止筋は、全面的に点錆が発生し、橋脚基部では腐食し破断も見られた。一方、塩化物イオン量が1.2kg/m³を超えている帯筋は、橋脚基部で腐食が見られたが、一部で点錆が見られる程度ではほぼ健全であった。主筋も、一部で点錆が見られるもののほぼ健全であった。

鉄筋周辺の塩化物イオン量が比較的多い帯筋及び主筋において、概ね健全であった理由としては、鉄筋が不動

態化し錆びにくくなっていることが考えられるが、今後継続的に塩化物イオンが供給され、塩化物イオン量が増加すると腐食につながるとされる。

なお、本橋脚には、景観に配慮したスリットを設けており、スリット周辺にコンクリート劣化部分が多い傾向がある。この原因としては、橋脚断面の一部を絞った形でスリットを形成しているため、スリット目地部のかぶりが薄いことが塩害に対する弱点になったものと考えられる。スリット部の目地深さは32mmであり、その部分のひび割れ防止筋のかぶりは30mm程度しかない（設計値では、20mm程度）。

(4) 中性化深さ

コンクリートコアを採取した孔及び鉄筋はつり出し部を利用して、中性化深さの測定（JIS A 1152 フェノールフタレイン法）を23箇所で行った。

中性化深さは、最大35.0mm、最小16.5mm、平均23.9mmという結果であった。

2.2 他橋脚の状況確認

6P橋脚以外の2P～5P及び7P橋脚について、ロープアクセスによる打音調査を行った（写真-4）。ロープアクセスは、作業員が命綱にぶら下がり各種作業を行うため、足場等を必要とせず、簡易な作業に適した手法と言える。

打音不良等の変状面積を表-1に示す。また、最も変状の多かった5P橋脚の調査結果を図-5に示す。

足場状況の違いや調査者の感覚の違いなどはあるものの、5P橋脚は詳細調査を行った6P橋脚と同程度の変状面積であり、6P橋脚に引き続き、早急の対策が必要である。



写真-4 ロープアクセスによる打音調査
Photo 4 Tapping inspection by rope access

表-1 打音調査による橋脚別変状面積
Table 1 Trouble area by the result of tapping inspection

橋脚	2P	3P	4P	5P	6P	7P
変状面積 (㎡)	16	21	13	300	328	134

※6P橋脚以外は一部調査対象外の箇所がある。

3. 塩化物イオン量の拡散予測

現在の内在塩化物イオン量から想定される将来の塩化物イオン量の拡散予測をフィックの第2法則を用いて行った。予測の前提条件は表-2のとおりとした。

なお、門崎高架橋の橋脚の施工は、塩化物イオン量の総量規制前であるため、「橋梁用マスコンクリート施工基準・同解説（案）」（S50.1 本四公団）等を参考に初期塩化物イオン量を仮定した。

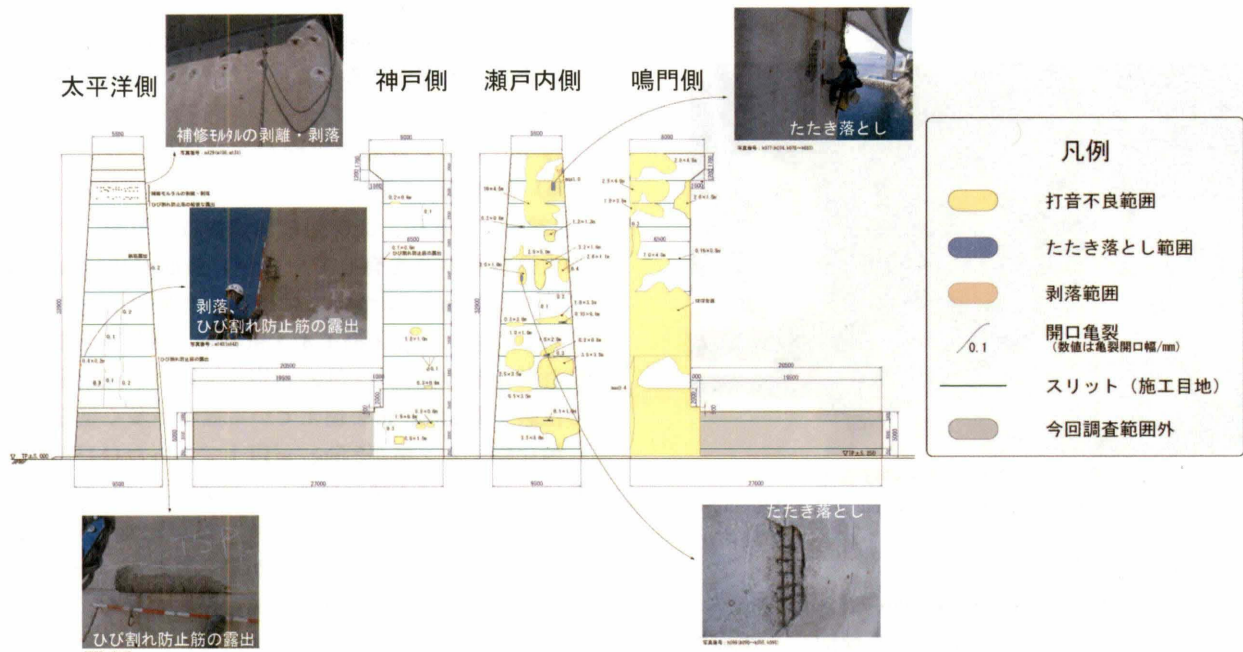


図-5 5P橋脚打音調査結果
Fig.5 The result of tapping inspection of 5P

表-2 塩化物イオン量予測の前提条件

Table 2 Assumptions of chloride ion content prediction

表面の塩化物イオン量	8.04kg/m ³
見掛けの拡散係数	0.89cm ² /年
初期塩化物イオン量	0.4kg/m ³

拡散予測は、無対策、表面被覆のみ、断面修復+表面被覆の3ケースについて行った。予測結果を図-6~8に示す。

無対策の場合、50年後には主筋表面位置でも塩化物イオン量が2.5kg/m³を超える結果となった。ただし、本解析は、コンクリートにひび割れなどが無い健全なコンクリートを前提としたものであり、実際の橋脚の劣化の進行とは異なる。橋脚基部などに見られるように、ひび割れ防止筋の腐食とともにコンクリートの浮き・剥離が発生し、コンクリート断面が失われ、鉄筋の腐食が加速的に進行するものと思われる。

表面被覆のみの場合、塩化物イオンの外部からの供給は抑制されるものの、既に多くの塩化物イオンがコンクリート内に存在しているため、その拡散により主筋表面位置でも2kg/m³を超え、将来的には腐食の発生が懸念

される。

断面修復+表面被覆の場合、塩化物イオンの外部からの供給の遮断効果に合わせ、断面修復部分の除塩効果により、施工直後には表面付近に残る2kg/m³近い塩化物イオン量も、全体的に拡散し主筋表面位置で1kg/m³を下回る予測となっている。

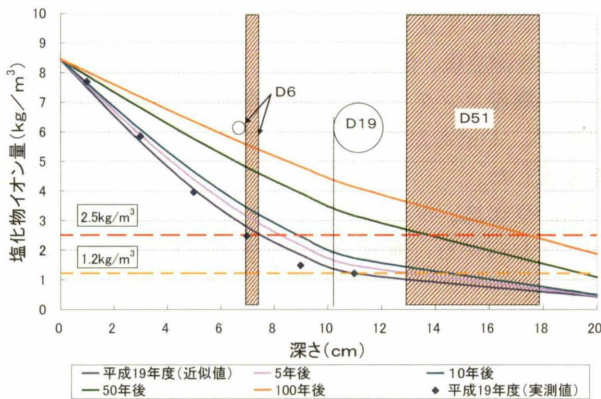


図-6 拡散予測結果 (無対策)

Fig.6 Diffusion prediction result without maintenance

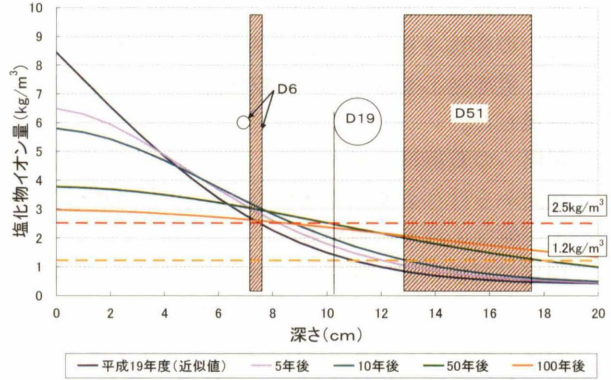


図-7 拡散予測結果 (表面被覆のみ)

Fig.7 Diffusion prediction result with surface coating

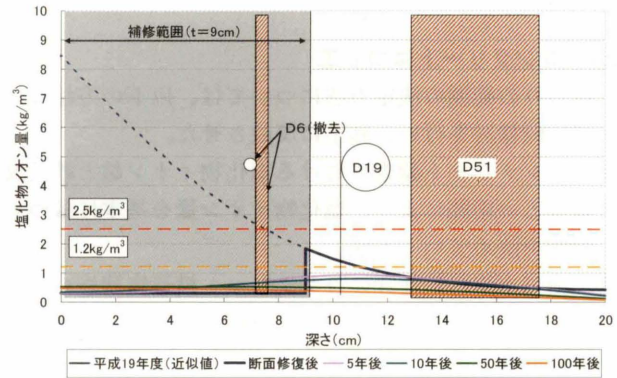


図-8 拡散予測結果 (断面修復+表面被覆)

Fig.8 Diffusion prediction result with patch repair and surface coating

表-3 補修工法の比較検討

Table 3 Comparison of repair works

		案1	案2	案3	案4	案5
施工内容	はつり	目地等全面の約3割を約6cmはつる(約320m ²)		全面を約6cmはつる(約1,180m ²)		目地等全面の約3割を約6cmはつる(約320m ²)
	断面修復	吹き付け(ポリマーセメント)		修復しない	コンクリート増厚	
	表面被覆	超速硬化ポリウレタン	繊維シート+保護層	超速硬化ポリウレタン	なし	
概念図						
		主筋D51 超速硬化ポリウレタン 健全部 ハツリ部 ポリマーセメント吹き付け	主筋D51 繊維シート+保護層 健全部 ハツリ部 ポリマーセメント吹き付け	主筋D51 超速硬化ポリウレタン 全面ハツリ	主筋D51 D16 コンクリート表面 健全部 ハツリ部 コンクリート 250mm x 90mm	主筋D51 D16 コンクリート表面 健全部 ハツリ部 コンクリート 250-310mm
評価	耐久性	○ 主筋のかぶり現状を確保	○ 主筋のかぶり現状を確保	△ 主筋のかぶりが最小値を確保しない恐れがある	○ 主筋のかぶりは現状以上	○ 主筋のかぶりは現状以上
	コスト	○ (1.00)	○ (1.00)	○ (1.02)	× (1.38)	○ (1.02)
	施工期間	○ (10ヶ月)	× (13ヶ月)	○ (10ヶ月)	× (17ヶ月)	× (15ヶ月)
	現場管理	○ コンクリート殻が少なく、打設も少ない	○ コンクリート殻が少なく、打設も少ない	× コンクリート殻が多い	× コンクリート殻が多く、打設も多い	× コンクリート殻が多く、打設も多い
	総合評価	○	×	×	×	×

4. 補修工法の比較

補修工法は、はつり量、断面修復方法と仕様、表面被覆方法と仕様などから、5案を選定し、耐久性、コスト、施工期間等について比較検討を行った(表-3)。

表面被覆については、前述の拡散予測より断面修復を実施しない箇所では、ひび割れ防止筋の腐食によりコンクリートの浮き・剥離等の発生する可能性があるため、剥落防止の押抜き性能1.5KNを有する材料を選定した。

また、現地施工条件から、比較検討においては以下の点を重視した。

- ① 現場への資機材の搬入出は、高速道路上を規制して路面から行う必要があるため、最小限の資機材で施工可能な工法を重視する。
- ② 現場は紀伊水道に隣接し、台風来襲時には波浪の影響を受けるので、台風期の施工を避けるため、施工期間は1年以内で出来るだけ急速な施工法を重視する。

以上の条件の下で比較検討をした結果、案1の断面修復と超速硬化ポリウレタンを用いた表面被覆を採用した。

5. 施工

5.1 コンクリートはつり工

はつりの範囲の決定方法については、以下の方法について比較検討を行い、施工に反映させた。

- ① コンクリート調査における塩化物イオン量と鉄筋腐食等との相関により、塩化物イオン量を基本にはつり範囲を決めていく方法。
- ② 西日本旅客鉄道(株)のコンクリート構造物補修の手引きにある打音調査の浮き確認範囲の2.2倍の範囲をはつり取る方法。
- ③ 現地で、コンクリートや鉄筋の状況を確認しつつ、はつり取りを広げていく方法。

上記のうち、①については、ある程度の傾向は見られるものの明確な相関はなく、採用は難しい。②については、本橋脚の場合、浮き・剥離等の範囲がかなり広範囲であるため、そのまま適用すると膨大な範囲をはつり取る必要があることから採用は難しい。よって、現地で橋脚の状況を確認しつつはつり取りを進める③の方法を採用した。

施工においては、コンクリートの浮き・剥離箇所、から小型ブレーカではつり始め、はつり範囲を拡大していった。なお、はつり範囲の決定の客観的指標は鉄筋の腐食状況とした。鉄筋の腐食が見られる範囲ははつりを拡大し、健全な鉄筋の確認をもってはつり範囲の終点とした。また、はつり過ぎを防止するため、はつり拡大の前にコンクリートカッターではつり取り範囲を区切りつつ施工を進めた(写真-5)。

最終的なはつり取り面積は、打音調査の328㎡に対し、約1.6倍の526㎡となった。打音調査では良好と判断され

た部位においても、鉄筋腐食が進行している箇所が多く、はつり取り範囲の拡大要因となった。

また、はつり深さについても、当初はひび割れ防止筋を除去する6cm程度を想定していたが、帯筋まで腐食が見られるなど、平均はつり深さは9cmに達した。

現場で実施したはつり取りの方法は手間を要するものの、確実なはつり工が施工できたと考えている。



写真-5 はつり工の施工状況
Photo 5 Concrete chipping work

5.2 断面修復工

断面修復に先立ち、はつり工によって露出した鉄筋は、錆び等を除去後、防錆材の塗布により防錆処理を行った。また、既設コンクリートと断面修復部との一体化を図る目的で、1㎡あたり6本の割合でアンカー鉄筋(D10)を配置した。

断面修復は、ポリマーセメントモルタルの吹き付け工法により行った(写真-6)。断面修復材の配合を表-4に示す。

表-4 断面修復材の配合表

Table 4 Recipe of patch repairing material

(1㎡あたり)

主材(無機系特殊モルタル) ^{※1}	硬化促進剤 ^{※2}	ビニロンファイバー	水
1900kg	38kg	6.5kg	266kg

※1 ミスランブ 95±25mm

※2 仕上げ吹き付けは、コテ仕上げのため19kgとした。



写真-6 断面修復工の施工状況
Photo 6 Patch repair work

5.3 表面被覆工

表面被覆に先立ち、コンクリート表面の下地処理を行った。下地処理は、吸引式ブラスト装置を用い、コンクリート表面の劣化部、塩分、油脂及び塵芥を除去するとともに、コンクリート表面に粗面を形成し、被覆材との付着を確保するために実施した。

表面被覆は、超速硬化ポリウレタンの吹き付け工法により行った（写真-7）。表面被覆の仕様を表-5に示す。

表-5 表面被覆の仕様
Table 5 Spec of surface coating

第1層	塗装 間隔	第2層	塗装 間隔	第3層
エポキシ 樹脂プラ イマー	3 h ～ 7 d	超速硬化ポリ ウレタン樹脂 系(2500)	30m ～ 3 d	柔軟型ふっ 素樹脂塗料 (30)

※ カッコ内の数字は目標乾燥膜厚(μm)を表す。

※ 第2層目の最低膜厚は、2000μmとした。



写真-7 表面被覆工の施工状況
Photo 7 Surface coating work

5.4 環境対策

架橋地点は、瀬戸内海国立公園に位置するため、環境対策には特に配慮した。

(1) 粉じん対策

コンクリートのはつり、断面修復の吹き付け、下地処理のブラスト及び表面被覆の吹き付け時に粉じんの発生が懸念された。このため、施工場所に防塵ネット等を配置し、周辺への粉じんの飛散を防止するとともに、断面修復材の吹き付けについては湿式方式、下地処理には吸引式ブラストを用いるなど、粉じんの発生しにくい施工方法を採用した。

また、橋脚基部に防災シート等で周辺を覆ったコンクリート殻集積所を設け、はつり取ったコンクリート殻を集積後、袋詰めにして現場から搬出するなど、粉じん対策には細心の注意を払った。

(2) 濁水対策

現場で発生する濁水が周辺海域に流出しないよう、濁水処理対策を実施した。

濁水処理施設は、橋脚周辺にL型擁壁で構築した止水壁、橋脚上部へ揚水するために配置した橋脚基部の水槽

とポンプ、橋梁の管理路を介して土工部まで送水する水槽とポンプなどで構成され、周辺海域に全く水を流さない対策を施した（写真-8）。

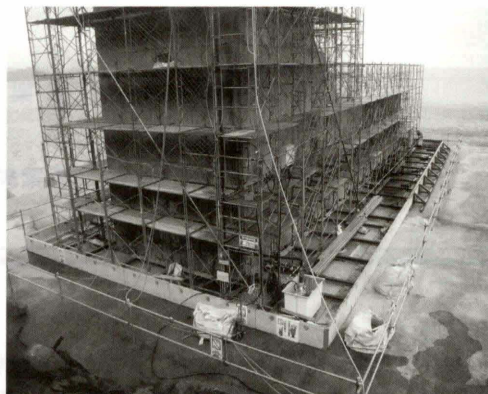


写真-8 濁水処理施設の状況
Photo 8 Wastewater disposing facilities

6. おわりに

塩害による変状の状況については、コンクリートに内在する塩化物イオン量が多いものの主筋、並びに帯筋は概ね健全であることが確認できた。ただし、断面修復を行わず橋脚の表面被覆を行った箇所が橋脚全面の半分以上あることから、今後定期的に内在塩分や鉄筋の状況を観察する必要があると考えている。

剥落対策については、はつり範囲の決定方法、断面修復、表面被覆の各工法の適用性、環境対策など、様々な内容が確認できた。

また、ロープアクセスの調査結果からも明らかなおり、引き続き5P及び7P橋脚については早急な対策を実施する予定である。また、2P～4P橋脚については変状面積が少ないため、足場の設置等も勘案し、より効率的な対策を検討する。

多々羅大橋鉛直支承のすべり板改良

Improvement of slide plates at vertical bearings in Tatara Bridge

しまなみ尾道管理センター 橋梁維持課長 末 廣 弘 靖

Hiroyasu Suehiro



しまなみ尾道管理センター 橋梁維持課長代理 森 脇 正 生

Masao Moriwaki

概 要

多々羅大橋の側径間橋脚では、密閉ゴム支承板支承が使用されている。支承内部にあるすべり板（PTFE板）がせり出したため、上沓（SUS板）が部分的に傷つき支承機能に悪影響が出たことから、すべり板を取替えることになった。

本報はその発生原因、原因究明の試験、新たに設置したすべり板の構造及び取替工事について述べる。

Closed type rubber bearing plate shoes are applied at the piers of the side spans in Tatara Bridge. Upper bearings (stainless plates) were damaged partially because slide plates (PTFE plates) in the shoes stuck out. Therefore, slide plates had been replaced considering the decline of the bearing's performance.

This report shows the cause of the damage, tests carried out to clear the cause, the structure of newly installed slide plates, and its replacement work.

1. はじめに

多々羅大橋の主塔以外の橋脚・橋台には、鉛直荷重を受け持つ密閉ゴム支承板支承（BPB支承）が10基設置されている。この鉛直支承のうち最大のものはP1橋脚に設置されているもので、設計反力（架設時）は29,253 kNであり、すべり板であるPTFE板の直径は1,010mmで国内最大級の支承である。

鉛直支承の変状については、平成11年度にP3橋脚でPTFE板のせり出しが確認され、以後点検を継続していたが、平成17年度にP3支承のせり出し量が増えたことと、P1、4P支承でもPTFE板がせり出している事が観察された。

その後、平成18年度にせり出し量を明確に確認する為に、防塵カバーであるシールリングゴムを撤去したところ、4P上り線のせり出し量が極端に大きかったことと、大きくせり出した反対側の上沓にキズの発生があり、こ

のままでは支承機能を阻害する可能性が出てきたため、新たに取替可能なすべり板を製作し取替を実施した。

本報告では発生原因の推定、原因究明試験、取替すべり板の構造検討および取替工事について報告する。

2. 損傷事例

PTFE板のせり出しについては、全10基の内、6基において発生している。

PTFE板は、厚さ5mmの円盤形状で中間プレートの凹みに3mm嵌合しているが、変状は中間プレートから飛び出している2mmの部分が橋梁上部工の伸縮移動による摩擦力で圧延させられたような形でせり出している。

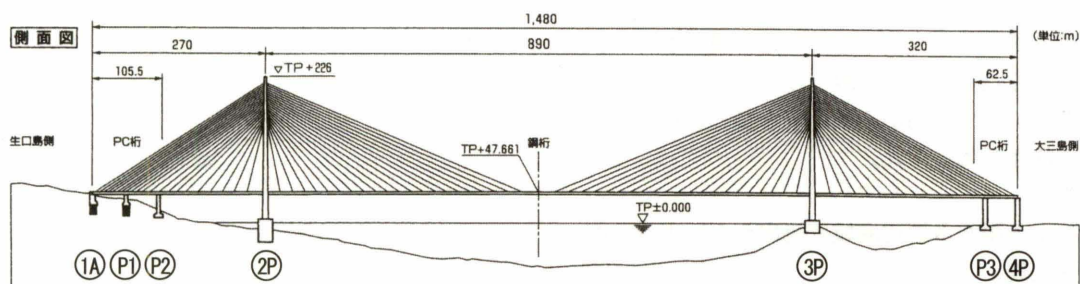


図-1 多々羅大橋側面図

Fig.1 Side view of Tatara Bridge

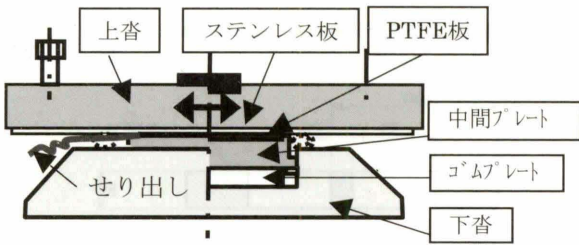


図-2 密閉ゴム支承板支承構造図

Fig.2 Structure of closed type rubber bearing plate shoes

写真-1はせり出しの状況であり、写真-2はせり出したPTFE板の電子顕微鏡写真である。PTFE板の上面(すべり面側)は平滑で、下面は延伸方向に繊維化していた。

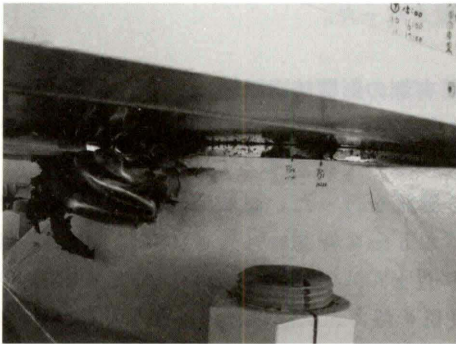


写真-1 PTFE板のせり出し状況
Photo 1 Sticking out of PTFE plate

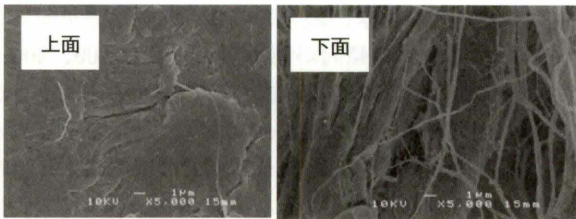


写真-2 電子顕微鏡写真 (5000倍)

Photo 2 Close-up photo of PTFE plate (5000 Diameters)

3. せり出し要因の推定

表-1にせり出しの発生した支承の設計諸元比較を示す。図-3に既往大型支承におけるPTFE板の直径と面圧の関係を整理した。PTFE板は面圧で設計されているので、設計反力によらず作用する設計面圧は従来支承と同レベルである。

表-1 支承の諸元

Table 1 Specifications of bearings

		P1	P3	4P
	① PTFE板接着剤種類	ゴム系接着剤	ゴム系接着剤	ゴム系接着剤
	② PTFE板直径 (mm)	1,010	970	730
反力	③ 架設時反力	29,253	22,887	14,754
	④ 常時(MAX)反力 (kN)	17,874	20,581	8,643
	⑤ 死荷重反力	11,949	13,361	6,072
面圧	⑥ 常時(MAX)面圧 (N/mm ²)	22.3	27.9	20.6
	⑦ 死荷重時の面圧	14.9	18.1	14.5
変位	⑧ 移動量(地震時) (mm)	870	910	920
	⑨ 常時移動量(温度)	+219	+252	+260

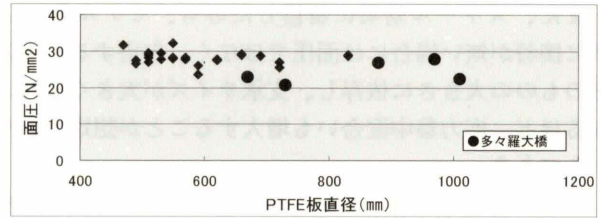


図-3 既往支承のPTFE板直径と面圧

Fig.3 Diameter of PTFE plate and pressure on existing bearings

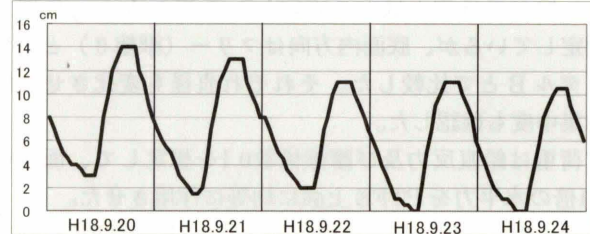


図-4 温度による桁の移動量 (4P)

Fig.4 Movement of girder by temperature (4P)

図-4は温度による桁の移動量を示すが、1日に12cm程度の移動を繰り返していることとなる。

せり出し要因の推定として、長大橋の特徴及びせり出し状況から下記に着目した。

<着目点>

- (1) PTFE板と中間プレートとの接着効果の影響
- (2) 架設時の反力が大きいことから面圧の影響
- (3) 常時の移動量大きいことから摺動距離の影響
- (4) 支承サイズ大きいことからスケール効果の影響

接着効果に着目したのは、図-5モデルAのようにPTFE板の接着が有る場合には、摩擦面から入った水平力が接着部を介して、中間プレートに均等に伝達されるが、モデルBのように、接着が無い場合には、PTFE板の端部に応力集中するような力学的モデルが推定されたからである。

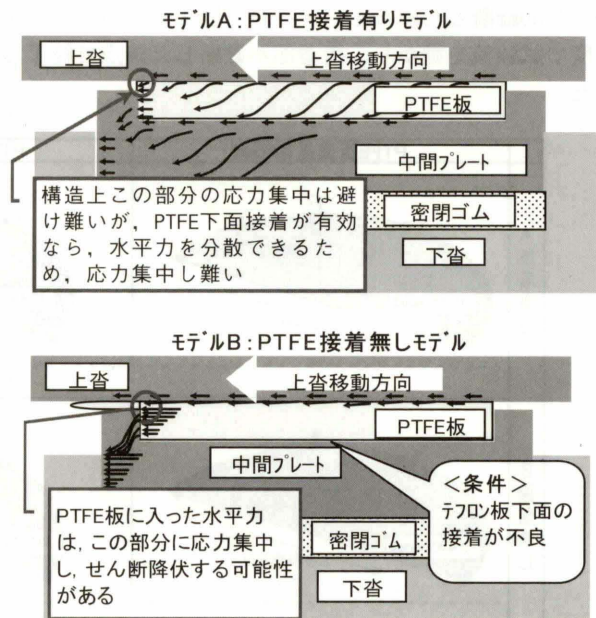


図-5 PTFE板のせん断メカニズムの推定

Fig.5 Shear mechanism guessed of PTFE plate

また、スケール効果に着目したのも、モデル B のように接着が無い場合には面圧ではなく、作用する水平力そのものの大きさに依存し、支承サイズが大きくなればなるほど、応力集中度合いも増大することが想定できたからである。

接着の有無の影響、スケール効果について FEM 解析で確認した。

5 mm 厚の PTFE 板をソリッド要素でモデル化し、下 3 mm 厚分の外周と底面を固定したモデル A と、外周は固定しているが、底面内方向はフリー（摩擦 0）としたモデル B とで比較した。それぞれ直径も変化させて応力集中度も確認した。

荷重は鉛直反力及び摩擦係数 0.1 を想定して、面圧の 0.1 倍の水平力を PTFE 上面に均等に作用させた。

図-6 に示すように接着が無い場合は、PTFE 板端部に応力集中し、また、スケール効果も確認できた。

4. せり出し検証試験

着目点とした 4 項目について検証試験を実施した。

4.1 接着剤の引張りせん断強度試験

PTFE 板と中間プレートとの接着強さの確認を目的として、JIS K 6850 に示される「接着剤-剛性被着材の引張りせん断接着強さ試験方法」に準拠して行った試験である。試験片は、同 JIS に示される接着試験片とし、PTFE 板との接着強さを確認するため、PTFE 板を接着部分にサンドした状態で行うものとした（図-7 参照）。なお、PTFE 板の板厚は 1.5 mm である。試験片に塗布する接着剤は、BP・B 支承製作時に使用したと思われるクロロプレンゴム系接着剤（以下、ゴム系）とし、鋼材の接着面は切削加工とした。試験は、重ね合わせ部分の端より 50 mm 離れた両端をつかみ具で固定したのち、一定速度で試験機を動かす、接着部が破断した時点で終了とした。

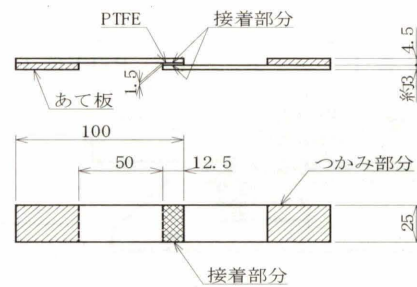


図-7 接着試験片の形状
Fig.7 Shape of adhesion test piece

引張せん断試験後の PTFE 板と相手鋼材接着面にはゴム系接着剤が付着しており、延性的な破壊形態を示した。引張せん断強度は 0.5 N/mm^2 程度であり、PTFE 板の許容面圧 30 N/mm^2 に対する摩擦力 3 N/mm^2 （摩擦係数：0.1）の $1/6$ 程度となった。

4.2 接着有無の影響確認試験

PTFE 板と中間プレートとの接着の有無によるせり出しの程度について検証するため、短冊タイプの PTFE 板により確認を行った。試験は、L200・L400・L600 試験体（厚さ 5 mm × 幅 20 mm × 長さ 200 mm、400 mm、600 mm）により、面圧 20 N/mm^2 を载荷した状態で片側方向に 50 mm の水平変位を与え、試験後には、板厚およびせり出し量の変化を測定した。

試験の結果、すべり面の底面（PTFE 板の裏面）にテフロンパウダーを塗布した試験片は、何も塗らない試験片よりもせり出し現象が顕著に現れ、底面摩擦が弱いと端部に力の集中する傾向が認められた。L=200、400、600 の試験では、L400・L600 試験体で顕著なせり出しが観察された（写真-3、写真-4 参照）。同じ面圧であっても、試験片の面積増加に伴う摩擦力の増加により、端部に集中する力は大きくなり、底面摩擦が弱いことで、PTFE 板のせり出し現象となることを確認した。

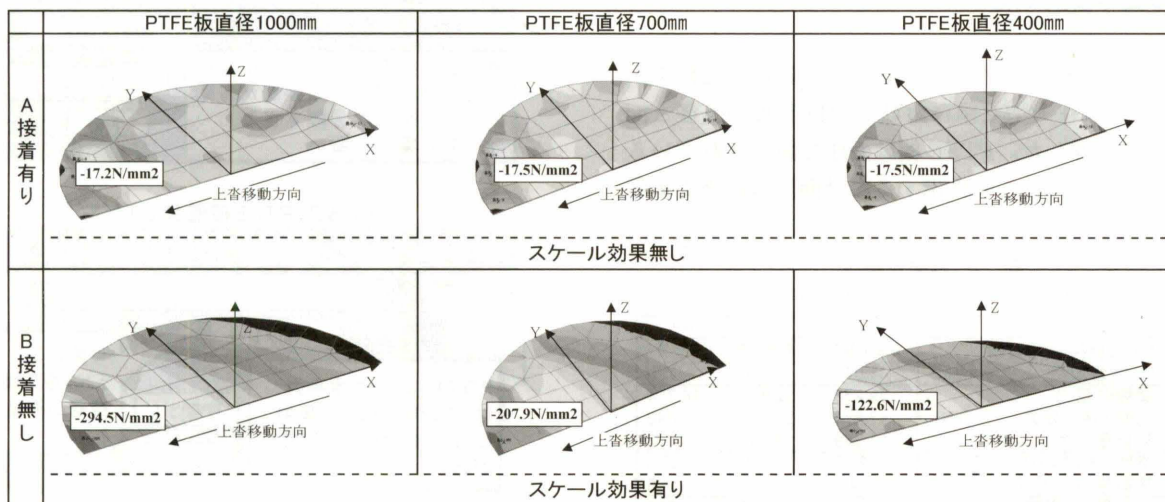


図-6 接着の影響、スケール効果の確認結果
Fig. 6 Results of adhesion impact and scale effect

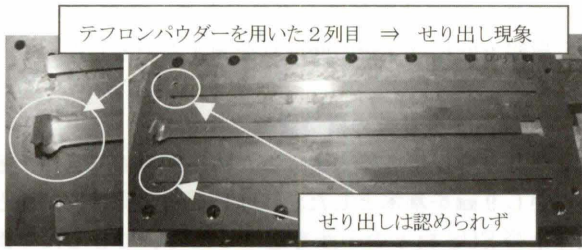


写真-3 L600短冊試験
Photo 3 Test results (L600)



写真-4 短冊試験後（底面テフロンパウダー塗布）
Photo 4 Test results (after painting of teflon powder)

4.3 面圧の影響確認試験

PTFE板が面圧作用下で摺動を受けた場合に、せり出しを生じるか否かを確認するために実施した試験である。試験は、PTFE板をはめ込んだ中間プレートを下凹部にセットし、上沓に取り付けられたステンレス板を介して鉛直荷重を载荷させた状態で、水平方向に±150mmの変位を与えた。加振回数は11回とし、面圧は10、20、30、45 N/mm²の4種類とした。途中、PTFE板の形状を確認するとともに、加振により得られた履歴曲線から摩擦係数を算出した。寸法はφ190mm、730mmの2種類、厚さは5mmとした。なお、PTFE板は中間プレートに接着しないで単純にはめ込んでいる。

試験の結果、摩擦係数はすべて0.1以下を示し、履歴特性は太鼓型であった。また、面圧の上昇に伴い摩擦係数の低下する傾向が認められたことから、PTFE本来の摩擦特性値が得られた。φ190mmの試験体では、せり出し現象が確認されなかった。一方、φ730mmの試験体では、面圧10~20N/mm²終了後では試験体のそりもなく、せり出しは現れなかったものの、面圧30N/mm²終了後からは加振方向に4~5mm、加振直角方向に2~3mmのせり出しが認められた。さらに、面圧45N/mm²試験後においては、幅10mm程度のせり出しが2箇所現れた。

4.4 摺動距離の影響確認試験

PTFE板が面圧作用下で一定期間の摺動を受けた場合に、せり出しを生じるか否かを確認するために実施した試験である。試験は、面圧20N/mm²を载荷した状態で、水平方向に±150mmの変位を与え、加振により得られた履歴曲線から摩擦係数を算出した。途中、PTFE板の形状を確認し、せり出しの確認された時点で試験を終了した。PTFE板の寸法はφ190mm、730mmの2種類、厚さは5mmとした。なお、PTFE板は中間プレートに接着せず、単純に埋め込んでいる。

本試験においても、摩擦係数はすべて0.1以下を示し、履歴特性が太鼓型であったことから、PTFE本来の摩擦特性値が得られた。また、繰り返し回数が増えるに従い、摩擦係数の低下する傾向を示した。φ730mmの試験体は、繰り返し回数1~71回目終了後では、試験体のそりもなくせり出しは現れなかったが、101回目終了後では、45度方向に8mm程度のせり出しが確認され、そりも発生した。一方、φ190mmの試験体は、101回の繰り返し回数において、せり出しは認められなかった。

4.5 せり出し検証試験のまとめ

せり出しの要因として以下を確認できた。

- ① PTFE板直径の大きいものほど、せり出し現象の起こる可能性がある。
- ② PTFE板と中間プレートとの接着力が切れた場合、接着面の摩擦が小さいと、せり出し現象の起こる可能性がある。

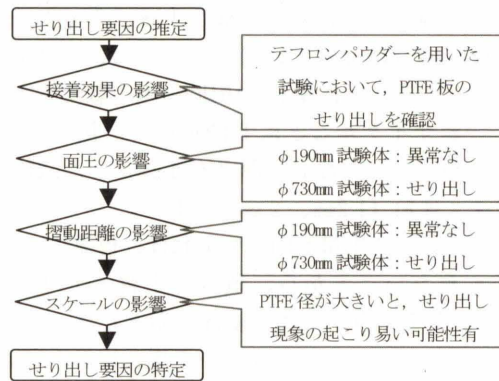


図-8 試験結果
Fig.8 Test results

5. 取替すべり板の構造検討

長大橋における大反力用支承本体の取替えは困難であるため、すべり板のみの取替えについて検討を行った。

新規に挿入するすべり板（以下、新構造すべり板）は、“取替え可能”をキーワードに、すべり板を接着した鋼板とし、既存のすべり板をはめ込む凹部に設置することとした。万が一、接着が切れた場合の安全性確保のため、鋼板には掘り込みを設け、そこへ、すべり板を接着する構造とした。

すべり板は、既存の上沓 SUS 板のはらみ、使用実績、製作上の問題などを考慮し、現設計と同じ PTFE 板を使用することとし、詳細形状を決定するため、以下の試験を実施した。

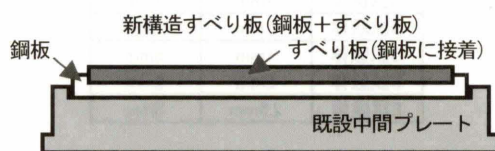


図-9 構造イメージ
Fig.9 Outline of structure

5.1 接着剤の選定

従来、接着剤にはゴム系が用いられていた。原因追究試験によりすべり板の接着の重要性が確認されたことから、接着強度の高いエポキシ樹脂系接着剤（以下、エポキシ系）の採用を検討した。ゴム系による試験と同様、JIS K 6850に則り、PTFE板と鋼板との接着にエポキシ系を用いた試験片による引張せん断強度試験を実施した。

試験結果は延性的な破壊形態であったゴム系接着剤と異なり、脆性的な破壊形態となった。引張せん断強度は7.3N/mm²程度であり、0.5N/mm²程度であったゴム系に対し10倍以上の強度を示したことから、接着にはエポキシ系を用いることとした。

5.2 板厚効果確認試験

PTFE板の板厚および突出量について検討を行うために実施した試験である。試験片は短冊タイプ（L600試験体：長さ600mm×幅20mm×厚さ4mm、5mm）とし、PTFE板の接着は行っていない。試験は、面圧40N/mm²を載荷した状態で正負繰返し101回の水平載荷を実施し、途中、一定サイクルごとにPTFE板の形状やせり出し量などを測定した。なお、厚さを4mmとした試験では、突出量を2種類（1.2mm、2mm）とした。

試験の結果、突出量が同じであれば、板厚による影響は認められないことから、既存の上沓SUS板の状態（孕み）などを考慮して突出量は2mmとした。また埋め込み深さは、万が一、接着が切れた場合においてもずれ難くするため、既往設計と同じ3mm（すなわちPTFE板厚は5mm）とした。

5.3 面取り効果確認試験

PTFE板の突出部は高面圧作用下での水平荷重の作用によりツバを形成してしまう。このツバの形成を極力抑えるため、PTFE板の面取り形状について試験により確認した。試験片は短冊タイプ（L600試験体：長さ600mm×幅20mm×厚さ4mm、5mm）とし、PTFE板の接着は行っていない。試験は、面圧40N/mm²を載荷した状態で正負繰返し11回の水平載荷を実施し、試験前後でのPTFE板の形状やせり出し量などを確認した。試験に使用したPTFE板の面取り形状は、表-2に示す5種類とした。

表-2 面取り形状
Table 2 Edging shape

	面取り形状	
	板厚方向	板幅方向
A試験体	1mm	1mm
B試験体	1mm	2.5mm
C試験体	1mm	5mm
D試験体	2mm	2mm
E試験体	2.5mm	5mm

試験結果より、板厚方向に1mm程度の面取りでは、鉛直荷重および摺動により面取り部分が無くなってしまいツバを生じた。鋼板の掘り込み部分まで面取りをするこ

とにより、ツバは生じにくくなるため、板厚方向に2.5mm、板幅方向には5mmの面取りを施すものとした。

5.4 新構造すべり板の構造詳細

支承高さの変更を極力避けるため、鋼板の厚さは、6mmないし9mmを基本とした。PTFE板の直径は、鋼板と既存上沓SUS板との干渉を避けるため、できるだけ鋼板の径に近づけるものとした。長大橋は、一日の移動量も大きく、また一般橋梁と比べて摺動距離も大きいことから、すべり部の取替えが可能となるよう、鋼板の適所に切り欠きを設け、取替えやすい構造とした（図-10参照）。

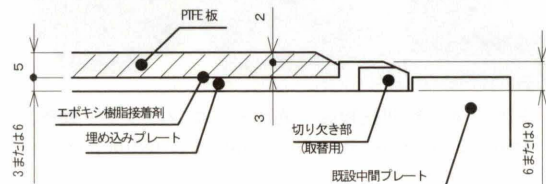


図-10 新構造すべり板の構造詳細
Fig.10 Detail of newly tested slide plate



写真-5 新構造すべり板
Photo 5 Newly tested slide plate

6. PTFE板の取替工事

ジャッキアップについては、ジャッキアップ反力を影響値解析し、P1橋脚は反力16,485kN/支承と最大規模のジャッキアップとなった。ジャッキアップ量は桁端となる4Pは15mm、P1・P3は20mmとした。支承取替用の5,000kNコンパクトジャッキ（ジャッキストローク30mm）をP1・P3では4台/支承、4Pでは2台/支承用いることとした。ジャッキ仮受け点としては、

- ① 既設支承の両側を仮受け点とし、PC桁側に仮上沓を設ける
- ② 既設上沓（SUS板）の空きスペースを利用した仮受け点とする

の案があり、桁の温度による移動や安定性を考慮し②案で実施することとした。（写真-6）また、桁の移動に対応するためにPTFE板を貼り付けたヘッドのジャッキで反力を受け替えることとした。



写真-6 ジャッキセット状況
Photo 6 Jack set up

桁端部となる4Pの伸縮装置（ローリングリーフ）への影響は、計算では90mmまでジャッキアップ可能とこのことを確認した上で、15mmまで慎重にジャッキアップを行った。路面の段差も走行車に影響が出るものでなく安全に施工できた。

ジャッキアップ後の施工としては、

- ① 上沓、PTFE板、中間プレートをファイバースコープにて観察
- ② PTFE板の撤去及び接着剤の撤去・清掃
- ③ 新構造すべり板の挿入

を行った。実施工に先立っては、ジャッキアップ15mm以下の狭い空間でのテフロン板や接着剤の撤去があるため、現地を想定した模擬試験を行い工具等の選定を行った。また、中間プレートに残った接着剤の撤去には、溶剤（アセトン）を用いることで撤去可能であることを模擬試験により確認した。

PTFE板撤去については思っていたより簡単に取れたが、中間プレートの接着剤の撤去は時間を要した。（写真-7）

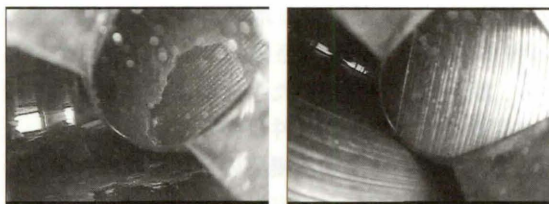


写真-7 中間プレート清掃前（左）と清掃後（右）
Photo 7 Intermediate plate (Left: before cleaning, Right: after cleaning)

新構造すべり板は、各支承ジャッキアップ開始からジャッキダウンまで約3～4時間で設置できた。この間の桁の移動量は最大で約70mmあったがジャッキのすべり機能により問題は無く施工できた。

PTFE板の撤去については、せり出し量の大きいP3と4Pについては、接着力はほとんど無く簡単に撤去できた。せり出しが小さいP1は剥がれにくい状態であり接着力が部分的に残っていた状態であった。

撤去したPTFE板を観察すると、

- ① 飛び出した部分は年輪のようなギザギザがあり、温度変化による桁の移動にあわせ徐々に飛び出したと考えられる。
- ② 中間プレートの凹みの端部にせん断されたテフロ

ン板の破片が残っていたことから、せん断された後に一気にせり出しが発生したものと考えられる。

- ③ 橋軸直角方向にも5mm程度のツバが出来ている。
- 以上のことから、桁の伸縮により接着部が破壊され、中間プレート端部に応力集中し、PTFE板がせん断破壊され、極端なせり出しが発生したことが裏付けられたこととなった。

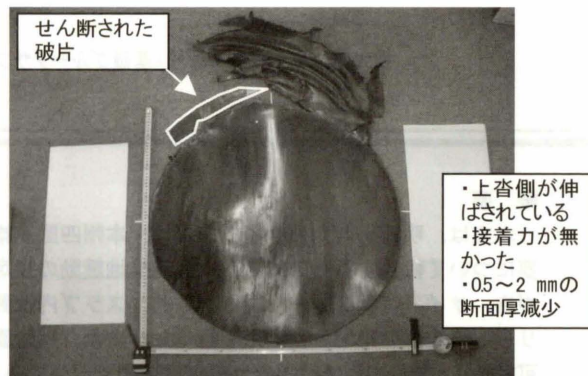


写真-8 撤去されたPTFE板
Photo 8 PTFE plate removed

7. おわりに

今回の取替については、上沓にキズが入ったことから緊急に対応する必要があり、検証、構造提案など時間のない中で建設JV、支承メーカーの協力の下無事取替が出来ましたことをお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 末廣弘靖、森脇正生、薮野真史、鶴野禎史、原田孝志、山崎信宏：長大橋に用いるすべり支承の補修（改良）、土木学会年次学術講演会、2008
- 2) 同上：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、土木学会年次学術講演会、2008
- 3) 同上：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、土木学会年次学術講演会、2008

耐震補強検討に用いる大規模地震動の設定

Large-scale earthquakes for seismic upgrading

長大橋技術センター耐震・基礎グループリーダー

福 永 勸

Susumu Fukunaga



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

概 要

本文は、明石海峡大橋サイトを例に、本州四国連絡橋海峡部橋梁の耐震補強検討に用いる大規模地震動設定の概要について報告するものである。大規模地震動の設定では、政府関係機関から公表されている最新の地震情報に基づき、サイト毎にプレート境界型地震、スラブ内地震及び内陸直下型地震についてシナリオ地震を想定してハイブリッド法を用いた地震動推定を行った。また、内陸直下型地震については、未知なる活断層（伏在断層）の存在の可能性に配慮して、M_{6.8}の地震が直下域で発生する場合の地震動も考慮した。

Presented in this paper is to define large-scale earthquakes for seismic upgrading of strait crossing bridges. In the definition, site-specific seismic motions coming from plate-boundaries, subducted slabs and inland active faults based on recently-promulgated earthquake information from the government-affiliated organizations were estimated using a hybrid method. Besides, seismic motions coming from earthquakes with a magnitude of M_{6.8} occurring just beneath the sites were investigated in consideration of unknown inland active faults.

1. はじめに

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ともに、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（以下、「本四連絡橋」）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。また、近年では地震動推定に関する技術は大きく高度化しており、活断層の調査結果等に基づく断層モデルを用いた手法により設計地震動を設定して耐震補強検討を実施する事例が増えている^{例え1)}。

この様な背景から、代替道路が無く重要構造物である本四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り、大規模地震動の設定では、上述の新たな地震情報を含む最新の地震動推定に関する知見を取り入れた手法を採り入れている²⁾。本文では、明石海峡大橋サイトを例に、本四連絡橋海峡部橋梁の耐震補強検討に用いる大規模地震動設定の概要について報告するものである。

2. 大規模地震動の設定方針

2.1 設定方針

現行の道路橋示方書 V 耐震設計編（以下、「道示 V」³⁾）では、建設地点における設計地震動を適切に推定できる場合には、断層モデル等を用いた手法に基づいて設計地震動を設定するものとされている。また、長大橋梁である海峡部橋梁の耐震補強は投資額が大きくなる可

能性があるとともに、その機能を喪失した場合の影響度も大きいことから、架橋地点の地震環境、地盤条件等を考慮したより精緻な手法に基づく地震動による耐震補強検討が合理的であると考えられる。さらに、海峡部橋梁では建設時に数多くの地盤調査が実施されるとともに、1995年兵庫県南部地震以降積極的に実施された断層調査等により地震及び地下構造に関する情報が相当程度明らかになっており、それら情報は内閣府中央防災会議（以下、「中防」⁴⁾）、文部科学省地震調査研究推進本部（以下、「推本」⁵⁾）等の政府関係機関から公表されていることから、断層モデルを用いた手法によりサイト固有の大規模地震動を推定できる条件は整っている。

そこで本四連絡橋海峡部橋梁の耐震補強検討に用いる大規模地震動を以下に示す方針に基づき設定することとした。なお、ここで言う「大規模地震動」とは、土木学会の資料⁶⁾にあるレベル2地震動に関する記述に準じて、「現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さをもつ地震動」とする。また、「海峡部橋梁」とは「海峡部を横断する橋梁とそれに連続する取付橋」とする。

- ① 大規模地震動は、政府関係機関から公表されている最新の地震情報に基づき、サイト毎にプレート境界型地震、スラブ内地震及び内陸直下型地震についてシナリオ地震を想定して設定する。また、内陸直下型地震については、未知なる活断層（伏在断層）の存在の可能性に配慮して、M_{6.8}（2.2参照）の地震が直下域で発生する場合の地震動も考慮する。
- ② ①で想定する地震の断層破壊シナリオは、過去の履歴が蓄積されているプレート境界型地震については

公表されているシナリオに従うものとし、不確定性の大きいスラブ内地震及び内陸直下型地震については当該橋梁に最も大きな影響を及ぼすと考えられるシナリオを想定する。この場合、対象橋梁は様々な振動特性をもつ構造要素から構成される長大橋梁であるため、特定の周期帯でなく広帯域の地震動強度が大きくなるように、アスペリティの位置や大きさ、破壊開始点を变化させた複数ケースのシナリオを考慮する。

- ③ 大規模地震動の推定は、震源特性、伝播経路特性及びサイト周辺の地盤特性を適切に考慮するとともに、広帯域（0.05～30秒程度）での地震動を精度良く推定するため、ハイブリッド法（プレート境界型地震：経験的グリーン関数法+3次元差分法、スラブ内地震及び内陸直下地震：統計的グリーン関数法+離散化波数法）により行う。
- ④ 大規模地震動の表現方法は、加速度応答スペクトルと時刻歴加速度波形とする。
- ⑤ ④の加速度応答スペクトルは、地震動の平均的な特性を考慮するため、③の試算より算出された時刻歴加速度波形に基づく加速度応答スペクトル（複数の断層破壊シナリオを考慮した場合は複数のスペクトル）を概ね包含するとともに、特別なピークを平滑化して定める。
- ⑥ ④の時刻歴加速度波形は、⑤の加速度応答スペクトル設定に支配的となった③の試算より算出された時刻歴加速度波形を振幅調整して定める（位相特性はそのまま用いる）。また、位相特性の違いによって非線形応答に差異を生じる可能性があることから、複数の破壊シナリオを考慮するスラブ内地震及び内陸直下型地震では複数波を定める。
- ⑦ 大規模地震動の定義位置は工学的基盤面とし、3次元的地震動として定義する。なお、一般橋（道示Vの適用範囲内である支間200m以下の橋梁）に対しては、水平面内で最大となる地震動に基づき、1次元的に定める。（2.3参照）

なお、上記⑤、⑥に関して、地震動の平均的な特性を考慮するため直線的に加速度応答スペクトルを設定し、それに適合するよう振幅調整することとしたが、これにより推定した地震動の各種特性が薄まる可能性がある。一方、断層パラメータや地盤の物性等の地震動推定に用いる条件設定により応答スペクトル特性は変化し得る可能性があるが、条件のばらつきを考慮した多くの地震動推定及び地震応答計算は実際上困難である。ここでは後者に重きを置いて、それらばらつきに対する配慮として凹凸のあるスペクトル形状を持つ地震動による設計は避けるべきとの判断をしたものである。

また、この分野の調査、研究は現在も精力的に実施されていることから、新たな知見が得られた場合には再度見直しを行うことも必要であると考えている。

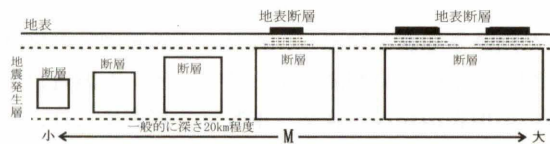


図-1 地震規模と地表断層の関係
Fig.1 Relationship between magnitude and surface fault

2.2 伏在断層の地震規模

伏在断層に伴う設計地震動の下限レベル及びその必要性に関しては、中防、土木学会の公的機関から公表されている資料の中で言及されている。さらに、2006年には原子力施設の耐震設計に関する指針⁷⁾が改定され、詳細な調査をもとに敷地ごとに震源を特定するように最大限の努力をするが、なお見逃される可能性もあるので、「震源を特定せず策定する地震動」として、旧指針の $M_j 6.5$ ではなく、一定レベルの地震動を別途考慮することになった。従って、耐震補強検討に用いる大規模地震動を設定する際には、伏在断層による地震動の影響を検討しておくことが望ましいと考えられるが、その場合、伏在断層の地震規模の設定が問題となる。伏在断層の地震規模は、学術的にもまだ議論が残るところであり、今後新たな知見が得られる可能性もあるが、以下に示す現在の知見等から判断して、現時点での本四連絡橋海峡部橋梁の耐震補強検討用としては $M_j 6.8$ とすることとした。

(1) 地震規模に関する一般的な概念

一般的に、地震規模と地表断層の関係は図-1の様になり、地震の規模が大きくなれば断層幅が飽和して地表に痕跡を残すこととなる。従って、伏在断層として闇雲に大きな地震を想定することは不合理であると考えられる。

(2) 各機関の提案値

中防の資料⁸⁾では、「活断層が地表で認められない地震規模の上限については、今後の学術的な議論を待つ必要があるが、防災上の観点から、今回の検討では、 $M 6$ 台の最大である $M 6.9$ の地震を想定する。」とされている。地震規模設定の根拠の一つとして1984年長野県西部地震($M_j=6.8$)の存在を挙げているものの、具体的な根拠に関する記述は無い。

また、土木学会の資料⁶⁾では、「対象地点およびその周辺に活断層の存在が知られていない場合でも、レベル2地震動の設定に当たってはマグニチュード(M_j)6.5程度の直下地震が起きる可能性に配慮するものとして、これによる地震動をレベル2地震動の下限とする。」とされている。そこでは、過去100年間に日本列島で発生した内陸浅発地震の地震被害、地震規模、地表断層の出現記録の有無を考察しており、 $M_j > 6.5$ の地震で地表断層を出現させない地震もあったが、その被害程度が $M_j \leq 6.5$ の地震による被害の上限とそれほど大差なかったことを地震規模設定の根拠の一つとして挙げている。

さらに、前述の原子力施設の耐震設計指針改訂における「震源を特定せず策定する地震動」の設定を念頭にお

いた文献⁹⁾では、これまで国内及びカリフォルニアで発生した内陸型地震を抽出し、既存の活断層図等の文献による調査、空中写真判読によるリニアメント調査、現地における地表踏査等の詳細な地質学的調査により、当該規模の地震が事前に評価可能か否かの調査を実施している。そして、既往の震源を事前に特定できない地震の中で最も規模の大きな地震は1984年長野県西部地震 ($M_j=6.8$) であるとしている。

(3) 近年の被害地震

近年発生した被害地震の中で明瞭な地表断層を伴わなかった主な地震として、1984年長野県西部地震 ($M_j6.8$)、1997年鹿児島県北西部地震 (3月 $M_j6.6$: 5月 $M_j6.4$)、1997年山口県北部地震 ($M_j6.6$)、2000年鳥取県西部地震 ($M_j7.3$)、2004年新潟県中越地震 ($M_j6.8$)、2005年福岡県西方沖地震 ($M_j7.0$)、2007年能登半島地震 ($M_j6.9$) が有るが、現在の知見を持ってしても事前に震源が特定できない地震は、1984年長野県西部地震 ($M_j6.8$)、1997年鹿児島県北西部地震 (3月 $M_j6.6$: 5月 $M_j6.4$) 程度と考えられ、その最大規模は $M_j6.8$ である。

(4) 本四連絡橋架橋サイトにおける断層調査と歴史地震

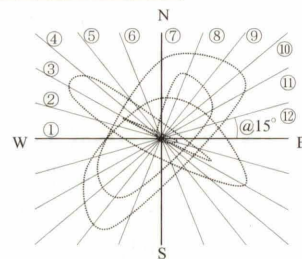
一般的に、陸域部における断層情報は、これまで実施された様々な調査によりその分布、活動度等が明らかとなっているが、海域部における断層調査は、陸域部における調査と比較して困難さを伴うことから、広域的な断層情報は必ずしも十分に明らかになっていない。しかしながら、本四連絡橋架橋サイトの海域部では、その構造物の重要性からサイト周辺の概略の地質構造、断層の有無等を把握する目的で多くの音波探査が実施されている¹⁰⁾。その結果、明石海峡大橋架橋地点近傍では1995年兵庫県南部地震の震源断層の存在が明らかとなっていたが、その他海峡部橋架橋サイトでは有意な断層の存在は確認できなかったとされている。また、架橋サイトにおいては、シナリオ地震として想定している断層以外を震源とする有意な歴史地震は発生していないと考えられる¹¹⁾。

2.3 一般橋の耐震補強検討に用いる大規模地震動

ハイブリッド法はシナリオ地震の震源特性、伝搬経路特性及びサイト特性の影響を考慮した強震動推定手法であり、推定された3次元的地震動にはそれら特性が反映されたものとなっている。また、吊橋のような長大橋の場合、地震動の鉛直成分が地震時挙動に影響を及ぼす可能性があることが示唆されている¹²⁾。従って、長大橋(道示Vの適用範囲外である支間200m以上の橋梁)の耐震補強検討には3次元の大規模地震動を定義し、耐震性照査で実施する地震応答解析では3方向同時入力を行うことを基本と考えている。

一方、道示Vの設計地震動(レベル1地震動、レベル2タイプI地震動)は、既往の強震記録に基づく距離減衰式を参考に設定されているが、水平面内で2成分の記録を時間領域で合成した絶対最大値を解析対象として

地震動の水平面内オービット



大規模地震動(加速度応答スペクトル)の設定

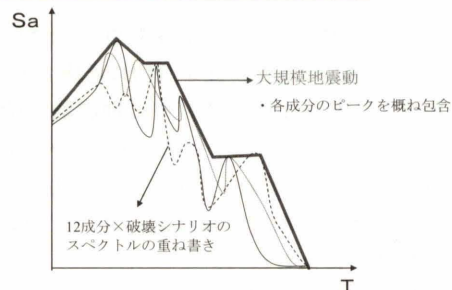


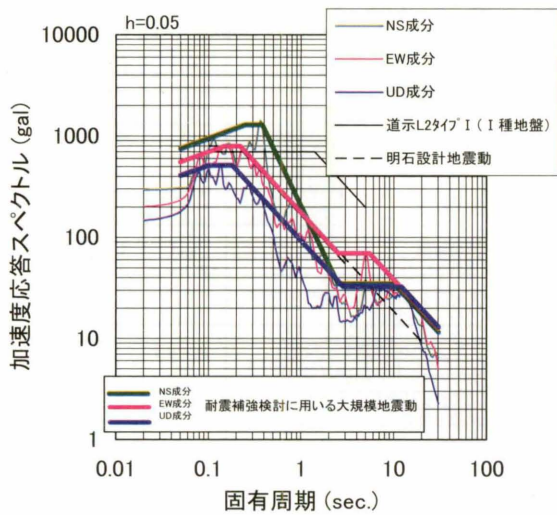
図-2 一般橋用大規模地震動の設定

Fig.2 Definition of large-scale earthquakes for ordinary bridge

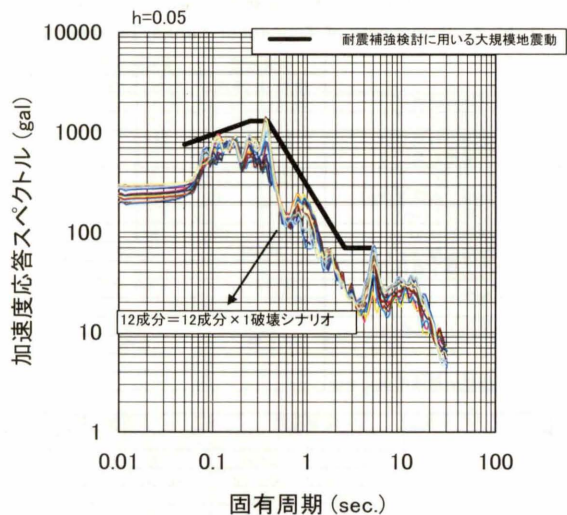
いる。これは、道示Vによる耐震性能照査では、水平2成分の地震力を橋の橋軸方向及び橋軸直角方向それぞれに1次元的に作用させるため、水平面内における最大の地震力が重要となるためであるとされている。本四連絡橋海峡部橋梁の一般橋に対しても、以下に示す理由により、道示Vに準拠して、水平成分の地震力を各方向に独立に作用させる耐震性能照査法を基本と考え、水平面内で最大となる地震動に基づき1次元(水平成分)的な大規模地震動を定めることとした。

- 道示Vでは、地震動の鉛直成分が上下部構造の耐震性に与える影響は一般に小さいとされている。
- 道示Vに示されるRC橋脚等の許容損傷度は、軸力と1軸曲げを受ける部材を想定したものであり、多方向入力下での軸力と2軸曲げを受ける部材の許容損傷度を設定するには別途詳細な検討が必要になる。
- 道示Vの設計地震動の設定と同様に、水平面内で最大となる地震動に基づき大規模地震動を設定し、同様の手法(応答計算法、限界状態)で耐震性照査を実施すれば必要とされる耐震性能は確保できると考えられる。

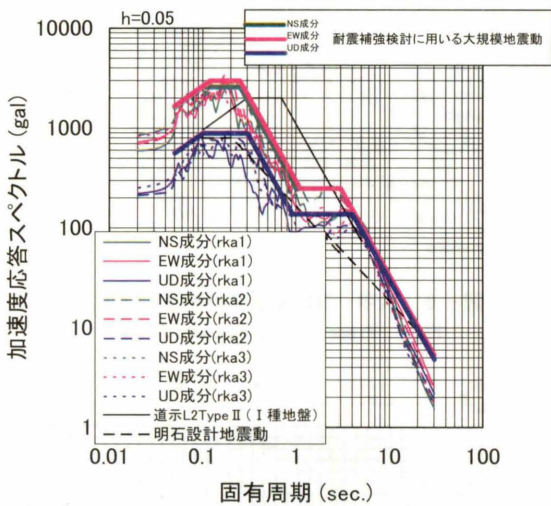
具体的な設定方法を図-2に示す。ここに示すように、水平面内に15°ピッチで回転させた12本の各軸成分の地震動を用いて上記設定方針⑤、⑥に基づき一般橋用の大規模地震動を設定することとした。



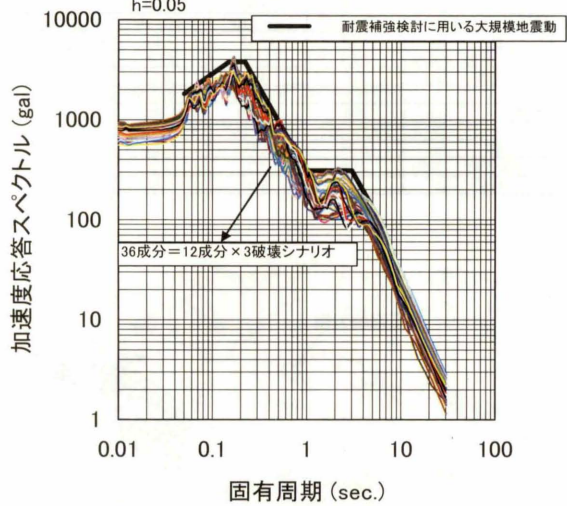
(a) 東南海・南海地震



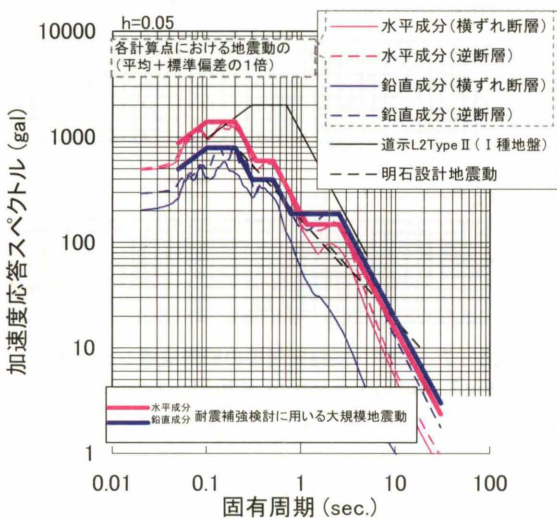
(a) 東南海・南海地震



(b) 六甲-淡路断層帯



(b) 六甲-淡路断層帯



(c) 伏在断層

図-4 明石海峡大橋サイトにおける大規模地震動（一般橋用）
Fig.4 Large-scale earthquakes for ordinary bridges at Akashi-Kaikyo Bridge site

3. 明石海峡大橋サイトにおける大規模地震動

明石海峡大橋の工学的基盤面 ($V_s=2000\text{m/s}$) 上においてハイブリッド法により推定した東南海・南海地震、六甲-淡路断層帯及び伏在断層による地震動を図-3 (長大橋用) 及び図-4 (一般橋用) に示す。図-3には道示V地震動、明石海峡大橋の設計地震動及び上記設定方針⑤に基づき設定した耐震補強検討に用いる大規模地震動を併せて示している。なお、内陸直下型のシナリオ地震として大阪湾断層帯を想定した試算も実施したが、全周期帯域の地震動強度が六甲-淡路断層帯の試算結果を下回ったことから、シナリオ地震として大阪湾断層帯を対象としなかった。また、政府関係機関の公表情報ではサイト近傍に有意なスラブ内地震は存在しないことから、シナリオ地震として想定しなかった。以下に各シナリオ地震による地震動の推定概要を述べる。

図-3 明石海峡大橋サイトにおける大規模地震動（長大橋用）
Fig.3 Large-scale earthquakes for long-span bridges at Akashi-Kaikyo Bridge site

表-1 東南海・南海地震の断層パラメータ

Table 1 Parameters of Tounankai-Nankai Earthquake

	南海地震		東南海地震	
	西部	東部	西部	東部
基準点緯度(°)	32.63	32.81	33.83	34.16
基準点経度(°)	135.10	135.95	136.99	138.12
断層走向角(°)	245	270	215	235
断層傾斜角(°)	7	14	14	10
すべり角(°)	120	145	90	100
断層上端深度(km)	10	10	10	10
断層長さ(km)	220	170	120	130
断層幅(km)	160	100	80	110
断層面積(km ²)	36,500		15,800	
応力降下量(MPa)	3		3	
地震モーメント(N・m)	8.37E+21		2.38E+21	
	1.08E+22			
平均すべり量(m)	5.61		3.69	
モーメントマグニチュード	8.55		8.18	
破壊伝播速度(km/sec)	2.7			

パラメータ	単位	南海地震		東南海地震	
		アスベリティ1	アスベリティ2	アスベリティ6	アスベリティ7
面積	km ²	1,400	2,800	1,300	1,100
地震モーメント	N・m	5.14×10 ²⁰	1.45×10 ²¹	4.31×10 ²⁰	3.36×10 ²⁰
すべり量	m	8.98	12.70	8.11	7.46
応力降下量	MPa	23.9	23.9	22.4	22.4
立上り時間	s	6.9	9.8	6.7	6.1
		アスベリティ3	アスベリティ4	アスベリティ8	アスベリティ9
面積	km ²	1,200	3,000	1,100	400
地震モーメント	N・m	4.08×10 ²⁰	1.61×10 ²¹	3.36×10 ²⁰	7.36×10 ¹⁹
すべり量	m	8.31	13.15	7.46	4.50
応力降下量	MPa	23.9	23.9	22.4	22.4
立上り時間	s	6.4	10.1	6.1	3.7
		背景領域		背景領域	
面積	km ²	700		11,900	
地震モーメント	N・m	1.82×10 ²⁰		4.20×10 ²¹	
すべり量	m	6.35		3.75	
応力降下量	MPa	23.9		2.2	
立上り時間	s	4.9		8.9	

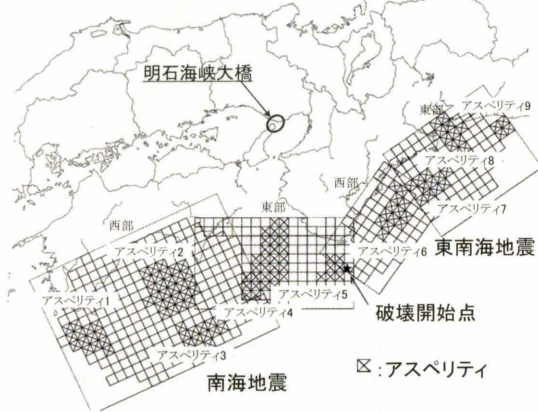


図-5 東南海・南海地震の断層破壊シナリオ

Fig.5 Rupture scenario of Tounankai-Nankai Earthquake

(1) 東南海・南海地震

プレート境界型のシナリオ地震としては東南海・南海地震を想定して、その断層モデルは中防の設定に準拠した。経験的グリーン関数法で用いる種地震には、想定震源域付近で発生した2004年紀伊半島南東沖の地震群のうち、最大余震(2004.09.07 08:29 M_s6.5 M₀=6.00×10¹⁸ Nm)によりK-NETで観測された記録を用いた。また、大阪堆積地盤モデル及び深層部は既往研究事例(大都市大震災軽減化特別プロジェクト成果)¹³⁾に基づき設定した。表-1に断層パラメータ、図-5に断層破壊シナリオをそれぞれ示す。

(2) 六甲-淡路断層帯

内陸直下型のシナリオ地震としては六甲-淡路断層帯を想定して、その断層モデルは推本の設定に準拠するとともに、断層破壊シナリオは上記設定方針②に基づき3ケースを設定した。表-2に断層パラメータ、図-6に

表-2 六甲-淡路断層帯の断層パラメータ

Table 2 Parameters of Rokko-Awaji Fault

パラメータ		単位	設定値
断層上端深度		km	3
断層下端深度		km	19
セグメント①	断層長さ	km	52
	走向(strike)	度	225.49
	断層傾斜(dip)	度	70
	断層幅	km	18
セグメント②	断層長さ	km	30
	走向(strike)	度	244.95
	断層傾斜(dip)	度	70
	断層幅	km	18
断層面積		km ²	1,476
地震モーメント		×10 ²⁰ dynes・cm	10.34
モーメントマグニチュード			7.3
断層面全体の平均実効応力パラメータ		bar	44.4
アスベリティ面積		km ²	325
アスベリティの実効応力パラメータ		bar	201.6
アスベリティの地震モーメント		×10 ²⁰ dynes・cm	4.85
バックグラウンドの実効応力パラメータ		bar	40.3
バックグラウンドの地震モーメント		×10 ²⁰ dynes・cm	5.49
地震波伝播速度		km/s	3.50
破壊伝播速度		km/s	2.52
立ち上がり時間		s	2.05



図-6 六甲-淡路断層帯の断層トレース

Fig.6 Trace of Rokko-Awaji Fault

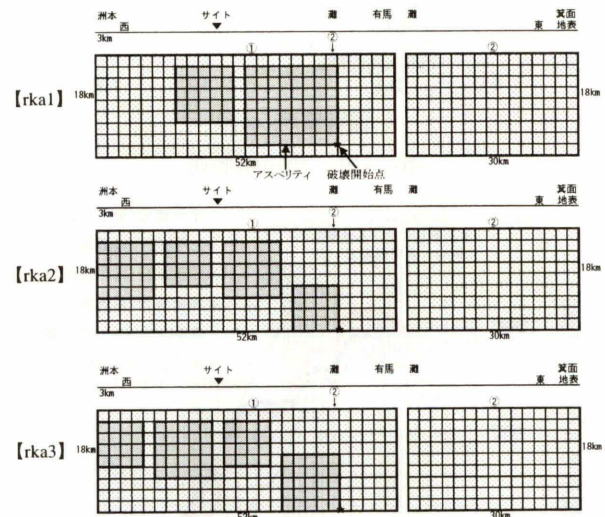


図-7 六甲-淡路断層帯の断層破壊シナリオ

Fig.7 Rupture scenarios of Rokko-Awaji Fault

断層トレース、図-7に断層破壊シナリオをそれぞれ示す。

(3) 伏在断層

M_s6.8の規模を有する断層を対象として2種類の断層破壊シナリオ(鉛直横ずれ断層、傾斜60度の逆断層)を設定し、地震動強度が大きくなると考えられるほぼ断層直上の複数点における地震動を計算して、それらを統計的に評価することによって伏在断層による地震動を設定した。表-3に断層パラメータ、図-6に断層破壊シナリオ及び地震動算出点をそれぞれ示す。

表-3 伏在断層の断層パラメータ
Table 3 Parameters of unknown fault

パラメータ	単位	設定値	
		横ずれ断層	逆断層
断層上端深度	km	3	3
断層下端深度	km	19	19
セグメント	断層長さ	km	24
	走向(strike)	度	0
	断層傾斜(dip)	度	90
	断層幅	km	16
断層面積	km ²	384	396
地震モーメント	×10 ¹⁹ dyne·cm	0.71	0.75
断層面全体の平均実効応力パラメータ	bar	23	23.2
アスペリティ面積	km ²	84	87
アスペリティの実効応力パラメータ	bar	105.1	105.6
アスペリティの地震モーメント	×10 ¹⁹ dyne·cm	0.33	0.35
バックグラウンドの実効応力パラメータ	bar	21.0	21.1
バックグラウンドの地震モーメント	×10 ¹⁹ dyne·cm	0.38	0.40
地震波伝播速度	km/s	3.50	3.50
破壊伝播速度	km/s	2.52	2.52
立ち上がり時間	s	0.84	0.86

ことから、大規模地震動は2次元(水平・鉛直成分)的に定義しており、図-3に示す地震動の水平成分は長大橋、一般橋に共通的に適用される。

4. おわりに

設定した大規模地震動に基づき、海峡部橋梁の耐震性照査を順次実施し、所定の耐震性能を有しない橋梁に対して耐震性能を向上させる対策を講じる予定としている。

謝辞

大規模地震動の推定には(独)防災科学研究所強震ネットワークのデータを使用した。また、本検討の実施に際しては「本四耐震補強検討委員会」(委員長:家村浩和 京都大学大学院名誉教授)にてご審議頂き貴重なご意見を頂いた。ここに記して深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 金治英貞、鈴木直人、香川敬生、渡邊英一:長大トラス橋の設計入力地震動と損傷制御構造、土木学会論文集、No.787/I-71、pp.1-19、2005.4
- 2) 福永勤、遠藤和男、菊池祥子:本州四国連絡橋の耐震補強、橋梁と基礎、Vol.42、No.6、pp.29-32、2008.6
- 3) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002.3
- 4) 内閣府中央防災会議:
<<http://www.bousai.go.jp/chubou/chubou.html>>
- 5) 文部科学省地震調査研究推進本部
<<http://www.jishin.go.jp/main/index.html>>
- 6) 土木学会:土木構造物の耐震設計法に関する第3次提言と解説、2000.6
- 7) 原子力安全委員会:発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針、2006.9
- 8) 内閣府中央防災会議:東南海、南海地震等に関する専門調査会(第18回)資料、2005.2.
- 9) 加藤研一、宮腰勝義、武村雅之、井上大榮、上田圭一、壇一男:震源を事前に特定できない内陸地殻内地震による地震動レベル、日本地震工学会論文集、Vol.4、No.4、pp.46-86、2004
- 10) 建設省道路局・近畿地方整備局:本州四国連絡道路調査 概要報告書、1970.3
- 11) 西田良平:中国・四国地方の地震活動、基礎工、Vol.31、No.10、pp.18-22、2003.10
- 12) 大塚久哲、崔準祐・山平喜一郎:長大吊橋の地震応答特性に関する研究、土木学会地震工学論文集 Vol.27、2003.12
- 13) 大都市大震災軽減化特別プロジェクト
<http://www.mext.go.jp/a_menu/kaihatu/jishin/04031203.htm#top>

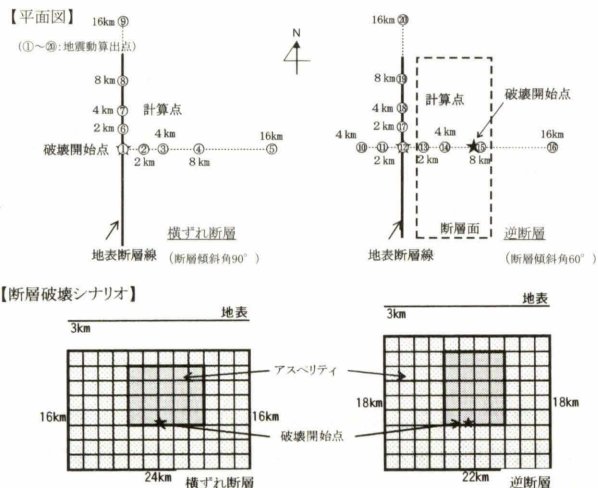


図-8 伏在断層の断層破壊シナリオ及び地震動算出点
Fig.8 Rupture scenarios and calculation points of unknown faults

統計的な評価とは、断層破壊シナリオにより地震動特性が異なることから、計算した地震動を横ずれ断層水平成分、横ずれ断層鉛直成分、逆断層水平成分、逆断層鉛直成分に4分類し、それぞれ18波(9地点×NS, EW2成分)、9波(9地点×UD1成分)、22波(11地点×NS, EW2成分)、11波(11地点×UD1成分)による加速度応答スペクトルの【平均値+標準偏差の1倍】を算出し、そのスペクトルを用いて上記設定方針⑤に基づき耐震補強検討に用いる大規模地震動を設定したものである。また、【平均値+標準偏差の1倍】は、(a)周期によって地震動が最大となる地点及び方向が異なること、(b)断層の走向角及び断層とサイトの距離は任意であること、(c)地震動算出点として地震動が大きくなる位置(断層近傍の地表断層線と断層直交方向に配置)を重点的に選定していること、から工学的判断を交えて便宜的に用いたもので、これにより、M.6.8の地震が直下域で発生する場合のほぼ最大級の地震動が設定できると考えたものである。

地震動推定に用いた地盤モデルは、工学的基盤面のS波速度により各架橋サイトをグルーピングして、それぞれの平均的な地盤物性を用いて設定した。従って、図-3に示す伏在断層による地震動は、Vs=2000m/sを工学的基盤面とする他架橋サイトにおいて共通的に適用される。また、前述の通り、伏在断層の走向角は任意である

明石海峡大橋の大規模地震に対する耐震性照査

Seismic performance verification of the Akashi-Kaikyo Bridge against large-scale earthquakes

長大橋技術センター耐震・基礎グループリーダー

福永 勸

Susumu Fukunaga



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

概要

本文は、架橋地点で起こりうる大規模地震に対する明石海峡大橋の耐震性照査結果について報告するものである。耐震性照査では、部材の塑性化、支承の破壊、補剛桁-アンカレイジの衝突等の非線形挙動が忠実に再現できる解析モデルにより動的解析を実施するとともに、耐震性能に影響しない一部部材の損傷を許容した。その結果、軽微な対策を実施することにより所定の耐震性能を確保できる見込みであることがわかった。

Presented in this paper is a seismic performance verification of the Akashi-Kaikyo Bridge against large-scale earthquakes. In the verification, an analytical model incorporated nonlinear behaviors, such as plastic deformation of steel members, bearing failure and collision between a girder and an anchorage, was used for dynamic analyses and limited damages, which had less effect on seismic performance, were permitted. As a result, it was found that taking some minor countermeasures possibly ensured the target seismic performance.

1. はじめに

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¹⁾。

明石海峡大橋は、図-1に示す通り、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り、基礎-地盤の動的相互作用の影響、地震動の位相差入力等を考慮した独自の耐震設計基準^{2),3)}により設計されている。設計地震動は、架橋地点の地震環境等を考慮して

設定されているが、南海地震のようなプレート境界型の大規模な地震は想定しているものの、1995年兵庫県南部地震のような大きな強度を持つ内陸直下型地震については考慮されていない。また、兵庫県南部地震の震源は架橋位置直下であったに関わらず、地震発生当時は建設中であったことが幸いして本体構造に重大な損傷は発生しなかった⁴⁾が、兵庫県南部地震が完成後の明石海峡大橋に再来したことを想定した検討結果では、ウィンドタンクが局所的に塑性化する他、主塔に降伏応力程度の応答が発生することが示されている⁵⁾。

そこで、最新の地震動推定に関する知見を用いて設定した架橋サイトで発生しうる大規模地震動に対して、現橋の明石海峡大橋が保有する耐震性照査を実施した。本文では、大規模地震動の設定、解析手法、解析モデルの作成、各部材の損傷の評価及び対処方針案の概要について報告するものである。

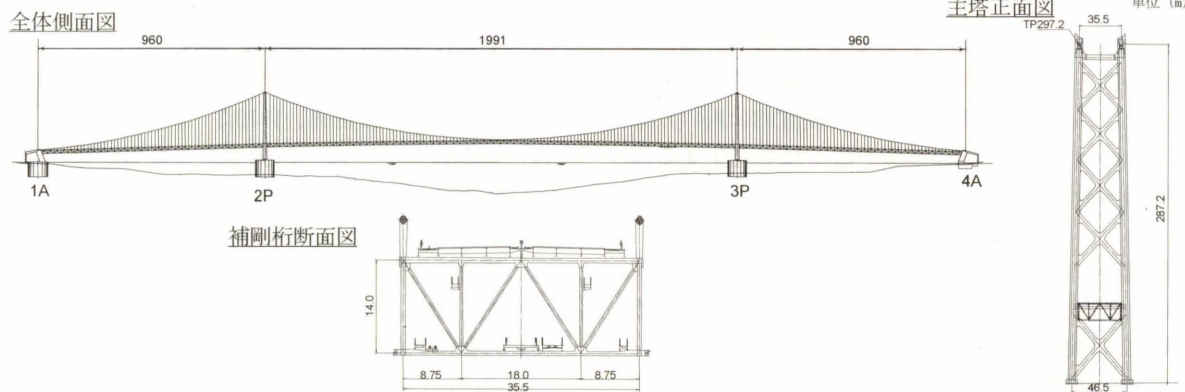


図-1 明石海峡大橋一般図

Fig.1 General view of Akashi-Kaikyo Bridge

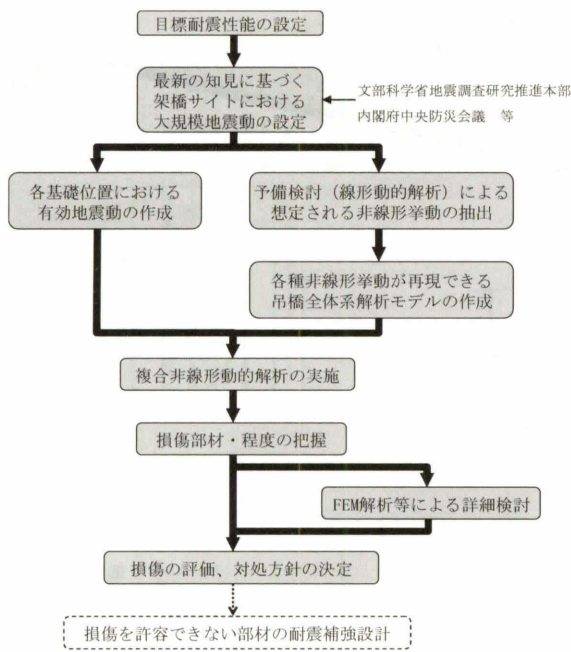


図-2 耐震性照査フロー図

Fig.2 Flowchart of seismic performance verification

2. 耐震性照査

2.1 概要

耐震性照査のフロー図を図-2に示す。目標耐震性能、架橋サイトにおける大規模地震動を設定した後に、大規模地震時の橋体挙動を精緻に再現できる解析モデル・手法により耐震性照査を実施した。

2.2 目標耐震性能

明石海峡大橋を含む本州四国連絡橋は代替道路が無く、災害時には緊急輸送路として機能することが要求されていることから、大規模地震時の目標耐震性能は安全性のみならず地震後の使用性の観点から設定する必要がある。具体的には以下の様に設定した。

安全性：最悪の事態である落橋、倒壊が生じない。

地震後の使用性：

- 必要な修復が行える。
- 緊急車両等は、地震直後の点検、応急修復により通行可能である。
- 一般車両も、恒久的な修復を行いながら、走行制限等を実施することにより地震後短期間で通行可能である。

2.3 架橋サイトにおける大規模地震動

近年、地震動推定手法の高度化に伴い、活断層の調査結果等に基づく断層モデルを用いた手法により設計地震動を設定する事例がある。現在の道路橋示方書V耐震設計編においても、建設地点における設計地震動を適切に推定できる場合には、断層モデル等を用いた手法に基づいて設計地震動を設定するものとされている。

そこで、政府関係機関（内閣府中央防災会議、文部科

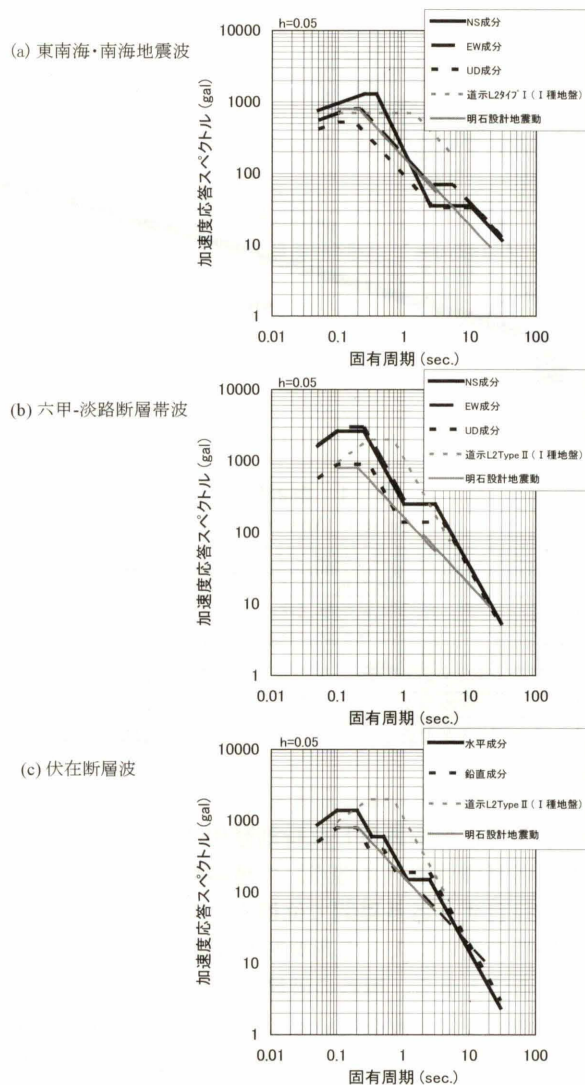


図-3 架橋サイトにおける大規模地震動

Fig.3 Large-scale earthquakes at the site

学省地震調査研究推進本部)より公表されている地震情報等に基づき、ハイブリッド法により架橋サイトにおける地震動を推定し、耐震性照査に用いる大規模地震動を設定した⁶⁾。架橋サイトに影響を及ぼすシナリオ地震には、東南海・南海地震（プレート境界型地震）、六甲-淡路断層帯（内陸直下型地震）を想定するとともに、未知なる活断層（伏在断層）の存在の可能性に配慮して、M_{6.8}の地震が直下域で発生する場合の地震動も考慮した。断層破壊シナリオは、過去の履歴が蓄積されているプレート境界型地震については公表されているシナリオに従うものとし、不確定性の大きい内陸直下型地震（伏在断層を含む）については当該橋梁に最も大きな影響を及ぼすと考えられるシナリオを複数ケース想定した。

設定した工学的基盤面（ $V_s=2000\text{m/s}$ ）上における大規模地震動（加速度応答スペクトル）を図-3に示す。これは、地震動の平均的な特性を考慮するため、推定波に基づく凹凸のある加速度応答スペクトルを包含するように平滑化して3次元的な地震動として設定したものである。地震応答解析に用いる地震動には、推定波の位相

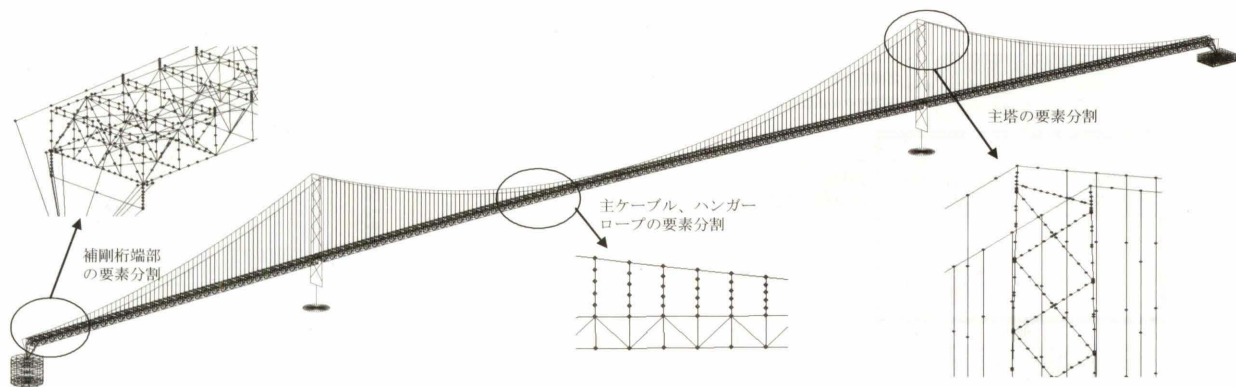


図-4 3次元全橋骨組みモデル
Fig.4 3-D full bridge model

表-1 解析ケース
Table 1 Analytical case

ケース	シナリオ地震 (破壊シナリオ)	地震動作用方向
1	東南海・南海地震 (tnn)	3方向(LG, TR, UD)
2	六甲-淡路断層帯波 (rka1)	3方向(LG, TR, UD)
3	六甲-淡路断層帯波 (rka2)	3方向(LG, TR, UD)
4	伏在断層波 (伏在1)	2方向(LG, UD)
5	伏在断層波 (伏在1)	2方向(TR, UD)
6	伏在断層波 (伏在2)	2方向(LG, UD)
7	伏在断層波 (伏在2)	2方向(TR, UD)

特性はそのまま用いることとして、このスペクトルに適合するように振幅調整した時刻歴加速度波形を用いた。なお、各基礎位置（4地点）で地震動を推定したため、推定波は必ず各基礎間で位相差を有している。また、位相特性の違いによって非線形応答に差異を生じる可能性があることから、複数の破壊シナリオを考慮した内陸直下型地震では2波を用いることとし、東南海・南海地震波1波 (tnn)、六甲-淡路断層帯波2波 (rka1, 2) 及び伏在断層波2波 (伏在1, 2) の計5波を用いた。

2.4 解析条件

地震応答解析は、吊橋のようなフレキシブルな橋梁では材料の非線形性だけでなく幾何学的な非線形性も無視できないため、複合非線形動的解析で行った。数値積分法には Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用い、積分時間間隔は0.0025secとした。減衰モデルには、既往の長大橋での検討事例⁷⁾を参考に要素別剛性比例型を用いた。これにより減衰及び振動特性が異なる部材毎に減衰項が設定可能になると共に、タワーリンク等の高剛性部材の減衰力を過大に評価することを回避することができる。各部材の減衰定数は 鋼構造 (非線形部材) : 0.01、ケーブル (線形部材) : 0.01、主塔基礎の地盤-基礎系 : 0.10、アンカレイジ基礎の地盤-基礎系 : 【地盤インピーダンスより設定】としてひずみエネルギー比例型によりモード減衰を算出し、主塔、補剛桁、ケーブル、基礎等の振動単位毎の卓越モードに着目してパラメータを設定した。

解析モデルに入力する地震動には、工学的基盤面における大規模地震動に基づき各基礎底面位置で算出した有効地震動を用いた。なお、根入れのあるアンカレイジ基礎では有効地震動の回転成分の影響が懸念されたことから、

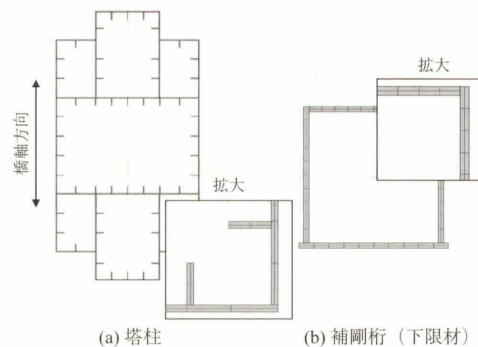


図-5 ファイバー要素分割
Fig.5 Segmentalized cross section by fiber elements

ら、基礎底面に加えて基礎側面からも地震動を入力した。地震動の作用方向は、東南海・南海地震波、六甲-淡路断層帯波では3方向同時入力としたが、伏在断層波は2成分 (水平及び鉛直成分) で定義したことから2方向同時入力とし、水平成分を橋軸及び橋軸直角方向それぞれに作用させた。解析ケースは、表-1に示すように7ケースとした。

2.5 解析モデル

地震応答解析に用いた3次元全橋骨組みモデルを図-4に示す。解析モデルの作成に際しては、大規模地震時の複雑な非線形挙動を極力忠実に再現するため、予備検討として線形動的解析を実施して発生が予想される非線形挙動及び部材の抽出を行い、それら非線形挙動の復元力特性を設定した上で全橋モデルに組み込んだ。具体的には、以下のようなモデル化とした。

(1) 主塔、補剛桁

部材の塑性化及び座屈の発生が予想されるとともに、特に塔柱では大きな軸力変動及び2曲曲げを受けることから、それら影響が考慮できるファイバー要素を用いた。一例として塔柱及びトラス下限材の断面内の要素分割を図-5に示す。材料構成則は2次勾配が $E/100$ のバイリニアモデル、履歴則は移動硬化則とした。また、格点における部材の接合は完全剛接合とし、格点間の要素分割は、図-4に示すように予備検討で発生断面力の大きかった部材を中心に4分割以上とした。なお、ファイバー要

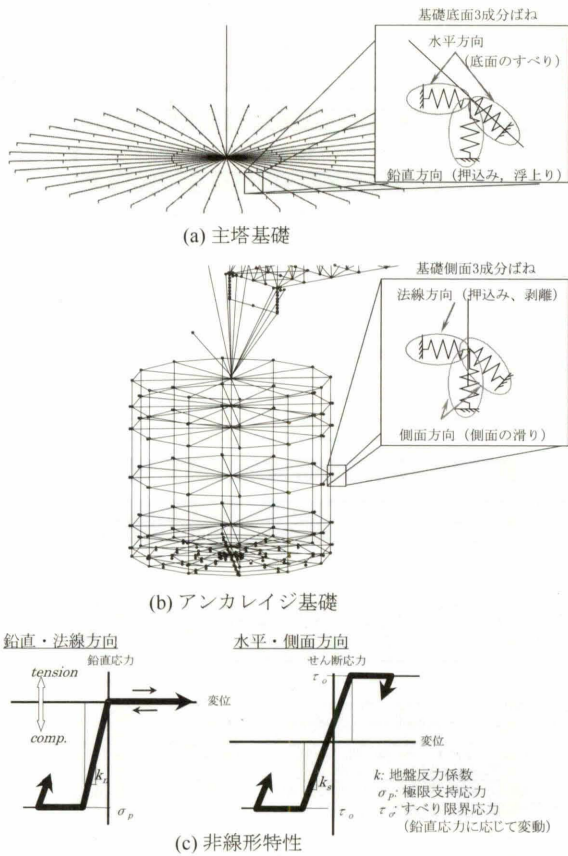


図-6 基礎-地盤系のモデル化

Fig.6 Analytical model of foundation and ground

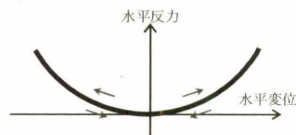


図-7 リンクの復元力特性

Fig.7 Force vs. displacement property of link

素による解析では座屈は再現できないため、座屈の発生が想定される場合には別途シェル要素を用いた FEM 解析を実施して評価を行うこととした。

(2) 主ケーブル、ハンガーロープ、センターステイ

線形梁要素を用いた。張力抜けに伴うたるみのようなケーブル挙動は、図-4に示すように要素を細分化するとともに、幾何学的非線形性を考慮した解析を実施することにより再現した⁸⁾。

(3) 基礎-地盤系

基礎の滑動・浮上り及び地盤の塑性化の発生が予想されたことから、それら影響が考慮できるように Winkler モデルの考えに基づいた非線形ばね要素を用いた。非線形ばねは、図-6に示すように単位面積当たり作用する地盤反力と変位の関係で表し、各諸量は建設時に実施した地盤調査結果⁹⁾と道路橋示方書IV下部構造編に基づいた。なお、基礎本体は剛体としている。

(4) タワーリンク、エンドリンク

両端ピンのトラス要素を用いた。幾何学的非線形性を考慮した解析を実施することにより図-7に示すようなリンクの復元力特性が再現可能となる⁷⁾。

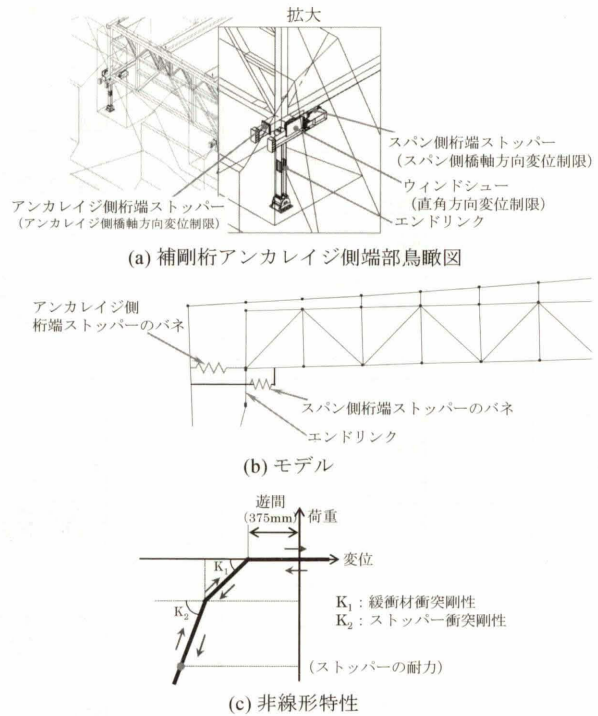


図-8 補剛桁アンカレイジ側端部における衝突のモデル化
Fig.8 Analytical model for collision between girder and stopper

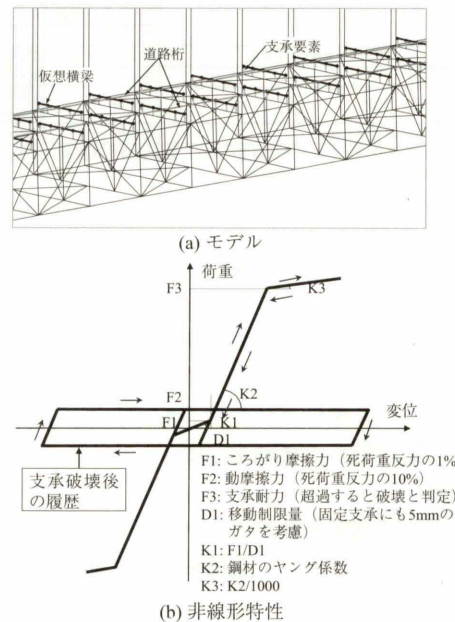


図-9 道路橋のモデル化

Fig.9 Analytical model of deck plate

(5) ウィンドタング、端横トラス

部材の塑性化及び座屈の発生が予想されたことから、FEM 解析より設定した復元力特性を有する非線形ばね要素を配置した。

(6) 補剛桁アンカレイジ側端部の衝突

補剛桁アンカレイジ側端部とアンカレイジ及びストッパーとの衝突の発生が予想されたことから、それら影響が考慮できる非線形ばね要素を配置した。図-8に解析モデルの概要を示す。

表-2 解析結果

Table 2 Results of seismic analyses

構造	構造要素	部材等	照査項目	解析結果 ^{a)}	解析ケース ^{b)}	
上部構造	主塔	塔柱	(中間部)	応力	座屈強度 ^{c)} に対し98%	3
			(基部)	応力	座屈強度に対し103%	2
		斜材		応力	座屈強度に対し76%	2
				応力	座屈強度に対し59%	2
		水平材	(上部)	応力	座屈強度に対し142%	3
			(下部)	応力	座屈強度に対し142%	3
		補強格子		応力	降伏強度に対し90%	3
		アンカーボルト		応力	降伏強度に対し59%	3
	基礎コンクリート支圧		応力	設計基準強度に対し98%	3	
	主ケーブル	主ケーブル		断面力	張力(常時換算値=422,133kN)が常時換算設計値(636,473kN)以下	2,3
		サドル部(滑り)		安全率	安全率(2.7)が設計値(2.0)以上	2
		定着部		断面力	スプレーサドル部ケーブル張力(常時換算値=393,200kN)が常時換算設計値(582,027kN)以下	2
	サドル	塔頂サドル		断面力	面外反力(常時換算値=3,164kN)が常時換算設計値(16,939kN)以下	3
		スプレーサドル		断面力	面外反力(常時換算値=2,094kN)が常時換算設計値(6,082kN)以下	2
	ハンガーロープ	ハンガーロープ		安全率	破断安全率最小値(4.0)が設計値(2.0)以上	2,3
		ケーブルバンド(滑り)		安全率	端ハンガー部バンドの安全率最小値(1.7)が設計値(1.5)以上	2
	補剛桁	上下弦材		断面力	座屈強度に対し81%	2
		斜材		断面力	座屈強度に対し52%	2
		横構		断面力	座屈強度に対し82%	2,3
		アンカレッジ側端部での衝突		変位	衝突が発生する	1,2,3,4,6
	主塔側端部での衝突		変位	相対移動量(907mm)が遊間量(3,600mm)以下	2	
	道路桁	支承部		断面力	一部支承が破壊する	1,2,3,5,7
	渡り桁、受け梁	支承部		断面力	一部支承が破壊する	2,3
	リンク支承	タワーリンク		断面力	軸力(常時換算値=3,605kN)が常時換算設計値(8,240kN)以下	2
				変位	移動量(0.925m)が設計値(2.0m)以下	-2
		エンドリンク		断面力	軸力(常時換算値=4,832kN)が常時換算設計値(8,927kN)以下	2
				変位	移動量(414mm)が設計値(±400mm)を超過、移動可能量(±2,160mm)以下	2
ウインドシュー ウインドタンク 端横トラス		変位	主塔径間側で移動量(794mm)が設計値(±600mm)を超過、全はみ出し(1,680mm)以下、主塔中央径間側及びアンカレッジ部では設計値以下	2		
		回転角(水平)	水平回転角(9.8‰)が設計値(±30‰)以下	2		
		断面力	水平反力(常時換算値=10,918kN)が常時換算設計値(11,760kN)以下	2		
ステイクケーブル	ケーブル		断面力	破断安全率(1.16)が設計値(1.76)以下	2	
	バンド(滑り)		安全率	安全率(1.12)が設計値(1.5)以下	2	
補剛桁伸縮装置 ^{d)}		変位(橋軸)		主塔側径間側で変位量(-0.724m, +0.830m)が設計値(±0.6m)及び移動可能量(-0.605m, +0.706m)を超過、主塔中央径間側及びアンカレッジ部では設計値以下	2	
		変位(橋直)		主塔中央径間側で変位量(62mm)が設計値(±55mm)を超過するが移動可能量(±374mm)以下、主塔側径間側で変位量(66mm)が設計値(±30mm)を超過するが移動可能量(±188mm)以下、アンカレッジ部では設計値以下	2	
		たわみ角(鉛直)		鉛直たわみ角(9.5‰)が設計値(±20‰)以下	2	
		たわみ角(水平)		水平たわみ角(9.3‰)が設計値(±30‰)以下	3	
ダンパー(側径間補剛桁-主塔間)		変位及び断面力		全ダンパーが破壊する	2,3	
ストッパー		断面力		スパン側径間ストッパーの衝突力(26,088kN)は降伏耐力(20,268kN)を上回るが破壊耐力(28,000kN)以下	2	
下部構造	基礎底面(安定)		安全率	1A橋軸方向支持安全率(1.71)、2P直角方向支持安全率(1.86)、4A橋軸方向支持安全率(1.12)、4A直角方向支持安全率(1.30)がそれぞれ設計値(2.0)以下	2,3	
	1A躯体底面(せん断)		安全率	安全率(4.6)が設計値(4.0)以上	3	

a) 設計値を超過及び損傷の発生、鋼材は降伏強度及び座屈強度で判定、応答の常時換算値は、許容応力度の割増し係数1.5で割り戻した数値

b) 解析結果に支配的になった解析ケース

c) 道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に準拠

d) 補剛桁伸縮装置の応答値は相対変位量等より判定、+：拡がる方向、-：狭まる方向

(7) 道路桁、渡り桁、受け梁

道路面を構成するために補剛桁及び主塔水平材上に設置された道路桁、渡り桁、受け梁には弾性梁要素を用いた。また、それら支承は破壊することが予想されたことから支承部には非線形ばね要素を配置した。図-9に解析モデル(道路桁)の概要を示す。

(8) その他

主塔-側径間補剛桁間のダンパー、塔内に設置されているTMDもモデル化し、全橋モデルに組み込んだ。

2.6 解析結果

表-2に各構造要素の解析結果を示す。主要部材では主塔において局所的な損傷が発生するとともに、一部の二次部材において損傷が発生する結果となった。

2.7 損傷の評価及び対処方針案

表-3に各構造要素の損傷の評価及び対処方針案を示す。ここに示す通り、目標耐震性能を確保するには、補剛桁伸縮装置の通行車両の落下防止対策及び渡り桁の変位拘束対策(直角方向)の検討が必要であると考えられる。

3. おわりに

以上のように、架橋サイトにおける大規模地震動は設計当時の地震動を上回るにも関わらず重大な損傷は発生せず、軽微な対策により目標耐震性能を確保できるものと考えられた。これは主に、当初設計では主要部材の諸元は地震時以外の条件で決定されていたこと、耐震性能に影響の小さい一部部材の損傷を許容したことによるものと推察される。今後は、対策箇所の設計条件等の整理を行い、具体的な検討を進める予定としている。

謝辞

本検討の実施に際しては、「本四耐震補強検討委員会」(委員長：家村浩和京都大学大学院名誉教授)にてご審議頂き貴重なご意見を頂いた。ここに委員の皆様へ深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 福永勸、遠藤和男、菊池祥子：本州四国連絡橋の耐震補強、橋梁と基礎、Vol.42、No.6、pp.29-32、2008.6
- 2) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐震設計基準、

表-3 損傷の評価及び対処方針案

Table 3 Evaluation of damages and countermeasures

構造	構造要素	部材等	損傷の評価及び対処方針案
上部構造	主塔	塔柱 基部	座屈強度に対して最大で103%の応答が発生するが、 ・シェル要素を用いたFEM解析より、動解による断面力は最大耐力以下であり、塑性化発生後も急激に耐力が低下することが無いことが確認されていること ・応答の超過率は僅かであることから残留変形は殆ど発生せず、修復の必要性も無いと考えられることから 損傷を許容 する。
		水平材 下部	座屈強度に対して最大で142%の応答が発生するが、 ・シェル要素を用いたFEM解析 (図-10) により、動解による断面力作用時には局部座屈の影響は小さく、最大耐力に達していないことが確認されていること ・斜材 (全部材)、上部水平材は弾性範囲内であり、面内 (直角) 方向には余剰耐力を有していると考えられること ・水平材には大きな死荷重が作用しないことから、大きな死荷重断面力が作用して修復が非常に困難な塔柱等に対して、修復可能であると考えられること ・仮に水平材を補強すると損傷が塔柱等の他の部材に移行し、主塔としては望ましくない箇所に損傷を誘導する可能性があることから 損傷を許容 する。
	補剛桁	アンカレイジ側 端部での衝突	補剛桁が、アンカレイジ、ストッパーに衝突するが、補剛桁の損傷及びストッパーの破壊が発生しないことから、 衝突を許容 する。
	道路桁	支承部	一部の道路桁支承が破壊するが、 ・支承の破壊は、慣性力によるものでなく、補剛桁の変形に追従できないためであること ・道路桁ブロック全体が拘束を失い、補剛桁上から外れることは無いこと ・修復が可能であること ・仮に道路桁支承部を補強すると損傷が鋼床版、トラス限材等の他の部材に移行し、地震後の使用性に望ましくない箇所に損傷を誘導する可能性があることから 損傷を許容 する。
	渡り桁、受け桁	支承部	一部の渡り桁及び受け梁支承が破壊し、渡り桁では橋直方向に全支承が破壊する結果となったが、 ・受け梁全体が拘束を失い、水平材上から外れることは無いこと ・受け梁支承部は修復が可能であること ・一方、渡り桁全体が直角方向に拘束を失い、大きく移動する可能性があること ・伸縮装置は渡り桁に固定されており、渡り桁の損傷が伸縮装置の損傷に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 (変位制限構造) を検討 する。
	リンク支承	エンドリンク	最大で413mmの移動が発生して設計値 (400mm) を超過するが、移動可能量 (2160mm) 以下であることから 損傷は発生しない と考えられる。
	ウィンドシュー		主塔側径間側で最大で830mmの移動が発生して設計値 (600mm) を超過するが、ウィンドシューのウィンドタンク摺動板からの抜け出し量 (1,680mm) 以下であることから 損傷は発生しない と考えられる。
	ステイケーブル	ケーブルバンド	ケーブル破断安全率が最小で1.16、バンド滑り安全率が最小で1.12となりそれぞれ設計値 (1.76、1.5) を下回るが、安全率が1.0以上であることから、 ケーブル破断及びバンド滑りは発生しない と考えられる。また、損傷が発生したとしても、修復は可能である。
	伸縮装置	変位量 (橋軸)	主塔側径間側において最大で変位量 (-0.724m, +0.830m) が発生して移動可能量 (-0.605m, +0.706m) を超過して損傷が発生するが、この損傷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検討 する。
		変位量 (直角)	主塔側径間側において最大で66mmの移動量が発生して設計値 (30mm) を超過するが、移動可能量 (188mm) 以下であることから 変位量 (直角) による損傷は発生しない と考えられる。
ダンパー		全ダンパーが破壊するが、 ・橋としての機能に影響を及ぼさないこと ・修復が可能であること から 損傷を許容 する。	
ストッパー	スパン側	最大で26,038kNの衝突力が発生し、降伏耐力 (20,268kN) を超過するが、 ・破壊耐力 (28,000kN) 以下であることから、ストッパーとしての機能は保持していると考えられること ・修復が可能であること から 損傷を許容 する。	
下部構造	基礎底面 (安定)	1A橋軸方向支持安全率 (1.71)、2P直角方向支持安全率 (1.86)、4A橋軸方向支持安全率 (1.12)、4A直角方向支持安全率 (1.30) がそれぞれ設計値 (2.0) を下回るが、安全率1.0以上であることから、 基礎の安定性は確保されている と考えられる。	

1988.3

- 3) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋上部構造耐震設計要領、1989.9
- 4) 本州四国連絡橋公団：兵庫県南部地震の明石海峡大橋への影響調査報告書、1995.8
- 5) Ninomiya, H., Fukunaga, S., Kashima, N.: Verification of earthquake resistance of Akashi-Kaikyo Bridge, *Proc. of 10th REAAA Conference*, CD-ROM No.192, 2000
- 6) 福永勲、遠藤和男、香川敬生：本四連絡橋の耐震補強検討に用いる大規模地震動、土木学会第63回年次学術講演会梗概集、2008.9
- 7) 吉川博、並川賢治、溝口孝夫、山口宏樹、矢部正明：短リンクを有する斜張橋の複合非線形地震応答解析に現れる飛び移り現象とその解決、土木学会地震工学論文集、Vol.27、2003.12
- 8) 中西宏、波田凱夫：曲線要素を用いた有限要素法に

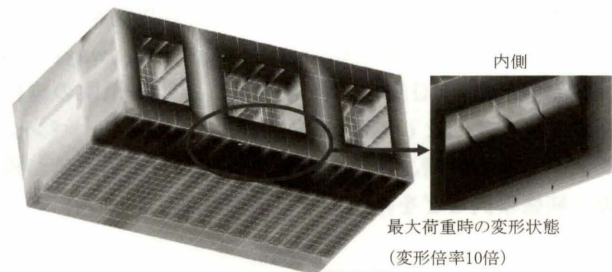


図-10 主塔水平材 FEM 解析

Fig.10 FEM Analysis for horizontal beam of tower

よるケーブル構造の大変形解析、土木学会論文報告集、No.318、pp41-51、1982.2

- 9) 土木学会：本州四国連絡橋の耐震・基礎に関する調査研究報告書、1988.3

海外報告 (バングラデシュ)

Overseas report (Bangladesh)

独立行政法人 国際協力機構(JICA)長期派遣専門家
バングラデシュ(道路・橋梁維持管理アドバイザー)

栗原 敏 広

Toshihiro Kurihara



1. はじめに

日本でバングラデシュの国の名前を聞く機会はきわめて少ない。あったとしても、それは洪水やサイクロンによって甚大な被害があったような時や、乗船定員を大幅に超過した船が沈没して多くの人命が失われた時のように、災害や事故に関する報道を通じての場合が大半である。最近では、昨年秋にバングラデシュを襲ったサイクロン Sidr を記憶に留めている人もいるかもしれないが、今年ミャンマーを襲ったサイクロンや四川地震のインパクトが大きかったため、バングラデシュへの国際社会の関心も薄れてきているような気がする。

このようにバングラデシュは、特に水に係る自然災害の脅威に常に曝されていると同時に、貧困をはじめとした社会的問題が山積している国である。

これまで国際社会は、バングラデシュに対して、さまざまな協力・支援を行ってきた。日本も、無償資金協力・有償資金協力・技術協力の三本柱で援助を続けてきており、バングラデシュに対する最大援助国となっている。特に、運輸セクター、なかでも道路・橋梁分野はバングラデシュの経済発展を支える重要分野として、日本も重点的に支援してきた分野である。

筆者は、2006年12月より、(JICA) 長期専門家として、運輸省の下にある道路局 (Roads and Highways Department: 略称 RHD) に派遣され、道路・橋梁の維持管理アドバイザーとして活動している。本稿では、バングラデシュ国の事情、道路・橋梁の現状と日本の貢献、橋梁の補修事例などを報告するものである。

2. バングラデシュ国事情

2.1 バングラデシュの一般情報

表-1 にバングラデシュの国勢に関する一般的な情報を示す。

バングラデシュは、ロシアを上回る世界第7位の人口を抱え、一方、国土は日本の40%程度であることから、人口密度がきわめて高い。一人当たり GDP は依然低いものの近年は着実に成長を続けている。しかしながら、昨今、世界で広がっている物価上昇は、バングラデシュ

表-1 バングラデシュの国勢¹⁾

Table 1 Primary national capability of Bangladesh

項目	数 字	摘 要
国土の面積	14万4千km ²	日本の約40%
人口	1億4,049万人	2005年
一人当たり GDP	487ドル	2006年
経済成長率	6.2%	2007年

でも例外ではなく、食料、燃料、その他価格の上昇は著しく、特に貧困層の生活を危うくしている。

バングラデシュは、国民の90%近くがムスリムであるイスラム国家であるが、他の宗教に対しても寛容であり、穏健なイスラム国家と言える。日本は、1971年のバングラデシュの建国以来、その国づくりを経済協力により支援してきた。また、国費により多くのバングラデシュの留学生を受け入れるなど、人づくりにも関わってきた。このようなことから、バングラデシュの人々には親日感情があり、日本の製品・技術に対する信頼性も非常に高いものがある。

一方、バングラデシュの政治状況は決して安定したものではなかった。長期間の軍事政権 (1975-1990年) に引き続き、ようやく民主政権に移行したが、5年毎の総選挙の度に二大政党 (アワミリーグ、BNP) が政権を交代する状況が続いている。しかしながら、両政党は、常に対立的で、主要な論争が起こる度に、野党側が国民にゼネスト (ハルタル) を呼びかけ、主要道路や鉄道の封鎖が行われ、さらに暴動に発展することがしばしばである。このハルタルが行われる日には、社会活動・経済活動が停滞するため影響が大きく、必ずしも一般市民が支持しているわけではないが、両政党の指導者たちは、このような古典的かつ暴力的な闘争手段を多用してきた。

2006年10月それまでの BNP 政権が任期満了で退陣し、2007年1月に総選挙が行われる予定であったが、選挙改革を巡る両政党の対立により暴動が多発したことから、同年1月11日に大統領により、非常事態宣言が発表され、同時に総選挙も延期となった。現在、国は大臣ではなく、選挙で選ばれていない顧問 (Advisor) たちで構成され

る暫定政権によって運営されている。この間、選挙の透明性を確保するために、コンピュータ化された選挙人名簿の作成などが新たに進められ、本年12月の第3週に総選挙が行われることが、最近ようやく発表された。

2.2 バングラデシュが抱える課題

バングラデシュは、前述した政治の不安定さに加え、さまざまな課題を抱えている。日本政府は、その時々々のバングラデシュの情勢により、必要な内容を見極め、援助を行ってきたところであるが、現在、日本政府がバングラデシュに対して援助を行う重点目標²⁾として以下の3項目を挙げている。

- 1) 経済成長：民間セクター開発、運輸・電力におけるインフラ整備、農業・農村開発
- 2) 社会開発と人間の安全保障：教育・保健・環境分野の改善、災害対策
- 3) ガバナンス：中央・セクター・地方レベルにおけるガバナンスの改善

表-2は、これらの援助がなぜ必要なのかということ象徴する指標・数字をいくつか挙げたものである。

経済成長は数字上、着実に進んでいるように見えるが、繊維産業を中心とした国内産業は脆弱であり、海外移民者、出稼ぎ者からの送金が経済を支えていると言っても過言ではない。

社会的な問題としては、貧困問題がもっとも大きな問題である。2006年のノーベル平和賞受賞者である、ムハマト・ユヌス氏が始めたマイクロファイナンス（農村の貧困層への小額無担保融資）などNGOを中心とした地

道な取り組みにより、農村の貧困は改善されつつあるが、それでも貧困問題は、バングラデシュが取り組むべきもっとも大きな課題であることは間違いない。また、国土が河口のデルタ上にあるというバングラデシュの地勢条件は、これまで度重なる洪水やサイクロンなどの災害で国を苦しめ続けてきた。今後、地球温暖化に伴う気候変動は、バングラデシュにとって更なる脅威である。

このように課題山積のバングラデシュであるが、それらの解決に向けて国を引っ張っていくべき政治家、公務員たちのガバナンス能力は低く、社会の隅々にはびこる不正が問題解決を一層困難なものにしている。ガバナンスを困難にしている要因として、トップダウンの意思決定、公務員の不十分な給与と賞罰システムの欠如、行政決定に対する外部からの干渉、公務員サービスの政治化や縁故主義・ひいきの横行など根深いものが指摘³⁾されている。これらを反映して、NGOトランスパレンシー・インターナショナルが毎年発表している腐敗度指数の2007年度国別ランキングでは、堂々の162位であり、カンボジアや中央アフリカなどと争っている。

3. 道路・橋梁分野における日本の協力

3.1 現状と協力の意義

バングラデシュにおいて道路が人・貨物の輸送に果たしている役割は大きい。2005年における、旅客のモード別シェア⁶⁾は、道路88%、鉄道4%、内陸水運8%であり、貨物については、道路80%、鉄道4%、内陸水運16%である。しかも道路のシェアは年々増加している。

このような経済的側面に加え、バングラデシュにおいては、道路は地方の社会開発や貧困削減に重要な役割を果たすことが期待される。例えば、農村部においては、都市部に比べ所得が低い、この理由の一つに地方では道路整備が十分でないことから、人々の移動範囲が制限されることにより就業機会が少ないということがある。また、同様に道路が十分でないため、地方の人々が適切な医療行為を受けられないことも課題である。



写真-1 自ら造った竹製の橋を渡る村の人々

Photo 1 Villagers are passing over a bamboo bridge they made

表-2 現在のバングラデシュが抱える課題
Table 2 Issues Bangladesh is currently faced with

項目	指標・数字	摘要
<経済成長>		
貿易収支 ³⁾	-2,879百万\$	2005-2006年度
海外からの送金額 ³⁾	4,802百万\$	同上
<社会開発と人間の安全保障>		
人間開発指数 (HDI) 順位 ³⁾	139位/177国	先進国を判定する指標、2005年
成人の識字率 ³⁾	41%	2003年
初等教育就学率 ³⁾	84%	2003年
平均寿命 ³⁾	62.8歳	
助産師の下での出産率 ³⁾	14%	1990-2003年
貧困率 ³⁾	19.5%	栄養摂取1,805 kcal/日以下、2005年
貧困人口 ³⁾	27百万人	同上
1998年洪水時の国土浸水率 ⁴⁾	約70%	延べ
1991年のサイクロンによる死者数	約14万人	
<ガバナンス>		
省庁数	37	
公務員数 ³⁾	100万人以上	
国の腐敗度指数順位 ⁵⁾	162位	2007年、180カ国

3.2 橋梁分野における日本の協力

前述した状況から、バングラデシュ政府は、海外からの協力を得ながら、主要河川を渡河する橋梁も含めた幹線道路・地方道路の整備、農村レベルの道路・橋梁の整備を進めている。

これらのニーズに応えるため、日本政府はバングラデシュ政府に対して、特に橋梁の新規建設、架け替えに対して、技術協力（調査・設計）、無償資金協力、有償資金協力を行ってきた。表-3 に日本が建設の協力を行った主要な橋を示す。

表-3 日本が協力を行って建設した主な橋梁

Table 3 Major bridges in Bangladesh constructed by Japan's financial assistance

橋名	完成年	形式/橋長	協力形態
メグナ橋	1991年	ヒンジ付PC箱桁/930m	無償
メグナ・グムティ橋	1995年	ヒンジ付PC箱桁/1,408m	無償
ジャムナ橋	1998年	PC箱桁/4,800m	有償
ルプシャ橋	2005年	PC箱桁/1,360m	有償
バクシー橋	2004年	PC箱桁/1,786m	有償

なお、ジャムナ橋（写真-2）については、バングラデシュ最長の橋であり、4車線道路の他、鉄道単線、ガス管、高圧送電線を載荷した多目的橋として、バングラデシュ政府も誇りを持って、この橋を100タカ紙幣の図柄として使っているところである。ところが、2006年頃より、床版上に多数のひび割れが発見され（諸事情により、舗装が施されていない状態で10年間供用されている！）、それがマスコミに大々的に報道された。このため政府は国内の学識経験者を中心に委員会を立ち上げ、その結論⁷⁾として、起きているひび割れは有害なものであり、ひび割れ補修、舗装の施工に加え、大型車の速度制限（40km/h）、軸重制限、鉄道の速度制限（20km/h）を課すことを得た。これらのことが報道されたこともあり、「ジャムナ橋は相当危険な状態であり、特に鉄道載荷が悪影響を及ぼしているから、現橋の横に鉄道単独橋を造るべきである。」という世論がいつの間にか形成されてしまっている。日本の国際協力銀行を含めた融資機



写真-2 ジャムナ橋

Photo 2 Jamuna Multi Purpose Bridge

関、施工者（韓国の業者）が政府の結論に異論を唱えていることから、橋を運営するバングラデシュ橋梁公団（Bangladesh Bridge Authority: BBA）は、再度、調査を海外のコンサルタントに発注して行っている。筆者も、国際協力銀行と協力して、実際に現場調査を行ったが、ひび割れは軽微なものであり、「相当に危険な状態」には、ほど遠い橋の状態であった。時には、事実に基づかない単なる「噂」で暴動が起きることもあるこの国では、もう少し技術者にしっかりした調査とそれに基づく説明責任を果たしてもらいたいものである。

4. バングラデシュにおける橋梁の維持管理

4.1 道路・橋梁の管理体制と現状

RHD は、主要な都市間を結ぶ国道（National Highway）、主要な地域間を結ぶ道路（Regional Highway）、さらにその下のランクの道路（Zilla Road）を建設・管理を管轄している。現在のそれぞれの延長は、3,476km、4,122km、13,253km、計20,850kmである。なお、これらとは別に、日本で言えば、市町村道、農道クラスの道路があるが、これらは農村における社会資本整備を管轄する別の部局が担当している。

RHD は、Chief Engineer をトップとして、その下に、8つの地方（Zone）をそれぞれ担当する、または特定のプロジェクトを担当する7人の Additional Chief Engineer と横断的な課題を担当する3人の Additional Chief Engineer を配置した組織となっている。Additional Chief Engineer の下には、さらに5つの階層のエンジニアがあるが、RHD を動かしているのは、上位4つの階層のエンジニアであり、約2,800名の RHD 職員のなかで、現在約470名のクラス I と呼ばれるエンジニアたちは、ほとんどが、BUET（バングラデシュ工科大学）出身であり、特権階級として、将来の幹部を約束されている。一方、RHD 内部においても、2.2に記したような理由により、組織内部に官僚主義的傾向があることは強く感じられる。意思決定は限られた上位のエンジニアにしか許されないが、その上位者はリスクのあることについては責任回避しようとする傾向がある。

現在、組織が高齢化のピークにあることもあり、若年層の活躍の場が少ないように感じられる。

4.2 橋梁の点検

RHD は、約18,000橋を管理しているが、管理を円滑に行うために、近年、橋梁維持管理システム（Bridge Maintenance Management System: BMMS）を導入した。図-1 は、それに基づき、橋種毎の割合をみたものである。管理する橋の約3/4が小規模のカルバート類で占められている。RC橋が約25%、ベイリー橋が約5%を占める。

BMMS は、本来、定期的に行われることになっている、定期点検 BCS（Bridge Condition Survey）の結果を更

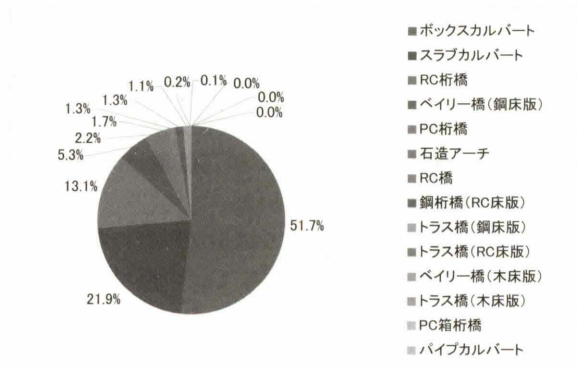


図-1 橋種毎の内訳

Fig.1 Share in total number by structure type

新することにより、常に橋梁の状態（AからDの4段階で判定）を把握できることを目的としたものであったが、現実には、最初のBCSを行ったきり、更新がなされていない。また、筆者が判定結果をいくつかチェックしてみると明らかに判定が適切でないものがみられた。これらの原因として、予算不足やインセンティブの欠如といった構造的に加えて、BMMSの判定基準あるいはBCSの実施要領が不適切であることがわかったので、具体的に改善助言を行っている。今後、日本の資金協力により、BMMSとBCSの見直しが行われる予定である。

4.3 橋梁の維持管理の課題

道路・橋梁の維持管理についてはRHDに限らず、ど

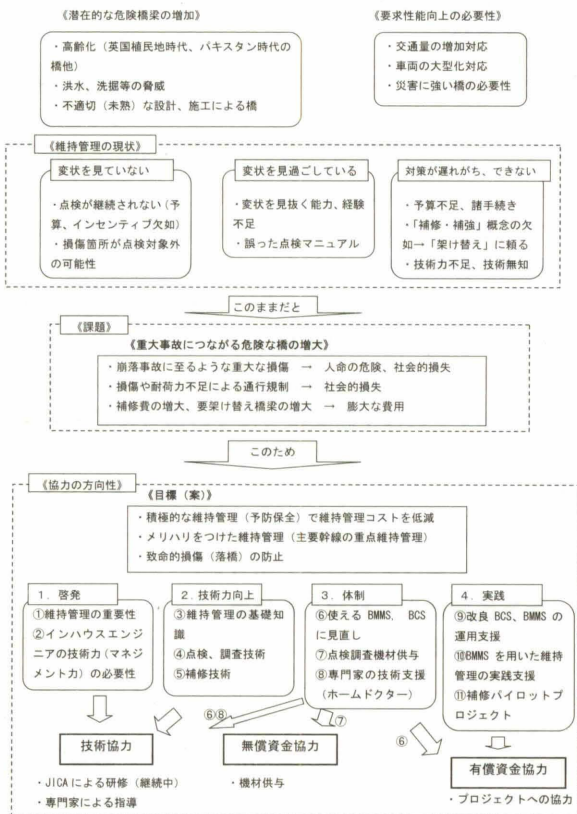


図-2 道路橋の予防保全に向けて（バングラデシュ版）

Fig.2 Situation of highway bridges and direction for better maintenance

この国においても課題を抱えている。国土交通省が組織した「道路橋の予防保全に向けた有識者会議」が本年5月に公表した提言⁸⁾のなかに、道路橋に関して、現状と課題、将来に向けての対応が整理されているが、図-2は、これに倣って、バングラデシュの橋梁の維持管理の現状と今後の方向性について、筆者が整理し、当地の日本側関係者と情報共有しているものである。

バングラデシュの現状について、特に筆者が危惧しているのは、落橋が多いという事実である。新聞に注意していると特に雨期では、落橋のニュースが頻繁に載ることに驚く。実際、2007年雨期の洪水では、RHDの管轄する52橋が落橋した。落橋原因の多くは、雨期の洪水に



写真-3 洗掘により崩壊寸前のRC橋（仮設のベイリー橋）
Photo 3 A RC bridge about to collapse (A temporary Bailey bridge was constructed over it)



写真-4、5 橋台を設けずに設置したベイリー橋と2007年洪水による落橋

Photo 4,5 A Bailey bridge placed directly on the ground and collapse due to 2007 flood

よって、下部工が洗掘されたり、上部工の冠水により消失したりするものである。直接原因としては、洪水による水の力であるが、パキスタン時代以前に造られ、設計・施工が未熟な橋や、橋台を構築せずに直接、地盤上に上部工を置いたベイリー橋が多数存在しており、これらの橋が洪水に対して脆弱であることが二次的な原因であると思われる。

5. メグナ・グムティ橋の伸縮装置補修

2008年5月から6月にかけて、メグナ・グムティ橋で伸縮装置の交換補修工事が行われた。この工事は、バングラデシュが行う初めての橋梁の大規模補修である。工事は日本で行う場合と、いろいろな面で異なり、興味深かった。それらの一部を紹介する。

5.1 メグナ・グムティ橋の概要

メグナ・グムティ橋は、ダッカとバングラデシュ第二の都市チッタゴンを結ぶ国道1号線にあって、メグナ・グムティ川（ダッカ東方約40km、川幅約1,350m）を渡る橋梁である。メグナ・グムティ橋は、それより前に完成したメグナ橋とともに、JICA が建設計画調査を行い、日本の無償資金協力によって建設された。設計・施工も日本企業によって行われており、日本の資金・技術によって造られた日本とバングラデシュの友好橋である。二車線橋の橋は、最重要の幹線道路の一部として、約17,000台/日の交通量を担っている。両橋の区間を除くダッカ〜チッタゴン間は、現在、4車線化事業が進められており、両橋は、いずれ交通のボトルネックとなることが確実であることから、第二橋の建設計画が具体化するのには遠い時期ではないと思われる。

メグナ・グムティ橋の構造形式は、1990年代初め頃まで、PC箱桁橋でよく用いられたカンチレバー形式であり、2つのカンチレバーを中央ヒンジで結合している（図-3）。神戸淡路鳴門自動車道の亀浦高架橋と同形式である。標準の支間長は、87mで、橋長は、1,410mである。

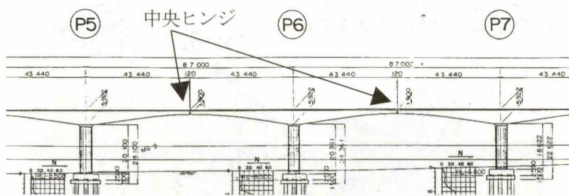


図-3 メグナ・グムティ橋の構造
Fig.3 Partial profile of Meghna Gumti Bridge

5.2 伸縮装置

メグナ・グムティ橋の伸縮装置は、15箇所の中央ヒンジの位置と両端の2箇所の橋台上に置かれている。中央ヒンジ部に置かれる伸縮装置の要求性能として、水平方

向の温度変化等に伴う伸縮に加え、鉛直方向の変移、両カンチレバーの角折れを吸収することが求められる。メグナ・グムティ橋のヒンジ部の当初設計における設計伸縮量は、111.1mmであったため、伸縮装置としては、内部に補強用の鋼板を配置した伸縮可能量160mmの日本製のゴム製伸縮装置を設置していた。

この伸縮装置が、数年前より破損が顕著になったことから、RHDでは、交換を予定して、交換用の伸縮装置を中国企業より調達して交換のタイミングを見極めていたところである。しかしながら、交換には、大規模な交通規制を必要とし、利用者に多大の影響を与えることから、前政権下の監督官庁は交換の許可をRHDに対して出さなかった。しかしながら、これ以上先延ばしにできないことを改めて監督官庁に訴えたところ認められた。これは、現在、国は政治的には中立の暫定政権で運営されているため、行政決定に対して外部からの干渉が及びにくいためであると考えられるが、我々日本人にはなかなか理解しがたいことである。

伸縮装置の交換補修にあたり、維持管理アドバイザーとして、RHDや施工業者、コンサルタントのエンジニアといろいろ話をしたが、分かったことは、ほとんど誰も伸縮装置の機能・構造、橋の構造のことを分かっている者がいないということであった。このため、今回の工事がOn the Job Trainingとなるようにできるだけ、現場に出かけ、議論をした。

5.3 交換補修工事

(1) 交通規制

工事の技術的内容よりも工事に伴う交通規制に気を使わなければならないのは、バングラデシュでも同じであるようで、工事の現場責任者である Executive Engineer（日本の工事事務所長のような立場）は、苦情への対応などで大変そうであった。全工事期間中は1車線の交互通行規制が行われること、また、数回は12時間以上の全面通行止めが行われることからできる限り迂回路を利用するように新聞などで周知が行われた。そのように周知をしても、片側交互通行規制時には、橋の両側で最低30分、悪くすれば1時間待ち程度の待ち時間が生じた。日本では、お客様に対するこのようなサービス低下は許されないことであるが、ここでは、それほど混乱も生じず、待ち車両で混雑する橋の両岸に抜け目なく、現れた物売りたちを喜ばせる結果であった。

(2) 伸縮装置撤去に判明した損傷

伸縮装置の損傷は、ゴムの経年劣化に加え、中央部がくぼんで破損しているという形態が見られた。なぜこのような損傷形態になっているかが分からなかったが、伸縮装置を撤去してみてその理由が分かった。写真-6は、その状況を示すものである。伸縮装置を支えるコンクリートのエッジ部が輪荷重の影響により、破壊し、破壊線が埋め込まれている鉄筋の隅角部を削るような形で三角形にコンクリートのエッジ部が破壊していた。鉄筋の隅

角部には、明確にへこみがあり、またその周辺のみ錆がみられた。これらにより、本来、設計上の伸縮装置下の隙間、すなわち伸縮装置のスペンが120mmのところ、コンクリートが損傷を受けた後には、320mm程度にまで拡大し、それが伸縮装置の損傷を加速させたと考えられる。バングラデシュでは、過積載車による舗装・橋梁へのダメージと対策の必要性が強く指摘されているところであるが、その影響も大きいと考えられる。



写真-6 伸縮装置下のコンクリートの破壊

Photo 6 Fracture of concrete just beneath the expansion joint

(3) コンクリート打設

通常、日本では伸縮装置をはじめとした交通規制を伴うような工事においてコンクリートを使用する場合、養生時間の短いコンクリートが使用される。伸縮装置補修工事では、3時間程度で24N/mm²以上の強度が発現し、交通開放が可能となる特殊セメントが用いられる。しかしながら、そのようなセメントは、未だバングラデシュでは普及していないことから、今回の工事の施工者は、普通ポルトランドセメントを用いた富配合のコンクリートを使用した。それでも強度発現には、時間がかかるため、打設から12時間は、完全通行止めとして、打設直後のコンクリートに影響が及ばないようにし、さらに7日間の養生期間をとったうえで交通開放を行った。日本の感覚からすれば、すいぶんのんびりした仕事のやり方である。



写真-7 コンクリートの打設

Photo 7 Casting of concrete

6. あとがき

昨年起こったアメリカの落橋事故を契機として、橋の維持管理の重要性が、日本でも改めて認識されたところである。バングラデシュの橋の状況を見ると日本以上に精力的に取り組まなければならない必要性を感じる。バングラデシュの道路・橋の維持管理が少しでも改善されるよう活動を続けていきたい。

参考文献

- 1) 外務省 : <http://www.mofa.go.jp/mofaj/area/bangladesh/data.html>
- 2) 外務省: 対バングラデシュ経済協力の概要, 2007.9
- 3) 国際協力銀行: 「貧困プロファイル」バングラデシュ人民共和国, 2007.10
- 4) Flood Forecasting and Warning Center, Bangladesh : <http://www.ffwc.gov.bd/>
- 5) Transparency International: http://www.ti-j.org/TI/CPI/2007CPI_English_Table.pdf
- 6) Bangladesh Railway Sector Reform Project, Reform Consultancy Services- Inception Report
- 7) Department of Civil Engineering, Bureau of Research, Testing and Consultation (BRTC), Bangladesh University of Engineering & Technology (BUET) : Report on Causes of Cracking in Jamuna Multi Purpose Bridge Superstructure, 2006.6
- 8) 道路橋の予防保全に向けた有識者会議: 道路橋の予防保全に向けた提言, 2008.5

■第6回国際吊構造橋梁管理者会議開催される

2008年5月22日から24日まで、香川県高松市の「かがわ国際会議場」において、「第6回国際吊構造橋梁管理者会議」が開催されました。2002年に、第3回会議が淡路島にて開催されましたので、本会議が日本で開催されるのは、6年ぶり2回目になります。

この国際会議は、世界各国・各機関の吊構造橋梁の維持管理に携わる技術者が一同に介し、吊構造橋梁に関する研究成果や維持管理技術など幅広い話題について発表を行い、質疑を通して、技術情報交換を行うものです。第3回会議までは、「国際吊橋管理者会議」として、吊橋に関する話題がテーマでしたが、長支間化の著しい斜張橋など他の吊構造橋梁の話題も対象とすることとされ、第4回会議以降、「国際吊構造橋梁管理者会議」に名称変更され、以降、吊構造橋梁の話題について、技術情報交換を行うようになりました。

今回の会議には、中国、デンマーク、韓国、ノルウェー、スウェーデン、イギリス、アメリカ合衆国、そして、日本の8カ国から、107名の技術者（国内67名、海外40名）が参加しました。会議は、21の論文を6つのセッションに分類し、論文発表と質疑応答を行うという形で進行了ました。

閉会式では、次期開催国代表として、中国交通部の周海濤総工師より、最近の中国の長大橋梁について、および、江蘇潤揚大橋發展有限公司の欧慶保副所長より、

会社が管理する吊構造橋梁について紹介がありました。

2日間の会議の後、24日には、瀬戸大橋テクニカルツアーが実施されました。本ツアーには、海外38名および国内14名が参加し、会議とともに、大盛況でした。テクニカルツアーでは、北備瀬戸大橋のスプレー室、鉄道緩衝桁、ケーブル送気乾燥システムなど瀬戸大橋を実現した技術、最新の維持管理技術が紹介されました。

表-1 開催実績

	開催年	開催地	参加国
第1回	1991年	ニューヨーク（アメリカ）	3ヶ国
第2回	2000年	ニューヨーク（アメリカ）	5ヶ国
第3回	2002年	淡路島（日本）	6ヶ国
第4回	2004年	コペンハーゲン（デンマーク）	7ヶ国
第5回	2006年	ニューヨーク（アメリカ）	8ヶ国
第6回	2008年	高松（日本）	8ヶ国

表-2 セッションと論文数

	セッション	論文数
1	吊構造橋梁の管理の経験Ⅰ	4
2	吊構造橋梁の管理の経験Ⅱ	4
3	疲労	3
4	モニタリング	3
5	主ケーブルの維持管理	4
6	維持管理の新しい話題	3



写真-1 開会式 主催者挨拶（伊藤社長）



写真-2 発表状況

（文責：企画部 企画課長代理 西谷雅弘）

■第4回橋梁の維持・安全・管理に関する国際会議（IABMAS'08）が開催される

2008年7月13日～17日の5日間にわたり、「第4回橋梁の維持・安全・管理に関する国際会議（4th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS'08)）」が韓国のソウルで開催されました。会議を主催した「IABMAS (International Association for Bridge Maintenance and Safety)」は、橋梁の維持管理および安全に関する分野における国際的

な協力を進めることを目的として1999年に設立された国際学会であり、2002年以降2年毎に国際会議を開催しています。

会議には38ヶ国から約600人が参加し、9編の基調講演と、465編の一般発表があり、橋梁マネジメント、アセットマネジメント、ライフサイクルコスト、動態観測、疲労損傷、点検・補修・補強等について討論が行われました。本四高速からは、長大橋技術センター耐風・構造グループの楠原サブリーダーが参加し、「長大橋のケー

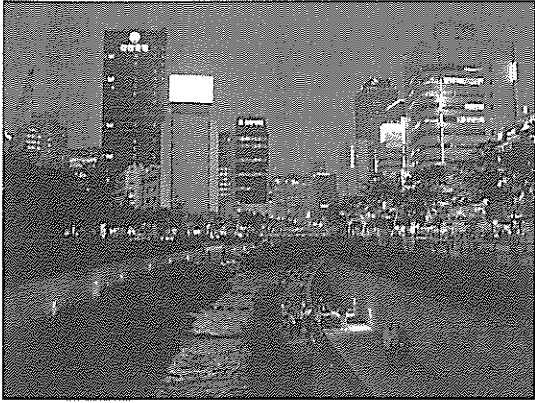


写真-1 テクニカルビジット (清溪川復元後の状況)

ブルシステムの風による振動とその対策」、「吊橋のモニタリングシステムと計測データの活用」の2編の論文について発表を行いました。

会議の初日にはテクニカルビジットとして、ソウル市内の清溪川(チョンゲチョン)の復元事業の見学会が、

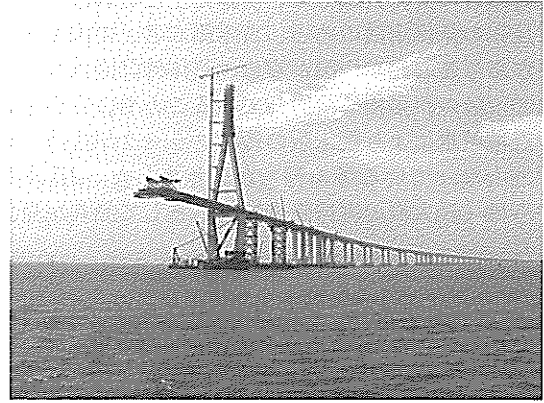


写真-2 テクニカルツアー (建設中の仁川大橋)

最終日にはテクニカルツアーとして、現在建設中の仁川(インチョン)大橋(中央支間長800mの斜張橋)の見学会が開催されました。

(文責:長大橋技術センター 耐風・構造グループ
サブリーダー 楠原栄樹)

■「国際吊構造橋梁管理者会議ワークショップ」開催される。

国際吊構造橋梁管理者会議(ICSBOC)のワークショップミーティング2008が香港特別行政区政府路政署のチンマー橋管理事務所において、5月26日から28日の三日間にわたり開催されました。会議では、5カ国(香港、デンマーク、英国、ノルウェー、日本)の9管理主体から21名の参加者が集い、各橋の管理の現況・課題や調査等の報告、ならびに特定課題に関する報告とディスカッションが行われました。日本からは、JB本四高速(株)から中村が出席し、吊橋ハンガーロープの定着部及び一般部の防錆工法、明石海峡大橋他の主ケーブル開放調査結果等について報告を行いました。



写真-1 会議状況

次回は、2009年夏、米国で開催が予定されています。
(文責:常務取締役 中村守)

■「日中長大橋技術交流セミナー」開催される

2008年7月31日から8月2日まで、「日中長大橋技術交流セミナー」が上海で開催されました。このセミナーは、中国の長大橋研究で有名な同済大学の企画によるもので、日中両国の長大橋技術に関する情報交換を目的に、相互に交流会議を1回ずつ開催するものです。1回目は今年4月に東京で開催されました。

今回の日本側出席者は、伊藤東大名誉教授を団長に、長井教授(長岡技科大)、中村教授(東海大)、佐藤教授(筑波大)、坂井氏(技術士事務所代表)、深谷氏、沈氏(長大)、酒井、矢野(JB本四高速)の9名でした。



写真-1 蘇通大橋(センタースパン1088m)

技術ニュース

7月31日の交流会議では、伊藤先生と葛教授（橋梁工学科長）の基調講演のあと、日本側6名、中国側8名の発表がありました。中国からは、具体的計画はないものの1400m級の斜張橋を検討していることや、交通量の増加や過積載車により鋼床版の疲労クラックが維持管理上の課題となっている等の報告がありました。JB本四高速からは「長大橋の維持管理技術」として酒井が発表しました。

テクニカルツアーでは、8月1日に南京の大勝関大橋（6径間連続鉄道橋で、中央部2径間はスパン336mのプレートアーチ構造、2009年完成予定）と南京第三大橋（中国初の鋼製塔を有する斜張橋、スパン648m、2006年9月完成）を、8月2日に蘇通大橋（世界最長の斜張橋、スパン1088m、2008年6月完成）、上海長江大橋（一本塔柱+2箱桁斜張橋、スパン730m、2009年6月完成予定）を視察しました。

斜張橋ランキングベスト10のうち、多々羅大橋（日本）、ノルマンディ橋（フランス）、仁川国際空港第二連絡橋（韓国）を除く7橋は中国にあり、中国の躍進ぶりが目立ちます。

（文責：保全事業部 橋梁保全課長代理 酒井 和吉）

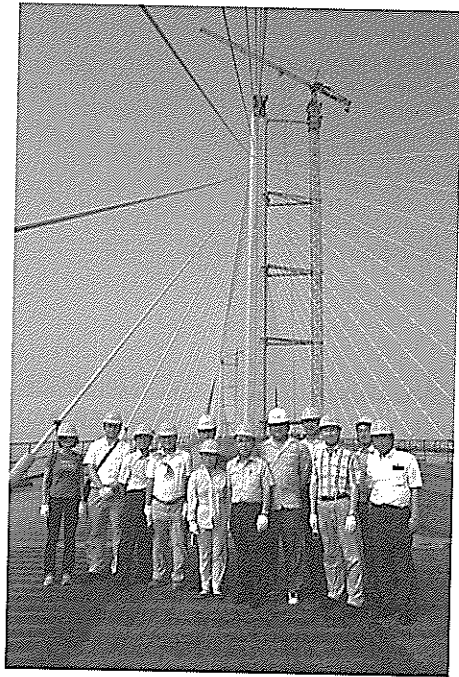


写真-2 上海長江大橋の建設状況

文献紹介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介 (07.10~08.07)

題名	著者	雑誌名等	巻号	年月	頁
長大橋耐風技術の足跡とこれから	鈴木周一, 山田郁夫	日本風工学会誌 第32巻第4号		2007.10	8
ウェーブレットスクリーニングを用いた明石海峡大橋の振動解析 (英文)	楠原栄樹, 勝地弘, 山田均	第3回知的構造物のヘルスマニタリングに関する国際会		2007.11	10
鋼3径間連続トラス橋の免震支承による耐震性能の向上	小河正次, 福永勲, 真辺保仁	第27回日本道路会議論文集		2007.11	2
橋梁管理路へのFRP材料の適用性検討	薄井稔弘, 秦健作, 大谷康史	第27回日本道路会議論文集		2007.11	2
鋼橋の疲労照査および疲労ハザードマップの検討	森山彰, 山田郁夫, 横井芳輝	第27回日本道路会議論文集		2007.11	2
真空吸着車輪ゴンドラの実用化	西井智紀	第27回日本道路会議論文集		2007.11	2
吊橋の維持管理用ハンドロープで観測された風による振動とその評価	楠原栄樹, 山田郁夫, 遠山直樹	第27回日本道路会議論文集		2007.11	2
本州四国連絡橋の動態観測システム (英文)	楠原栄樹, 山田郁夫, 福永勲, 河藤千尋	第2回土木構造物の生涯工学に関する国際ワークショップ		2007.11	18
本州四国連絡橋の動態観測システム	楠原栄樹, 山田郁夫, 福永勲, 河藤千尋	第2回土木構造物の生涯工学に関する国際ワークショップ		2007.11	18
本四連絡橋における長大橋鋼床版の疲労設計、疲労評価及び疲労点検 (英文)	麓興一郎, 山田郁夫, 森山彰, 横井芳輝	第23回日米橋梁ワークショップ (つくば 土研にて)		2007.11	10
200年以上の長期にわたる利用をめざす「瀬戸大橋開通20年、明石海峡大橋開通10年」		建設関連業月報		2008.01	9

編集後記

中国北京オリンピックの熱い戦いも終わりました。開催を前に北京の大気汚染が話題となりましたが、オリンピック期間中は澄み切った青空も見られ問題なく運営されました。

7月の洞爺湖サミットでの地球温暖化への世界的な取り組みは、合意には至りませんでした。地球の行く末はどうなるのでしょうか。

5月12日に発生した中国の四川大地震（M7.9）は、オリンピックに大きな影を落としました。死者約7万人、負傷者約37万人、行方不明者約2万人、倒壊家屋約22万棟、損壊家屋約415万棟と、関東大震災以上の未曾有の被害となりました。とくに学校倒壊による被害が多く、学校建築の耐震基準の甘さと手抜き工事の横行が指摘されました。6月14日には、岩手・宮城内陸地震（M7.2）が発生しました。死者13人、負傷者450名、行方不明者10名で、山間部の大きな土砂崩れが特長で、建物被害、新幹線・高速道路の被害は少ないものでした。

また、8月3日に発生した首都高速のタンクローリー横転・炎上事故は、火災により鋼桁が変形し通行止となる稀にみる大きな事故でした。この通行止による渋滞の経済損失は1日3億円以上、1日あたりの料金収入は、5000万円減少との試算もなされており、改めて、道路ネットワーク機能麻痺の影響が、如何に大きいかを認識せずにはいられません。9月下旬には暫定開通、11月初旬に

完全復旧とのことで、関係者の復旧努力に敬意を払いたいと思います。

さて、今回の本四技報ですが、“明石海峡大橋10周年、瀬戸大橋20周年の記念特集”、“国際吊構造管理者会議”の大きな技術トピックの後の通常号ですが、編集に何かと苦勞がありました。

今回の内容は、当社の長大橋に関する話題を取り上げています。ケーブル振動計測は、今までも幾多の事例が報告されていますが、今回は、新技術である光ファイバーセンサーによる電気ケーブル振動の計測報告です。コンクリートの塩害は、海峡部橋梁を多く抱える当社の大きなテーマのひとつです。多々羅大橋の鉛直支承テフロン板改良は、大型B P 支承のテフロン板がせり出すという設計時には予測できなかった変状に対する取り組みです。

当社は、四国と本州間の道路・鉄道のネットワーク機能の維持に大きな責任を担っています。近年、東南海・南海地震等の大規模地震の逼迫性が指摘される中、今回は、近年公表された新たな地震情報を含む強震動推定の最新の知見を反映し設定した大規模地震動の報告です。是非、理解しておきたい内容かと思えます。

今後とも、本誌を通じて、当社が管理する構造物の変状特性、維持管理技術手法を発表し、維持管理技術の研鑽に役立てていけたらと思います。

(長谷川 芳己)

本四技報編集委員会・幹事会名簿(五十音順) 平成20年8月31日現在

委員長	奥田基	幹事長	伊藤進一郎
委員	伊藤進一郎	幹事	石川信人
	大江慎一		石原和幸
	岡澤達男		遠藤和男
	荻原勝也		梶尾光邦
	北口雅章		貴志友基
	中尾俊哉		古村学美
	長谷川芳己		杉山和美
	福永勸		田中伸二
	山田郁夫		西谷雅弘
			廣田昭次
			向原和明
			森山彰

河野英雄((財)海洋架橋・橋梁調査会)

本四技報 第111号

発行 平成20年9月15日
編集 本州四国連絡高速道路株式会社
発行者 財団法人 海洋架橋・橋梁調査会
〒112-0004 東京都文京区後楽2-2-23
住友不動産飯田橋ビル2号館4階
電話 03-3814-8439
制作 田中印刷出版株式会社

定価2,200円

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>